



# DIPLOMARBEIT

THEMA:

## ENTWICKLUNG EINES TECHNISCHEN PROJEKTS FÜR DEN DRUCKSTOLLEN DES WKWs "KITNITSA"

---

Ausgeführt am Fakultät für Hydrotechnik der Universität für Architektur,  
Bauingenierwesen und Geodäsie - Sofia

unter der Anleitung von Univ. Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev  
und Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter

durch  
Dariya Rubcheva  
/Matr. N. 0927920/

**INHALTSVERZEICHNIS:**

<b>I. ALLGEMEINE INFORMATION ÜBER DAS BAUOBJEKT .....</b>	<b>1</b>
1. ALLGEMEINE INFORMATION.....	1
2. HAUPTANLAGEN DER TRIEBWASSERWEGES .....	2
2.1. DER „ARDINO“ SPEICHER .....	2
2.2. WASSERENTNAHMEBAUWERK.....	2
2.3. DRUCKSTOLLEN.....	2
2.4. WASSERSCHLOSS .....	2
2.5. GEPLANZERTER DRUCKSTOLLEN .....	3
2.6. WKW „KITNITSA“ .....	3
3. TRASSIERUNG DES DRUCKSTOLLENS IM GRUNDRIS .....	3
<b>II. HYDRAULISCHE BEMESSUNG BEI STATIONÄREM BETRIEB.....</b>	<b>5</b>
1. HYDRAULISCHE BEMESSUNG .....	5
1.1. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DES DRUCKSTOLLENS .....	5
1.2. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DES GEPANZERTEN DRUCKSTOLLENS.....	6
1.3. HYDRAULISCHE VERLUSTE .....	6
1.3.1. LÄNGSVERLUSTE .....	6
1.3.2. ÖRTLICHE VERLUSTE .....	6
1.3.2.1. HYDRAULISCHE VERLUSTE BEI DEM GROBRECHEN DER WASSERENTNAHMEANLAGE .	6
1.3.2.2. EINTRITTSVERLUSTE .....	8
1.3.2.3. ÜBERGANGSVERLUSTE .....	8
1.3.2.4. KRÜMMUNGSVERLUSTE .....	8
1.3.2.5. AUSTRITTSVERLUSTE.....	8
1.3.3. GESAMTDRUCKVERLUSTE.....	9
2. HYDRAULISCHE BERECHNUNGEN BEI INSTATIONÄREM BETRIEB .....	10
2.1. HYDRAULISCHE BEMESSUNG EINES ZWEIKAMMER-WASSERSCHLOSSES.....	10
2.1.1. ERMITTLUNG DER HORIZONTALEN FLÄCHE UND DES DURCHMESSERS DES WASSERSCHLOSSES (1. KRITERIUM VON THOMA).....	10
2.1.2. ÜBERPRÜFUNG DER STABILITÄT (2. KRITERIUM VON THOMA).....	10
2.1.3. ERMITTLUNG DER KOTE UND DER ABMESSUNGEN DER OBEREN KAMMER.....	10
2.1.4. ERMITTLUNG DER KOTE UND DER ABMESSUNGEN DER UNTEREN KAMMER .....	11
2.1.5. ERMITTLUNG DER KOTE DER SOHLE AM ENDE DES DRUCKSTOLLENS UND AM ANFANG DES GEPANZERTEN DRUCKSTOLLENS.....	12
2.1.6. ERMITTLUNG DER NEIGUNG DER SOHLE DES DRUCKSTOLLENS.....	12
2.2. ERMITTLUNG DER SCHWINGUNGSPROZESSE IM SYSTEM: DRUCKSTOLLEN-WASSERSCHLOSS DURCH DIE TABELLARISCHE METHODE .....	13
2.2.1. BEIM PLÖTZLICHEN SCHLIEßEN DES LEITAPPARATES.....	13
2.2.2. BEI PLÖTZLICHEM TEILWEISEN ÖFFNEN .....	16
2.3. PROGRAMMBERECHNUNG DER SCHWINGUNGSPROZESSE IM SYSTEM: DRUCKSTOLLEN-WASSERSCHLOSS .....	17
2.3.1. BEIM PLÖTZLICHEN SCHLIEßEN DES LEITAPPARATES.....	17

2.3.3.	BEI PLÖTZLICHEM TEILWEISEN ÖFFNEN .....	19
3.	SCHWINGUNGSPROZESSE IM SYSTEM: DRUCKSTOLLEN – WASSERSCHLOSS: FAZIT .....	21
III.	AUSWAHL UND BEMESSUNG DER ABSTÜTZUNG .....	22
1.	GEBIRGSKLASSIFIKATION .....	22
1.1.	GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH PROTODJAKONOW .....	22
1.1.	GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH LAUFFER .....	22
1.2.	GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH BIENIAWSKI.....	22
1.3.	GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH DEM Q-SYSTEM VON BARTON, LIEN UND LUNDRE .....	22
1.4.	GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH DEM PARAMETER GSI (GEOLOGICAL STRENGHT INDEX) .....	22
2.	BEMESSUNG NACH DEM Q-SYSTEM.....	24
3.	KLASSISCHE BEMESSUNG .....	26
3.1.	ALLGEMEINE INFORMATION ÜBER DIE KONVENTIONELLEN SICHERUNGSMITTEL.....	26
3.1.1.	ABSTÜTZUNG AUS UNBEWEHRTEM SPRITZBETON .....	26
3.1.2.	ABSTÜTZUNG AUS BEWEHRTEM SPRITZBETON .....	26
3.1.3.	ABSTÜTZUNG AUS SYSTEMANKERUNG.....	27
3.1.3.1.	Kunstharzanker Lokset® .....	27
3.1.3.1.1.	Ankerdurchmesser.....	27
3.1.3.1.2.	Bohrlochdurchmesser.....	27
3.1.3.1.3.	Volumen der mit Kunstharz gefüllte Patrone .....	27
3.1.3.1.4.	Ankerlänge.....	27
3.1.3.1.5.	Abstand zwischen den Ankern .....	28
3.1.3.1.6.	Anzahl der Anker .....	28
3.1.3.2.	Swellex® Gebirgsanker .....	29
3.1.5.	KOMBINIERTE ABSTÜTZUNGSKONSTRUKTION AUS SPRITZBETON UND ANKERUNG ....	33
3.1.5.1.	Systemankerung.....	33
3.1.5.1.1.	Kunstharzanker Lokset® Anchor Pack (an. 3.1.3.1) .....	33
3.1.5.1.2.	Reibungsanker Swellex® (an. 3.1.3.2 ).....	33
3.1.5.2.	Ermittlung der Dicke des bewehrten Spritzbetons im Kombination mit Ankern .....	33
3.1.5.3.	Ermittlung der Dicke des unbewehrten Spritzbetons im Kombination mit Ankern .....	33
3.2.	ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV FPR =2 UND FPR =3 (ABSCHNITTE № 1, 6 ,13, 14, 16) – LAUT NATM.....	34
3.2.1.	ERSTE VARIANTE: SPRITZBETON + LOKSET® ANKER .....	34
3.2.1.1.	Kunstharzanker Lokset® Anchor Pack.....	34
3.2.1.1.1.	Ankerdurchmesser.....	34
3.2.1.1.2.	Bohrlochdurchmesser.....	34
3.2.1.1.3.	Volumen der mit Kunstharz gefüllte Patrone .....	34
3.2.1.1.4.	Ankerlänge.....	34
3.2.1.1.5.	Ankerabstand.....	34
3.2.1.1.6.	Tragfähigkeit der Anker .....	35
3.2.1.1.7.	Ankeranzahl.....	35
3.2.1.2.	Unbewehrter Spritzbeton .....	35
3.2.1.3.	Überprüfung der Tragfähigkeit der Abstützung .....	35
3.2.2.	ZWEITE VARIANTE: SPRITZBETON + SWELLEX® GEBIRGSANKER .....	36
3.2.2.1.	Swellex® Gebirgsanker .....	36
3.2.2.1.1.	Ankerlänge.....	37
3.2.2.1.2.	Abstand zwischen den Ankern .....	37
3.2.2.1.3.	Anzahl der Anker .....	37

3.2.2.2.	Unbewehrter Spritzbeton .....	37
3.2.2.3.	Überprüfung der Tragfähigkeit der Abstützung .....	38
<b>3.3.</b>	<b>ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV FPR =4</b>	<b>=4</b>
	<b>(ABSCHNITTE № 2, 5, 15) .....</b>	<b>39</b>
<b>3.3.1.</b>	<b>ERSTE VARIANTE: SPRITZBETON + LOKSET® ANKER .....</b>	<b>39</b>
3.3.1.1.	Kunstharzanker Lokset® Anchor Pack .....	39
3.3.1.1.1.	Ankerdurchmesser .....	39
3.3.1.1.2.	Bohrlochdurchmesser .....	39
3.3.1.1.3.	Volumen der mit Kunstharz gefüllte Patrone .....	39
3.3.1.1.4.	Ankerlänge .....	39
3.3.1.1.5.	Abstand zwischen den Ankern .....	39
3.3.1.1.6.	Tragfähigkeit der Anker .....	40
3.3.1.1.7.	Anzahl der Anker .....	40
3.3.1.2.	Unbewehrter Spritzbeton .....	40
<b>3.3.3.</b>	<b>ZWEITE VARIANTE: SPRITZBETON + SWELLEX® GEBIRGSANKER .....</b>	<b>41</b>
3.3.3.1.	Swellex® Gebirgsanker .....	41
3.3.3.1.2.	Ankerlänge .....	42
3.3.3.1.3.	Abstand zwischen den Ankern .....	42
3.3.3.1.4.	Anzahl der Anker .....	42
3.3.3.2.	Unbewehrter Spritzbeton .....	42
<b>3.4.</b>	<b>ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV FPR =5</b>	<b>=5</b>
	<b>(ABSCHNITTE № 4, 7, 11, 12, 17) .....</b>	<b>43</b>
<b>3.4.1.</b>	<b>ERSTE VARIANTE: SPRITZBETON + LOKSET® ANKER .....</b>	<b>43</b>
3.4.1.1.	Kunstharzanker Lokset® Anchor Pack .....	43
3.4.1.1.1.	Ankerdurchmesser .....	43
3.4.1.1.2.	Bohrlochdurchmesser .....	43
3.4.1.1.3.	Volumen der mit Kunstharz gefüllte Patrone .....	43
3.4.1.1.4.	Ankerlänge .....	43
3.4.1.1.5.	Abstand zwischen den Ankern .....	43
3.4.1.1.6.	Tragfähigkeit der Anker .....	44
3.4.1.1.7.	Anzahl der Anker .....	44
3.4.1.2.	Unbewehrter Spritzbeton .....	44
<b>3.4.2.</b>	<b>ZWEITE VARIANTE: SPRITZBETON + SWELLEX® GEBIRGSANKER .....</b>	<b>45</b>
3.4.2.1.	Swellex® Gebirgsanker .....	45
3.4.2.1.2.	Ankerlänge .....	46
3.4.2.1.3.	Abstand zwischen den Ankern .....	46
3.4.2.1.4.	Anzahl der Anker .....	46
3.4.2.2.	Unbewehrter Spritzbeton .....	46
<b>3.5.</b>	<b>ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV FPR =6</b>	<b>=6</b>
	<b>(ABSCHNITTE № 3, 8, 9) .....</b>	<b>47</b>
<b>3.5.1.</b>	<b>BEWEHRTER SPRITZBETON .....</b>	<b>47</b>
<b>3.6.</b>	<b>ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV FPR =8</b>	<b>=8</b>
	<b>(ABSCHNITT № 10) .....</b>	<b>48</b>
<b>3.6.1.</b>	<b>UNBEWEHRTER SPRITZBETON .....</b>	<b>48</b>
<b>4.</b>	<b>BEMESSUNG NACH DEM HOEK-BROWN BRUCHKRITERIUM .....</b>	<b>49</b>
<b>4.1.</b>	<b>ALLGEMEINE INFORMATION .....</b>	<b>49</b>
<b>4.3.</b>	<b>ANWENDUNG DES HOEK-BROWN BRUCHKRITERIUMS: .....</b>	<b>52</b>
<b>IV.</b>	<b>AUSWAHL UND BEMESSUNG DER AUSKLEIDUNG .....</b>	<b>54</b>
<b>1.</b>	<b>ABSCHNITT №1 .....</b>	<b>55</b>
<b>1.1.</b>	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>56</b>

1.2.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....	56
1.3.	DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....	57
1.4.	ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....	57
1.5.	AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....	57
1.5.1.	VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....	57
1.5.2.	HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....	58
1.5.3.	EIGENGEWICHT.....	58
1.5.4.	INNENWASSERDRUCK .....	58
1.5.5.	AUßENWASSERDRUCK .....	58
1.5.6.	SEISMISCHE LASTEN.....	59
1.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	59
1.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	59
1.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	59
1.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	59
1.5.7.	TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....	60
1.6.	BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....	61
1.7.	SPANNUNGEN .....	62
1.7.1.	ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....	64
1.7.1.1.	im Reparaturfall (für Grund- und außergewöhnliche Kombination).....	64
1.7.1.2.	im Betriebsphase .....	64
1.7.1.2.1.	für Grundkombination .....	64
1.7.1.2.2.	für außergewöhnliche Kombination .....	64
1.7.2.	FAZIT .....	65
1.7.3.	BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....	65
1.8.	GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....	66
1.8.1.	RISSBREITE.....	66
1.8.2.	BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....	67
1.8.3.	RISSANZAHL.....	67
1.8.4.	VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....	67
1.8.5.	ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....	67
2.	ABSCHNITT №2 .....	68
2.1.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG.....	68
2.2.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....	69
2.3.	DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....	69
2.4.	ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....	69
2.5.	AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....	70
2.5.1.	VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....	70
2.5.2.	HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....	70
2.5.3.	EIGENGEWICHT.....	70
2.5.4.	INNENWASSERDRUCK .....	70
2.5.5.	AUßENWASSERDRUCK .....	70
2.5.6.	SEISMISCHE LASTEN.....	70
2.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	70
2.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	71
2.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	71
2.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	71
2.5.7.	TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....	71
2.6.	BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....	72
2.7.	SPANNUNGEN .....	73
2.7.1.	ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....	74
2.7.2.	FAZIT .....	74

2.7.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....</b>	<b>74</b>
2.9.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN) .....</b>	<b>76</b>
2.9.1.	<b>RISSBREITE .....</b>	<b>76</b>
2.9.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....</b>	<b>76</b>
2.9.3.	<b>RISSANZAHL.....</b>	<b>76</b>
2.9.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....</b>	<b>76</b>
2.9.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....</b>	<b>77</b>
<b>3.</b>	<b>ABSCHNITT №3 .....</b>	<b>78</b>
3.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>78</b>
3.2.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>78</b>
3.3.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>79</b>
3.3.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>79</b>
3.3.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>79</b>
3.3.3.	<b>EIGENGEWICHT.....</b>	<b>79</b>
3.3.4.	<b>INNENWASSERDRUCK .....</b>	<b>79</b>
3.3.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK .....</b>	<b>79</b>
3.3.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN.....</b>	<b>80</b>
3.3.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck.....	80
3.3.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	80
3.3.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	80
3.3.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	80
3.3.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>81</b>
3.4.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....</b>	<b>81</b>
3.5.	<b>SPANNUNGEN .....</b>	<b>82</b>
3.5.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....</b>	<b>82</b>
3.5.2.	<b>FAZIT .....</b>	<b>83</b>
3.6.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....</b>	<b>83</b>
3.6.1.	<b>RISSBREITE .....</b>	<b>83</b>
3.6.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....</b>	<b>83</b>
3.6.3.	<b>RISSANZAHL.....</b>	<b>83</b>
3.6.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....</b>	<b>83</b>
3.6.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....</b>	<b>84</b>
<b>4.</b>	<b>ABSCHNITT №4 .....</b>	<b>85</b>
4.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG.....</b>	<b>85</b>
4.2.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>86</b>
4.3.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>86</b>
4.4.	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....</b>	<b>86</b>
4.5.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>87</b>
4.5.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>87</b>
4.5.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>87</b>
4.5.3.	<b>EIGENGEWICHT.....</b>	<b>87</b>
4.5.4.	<b>INNENWASSERDRUCK .....</b>	<b>87</b>
4.5.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK .....</b>	<b>87</b>
4.5.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN.....</b>	<b>87</b>
4.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck.....	87
4.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	88
4.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	88
4.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	88
4.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>89</b>

4.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)</b> .....	89
4.8.	<b>SPANNUNGEN</b> .....	90
4.8.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN</b> .....	90
4.8.2.	<b>FAZIT</b> .....	91
4.8.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG</b> .....	91
4.9.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)</b> .....	92
4.9.1.	<b>RISSBREITE</b> .....	92
4.9.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:</b> .....	92
4.9.3.	<b>RISSANZAHL</b> .....	93
4.9.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG</b> .....	93
4.9.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:</b> .....	93
5.	<b>ABSCHNITT №5</b> .....	94
5.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG</b> .....	94
5.2.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG</b> .....	95
5.3.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN</b> .....	95
5.4.	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG</b> .....	95
5.5.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN</b> .....	96
5.5.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	96
5.5.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	96
5.5.3.	<b>EIGENGEWICHT</b> .....	96
5.5.4.	<b>INNENWASSERDRUCK</b> .....	96
5.5.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK</b> .....	96
5.5.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN</b> .....	96
5.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	96
5.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	97
5.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	97
5.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	97
5.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN</b> .....	97
5.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)</b> .....	98
5.7.	<b>SPANNUNGEN</b> .....	98
5.7.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN</b> .....	99
5.7.2.	<b>FAZIT</b> .....	99
5.7.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG</b> .....	99
5.9.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)</b> .....	101
5.9.1.	<b>RISSBREITE</b> .....	101
5.9.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:</b> .....	101
5.9.3.	<b>RISSANZAHL</b> .....	101
5.9.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG</b> .....	101
5.9.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:</b> .....	102
6.	<b>ABSCHNITT №6</b> .....	103
6.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG</b> .....	103
6.2.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG</b> .....	104
6.3.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN</b> .....	104
6.4.	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG</b> .....	104
6.5.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN</b> .....	105
6.5.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	105
6.5.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	105
6.5.3.	<b>EIGENGEWICHT</b> .....	105
6.5.4.	<b>INNENWASSERDRUCK</b> .....	105

6.5.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK</b> .....	105
6.5.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN</b> .....	106
6.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	106
6.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	106
6.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	106
6.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	106
6.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN</b> .....	107
6.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)</b> .....	107
6.7.	<b>SPANNUNGEN</b> .....	108
6.7.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN</b> .....	108
6.7.2.	<b>FAZIT</b> .....	109
6.7.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG</b> .....	109
6.8.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)</b> .....	110
6.8.1.	<b>RISSBREITE</b> .....	110
6.8.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:</b> .....	110
6.8.3.	<b>RISSANZAHL</b> .....	111
6.8.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG</b> .....	111
6.8.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:</b> .....	111
6.9.	<b>SCHLUSSFOLGERUNG FÜR DIE AUSGEWÄHLTE DRUCKSTOLLENAUSKLEIDUNG</b> .....	112
6.11.	<b>BEMESSUNG DER STAHLPANZERUNG</b> .....	113
6.11.1.	<b>GRUNDINFORMATION</b> .....	113
6.11.2.	<b>RUSSISCHE METHODE</b> .....	114
6.11.2.1.	Tangentialzugspannungen infolge Innenwasserdruck .....	114
6.11.2.2.	Tangentialdruckspannungen infolge Außenwasserdruck .....	115
6.11.2.3.	Axialspannungen .....	115
6.11.2.4.	Spannungszustand der Stahlpanzerung .....	115
6.11.2.5.	Überprüfung gegen Beulen .....	115
6.11.3.	<b>DIE METHODE VON MONTEL</b> .....	116
6.11.4.	<b>DIE METHODE VON AMSTUTZ</b> .....	117
6.11.5.	<b>DIE METHODE VON JACOBSEN</b> .....	118
6.11.6.	<b>FAZIT</b> .....	119
7.	<b>ABSCHNITT №7</b> .....	120
7.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG</b> .....	120
7.2.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG</b> .....	121
7.3.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN</b> .....	121
7.4.	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG</b> .....	121
7.5.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN</b> .....	122
7.5.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	122
7.5.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	122
7.5.3.	<b>EIGENGEWICHT</b> .....	122
7.5.4.	<b>INNENWASSERDRUCK</b> .....	122
7.5.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK</b> .....	122
7.5.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN</b> .....	122
7.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	122
7.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	123
7.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	123
7.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	123
7.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN</b> .....	123
7.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)</b> .....	124
7.7.	<b>SPANNUNGEN</b> .....	124
7.7.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN</b> .....	125

7.7.2.	<b>FAZIT .....</b>	<b>125</b>
7.7.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....</b>	<b>125</b>
7.8.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN) .....</b>	<b>128</b>
7.8.1.	<b>RISSBREITE .....</b>	<b>128</b>
7.8.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....</b>	<b>128</b>
7.8.3.	<b>RISSANZAHL.....</b>	<b>128</b>
7.8.5.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....</b>	<b>129</b>
7.8.6.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....</b>	<b>129</b>
<b>8.</b>	<b>  ABSCHNITT №8 .....</b>	<b>130</b>
8.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>130</b>
8.2.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>130</b>
8.3.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>131</b>
8.3.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>131</b>
8.3.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>131</b>
8.3.3.	<b>EIGENGEWICHT.....</b>	<b>131</b>
8.3.4.	<b>INNENWASSERDRUCK .....</b>	<b>131</b>
8.3.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK .....</b>	<b>131</b>
8.3.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN.....</b>	<b>131</b>
8.3.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	131
8.3.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck .....	132
8.3.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	132
8.3.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	132
8.3.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>133</b>
8.4.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....</b>	<b>133</b>
8.6.	<b>SPANNUNGEN .....</b>	<b>134</b>
8.6.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....</b>	<b>134</b>
8.6.2.	<b>FAZIT .....</b>	<b>135</b>
8.7.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN) .....</b>	<b>135</b>
8.7.1.	<b>RISSBREITE.....</b>	<b>135</b>
8.7.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....</b>	<b>135</b>
8.7.3.	<b>RISSANZAHL.....</b>	<b>135</b>
8.7.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....</b>	<b>135</b>
8.7.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....</b>	<b>136</b>
<b>9.</b>	<b>  ABSCHNITT №9 .....</b>	<b>137</b>
9.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>137</b>
9.2.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>137</b>
9.3.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>138</b>
9.3.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>138</b>
9.3.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>138</b>
9.3.3.	<b>EIGENGEWICHT.....</b>	<b>138</b>
9.3.4.	<b>INNENWASSERDRUCK .....</b>	<b>138</b>
9.3.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK .....</b>	<b>138</b>
9.3.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN.....</b>	<b>138</b>
9.3.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	138
9.3.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck .....	139
9.3.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	139
9.3.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	139
9.3.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>140</b>
9.4.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....</b>	<b>140</b>

<b>9.6.</b>	<b>SPANNUNGEN .....</b>	<b>141</b>
9.6.1.	ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....	141
9.6.2.	FAZIT .....	142
<b>9.7.</b>	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN) .....</b>	<b>142</b>
9.7.1.	RISSBREITE .....	142
9.7.2.	BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....	142
9.7.3.	RISSANZAHL.....	142
9.7.4.	VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....	142
9.7.5.	ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....	143
<b>10.</b>	<b>ABSCHNITT №10 .....</b>	<b>144</b>
10.1.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG.....	144
10.2.	DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....	144
10.3.	AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....	145
10.3.1.	VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....	145
10.3.2.	HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....	145
10.3.3.	EIGENGEWICHT.....	145
10.3.4.	INNENWASSERDRUCK .....	145
10.3.5.	AUßENWASSERDRUCK .....	145
10.3.6.	SEISMISCHE LASTEN.....	145
10.3.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck.....	145
10.3.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	146
10.3.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	146
10.3.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	146
10.3.7.	TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....	147
10.4.	BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....	147
10.6.	SPANNUNGEN .....	148
10.6.1.	ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....	148
10.6.2.	FAZIT .....	149
10.7.	GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....	149
10.7.1.	RISSBREITE .....	149
10.7.2.	BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....	149
10.7.3.	RISSANZAHL.....	149
10.7.4.	VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....	149
10.7.5.	ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....	150
<b>11.</b>	<b>ABSCHNITT №11 .....</b>	<b>151</b>
11.1.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG.....	151
11.2.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....	152
11.3.	DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....	152
11.4.	ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....	152
11.5.	AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....	153
11.5.1.	VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....	153
11.5.2.	HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....	153
11.5.3.	EIGENGEWICHT.....	153
11.5.4.	INNENWASSERDRUCK .....	153
11.5.5.	AUßENWASSERDRUCK .....	153
11.5.6.	SEISMISCHE LASTEN.....	153
11.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck.....	153
11.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	154
11.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	154

11.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	154
11.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>155</b>
11.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....</b>	<b>155</b>
11.8.	<b>SPANNUNGEN .....</b>	<b>156</b>
11.8.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....</b>	<b>156</b>
11.8.2.	<b>FAZIT .....</b>	<b>157</b>
11.8.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....</b>	<b>157</b>
11.9.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....</b>	<b>158</b>
11.9.1.	<b>RISSBREITE .....</b>	<b>158</b>
11.9.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....</b>	<b>158</b>
11.9.3.	<b>RISSANZAHL.....</b>	<b>159</b>
11.9.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....</b>	<b>159</b>
11.9.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....</b>	<b>159</b>
12.	<b>ABSCHNITT №12 .....</b>	<b>160</b>
12.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>160</b>
12.2.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>161</b>
12.3.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>161</b>
12.4.	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....</b>	<b>161</b>
12.5.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>162</b>
12.5.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>162</b>
12.5.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>162</b>
12.5.3.	<b>EIGENGEWICHT.....</b>	<b>162</b>
12.5.4.	<b>INNENWASSERDRUCK .....</b>	<b>162</b>
12.5.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK .....</b>	<b>162</b>
12.5.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN.....</b>	<b>162</b>
12.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck.....	162
12.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	163
12.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	163
12.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	163
12.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>164</b>
12.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....</b>	<b>164</b>
12.8.	<b>SPANNUNGEN .....</b>	<b>165</b>
12.8.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....</b>	<b>165</b>
12.8.2.	<b>FAZIT .....</b>	<b>166</b>
12.8.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....</b>	<b>166</b>
12.9.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....</b>	<b>167</b>
12.9.1.	<b>RISSBREITE.....</b>	<b>167</b>
12.9.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....</b>	<b>167</b>
12.9.3.	<b>RISSANZAHL.....</b>	<b>167</b>
12.9.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....</b>	<b>168</b>
12.9.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....</b>	<b>168</b>
13.	<b>ABSCHNITT №13 .....</b>	<b>169</b>
13.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>169</b>
13.2.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>170</b>
13.3.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>170</b>
13.4.	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....</b>	<b>170</b>
13.5.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>171</b>
13.5.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>171</b>
13.5.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>171</b>

13.5.3.	<b>EIGENGEWICHT</b> .....	171
13.5.4.	<b>INNENWASSERDRUCK</b> .....	171
13.5.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK</b> .....	171
13.5.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN</b> .....	172
13.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	172
13.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	172
13.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	172
13.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	172
13.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN</b> .....	173
13.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)</b> .....	173
13.8.	<b>SPANNUNGEN</b> .....	174
13.8.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN</b> .....	174
13.8.2.	<b>FAZIT</b> .....	175
13.8.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG</b> .....	175
13.9.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)</b> .....	176
13.9.1.	<b>RISSBREITE</b> .....	176
13.9.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:</b> .....	176
13.9.3.	<b>RISSANZAHL</b> .....	177
13.9.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG</b> .....	177
13.9.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:</b> .....	177
14.	<b>ABSCHNITT №14</b> .....	178
14.1.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG</b> .....	178
14.2.	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG</b> .....	179
14.3.	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN</b> .....	179
14.4.	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG</b> .....	179
14.5.	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN</b> .....	180
14.5.1.	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	180
14.5.2.	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK</b> .....	180
14.5.3.	<b>EIGENGEWICHT</b> .....	180
14.5.4.	<b>INNENWASSERDRUCK</b> .....	180
14.5.5.	<b>AUßENWASSERDRUCK</b> .....	180
14.5.6.	<b>SEISMISCHE LASTEN</b> .....	181
14.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	181
14.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	181
14.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	181
14.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	181
14.5.7.	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN</b> .....	182
14.6.	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)</b> .....	182
14.8.	<b>SPANNUNGEN</b> .....	183
14.8.1.	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN</b> .....	183
14.8.2.	<b>FAZIT</b> .....	184
14.8.3.	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG</b> .....	184
14.9.	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)</b> .....	185
14.9.1.	<b>RISSBREITE</b> .....	185
14.9.2.	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:</b> .....	185
14.9.3.	<b>RISSANZAHL</b> .....	186
14.9.4.	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG</b> .....	186
14.9.5.	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:</b> .....	186
15.	<b>ABSCHNITT №15</b> .....	187

<b>15.1.</b>	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>187</b>
<b>15.2.</b>	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>188</b>
<b>15.3.</b>	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>188</b>
<b>15.4.</b>	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....</b>	<b>188</b>
<b>15.5.</b>	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>189</b>
<b>15.5.1.</b>	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>189</b>
<b>15.5.2.</b>	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>189</b>
<b>15.5.3.</b>	<b>EIGENGEWICHT.....</b>	<b>189</b>
<b>15.5.4.</b>	<b>INNENWASSERDRUCK .....</b>	<b>189</b>
<b>15.5.5.</b>	<b>AUßENWASSERDRUCK .....</b>	<b>189</b>
<b>15.5.6.</b>	<b>SEISMISCHE LASTEN.....</b>	<b>189</b>
15.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	189
15.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	190
15.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	190
15.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	190
<b>15.5.7.</b>	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>191</b>
<b>15.6.</b>	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....</b>	<b>191</b>
<b>15.7.</b>	<b>SPANNUNGEN .....</b>	<b>192</b>
<b>15.7.1.</b>	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....</b>	<b>192</b>
<b>15.7.2.</b>	<b>FAZIT .....</b>	<b>193</b>
<b>15.7.3.</b>	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....</b>	<b>193</b>
<b>15.8.</b>	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....</b>	<b>194</b>
<b>15.8.1.</b>	<b>RISSBREITE .....</b>	<b>194</b>
<b>15.8.2.</b>	<b>BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....</b>	<b>194</b>
<b>15.8.3.</b>	<b>RISSANZAHL.....</b>	<b>195</b>
<b>15.8.4.</b>	<b>VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....</b>	<b>195</b>
<b>15.8.5.</b>	<b>ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....</b>	<b>195</b>
<b>16.</b>	<b>ABSCHNITT №16 .....</b>	<b>196</b>
<b>16.1.</b>	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG.....</b>	<b>196</b>
<b>16.2.</b>	<b>MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....</b>	<b>197</b>
<b>16.3.</b>	<b>DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....</b>	<b>197</b>
<b>16.4.</b>	<b>ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....</b>	<b>197</b>
<b>16.5.</b>	<b>AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....</b>	<b>198</b>
<b>16.5.1.</b>	<b>VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....</b>	<b>198</b>
<b>16.5.2.</b>	<b>HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....</b>	<b>198</b>
<b>16.5.3.</b>	<b>EIGENGEWICHT.....</b>	<b>198</b>
<b>16.5.4.</b>	<b>INNENWASSERDRUCK .....</b>	<b>198</b>
<b>16.5.5.</b>	<b>AUßENWASSERDRUCK .....</b>	<b>198</b>
<b>16.5.6.</b>	<b>SEISMISCHE LASTEN.....</b>	<b>199</b>
16.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck .....	199
16.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	199
16.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	199
16.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	199
<b>16.5.7.</b>	<b>TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....</b>	<b>200</b>
<b>16.6.</b>	<b>BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....</b>	<b>200</b>
<b>16.8.</b>	<b>SPANNUNGEN .....</b>	<b>201</b>
<b>16.8.1.</b>	<b>ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....</b>	<b>201</b>
<b>16.8.2.</b>	<b>FAZIT .....</b>	<b>202</b>
<b>16.8.3.</b>	<b>BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....</b>	<b>202</b>
<b>16.9.</b>	<b>GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....</b>	<b>203</b>

16.9.1.	RISSBREITE .....	203
16.9.2.	BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....	203
16.9.3.	RISSANZAHL.....	204
16.9.4.	VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....	204
16.9.5.	ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....	204
<b>17.</b>	<b>ABSCHNITT №17 .....</b>	<b>205</b>
17.1.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG.....	205
17.2.	MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG .....	206
17.3.	DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN .....	206
17.4.	ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG.....	206
17.5.	AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN .....	207
17.5.1.	VERTIKALER GEBIRGSDRUCK.....	207
17.5.2.	HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK .....	207
17.5.3.	EIGENGEWICHT.....	207
17.5.4.	INNENWASSERDRUCK .....	207
17.5.5.	AUßENWASSERDRUCK .....	207
17.5.6.	SEISMISCHE LASTEN.....	207
17.5.6.1.	Vertikaler seismischer Gebirgsdruck.....	207
17.5.6.2.	Horizontaler seismischer Gebirgsdruck.....	208
17.5.6.3.	Seismische Lasten infolge Eigengewicht .....	208
17.5.6.4.	Seismischer Innenwasserdruck.....	208
17.5.7.	TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN.....	208
17.6.	BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N).....	209
17.7.	SPANNUNGEN .....	209
17.7.1.	ZULÄSSIGE SPANNUNGEN .....	210
17.7.2.	FAZIT .....	210
17.7.3.	BEMESSUNG DER BEWEHRUNG .....	210
17.8.	GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN).....	212
17.8.1.	RISSBREITE.....	212
17.8.2.	BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE: .....	212
17.8.3.	RISSANZAHL.....	212
17.8.4.	VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG.....	212
17.8.5.	ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG: .....	213
<b>V.</b>	<b>BAUVERFAHRENSTECHNIK DES DRUCKSTOLLENS .....</b>	<b>214</b>
1.	BAUVERFAHREN IM ZYKLISCHEN (KONVENTIONELLEN) VORTRIEB .....	214
1.1.	BOHR- UND SPRENGARBEITEN.....	214
1.2.	SCHUTTERUNG.....	218
1.2.1.	LADEGERÄT .....	218
1.2.2.	TRANSPORTGERÄTE .....	220
1.2.3.	UNTERSUCHUNG, VERGLEICHUNG UND OPTIMIERUNG DER SCHUTTERUNG .....	224
1.3.	SICHERUNG VON TUNNELVORTRIEBEN MIT DEN KONVENTIONELLEN SICHERUNGSMITTEL.....	228
1.3.1.	BEWEHRTER UND UNBEWEHRTER SPRITZBETON .....	228
1.3.2.	ANKER .....	228
1.3.2.1.	Lokset-Anker.....	228
1.3.2.2.	Swellex-Anker.....	229
1.3.3.	KOMBINIERTER ABSTÜTZUNGSKONSTRUKTION AUS ANKERUNG UND UNBEWEHRTEM SPRITZBETON .....	230
1.4.	TUNNELAUSKLEIDUNG .....	230

1.4.1.	<b>SCHALUNGS- UND BEWEHRUNGSARBEITEN.....</b>	<b>230</b>
1.4.2.	<b>BETONARBEITEN .....</b>	<b>231</b>
1.5.	<b>HILFSARBEITEN.....</b>	<b>232</b>
1.5.1.	<b>BEWETTERUNG.....</b>	<b>232</b>
1.5.2.	<b>ENTWÄSSERUNG .....</b>	<b>233</b>
2.	<b>BAUVERFAHREN IM MASCHINELLEN (KONTINUIERLICHEN) BETRIEB .....</b>	<b>233</b>
<b>VI.</b>	<b>UMWELTSCHUTZMASSNAHMEN .....</b>	<b>236</b>
1.	<b>AUSWIRKUNGEN AUF DIE LUFT.....</b>	<b>236</b>
2.	<b>AUSWIRKUNGEN AUF DAS WASSER .....</b>	<b>236</b>
3.	<b>AUSWIRKUNGEN AUF DAS BODEN UND DIE LANDSCHAFT.....</b>	<b>236</b>
4.	<b>AUSWIRKUNGEN AUF DIE FLORA UND FAUNA.....</b>	<b>237</b>
5.	<b>ABFALLMANAGEMENT .....</b>	<b>237</b>
<b>VII.</b>	<b>VERZEICHNISSE.....</b>	<b>238</b>
1.	<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS .....</b>	<b>238</b>
2.	<b>TABELLENVERZEICHNIS .....</b>	<b>238</b>
4.	<b>QUELLENVERZEICHNIS.....</b>	<b>243</b>
<b>VIII.</b>	<b>ANHÄNGE .....</b>	<b>243</b>
	<b>ANHANG A</b>	244
	<b>ANHANG B</b>	247
B-2.	Tabellarische Darstellung der Grundwerte aller Abschnitte, deren Festigkeitswert $f_{pr}=2$ und $f_{pr}=3$ beträgt	248
B-3.	Tabellarische Darstellung der Grundwerte aller Abschnitte, deren Festigkeitswert $f_{pr}=4$ beträgt	250
B-4.	Tabellarische Darstellung der Grundwerte aller Abschnitte, deren Festigkeitswert $f_{pr}=5$ beträgt	252
B-6.	Tabellarische Darstellung der Grundwerte aller Abschnitte, deren Festigkeitswert $f_{pr}=6$ beträgt	253
	<b>ANHANG C</b>	254
C-1.	Abschnitt 1 ( $f_{pr} =3$ ; $GSI=34$ ).....	256
C-2.	Abschnitt 2 ( $f_{pr} =4$ ; $GSI=39$ ).....	259
C-3.	Abschnitt 5 ( $f_{pr} =4$ ; $GSI=39$ ).....	262
C-4.	Abschnitt 6 ( $f_{pr} =2$ ; $GSI=20$ ).....	265
C-5.	Abschnitt 13 ( $f_{pr} =3$ ; $GSI=34$ ).....	268
C-6.	Abschnitt 14 ( $f_{pr} =2$ ; $GSI=26$ ).....	272
C-7.	Abschnitt 15 ( $f_{pr} =4$ ; $GSI=39$ ).....	276
C-8.	Abschnitt 16 ( $f_{pr} =2$ ; $GSI=26$ ).....	279
	<b>ANHANG D</b>	282
D-1.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №1	284
D-2.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №2	286
D-3.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №3	288

D-4.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №4	290
D-5.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №5	292
D-6.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №6	294
D-7.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №7	296
D-8.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №8	298
D-9.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №9	300
D-10.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №10	302
D-11.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №11	304
D-12.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №12	306
D-13.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №13	308
D-14.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №14	310
D-15.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №15	312
D-16.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №16	314
D-17.	Tabellarische Darstellung der Werte für die Spannung in der Bau- und Betriebsphase für Abschnitt №17	316

## I. ALLGEMEINE INFORMATION ÜBER DAS BAUOBJEKT

Die folgende Diplomarbeit beinhaltet eine technische Lösung zum Aufbau vom „Ardino“ Druckstollen, Teil der „Kitnitsa“ Wasserkraftstufe. Als Basis dieses Projekts dienen ingenieurgeologische und hydrogeologische Ausgangsdaten für das betrachtende Gebiet. Das im Zuge dieser Diplomarbeit erstellten Berechnungen dienen zur Bemessung der Abstützung und der Auskleidung des Druckstollens, sowie zum Auswahl einer passenden Bauverfahrenstechnik.

### 1. ALLGEMEINE INFORMATION

Die Gemeinde „Ardino“ ist aufgrund ihrer wesentlichen Wasserressourcen von außergewöhnlicher Bedeutung zur vollwertigen Ausnutzung des Wasserpotentials Bulgariens. Eine Hauptentwässerungsarterie dieses Gebietes ist der Arda Fluss, der den Rhodopen entspringt. Durch sein Flusstal verlaufen etwa 4 Mrd.m<sup>3</sup> Wasser, d.h. ca 10% der gesamten Wasserressourcen Bulgariens und deshalb kann das Arda Flusstal als das wasserführendste Tal Bulgariens beschrieben werden. Das riesenhafte Hydroenergiepotential des Flusses bietet einen Anlaß, ein Projekt für die „Gorna Arda“ Kaskade zu entwerfen.

Die ursprüngliche Idee für die „Gorna Arda“ Kaskade entstand noch in den 80er Jahren des 20. Jahrhunderts. Nach dem damaligen Projekt sind insgesamt 3 Dämmen (inkl. Wasserkraftwerke) aufzubauen - „Madan“, „Ardino“ und „Sartnitsa“, die sich zwischen dem Dorf Vehtino und dem Stausee Kardjali befinden.

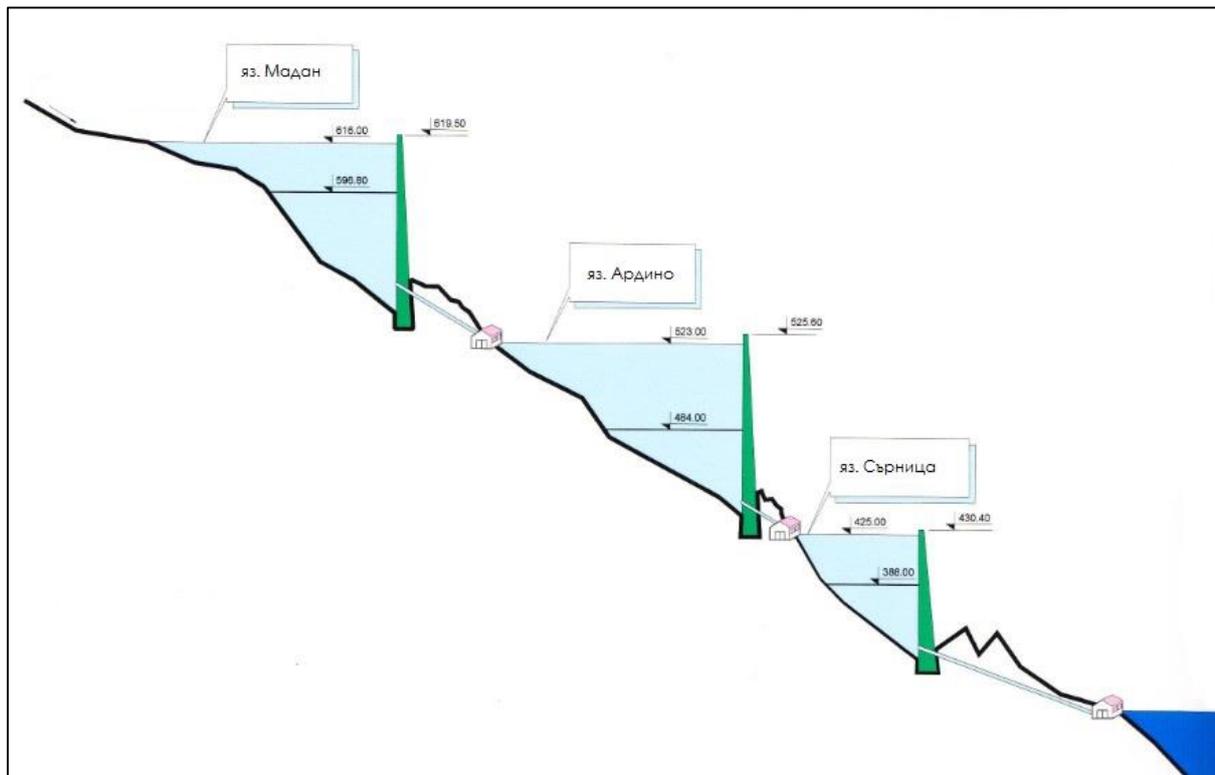


Abb. I-1 - „Gorna Arda“ Kaskade

Thema dieser Diplomarbeit ist das Ausarbeiten einer alternativen Lösung zur Errichtung der „Gorna Arda“ Kaskade, wobei des Aufbaues der letzten Staumauer – „Sarnitsa“ fällt aus. Im Ergebnis soll einen längeren, fast 10 Kilometer langen, Druckstollen vorgesehen sein. Dadurch werden nicht nur die Bau- und die Betriebskosten des Triebwasserweges wesentlich verringert, sondern auch das komplette Hydroenergiepotential des Arda Flusses genutzt.

Gegenstand der tiefgründigen Analyse ist die zweite, und in diesem Fall die letzte Stufe der „Gorna Arda“ Kaskade - der Triebwasserweg „Ardino“. Grundanlagen des Triebwasserweges „Ardino“ sind:

- Speicher „Ardino“;
- Triebwasserweg (Wasserentnahmebauwerk, Druckstollen und geplanzter Druckstollen);
- WKW „Kitnitsa“.

## 2. HAUPTANLAGEN DER TRIEBWASSERWEGES

### 2.1. DER „ARDINO“ SPEICHER

Nach dem originellen Projekt für die Kaskade „Gorna Arda“ ist ein Staudamm, insbesondere ein Steinschüttdamm vorgesehen. In der vorliegenden Diplomarbeit bleibt der Dammtyp unverändert.

Die folgenden technischen Parameter sind gegeben:

$$\nabla OWS_{\min} = 484,00 \text{ m};$$

$$\nabla \text{Stauziel}(OWS_{\max}) = 523,00 \text{ m};$$

$$\nabla \text{Überstau} = 525,50 \text{ m};$$

$$H = 100,1 \text{ m} \text{ ...Höhe der Staumauer};$$

$$L = 273 \text{ m} \text{ ...Kronenlänge};$$

$$V_t = 93,4 \text{ m}^3 \text{ ...Gesamtvolumen des Speicherts};$$

$$V_i = 74,6 \text{ m}^3 \text{ ...Nutzvolumen des Speichers}.$$

### 2.2. WASSERENTNAHMEBAUWERK

Es wird ein senkrechtes Wasserentnahmebauwerk ausgewählt. Ein rechteckiger Querschnitt des Wasserentnahmebauwerkes wäre empfehlenswert, da aufgrund ihrer vereinfachten Schalungsform die Anlagen dieser Art am leichtesten konstruiert werden.

Da das Wasser vor allem für Energiezwecke zu nutzen ist, ist es nicht notwendig, Wasser aus verschiedenen Wasserschichten mit unterschiedlichen Temperaturen zu entnehmen. Auf diesem Grund und zur Gewährleistung einer Ununterbrochenheit der Druckströmung ungeachtet der tatsächlichen Wasserspiegel im Speicher erfolgt die Wasserentnahme mittels tief liegenden Öffnungen. Im Einlaufsbereich wird ein Rechen vorgesehen. Dieser dient zum Schutz vor schwimmenden Abfällen und Treibgut, die die normale Arbeit der Triebwasserleitung gefährden können.

### 2.3. DRUCKSTOLLEN

Diese Diplomarbeit beschäftigt sich vor allem mit der Errichtung des Druckstollens. Zu entwickeln ist eine technische Lösung für seinen Aufbau, inkl. Auswahl und Bemessung der passenden Abstützungskonstruktionen, wobei die Ausbauwassermenge gegeben ist.

Der Druckstollen hat eine Gesamtlänge  $L=9550,67\text{m}$  und eine konstante Neigung  $i=0,2\%$ . Es wird ein kreisförmiger Querschnitt mit einem Durchmesser von  $D=5,50\text{m}$  ausgewählt.

### 2.4. WASSERSCHLOSS

Es wird eine Zweikammer-Wasserschloss ausgewählt. Dieser besteht aus zwei übereinander angeordneten Schwallkammern (untere und obere Kammer), die durch einen

senkrechten Schacht miteinander verbundenen sind. Der Schacht hat einen zylindrischen Querschnitt mit einem Durchmesser  $D=11,50\text{m}$ .

Eine detaillierte Untersuchung des Wasserschlosses ist in Kapitel II.2.1 zu finden

## 2.5. GEPLANZTER DRUCKSTOLLEN<sup>1</sup>

Der geplanzte Druckstollen besteht aus:

- einem horizontalen Abschnitt, welcher zur Realisierung einer gleichmäßigen Verbindung zwischen dem Druckstollen, dem Wasserschloss und dem geplanzten Druckstollen dient;
- einem stark geneigten Abschnitt zur Verbindung der Triebwasserweg mit dem Wasserkraftwerk;
- einem Stollenfang.

## 2.6. WKW „KITNITSA“<sup>1</sup>

Das Wasserkraftwerk ist oberirdisch. Im Maschinenraum werden zwei Francis-Turbinen mit vertikaler Achse installiert. Die Gesamtleistung ist  $99,76\text{MW}$  bei einer Berechnungsnettofallhöhe von  $173,24\text{m}$ .

## 3. TRASSIERUNG DES DRUCKSTOLLENS IM GRUNDRISS

Mit dem Ausfall der dritten Stufe der „Gorna Arda“ Kaskade öffnet sich die Möglichkeit für zwei verschiedene Varianten zur Trassierung des Druckstollens – am linken und am rechten Ufer des Arda Flußes. Obwohl es eine geradlinige Trasse des Triebwasserweges bevorzugt ist, ist es zur Erfüllung der Anforderungen an einer ausreichenden Tunnelabdeckung erforderlich, Kurven im Grundriss vorgesehen zu werden.

### 1-ste Variante (am linken Ufer)

Bei der ersten Variante wird der Triebwasserweg am linken Ufer gelegen. Wie erwähnt die Trassierung im Grundriß ist polygonal. Im Aufriß ist eine zweiseitige Neigung des Druckstollens vorgesehen. Der Druckstollen besteht aus drei Abschnitte, wobei, an seinem tiefliegenden Punkt einen Entladestollen vorgesehen ist,

	Abschnitt 1	Abschnitt 2	Abschnitt 3
<b>L</b>	6538.55 m	728.21 m	1903.19 m
$\nabla SA_{DS}$	473.00 m	392.57 m	388.88 m
$\nabla SE_{DS}$	392.57 m	388.88 m	455.70 m
<b>i</b>	<b>1.23 %</b>	<b>0.51 %</b>	<b>3.51 %</b>

$L_{Tun} = 9169,95\text{ m}$  ...Tunnellänge;

$L_{DRL} = 372,90\text{ m}$  ...Druckrohrleitungslänge.

$\nabla SA_{DS}$  ...Kote Boden am Anfang des Druckstollens;

$\nabla SE_{DS}$  ...Kote Boden am Ende des Druckstollens.

Der größte Vorteil dieser Variante ist die Verkürzung des Druckstollens mit etwa  $380\text{m}$ , was zur Abminderung der Kosten und zur Verkürzung der Bauzeit führt. Außerdem ist es bei

<sup>1</sup> Eine ausführliche Untersuchung und Bemessung des geplanzten Druckstollens ist in einer anderen parallel ausführenden Diplomarbeit unter dem Namen „Entwicklung eines technischen Projekts für den geplanzten Druckstollen des WKWs „Kitnitsa““ zu finden.

einem kürzeren Triebwasserweg (bei gleichen anderen Bedingungen) die Energieherstellung größer.

Bei dieser Variante soll der Aufbau eines zusätzlichen Entladestollens mit einer Länge von 370m am tiefliegenden Punkt des Druckstollens vorgesehen werden. Während der Bauzeit kann dieser Entladestollen die Rolle einem zusätzlichen Fenster spielen, was die Aufdeckung noch zwei Angriffstellen erlaubt. Bei den beiden neuen Ortsbrüste ist einem fallenden Vortrieb zur Ableitung des Bauwassers möglich und der Einsatz von Pumpenbrunnen ist nicht notwendig. Die Aufdeckung von zusätzlichen Ortsbrüste im Druckstollen hat als Vorteil die Abminderung der Bewetterungskosten, sowie die wesentliche Verkürzung der Bauzeit, wenn es ausreichenden Baumaschinen und Arbeitskräfte zur Verfügung stehen.

Wegen der erheblichen Länge des Druckstollens soll noch ein Fenster vorgesehen werden. Somit können insgesamt sechs Angriffstellen d.h. sechs Ortsbrüste im Druckstollen aufgedeckt werden.

Als nachteilig kann die zweiseitige Neigung des Druckstollens im Vergleich mit der einseitigen Neigung wesentliche Schwierigkeiten, Verzögerung der Bauarbeiten, komplizierte Schutterung und zahlreiche Logistikprobleme verursachen. Außerdem ist der Abschnitt №3 stark geneigt und übersteigt den maximalen zulässigen Wert der Neigung der Sohle im Falle eines Gleisbetriebes von 3%.

Ein anderer Nachteil dieser Projektlösung ist, dass diese Trasse unter vielen Nebenflüsse und in der Nähe von mehreren Dörfer liegt.

### **2-te Variante (am rechten Ufer)**

$L_{\text{Tun}} = 9550,67 \text{ m}$  ...Tunnellänge;

$L_{\text{DRL}} = 419,70 \text{ m}$  ...Druckrohrleitungslänge.

$\nabla SA_{\text{DS}}$  ...Kote Boden am Anfang des Druckstollens;

$\nabla SE_{\text{DS}}$  ...Kote Boden am Ende des Druckstollens.

In diesem Fall ist eine einseitige Neigung des Druckstollens vorgesehen, wobei die oben beschriebene Besonderheiten der ersten Variante ausfallen.

Es werden zwei zusätzlichen Angriffstellen vorgesehen. Die zusätzlichen Fenster befinden sich am  $1^{+800} \text{ m}$  und am  $6^{+200} \text{ m}$ . Mit der Errichtung den beiden zusätzlicher Fenster werden insgesamt sechs Angriffstellen d.h. sechs Ortsbrüste im Druckstollen aufgedeckt.

Im Rahmen der Diplomarbeit wurde auch eine kurze Vergleichung der beiden Varianten bezüglich die notwendige Auskleidungsdicke und durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste durchgeführt. Als Ergebnis von dem viel zu großen Wert des Innenwasserdrucks verlangt die 1.sten Variante eine dickere Tunnelauskleidung und einen erheblichen Bewehrungsbeiwert erforderlich. Diese konstruktiven Lösungen verursachen eine Erhöhung der Versickerung (Erhöhung der Wasserverluste), sowie eine unerwünschte Erschwerung der Auskleidungskonstruktion.

Auf der Grundlage dieser Überlegungen wurde die **Variante № 2** ausgewählt. Eine eindeutige Antwort der Frage, welche von beiden Varianten wirtschaftlicher ist, ist schwer zu geben, weil es viele unbekanntenen Faktoren gibt.

## II. HYDRAULISCHE BEMESSUNG BEI STATIONÄREM BETRIEB

### 1. HYDRAULISCHE BEMESSUNG

$Q_a = 68 \text{ m}^3 / \text{s}$  ...Ausbauwassermenge

$\nabla \text{OWS}_{\min} = 484,00 \text{ m}$  ...Absenkziel

$\nabla \text{OWS}_{\max} = 523,00 \text{ m}$  ...Stauziel

$H_{\text{Br},\min} = 157,70 \text{ m}$  ...min. Brutto-Höhe

$H_{\text{Br},\max} = 196,70 \text{ m}$  ...max. Brutto-Höhe

#### 1.1. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DES DRUCKSTOLLENS

Ein kreisförmiger Querschnitt des Druckstollens, sowie eine optimale Wassergeschwindigkeit  $v_{\text{opt}} = 2,9 \text{ m/s}$  ( $v_{\text{opt}} = 2,5 \div 4,5 \text{ m/s}$ ) werden angenommen.

$$D_{\text{DS}} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_a}{v_{\text{DS}} \cdot \pi}}, \quad [\text{m}] \quad (1.1)$$

$$D_{\text{DS}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 68,00}{2,9 \cdot \pi}} = 5,46 \text{ m} \Rightarrow D'_{\text{DS}} = 5,50 \text{ m} \text{ angenommen}$$

Berechnung der tatsächlichen Wassergeschwindigkeit unter der Annahme eines Druckstollendurchmessers  $D'_{\text{DS}} = 5,50 \text{ m}$  :

$$v'_{\text{DS}} = \frac{4 \cdot Q_a}{D'^2 \cdot \pi}$$

$$v'_{\text{DS}} = \frac{4 \cdot Q_a}{D'^2 \cdot \pi} = \frac{4 \cdot 68,00}{5,50^2 \cdot \pi} = 2,862 \text{ m/s}$$

Druckstollensparameter :

$$D'_{\text{DS}} = 5,50 \text{ m}$$

$$v'_{\text{DS}} = 2,862 \text{ m/s}$$

$$F_{\text{DS}} = 23,76 \text{ m}^2$$

Ermittlung der notwendigen Saughöhe:

$$\left. \begin{aligned} \Delta h_{\text{Eintritt,DS1}} &= k \cdot (1 + \zeta_{\text{Eintritt}}) \cdot \frac{v'_{\text{DS}}}{2 \cdot g}, \quad [\text{m}] \\ \Delta h_{\text{Eintritt,DS2}} &= \frac{D'_{\text{DS}}}{2}, \quad [\text{m}] \end{aligned} \right\} (1.2)$$

$$\Rightarrow \left. \begin{aligned} \Delta h_{\text{Eintritt,DS1}} &= 1,5 \cdot (1 + 0,3) \cdot \frac{2,862}{2 \cdot 9,81} = 0,814 \text{ m} \\ \Delta h_{\text{Eintritt,DS2}} &= \frac{5,50}{2} = 2,75 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta h_{\text{Eintritt,DS}} = 2,75 \text{ m}$$

, wobei

$$k = 1,5$$

$$\zeta_{\text{Eintritt}} = 0,3$$

## 1.2. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DES GEPANZERTEN DRUCKSTOLLENS

Die Bemessung des gepanzerten Druckstollens wird im Rahmen einer anderen Diplomarbeit durchgeführt. Hier stehen die Endergebnisse zur Verfügung:

gepanzertes Druckstollen:

$$D'_{DRL} = 4,50 \text{ m}$$

$$v'_{DRL} = 4,276 \text{ m/s}$$

## 1.3. HYDRAULISCHE VERLUSTE

### 1.3.1. LÄNGSVERLUSTE

Infolge von Widerständen, die von den Reibungskräften verursacht werden, entstehen Längsverluste der ganzen Strömung entlang. Diese können nach der folgenden Formel berechnet werden:

$$\Delta h_{Lv} = \frac{L_{DS} \cdot v'_{DS}{}^2}{C_{DS}^2 \cdot R_{DS}}, \quad [m] \quad (1.3)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \Delta h_{Lv}^{\min} = \frac{L_{DS} \cdot v'_{DS}{}^2}{C_{DS}^{\min 2} \cdot R_{DS}} = \frac{9550,67 \cdot 2,862^2}{87,88 \cdot 1,375} = 7,37 \text{ m} \\ \Delta h_{Lv}^{\max} = \frac{L_{DS} \cdot v'_{DS}{}^2}{C_{DS}^{\max 2} \cdot R_{DS}} = \frac{9550,67 \cdot 2,862^2}{65,91 \cdot 1,375} = 13,10 \text{ m} \end{cases}$$

, wobei

$$R_{DS} = \frac{D_{DS}}{4} = \frac{5,5}{4} = 1,375 \text{ m} \dots \text{Hydraulischer Radius des Druckstollens;}$$

$$C_{DS}^{\min} = \frac{1}{n_{\min}} \cdot R_{DS}^{1/6} = \frac{1}{0,012} \cdot 1,375^{1/6} = 87,88 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$$C_{DS}^{\max} = \frac{1}{n_{\max}} \cdot R_{DS}^{1/6} = \frac{1}{0,016} \cdot 1,375^{1/6} = 65,91 \text{ m}^{1/2} / \text{s}$$

$n_{\min} = 0,012$  ...min. Reibungskoeffizient ;

$n_{\max} = 0,016$  ...max. Reibungskoeffizient .

### 1.3.2. ÖRTLICHE VERLUSTE

Die örtlichen Verluste entstehen an einzelnen Stellen der Strömung entlang.

#### 1.3.2.1. HYDRAULISCHE VERLUSTE BEI DEM GROBRECHEN DER WASSERENTNAHMEANLAGE

Diese Verluste werden nach der Kerschmer'schen Formel berechnet. Die Abmessungen des Eintrittsrechens werden so ausgewählt, dass sie die Ausbauwassermenge problemlos bewältigen können.

$$\Delta h_{Rech} = \beta \cdot \sin \alpha \cdot \left( \frac{d}{a} \right)^{4/3} \cdot \frac{v'_{Rech}{}^2}{2g}, \quad [m] \quad (1.4)$$

, wobei

$\alpha = 60^\circ$  ....Neigung der Rechenstäbe;

$v_{\text{Rech}} = 0,8 \text{ m/s}$  ...angenommene mittlere Geschwindigkeit der Strömung vor dem Rechen<sup>2</sup>

$a = 0,2 \text{ m}$  ...Abstand zwischen den Rechenstäben;

$d = 0,03 \text{ m}$  ...Stabdicke;

$\beta = 2,42$  ...Formbeiwert des Rechenstabes .

Für die Geschwindigkeit  $v_{\text{Rech}} = 0,8 \text{ m/s}$  wird die Nettofläche des Rechens berechnet:

$$F_{\text{Rech}}^{\text{Netto}} = \frac{Q_3}{v_{\text{Rech}}} = \frac{68}{0,8} = 85 \text{ m}^2$$

und die Bruttofläche nach der folgenden Formel:

$$F_{\text{Rech}}^{\text{Brutto}} = F_{\text{Rech}}^{\text{Netto}} \cdot \left(1 + \frac{d}{a}\right) = 85 \cdot \left(1 + \frac{0,03}{0,2}\right) = 97,75 \text{ m}^2$$

Für Zwecke der Wasserentnahme werden zwei, von einer Zwischenwand getrennten Öffnungen, ausgeführt.

Auf diesem Grund sind zwei gleichflächige Rechen zu erstellen:

$$F_{\text{Rech},1}^{\text{Brutto}} = \frac{F_{\text{Rech}}^{\text{Brutto}}}{2} = \frac{97,75}{2} = 48,875 \text{ m}^2$$

Nach der folgenden Systemgleichung werden die Abmessungen (Breite und Höhe) des einzelnen Rechens ermittelt:

$$\begin{cases} h_{\text{Eintr}} = 1,3 \cdot b_{\text{Eintr}}^{\text{Brutto}} \\ F_{\text{Rech},1}^{\text{Brutto}} = b_{\text{Eintr}}^{\text{Brutto}} \cdot h_{\text{Eintr}} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow F_{\text{Rech},1}^{\text{Brutto}} &= 1,3 \cdot (b_{\text{Eintr}}^{\text{Brutto}})^2 \Rightarrow b_{\text{Eintr}}^{\text{Brutto}} = \sqrt{\frac{F_{\text{Rech},1}^{\text{Brutto}}}{1,3}} = \sqrt{\frac{48,875}{1,3}} = 6,13 \text{ m} \\ &\Rightarrow h_{\text{Eintr}} = 1,3 \cdot 6,13 = 7,97 \text{ m} \end{aligned}$$

Aus konstruktivem Grund werden die folgenden Abmessungen des Rechens angenommen:

$$\begin{cases} b_{\text{Rech}}^{\text{Brutto}} = 6,15 \text{ m} \\ h_{\text{Rech}} = 8,00 \text{ m} \end{cases}$$

Die Bruttofläche des Rechens wird noch mal mit den angenommenen Abmessungen berechnet:

$$F_{\text{Rech},1}^{\text{Brutto}} = b_{\text{Eintr}}^{\text{Brutto}} \cdot h_{\text{Eintr}} = 6,15 \cdot 8,00 = 49,2 \text{ m}^2$$

$$F_{\text{Rech}}^{\text{Brutto}} = 2 \cdot F_{\text{Rech},1}^{\text{Brutto}} = 2 \cdot 49,2 = 98,4 \text{ m}^2$$

Die tatsächliche Strömungsgeschwindigkeit vor dem Rechen beträgt:

$$v'_{\text{Rech}} = \frac{Q_3}{F_{\text{Rech}}^{\text{Brutto}}} = \frac{68}{98,4} = 0,691 \text{ m/s}$$

<sup>2</sup> Die Geschwindigkeit des Eintittswassermenge wird aufgrund der Notwendigkeit ständiger Reinigung, sowie einer Verminderung gefährlicher Schwingungen eingeschränkt.

Nach der Kerschmer'schen Formel werden die Verluste bei dem Rechen der Wasserentnahmebauwerke berechnet:

$$\xi_{\text{Rech}} = \beta \cdot \sin \alpha \cdot \left( \frac{d}{a} \right)^{4/3} \sin \alpha = 2,42 \cdot \sin 60^\circ \cdot \left( \frac{0,03}{0,2} \right)^{4/3} = 0,167$$

$$\Rightarrow \Delta h_{\text{Rech}} = \xi_{\text{Rech}} \cdot \frac{v'_{\text{Rech}}{}^2}{2g} = 0,167 \cdot \frac{0,691^2}{2 \cdot 9,81} = 0,004 \text{ m}$$

### 1.3.2.2. EINTRITTSVERLUSTE

$$\Delta h_{\text{Entr}} = (1 + \xi_{\text{Entr}}) \frac{v'_{\text{Rech}}{}^2}{2g}, \quad [\text{m}] \quad (1.5)$$

$$\Rightarrow \Delta h_{\text{Entr}} = (1 + 0,2) \cdot \frac{0,691^2}{2 \cdot 9,81} = 0,029 \text{ m}$$

$\xi_{\text{Entr}} = 0,20 \div 0,25$  ... Verlustbeiwert bei einem rundförmigen Eintritt;

$v'_{\text{Entr}} = 0,691 \text{ m/s}$  ... Strömungsgeschwindigkeit am Eintritt.

### 1.3.2.3. ÜBERGANGSVERLUSTE

$$\Delta h_{\text{Übergang}} = \xi_{\text{Übergang}} \frac{v_{\text{DS}}{}^2}{2g}, \quad [\text{m}] \quad (1.6)$$

$$\Rightarrow \Delta h_{\text{Übergang}} = 0,2591 \cdot \frac{2,862^2}{2 \cdot 9,81} = 0,108 \text{ m}$$

$\xi_{\text{Übergang}} = 0,2591$  ... interpolierter Wert, berechnet auf Grund von schon im Labor ermittelten Wert für  $\xi_{\text{Übergang}}$  bei einem  $L_{\text{Übergang}}/D_{\text{DS}}$  Verhältnis:

für $L_{\text{Übergang}}/D_{\text{DS}} = 4$	$\rightarrow$	$\xi_{\text{Übergang}} = 0,15$
für $L_{\text{Übergang}}/D_{\text{DS}} = 3$	$\rightarrow$	$\xi_{\text{Übergang}} = 0,20$
für $L_{\text{Übergang}}/D_{\text{DS}} = 2$	$\rightarrow$	$\xi_{\text{Übergang}} = 0,25$

Die Werte wurden durch im Labor durchgeführte hydraulische Modellversuche ermittelt.

### 1.3.2.4. KRÜMMUNGSVERLUSTE

Die von Krümmungen verursachten hydraulischen Verluste können vernachlässigt werden, denn diese sind zu gering und haben keinen deutlichen Einfluss auf die Gesamtverluste ausüben.

$$\Rightarrow \Delta h_{\text{Krümmung}} = 0 \text{ m}$$

### 1.3.2.5. AUSTRITTSVERLUSTE

Die Austrittsverluste können als einen Spezialfall der Verluste infolge plötzlicher Verbreiterung untersucht werden. Wobei die Geschwindigkeit  $v_2 \approx 0 \text{ m/s}$  ist, denn der Querschnitt vor der Aufweitung  $\omega_1 = \omega_{\text{DS}} = 23,76 \text{ m}^2$  übersteigt mehrmals den Querschnitt nach der Aufweitung  $\omega_2 = \omega_{\text{WS}} = 140,4 \text{ m}^2$ .

Nach der Borda's Formel werden die Druckverluste infolge plötzlicher Ausbreitung wie folgt berechnet:

$$\Delta h_{\text{pltz. Ausbr.}} = \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g}, \quad [\text{m}] \quad (1.7)$$

$v_1 = v_{\text{DS}} = 2,862$  ... Strömungsgeschwindigkeit vor der Aufweitung;

$v_2 \approx 0$  .... Strömungsgeschwindigkeit nach der Aufweitung.

$$\Delta h_{\text{Ausgang}} = \xi_{\text{Ausgang}} \frac{v_{\text{DS}}^2}{2g}, \quad [\text{m}] \quad (1.8)$$

$$\Rightarrow \Delta h_{\text{Ausgang}} = 1,0 \cdot \frac{2,862^2}{2 \cdot 9,81} = 0,418 \text{ m}$$

, wobei  $\xi_{\text{Ausgang}} = 1,0$

### 1.3.3. GESAMTDRUCKVERLUSTE

Die Gesamtdruckverluste werden laut des Superpositionsprinzips der Verluste ermittelt. Dieser beruht auf der Annahme, dass jeder Widerstand vollständig und unbeeinflusst von seinem Nachbarwiderstand entsteht. Auf diese Weise können die Gesamtverluste als Summe aller obenstehenden Verluste berechnet werden.

$$\Delta h_{\text{verl}} = \Delta h_{\text{Lv}} + \Delta h_{\text{örtl.v}}$$

$$\Delta h_{\text{verl}} = \Delta h_{\text{Rech}} + \Delta h_{\text{Entr}} + \Delta h_{\text{Übergang}} + h_{\text{Krümmung}} + \Delta h_{\text{Ausgang}} = 0,004 + 0,029 + 0,108 + 0 + 0,418$$

$$\Delta h_{\text{verl}} = 0,559 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{verl}}^{\text{min}} = \Delta h_{\text{Lv}}^{\text{min}} + \Delta h_{\text{örtl.v}} = 7,37 + 0,559 = 7,93 \text{ m}$$

$$\Delta h_{\text{verl}}^{\text{max}} = \Delta h_{\text{Lv}}^{\text{max}} + \Delta h_{\text{örtl.v}} = 13,10 + 0,559 = 13,66 \text{ m}$$

## 2. HYDRAULISCHE BERECHNUNGEN BEI INSTATIONÄREM BETRIEB

### 2.1. HYDRAULISCHE BEMESSUNG EINES ZWEIKAMMER-WASSERSCHLOSSES

Beim Übergang von dem Druckstollen zum gepanzerten Druckstollen wird ein Wasserschloss vorgesehen. Aufgrund der erheblichen Druckschwankungen, die zu erwarten sind, wird ein Zweikammer-Wasserschloss ausgewählt.

Dieser besteht aus zwei übereinander angeordneten Schwallkammern (untere und obere Kammer), die durch einen senkrechten Schacht miteinander verbundenen sind.

Zur Gewährleistung der Stabilität im schwingungsanfälligen System sind vor allem die Thomaschen Kriterien zu erfüllen:

#### 2.1.1. ERMITTLUNG DER HORIZONTALEN FLÄCHE UND DES DURCHMESSERS DES WASSERSCHLOSSES (1. KRITERIUM VON THOMA)

Den minimalen Querschnitt erhält man aus der Gleichung:

$$F_{WS} = (1,20 \div 1,30) \cdot \frac{F_{DS} \cdot C_{DS}^{\min 2} \cdot R_{DS}}{2g(H_{Br}^{\min} - \Delta h_{DS}^{\min} - 3 \cdot \Delta h_{DRL}^{\max})}, \quad [m^2] \quad (I.9)$$

$$\Rightarrow F_{WS} = (1,20 \div 1,30) \cdot \frac{23,76 \cdot 87,88^2 \cdot 1,375}{2g(157,7 - 7,93 - 3 \cdot 2,536)} = 103,02 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow D_{WS} = 11,45 \text{ m}$$

\(\Rightarrow\) es wird angenommen:

$$D_{WS} = 11,45 \text{ m} \dots \text{Durchmesser des Schachtes;} \\ F_{WS} = 103,87 \text{ m}^2 \dots \text{Querschnitt des Schachtes.}$$

$\xi_{Eint} = 0,20 \div 0,25$  ...Verlustbeiwert bei einem rundförmigen Eintritt;

$v'_{Rech} = 0,691 \text{ m/s}$  ...tatsächliche Strömungsgeschwindigkeit vor dem Rechen.

#### 2.1.2. ÜBERPRÜFUNG DER STABILITÄT (2. KRITERIUM VON THOMA)

Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit sollen die Strömungsverluste kleiner als ein Drittel der verfügbaren Fallhöhe sein:

$$h_{DS}^{\max} + h_{DRL}^{\max} \leq \frac{H_{Brutto}^{\min}}{3} \quad (I.10)$$

$$\Rightarrow 13,659 + 3,27 < \frac{157,70}{3}$$

\(\Rightarrow\) die Bedingung ist erfüllt

, wobei

$$h_{DS}^{\max} = 13,656 \text{ m}$$

$$h_{DRL}^{\max} = 3,27 \text{ m}$$

$$H_{Brutto}^{\min} = 157,70 \text{ m ist.}$$

#### 2.1.3. ERMITTLUNG DER KOTE UND DER ABMESSUNGEN DER OBEREN KAMMER

Die Sohle der oberen Kammer befindet sich auf  $\nabla OWS_{\max} = 523,00 \text{ m}$ . Eine maximale Erhöhung des Wasserspiegel  $z_m = 7 \text{ m}$  im Falle einer schnellen Abminderung der Last der Turbine von 100% auf 0% wird angenommen. (Diese Annahme ist für die Durchführung der ursprünglichen Berechnungen zweckmäßig. Der tatsächliche Wert von  $z_m$  wird im Kapitel II.3 ermittelt.)

Das Volumen der oberen Kammer erhält man aus den folgenden Gleichungen:

$$V_o = \frac{A_{DS} \cdot C_{DS}^{\min 2} \cdot R_{DS}}{2 \cdot g}, \quad [m^3]$$

$$V_{OK} = V_o \ln \left( 1 + \frac{h_{VL}^{\min}}{z_m} \right), \quad [m^3] \quad (I.11)$$

$$\Rightarrow V_o = \frac{23,76 \cdot 87,88^2 \cdot 1,375}{2 \cdot g} = 12\,857,52 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_{OK} = 12\,857,52 \cdot \ln \left( 1 + \frac{7,927}{7} \right) = 9736,94 \text{ m}^3$$

Aufgrund des großen Volumens der oberen Kammer wird ein Oberbecken mit einer Fläche von  $F'_{OK} = 1390,00 \text{ m}^2$  vorgesehen.

#### 2.1.4. ERMITTLUNG DER KOTE UND DER ABMESSUNGEN DER UNTEREN KAMMER

Der obere Rand der unteren Kammer befindet sich auf einem Abstand von 13,70 m ( $\approx \Delta h_{sar}^{\max} = 13,659$ ) von der Unterwasserseite, und die Lage des unteren Randes wird so über der Tunnel- und der gepanzerten Druckstollenfirste ausgewählt, dass eine ausreichende Saugsicherheit gewährleistet wird, d.h. auf einem Abstand von:

$$z_n = h_{DS}^{\max} + D_{UK}, \quad [m] \quad (I.12)$$

$$\Rightarrow z_n = 13,70 + 6,50 = 20,159 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z_n = 20,20 \text{ m wird angenommen}$$

, wobei

$D_{UK} = 6,50 \text{ m}$  ... Durchmesser der unteren Kammer (angenommen) ist.

Das Volumen der oberen Kammer erhält man aus den folgenden Gleichungen:

$$\varphi = \frac{z_n}{h_{DS}^{\max}} = 1 + \frac{D_{UK}}{h_{DS}^{\max}}, \quad [-]$$

$$V_o = \frac{A_{DS} \cdot C_{DS}^{\max 2} \cdot R_{DS}}{2 \cdot g}, \quad [m^3] \quad (I.13)$$

$$V_{OK} = V_o \ln \left( \frac{\varphi - 1}{\varphi - n^2} \cdot \left( \frac{\sqrt{\varphi} + 1}{\sqrt{\varphi} - 1} \cdot \frac{\sqrt{\varphi} - n}{\sqrt{\varphi} + n} \right)^{\frac{1}{\sqrt{\varphi}}} \right), \quad [m^3]$$

$$\Rightarrow \varphi = 1 + \frac{6,50}{13,70} = 1,476$$

$$\Rightarrow V_o = \frac{23,76 \cdot 65,91^2 \cdot 1,375}{2 \cdot g} = 7232,36 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow V_{UK} = 7232,36 \cdot \ln \left( \frac{1,476 - 1}{1,476 - 0,5^2} \cdot \left( \frac{\sqrt{1,476} + 1}{\sqrt{1,476} - 1} \cdot \frac{\sqrt{1,476} - 0,5}{\sqrt{1,476} + 0,5} \right)^{\frac{1}{\sqrt{1,476}}} \right) = 1836,00 \text{ m}^3$$

, wobei

$$n = \frac{Q_1}{Q_2} = 0,5$$

$$Q_1 = Q_{50\%} = 34 \text{ m}^3 \text{ und } Q_2 = Q_{100\%} = 68 \text{ m}^3 \text{ ... Wassermengen}$$

Die Abmessungen der unteren Kammer ergeben sich durch Iteration mit den folgenden Gleichungen:

$$\begin{aligned} D_{mw} &= D_{UK} - 2 \cdot i \cdot \frac{L_{UK}}{2}, \quad [m] \\ L_{UK} &= \frac{V_{UK} / 2}{F_{mw}}, \quad [m] \end{aligned} \quad (I.14)$$

, wobei

$i = 0,015$  ... Neigung der Sohle der unteren Kammer ist.

Es werden zwei Kammern vorgesehen, deren tatsächlichen Abmessungen sich mit den obenstehenden Gleichungen ermitteln lassen. Für jede Kammer erhält man:

$$L_{UK} = 35 \text{ m}$$

$$D_{mw} = D_{UK} - i \cdot L_{UK} = 6,50 - 0,015 \cdot 35 = 5,45 \text{ m}$$

### 2.1.5. ERMITTLUNG DER KOTE DER SOHLE AM ENDE DES DRUCKSTOLLENS UND AM ANFANG DES GEPANZERTEN DRUCKSTOLLENS

Der gepanzerten Druckstollen wird so positioniert, dass sie über eine genügende Saughöhe  $h_{Saug} = (1 \div 2) \text{ m}$  auch im Falle von plötzlicher Einschaltung des WKWs, d.h. wenn der Wasserspiegel seine niedrigste Kote erreicht, verfügt.

$$\nabla DRL_{Sohle}^{Anfang} = \nabla OWS_{min} - \Delta h_{DS}^{max} - D_{UK} - \Delta h_{Saug} - \Delta h_{Eingang,DRL} - D_{DS} \quad (I.15)$$

$$\Rightarrow \nabla DRL_{Sohle}^{Anfang} = 484 - 13,7 - 6,5 - 1,5 - 2,25 - 5,5 = 454,55 \text{ m}$$

$\Delta h_{Eingang,DRL} = 2,25 \text{ m}$  ... Verluste im DRL (in einer anderen DA berechnet)

Die Kote der Sohle des Druckstollens soll mit der Kote der Sohle des gepanzerten Druckstollens übereinstimmen, damit es seine eventuelle Entleerung gewährleistet werden kann.

$$\Rightarrow \nabla DRL_{Sohle}^{Anfang} = \nabla DS_{Sohle}^{Ende} = 454,55 \text{ m}$$

Die Kote des Wasserschlosses beträgt:

$$\nabla WS_{Sohle} = \nabla DRL_{Sohle}^{Anfang} - h_{Schacht} = 454,55 - 1 = 453,55 \text{ m}$$

$$h_{Schacht} = 1 \text{ m}$$

### 2.1.6. ERMITTLUNG DER NEIGUNG DER SOHLE DES DRUCKSTOLLENS

Die tatsächliche Neigung des Druckstollens ergibt sich mit der Gleichung:

$$i = \frac{\nabla SA_{DS} - \nabla SE_{DS}}{L_{DS}}, \quad [\%] \quad (I.16)$$

$$\Rightarrow i = \frac{476,30 - 457,30}{9550,67} = 0,20\%$$

$\nabla SA_{DS,Achse} = 476,30$  ... Kote der Achse am Anfang des Druckstollens;

$\nabla SE_{DS,Achse} = 457,30$  ... Kote der Achse am Ende des Druckstollens.

Die maximale zulässige Neigung der Sohle im Falle eines Gleisbetriebes von 3% wird erfüllt.

**2.2. ERMITTLUNG DER SCHWINGUNGSPROZESSE IM SYSTEM: DRUCKSTOLLEN-  
WASSERSCHLOSS DURCH DIE TABELLARISCHE METHODE**

Im Falle vom Zweikammer-Wasserschloss werden das weitere Ansteigen und Fallen der Wassermassen bei höchsten Schwall bzw. tiefsten Sunk durch die oberen und unteren Kammern begrenzt. Aus den schon ausgewählten Größen des Wasserschlosses (siehe Kapitel II.2.1) und aus den untenstehenden Gleichungen erhält man in analytischer Weise die Schwingungen des Wasserspiegels. Die Ergebnisse können mit den angenommenen Werten für  $z_m$  und  $z_n$  verglichen werden.

**2.2.1. BEIM PLÖTZLICHEN SCHLIEßEN DES LEITAPPARATES**

Die grundsätzlichen Gleichungen, mit denen sich die Prozesse des schwingungsfähigen Systems der Triebwasserleitung beschreiben lassen:

$$\left\{ \begin{array}{l} -z = \Delta h_{VL,DS} + \frac{L_{DS}}{g} \cdot \frac{dv}{dt} \quad - \text{Gleichung der unbestimmten Bewegung} \\ F_{DRL} \cdot v_{DRL} = F_{DS} \cdot v_{DS} - F_{WS} \cdot \frac{dz}{dt} \quad - \text{Kontinuitätsgleichung} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow \frac{dv}{dt}$  und  $\frac{dz}{dt}$  werden durch die Beziehungen  $\frac{\Delta v}{\Delta t}$  und  $\frac{\Delta z}{\Delta t}$  ersetzt,

$\Delta v, \Delta t$  und  $\Delta z$  bezeichnet die sehr niedrigen, aber endlichen Anwachsen den Variablen  $v, t$  und  $z$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} -z = \Delta h_{VL,DS} + \frac{L_{DS}}{g} \cdot \frac{\Delta v}{\Delta t} \\ F_{DRL} \cdot v_{DRL} = F_{DS} \cdot v_{DS} - F_{WS} \cdot \frac{\Delta z}{\Delta t} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$  aus diesen Gleichungen lassen sich  $\Delta v$  und  $\Delta z$  ermitteln:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta v = -\left(z + \Delta h_{VL,DS}\right) \cdot \frac{g}{L_{DS}} \cdot \Delta t \\ \Delta z = \left(-F_{DRL} \cdot v_{DRL} + F_{DS} \cdot v_{DS}\right) \cdot \frac{1}{F_{WS}} \cdot \Delta t \end{array} \right.$$

Die Gleichungen sind für jedes Zeitintervall zu berechnen. Es wird angenommen:

- $t_s = 9 \text{ s}$  ... Schließzeit des Leitapparates  
(im Rahmen einer anderen Diplomarbeit ermittelt)
  - $\Delta t = 3 \text{ s}$  ... Zeitintervall;
  - $Q_3 = 68 \text{ m}^3 / \text{s}$  ... Ausbauwassermenge (100%);
  - $Q_{1,5s} = 56,67 \text{ m}^3 / \text{s}$
  - $Q_{4,5s} = 34,00 \text{ m}^3 / \text{s}$
  - $Q_{7,5s} = 11,33 \text{ m}^3 / \text{s}$
- } mittlere Wassermengen.

Die Berechnungen für jedes Zeitintervall sind in der untenstehenden Tabelle eingetragen und werden solange durchgeführt, bis ein negativer Wert der Geschwindigkeit herauskommt, denn in diesem Moment wird die maximale Erhöhung des Wasserspiegels in der oberen Kammer des Wasserschlosses erreicht und der Wasserspiegel absinkt. Die folgenden Gleichungen kommen in Einsatz:

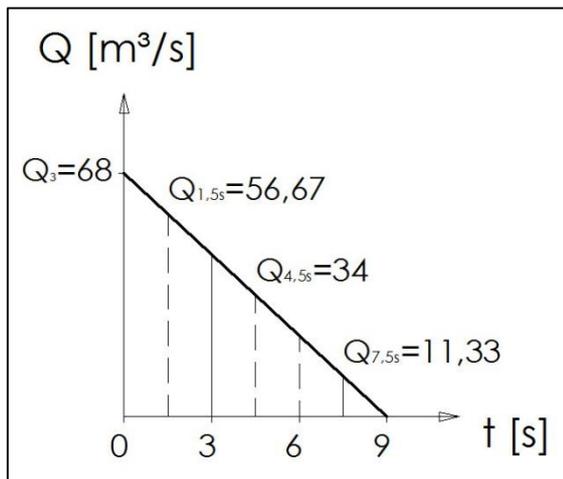


Abb. II-1 – Wassermenge Q für den Zeitintervall t

$$\Delta z = (F_{DS} \cdot v_{DS} - Q_{is}) \cdot \frac{\Delta t}{F_{WS}} \quad \text{bei } t=0,3 \text{ und } 6s$$

$$\Delta z = (F_{DS} \cdot v_{DS}) \cdot \frac{\Delta t}{F_{WS}} \quad \text{bei } t=9s \text{ (der Leitapparat der Turbine ist geschlossen; } Q_{DRL} = 0 \text{ m}^3/s)$$

$$\Delta z = (F_{DS} \cdot v_{DS}) \cdot \frac{\Delta t}{F_{OK}} \quad \text{bei "+z"}$$

bei  $t = 0$ :

$$z = \nabla OWS_{\max} - \Delta h_{\text{verl.,DS}}^{\min} = 523,00 - 7,37 = 515,63 \text{ m}$$

$\Delta h_{\text{verl.,DS}}^{\min}$  ... Reibungsverluste im Tunnel (Längsverluste)

bei min. Reibungsbeiwert

⇒ Wasserspiegel am Ende des ersten Zeitintervalls (nach 3 Sek.):

$$\Delta z = (23,76 \cdot 2,862 - 56,67) \cdot \frac{3}{103,87} = 0,33 \text{ m}$$

Geschwindigkeitsänderung am Ende des ersten Zeitintervalls:

$$\Delta v_1 = -(z_2 + \Delta h_{\text{verl.,DS}}^{\min}) \cdot \frac{g}{L_{DS}} \cdot \Delta t_1 = -(-7,04 + 7,37) \cdot \frac{9,81}{9550,67} \cdot 3 = -0,001 \text{ m/s}$$

⇒ Geschwindigkeitsänderung am Anfang des zweiten Zeitintervalls: (nach 6 Sek.):

$$v_2 = v_1 + \Delta v_1 = 2,862 + (-0,001) = 2,861 \text{ m/s}$$

Die Reibungsverluste sind für jedes Zeitintervall zu berechnen. Die entscheidende Größe ist die Geschwindigkeit  $v_n$ <sup>3</sup>:

$$\Delta h_{\text{verl.,DS}}^{\min} = \left( \frac{L_{DS}}{C_{\min,DS}^2 \cdot R_{DS}} \right) \cdot v_n^2 = 0,899 \cdot v_n^2$$

<sup>3</sup> Die Berechnungen werden bei einem minimalen Reibungsbeiwert durchgeführt, d.h. bei minimalen Längsverlusten, da in diesem Fall die Steigerung des Wasserspiegels am größten ist. Somit kann man diesen Fall als "Worst-Case-Scenario" betrachten.

Tab. II-1 - Eingabedaten

	DS	DRL	WS <sub>UK</sub>	WS <sub>OK</sub>
F [m <sup>2</sup> ]	23.76	15.90	103.87	1390.99
v [m/s]	2.86	4.276	-	-
L [m]	9550.67	-	-	-
Δh <sub>min</sub>	7.37	-	-	-

Tab. II-2 - Anwendung der tabellarischen Methode für Ermittlung der maximalen Erhöhung des Wasserspiegels

t <sub>i</sub>	Δt	v <sub>i</sub>	Δz <sub>i</sub>	z <sub>i</sub>	Δh <sub>i</sub>	Δv <sub>i</sub>
s	s	m/s	m	m	m	m/s
0		2.862		-7.93	7.93	
3	3	2.862	0.33	-7.60	7.37	0.000
6	3	2.863	0.98	-6.62	7.37	0.001
9	3	2.861	1.64	-4.98	7.36	-0.002
12.00	3	2.853	1.96	-3.02	7.32	-0.007
15.00	3	2.840	1.96	-1.06	7.25	-0.013
16.37	1.37	2.831	0.89	-0.17	7.21	-0.009
36.37	20	2.687	0.97	0.80	6.49	-0.145
56.37	20	2.537	0.92	1.71	5.79	-0.150
76.37	20	2.383	0.87	2.58	5.11	-0.154
96.37	20	2.225	0.81	3.40	4.45	-0.158
116.37	20	2.064	0.76	4.16	3.83	-0.161
136.37	20	1.900	0.70	4.86	3.25	-0.164
156.37	20	1.733	0.65	5.51	2.70	-0.167
196.37	40	1.396	1.18	6.69	1.75	-0.337
236.37	40	1.049	0.95	7.65	0.99	-0.347
276.37	40	0.694	0.72	8.36	0.43	-0.355
316.37	40	0.33	0.47	8.84	0.10	-0.361
336.37	20	0.15	0.11	8.95	0.02	-0.184
356.37	20	-0.035	0.05	<b>9.00</b>	0.00	-0.184
376.37	20	-0.220	-0.01	8.99	0.04	-0.185

**Fazit:** Die maximale durch die tabellarische Methode ermittelten Erhöhung des Wasserspiegels beträgt  $z_m = 9,00 \text{ m}$  .

**2.2.2. BEI PLÖTZLICHEM TEILWEISEN ÖFFNEN**

Bei plötzlicher Erhöhung des Durchflusses auf den vollen Betriebsdurchfluss ist der ungünstigsten Fall zu untersuchen, d.h. zu ermitteln ist die maximale Absenkung des Wasserspiegels im Wasserschloss, damit man gewährleisten kann, dass es eine ausreichende Saugsicherheit im Tunnel und im gepanzerten Druckstollen vorhanden ist. Somit werden die Berechnungen mit dem maximale Reibungsbeiwert durchgeführt, d.h. mit max. hydraulischen Verlusten  $\Delta h_{\text{Verl.}}^{\text{max}} = 3,41 \text{ m}$  .

Die Saughöhe  $h_{\text{Saug}}$  erhält man aus der Formel:

$$\Delta h_{\text{Saug}} = 1,5 \cdot (1 + \xi) \cdot \frac{v_{\text{DRL}}^2}{2g}, \quad [\text{m}] \quad (\text{I.17})$$

$\Rightarrow h_{\text{Saug}} = 1,79 \text{ m}$

$\xi = 0,28$  ...angenommener Koeffizient.

Es wird eine Anfangswassermenge  $\Rightarrow Q_{50\%} = 34 \text{ m}^3 / \text{s}$  angenommen. Daraus folgt, dass bei plötzlicher Erhöhung der Last des WKWs von 50% auf 100% das Wassermenge im gepanzerten Druckstollen von  $Q_{50\%} = 34 \text{ m}^3 / \text{s}$  auf  $Q_{100\%} = Q_3$  steigt.

**Tab. II-3 - Eingabedaten**

	<b>DS</b>	<b>DRL</b>	<b>WSuk</b>	<b>WSok</b>
<b>F [m²]</b>	23.76	15.90	103.87	1390.99
<b>v [m/s]</b>	2.86	4.276	-	-
<b>L [m]</b>	9550.67	-	-	-
<b>Δhmin</b>	3.41	-	-	-

**Tab. II-4 - Anwendung tabellarischen Methode für Ermittlung der maximalen Absenkung des Wasserspiegels**

<b>t<sub>i</sub></b>	<b>Δt</b>	<b>v<sub>i</sub></b>	<b>Δz<sub>i</sub></b>	<b>z<sub>i</sub></b>	<b>Δh<sub>vL,i</sub></b>	<b>Δv<sub>i</sub></b>
<b>s</b>	<b>s</b>	<b>m/s</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m/s</b>
0		1.431		-3.41	3.27	
3	3	1.432	-0.98	-4.40	3.28	0.000
6	3	1.435	-0.98	-5.38	3.29	0.003
9	3	1.441	-0.98	-6.36	3.32	0.006
19	10	1.473	-3.25	-9.61	3.47	0.031
33	14	1.561	-4.45	-14.06	3.90	0.088
43	10	1.665	-1.70	-15.76	4.43	0.104
58	15	1.840	-0.88	-16.63	5.41	0.174
73	15	2.013	-0.70	-17.33	6.48	0.173
88	15	2.180	-0.58	-17.92	7.60	0.167
108	20	2.392	-0.65	-18.57	9.15	0.212
128	20	2.585	-0.49	-19.06	10.69	0.194
148	20	2.757	-0.33	-19.39	12.16	0.172
168	20	2.906	-0.15	<b>-19.54</b>	13.50	0.149
188	20	3.030	0.07	-19.47	14.68	0.124

**Fazit:** Die maximale durch die tabellarische Methode ermittelten Absenkung des Wasserspiegels beträgt  $z_n = 19,54 \text{ m}$  .

**2.3. PROGRAMMBERECHNUNG DER SCHWINGUNGSPROZESSE IM SYSTEM: DRUCKSTOLLEN-  
WASSERSCHLOSS**

**2.3.1. BEIM PLÖTZLICHEN SCHLIEßEN DES LEITAPPARATES**

Eingabedaten für das Programm:

**IZ=19**      **IT= 3**      **IP= 2**      **ISH= 1**  
**TKR= 400.**   **AKVN= 523.**   **Q0=68.00**   **D= 5.50**      **AL= 9551.**   **AKSI=1.63**  
**AKSID= 0.00**   **AN=0.012**      **ZPR=1000.**   **FGK=1391**      **FD=103.87**      **DT= 0.50**      **B=1.**  
**AM= 0.42**  
**ZVK:**    463.38   463.81   464.02   464.29   464.69   465.19   465.95   467.05   468.15  
          468.91   469.41   469.81   470.08   470.29   470.79   523.00   523.03   523.30  
          700.00  
**FVK:**    103.87   119.40   129.53   204.85   354.65   429.23   492.29   521.99   492.29  
          429.23   354.65   204.85   129.53   119.40   103.87   103.87   242.88   1390.99  
          1390.99  
**TC:**      0.00      9.00    400.00  
**QCC:**    68.00      0.00      0.00

Legende:

**IZ=19**      Anzahl der in ZWT(i) und FVK(i)(es werden 19 Querschnitte berücksichtigt)  
**IT=3**      Anzahl der Elemente in TC(i) und QC(i)  
**IP=2**      Anzahl der Berechnungsschritte  
**ISH=1**      Die Berechnungen werden nach der Schoklitsch'schne Methode durchgeführt  
**TKR=400**      Zeitschritte  
**AKVN=523**      Kote Stauziel  
**Q0=68**      Ausbauwassermenge  
**D=5,5**      Durchmesser des Druckstollens  
**AL=9551**      Länge des Druckstollens  
**AKSI=1,63**      Summe der örtlichen Verluste (siehe Kapitel 1.3.2)  
**AKSID=0**      Im Falle vom Zweikammer-Wasserschloss  
**AN=0,12**      Rauigkeitsbeiwert des Druckstollens  
**ZPR=1000**      Hochstehende Kote (wenn es einen Überfall nicht berücksichtigt wird)  
**FGK=1391**      Durchmesser der oberen Kammer  
**FD=103,87**      Im Falle vom Zweikammer-Wasserschloss FD=FVK  
**DT=0,5**      Berechnungsschritt der Zeit  
**B=1**      Länge der Überfallrinne bei einem Zweikammer-Wasserschloss  
**AM=0,42**      Beiwert der Durchlassfähigkeit des Überfalles  
**ZVK(i)**      Daten für die Koten der Querschnitten des Wasserschlosses  
**FVK(i)**      Daten für die Flächen der Querschnitten des Wasserschlosses  
**TC(i)**      Ganglinie der Zeit  
**QCC(i)**      Ganglinie der Wassermenge

Aufgrund der großen Zahl der Ergebnisse wird nur ein Teil davon in der unterstehenden Tabelle dargestellt.

Tab. II-5 - Anwendung des VODKUL Programmes für Ermittlung der maximalen Erhöhung des Wasserspiegels

T	ZABS	Q	V	QC
0	514.94	68	2.86	68
1	515	68	2.86	60.44
2	515.13	68	2.86	52.89
3	515.33	67.99	2.86	45.33
4	515.6	67.97	2.86	37.78
5	515.94	67.95	2.86	30.22
6	516.36	67.92	2.86	22.67
7	516.85	67.88	2.86	15.11
8	517.41	67.82	2.86	7.56
9	518.05	67.75	2.85	0
10	518.7	67.66	2.85	0
338	531.26	2.44	0.1	0
339	531.26	2.24	0.09	0
<b>340</b>	<b>531.27</b>	<b>2.04</b>	<b>0.09</b>	<b>0</b>
<b>349</b>	<b>531.27</b>	<b>0.22</b>	<b>0.01</b>	<b>0</b>
<b>350</b>	<b>531.27</b>	<b>0.02</b>	<b>0</b>	<b>0</b>
<b>351</b>	<b>531.27</b>	<b>-0.18</b>	<b>-0.01</b>	<b>0</b>
<b>361</b>	<b>531.27</b>	<b>-2.2</b>	<b>-0.09</b>	<b>0</b>
362	531.26	-2.4	-0.1	0
400	531.1	-9.93	-0.42	0

**Fazit:** Die maximale durch das „VODKUL“ Programm ermittelte Erhöhung des Wasserspiegels beträgt  $z_m = 8,27 \text{ m}$  .

2.3.3. BEI PLÖTZLICHEM TEILWEISEN ÖFFNEN

Eingabedaten für das Programm:

**IZ=19      IT= 3      IP= 2      ISH= 0**  
**TKR= 400.    AKVN= 484.    Q0=34.00    D= 5.50    AL= 9551.    AKSI=1.63**  
**AKSID= 0.00    AN=0.016    ZPR=1000.    FGK=1391    FD=103.87    DT= 0.50    B=1.**  
**AM= 0.42**  
**ZVK:** 463.38 463.81 464.02 464.29 464.69 465.19 465.95 467.05 468.15  
       468.91 469.41 469.81 470.08 470.29 470.79 523.00 523.03 523.30  
       700.00  
**FVK:** 103.87 119.40 129.53 204.85 354.65 429.23 492.29 521.99 492.29  
       429.23 354.65 204.85 129.53 119.40 103.87 103.87 242.88 1390.99  
       1390.99  
**TC:**     0.00     9.00    400.00  
**QCC:** 34.00 68.00 68.00

Legende:

ISH=0  
 AKVN=484  
 Q0=34  
 AN=0,16

Die  
 Berechnung  
 en werden  
 nach der  
 Methode  
 von Runge-  
 Kuta  
 durchgeföhr  
 t  
 Kote  
 Absenkziel  
 Wassermen  
 ge unter der  
 Annahme,  
 dass nur  
 eine  
 Turbine im  
 Betrieb ist  
 Q=50%  
 Rauigkeits  
 beiwert des  
 Druckstolle  
 ns

Tab. II-6 - Anwendung des VODKUL Programmes für Ermittlung der maximalen Absenkung des Wasserspiegels

T	ZABS	Q	V	QC
0	480.55	34	1.43	34
1	480.53	34	1.43	37.78
2	480.48	34	1.43	41.56
3	480.39	34	1.43	45.33
4	480.26	34.01	1.43	49.11
5	480.1	34.02	1.43	52.89
6	479.9	34.03	1.43	56.67
7	479.66	34.05	1.43	60.44
8	479.39	34.07	1.43	64.22
9	479.08	34.11	1.44	68
10	478.76	34.15	1.44	68
183	465.55	67.03	2.82	68
184	465.55	67.15	2.83	68
<b>185</b>	<b>465.54</b>	<b>67.27</b>	<b>2.83</b>	<b>68</b>
<b>186</b>	<b>465.54</b>	<b>67.4</b>	<b>2.84</b>	<b>68</b>
<b>196</b>	<b>465.54</b>	<b>68.54</b>	<b>2.89</b>	<b>68</b>
<b>197</b>	<b>465.54</b>	<b>68.64</b>	<b>2.89</b>	<b>68</b>
198	465.55	68.75	2.9	68
199	465.55	68.86	2.9	68
400	467.86	74.82	3.15	68

**Fazit:** Die maximale durch das „VODKUL“ Programm ermittelte Absenkung des Wasserspiegels beträgt  $z_n = 18,46 \text{ m}$  .

**3. SCHWINGUNGSPROZESSE IM SYSTEM: DRUCKSTOLLEN – WASSERSCHLOSS: FAZIT**

In der Abbildung im **ANHANG A** sind die Ergebnisse bei den beiden Methoden angesehen. Wie in dieser Abbildung zu sehen ist, sind die durch die tabellarische und durch das Programm VODKUL ermittelten Ergebnisse sehr ähnlich. Auf Grund größerer Sicherheit werden die höheren ermittelten Werte für  $z_m$  und  $z_n$  als maßgebend angenommen, d.h. die Ergebnisse der tabellarischen Methode:

$$\Rightarrow \begin{cases} z_m = 9,00 \text{ m} \dots \text{maximale Erhöhung des Wasserspiegels beim Schliessen des Leitapparates;} \\ z_n = 19,54 \text{ m} \dots \text{maximale Absenkung des Wasserspiegels bei Erhöhung der Last.} \end{cases}$$

### III. AUSWAHL UND BEMESSUNG DER ABSTÜTZUNG

#### 1. GEBIRGSKLASSIFIKATION

Im Unterbau werden verschieden Felsklassifizierungssysteme verwendet. Die berühmtesten sind die Klassifizierung von Protodjakonow, Lauffer und Hoek und Brown.

##### 1.1. GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH PROTODJAKONOW

Das Verfahren nach Protodjakonow beruht auf dem Koeffizient  $f$ , der als Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist. Dieser Wert hängt von dem Reibungswinkel, der Kohäsion und der Druckfestigkeit ab.

Die für die Erarbeitung der Diplomarbeit Werte für die Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonov, Reibungswinkel, sowie die anderen ingenieurgeologischen Eigenschaften des Gebirges werden in Tab. III-1 dargestellt.

##### 1.1. GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH LAUFFER

Die Klassifizierung nach Lauffer beruht auf die Standzeit, für die eine ungesicherte Spannweite des Druckstollens stabil bleibt. Lauffer unterschied 7 Gebirgskategorien, die von A bis G bezeichnet werden, wobei A das standfeste Gebirge bezeichnet.

##### 1.2. GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH BIENIAWSKI

Die Klassifizierung nach Bienianwski hat den Vorteil, dass sie auf 6 Parameter beruht, die nicht nur die Festigkeit des Gebirges, sondern auch die Kluffbeschaffenheit berücksichtigt. Die Addierung aller 6 Parameter ergibt den Rock Mass Rating (RMR). Sein Wert variiert von 0 bis 100, wobei 100 die beste Felsklasse bezeichnet.

Die RMR-Werte werden in Tab. III-1 dargestellt.

##### 1.3. GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH DEM Q-SYSTEM VON BARTON, LIEN UND LUNDRE

Das Q-System (Quality-System) wird von den Norweger Barton, Lien und eingesetzt und ursprünglich auf der Analyse von 212 aufgenommenen Fallbeispielen basiert. Heutzutage verfügt diese Klassifikationsmethode über 1000 Falleintragungen. Auf der Grundlage dieser Untersuchungen wird das Q-System, dessen Ziel es ist, die Auswahl einer passenden Abstützungskonstruktion zu erleichtern, erarbeitet.

Die Werte des Q-Parameters variieren von 0,001 bis 1000. Diese werden durch die Korrelation zwischen Q und RMR ermittelt:

$$RMR = 9 \cdot \ln Q + 44 \quad (II.1)$$

##### 1.4. GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG NACH DEM PARAMETER GSI (GEOLOGICAL STRENGHT INDEX)

Der Festigkeitsindex GSI, der im Jahr 1994 von Hoek entwickelt wurde, berücksichtigt die Abnahme der Gebirgsfestigkeit infolge verschiedener ungünstigen geologischen Gegebenheiten, wie z.B die Klüftung.

Die GSI Werte variieren von 0 bis 100, wobei Gebirge mit einem  $GSI < 25$  als sehr schwach und diese mit  $GSI > 25$  als standfest bis gering nachbruchig bezeichnet werden. Eine entsprechende Anwendung dieses Verfahrens ist bei der Bestimmung der Festigkeitsparameter von Hoek und Brown (siehe Pkt.III.4) finden. Um den GSI Wert festzulegen, wird entweder eine annähernde Korrelation zwischen GSI und RMR oder die folgende Formel (bei  $GSI > 25$ ) verwendet:

$$\text{GSI} = \text{RMR} - 5 \quad (\text{II.2})$$

Durch die beiden Methoden ergeben sich relativ gleiche Ergebnisse, und zum Ziele der Bemessung der Abstützungsstrukturen ist es ausreichend, die Grenze, in der die GSI Werte liegen, bekannt zu sein. Alle Ergebnisse werden in Tab. III-1 dargestellt.

**Tab. III-1 - tabellarische Darstellung der Werten von fPR, RMR, Q und GSI und der Ausgangsdaten der ingenieurgeologischen Eigenschaften der Tunnelabschnitten**

Abschn. №	Gebirgsklassifikation					ingenieurgeologische Eigenschaften <sup>4</sup>				
	fPR	RMR	Q	GSI		φ	c	γ	u	E
	-	-	-	-	Gebirgsqualität	°	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	-	GPa
1	3	39	0.574	34	standfest bis gering nachbruchig	34	148	23	0.3	1.43
2	4	44	1	39	standfest bis gering nachbruchig	36	160	24	0.25	2
3	6	59	5.294	54	standfest bis gering nachbruchig	39	197	25	0.2	3.24
4	5	47	1.396	42	standfest bis gering nachbruchig	35	155	24	0.22	2.44
5	4	44	1	39	standfest bis gering nachbruchig	36	160	27	0.25	2
6	2	26	0.135	20	schwach	31	112	24	0.33	0.931
7	5	52	2.432	47	standfest bis gering nachbruchig	38	180	24	0.22	2.44
8	6	60	5.917	55	standfest bis gering nachbruchig	40	200	26	0.2	3.24
9	6	55	3.395	50	standfest bis gering nachbruchig	38	189	26	0.2	3.24
10	8	74	28.032	69	standfest bis gering nachbruchig	43	270	27	0.18	4.72
11	5	52	2.432	47	standfest bis gering nachbruchig	38	180	24	0.22	2.44
12	5	47	1.396	42	standfest bis gering nachbruchig	35	155	24	0.23	2.46
13	3	39	0.574	34	standfest bis gering nachbruchig	34	148	23	0.3	1.43
14	2	31	0.236	26	standfest bis gering nachbruchig	32	122	22	0.32	0.924
15	4	45	1.118	40	standfest bis gering nachbruchig	35	146	24	0.25	2
16	2	28	0.169	20	schwach	31	115	22	0.33	0.931
17	5	52	2.432	47	standfest bis gering nachbruchig	38	180	24	0.23	2.46

<sup>4</sup> Die vorgegebenden ingenieurgeologischen Eigenschaften werden aufgrund Bohrungen im Bereich der Krone der „Ardino“ Talsperre, da man über keine Information über die geologischen Verhältnisse dem Tunnel entlang verfügt. Zur Bestimmung der tatsächlichen ingenieurgeologischen Eigenschaften des Gebietes sind in-situ Versuche während der Bauphase durchzuführen, die nach der Auswahl einer anderen Abstützungsstruktur verlangen kann.

2. BEMESSUNG NACH DEM Q-SYSTEM

Zur Auswahl einer passenden Abstützungskonstruktion steht Abb. III-1, wobei auf der Abszisse der erhaltene Wert für das Gebirgsqualität **Q** aufgetragen ist, und auf der Ordinate – die **B/ESR**. Mit **B** wird das Hohlraumbreite bezeichnet und mit **ESR** - das Hohlraumstützmittelverhältnis. Der ESR Wert wird der Verwendung des Hohlraumes und dem erforderlichen Sicherheitsbeiwert zugeordnet (für Wassertunnels ESR=1,6).

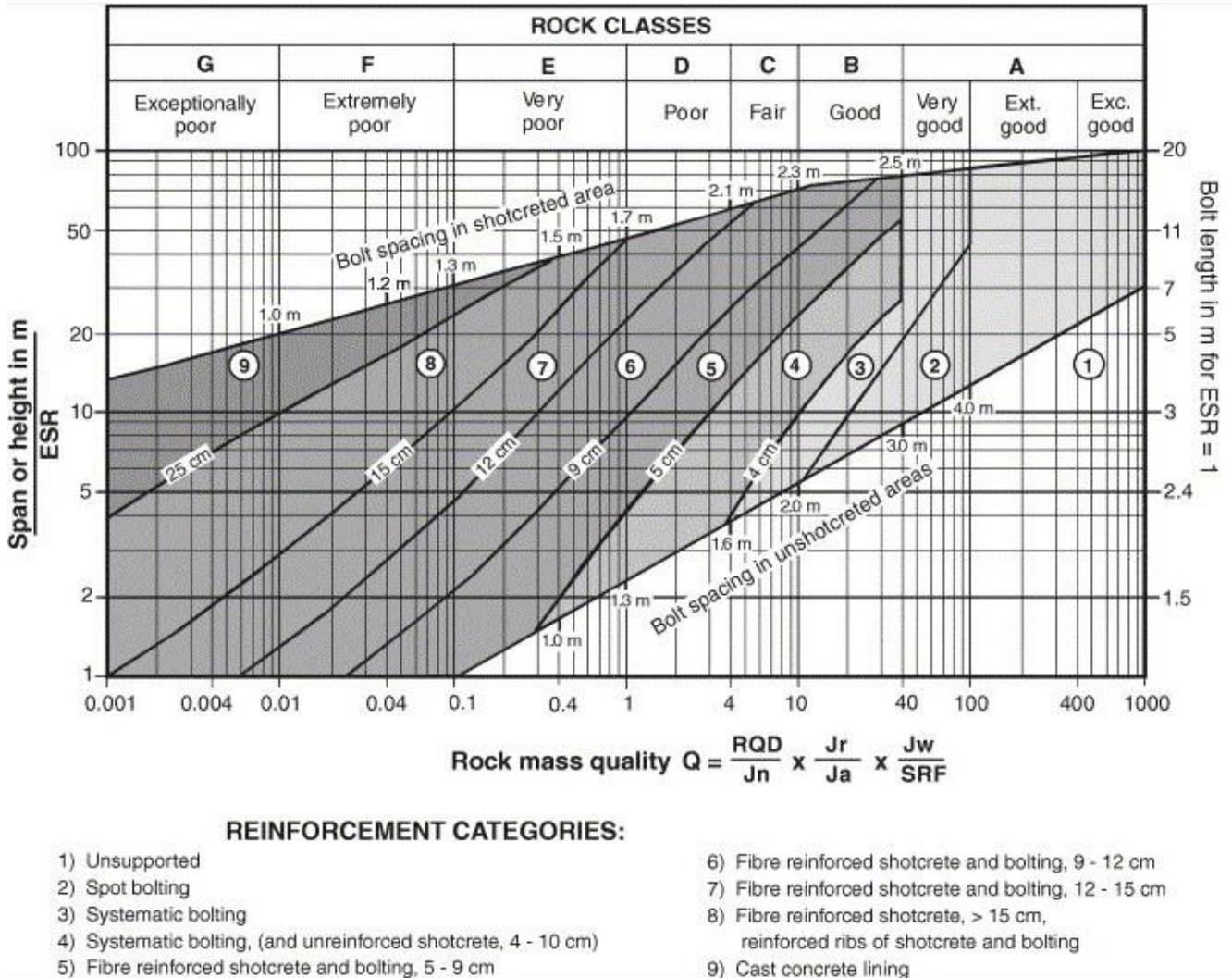


Abb. III-1 - Stützmittel nach dem Gebirgsqualität Q (Quelle [7])

Die nach dem Q-System empfohlene Abstützungskonstruktionen für jeden eigenen Abschnitt werde in Tab. III-2 dargestellt. Da die maximale Ankerlänge in der Tabelle nicht spezifiziert wird, kommt die folgenden Formel in Einsatz:

$$L_a = \frac{2 + 0,15 \cdot B}{ESR}, \quad [m] \tag{II.3}$$

$$\Rightarrow L_a = \frac{2 + 0,15 \cdot 6,33}{1,6} = 1,85 \text{ m}$$

Die maximale ungestützte Spannweite ergibt sich aus der Formel:

$$L_{\text{max.Spannweite}} = 2 \cdot ESR \cdot \sqrt[5]{Q^2}, \quad [m] \tag{II.4}$$

a... Abstand zwischen den Anker.

Tab. III-2 – Stützmittel laut der Q-System von Barton, Lien und Lundre

Abschn.	Q	unbewehrter / bewehrter Spritzbeton				Ankerung	a	L <sub>max,напр.</sub>
№	-						m	m
1	0.574	bewehrt	Spritzbeton	5-9cm	+	Einzelankerung	1.60	2.60
2	1	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.30	3.20
3	5.294	$\sigma_{ct} = \frac{p_i \cdot r_i}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_i}{E_{ct}}}, \text{ [MPa] unbefestigter Tunnelabschnitt}$						
4	1.396	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.40	3.70
5	1	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.30	3.20
6	0.135	bewehrt	Spritzbeton	12-15cm	+	Einzelankerung	1.35	1.40
7	2.432	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.50	4.60
8	5.917	unbefestigter Tunnelabschnitt						
9	3.395	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.60	5.20
10	28.032	unbefestigter Tunnelabschnitt						
11	2.432	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.50	4.60
12	1.396	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.40	3.70
13	0.574	bewehrt	Spritzbeton	5-9cm	+	Einzelankerung	1.60	2.60
14	0.236	bewehrt	Spritzbeton	5-9cm	+	Einzelankerung	1.45	1.80
15	1.118	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.30	3.30
16	0.169	bewehrt	Spritzbeton	9-12cm	+	Einzelankerung	1.40	1.60
17	2.432	unbewehrt	Spritzbeton	4-5cm	oder	Systemankerung	1.50	4.60

### 3. KLASSISCHE BEMESSUNG

#### 3.1. ALLGEMEINE INFORMATION ÜBER DIE KONVENTIONELLEN SICHERUNGSMITTEL

##### 3.1.1. ABSTÜTZUNG AUS UNBEWEHRTEM SPRITZBETON

$$d = 0,473 \sqrt{\frac{\gamma_{\text{Fels}} \cdot a^3}{f_{\text{PR}} \cdot R_{\text{H}}}}, [\text{m}] \quad (\text{II.5})$$

, wobei

$\gamma_{\text{Fels}}$ ... Rohwichte von Fels [ $10\text{N}/\text{m}^3$ ];

$a$ ... Ausbruchsbreite [m]

$f_{\text{PR}}$ ... Festigkeitszahl nach Protodjakonow [-]

$R_{\text{H}}$ ... Druckfestigkeit des Spritzbetons [ $10^5\text{N}/\text{m}^3$ ]

(abgemessen von Abb.289, s.359 "Unterirdische Wasserkraftanlagen" von L.Georgiew für Ausbruchsbreite  $a=D_3=6,33$  m)

##### 3.1.2. ABSTÜTZUNG AUS BEWEHRTEM SPRITZBETON

$$d = \frac{-F_a R_{\text{St}} + \sqrt{(F_a R_{\text{St}})^2 + (160 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot a^3 \cdot R_{\text{H}}) : f_{\text{PR}}}}{33,3 \cdot R_{\text{H}}}, [\text{m}] \quad (\text{II.6})$$

, wobei

$F_a$ ... Querschnittsfläche der Stahlbewehrung  $150 \times 150\text{mm } \phi 6\text{ mm}$  [ $\text{m}^2$ ]

$R_{\text{St}}$ ... Druckfestigkeit der Stahlbewehrung [ $10^5\text{N}/\text{m}^3$ ]

$\gamma_{\text{Fels}}$ ... Rohwichte von Fels [ $10\text{N}/\text{m}^3$ ]

$a$ ... Ausbruchsbreite [m]

$f_{\text{PR}}$ ... Festigkeitszahl nach Protodjakonow [-]

$R_{\text{H}}$ ... Druckfestigkeit des unbewehrten Spritzbetons [ $10^5\text{N}/\text{m}^3$ ]

(abgemessen von Abb.289, s.359 "Unterirdische Wasserkraftanlagen" von L.Georgiew für Ausbruchsbreite  $a=D_3=6,33$  m)

**3.1.3. ABSTÜTZUNG AUS SYSTEMANKERUNG**

**3.1.3.1. KUNSTHARZANKER LOKSET®**

Tab. III-3 - filling guide to Lokset Anchor Pack quantities<sup>5</sup> (Quelle [13])

Volume of grout for bolt diameter								
Hole dia mm	12 mm	16 mm	20 mm	25 mm	32 mm	38 mm	44,5 mm	51 mm
20	22							
25	42	32	20					
32		66	54	34				
38			90	70	36			
45				121	87	50		
51					136	100	54	
57					192	156	110	56
64							183	129
76								274

**3.1.3.1.1. ANKERDURCHMESSER**

$d_a = 12 - 51\text{mm}$  für Lokset® Anchor Pack

**3.1.3.1.2. BOHRLOCHDURCHMESSER**

Abgelesen von der Tabelle für den ausgewählten Wert von  $d_a$

**3.1.3.1.3. VOLUMEN DER MIT KUNSTHARZ GEFÜLLTE PATRONE**

$V_{\text{Patrone}}$  abgelesen

**3.1.3.1.4. ANKERLÄNGE**

$$l_a = h_1 + l_{\text{Haft}}, \quad [\text{m}] \quad (\text{II.7})$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} l'_{\text{Haft}} = \frac{R_{\text{st}} \cdot d_a}{4 \cdot \tau_{a,m}} \geq 0,5 \text{ m} \\ l''_{\text{Haft}} = \frac{R_{\text{st}} \cdot d_l}{4 \cdot \tau_{m,f}} \geq 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

,wobei

$h_1$ ...Höhe der Auflockerungszone [m];

$l_{\text{Haft}}$ ...Haftstrecke [m];

$R_{\text{st}}$ ...Zugfestigkeit der Stahlbewehrung [MPa];

$d_a, d_l$ ...Anker- und Ankerlochdurchmesser [m];

$\tau_{a,m}, \tau_{m,f}$ ...Reibung zwischen Anker und Mörtel bzw. Mörtel und Fels [MPa];

$R_{\text{st}}=430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit von Stahl T IV

$\tau_{a,m} = 2,5 \text{ MPa}$  bei  $\tau_{a,m} = (2,2 \div 3,0) \text{ MPa}$

$\tau_{m,f} = 1,5 \text{ MPa}$  bei  $\tau_{m,f} = (1,2 \div 2,2) \text{ MPa}$

<sup>5</sup> The table indicates the volume of grout required in cm<sup>3</sup> per 100mm of bond length; Includes wastage at 10%

**3.1.3.1.5. ABSTAND ZWISCHEN DEN ANKERN**

$$\min \begin{cases} a' = l_a - \frac{k_a q}{c} (l_a + 2r_2), \text{ [m]} \\ a'' = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}}, \text{ [m]} \\ a''' = \sqrt{\frac{P}{\gamma_f \cdot h_1}}, \text{ [m]} \end{cases} \quad (II.8)$$

,wobei

$l_a$ ... Ankerlänge [m];

$k_a = 0,3$  für kreisförmigen Querschnitt [-];

$q$ ... vertikaler Gebirgsdruck [m];

$c \approx 0,03 \cdot f_{PR}$  Reibungsbeiwert des Felses [MPa]; Tragfähigkeit der Anker

$2 \cdot r_2$ ... Ausbruchsbreite [m];

$P$ ... Tragfähigkeit des Ankers [kN];

$\gamma_{Fels}$ ... Wichte des Felses [kN/m<sup>3</sup>];

$h_1$ ... Höhe der Auflockerungszone [m].

$$\min \begin{cases} P' = \pi \cdot d_a \cdot l_{Haft} \cdot \tau_{a,m}, \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ P'' = \pi \cdot d_a \cdot l_{Haft} \cdot \tau_{m,f}, \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ P''' = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot d_{bar}^2}{4} \cdot R_{st}, \text{ [kN/m}^2\text{]} \\ P_{st} = 0,25 \cdot \pi \cdot d_a^2 \cdot R_{st}, \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{cases} \quad (II.9)$$

,wobei

$P_{st}$ ... Tragfähigkeit des Ankerstabs;

$R_{st}$ ... Zugfestigkeit des Stahls;

0,7... Sicherheitsbeiwert.

**3.1.3.1.6. ANZAHL DER ANKER**

$$n_a = \frac{L_{Bogen}}{a} = \frac{\pi D_{Ausbruch}}{2a}, \text{ [-]} \quad (II.10)$$

3.1.3.2. SWELLEX® GEBIRGSANKER

Die folgenden zwei Versionen des *Swellex* Anker werden in der Broschüre - *Atlas Copco Geotechnical Engineering Products* [14] angeboten:

Tab. III-4 – Technische Daten der *Swellex* Anker (Quelle [14])

Description	Unit	Swellex Premium line					Swellex Manganese line		
		Pm12	Pm16	Pm24	Pm24C	Pm24H	Mn12	Mn16	Mn24
Stahl Qualität		S27 5JR / S 355MC					S27 5JR		
Minimale Bruchlast	kN	110	160	240	<b>200</b>	200	110	140	200
Minimale Fließlast	kN	100	130	200	<b>190</b>	190	90	140	180
Minimale Bruchdehnung	%	10	10	10	<b>10</b>	10	20	20	20
Fülldruck	bar	300	240	300	<b>300</b>	300	300	240	300
Profildurchmesser	mm	28.0	36	36	<b>36</b>	36	27.5	36	36
Original Rohrdurchmesser	m	41	54	54	<b>54</b>	54	41	54	54
Wandstärke	mm	2	2	3	<b>3</b>	3	2	2	3
Durchmesser obere Muffe	mm	28	38	38	<b>38</b>	38	28	38	38
Durchmesser Füllmuffe	mm	30 / 36	41 / 48	41 / 48	<b>41 / 48</b>	-	30 / 36	41 / 48	41 / 48
Optimaler Bohrlochdurchmesser	mm	35 - 38	45 - 51	45 - 51	<b>48 - 51</b>	45 - 51	35 - 38	45 - 51	45 - 51
Mögliche Bohrlochdurchmesser	mm	32 - 39	43 - 52	43 - 52	<b>48 - 52</b>	43 - 52	32 - 39	43 - 52	43 - 52
Anschlussdurchmesser inkl. Schweißnaht	mm	-	-	-	<b>43</b>	-	-	-	-
Erforderlicher Muffendurchmesser	mm	-	-	-	-	53 - 52	-	-	-
Bitumenbeschichtung erhältlich		-	-	-	-	-	-	-	-
Plastikbeschichtung erhältlich		-	-	-	-	-	-	-	-

Der Ankertyp **Swellex Premium line Pm24** wird ausgewählt. Die *Premium Swellex* Anker sind relativ stark Anker, die sich durch eine hohe Zugfestigkeit und eine gute Verformbarkeit charakterisieren und dadurch speziell für Tunnel- und Bergbau geeignet sind.

Die Bemessung der *Swellex* Ankern erfolgt nach der Methodik von C.Li und U.Håkansson [9], die in dem Artikel „*Performance of the Swellex bolt in hard and soft rocks*“ beschrieben wird.

Die Spannungen auf die Kontaktfläche zwischen Fels und Anker ergeben sich aus der Formel:

$$q_t = \frac{K_s}{K_r + K_s} \left[ P_i - \frac{K_r}{K_f} (P_{pm} - P_i) \right], \quad (II.11)$$

, wobei

$$K_s \dots \text{ radiale Festigkeit des Ankers; } K_s = \frac{K_b K_f}{K_b + K_f}$$

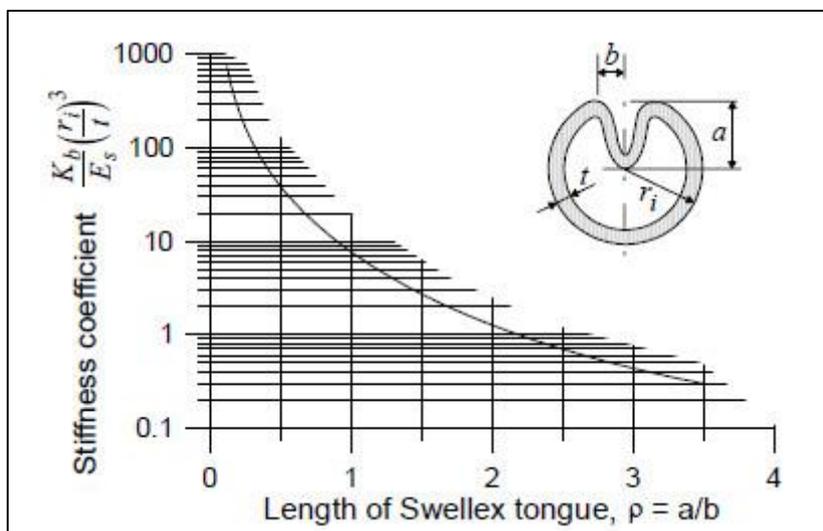
$$K_f \dots \text{ radiale Festigkeit des Rohres; } K_f = \frac{E_s t}{1 + \nu_s^2 r_i}$$

$K_b \dots$  Festigkeit des Swellex-Riegels, als Funktion des Ausdehnungsgrad des Ankerrohres (abgelesen von Abb.III-1);

$$K_r \dots \text{ Gebirgsfestigkeit; } K_r = \frac{E_r}{1 + \nu_r}$$

$P_{pm} \dots$  maximaler Pumpendruck;

$P_i \dots$  Druck auf den Ankerloch während des Aufblähens des Swellex-Ankers.



$t \dots$  Dicke des Ankerrohres;

$r_i \dots$  Radius des Ankerloches;

$E_s \dots$  Young'scher Modul des Stahls;

$E_r \dots$  Young'scher Modul des Gebirges;

$\nu_r \dots$  Poissonzahl des Stahls;

$\nu_r \dots$  Poissonzahl des Gebirges.

Die Gleichung heißt, dass die Anfangsspannungen auf die Kontaktfläche Fels-Anker eine Funktion der Festigkeit des Gebirges und des Ankers ist. Die Festigkeit des Swellex-Ankers hängt von der Länge des Riegels des Ankerrohres. Wenn der Riegel kürzer ist, d.h. im Falle eines aufgeblähten Ankerrohres, hat der Anker eine höhere Festigkeit. Demzufolge sind die Anfangsspannungen auf die Kontaktfläche Fels-Anker auch eine Funktion des Ausdehnungsgrad des Ankerrohres.

Auf Abb. III-2 wird die Beziehung zwischen den Anfangsspannungen und der Länge des Swellex-Riegels gezeigt.

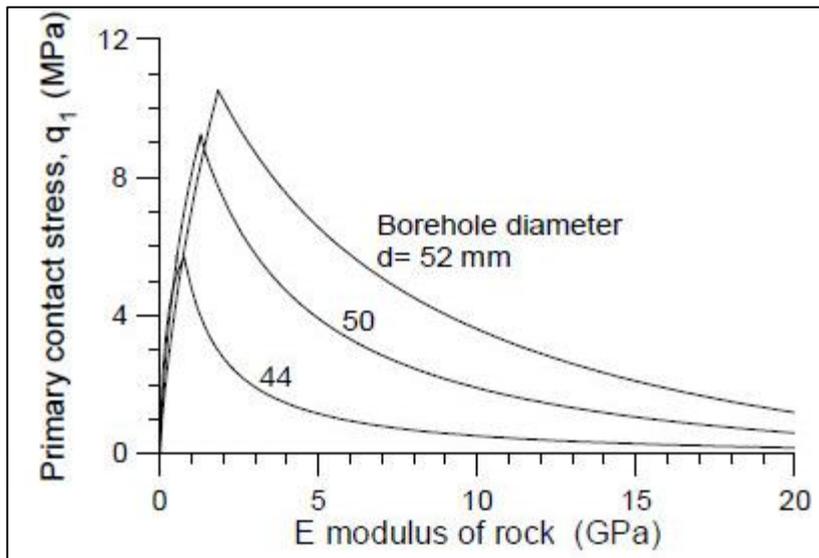


Abb. III-2 - Beziehung zwischen dem E-Modul und die Anfangsspannungen bei verschiedenen Bohrlochsdurchmesser (Quelle [9])

**Leistungsfähigkeit der Swellex-Anker :**

Der Haftmechanismus der Swellex-Anker beruht auf der Zusammenwirkung der Reibung und der mechanischen Verzahnung zwischen Bohrlochwand und Anker.

Bei relativ schwachen Gebirgen kommt es oft vor, dass die Rauheit der Bohrlochwände entweder gleich bei der Montage, oder später bei der Erziehung einer Bewegung zwischen dem Bohrloch und dem Anker geglättet werden. Auf diesem Grund leistet die mechanische Verzahnung einen geringen Beitrag zur Verzahnung des Ankers, d.h. in diesem Fall spielen die Reibungskräfte eine führende Rolle.

Bei standfesten Gebirgen wäre eine Glättung der Rauheit der Bohrlochwände ziemlich schwierig und deswegen ist die mechanische Verzahnung von größer Bedeutung für die Verzahnung des Ankers. Im Falle von standfesten Gebirgen, denen Elastizitätsmodul größer ist, sind die Anfangsspannungen wesentlich kleiner (diese Beziehung wird auf Abb. III-2 dargestellt). Das verlangt die Eingabe von sekundären Spannungen, die die Verzahnung des Ankers erzielen.

Diese sekundären Spannungen treten bei der Gleitung des Ankers auf die Bohrlochwände ein. Es wird einen Rauheitswinkel  $i$  eingegeben. Auf Abb. III-3 ist der Haftmechanismus zwischen den Bohrlochwände und dem Swellex-Anker anzusehen.

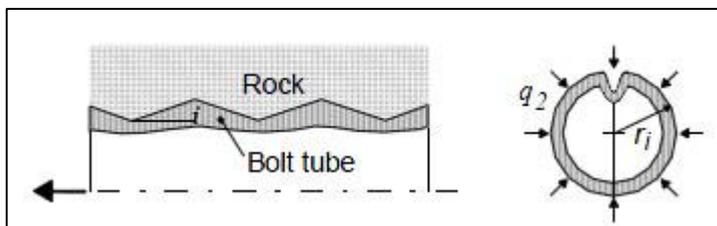


Abb. III-3 -Haftmechanismus zwischen den Bohrlochwände und dem Swellex-Anker (Quelle [9])

Bei einer Untersuchung der Beziehung zwischen den sekundären Spannungen, der Rauheitswinkel und dem Bohrlochdurchmesser wurde festgestellt, dass im Falle von standfesten Gebirge nicht die Anfangs- sondern die sekundäre Spannungen eine dominante Rolle in der Sperrfähigkeit des Swellex-Ankers spielt. Auf diesem Grund muss die Bohrlochwand ausreichend rau sein, um sekundäre Spannungen zu verursachen, solange der Anker auf eine axiale Pull-Out-Belastung ausgelegt wird.

**Tragfähigkeit der Swellex-Anker:**

Im Unterschied zu anderen Ankertypen führt die Beschränkung der Gleitbewegung des Bohrloches zum Versagen des Swellex-Ankers nicht, sondern zur Freischaltung der Gesamttragfähigkeit des Ankers. Ein Beweis dafür sind die Ergebnisse von dem Pull-Out Versuch, wobei die Pull-Out-Belastung des Swellex-Ankers auch nach einem langen Displacement eine konstante Zahl verbleibt. In diesem Fall wirkt die Scherfestigkeit auf die Kontaktfläche zwischen Fels und Anker der ganzen Ankerlänge entlang. Diese typisch für die Swellex-Anker Eigenschaft, die ein langes Displacement zulässt, ohne eine Verringerung Ihrer Tragfähigkeit zu verursachen, macht die Swellex-Anker zur Stabilisierung von deformierbaren Gebirges besonders geeignet. Zur Erzielung ihrer maximalen Einwirkung soll die maximale Verzahnungslänge des Ankers ermittelt werden. Falls die Rauheit auf die Bohrlochwände nicht abgeschert worden sind, ergibt sich die Verzahnungslänge des Swellex-Ankers aus der folgenden Formel:

$$\begin{aligned} & \text{max. Pull - Out - Belastung des Ankers} < \text{Zugfestigkeit des Ankers} \\ & \pi \cdot d \cdot l \cdot (q_1 + q_2) \cdot \tan(\phi + i) < T \end{aligned} \quad (\text{II.12})$$

Im Falle von relativ schwachen Gebirge<sup>6</sup> kann es angenommen werden, dass die Rauheit der Bohrlochwände „i“, sowie die sekundären Spannungen „q<sub>2</sub>“ Null sind.

$$\Rightarrow \pi \cdot d \cdot l \cdot q_1 \cdot \tan \phi < T$$

⇒ die Ankerlänge ergibt sich aus:

$$l < \frac{T}{\pi \cdot d \cdot q_1 \cdot \tan \phi} \quad (\text{II.13})$$

Bei standfesten Gebirge<sup>6</sup> kann es angenommen werden, dass die bei der Montage verursachten Anfangsspannungen auf die Kontaktfläche Fels-Anker q<sub>1</sub> ≈ 0 sind.

$$\Rightarrow \pi \cdot d \cdot l \cdot q_2 \cdot \tan(\phi + i) < T$$

⇒ die Ankerlänge ergibt sich aus:

$$l < \frac{T}{2 \cdot \pi \cdot d \cdot q_2 \cdot \tan(\phi + i)}, \text{ da } q_2 = \frac{\chi}{r_i} K_s \tan i, \text{ wobei } \chi \dots \text{Axialbewegung des Ankers.}$$

$$l < \frac{T \cdot r_i}{\pi \cdot d \cdot \chi \cdot K_s \tan i \cdot \tan(\phi + i)} \quad (\text{II.14})$$

<sup>6</sup> Aufgrund Abb. III-4 nehme ich an, dass bei einem Bohrlochdurchmesser d=48mm das Gebirge, dessen Elastizitätsmodul kleiner als 1 GPa ist, als ein schwaches Gebirge bezeichnet wird, und dagegen - ein Gebirge, dessen Elastizitätsmodul größer als 1 – als standfestig.

**3.1.5. KOMBINIERTER ABSTÜTZUNGSKONSTRUKTION AUS SPRITZBETON UND ANKERUNG**

**3.1.5.1. SYSTEMANKERUNG**

**3.1.5.1.1. KUNSTHARZANKER LOKSET® ANCHOR PACK (AN. 3.1.3.1)**

**3.1.5.1.2. REIBUNGSANKER SWELLEX® (AN. 3.1.3.2)**

**3.1.5.2. ERMITTLUNG DER DICKE DES BEWEHRTEN SPRITZBETONS IM KOMBINATION MIT ANKERN**

$$d = \frac{-F_a R_{st} + \sqrt{(F_a R_{st})^2 + (160 \cdot \gamma_{fels} \cdot a^3 \cdot R_H) : f_{PR}}}{33,3 \cdot R_H}, [m] \quad (II.15)$$

, wobei

$F_a$ ... Querschnittsfläche der Stahlbewehrung 150x150mm  $\phi 6$  mm [m<sup>2</sup>]

$R_{st}$ ... Zugfestigkeit der Stahlbewehrung [10<sup>5</sup>N/m<sup>3</sup>]

$\gamma_{fels}$ ... Wichte des Felses [10N/m<sup>3</sup>]

$a$ ... Ausbruchsbreite [m]

$f_{PR}$ ... Festigkeitsbeiwert nach Protodiakonov [-]

$R_D$ ... Druckfestigkeit des unbewehrten Spritzbetons [10<sup>5</sup>N/m<sup>3</sup>]

(abgelesen von Fig.289, S.359 "unterirdische Wasskraftanlagen" , L.Georgiev für  $a=D_3=6,33$  m)

**3.1.5.3. ERMITTLUNG DER DICKE DES UNBEWEHRTEN SPRITZBETONS IM KOMBINATION MIT ANKERN**

$$d = 0,8 \sqrt{\frac{\gamma_{Fels} a^3}{f_{kr} R_H}}, [m] \quad (II.16)$$

, wobei

$\gamma_{Fels}$ ... Wichte des Felses [10N/m<sup>3</sup>]

$a$ ... Abstand zwischen den Ankern [m]

$l_a$ ... Ankerlänge [m]

$f_{kr}$ ... korrigierter infolge der Ankerung Festigkeitsbeiwert nach Protodiakonov

(abgelsen von Fig.319, S.387, "ПХТС" von L.Georgiev) [-]

$R_D$ ... Druckfestigkeit des Spritzbetons [10<sup>5</sup>N/m<sup>3</sup>]

(abgelesen von Fig.320, S.387 "unterirdische Wasskraftanlagen" von L.Georgiev für einen Abstand zwischen den Ankern  $a$ )

**3.2. ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV  $FPR = 2$  UND  $FPR = 3$  (ABSCHNITTE № 1, 6, 13, 14, 16) – LAUT NATM**

Eine ausführliche Berechnung steht nur für den ersten Abschnitt №1 zur Verfügung. Für die anderen Druckstollenabschnitte (№ 1, 6, 13, 14, 16) sind in Analogie zu diesem Punkt selbige Überlegungen anzustellen, und die Endergebnisse werden im ANHANG B dargestellt.

**Ausgewählte Abstützungskonstruktion:** kombinierte Abstützung aus unbewehrter Spritzbeton + Ankerung

**3.2.1. ERSTE VARIANTE: SPRITZBETON + LOKSET® ANKER**

**3.2.1.1. KUNSTHARZANKER LOKSET® ANCHOR PACK**

Aus Tab. III-3. werden die Anker ausgewählt.

**3.2.1.1.1. ANKERDURCHMESSER**

$$d_a = 25 \text{ mm}$$

( $d_a = 12 - 51 \text{ mm}$  für Lokset® Anchor Pack)

**3.2.1.1.2. BOHRLOCHDURCHMESSER**

bei einem Ankerdurchmesser  $d_a = 25 \text{ mm}$

$$\Rightarrow d_L = 32 \text{ mm}$$

**3.2.1.1.3. VOLUMEN DER MIT KUNSTHARZ GEFÜLLTE PATRONE**

bei  $d_a = 25 \text{ mm}$  und  $d_L = 32 \text{ mm}$  wird abgelesen :

$$V_{\text{Patrone}} = 34 \text{ cm}^3 \text{ für } 100 \text{ mm Ankerlänge}^*$$

\*inkl. Kunstharzverlust 10%

**3.2.1.1.4. ANKERLÄNGE**

Aus Formel (II.7)

$$\Rightarrow l_{HS} = 2,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l_a = h_1 + l_{HS} = 2,18 + 2,30 = 4,48 \text{ m} \Rightarrow \text{es wird angenommen } l_a = 4,50 \text{ m}$$

$R_{St} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls T IV

$$\tau_{a,m} = 2,5 \text{ MPa} \text{ bei } \tau_{a,m} = (2,2 \div 3,0) \text{ MPa}$$

$$\tau_{m,f} = 1,5 \text{ MPa} \text{ bei } \tau_{m,f} = (1,2 \div 2,2) \text{ MPa}$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} l'_{\text{Haft}} = \frac{R_{St} \cdot d_a}{4 \cdot \tau_{a,m}} = \frac{430 \cdot 25 \cdot 1000}{4 \cdot 2,5} = 1,08 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \\ l''_{\text{Haft}} = \frac{R_{St} \cdot d_l}{4 \cdot \tau_{m,f}} = \frac{430 \cdot 32 \cdot 1000}{4 \cdot 1,5} = 2,29 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

**3.2.1.1.5. ANKERABSTAND**

Aus Formel (II.8)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} a' = l_a - \frac{k_a q}{c} (l_a + 2r_2) = 4,50 - \frac{0,3 \cdot 41,21}{148} (4,50 + 6,325) = 3,60 \text{ m} \\ a'' = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}} = \frac{4,50}{3} \sqrt{\frac{148}{41,21}} = 2,84 \text{ m} \\ a''' = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1}} = \sqrt{\frac{147,75}{23,218}} = 1,72 \text{ m} \end{cases}$$

$$a_{\min} = 1,72 \text{ m}$$

es wird angenommen:  $a = 1,75 \text{ m}$

### 3.2.1.1.6. TRAGFÄHIGKEIT DER ANKER

Aus Formel (II.9)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} P' = \pi \cdot d_a \cdot l_{\text{Haft}} \cdot \tau_{a,m} = \pi \cdot (32 / 1000) \cdot 2,30 \cdot 1,5 = 345,83 \text{ kN/m}^2 \\ P'' = \pi \cdot d_a \cdot l_{\text{Haft}} \cdot \tau_{m,f} = \pi \cdot (25 / 1000) \cdot 2,30 \cdot 2,5 = 450,29 \text{ kN/m}^2 \\ P''' = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\text{bar}}^2}{4} \cdot R_{\text{St}} = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot (25 / 1000)^2}{4} \cdot 430 / 1000 = 147,75 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{St}} = 0,25 \cdot \pi \cdot d_a^2 \cdot R_{\text{St}} = 0,25 \cdot \pi \cdot (25 / 1000)^2 \cdot 430 / 1000 = 211,08 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

es wird angenommen:  $P = 147,75 \text{ kN/m}^2$

### 3.2.1.1.7. ANKERANZAHL

Aus Formel (II.10)

$$\Rightarrow n_a = \frac{L_{\text{Bogen}}}{a} = \frac{\pi D_{\text{Ausbruch}}}{2a} = \frac{\pi \cdot 6,325}{2 \cdot 1,75} = 5,68$$

Es werden  $6 \text{ Anker}$  angenommen.

### 3.2.1.2. UNBEWEHRTER SPRITZBETON

Tragfähigkeit der Abstützung aus Spritzbeton:

$$P_{\text{SB}} = \frac{d \cdot \tau_b}{R_{\text{DS}} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}$$

,wobei

$d = 10 \text{ cm}$  ...angenommene Dicke des Spritzbetons;

$\tau_b = 2 \text{ MPa}$  ...angenommene Scherfestigkeit des Beton;

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ - \frac{34^\circ}{2} = 28^\circ < \alpha_{\min} = 30^\circ \Rightarrow \text{прието е } \alpha = 30^\circ; \quad \varphi \dots \text{Reibungswinkel.}$$

$$P_{\text{SB}} = \frac{(10/100)(2 \cdot 1000)}{\frac{6,325}{2} \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 30^\circ} = 146,05 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.1.3. ÜBERPRÜFUNG DER TRAGFÄHIGKEIT DER ABSTÜTZUNG

$$P_{\text{tot}} = P_a + P_{\text{SB}} = 147,75 + 146,05 = 293,8 \text{ kN/m}^2$$

Zur Bestimmung der fürs Übernehmen des Gebirgsdrucks notwendigen Tragfähigkeit kommt der Formel von Kastner (1962) in Einsatz:

$$P_0 = \frac{2\sigma_y}{\zeta + 1}$$

, wobei

$$\sigma_y = \gamma_{\text{Fels}} \cdot H_{\text{Überdeckung}} = 23.64,06 = 1473,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\zeta = \frac{1 + \sin \bar{\varphi}}{1 - \sin \bar{\varphi}} = \frac{1 + \sin 71,57^\circ}{1 - \sin 71,57^\circ} = 37,97 ; \quad \bar{\varphi} = \arctan(f_{pr}) \dots \text{korrigierter Wert des Reibungswinkel.}$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{2\sigma_y}{\zeta + 1} = \frac{2 \cdot 1473,38}{37,97 + 1} = 75,61 \text{ kN/m}^2$$

Die folgende Bedingung ist zu erfüllen:

$$\frac{P_{\text{tot}}}{\text{SF}} \geq P_0$$

, wobei SF=1,5 ...Sicherheitsbeiwert.

$$\text{SF} \cdot P_0 = 1,5 \cdot 75,61 = 113,41 < P_{\text{tot}} = 293,8 \text{ kN/m}^2$$

⇒ die Bedingung wird erfüllt.

### 3.2.2. ZWEITE VARIANTE: SPRITZBETON + SWELLEX® GEBIRGSANKER

#### 3.2.2.1. SWELLEX® GEBIRGSANKER

Aus dem Katalog „Atlas Copco Geotechnical Engineering Products“ wurde den Ankertyp **Swellex Premium line Pm24** ausgewählt.

Die Spannungen auf die Kontaktfläche Bohrloch – Gebirge ergeben sich aus Formel (II.11) von der Methodik von Villaescusa[9].

Aufgrund Abb. III-2, auf der die Beziehung zwischen dem E-Modul und die Anfangsspannungen bei verschiedenen Bohrlochdurchmesser dargestellt wird, wird es angenommen, dass das Gebirge ehe standfestig ist. Demzufolge ergibt sich die Ankerlänge aus Formel (II.14).

Zum Aufbau der für die Ermittlung der Verzahnungslänge erforderlichen Grafik kommen die folgenden Ausgangsdaten in Einsatz:

Tab. III-5 – Ausgangsdaten zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-4

№ Abschnitt	f <sub>PR</sub>	UF <sub>Fels</sub>	K <sub>r</sub>	φ	E <sub>Fels</sub>
	-	-	MPa	°	MPa
2	3	0.3	1100	34	1430

Sowie die durch Gleichung (II.11) ermittelten Parameter:

Tab. III-6 – Parameter zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-4

ρ=a/b	$\frac{K_b}{E_s} \left(\frac{r_i}{t}\right)^3$	K <sub>b</sub>	K <sub>s</sub>	i
		MPa	MPa	°
0.2	750	307617.19	26373.07	1
0.5	40	16406.25	10458.17	2
1	8	3281.25	2946.13	3
1.5	2.7	1107.42	1066.48	4
2	1.4	574.22	563.01	5
2.5	0.7	287.11	284.28	6
3	0.34	139.45	138.78	8
3.5	0.2	82.03	81.80	10
				<b>5.9</b>

q1	q2	l <sub>haft&lt;</sub>	Na
MPa	MPa	m	kN
0	0.21	10.994	240
0	0.41	5.296	240
0	0.62	3.402	240
0	0.83	2.459	240
0	1.04	1.897	240
0	1.24	1.524	240
0	1.66	1.062	240
0	2.09	0.789	240
<b>0</b>	<b>1.22</b>	<b>1.4</b>	<b>216.07</b>

Auf Abb. III-4 ist die Auswirkung der Anfangsspannungen und der Rauheitswinkel bezüglich die Verzahnungslänge des Ankers für die konkreten ingenieurgeologischen Bedingungen des vorliegenden Tunnelabschnittes anzusehen.

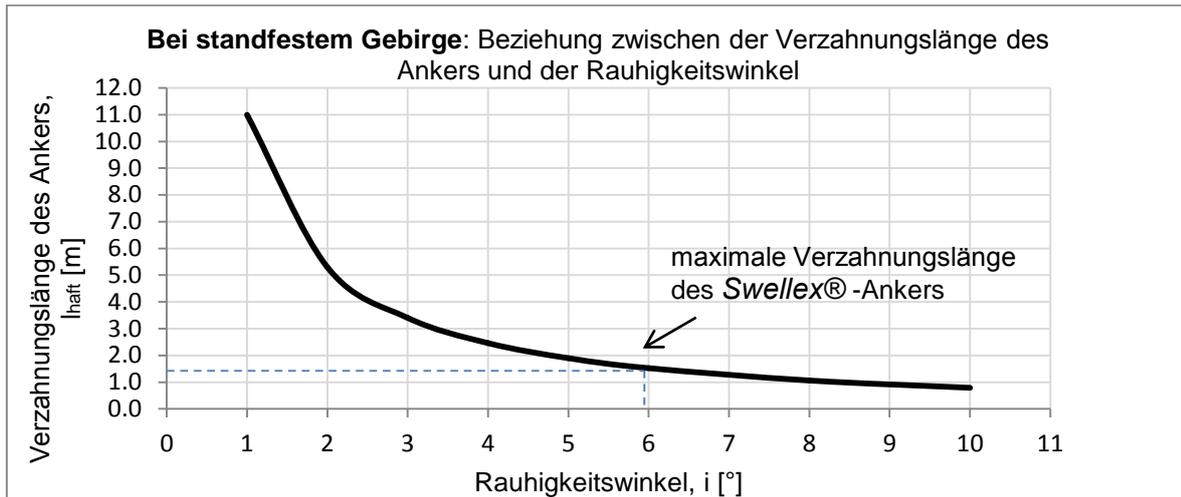


Abb. III-4 – Beziehung zwischen der Verzahnungslänge des Ankers und der Rauhigkeitswinkel der Bohrlochwand bei einem standfesten Gebirge<sup>7</sup>

### 3.2.2.1.1. ANKERLÄNGE

Aus Formel (II.7):

$$l_{\text{Haft}} = 1,40 \text{ m}$$

$$l_a = h_1 + l_{\text{Haft}} = 2,18 + 1,40 = 3,58 \text{ m}$$

⇒ es wird angenommen:  $l_a = 3,60 \text{ m}$

### 3.2.2.1.2. ABSTAND ZWISCHEN DEN ANKERN

Aus Formel (II.8):

$$\Rightarrow \min \begin{cases} a' = l_a - \frac{k_a q}{c} (l_a + 2r_2) = 3,60 - \frac{0,341,21}{148} (3,60 + 6,325) = 2,77 \text{ m} \\ a'' = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}} = \frac{3,60}{3} \sqrt{\frac{148}{41,21}} = 2,27 \text{ m} \\ a''' = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1}} = \sqrt{\frac{216,07}{23 \cdot 2,18}} = 2,08 \text{ m} \end{cases}$$

$$a_{\text{min}} = 2,08 \text{ m}$$

es wird angenommen:  $a = 2,10 \text{ m}$

### 3.2.2.1.3. ANZAHL DER ANKER

Aus Formel (II.10)

$$\Rightarrow n_a = \frac{L_{\text{Bogen}}}{a} = \frac{\pi D_{\text{Ausbruch}}}{2a} = \frac{\pi \cdot 6,325}{2 \cdot 2,10} = 4,73$$

Es werden  $5 \text{ Anker}$  angenommen.

### 3.2.2.2. UNBEWEHRTER SPRITZBETON

Tragfähigkeit der Abstützung aus Spritzbeton:

<sup>7</sup> Aufgrund des Lehrcharakters des vorliegenden Projekts wird es angenommen, dass die von der Grafik ermittelten Werte ein ausreichendes Kriterium für die Bestimmung der Verzahnungslänge des Swellex-Ankers sind. Zur Ermittlung der genauen Verzahnungslänge des Ankers, sowie der genauen Anfangsspannungen und Rauhigkeitswinkel soll ein Pull-Out Versuch durchgeführt werden.

$$P_{SB} = \frac{d \cdot \tau_b}{R_{DS} \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha}$$

,wobei

$d=10$  cm ...angenommene Dicke des Spritzbetons;

$\tau_b=2$  MPa ...angenommene Scherfestigkeit des Beton;

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ - \frac{34^\circ}{2} = 28^\circ < \alpha_{\min} = 30^\circ \Rightarrow \text{прието е } \alpha = 30^\circ; \quad \varphi \text{ ...Reibungswinkel.}$$

$$P_{ST} = \frac{(10/100)(2 \cdot 1000)}{\frac{6,325}{2} \cdot \sin 30^\circ \cdot \cos 30^\circ} = 146,05 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.2.3. ÜBERPRÜFUNG DER TRAGFÄHIGKEIT DER ABSTÜTZUNG

$$P_{\text{tot}} = P_a + P_{SB} = 216,07 + 146,05 = 362,1 \text{ kN/m}^2$$

Zur Bestimmung der fürs Übernehmen des Gebirgsdrucks notwendigen Tragfähigkeit kommt der Formel von Kastner (1962) in Einsatz:

$$P_0 = \frac{2\sigma_y}{\zeta + 1}$$

,wobei

$$\sigma_y = \gamma_{\text{Fels}} \cdot H_{\text{Überdeckung}} = 23,64,06 = 1473,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\zeta = \frac{1 + \sin \bar{\varphi}}{1 - \sin \bar{\varphi}} = \frac{1 + \sin 71,57^\circ}{1 - \sin 71,57^\circ} = 37,97; \quad \bar{\varphi} = \arctan(f_{pr}) \dots \text{korrigierter Wert des Reibungswinkel.}$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{2\sigma_y}{\zeta + 1} = \frac{2 \cdot 1473,38}{37,97 + 1} = 75,61 \text{ kN/m}^2$$

Die folgende Bedingung ist zu erfüllen:

$$\frac{P_{\text{tot}}}{SF} \geq P_0$$

,wobei  $SF=1,5$  ...Sicherheitsbeiwert.

Eine tabellarische Darstellung aller Abschnitte, deren Festigkeitsbeiwert  $f_{pr}=2$  und  $f_{pr}=3$  beträgt, ist im ANHANG A zu finden.

**3.3. ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV FPR =4  
(ABSCHNITTE № 2, 5 ,15)**

Eine ausführliche Berechnung steht nur für Abschnitt №2 zur Verfügung. Für die anderen Druckstollenabschnitte (№ 2, 5 ,15) sind in Analogie zu diesem Punkt selbige Überlegungen anzustellen, und die Endergebnisse werden im ANHANG B dargestellt.

**Ausgewählte Abstützungskonstruktion:** kombinierte Abstützung aus unbewehrter Spritzbeton + Ankerung

**3.3.1. ERSTE VARIANTE: SPRITZBETON + LOKSET® ANKER**

**3.3.1.1. KUNSTHARZANKER LOKSET® ANCHOR PACK**

Aus Tab. III-3. werden die Anker ausgewählt.

**3.3.1.1.1. ANKERDURCHMESSER**

$$d_a = 25 \text{ mm}$$

( $d_a = 12 - 51 \text{ mm}$  für Lokset® Anchor Pack)

**3.3.1.1.2. BOHRLOCHDURCHMESSER**

bei einem Ankerdurchmesser  $d_a = 25 \text{ mm}$

$$\Rightarrow d_L = 32 \text{ mm}$$

**3.3.1.1.3. VOLUMEN DER MIT KUNSTHARZ GEFÜLLTE PATRONE**

bei  $d_a = 25 \text{ mm}$  und  $d_L = 32 \text{ mm}$  wird abgelesen :

$$V_{\text{Patrone}} = 34 \text{ cm}^3 \text{ für } 100 \text{ mm Ankerlänge}^*$$

\*inkl. Kunstharzverlust 10%

**3.3.1.1.4. ANKERLÄNGE**

Aus Formel (II.7)

$$\Rightarrow l_{\text{HS}} = 2,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l_a = h_1 + l_{\text{HS}} = 1,58 + 2,30 = 3,88 \text{ m} \Rightarrow \text{es wird angenommen } l_a = 3,90 \text{ m}$$

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls T IV

$$\tau_{a,m} = 2,5 \text{ MPa} \text{ bei } \tau_{a,m} = (2,2 \div 3,0) \text{ MPa}$$

$$\tau_{m,f} = 1,5 \text{ MPa} \text{ bei } \tau_{m,f} = (1,2 \div 2,2) \text{ MPa}$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} l'_{\text{Haft}} = \frac{R_{\text{St}} \cdot d_a}{4 \cdot \tau_{a,m}} = \frac{430 \cdot 25 \cdot 1000}{4 \cdot 2,5} = 1,08 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \\ l''_{\text{Haft}} = \frac{R_{\text{St}} \cdot d_l}{4 \cdot \tau_{m,f}} = \frac{430 \cdot 32 \cdot 1000}{4 \cdot 1,5} = 2,29 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

**3.3.1.1.5. ABSTAND ZWISCHEN DEN ANKERN**

Aus Formel (II.8)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} a' = l_a - \frac{k_a q}{c} (l_a + 2r_2) = 3,90 - \frac{0,3 \cdot 31,26}{160} (3,90 + 6,325) = 3,30 \text{ m} \\ a'' = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}} = \frac{3,30}{3} \sqrt{\frac{160}{31,26}} = 2,94 \text{ m} \\ a''' = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1}} = \sqrt{\frac{147,75}{24 \cdot 1,58}} = 1,97 \text{ m} \end{cases}$$

$$a_{\min} = 1,97 \text{ m}$$

es wird angenommen:  $a = 2,00 \text{ m}$

### 3.3.1.1.6. TRAGFÄHIGKEIT DER ANKER

Aus Formel (II.9)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} P' = \pi \cdot d_a \cdot l_{\text{Haft}} \cdot \tau_{a,m} = \pi \cdot (32 / 1000) \cdot 2,30 \cdot 1,5 = 345,83 \text{ kN/m}^2 \\ P'' = \pi \cdot d_a \cdot l_{\text{Haft}} \cdot \tau_{m,f} = \pi \cdot (25 / 1000) \cdot 2,30 \cdot 2,5 = 450,29 \text{ kN/m}^2 \\ P''' = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\text{bar}}^2}{4} \cdot R_{st} = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot (25 / 1000)^2}{4} \cdot 430 / 1000 = 147,75 \text{ kN/m}^2 \\ P_{St} = 0,25 \cdot \pi \cdot d_a^2 \cdot R_{St} = 0,25 \cdot \pi \cdot (25 / 1000)^2 \cdot 430 / 1000 = 211,08 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

es wird angenommen:  $P = 147,75 \text{ kN/m}^2$

### 3.3.1.1.7. ANZAHL DER ANKER

Aus Formel (II.10)

$$\Rightarrow n_a = \frac{L_{\text{Bogen}}}{a} = \frac{\pi D_{\text{Ausbruch}}}{2a} = \frac{\pi \cdot 6,325}{2 \cdot 2,00} = 4,97$$

Es werden  $5 \text{ Anker}$  angenommen.

### 3.3.1.2. UNBEWEHRTER SPRITZBETON

Aus Formel (II.15)

$$d = 0,8 \sqrt{\frac{\gamma_{\text{Fels}} a^3}{f_{kr} R_H}} = 0,8 \sqrt{\frac{24 \cdot 2,00^3}{4,2 \cdot (370 \cdot 0,001 \cdot 10^5)}} = 0,028 \cdot 100 = 2,81 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  angenommene Dicke des unbewehrten Spritzbetons:  $d = 4 \text{ cm}$

3.3.3. ZWEITE VARIANTE: SPRITZBETON + SWELLEX® GEBIRGSANKER

3.3.3.1. SWELLEX® GEBIRGSANKER

Aus dem Katalog „Atlas Copco Geotechnical Engineering Products“ wurde den Ankertyp **Swellex Premium line Pm24** ausgewählt.

Die Spannungen auf die Kontaktfläche Bohrloch – Gebirge ergeben sich aus Formel (II.11) von der Methodik von Villaescusa[9].

Aufgrund Abb. III-2, auf der die Beziehung zwischen dem E-Modul und die Anfangsspannungen bei verschiedenen Bohrllochdurchmesser dargestellt wird, wird es angenommen, dass das Gebirge ehe standfestig ist. Demzufolge ergibt sich die Ankerlänge aus Formel (II.14).

Zum Aufbau der für die Ermittlung der Verzahnungslänge erforderlichen Grafik kommen die folgenden Ausgangsdaten in Einsatz:

Tab. III-7 - Ausgangsdaten zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-5

Nº Abschnitt	fPR	UFels	Kr MPa	φ °	EFels MPa
2	3	0.3	1600	36	2080

Sowie die durch Gleichung (II.11) ermittelten Parameter:

Tab. III-8 – Parameter zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-5

ρ=a/b	$\frac{K_b}{E_s} \left(\frac{r_i}{t}\right)^3$	Kb MPa	Ks MPa	i °	q1 MPa	q2 MPa	lhaft< m	Na kN
-	-	-	-	-	0	0.21	10.215	240
0.2	750	307617.19	26373.07	1	0	0.41	4.925	240
0.5	40	16406.25	10458.17	2	0	0.62	3.166	240
1	8	3281.25	2946.13	3	0	0.83	2.290	240
1.5	2.7	1107.42	1066.48	4	0	1.04	1.767	240
2	1.4	574.22	563.01	5	0	1.24	1.420	240
2.5	0.7	287.11	284.28	6	0	1.66	0.990	240
3	0.34	139.45	138.78	8	0	2.09	0.736	240
3.5	0.2	82.03	81.80	10	0	1.17	1.4	220.03
				<b>5.65</b>				

Auf Abb. III-5 ist die Auswirkung der Anfangsspannungen und der Rauheitswinkel bezüglich die Verzahnungslänge des Ankers für die konkreten ingenieurgeologischen Bedingungen des vorliegenden Tunnelabschnittes anzusehen.

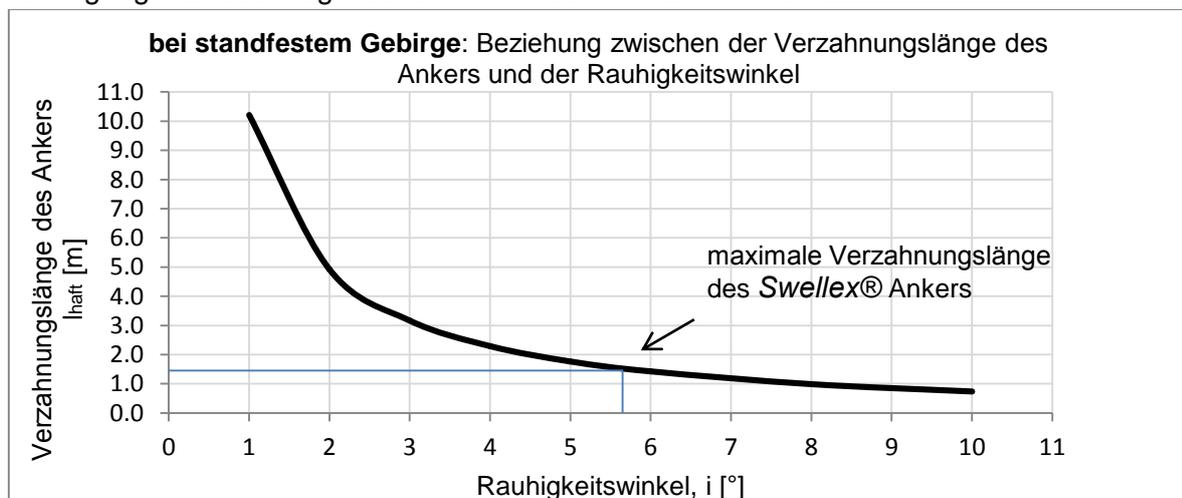


Abb. III-5 - Beziehung zwischen der Verzahnungslänge des Ankers und die Rauheitswinkel der Bohrlochwand<sup>7</sup>

**3.3.3.1.2. ANKERLÄNGE**

Aus Formel (II.7)

$$l_{\text{Haft}} = 1,40 \text{ m}$$

$$l_a = h_1 + l_{\text{Haft}} = 1,58 + 1,40 = 2,98 \text{ m}$$

⇒ es wird angenommen:  $l_a = 3,00 \text{ m}$

**3.3.3.1.3. ABSTAND ZWISCHEN DEN ANKERN**

Aus Formel (II.8)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} a' = l_a - \frac{k_a q}{c} (l_a + 2r_2) = 3,60 - \frac{0,3 \cdot 31,26}{160} (3,00 + 6,325) = 2,45 \text{ m} \\ a'' = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}} = \frac{3,00}{3} \sqrt{\frac{160}{31,26}} = 2,26 \text{ m} \\ a''' = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1}} = \sqrt{\frac{220,03}{24 \cdot 1,58}} = 2,41 \text{ m} \end{cases}$$

$$a_{\text{min}} = 2,26 \text{ m}$$

es wird angenommen:  $a = 2,30 \text{ m}$

**3.3.3.1.4. ANZAHL DER ANKER**

Aus Formel (II.10)

$$\Rightarrow n_a = \frac{L_{\text{Bogen}}}{a} = \frac{\pi D_{\text{Ausbruch}}}{2a} = \frac{\pi \cdot 6,325}{2 \cdot 2,30} = 4,32$$

Es werden  $5 \text{ Anker}$  angenommen.

**3.3.3.2. UNBEWEHRTER SPRITZBETON**

Aus Formel (II.15)

$$\Rightarrow d = 0,8 \sqrt{\frac{\gamma_{\text{Fels}} a^3}{f_{kr} R_H}}, [\text{m}] = 0,8 \sqrt{\frac{24 \cdot 2,30^3}{4,2 \cdot (370 \cdot 0,001 \cdot 10^5)}} = 0,028 \cdot 100 = 3,47 \text{ cm}$$

angenommene Dicke des unbewehrten Spritzbeton:  $d = 4 \text{ cm}$

Eine tabellarische Darstellung aller Abschnitte, deren Festigkeitsbeiwert  $f_{pr}=4$  beträgt, ist im ANHANG A zu finden.

**3.4. ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV FPR =5  
(ABSCHNITTE № 4, 7, 11, 12, 17)**

Eine ausführliche Berechnung steht nur für Abschnitt №4 zur Verfügung. Für die anderen Druckstollenabschnitte (№ 7, 11, 12, 17) sind in Analogie zu diesem Punkt selbige Überlegungen anzustellen, und die Endergebnisse werden im ANHANG B dargestellt.

**Ausgewählte Abstützungskonstruktion:** kombinierte Abstützung aus unbewehrter Spritzbeton + Ankerung

**3.4.1. ERSTE VARIANTE: SPRITZBETON + LOKSET® ANKER**

**3.4.1.1. KUNSTHARZANKER LOKSET® ANCHOR PACK**

Aus Tab. III-3. werden die Anker ausgewählt.

**3.4.1.1.1. ANKERDURCHMESSER**

$$d_a = 25 \text{ mm}$$

( $d_a = 12 - 51 \text{ mm}$  für Lokset® Anchor Pack)

**3.4.1.1.2. BOHRLOCHDURCHMESSER**

bei einem Ankerdurchmesser  $d_a = 25 \text{ mm}$

$$\Rightarrow d_L = 32 \text{ mm}$$

**3.4.1.1.3. VOLUMEN DER MIT KUNSTHARZ GEFÜLLTE PATRONE**

bei  $d_a = 25 \text{ mm}$  und  $d_L = 32 \text{ mm}$  wird abgelesen :

$$V_{\text{Patrone}} = 34 \text{ cm}^3 \text{ für } 100 \text{ mm Ankerlänge}^*$$

\*inkl. Kunstharzverlust 10%

**3.4.1.1.4. ANKERLÄNGE**

Aus Formel (II.7)

$$\Rightarrow l_{\text{HS}} = 2,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow l_a = h_1 + l_{\text{HS}} = 1,27 + 2,30 = 3,57 \text{ m} \Rightarrow \text{es wird angenommen } l_a = 3,60 \text{ m}$$

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls T IV

$$\tau_{a,m} = 2,5 \text{ MPa} \text{ bei } \tau_{a,m} = (2,2 \div 3,0) \text{ MPa}$$

$$\tau_{m,f} = 1,5 \text{ MPa} \text{ bei } \tau_{m,f} = (1,2 \div 2,2) \text{ MPa}$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} l'_{\text{Haft}} = \frac{R_{\text{St}} \cdot d_a}{4 \cdot \tau_{a,m}} = \frac{430 \cdot 25 \cdot 1000}{4 \cdot 2,5} = 1,08 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \\ l''_{\text{Haft}} = \frac{R_{\text{St}} \cdot d_l}{4 \cdot \tau_{m,f}} = \frac{430 \cdot 32 \cdot 1000}{4 \cdot 1,5} = 2,29 \text{ m} > 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

**3.4.1.1.5. ABSTAND ZWISCHEN DEN ANKERN**

Aus Formel (II.8)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} a' = l_a - \frac{k_a q}{c} (l_a + 2r_2) = 3,60 - \frac{0,3 \cdot 25,01}{155} (3,60 + 6,325) = 3,12 \text{ m} \\ a'' = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}} = \frac{3,60}{3} \sqrt{\frac{155}{25,01}} = 2,99 \text{ m} \\ a''' = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1}} = \sqrt{\frac{117,55}{24,127}} = 2,21 \text{ m} \end{cases}$$

$$a_{\min} = 2,21 \text{ m}$$

es wird angenommen:  $a = 2,25 \text{ m}$

#### 3.4.1.1.6. TRAGFÄHIGKEIT DER ANKER

Aus Formel (II.9)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} P' = \pi \cdot d_a \cdot l_{\text{Haft}} \cdot \tau_{a,m} = \pi \cdot (32 / 1000) \cdot 2,30 \cdot 1,5 = 345,83 \text{ kN/m}^2 \\ P'' = \pi \cdot d_a \cdot l_{\text{Haft}} \cdot \tau_{m,f} = \pi \cdot (25 / 1000) \cdot 2,30 \cdot 2,5 = 450,29 \text{ kN/m}^2 \\ P''' = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot d_{\text{bar}}^2}{4} \cdot R_{\text{st}} = 0,7 \cdot \frac{\pi \cdot (25 / 1000)^2}{4} \cdot 430 / 1000 = 147,75 \text{ kN/m}^2 \\ P_{\text{St}} = 0,25 \cdot \pi \cdot d_a^2 \cdot R_{\text{St}} = 0,25 \cdot \pi \cdot (25 / 1000)^2 \cdot 430 / 1000 = 211,08 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

es wird angenommen:  $P = 147,75 \text{ kN/m}^2$

#### 3.4.1.1.7. ANZAHL DER ANKER

Aus Formel (II.10)

$$\Rightarrow n_a = \frac{L_{\text{Bogen}}}{a} = \frac{\pi D_{\text{Ausbruch}}}{2a} = \frac{\pi \cdot 6,325}{2 \cdot 2,25} = 4,42$$

Es werden  $5 \text{ Anker}$  angenommen.

#### 3.4.1.2. UNBEWEHRTER SPRITZBETON

Aus Formel (II.15)

$$d = 0,8 \sqrt{\frac{\gamma_{\text{Fels}} a^3}{f_{\text{kr}} R_H}} = 0,8 \sqrt{\frac{24 \cdot 2,25^3}{5,2 \cdot (370 \cdot 0,001 \cdot 10^5)}} = 0,03 \cdot 100 = 3,02 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  angenommene Dicke des unbewehrten Spritzbetons:  $d = 4 \text{ cm}$

3.4.2. ZWEITE VARIANTE: SPRITZBETON + SWELLEX® GEBIRGSANKER

3.4.2.1. SWELLEX® GEBIRGSANKER

Aus dem Katalog „Atlas Copco Geotechnical Engineering Products“ wurde den Ankertyp **Swellex Premium line Pm24** ausgewählt.

Die Spannungen auf die Kontaktfläche Bohrloch – Gebirge ergeben sich aus Formel (II.11) von der Methodik von Villaescusa[9].

Aufgrund Abb. III-2, auf der die Beziehung zwischen dem E-Modul und die Anfangsspannungen bei verschiedenen Bohrlochdurchmesser dargestellt wird, wird es angenommen, dass das Gebirge ehe standfestig ist. Demzufolge ergibt sich die Ankerlänge aus Formel (II.14).

Zum Aufbau der für die Ermittlung der Verzahnungslänge erforderlichen Grafik kommen die folgenden Ausgangsdaten in Einsatz:

Tab. III-9 - Ausgangsdaten zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-6

Nº Abschnitt	fPR	UFels	Kr MPa	φ °	EFels MPa
2	3	0.3	2000	35	2600

Sowie die durch Gleichung (II.11) ermittelten Parameter:

Tab. III-10 – Parameter zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-6

ρ=a/b	$K_b \left( \frac{r_i}{t} \right)^p$ E <sub>s</sub>	K <sub>b</sub>	K <sub>s</sub>	i	q1	q2	l <sub>haft&lt;</sub>	Na
		MPa	MPa	°	MPa	MPa	m	kN
0.2	750	307617.1	26373.0	1	0	0.21	10.595	240
0.5	40	16406.25	10458.1	2	0	0.41	5.106	240
1	8	3281.25	2946.13	3	0	0.62	3.282	240
1.5	2.7	1107.42	1066.48	4	0	0.83	2.373	240
2	1.4	574.22	563.01	5	0	1.04	1.830	240
2.5	0.7	287.11	284.28	6	0	1.24	1.471	240
3	0.34	139.45	138.78	8	0	1.66	1.025	240
3.5	0.2	82.03	81.80	10	0	2.09	0.762	240
<b>5.3</b>					<b>0</b>	<b>1.10</b>	<b>1.7</b>	<b>238.89</b>

Auf Abb. III-6 ist die Auswirkung der Anfangsspannungen und der Rauigkeitswinkel bezüglich die Verzahnungslänge des Ankers für die konkreten ingenieurgeologischen Bedingungen des vorliegenden Tunnelabschnittes anzusehen.

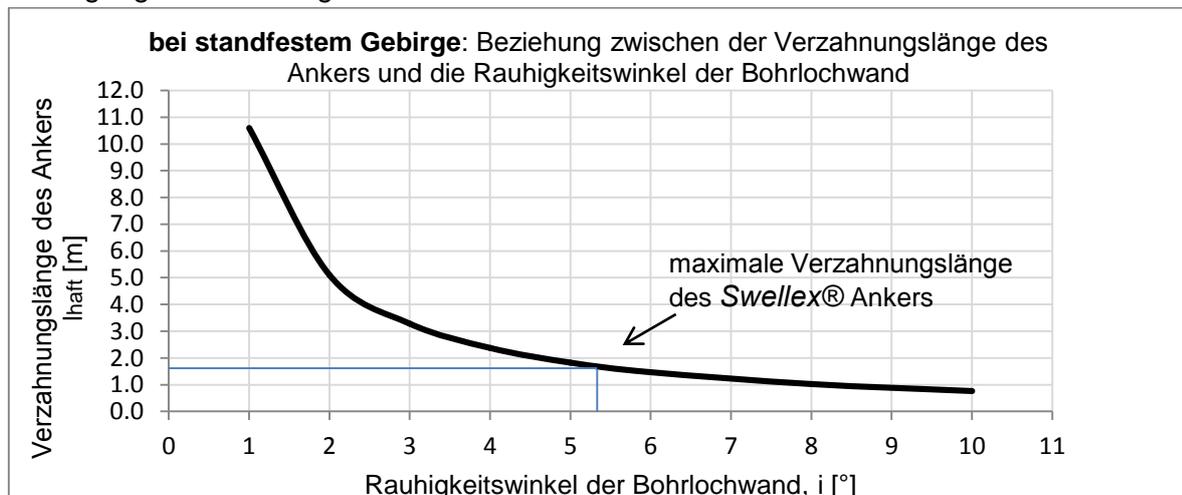


Abb. III-6 – Beziehung zwischen der Verzahnungslänge des Ankers und die Rauigkeitswinkel der Bohrlochwand

### 3.4.2.1.1. ANKERLÄNGE

Aus Formel (II.7)

$$l_{\text{Haft}} = 1,70 \text{ m}$$

$$l_a = h_1 + l_{\text{Haft}} = 1,27 + 1,70 = 2,97 \text{ m}$$

⇒ es wird angenommen:  $l_a = 3,00 \text{ m}$

### 3.4.2.1.2. ABSTAND ZWISCHEN DEN ANKERN

Aus Formel (II.8)

$$\Rightarrow \min \begin{cases} a' = l_a - \frac{k_b q}{c} (l_a + 2r_2) = 3,00 - \frac{0,3 \cdot 25,01}{155} (3,00 + 6,325) = 2,55 \text{ m} \\ a'' = \frac{l_a}{3} \sqrt{\frac{c}{q}} = \frac{3,00}{3} \sqrt{\frac{155}{25,01}} = 2,49 \text{ m} \\ a''' = \sqrt{\frac{P}{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1}} = \sqrt{\frac{238,89}{24,1,27}} = 2,81 \text{ m} \end{cases}$$

$$a_{\min} = 2,49 \text{ m}$$

es wird angenommen:  $a = 2,50 \text{ m}$

### 3.4.2.1.3. ANZAHL DER ANKER

Aus Formel (II.10)

$$\Rightarrow n_a = \frac{L_{\text{Bogen}}}{a} = \frac{\pi D_{\text{Ausbruch}}}{2a} = \frac{\pi \cdot 6,325}{2 \cdot 2,50} = 3,97$$

Es werden  $4 \text{ Anker}$  angenommen.

### 3.4.2.2. UNBEWEHRTER SPRITZBETON

Aus Formel (II.15)

$$\Rightarrow d = 0,8 \sqrt{\frac{\gamma_{\text{Fels}} a^3}{f_{kr} R_H}} = 0,8 \sqrt{\frac{24,2,50^3}{5,2 \cdot (370 \cdot 0,001 \cdot 10^5)}} = 0,035 \cdot 100 = 3,53 \text{ cm}$$

angenommene Dicke des unbewehrten Spritzbeton:  $d = 4 \text{ cm}$

Eine tabellarische Darstellung aller Abschnitte, deren Festigkeitsbeiwert  $f_{pr}=4$  beträgt, ist im ANHANG A zu finden.

**3.5. ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV  $f_{PR} = 6$   
(ABSCHNITTE № 3, 8, 9)**

Eine ausführliche Berechnung steht nur für Abschnitt №3 zur Verfügung. Für die anderen Druckstollenabschnitte (№ 8, 9) sind in Analogie zu diesem Punkt selbige Überlegungen anzustellen, und die Endergebnisse werden im ANHANG B dargestellt.

**Ausgewählte Abstützungs konstruktion:** Abstützung aus bewehrter Spritzbeton

**3.5.1. BEWEHRTER SPRITZBETON**

$$d = \frac{-F_a R_{st} + \sqrt{(F_a R_{st})^2 + (160 \cdot \gamma_{fels} \cdot a^3 \cdot R_H) : f_{PR}}}{33,3 \cdot R_H}, [m]$$

$$d = \frac{-2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 4,3 \cdot 10^5 + \sqrt{(2,8 \cdot 10^{-5} \cdot 4,3 \cdot 10^5)^2 + (160 \cdot 25,6 \cdot 325^3 \cdot (340 \cdot 100)) : 6}}{33,3 \cdot (340 \cdot 100)} = 0,067 \cdot 100 = 6,69 \text{ cm}$$

⇒ es wird angenommen:  $d = 7 \text{ cm}$

, wobei

$F_a = 0,28 \text{ cm}^2 = 2,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$  ... Querschnittsfläche der Stahlbewehrung 150x150mm  $\phi 6$  mm;

$R_{St} = 430 \text{ MPa} = 4,3 \cdot 10^5 \text{ kN/m}^2$  ... Druckfestigkeit der Stahlbewehrung;

$\gamma_{Fels} = 25 \text{ kN/m}^3$  ... Rohwichte von Fels;

$a = 6,325 \text{ m}$  ... Ausbruchsbreite;

$f_{PR} = 6$  ... Festigkeitszahl nach Protodjakonow;

$R_H = 340 \text{ N/m}^2 \cdot 10^5$  ... Druckfestigkeit des unbewehrten Spritzbetons.

(abgemessen von Abb.289, s.359 "Unterirdische Wasserkraftanlagen" von L.Georgiew für Ausbruchsbreite  $a = D_s = 6,33 \text{ m}$ )

**3.6. ABSCHNITTE MIT EINEM FESTIGKEITSBEIWERT NACH PROTODYAKONOV  $f_{PR} = 8$   
(ABSCHNITT № 10)**

**Ausgewählte Abstützungs konstruktion:** Abstützung aus unbewehrter Spritzbeton

**3.6.1. UNBEWEHRTER SPRITZBETON**

$$d = 0,473 \sqrt{\frac{\gamma_{Fels} \cdot a^3}{f_{PR} \cdot R_H}}, [m] = 0,473 \sqrt{\frac{27 \cdot 6,325^3}{8 \cdot (340 \cdot 0,001) \cdot 10^5}} = 0,07 \cdot 100 = 7,5 \text{ cm}$$

, wobei

$\gamma_{Fels} = 27 \text{ kN/m}^3$  ... Rohwichte von Fels;

$a = 6,325 \text{ m}$  ... Ausbruchsbreite;

$f_{PR} = 8$  ... Festigkeitszahl nach Protodjakonow;

$R_H = 340 \text{ N/m}^2 \cdot 10^5$  ... Druckfestigkeit des Spritzbetons;

(abgemessen von Abb.289, s.359 "Unterirdische Wasserkraftanlagen" von L.Georgiew für Ausbruchsbreite  $a = D_3 = 6,33 \text{ m}$ )

#### 4. BEMESSUNG NACH DEM HOEK-BROWN BRUCHKRITERIUM

##### 4.1. ALLGEMEINE INFORMATION

Das Bruchkriterium nach Hoek-Brown findet eine praktische Anwendung als Verfahren zur Bestimmung der Spannungen, die zur verbleibenden Deformationen ins Gebirge oder sogar zum Bruch, wenn es keine ausreichende Sicherung vorgesehen wird, führen können. Dafür ist diese Axialspannung zu bestimmen, die ein Bruch des Gebirges verursachen wird.

Die Bruchbedingungen für eine intakte Gesteinsprobe ergeben sich aus der folgenden Gleichung (Hoek and Brown 1980):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1} \quad (II.17)$$

, wobei

$\sigma_3$ ... maximale Hauptspannung bei Bruch [MPa];

$\sigma_1$ ... minimale Hauptspannung bei Bruch [MPa];

$\sigma_{ci}$ ... einaxiale Druckfestigkeit des Gesteines ("intakte" Probe mit Index i) [MPa];

$m_i$ ... Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein [-].

Damit die Eigenschaften der Gesteinsprobe bestimmt werden, sind die Werte der Parametern  $\sigma_{ci}$  und  $m_i$  zu ermitteln.

##### Grundparameter und -gleichungen :

Unter Berücksichtigung von Erfahrungen und Vergleichsberechnungen werden die Parameter  $m_b$ ,  $s$  und  $a$  für geklüftes Felsgestein bestimmt, wobei das Gebirge durch den GSI-Wert beschreiben wird.

$s, a$ ... Konstanten, abhängig von den Gebirgseigenschaften [-];

$m_b$ ... Hoek-Brown Kontstante für geklüftes Gebirge [-].

Die folgenden Gleichungen kommen in Einsatz:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right), \quad [-] \quad (II.18)$$

$$\text{ist der GSI-Wert} \geq 25 \quad s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right); \quad a = 0,5 \quad [-] \quad (II.19)$$

$$\text{ist der GSI-Wert} < 25 \quad s = 0; \quad a = 0,65 - \frac{GSI}{200} \quad [-] \quad (II.20)$$

Mit der Erarbeitung von *Londe (1988)* erhält das Bruchkriterium nach Hoek-Brown eine vereinfachte Form, die von den Parametern  $m_b$ ,  $a$  und  $s$  unabhängig ist. Setzt man die verallgemeinerten Spannungswerte  $S_1$  und  $S_3$  ein

$$S_1 = \frac{\sigma_1}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2}, \quad [MPa] \quad (II.21)$$

$$S_3 = \frac{\sigma_3}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2}, \quad [MPa] \quad (II.22)$$

,erhält das Bruchkriterium des Gebirges die Form:

$$S_1 = S_3 + \sqrt{S_3} \quad (II.23)$$

Diese Umwandlung ermöglicht eine wesentliche Vereinfachung der Analyse des Bruchkriteriums von Hoek-Brown. Dadurch lässt sich die sogenannte Gebirgskennlinie GRC (Ground Reaction Curve), eine der drei Grundkurven des *Kennlinienverfahrens*, bilden.

Mit der folgenden Gleichung erhält man auch die Beziehung zwischen dem Elastizitätsmodul des Felses und dem GSI-Wert (*Serafim and Periera 1983; Hoek and Brown 1997*):

$$E_{\text{m}} = 1000 \cdot C(\sigma_{\text{ci}}) \cdot 10^{\frac{\text{GSI}-10}{40}} \quad (\text{II.24})$$

, wobei

$$\text{bei } \sigma_{\text{ci}} \geq 100 \text{MPa} \Rightarrow C(\sigma_{\text{ci}}) = 1$$

$$\text{bei } \sigma_{\text{ci}} \leq 100 \text{MPa} \Rightarrow C(\sigma_{\text{ci}}) = \sqrt{\frac{\sigma_{\text{ci}}}{100}}$$

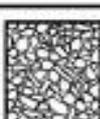
<p><b>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</b></p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10
	DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓					

Abb. III-7 – Beschreibung der Gebirgsdurchtrennung und Trennflächen zur Bestimmung des GSI (Quelle [11])

### 4.3. ANWENDUNG DES HOEK-BROWN BRUCHKRITERIUMS:

#### Das Kennlinienverfahren (Convergence-Confining Method of Tunnel Design)

Das Hoek-Brown-Bruchkriterium findet eine praktische Anwendung bei der Planung von Hohlraumbauten mittels des Kennlinienverfahrens. Unter den folgenden Annahmen wird eine Analyse des Tunnels durchgeführt:

- zylindrische Öffnung des Tunnelaushubes;
- elasto-plastisches isotropes Verhalten des Gebirges.

Im konkreten Fall ist die erste Annahme relativ plausibel, weil der Querschnitt des Wasserdruckstollens eine fast kreisförmige Form hat. Die zweite Annahme dagegen kann zu irreführenden Ergebnissen führen, falls das Gebirge über zahlreiche Risse verfügt. In diesem Fall ist ein Verhalten anisotrop und es dürfen andere Modelle verwendet werden. Ist aber das Gebirge isotrop, kommt das Hoek-Brown-Bruchkriterium in Einsatz. Somit kann durch das Kennlinienverfahren die Last, die das Gebirge dem Stützmittel übergibt, ermittelt werden.

In dieser Arbeit dient das Kennlinienverfahren zur Überprüfung der bereits ausgewählten Stützkonstruktionen. Dadurch kann ermittelt werden, ob diese passend sind und durch die Übernahme der Gesamtlast nicht zum Versagen kommen. Es wird eine Analyse der Beziehung zwischen der Belastung und den sich daraus ergebenden Deformationen der Stützmittel durchgeführt. Diese Analyse lässt sich durch die Kombination von den folgenden drei Kurve beschreiben:

- LDP Radialverschiebungsverlauf in Tunnelachsrichtung (Longitudinal Reaction Curve) – dient zur Ermittlung der Radialverschiebungen in Relation zum Abstand zur Ortsbrust;
- GRC Gebirgskennlinie (Ground Reaction Curve) – illustriert die Zusammenhang zwischen dem abnehmenden Innenwasserdruck und den steigenden Radialverformungen der Wände des Aushubsprofiles;
- SCC Ausbaukennlinie (Support Characteristic Curve) – illustriert die Zusammenhang zwischen dem steigenden Druck und den abnehmenden Radialverformungen des Stützmittels.

Mit der Hilfe von den drei Kennlinien kann das Verhalten der im Punkt 3 ausgewählten Abstützkonstruktionen überprüft werden. Es wird angenommen, dass dem Aushub befestigen Stützmittel in einem Abstand  $L_a = 1,5$  m hinter der Ortsbrust zurückbleiben.

Der maximale für jede ausgewählte Abstützkonstruktion Druck (Spritzbeton, Swellex® Anker oder kombinierte Abstützung aus Spritzbeton und Swellex® Anker)  $p_s^{\max}$  bezeichnet man mit dem Punkt R bzw. R' (im Fall von kombinierter Abstützung). Die durchgeführten Berechnungen und die dargestellten Kennlinien zeigen, dass die kombinierten Abstützungskonstruktionen aus Spritzbeton und Swellex® Anker die größten Belastungen übernehmen können.

Die Punkten  $D_c$  und  $D_b$  geben eine Vorstellung von dem Gesamtdruck  $p_s^{\text{final}}$ , der das Gebirge den unterschiedlichen Abstützkonstruktionen übergibt, nachdem die Ortsbrust des Druckstollens schon weit von dem befestigten Abschnitt gelegen ist. Daraus folgt, dass die größten Belastungen von den Abstützungen aus Spritzbeton oder von den kombinierten Abstützungen aus Spritzbeton und Ankerung übernommen werden konnten.

Aus der Lage der Punkten D kann man eine Schlussfolgerung ziehen, ob die ausgewählten Stützmittel in der Lage sind, die von dem Gebirge übergebener Endbelastung zu übernehmen. Da die D-Punkte auf alle Abbildungen unter dementsprechenden R-

Punkten liegen, kann man schlussfolgern, dass die ausgewählten Abstützkonstruktionen nicht kompromittiert werden.

Der Sicherheitsbeiwert SF jedes Stützmittels ergibt sich aus der Beziehung zwischen den Ordinaten der R- und D-Punkte.

$$\Rightarrow SF = \frac{p_s^{\max}}{p_s^{\text{final}}} \geq 1,5$$

Der größte Sicherheitsbeiwert bei allen Abschnitten erhält man im Falle von kombinierter Abstützung aus Spritzbeton und Ankerung.

Als Fazit kann man sagen, dass die ausgewählten und nach dem klassischen Verfahren bemessenen Abstützkonstruktionen (aus unbewehrtem Spritzbeton und Ankerung) für die Tunnelabschnitte № 1, 2, 5, 6, 13, 14, 15 und 16, die sich in schwachen Gebirgsbereichen mit einem Festigkeitsbeiwert nach Protodyakonov  $f_{PR} = 2 \div 4$  befinden, akzeptabel sind.

Alle Berechnungen und Kennlinien für die betrachteten Abschnitte sind im ANHANG C zu sehen.

#### IV. AUSWAHL UND BEMESSUNG DER AUSKLEIDUNG

Die Druckstollensauskleidungen sind nach der Methode der Grenzzustände zu bemessen. Die Konstruktionen sollen die Anforderungen der ersten Gruppe Grenzzustände bei allen möglichen Lastkombinationen erfüllen. Die Anforderungen der zweiten Gruppe Grenzzustände sind nur für die Grundkombinationen zu erfüllen.

Die wirkenden Lasten bei den unterirdischen Bauwerken teilen sich in den folgenden Gruppen:

- **ständige Lasten** (alle unveränderliche und dauernd aufzunehmenden Lasten – z.B. Gebirgsdruck, Eigengewicht der Auskleidung);

- **temporäre Lasten** (Lasten, die während der einzelnen Etappen der Bauzeit oder der Betriebsphase des Bauwerkes wirken). Die temporären Lasten gliedern sich in drei Gruppen:

- **langfristige Lasten** (Innenwasserdruck, wenn das Wasserspiegel auf der  $\nabla OWS_{max}$  liegt, Außenwasserdruck)

- **kurzfristige Lasten** (Innenwasserdruck im Falle von hydraulischen Wasserdruck im Betriebsfall, Lasten infolge Injektionsarbeiten);

- **Sonderlasten** (seismische Lasten, komplette Ausschaltung des WKWs, Kriechen und Schwinden des Betons und Kriechen des Gebirges).

Die Auskleidungen des Druckstollens sollen für die ungünstigsten Lastkombinationen bemessen werden, d.h. bei der Grundkombinationen werden die ständigen, die langfristigen temporären, manche kurzfristigen Lasten und eine der Sonderlasten berücksichtigt. Die Sonderkombinationen sind für die Bauphase, Betriebsphase und den Reparaturfall anders und werden mit einem Zuverlässigkeitsbeiwert  $\gamma_f$  multipliziert.

## 1. ABSCHNITT №1

Abschnitt №1 befindet sich in einer unmittelbaren Nähe von dem Wasserschloss. Eine wesentliche Besonderheit dieses Abschnitts ist, dass er praktisch unter dem Stausee liegt, d.h. er befindet sich in einem wassergesättigten Bereich und während der Betriebsphase des Bauwerkes ist eine Ausgleichung der auf der Auskleidung wirkenden Spannungen infolge Innen- und Außenwasserdruck anzusehen. Trotzdem werden die beiden Fälle, bei denen maximale Zug- und Druckspannungen auf die Auskleidung wirken, untersucht. Auf diese Weise kann nachgewiesen sein, dass die Konstruktion über eine ausreichende Sicherheit verfügt.

1) Betriebsfall – im Betriebsfall erweist sich die komplette Last von Innenwasserdruck. Nehmen wir aber an, dass Aufgrund einer Revision des Wasserschlosses oder aus irgendwelchem Grund das Wasserniveau im Stausee auf das Absenkziel liegt. In diesem Fall konnte eine plötzliche Tidewelle zur raschen Steigerung des Wasserspiegels und zum Erreichen der Kote "Stauziel" führen. Infolge der schnellen Erhöhung ist eine geringe Sickerung durch das Gebirge im Bereich des ersten Abschnitts zu erwarten. Es ist zu berücksichtigen, dass eine natürliche Entwässerung des Grundwassers ins Gebirge existiert. Nehmen wir an, dass das Grundwasserniveau auf die Hälfte der Druckwasserlinie liegt -  $h_{GW} = 50\% \cdot h_{WS} = 50\% \cdot 47,08 = 23,54$  m. Dieser Fall ist für den Betriebsfall maßgebend, weil im allgemeinen Betriebsfall soll das Gebirge wassergesättigt sein, was hier nicht der Fall ist. Ganz im Gegenteil: das Grundwasserniveau ist viel zu niedriger ist und im Ergebnis sind die für die Bemessung der Bewehrung maßgebenden Zugspannungen wesentlich größer.

2) Reparaturfall – der Druckstollen wurde entleert und der Innenwasserdruck beträgt Null. Der Wasserspiegel im Stausee liegt auf Kote Stauziel, was zur Sickerung des Stauwassers durch das Gebirge führt. Nehmen wir die natürliche Entwässerung des Grundwassers unter Berücksichtigung, so kann angenommen werden, dass das Grundwasserniveau im ersten Abschnitt die Kote "Stauziel" erreicht und  $h_{GW} = h_{WS} = 47,08$  m. Somit ist im diesen Abschnitt der Reparaturfall (statt die Bauphase) maßgebend, da die größten Druckspannungen bei einem leeren Druckstollen auftreten.

- Abschnitt №1 (von Punkt 3 nach Punkt 4)
- Länge: 32,54 m (0,34% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=3** (RMR=39)

- $\varphi = 34^\circ$ ;  $c = 148$  kN/m<sup>2</sup>;  $\gamma_{Fels} = 23$  kN/m<sup>3</sup>;  $\nu_{Fels} = 0,3$ ;  $E_{Fels} = 1430$  MPa
- **Ko=1100 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(in der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{Aushub} = B = h = 1,15 \cdot D_{DS} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m} \dots \text{Aushubdurchmesser};$$

- $B_1 = B + 2 \cdot h \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 6,325 + 2 \cdot 6,325 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{34}{2}\right) = 13,05 \text{ m};$

$$h_1 = \frac{B_1}{2 \cdot f_{pr}} = \frac{13,05}{2 \cdot 3} = 2,18 \text{ m} \dots \text{Höhe der zerstörten Zone.}$$

### 1.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird die folgende Formel verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_B^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_B} \right), \quad [\text{m}] \quad (\text{III.1})$$

,wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m} \quad \dots \text{Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 47,08 = 470,8 \text{ kN/m}^2 = 0,471 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \quad \dots \text{Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 47,08 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa} \quad \dots \text{Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa} \quad \dots \text{Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,471}{1 \cdot 1,2} - \frac{1100}{0,7 \cdot 31500} \right) = 0,94 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung, MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,94 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung, MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 1.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird die folgende Formel verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \quad [\text{m}] \quad (\text{III.2})$$

,wobei

$$E_{\text{Stb}} = E_B \left[ 1 + \mu_{\text{max}} \left( \frac{E_{\text{St}}}{E_B} - 1 \right) \right], \quad [\text{MPa}] \quad (\text{III.3})$$

$$\Rightarrow E_{\text{Stb}} = 31500 \cdot \left[ 1 + 0,02 \cdot \left( \frac{210000}{31500} - 1 \right) \right] = 28293,4 \text{ MPa}$$

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30,0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,471}{1,1,1,2} - \frac{1100}{28293,4} \right) = 0,583 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,583 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung, MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ eine Rissbildung in der Stahlbetonaukleidung wird zugelassen.

### 1.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonaukleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,30 \text{ m}$  .

### 1.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenslänge unter den folgenden Bedingungen:

$$\begin{aligned} \text{bei } h_{\text{Deckung}} &\geq \frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} \Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}}, \quad [\text{cm}^2 / \text{cm}] \\ \text{bei } h_{\text{Deckung}} &< \frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} \Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_{\text{Deckung}} \cdot r_2}{100 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}, \quad [\text{cm}^2 / \text{cm}] \end{aligned} \quad \text{(III.4)}$$

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{1100 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,05 \cdot 23 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 79,21 \text{ m}$$

, wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,05 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$h_{\text{Deckung}} = 64,06 \text{ m} < 77,93 \text{ m}$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_{\text{Deckung}} \cdot r_2}{100 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,471 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{23 \cdot 0,001 \cdot 64,06 \cdot 3,05}{100 \cdot 1,1 \cdot 430} = 0,0033 = 0,3\%$$

$$\mu = 0,3\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

### 1.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

#### 1.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}'] \quad \text{(III.5)}$$

, wobei

$h_1 = 2,18 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 23 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

⇒ bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 23 \cdot 2,18 = 41,21 \text{ kN/m}'$$

### 1.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$e = \gamma_{\text{Fels}} \cdot (h_1 + 0,5 \cdot h) \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.6})$$

, wobei

$\gamma_{\text{Fels}} = 23 \text{ kN/m}^3$  ...Felswichte;

$h_1 = 2,18 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m}$  ...Aushubhöhe;

$\varphi = 34^\circ$  ...Reibungswinkel.

$$\Rightarrow e = 23 \cdot (2,18 + 0,5 \cdot 6,325) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{34^\circ}{2} \right) = 34,71 \text{ kN/m}'$$

### 1.5.3. EIGENGEWICHT

Es wird angenommen, dass das Eigengewicht der Auskleidung gleichverteilt über die Druckstollensöffnung ist. Das Eigengewicht errechnet sich nach der folgenden Gleichung:

$$g = \gamma_{\text{B}} \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.7})$$

, wobei  $\gamma_{\text{B}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,30 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,30 = 7,2 \text{ kN/m}'$$

### 1.5.4. INNENWASSERDRUCK

Der Innenwasserdruck ergibt sich aus der folgenden Gleichung:

$$p_i = \gamma_{\text{W}} \cdot h_{\text{n,tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.8})$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 47,08 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 0,47,08 = 470,8 \text{ kN/m}^2 = 0,471 \text{ MPa}$$

### 1.5.5. AUßENWASSERDRUCK

Es wird angenommen, dass der Außenwasserdruck gleichverteilt über die Druckstollensöffnung ist. Der Außenwasserdruck errechnet sich nach der folgenden Gleichung:

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.9})$$

- im Betriebsfall:

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 23,54 = 230,54 \text{ kN/m}'$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 50\% \cdot h_{\text{Überstau}} = 0,5 \cdot 47,08 = 23,54 \text{ m}$ ... überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (der Wert des Unterwasserpegelstandes ist für den ungünstigsten Betriebsfall angenommen).

- im Reparaturfall:

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 47,08 = 470,8 \text{ kN/m}'$$

, wobei

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wasserwichte;}$$

$h_{\text{UW}} = h_{\text{Überstau}} = 47,08 \text{ m}$ ... überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (der Wert des Unterwasserpegelstandes ist für den ungünstigsten Fall – leerer Druckstollen angenommen).

### 1.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 1.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.10})$$

, wobei

$$q = 41,21 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_h;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_h = 0,6$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 64,06 \text{ m}$  interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,6 = 0,081$$

$$\Rightarrow q_s = 41,21 \cdot 0,081 = 3,34 \text{ kN/m}'$$

#### 1.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 2 \cdot k'_s \cdot e \cdot \tan \varphi, \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.11})$$

, wobei

$$e = 34,71 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = 0,081$$

$\varphi = 34^\circ$  ...Reibungswinkel.

$$\Rightarrow e_s = 2 \cdot 0,081 \cdot 34,71 \cdot \tan(34^\circ) = 3,79 \text{ kN/m}'$$

#### 1.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.12})$$

, wobei

$$g = 7,2 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = 0,081$$

$$\Rightarrow g_s = 7,2 \cdot 0,081 = 0,583 \text{ kN/m}'$$

#### 1.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

In der Anfangsphase der Projektierung berechnet sich der seismische Innenwasserdruck nach der folgenden Formel:

$$p_{i,s} = 100 \cdot k'_s, \quad [\text{kN/m}'] \quad (\text{III.13})$$

, wobei

$$k'_s = 0,081$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,081 = 8,1 \text{ kN/m}'$$

1.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN<sup>8</sup>

Tab. IV-1 – rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №1

Lasten			Reparaturfall			Betriebsfall		
			Grundwert	$\gamma_c$	rechn.Wert	Grundwert	$\gamma_c$	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	41.21	0	0	41.21	0	0
	horizontaler Gebirgsdruck	e	34.71	0	0	34.71	0	0
	Eigengewicht	g	7.20	1.2	8.64	7.20	0.9	6.48
	Innenwasserdruck	pi	470.8	-	-	470.80	1	470.8
	Außenwasserdruck (Betriebsphase)	pe	235.4	1.1	258.94	235.40	0.9	211.86
	Außenwasserdruck (Bauphase)	pe	470.8	1.1	517.88	470.80	0.9	423.72
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	3.34	1	3.34	3.34	1	3.34
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.486	1	0.486	3.79	1	0.486
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.583	1	0.583	0.583	1	0.583
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	8.10	-	-	8.10	1	8.10

<sup>8</sup> Wie im Kapitel III erwähnt, bleiben die Abstützkonstruktionen als Bestandteil der künftigen Auskleidung. Damit die Abstützungen effektiv und zuverlässig auch während der Bauzeit sind, werden diese für den gesamten Gebirgsdruck, der zu erwarten ist, bemessen. Auf diesem Grund wäre die Bemessung der Auskleidung für einen 100%-Gebirgsdruck unnötig und kosteneffizient. Deswegen werden bei der Bemessung der Auskleidung sowie der vertikaler als auch horizontaler Gebirgsdruck vernachlässigt und bei denen beträgt der Belastungsbeiwert  $\gamma_c = 0$ .

**1.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)**

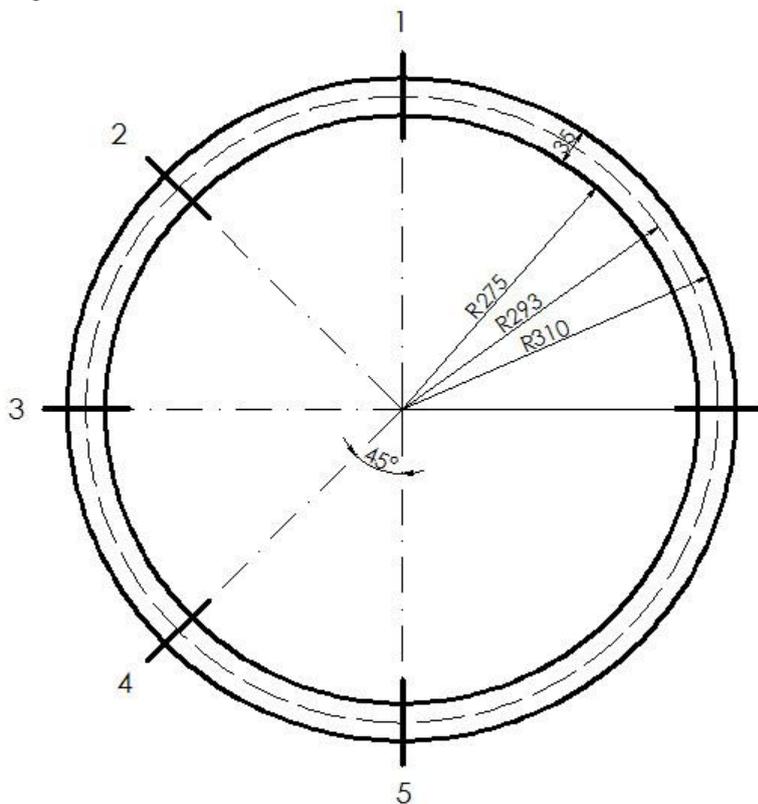
Im Falle von instabilen Gesteine, die sowie vertikaler als auch horizontaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die folgenden Gleichungen und Beiwerte in Einsatz:

**Tab. IV-2 – Bemessung einer kreisförmigen Auskleidung für vertikalen und horizontalen Gebirgsdruck, Eigengewicht und Außenwasserdruck (Quelle [1])**

Lasten	Koeff.	Querschnitt				
		1	2	3	4	5
Vertikaler Gebirgsdruck (q) $M = q \cdot r_0 \cdot r_2 \cdot (A_3 m + B_3)$ $N = q \cdot r_2 \cdot (C_3 m + D_3)$	A3	0.1628	-0.0250	-0.1250	0.0250	0.0872
	B3	0.0644	0.0178	-0.0947	-0.0109	0.1096
	C3	0.2122	0.1500	0.0000	-0.1500	-0.2122
	D3	-0.1591	0.3871	1.0000	1.6232	0.7957
Horizontaler Gebirgsdruck (e) $M = A_4 \cdot e \cdot m \cdot r_0 \cdot r_2$ ; $N = C_4 \cdot e \cdot r_2$	A4	-0.2500	0.0000	0.2500	0.0000	-0.2500
	C4	1.0000	0.5000	0.0000	0.5000	1.0000
Eigengewicht (g) $M = A_5 g \cdot r_0^2$ ; $N = C_5 g \cdot r_0$	A5	0.2732	0.0107	-0.2976	0.0107	0.2732
	C5	0.0000	0.5554	1.5708	1.9696	2.0000
Außenwasserdruck (pe) $M_2 = -\gamma_w \cdot r_0 \cdot r_1^2 \cdot (A_2 + B_2 \cdot n)$ $N_2 = -\gamma_w \cdot [r_2^2 \cdot (C_2 + D_2 \cdot n) + r_2 h_{uw}]$	A6	0.1366	0.0054	-0.1488	0.0054	0.1366
	C6	-0.0500	-0.5000	0.2146	-0.3688	-0.0500
	C7	1.5000	1.6312	1.7854	1.6312	1.5000

, wobei  $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$  - spezifische Wasserdichte

Die im Tab. IV-2 eingegebenen Querschnitten werden in der untenstehenden Abbildung dargestellt:



**Abb. IV-1 - Querschnitt 1-5 im Tab. IV-2 und Tab. IV-4 (Quelle [1])**

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den folgenden Formeln:

$$m = 2 - \frac{r_2}{r_0}, [-];$$

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{EJ}{r_0^3 \cdot r_2 \cdot k \cdot b}}, [-]. \quad (\text{III.14})$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,05}{2} = 2,90 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

$$E = E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa};$$

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,30 \cdot 100)^3}{12} = 2,25 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 6,37 \cdot 10^9 \text{ MPa.cm}^4$$

$$k = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{1100}{3,05 \cdot 100} = 360,66 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,05}{2,90} = 0,948 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{6,37 \cdot 10^9}{2,90^3 \cdot 3,05 \cdot 360,66 \cdot 100}} = 15,580 \end{cases}$$

### 1.7. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus:

$$\sigma_1 = \frac{p_i \cdot [2 \cdot \varepsilon \cdot r_2^2 - (r_1^2 + r_2^2)]}{r_2^2 - r_1^2}, \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_2 = \frac{p_i \cdot [\varepsilon \cdot (r_1^2 + r_2^2) - 2 \cdot r_1^2]}{r_2^2 - r_1^2}, \text{ [MPa]} \quad (\text{III.15})$$

, wobei

$\varepsilon = 0,22$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,05}{2,75} = 1,11 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,3)}{1430 \cdot (1 + 0,1605)} = 22,16 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

$$\sigma_1 = \frac{470,8 \cdot [2,0 \cdot 22,3 \cdot 10^2 - (2,75^2 + 3,05^2)]}{3,05^2 - 2,75^2} = -3455,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{470,8 \cdot [0,22 \cdot (2,75^2 + 3,05^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,05^2 - 2,75^2} = -3088,5 \text{ MPa}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, muss eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]} \quad \text{(III.16)}$$

, wobei

$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 30 = 0,30 \text{ m}^2$  ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;

$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 30^2}{6} = 0,0150 \text{ m}^4$  ...Widerstandsmoment.

Eine tabellarische Darstellung der Spannungen sowie im Bau- als auch im Betriebsfall ist im Anhang D zu finden.

**1.7.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN**

**1.7.1.1. IM REPARATURFALL (FÜR GRUND- UND AUßERGEWÖHNLICHE KOMBINATION)**

Die berechneten Werte der Spannungen sollen die folgende Bedingung erfüllen:

$$\sigma_{1/2} \leq \frac{\gamma_c \cdot R_B}{\gamma_n \cdot \gamma_m} \quad (\text{III.17})$$

, wobei

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung);

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert;

$\gamma_m = 0,95$  ...Belastungsbeiwert

(Grundkombination/außergewöhnliche Kombination - Bauphase);

$R_B^{\text{Zug}} = 17$  MPa ...axiale Druckfestigkeit für Betonklasse B30;

$R_B^{\text{Druck}} = 1,2$  MPa ...axiale Zugfestigkeit für Betonklasse B30.

- **max. zulässige Zugspannungen:**

$$\frac{\gamma_c \cdot R_B^{\text{Zug}}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1,25 \cdot 0,95} = 1,11 \text{ MPa} = 1111,6 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1/2} \leq 1111,6 \text{ kPa}$$

- **max. zulässige Druckspannungen:**

$$\frac{\gamma_c \cdot R_B^{\text{Druck}}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{1,1 \cdot 1,7}{1,25 \cdot 0,95} = 15,75 \text{ MPa} = 15747,4 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1/2} \leq 15747,4 \text{ kPa}$$

**1.7.1.2. IM BETRIEBSPHASE**

**1.7.1.2.1. FÜR GRUNDKOMBINATION**

$\gamma_m = 1$  ...Belastungsbeiwert

(für Grundkombination - Betriebsfall)

- **max. zulässige Zugspannungen:**

$$\frac{\gamma_c \cdot R_B^{\text{Zug}}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1,25 \cdot 1} = 1,06 \text{ MPa} = 1056,0 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1/2} \leq 1056,0 \text{ kPa}$$

- **max. zulässige Druckspannungen:**

$$\frac{\gamma_c \cdot R_B^{\text{Druck}}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{1,1 \cdot 1,7}{1,25 \cdot 1} = 14,96 \text{ MPa} = 14960,0 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1/2} \leq 14960,0 \text{ kPa}$$

**1.7.1.2.2. FÜR AUßERGEWÖHNLICHE KOMBINATION**

$\gamma_m = 0,9$  ...Belastungsbeiwert

(außergewöhnliche Kombination - Betriebsfall);

- **max. zulässige Zugspannungen**

$$\frac{\gamma_c \cdot R_B^{\text{Zug}}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{1,1 \cdot 1,2}{1,25 \cdot 0,9} = 1,17 \text{ MPa} = 1173,3 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1/2} \leq 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. zulässige Druckspannungen:**

$$\frac{\gamma_c \cdot R_B^{\text{Zug}}}{\gamma_n \cdot \gamma_m} = \frac{1,1 \cdot 17}{1,25 \cdot 0,9} = 16,62 \text{ MPa} = 16622,2 \text{ kPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{1/2} \leq 16622,2 \text{ kPa}$$

### 1.7.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Der erste Druckstollenabschnitt wird als wassergesättigt betrachtet, da dieser unter dem Stausee liegt.

- **max. Zugspannungen**

Wie erwähnt, im Betriebsfall sollen keine Zugspannungen erscheinen, damit aber die ausgewählte Auskleidung im Falle von Extremereignissen untersucht werden kann, muss auch der im Punkt 1)1. beschriebene Fall berücksichtigt werden.

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination, wenn es zu extremen Schwankungen des Wasserspiegels kommt. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -1972,1 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen treten in Reperaturfall bei Grundkombination (leerer Druckstollen) ein. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 5677,0 \text{ kPa} < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 1.7.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall unter außergewöhnlichen Umständen eintreten können.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -1972,1 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = 142,6 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -1972,1 = \frac{N}{0,30} - \frac{M}{0,0150} \\ 142,6 = \frac{N}{0,30} + \frac{M}{0,0150} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -453,33 \text{ kN} \\ M = 25,17 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{25,17}{|-435,33|} = 0,058 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,25 - 0,05) - 0,058 = 0,042 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,25 - 0,05) + 0,058 = 0,158 \text{ m}$$

, wobei

$a = a' = 0,05$  m ...Betonüberdeckung

$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,30 - 0,05 = 0,25$  m

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-453,33| \cdot 0,158}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,25 - 0,05)} \cdot 10^4 = 9,08 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-453,33| \cdot 0,042}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,25 - 0,05)} \cdot 10^4 = 2,43 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N12/10 cm**;  $F_a = 11,31 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N8/10 cm**;  $F'_a = 12,83 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 11,31 + 5,03 = 16,34 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{Bet}}} = \frac{16,34}{0,30 \cdot 100^2} = 0,005 = 0,54\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x4N8/25 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstr.}} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 1.8. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 1.8.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}] \quad (\text{III.18})$$

, wobei

$\alpha = 1,0$  [-];

$\beta = 1,2$  [-];

$\eta = 1,0$  [-];

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20$  MPa ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,005$  ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,2$  ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}] \quad (\text{III.19})$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,471 \cdot 2,75}{16,34 + \frac{100 \cdot 1100 \cdot 2,75}{210000}} = 80,73 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{80,73 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,005) \cdot \sqrt{12} = 0,032 \text{ mm}$$

**1.8.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:**

Damit es zu einer Selbstverdichtung der Risse kommt, darf ihre Breite die in der Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) dargestellten Größen nicht überschritten werden. In Falle von einer Wasserhärte geringer als 0,25 mg.ekv/l soll eine Rissbildung vermieden werden, da die Risse nicht kolmatieren können. Da man in dem vorliegenden Fall über keine Information über die Wasserhärte verfügt, wird einen Grenzwert in Höhe von 0,25 mg.ekv/l. ausgewählt. Der hydraulische Gradient ist  $J=1,0$  bei einem Durchlässigkeitsbeiwert des Felses  $k_f < 1 \cdot 10^{-4}$  cm/s. Dieselben Betrachtungen werden für alle anderen Druckstollenabschnitte angenommen.

⇒ Es wird abgelesen:  $a_{zul} = 0,10$  mm ⇒  $a = 0,032$  mm <  $a_{zul} = 0,10$  mm

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**1.8.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-] \tag{III.20}$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 305 \cdot 0,005}{1,2} = 70$$

**1.8.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

Der durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste lässt sich durch die folgende Formel ermittelt:

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [l/s] \tag{III.21}$$

, wobei

$k = a^3 = 0,032^3 = 3,27 \cdot 10^{-5}$  ...Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 70$  ...Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{30,5}{3,05}\right)} = 2,73 \quad \text{...Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,05 = 30,5$  m ...Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,30}{3,27 \cdot 10^{-5} \cdot 70} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**1.8.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{zul} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{zul} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [l/s/10m \text{ Innenwasserdruck/cm}'] \tag{III.22}$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,05 \cdot 10^{-7} = 1,92 \cdot 10^{-4} \text{ l/s/10m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 2. ABSCHNITT №2

- Abschnitt №2 (von Punkt 4 nach Punkt 10)
- Länge: 416,84 m (4,36% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=4** (RMR=44)

- $\varphi = 34^\circ$ ;  $c = 160 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,25$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2000 \text{ MPa}$
- **Ko=1600 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,25$  (mittel nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,25 \cdot 6,325 = 1,58 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

### 2.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 48,29 = 482,9 \text{ kN/m}^2 = 0,483 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 48,29 \text{ m}$  ..Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);

$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Betons B30;

$E_B = 31500 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul des Betons B30;

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,483}{1 \cdot 1,2} - \frac{1600}{0,7 \cdot 31500} \right) = 0,91 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,91 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

## 2.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,484}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{1600}{28293,4} \right) = 0,567 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,567 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

## 2.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

## 2.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenslänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{1600 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 24 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 108,63 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$h_{\text{Deckung}} = 104,88 \text{ m} < 108,63 \text{ m}$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_{\text{Deckung}} \cdot r_2}{100 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,483 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{24 \cdot 0,001 \cdot 104,88 \cdot 3,1}{100 \cdot 1,1 \cdot 430} = 0,0033 = 0,3\%$$

$\mu = 0,3\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

## 2.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 2.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,58 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 1,58 = 31,26 \text{ kN/m}'$$

### 2.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

### 2.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte  $[\text{kN/m}^3]$ ;

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke  $[\text{m}]$ .

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 2.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 48,29 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 48,29 = 482,9 \text{ kN/m}^2 = 0,483 \text{ MPa}$$

### 2.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 104,88 = 52,44 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 52,44 = 524,4 \text{ kN/m}'$$

### 2.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 2.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 31,26 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,6$  ....Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 104,88 \text{ m}$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 31,26 \cdot 0,068 = 2,11 \text{ kN/m'}$$

### 2.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

### 2.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

### 2.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,8 \text{ kN/m'}$$

### 2.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-3 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №2

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	31.26	1.5	46.89	31.26	1.5	46.89
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	482.9	-	-	482.90	1	482.9
	Außenwasserdruck	pe	524.4	1.1	576.84	524.40	0.9	471.96
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	2.11	1	2.11	2.11	1	2.11
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

**2.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)**

Im Falle von Gesteine, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die folgenden Gleichungen und Beiwerte in Einsatz:

**Tab. IV-4 - Bemessung einer kreisförmigen Auskleidung für vertikalen Gebirgsdruck, Eigengewicht und Außenwasserdruck (Quelle [1])**

Lasten	koeff.	Abschnitt				
		1	2	3	4	5
Vertikaler Gebirgsdruck (q) $M = q \cdot r_0 \cdot r_2 \cdot [A_m + B + C_n(1+m)]$ $N = q \cdot r_2 \cdot [D_m + F + G_n(1+m)]$	A	0.1628	-0.0250	-0.1250	0.0250	0.0872
	B	0.0872	0.0250	-0.1250	-0.0250	0.1628
	C	-0.0070	-0.00084	0.00825	0.00022	-0.00837
	D	0.2122	0.1500	0.0000	-0.1500	-0.2122
	F	-0.2122	0.3500	1.0000	0.9000	0.7122
	G	0.0210	0.01485	0.00575	0.0138	0.0224
	Eigengewicht (g) $M = g \cdot r_0^2 \cdot (A_1 + B_1 \cdot n)$ $N = g \cdot r_0 \cdot (C_1 + D_1 \cdot n)$	A1	0.3447	0.0334	-0.3928	-0.0335
B1		-0.02198	-0.00267	0.02589	0.00067	-0.0262
C1		-0.1667	0.3375	1.5708	1.9186	1.7375
D1		0.06592	0.04661	0.01804	0.0422	0.0701
Außenwasserdruck (pe) bei $\gamma_w \cdot \pi \cdot r_2^3 \geq 2(q \cdot r_2 + \pi \cdot g \cdot r_0)$ $\begin{cases} M_2 = \gamma_w \cdot A_2 \cdot r_0 \cdot r_2^2 \\ N_2 = \gamma_w \cdot (C_2 \cdot r_1^2 + h_{\text{Deckung}} \cdot r_2) \end{cases}$ bei $\gamma_w \cdot \pi \cdot r_2^3 < 2(q \cdot r_2 + \pi \cdot g \cdot r_0)$ $\begin{cases} M_2 = -\gamma_w \cdot r_0 \cdot r_1^2 \cdot (A_2 + B_2 \cdot n) \\ N_2 = -\gamma_w \cdot r_2^2 \cdot (C_2 + D_2 \cdot n) - r_2 \cdot h_{\text{conv}} \end{cases}$	A2	0.1724	0.01673	-0.19638	-0.01679	0.22027
	B2	-0.01097	-0.00132	0.01294	0.00036	-0.01312
	C2	-0.58385	-0.42771	-0.2146	-0.39413	-0.63125
	D2	0.03294	0.02329	0.00903	0.02161	0.03509

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.15):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 516,13 \cdot 100}} = 15,580 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

$$E = E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa};$$

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{1600}{3,1 \cdot 100} = 516,13 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

## 2.7. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln:(III.15)

$$\sigma_1 = \frac{482,9 \cdot [2,0,27 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2826,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{482,9 \cdot [0,27 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2473,7 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,27$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei} \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,25)}{2000 \cdot (1 + 0,1607)} = 15,24 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 204,17 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

### 2.7.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werte der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tab. IV-5 – zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase v Abschnitt №2**

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
$R_{c,Zug}$	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
$R_{c,Druck}$	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
<b>Zugspannungen</b>	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
<b>Druckspannungen</b>	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 2.7.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die für die Bemessung der Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -2802,7 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 4879,6 < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 2.7.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -2802,7 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -2426,3 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -2802,7 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -2426,3 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -915,2 \text{ kN} \\ M = 3,83 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{3,83}{|-915,2|} = 0,004 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,004 = 0,121 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,004 = 0,129 \text{ m}$$

, wobei

a = a' = 0,05 m ... Betonüberdeckung

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1,25 \cdot |-915,2| \cdot 0,129}{1,1,430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 12,50 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1,25 \cdot |-915,2| \cdot 0,121}{1,1,430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 11,69 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N14/10 cm**;  $F_a = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N12/10 cm**;  $F'_a = 11,31 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 15,39 + 11,31 = 26,70 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{öer}}} = \frac{26,70}{0,35 \cdot 100^2} = 0,008 = 0,76\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x4N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstr.}} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 2.9. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 2.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \quad [-];$$

$$\beta = 1,2 \quad [-];$$

$$\eta = 1,0 \quad [-];$$

$\sigma_{St}$  ... Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20$  MPa ... Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,008$  ... Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,4$  ... Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,483 \cdot 2,75}{26,70 + \frac{100 \cdot 1600 \cdot 2,75}{210000}} = 56,22 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{56,22 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,008) \cdot \sqrt{14} = 0,019 \text{ mm}$$

### 2.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10$  mm abgelesen.

$$a = 0,019 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

### 2.9.3. RISSANZAHL

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,009}{1,4} = 99$$

### 2.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [l/s]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,019^3 = 6,38 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 85$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \text{ ... Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{6,38 \cdot 10^{-6} \cdot 99} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,69 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

### 2.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine  $1000\text{m}^2$  Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

### 3. ABSCHNITT №3

- Abschnitt №3 (von Punkt 10 nach Punkt 20)
- Länge: 450,2 m (4,71% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=6** (RMR=59)

- $\varphi = 39^\circ$ ;  $c = 197 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 25 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,25$ ;  $E_{\text{Fels}} = 3240 \text{ MPa}$
- **Ko=2700 N/cm<sup>3</sup> > 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,10$  (gering nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,10 \cdot 6,325 = 0,63 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

#### 3.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $Ko > 2000 \text{ N/cm}^3$  werden die folgenden Formeln verwendet:

$$d_{\text{обл}} = \frac{r_1 \cdot (p_i - K_o \cdot e)}{\gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} + K_o \cdot e}, \quad [\text{m}] \quad (\text{III.23})$$

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot \gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} \cdot \lg(0,05 \cdot K_o + 10), \quad [-] \quad (\text{III.24})$$

wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 49,60 = 496,0 \text{ kN/m}^2 = 0,496 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 49,60 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot 10 \cdot 1,2 \cdot \lg(0,05 \cdot 2700 + 10) = 6,5 \cdot 10^{-5}$$

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75 \cdot (0,496 - 2700 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5})}{1 \cdot 1,2 + 2700 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5}} = 0,64 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,64 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Betonauskleidung wird zugelassen.

#### 3.2. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Betonauskleidung:  $d_{\text{обл}} = 0,35 \text{ m}$

### 3.3. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

#### 3.3.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 0,63 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 25 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 25 \cdot 0,63 = 13,03 \text{ kN/m}'$$

#### 3.3.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

#### 3.3.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

#### 3.3.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 49,60 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 49,60 = 496,0 \text{ kN/m}^2 = 0,496 \text{ MPa}$$

#### 3.3.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 165,76 = 82,88 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 82,88 = 828,8 \text{ kN/m}'$$

### 3.3.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 3.3.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 13,03 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_h;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_h = 0,5$  ....Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 165,76$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 13,03 \cdot 0,068 = 0,88 \text{ kN/m}'$$

#### 3.3.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m}'$$

#### 3.3.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m}'$$

#### 3.3.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m}'$$

### 3.3.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-6 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №3

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	13.03	1.5	19.54	13.03	1.5	19.54
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	496.0	-	-	496.00	1	496
	Außenwasserdruck	pe	828.8	1.1	911.68	828.80	0.9	745.92
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	0.88	1	0.88	0.88	1	0.88
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 3.4. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14) :

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,13 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 870,97 \cdot 100}} = 15,582 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>B</sub> = 31500 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,13 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$k = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{2700}{3,1 \cdot 100} = 870,97 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 3.5. SPANNUNGEN

Die Betonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{496 \cdot [2,0,32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2670,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{496 \cdot [0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2,2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2332,8 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,32$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$3a \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{31500 \cdot (1 + 0,2)}{2460 \cdot (1 + 0,16)} = 10,06 \end{cases}$$

$$\nu_B = 0,16$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0,35 = 0,35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 3.5.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Zum Unterschied von den Berechnungen im Pkt. 1.7.1 kommt aber der Beiwert der Arbeitsbedingungen für Betonauskleidungen  $\gamma_c = 1$  im Einsatz. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-7 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №3

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1	1	1	1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.3	1.3	1.3	1.3
Rc,Druck	MPa	19.5	19.5	19.5	19.5
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1010.5</b>	<b>1010.5</b>	<b>960.0</b>	<b>1066.7</b>
Druckspannungen	kPa	<b>14315.8</b>	<b>14315.8</b>	<b>13600.0</b>	<b>15111.1</b>

### 3.5.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -2643,2 \text{ kPa} < 1066,7 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 7507,0 < 14315,8 \text{ kPa}$$

### 3.6. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

#### 3.6.1. RISSBREITE

$$a = 1000 \cdot \delta \cdot \frac{p_i}{K_o}, \quad [\text{mm}] \quad (\text{III.25})$$

$$\delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{p_i}{K_o} \leq 1,0 \quad (\text{III.26})$$

$$\Rightarrow \delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{496,0}{2700} = 0,395 < 1,0$$

$$\Rightarrow a = 1000 \cdot 0,395 \cdot \frac{496,0}{2700} = 0,07 \text{ mm}$$

#### 3.6.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,07 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

#### 3.6.3. RISSANZAHL

$$n = 0,0628 \cdot r_2, \quad [-] \quad (\text{III.27})$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = 0,0628 \cdot 310 = 19$$

#### 3.6.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,07^3 = 3,28 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitbeiwert [-];

$n = 19$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \text{ ... Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{3,82 \cdot 10^{-4} \cdot 19} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

### 3.6.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

#### 4. ABSCHNITT №4

- Abschnitt №4 (von Punkt 20 nach Punkt 27)
- Länge: 434,58 m (4,55% от der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=5** (RMR=47)

- $\varphi = 35^\circ$ ;  $c = 155 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,22$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2440 \text{ MPa}$
- **Ko=1600 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,20$  (mittel nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,20 \cdot 6,325 = 1,27 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

#### 4.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 50,86 = 508,6 \text{ kN/m}^2 = 0,509 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 50,86 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$

$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$

$\gamma_c = 1,0 \text{ ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).}$

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,509}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{0,7 \cdot 31500} \right) = 0,92 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,92 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

#### 4.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

, wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,509}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{28293,4} \right) = 0,577 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,577 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

#### 4.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

#### 4.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenslänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{2000 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 24,0 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 135,79 \text{ m}$$

, wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$h_{\text{Deckung}} = 69,32 \text{ m} < 135,79 \text{ m}$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_{\text{Deckung}} \cdot r_2}{100 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,509 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{24,0 \cdot 0,001 \cdot 69,32 \cdot 3,1}{100 \cdot 1,1 \cdot 430} = 0,0036 = 0,4\%$$

$\mu = 0,4\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

#### 4.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

##### 4.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,27 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 1,27 = 25,01 \text{ kN/m}'$$

##### 4.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

##### 4.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

##### 4.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 50,86 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 50,86 = 508,6 \text{ kN/m}^2 = 0,509 \text{ MPa}$$

##### 4.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 69,33 = 34,66 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 34,66 = 346,6 \text{ kN/m}'$$

##### 4.5.6. SEISMISCHE LASTEN

##### 4.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 25,01 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C.R.k_c.k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,6$  ....Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 69,32$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,6 = 0,081$$

$$\Rightarrow q_s = 25,01 \cdot 0,081 = 2,03 \text{ kN/m'}$$

#### 4.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 4.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,081$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,081 = 0,680 \text{ kN/m'}$$

#### 4.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$k'_s = 0,081$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,081 = 8,10 \text{ kN/m'}$$

#### 4.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-8 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №4

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	25.01	1.5	37.51	25.01	1.5	37.51
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	508.6	-	-	508.60	1	508.6
	Außenwasserdruck	pe	346.6	1.1	381.26	346.60	0.9	311.94
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	2.03	1	2.03	2.03	1	2.03
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.680	1	0.680	0.68	1	0.6804
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	8.10	-	-	8.10	1	8.10

#### 4.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14)

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 645,16 \cdot 100}} = 15,581 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>S**tb**</sub> = 28293,4 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{2000}{3,1 \cdot 100} = 645,16 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

#### 4.8. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{508,6 \cdot [2,0,32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2737,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{508,6 \cdot [0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2392,0 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,32$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,22)}{2440 \cdot (1 + 0,1607)} = 12,19 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 20,4167 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

##### 4.8.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-9 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №4

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
Rc,Druck	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

#### 4.8.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind

- **max.Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -2718,4 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max.Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 3333,5 < 15747,4 \text{ kPa}$$

#### 4.8.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -2718,4 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -2348,3 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -2718,4 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -2348,3 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -886,76 \text{ kN} \\ M = 3,77 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{3,77}{|-886,76|} = 0,004 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,004 = 0,121 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,004 = 0,129 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m ...Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-886,76| \cdot 0,129}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 12,12 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1,25 \cdot |-886,76| \cdot 0,121}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 11,32 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **8N14/12,5 cm**;  $F_a = 12,32 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **8N14/12,5 cm**;  $F'_a = 12,32 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 12,32 + 12,32 = 24,63 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{bet}}} = \frac{24,63}{0,35 \cdot 100^2} = 0,007 = 0,7\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x4N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstr.}} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 4.9. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 4.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \text{ [-]};$$

$$\beta = 1,2 \text{ [-]};$$

$$\eta = 1,0 \text{ [-]};$$

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20 \text{ MPa}$  ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,007$  ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,4$  ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,519 \cdot 2,75}{24,63 + \frac{100 \cdot 2000 \cdot 2,75}{210000}} = 48,81 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{ct} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{48,81 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,007) \cdot \sqrt{14} = 0,015 \text{ mm}$$

### 4.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,015 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**4.9.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei d und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,008}{1,4} = 91$$

**4.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,015^3 = 3,43 \cdot 10^{-5}$  ...Durchlässigkeitbeiwert [-];

$n = 91$  ...Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...Durchlässigkeitbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \text{...Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ...Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{3,43 \cdot 10^{-6} \cdot 91} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,09 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}$$

**4.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,09 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 5. ABSCHNITT №5

- Abschnitt №5 (von Punkt 27 nach Punkt 34)
- Länge: 398,11 m (4,17% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=4** (RMR=44)

- $\varphi = 36^\circ$ ;  $c = 160 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 27 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,25$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2000 \text{ MPa}$
- **Ko=1600 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 47,08 = 470,8 \text{ kN/m}^2 = 0,471 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 47,08 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R_{\text{Bt}}^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_{\text{Bt}} = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0 \text{ ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).}$

### 5.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), \text{ [m]}$$

wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 52,02 = 520,2 \text{ kN/m}^2 = 0,520 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 52,02 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R_{\text{Bt}}^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_{\text{Bt}} = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0 \text{ ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).}$

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,520}{1 \cdot 1,2} - \frac{1600}{0,7 \cdot 31500} \right) = 0,99 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,99 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 5.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,520}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{1600}{28293,4} \right) = 0,619 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,619 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

### 5.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

### 5.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{1600 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 27.000 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 96,56 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$h_{\text{Deckung}} = 47,40 \text{ m} < 96,56 \text{ m}$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_{\text{Deckung}} \cdot r_2}{100 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,520 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{27.000 \cdot 47,40 \cdot 3,1}{100 \cdot 1,1 \cdot 430} = 0,0037 = 0,4\%$$

$\mu = 0,4\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

## 5.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 5.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,58 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 27 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 27 \cdot 1,58 = 35,17 \text{ kN/m}'$$

### 5.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

### 5.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte  $[\text{kN/m}^3]$ ;

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke  $[\text{m}]$ .

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 5.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 52,02 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 52,02 = 520,2 \text{ kN/m}^2 = 0,520 \text{ MPa}$$

### 5.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 47,40 = 23,70 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 23,70 = 237,0 \text{ kN/m}'$$

### 5.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 5.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 35,17 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,7$  ....Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 47,40$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,7 = 0,095$$

$$\Rightarrow q_s = 35,17 \cdot 0,095 = 3,32 \text{ kN/m'}$$

#### 5.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 5.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,095$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,095 = 0,794 \text{ kN/m'}$$

#### 5.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$k'_s = 0,095$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,095 = 9,45 \text{ kN/m'}$$

#### 5.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-10 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №5

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	35.17	1.5	52.75	35.17	1.5	52.75
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	520.2	-	-	520.20	1	520.2
	Außenwasserdruck	pe	237.0	1.1	260.7	237.00	0.9	213.30
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	3.32	1	3.32	3.32	1	3.32
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.794	1	0.794	0.79	1	0.7938
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	9.45	-	-	9.45	1	9.45

### 5.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 516,13 \cdot 100}} = 15,580 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>Stb</sub> = 28293,4 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$K = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{1600}{3,1 \cdot 100} = 516,13 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 5.7. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{520,2 \cdot [2,0 \cdot 27,3 \cdot 10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3044,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{520,2 \cdot [0,27 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2664,8 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,27$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei} \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,25)}{2000 \cdot (1 + 0,1607)} = 15,24 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_B \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_B} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_B = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 (0,5\%)$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige

Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0,35 = 0,35 \text{ m}^2$  ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;

$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4$  ...Widerstandsmoment.

### 5.7.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tab. IV-11 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase v Abschnitt №5**

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
$R_c, \text{Zug}$	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
$R_c, \text{Druck}$	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
<b>Zugspannungen</b>	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
<b>Druckspannungen</b>	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 5.7.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -3036,8 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2352,5 < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 5.7.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = -3036,8 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -2631,2 \text{ kPa} \end{array} \right.$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -3036,8 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -2631,2 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -991,91 \text{ kN} \\ M = 4,13 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{4,13}{|-991,91|} = 0,004 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,004 = 0,121 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,004 = 0,129 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m ... Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-991,91| \cdot 0,129}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 13,54 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-991,91| \cdot 0,121}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 12,67 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

$$\text{Zugbewehrung } \mathbf{10N14/10 \text{ cm}; } F_a = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\text{Druckbewehrung } \mathbf{10N14/10 \text{ cm}; } F'_a = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 15,39 + 15,39 = 30,79 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{bet}}} = \frac{30,79}{0,35 \cdot 100^2} = 0,009 = 0,88\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

$$\text{Konstruktive Bewehrung } \mathbf{2x5N8/20 \text{ cm}; } F_{a,\text{konstr}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

## 5.9. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 5.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \quad [-];$$

$$\beta = 1,2 \quad [-];$$

$$\eta = 1,0 \quad [-];$$

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o}$  = 20 MPa ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu$  = 0,009 ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d$  = 1,4 ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,520 \cdot 2,75}{30,79 + \frac{100 \cdot 1600 \cdot 2,75}{210000}} = 59,53 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{59,53 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,009) \cdot \sqrt{14} = 0,019 \text{ mm}$$

### 5.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10$  mm abgelesen.

$$a = 0,075 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

### 5.9.3. RISSANZAHL

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,010}{1,4} = 114$$

### 5.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,019^3 = 6,38 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 114$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \text{ ... Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{7,25 \cdot 10^{-6} \cdot 114} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,70 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

#### 5.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 6. ABSCHNITT №6

Eine wesentliche Besonderheit dieses Abschnitts ist seine Lage. Ein Teil dieses Abschnittes liegt unter einem Nebenfluss und verfügt über eine geringe aber ausreichende (die minimale zulässige Abdeckung  $h_{\min} = 2 \cdot D_{DS} = 2 \cdot 5,5 = 11 \text{ m}$  wurde nicht überschritten) Abdeckung von 13,02m. Trotzdem müssen bei der Auswahl der entsprechenden Auskleidung die unterschiedlichen Möglichkeiten sorgfältig untersucht werden. Auf diesem Grund ist in der Diplomarbeit auch die Bemessung einer gepanzerten Auskleidung durchgeführt, die eine komplette Wasserdichtung und Verminderung der Wasserverluste gewährleisten kann.

- Abschnitt №1 (von Punkt 34 nach Punkt 38)
- Länge: 136,03 m (1,42% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=2** (RMR=26)

- $\varphi = 31^\circ$ ;  $c = 112 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,33$ ;  $E_{\text{Fels}} = 931 \text{ MPa}$
- **Ko=700 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{DS} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m}$  ...Aushubdurchmesser;

- $B_1 = B + 2 \cdot h \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 6,325 + 2 \cdot 6,325 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{31}{2}\right) = 13,48 \text{ m};$

$h_1 = \frac{B_1}{2 \cdot f_{pr}} = \frac{13,48}{2 \cdot 2} = 3,37 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone.

### 6.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $Ko \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

wobei

$r_1 = \frac{D_{DS}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m}$  ...Innendurchmesser des Druckstollens;

$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{WS} = 10 \cdot 52,42 = 524,2 \text{ kN/m}^2 = 0,524 \text{ MPa}$

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wichte des Wassers;

$h_{WA} = 52,42 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);

$R_{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Betons B30;

$E_B = 31500 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul des Betons B30;

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,524}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{700}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,11 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,11 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

## 6.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_0 \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_0}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,524}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{700}{28293,4} \right) = 0,683 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,68 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

## 6.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

## 6.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4)

$$\frac{K_0 \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{700 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 23 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 47,52 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$h_{\text{Deckung}} = 13,02 \text{ m} < 47,52 \text{ m}$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{\gamma_{\text{Fels}} \cdot h_{\text{Deckung}} \cdot r_2}{100 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,524 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{24 \cdot 0,001 \cdot 13,02 \cdot 3,1}{100 \cdot 1,1 \cdot 430} = 0,0038 = 0,4\%$$

$\mu = 0,4\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

## 6.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 6.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 3,37 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 3,37 = 66,63 \text{ kN/m}'$$

### 6.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$e = \gamma_{\text{Fels}} \cdot (h_1 + 0,5 \cdot h) \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Felswichte;

$h_1 = 3,17 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m}$  ...Aushubhöhe;

$\varphi = 31^\circ$  ...Reibungswinkel.

$$\Rightarrow e_s = 24 \cdot (3,37 + 0,5 \cdot 6,325) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{31^\circ}{2} \right) = 50,19 \text{ kN/m}'$$

### 6.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 6.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 52,42 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 52,42 = 524,2 \text{ kN/m}^2 = 0,524 \text{ MPa}$$

### 6.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 1,0 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 13,02 = 13,02 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber

der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 100% der Felsüberdeckung)

### 6.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 6.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 66,63 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_h;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_h = 1,0$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 13,02$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 1,0 = 0,135$$

$$\Rightarrow q_s = 66,63 \cdot 0,135 = 9,00 \text{ kN/m}'$$

#### 6.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 2 \cdot k'_s \cdot e \cdot \tan \varphi, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$e = 50,19 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = 0,135$$

$\varphi = 31^\circ$  ...Reibungswinkel.

$$\Rightarrow e_s = 2 \cdot 0,135 \cdot 50,19 \cdot \tan(31^\circ) = 5,63 \text{ kN/m}'$$

#### 6.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m}'$$

$$k'_s = 0,135$$

$$\Rightarrow g_s = 8,4 \cdot 0,135 = 1,134 \text{ kN/m}'$$

#### 6.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$k'_s = 0,135$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,135 = 13,5 \text{ kN/m}'$$

### 6.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-12 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №6

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	66.63	1.5	99.95	66.63	1.5	99.95
	horizontaler Gebirgsdruck	e	50.19	1.2	60.23	50.19	0.8	40.15
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	524.2	-	-	524.20	1	524.2
	Außenwasserdruck	pe	130.2	1.1	143.22	130.20	0.9	117.18
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	9.00	1	9.00	9.00	1	9.00
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	5.63	1	5.63	5.63	1	5.63
	Eigengewicht (seism.)	gs	1.134	1	1.134	1.13	1	1.134
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	13.50	-	-	13.50	1	13.50

### 6.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteine, die sowie vertikaler als auch horizontaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-2. in Einsatz: Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 225,81 \cdot 100}} = 15,572 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

$$E = E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa};$$

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{700}{3,1 \cdot 100} = 225,81 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 6.7. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{524,2 \cdot [2,0,1,3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3904,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{542,2 \cdot [0,1 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2,2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3432,6 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,1$  ... Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,33)}{931 \cdot (1 + 0,1605)} = 34,82 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0,35 = 0,35 \text{ m}^2 \text{ ... Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4 \text{ ... Widerstandsmoment.}$$

#### 6.7.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-13 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №6

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
Rc,Druck	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 6.7.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -5159,0 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei der Grundkombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2055,0 \text{ kPa} < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 6.7.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -5159,0 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -2367,0 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -5159,0 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -2367,0 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1317,16 \text{ kN} \\ M = 28,49 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{28,49}{|-1317,16|} = 0,022 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,022 = 0,103 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,022 = 0,147 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m} \dots \text{Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{ct}^{\text{omh}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1317,16| \cdot 0,147}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 20,42 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{ct}^{omh} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1,25 \cdot |-1317,16| \cdot 0,103}{1,1,430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 14,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N16/10 cm**;  $F_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N14/10 cm**;  $F'_a = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 20,11 + 15,39 = 35,50 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{bet}} = \frac{35,50}{0,35 \cdot 100^2} = 0,010 = 1,01\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,konstr.} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 6.8. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 6.8.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$\alpha = 1,0$  [-];

$\beta = 1,2$  [-];

$\eta = 1,0$  [-];

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20$  MPa ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,010$  ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,6$  ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,524 \cdot 2,75}{35,50 + \frac{100 \cdot 700 \cdot 2,75}{210000}} = 113,36 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{113,36 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,01) \cdot \sqrt{16} = 0,046 \text{ mm}$$

### 6.8.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10$  mm abgelesen.

$a = 0,046 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**6.8.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei d und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,012}{1,6} = 115$$

**6.8.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,046^3 = 9,91 \cdot 10^{-5}$  ...Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 115$  ...Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \text{...Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ...Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{9,91 \cdot 10^{-5} \cdot 115} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**6.8.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

### 6.9. SCHLUSSFOLGERUNG FÜR DIE AUSGEWÄHLTE DRUCKSTOLLENAUSKLEIDUNG

Da der vorliegende Abschnitt relativ seicht liegt, muss man überprüfen, ob die Bedingung  $h_{WS} < 2 \cdot h_{Abdeckung}$  erfüllt ist.

$52,24 > 2 \cdot 13,02 \Rightarrow$  die Bedingung ist nicht erfüllt.

Unter diesen Umständen können die Versickerungen durch die Auskleidung zur wesentlichen Wassersättigung und Instabilität der Böschungen, die sich über die seichtliegenden Abschnitte befinden, führen.

Damit diese Gefahr gemieden wird, kann eine wasserdichte gepanzerte Auskleidung nur für diesen Druckstollenabschnitt ausgewählt werden. Natürlich hat diese Entscheidung auch viele Nachteile, wie z.B. die Erschwerung der Durchführung der Auskleidungsarbeiten, das Vorhandensein einer schwachen Zone zwischen der Verbindung Stahlbetonauskleidung / Stahlpanzerung u.a. Damit man eine ökonomisch vorteilhafte Entscheidung treffen zu können, muss eine tiefgründige Analyse durchgeführt werden. Trotzdem wird in der vorliegenden Diplomarbeit auch diese Alternative untersucht.

## 6.11. BEMESSUNG DER STAHLPANZERUNG

### 6.11.1. GRUNDINFORMATION

Die wasserdichte Stahlpanzerung besteht aus Stahlauskleidung und Füllbeton. Bei der Bemessung auf Innenwasserdruck wird es angenommen, dass es im Füllbeton radiale Rissbildung entsteht und Teil dieser Belastung auf das Gebirge übertragen wird.

Daraus folgt, dass der Innenwasserdruck von der Stahlpanzerung und von dem Gebirge übernommen wird.

Dicke der Stahlpanzerung:

$$t_{\min} = \frac{D_{DS} + 800}{400} = \frac{5,5 \cdot 1000 + 800}{400} = 15,75 \text{ mm} = 0,016 \text{ m}$$

$$t_{\min} = 35 \text{ mm} = 0,035 \text{ m} \dots \text{für Gleitrohre.}$$

Es wird eine minimale Dicke der Panzerung von 16 mm + ca. 2 mm Korrosionsschicht ausgewählt.

$$\Rightarrow t = 0,018 \text{ m}$$

Ausgangsdaten:

$$t = 0,018 \text{ m};$$

$$D_{DS} = 5,5 \text{ m} \dots \text{Drucktollensdurchmesser};$$

$$r_1 = 2,75 \text{ m} \dots \text{Innenradius der Stahlpanzerung};$$

$$r_2 = D_{DS} + r_1 = 2,768 \text{ m} \dots \text{Außenradius der Stahlpanzerung};$$

$$r_m = 0,5 \cdot (r_1 + r_2) = 2,759 \text{ m} \dots \text{mittlere Radius der Stahlpanzerung};$$

$$r_e = r_2 + D_1 = 2,768 + 0,30 = 3,068 \text{ m} \dots \text{Radius des Aushubsprofils};$$

$$D_1 = 0,30 \text{ m} \dots \text{Dicke der Füllbeton.}$$

Für die Bemessung von Stahlpanzerung stehen die folgenden Methoden zur Verfügung:

- Die russische Methode (1985);
- Die Methode von Montel;
- Die Methode von Amstutz (1970);
- Die Methode von Jacobsen (1974).

Diese unterscheiden sich in der Vorgehensweise zur Bestimmung des kritischen Wertes vom Innenwasserdruck, der zum Beulen des Stahlrohres im Falle vom leeren Druckstollen führen kann.

### 6.11.2. RUSSISCHE METHODE

#### 6.11.2.1. TANGENTIALZUGSPANNUNGEN INFOLGE INNENWASSERDRUCK

Im Abhängigkeit davon, ob das Gebirge Teil der Belastungen übernimmt oder nicht, unterscheidet man zwei Fälle:

- Bei Mitarbeit des Gebirges:

$$\sigma_{z,o} = \frac{p_i \cdot r_m + a_r \cdot K_{o,r}}{t + 4,33 \cdot 10^{-6} \cdot r_m \cdot K_{o,r}}, \text{ [MPa]} \quad (\text{III.28})$$

, wobei

$p_i = 0,524$  MPa ...Innenwasserdruck;

$a_r \approx 3 \cdot 10^{-4} \cdot r_m = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 2,759 = 8,28 \cdot 10^{-4}$  m ...rechnerischer Wert der Breite zwischen der Panzerung und dem Füllbeton;

$K_{o,r}$  ...Koeff. des relativen elastischen Widerstands [N/cm<sup>3</sup>];

$$K_{o,r} = \frac{1}{\frac{1}{E_6} \cdot \ln\left(\frac{r_e}{r_m}\right) + \frac{1}{K_o}} = \frac{1}{\frac{1}{31500} \cdot \ln\left(\frac{3,068}{2,759}\right) + \frac{1}{700}} = 698,35 \text{ N/cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{z,o} = \frac{0,524 \cdot 2,759 + 8,28 \cdot 10^{-4} \cdot 698,35}{0,018 + 4,33 \cdot 10^{-6} \cdot 2,759 \cdot 698,35} = 76,8 \text{ MPa}$$

Prüfung:

$$\sigma_{z,o} \leq \frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n}$$

$$\frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n} = \frac{0,75 \cdot 326,9}{1,25} = 196,2 \text{ MPa}$$

, wobei

$\gamma_c = 0,75$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen [-];

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert; [-]; für I<sup>ste</sup> Klasse  $\gamma_n = 1,25$ ;

$R = \frac{R_u}{\gamma_u} = \frac{425}{1,3} = 326,9$  MPa ...Zugfestigkeit des Stahls,

bei  $R_u = 425$  MPa ... temporäre Zugfestigkeit der Stahlklasse 10Г2CAΦ nach BDS;

$\gamma_u = 1,3$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert des Stahlelements.

$$\Rightarrow \sigma_{z,o} = 76,8 \text{ MPa} \leq 196,2 \text{ MPa}$$

- ohne Mitarbeit des Gebirges:

$$\sigma_{z,o} = \frac{p_i \cdot r_m}{t}, \text{ [MPa]} \quad (\text{III.29})$$

$$\Rightarrow \sigma_{z,o} = \frac{0,524 \cdot 2,759}{0,018} = 80,3 \text{ MPa}$$

$$\frac{\gamma_c \cdot R}{\gamma_n} = \frac{0,75 \cdot 345}{1,25} = 207 \text{ MPa}$$

, wobei

$R = R_{yn} = 345$  MPa ...Streckgrenze der Stahlklasse 10Г2CAΦ nach BDS.

$$\Rightarrow \sigma_{z,o} = 80,3 \text{ MPa} \leq 207 \text{ MPa}$$

**6.11.2.2. TANGENTIALDRUCKSPANNUNGEN INFOLGE AUßENWASSERDRUCK**

$$\sigma_{z,n} = \frac{p_e \cdot r_m}{t}, \text{ [MPa]} \quad (\text{III.30})$$

, wobei

$p_e = 0,130 \text{ MPa}$  ...Außenwasserdruck.

$$\Rightarrow \sigma_{z,n} = \frac{0,130 \cdot 2,759}{0,018} = 19,96 \text{ MPa}$$

**6.11.2.3. AXIALSPANNUNGEN**

$$\left| \begin{array}{l} \sigma_{x,1} = -2,52 \cdot \Delta t^\circ, \text{ [MPa]} \\ \sigma_{x,2} = -0,3 \cdot \sigma_{z,0}, \text{ [MPa]} \\ \sigma_{x,3} = -\frac{\gamma_{st} \cdot (r_1 \cdot t \cdot l_{y4} \cdot \sin \alpha)}{r_1 \cdot t}, \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

, wobei

$\sigma_{x,1}$  ...Axialspannungen infolge Temperatureinwirkungen;

$\sigma_{x,2}$  ...Axialspannungen infolge Poissonseinwirkung;

$\sigma_{x,3}$  ...Axialspannungen infolge Eigengewicht der Auskleidung.

$$\Delta t^\circ = \pm (10 \div 15)^\circ \text{ C};$$

$l_{\text{Abschnitt}} = 136,03 \text{ m}$  ...Abschnittslänge;

$\alpha = 1,15^\circ$  ...Neigung des Druckstollens;  $\gamma_{st} = 77,01 \text{ kN/m}^3$  ...Masse des Stahls.

$$\Rightarrow \left| \begin{array}{l} \sigma_{x,1} = -2,52 \cdot 15^\circ = -37,8 \text{ MPa} \\ \sigma_{x,2} = -0,3 \cdot 127,3 = -38,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{x,3} = -\frac{\gamma_{st} \cdot (r_1 \cdot t \cdot l_{y4} \cdot \sin \alpha)}{r_1 \cdot t} = -\frac{77,01 \cdot (2,75 \cdot 0,018 \cdot 136,03 \cdot \sin 1,15^\circ)}{2,75 \cdot 0,018} = -0,21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma_x = \sigma_{x,1} + \sigma_{x,2} + \sigma_{x,3} = 62,1 \text{ MPa}$$

**6.11.2.4. SPANNUNGSZUSTAND DER STAHLPANZERUNG**

$$\sigma_{\text{eff}} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n} \quad (\text{III.31})$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{eff}} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2} = 123,7 \text{ MPa} \leq \frac{\gamma_c R}{\gamma_n}$$

**6.11.2.5. ÜBERPRÜFUNG GEGEN BEULEN**

$$p_e \leq \frac{\gamma_c \cdot p_{cr} \cdot \xi}{\gamma_n}, \text{ [MPa]} \quad (\text{III.32})$$

, wobei

$\xi = 1$  ...Koeff. abgelesen von Tab.8.10 für  $\frac{p_{cr} \cdot r_m}{t \cdot R_{yn}} = 0,21$  auf S.168, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev;

$p_{cr} = 0,48$  MPa ...kritischer Wert des Außenwasserdrucks, der zum Beulen des Panzerung führt (abgelesen und interpoliert von Abb.8.17 für  $R_{yn} = 345$  MPa auf S.168, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev).

$$\Rightarrow \frac{\gamma_c \cdot p_{cr} \cdot \xi}{\gamma_n} = \frac{0,75 \cdot 0,48 \cdot 1}{1,25} = 0,290 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow p_e = 0,130 \text{ MPa} \leq 0,290 \text{ MPa}$$

⇒ Der Innenwasserdruck übersteigt seinen kritischen Wert nicht und im Falle von leerem Druckstollen wird er kein Beulen verursachen.

### 6.11.3. DIE METHODE VON MONTEL

$$p_{cr} = \frac{5 \cdot \sigma_F}{\left(\frac{r}{t}\right)^{1/5} \cdot \left[1 + 1,2 \cdot (\eta + 2 \cdot \Delta a_o) \cdot \frac{1}{t}\right]}, \text{ [MPa]} \quad (\text{III.33})$$

, wobei

$\sigma_F = R_{yn} = 345$  MPa ...Streckgrenze der Stahlklasse 10Г2САΦ nach BDS;

$\Delta a_o = a_r = 8,28 \cdot 10^{-4}$  m ...rechnerischer Wert der Breite zwischen der Panzerung und dem Füllbeton;

$r = r_2 = 2,768$  m ...Außenradius der Panzerung;

$\eta$ ...Radialabweichung;

$$\eta = w_1 \cdot \left[1 - \cos\left(\frac{50^\circ \cdot \pi}{180^\circ}\right)\right] = 0,0049; \quad w_1 = 5 \cdot 10^{-4} \cdot r = 0,0138.$$

$$\Rightarrow p_{cr} = \frac{5 \cdot 345}{\left(\frac{2,768}{0,018}\right)^{1/5} \cdot \left[1 + 1,2 \cdot (0,0094 + 2 \cdot 8,28 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{1}{0,018}\right]} = 0,63 \text{ MPa}$$

$$p_e < \frac{p_{cr}}{SF}$$

$$p_e = 0,130 \text{ MPa} < \frac{p_{cr}}{SF} = \frac{0,63}{1,5} = 0,430 \text{ MPa}$$

bei  $SF = 1,5$  ...Sicherheitsbeiwert.

⇒ Der Innenwasserdruck übersteigt seinen kritischen Wert nicht und im Falle von leerem Druckstollen wird er kein Beulen verursachen.

**6.11.4. DIE METHODE VON AMSTUTZ**

Zur Ermittlung des kritischen Wertes des Wasserdruckes kommen die folgenden Formeln in Einsatz:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_v}{\sigma_F^* - \sigma_N} \cdot \left[ \left( \frac{r}{e} \right) \cdot \frac{\sqrt{\sigma_N}}{E^*} \right]^3 @ 1,73 \cdot \left( \frac{r}{e} \right) \cdot \left[ 1 - 0,225 \cdot \left( \frac{r}{e} \right) \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \right]$$

$$p_{cr} @ \left( \frac{F}{r} \right) \cdot \sigma_N \cdot \left( 1 - 0,175 \cdot \left( \frac{r}{e} \right) \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \right)$$

,wobei

$$i = t / \sqrt{12}; \quad e = t / 2; \quad F = 1 \cdot t$$

$$E^* = E / (1 - \nu^2); \quad E^* = 2,1 \cdot 10^5 / (1 - 0,3^2) = 2,308 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = -(k/r) \cdot E^*; \quad \sigma_v = -3 \cdot 10^{-4} \cdot 2,308 \cdot 10^5 = -69,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_F^* = \frac{\mu \cdot \sigma_F}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}}; \quad \sigma_F^* = 578,77 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,5 - 0,5 \cdot \left( \frac{1}{1 + 0,002 \cdot \frac{E}{\sigma_F}} \right)^2$$

$$\Rightarrow p_{cr} = 3,53 \text{ MPa}$$

$$p_e < \frac{p_{cr}}{SF}$$

$$p_e = 0,130 \text{ MPa} < \frac{p_{cr}}{SF} = \frac{3,53}{1,5} = 2,35 \text{ MPa}$$

bei SF = 1,5 ... Sicherheitsbeiwert.

⇒ Der Innenwasserdruck übersteigt seinen kritischen Wert nicht und im Falle von leerem Druckstollen wird er kein Beulen verursachen.

6.11.5. DIE METHODE VON JACOBSEN

Hier kommt das Programm MathCad in Einsatz. Setzt man die bekannten Werte, die vermutlichen Werte der zu untersuchenden Größen und die Jacobsen Gleichungen ein, ergeben sich die wirklichen Werte der gesuchten Größen.

$$\begin{aligned}
 t &:= 0.018 & r &:= 2.75 & \Delta &:= 3 \cdot 10^{-4} \cdot r & \frac{\Delta}{r} &= 3 \times 10^{-4} \\
 E &:= 2.1 \cdot 10^5 & \sigma_y &:= 345 & v &:= 0.30 \\
 \frac{2.1 \cdot 10^5}{1 - v^2} &= 2.308 \times 10^5 & E_m &:= 2.308 \cdot 10^5 \\
 \text{Guesses } \alpha &:= 0.35 & \beta &:= 0.30 & p &:= 1 \\
 \text{Given} \\
 \frac{r}{t} &= \sqrt{\frac{\left[ \frac{9 \cdot \pi^2}{4 \cdot (\beta)^2} - 1 \right] \cdot \left[ \pi - (\alpha) + (\beta) \cdot \left( \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\beta)} \right)^2 \right]}{12 \cdot \left( \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\beta)} \right)^3 \cdot \left[ (\alpha) - \left( \pi \cdot \frac{\Delta}{r} \right) - (\beta) \cdot \left( \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\beta)} \right) \cdot \left[ 1 + \left[ \frac{\tan[(\alpha) - (\beta)]}{4} \right] \cdot \tan[(\alpha) - (\beta)] \right] \right]}} \\
 \frac{p}{E_m} &= \frac{\left( \frac{9}{4} \right) \cdot \left[ \frac{\pi}{(\beta)} \right]^2 - 1}{12 \cdot \left( \frac{r}{t} \right)^3 \cdot \left( \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\beta)} \right)^3} + \\
 \frac{\sigma_y}{E_m} &= \left( \frac{t}{2 \cdot r} \right) \cdot \left[ 1 - \left( \frac{\sin(\alpha)}{\sin(\beta)} \right) \right] + \left( \frac{p \cdot r \cdot \sin(\alpha)}{E_m \cdot t \cdot \sin(\beta)} \right) \cdot \left[ 1 + \frac{4 \cdot (\beta) \cdot r \cdot \sin(\alpha) \cdot \tan[(\alpha) - (\beta)]}{\pi \cdot t \cdot \sin(\beta)} \right] \\
 \text{Minerr}(\alpha, \beta, p) &= \begin{pmatrix} 0.434 \\ 0.395 \\ 0.585 \end{pmatrix}
 \end{aligned}$$

Abb. IV-2 – Berechnungen nach der Methode von Jacobsen, mit MathCad durchgeführt

Von den mit MathCad durchgeführten Berechnungen  $\Rightarrow p_{cr} = 0,585 \text{ MPa}$

$$p_e < \frac{p_{cr}}{SF}$$

$$p_e = 0,130 \text{ MPa} < \frac{p_{cr}}{SF} = \frac{0,585}{1,5} = 0,39 \text{ MPa}$$

bei SF = 1,5 ...Sicherheitsbeiwert.

$\Rightarrow$  Der Innenwasserdruck übersteigt seinen kritischen Wert nicht und im Falle von leerem Druckstollen wird er kein Beulen verursachen.

6.11.6. FAZIT

Methode	SF	pcr	pcr/SF
	-	Mpa	Mpa
Russische Methode	1.67	0.48	0.29
Methode von na Montel	1.5	0.63	0.42
Methode von Amstutz	1.5	3.53	2.35
Methode von Jacobsen	1.5	0.585	0.39

Abb. IV-3 – Zusammenfassung der Ergebnissen für  $p_{cr}$  nach den verschiedenen Methoden

In Schlussfolgerung kann man sagen, dass der niedrigste und damit der maßgebende Wert des Innenwasserdruckes  $p_{cr} = 0,48$  MPa mit der Russischen Methode berechnet wird.

## 7. ABSCHNITT №7

- Abschnitt №7 (von Punkt 38 nach Punkt 45)
- Länge: 366,1 m (3,83% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=5** (RMR=52)

- $\varphi = 38^\circ$ ;  $c = 180 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,22$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2440 \text{ MPa}$
- **Ko=2000 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,20$  (mittel nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,20 \cdot 6,325 = 1,27 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

### 7.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 53,48 = 534,8 \text{ kN/m}^2 = 0,535 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...обемно тегло на водата;}$$

$h_{\text{WS}} = 53,48 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,535}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{0,7 \cdot 31500} \right) = 0,98 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,98 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

## 7.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,535}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{28293,4} \right) = 0,613 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,613 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

## 7.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

## 7.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{2000 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 27 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 135,79 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$$h_{\text{Deckung}} = 168,33 \text{ m} > 135,79 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,535 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{2000 \cdot 0,1 \cdot 2,75}{210000} = 0,0013 = 0,1\%$$

$$\mu = 0,1\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

## 7.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 7.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,27 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 1,27 = 25,01 \text{ kN/m}'$$

### 7.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

### 7.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte  $[\text{kN/m}^3]$ ;

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m} \text{ ...Auskleidungsdicke } [\text{m}].$$

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 7.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 53,48 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 53,48 = 534,8 \text{ kN/m}^2 = 0,535 \text{ MPa}$$

### 7.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 168,33 = 84,17 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 84,17 = 841,7 \text{ kN/m}'$$

### 7.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 7.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 25,01 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,5$  ....Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 168,33 \text{ m}$  interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 25,01 \cdot 0,068 = 1,69 \text{ kN/m'}$$

#### 7.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 7.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 7.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m'}$$

#### 7.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-14 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №7

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	25.01	1.5	37.51	25.01	1.5	37.51
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	534.8	-	-	534.80	1	534.8
	Außenwasserdruck	pe	841.7	1.1	925.815	841.65	0.9	757.49
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	1.69	1	1.69	1.69	1	1.69
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 7.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 645,16 \cdot 100}} = 15,581 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>Stb</sub> = 28293,4 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$K = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{2000}{3,1 \cdot 100} = 645,16 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 7.7. SPANNUNGEN

Die Betonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{534,8 \cdot [2,0 \cdot 32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2878,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{534,8 \cdot [0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2515,3 \text{ MPa}$$

, wobei

ε = 0,32 ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,22)}{2440 \cdot (1 + 0,1607)} = 12,19 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 0,35 = 0,35 \text{ m}^2$  ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;

$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4$  ...Widerstandsmoment.

### 7.7.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tab. IV-15 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №7**

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
$R_c, \text{Zug}$	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
$R_c, \text{Druck}$	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
<b>Zugspannungen</b>	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
<b>Druckspannungen</b>	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 7.7.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$\Rightarrow \sigma_1 = -2852,2 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$\Rightarrow \sigma_1 = 7630,2 < 15747,4 \text{ kPa}$

### 7.7.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -2852,2 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -2465,1 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -2852,2 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -2465,1 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -937,75 \text{ kN} \\ M = 4,37 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{4,37}{|-937,75|} = 0,005 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- ( $F_a$ ) und Druckbewehrung ( $F_a'$ ) und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung  $F_a$ :

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,005 = 0,120 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung  $F_a'$ :

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,005 = 0,130 \text{ m}$$

, wobei

$a = a' = 0,05 \text{ m}$  ... Betonüberdeckung

$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-937,75| \cdot 0,130}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 12,85 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F_a' = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-937,75| \cdot 0,120}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 11,93 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N14/10 cm**;  $F_a = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N14/10 cm**;  $F_a' = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F_a' = 15,39 + 15,39 = 30,79 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F_a'}{F_{\text{bet}}} = \frac{30,79}{0,35 \cdot 100^2} = 0,009 = 0,88\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstr.}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$



**7.8. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)**

**7.8.1. RISSBREITE**

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \quad [-];$$

$$\beta = 1,2 \quad [-];$$

$$\eta = 1,0 \quad [-];$$

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o}$  = 20 MPa ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu$  = 0,009 ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d$  = 1,4 ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_1 \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,535 \cdot 2,75}{30,79 + \frac{100 \cdot 2000 \cdot 2,75}{210000}} = 50,25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{50,25 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,009) \cdot \sqrt{14} = 0,015 \text{ mm}$$

**7.8.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:**

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10$  mm abgelesen.

$$a = 0,015 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**7.8.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,010}{1,4} = 114$$

**7.8.5. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,015^3 = 3,25 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 114$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \dots \text{Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{3,25 \cdot 10^{-6} \cdot 114} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,66 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**7.8.6. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,66 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten n Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 8. ABSCHNITT №8

- Abschnitt №8 (von Punkt 45 nach Punkt 87)
- Länge: 1947,65 m (20,39% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=6** (RMR=60)

- $\varphi = 40^\circ$ ;  $c = 200 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 26 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,2$ ;  $E_{\text{Fels}} = 3240 \text{ MPa}$
- **Ko=2700 N/cm<sup>3</sup>** > 2000 N/cm<sup>3</sup>

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m} \dots \text{Aushubdurchmesser};$$

- $k_a = 0,10$  (gering nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,10 \cdot 6,325 = 0,63 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone.

### 8.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $Ko > 2000 \text{ N/cm}^3$  werden die Formeln (III.23) und (III.24) verwendet:

$$d_{\text{обл}} = \frac{r_1 \cdot (p_i - K_o \cdot e)}{\gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} + K_o \cdot e}, \text{ [m]}$$

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot \gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} \cdot \lg(0,05 \cdot K_o + 10), \text{ [-]}$$

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m} \dots \text{Innendurchmesser des Druckstollens};$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 59,14 = 591,4 \text{ kN/m}^2 = 0,591 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \dots \text{Wichte des Wassers};$$

$h_{\text{WS}} = 59,14 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa} \dots \text{Zugfestigkeit des Betons B30};$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa} \dots \text{Elastizitätsmodul des Betons B30};$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot \lg(0,05 \cdot 2700 + 10) = 6,5 \cdot 10^{-5}$$

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75 \cdot (0,591 - 2700 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5})}{1 \cdot 1,2 + 2700 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5}} = 0,83 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,83 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Betonauskleidung wird zugelassen.

### 8.2. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Betonauskleidung:  $d_{\text{обл}} = 0,35 \text{ m}$

### 8.3. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

#### 8.3.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 0,63 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 26 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 26 \cdot 0,63 = 13,55 \text{ kN/m}'$$

#### 8.3.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

#### 8.3.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte  $[\text{kN/m}^3]$ ;

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke  $[\text{m}]$ .

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

#### 8.3.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 59,14 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 59,14 = 591,4 \text{ kN/m}^2 = 0,591 \text{ MPa}$$

#### 8.3.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 232,20 = 116,10 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 116,10 = 1161,0 \text{ kN/m}'$$

#### 8.3.6. SEISMISCHE LASTEN

##### 8.3.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 13,55 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C.R.k_c.k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 232,20$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 13,55 \cdot 0,068 = 0,91 \text{ kN/m'}$$

#### 8.3.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 8.3.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,4 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 8.3.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

(III.34)

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m'}$$

### 8.3.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-16 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №8

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	13.55	1.5	20.32	13.55	1.5	20.32
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8,4	1.2	10.08	8.4	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	591.4	-	-	591.40	1	591.4
	Außenwasserdruck	pe	1161.0	1.1	1277.1	1161.00	0.9	1044.90
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	0.91	1	0.91	0.91	1	0.91
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.65	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 8.4. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,15}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,13 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,15 \cdot 870,79 \cdot 100}} = 15,582 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>B</sub> = 31500 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 5,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,13 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{2700}{3,10 \cdot 100} = 870,97 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 8.6. SPANNUNGEN

Die Betonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{591,4 \cdot [2,0,32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3183,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{591,4 \cdot [0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2781,5 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,32$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$3a \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,10}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{31500 \cdot (1 + 0,2)}{3240 \cdot (1 + 0,16)} = 10,06 \end{cases}$$

$$\nu_B = 0,16$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0,35 = 0,35 \text{ m}^2$  ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 8.6.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Zum Unterschied von den Berechnungen im Pkt. 1.7.1 kommt aber der Beiwert der Arbeitsbedingungen für Betonauskleidungen  $\gamma_c = 1$  im Einsatz. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-17 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №7

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1	1	1	1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
$R_c, \text{опън}$	MPa	1.3	1.3	1.3	1.3
$R_c, \text{натиск}$	MPa	19.5	19.5	19.5	19.5
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1010.5</b>	<b>1010.5</b>	<b>960.0</b>	<b>1066.7</b>
Druckspannungen	kPa	<b>14315.8</b>	<b>14315.8</b>	<b>13600.0</b>	<b>15111.1</b>

### 8.6.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -3147,8 \text{ kPa} < 1066,7 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 10408,5 < 14315,8 \text{ kPa}$$

### 8.7. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

#### 8.7.1. RISSBREITE

$$a = 1000 \cdot \delta \cdot \frac{p_i}{K_o}, \quad [\text{mm}]$$

$$\delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{p_i}{K_o} \leq 1,0$$

$$\Rightarrow \delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{591,4}{2700} = 0,417 < 1,0$$

$$\Rightarrow a = 1000 \cdot 0,417 \cdot \frac{591,4}{2700} = 0,09 \text{ mm}$$

#### 8.7.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,09 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

#### 8.7.3. RISSANZAHL

$$n = 0,0628 \cdot r_2, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = 0,0628 \cdot 310 = 19$$

#### 8.7.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,09^3 = 7,61 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitbeiwert [-];

$n = 19$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \text{ ... Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{4,61 \cdot 10^{-4} \cdot 20} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

### 8.7.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten  $n$  Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 9. ABSCHNITT №9

- Abschnitt №9 (von Punkt 87 nach Punkt 98)
- Länge: 626,07 m (6,56% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=6** (RMR=55)

- $\varphi = 38^\circ$ ;  $c = 189 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 26 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,2$ ;  $E_{\text{Fels}} = 3240 \text{ MPa}$
- **Ko=2700 N/cm<sup>3</sup>** > 2000 N/cm<sup>3</sup>

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m} \dots \text{Aushubdurchmesser};$$

- $k_a = 0,10$  (gering nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,10 \cdot 6,325 = 0,63 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone.

### 9.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o > 2000 \text{ N/cm}^3$  werden die Formeln (III.23) und (III.24) verwendet:

$$d_{\text{обл}} = \frac{r_1 \cdot (p_i - K_o \cdot e)}{\gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} + K_o \cdot e}, \text{ [m]}$$

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot \gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} \cdot \lg(0,05 \cdot K_o + 10), \text{ [-]}$$

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m} \dots \text{Innendurchmesser des Druckstollens};$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 60,96 = 609,6 \text{ kN/m}^2 = 0,610 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \dots \text{Wichte des Wassers};$$

$h_{\text{WS}} = 60,96 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa} \dots \text{Zugfestigkeit des Betons B30};$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa} \dots \text{Elastizitätsmodul des Betons B30};$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot 1,0 \cdot 1,2 \cdot \lg(0,05 \cdot 2700 + 10) = 6,5 \cdot 10^{-5}$$

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75 \cdot (0,610 - 2700 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5})}{1,1,2 + 2700 \cdot 6,5 \cdot 10^{-5}} = 0,87 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,87 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Betonauskleidung wird zugelassen.

### 9.2. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Betonauskleidung:  $d_{\text{обл}} = 0,35 \text{ m}$

### 9.3. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

#### 9.3.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 0,63 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 26 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 26 \cdot 0,63 = 13,55 \text{ kN/m}'$$

#### 9.3.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

#### 9.3.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte  $[\text{kN/m}^3]$ ;

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke  $[\text{m}]$ .

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

#### 9.3.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 60,96 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 60,96 = 609,6 \text{ kN/m}^2 = 0,610 \text{ MPa}$$

#### 9.3.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 193,42 = 96,71 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 96,71 = 967,1 \text{ kN/m}'$$

#### 9.3.6. SEISMISCHE LASTEN

##### 9.3.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 13,55 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 232,20 \text{ m}$  interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 13,55 \cdot 0,068 = 0,91 \text{ kN/m'}$$

#### 9.3.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 9.3.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$g = 9,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,4 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 9.3.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m'}$$

**9.3.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN**

Tab. IV-18 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №9

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	13.55	1.5	20.32	13.55	1.5	20.32
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	609.6	-	-	609.60	1	609.6
	Außenwasserdruck	pe	967.1	1.1	1063.81	967.10	0.9	870.39
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	0.91	1	0.91	0.91	1	0.91
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

**9.4. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)**

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,10}{2,95} = 0,94 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,13 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 870,97 \cdot 100}} = 15,582 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>b</sub> = 31500 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,13 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{2700}{3,1 \cdot 100} = 870,97 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

**9.6. SPANNUNGEN**

Die Betonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{609,6 \cdot [2,0 \cdot 32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3281,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{609,6 \cdot [0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2867,1 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,35$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$3a \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,10}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{31500 \cdot (1 + 0,16)}{3240 \cdot (1 + 0,16)} = 10,06 \end{cases}$$

$\nu_B = 0,16$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2$  ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;

$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 201,25 \text{ m}^3$  ...Widerstandsmoment.

**9.6.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN**

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Zum Unterschied von den Berechnungen im Pkt. 1.7.1 kommt aber der Beiwert der Arbeitsbedingungen für Betonauskleidungen  $\gamma_c = 1$  im Einsatz. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tab. IV-19 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase v Abschnitt №9**

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1	1	1	1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.3	1.3	1.3	1.3
Rc,Druck	MPa	19.5	19.5	19.5	19.5
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1010.5</b>	<b>1010.5</b>	<b>960.0</b>	<b>1066.7</b>
Druckspannungen	kPa	<b>14315.8</b>	<b>14315.8</b>	<b>13600.0</b>	<b>15111.1</b>

### 9.6.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -3254,8 \text{ kPa} < 1066,7 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 8709,2 < 14315,8 \text{ kPa}$$

### 9.7. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

#### 9.7.1. RISSBREITE

$$a = 1000 \cdot \delta \cdot \frac{p_i}{K_o}, \quad [\text{mm}]$$

$$\delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{p_i}{K_o} \leq 1,0$$

$$\Rightarrow \delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{609,6}{2700} = 0,421 < 1,0$$

$$\Rightarrow a = 1000 \cdot 0,421 \cdot \frac{609,6}{2700} = 0,10 \text{ mm}$$

#### 9.7.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,010 \text{ mm} = a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

#### 9.7.3. RISSANZAHL

$$n = 0,0628 \cdot r_2, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = 0,0628 \cdot 310 = 19$$

#### 9.7.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

,където

$k = a^3 = 0,10^3 = 8,59 \cdot 10^{-4}$  ...коэффициент на водопроницаемост [-];

$n = 19$  ...броят на пукнатините в облицовката [-];

$k_{\text{ск}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...коэф. на филтрация на скалния масив;

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \text{ ...модулът на разпространение на филтрацията в скалния масив [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ...радиус на водонаситената зона около тунела.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{8,59 \cdot 10^{-4} \cdot 19} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

#### 9.7.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 10. ABSCHNITT №10

- Abschnitt №10 (von Punkt 98 nach Punkt 107)
- Länge: 602,83 m (6,31% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=8** (RMR=74)

- $\varphi = 43^\circ$ ;  $c = 270 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 27 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,18$ ;  $E_{\text{Fels}} = 4720 \text{ MPa}$
- **Ko=4000 N/cm<sup>3</sup> > 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,10$  (gering nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,10 \cdot 6,325 = 0,63 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

### 10.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $Ko > 2000 \text{ N/cm}^3$  werden die Formeln (III.23) und (III.24) verwendet:

$$d_{\text{обл}} = \frac{r_1 \cdot (p_i - K_o \cdot e)}{\gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} + K_o \cdot e}, \text{ [m]}$$

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot \gamma_c \cdot R_6^{\text{опбл}} \cdot \lg(0,05 \cdot K_o + 10), \text{ [-]}$$

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 62,71 = 627,1 \text{ kN/m}^2 = 0,627 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 62,71 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

$$e = 0,25 \cdot 10^{-4} \cdot 10 \cdot 1,2 \cdot \lg(0,05 \cdot 4000 + 10) = 7 \cdot 10^{-5}$$

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75 \cdot (0,627 - 4000 \cdot 7 \cdot 10^{-5})}{1 \cdot 1,2 + 4000 \cdot 7 \cdot 10^{-5}} = 0,65 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,65 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Betonauskleidung wird zugelassen.

### 10.2. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Betonauskleidung:  $d_{\text{обл}} = 0,40 \text{ m}$

### 10.3. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

#### 10.3.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 0,63 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 27 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 27 \cdot 0,63 = 14,07 \text{ kN/m}'$$

#### 10.3.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

#### 10.3.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

#### 10.3.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 62,71 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 62,71 = 627,1 \text{ kN/m}^2 = 0,627 \text{ MPa}$$

#### 10.3.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 214,61 = 107,31 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 107,31 = 1073,1 \text{ kN/m}'$$

#### 10.3.6. SEISMISCHE LASTEN

##### 10.3.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 14,07 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C.R.k_c.k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 214,40$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 14,07 \cdot 0,068 = 0,95 \text{ kN/m'}$$

#### 10.3.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 10.3.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,4 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 10.3.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m'}$$

### 10.3.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-20 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №10

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	14.07	1.5	21.10	14.07	1.5	21.10
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.4	1.2	10,08	8.4	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	627.1	-	-	627.10	1	627.1
	Außenwasserdruck	pe	1073.1	1.1	1180.355	1073.05	0.9	965.75
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	0.95	1	0.95	0.95	1	0.95
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.65	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 10.4. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,10}{2,93} = 0,94 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,13 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,10 \cdot 1290,32 \cdot 100}} = 15,582 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>b</sub> = 31500 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,13 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{4000}{3,10 \cdot 100} = 1290,32 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 10.6. SPANNUNGEN

Die Betonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{627,1 \cdot [2,0,43 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2728,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{627,1 \cdot [0,43 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -2370,8 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,32$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,10}{2,73} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{31500 \cdot (1 + 0,18)}{47200 \cdot (1 + 0,16)} = 6,79 \end{cases}$$

$$\nu_B = 0,16$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0,35 = 0,35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 10.6.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Zum Unterschied von den Berechnungen im Pkt. 1.7.1 kommt aber der Beiwert der Arbeitsbedingungen für Betonauskleidungen  $\gamma_c = 1$  im Einsatz. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-21 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №10

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1	1	1	1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.3	1.3	1.3	1.3
Rc,Druck	MPa	19.5	19.5	19.5	19.5
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1010.5</b>	<b>1010.5</b>	<b>960.0</b>	<b>1066.7</b>
Druckspannungen	kPa	<b>14315.8</b>	<b>14315.8</b>	<b>13600.0</b>	<b>15111.1</b>

### 10.6.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -2685,3 \text{ kPa} < 1066,7 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 9644,8 < 14315,8 \text{ kPa}$$

### 10.7. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

#### 10.7.1. RISSBREITE

$$a = 1000 \cdot \delta \cdot \frac{p_i}{K_o}, \quad [\text{mm}]$$

$$\delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{p_i}{K_o} \leq 1,0$$

$$\Rightarrow \delta = 0,28 + 625 \cdot \frac{627,1}{4000} = 0,378 < 1,0$$

$$\Rightarrow a = 1000 \cdot 0,378 \cdot \frac{627,1}{4000} = 0,06 \text{ mm}$$

#### 10.7.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,06 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

#### 10.7.3. RISSANZAHL

$$n = 0,0628 \cdot r_2, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = 0,0628 \cdot 310 = 19$$

#### 10.7.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,06 = 2,08 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 19$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \text{ ... Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{2,08 \cdot 10^{-4} \cdot 19} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,72 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

#### 10.7.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,72 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 11. ABSCHNITT №11

- Abschnitt №11 (von Punkt 107 nach Punkt 130)
- Länge: 1147,43 m (12,01% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=5** (RMR=52)

- $\varphi = 38^\circ$ ;  $c = 180 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,22$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2440 \text{ MPa}$
- **Ko=2000 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,20$  (mittel nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,20 \cdot 6,325 = 1,27 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

### 11.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 66,04 = 660,4 \text{ kN/m}^2 = 0,660 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 66,04 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,660}{1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,26 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,26 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 11.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,630}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{28293,4} \right) = 0,788 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,788 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

### 11.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

### 11.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{2000 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 27 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 135,79 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$$h_{\text{Deckung}} = 176,85 \text{ m} > 135,79 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,660 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{2000 \cdot 0,1 \cdot 2,75}{210000} = 0,0022 = 0,2\%$$

$$\mu = 0,2\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

## 11.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 11.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,27 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 1,27 = 25,01 \text{ kN/m}'$$

### 11.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

### 11.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte  $[\text{kN/m}^3]$ ;

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke  $[\text{m}]$ .

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 11.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 66,04 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 66,04 = 660,4 \text{ kN/m}^2 = 0,660 \text{ MPa}$$

### 11.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 176,85 = 88,43 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 88,43 = 884,3 \text{ kN/m}'$$

### 11.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 11.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 25,01 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C.R.k_c.k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 159,53$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 25,01 \cdot 0,068 = 1,69 \text{ kN/m'}$$

#### 11.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 11.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 11.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m'}$$

### 11.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-22 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №11

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	25.01	1.5	37.51	25.01	1.5	37.51
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	660.4	-	-	660.40	1	660.4
	Außenwasserdruck	pe	884.3	1.1	972.675	884.25	0.9	795.83
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	1.69	1	1.69	1.69	1	1.69
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 11.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 645,16 \cdot 100}} = 15,581 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>S**tb**</sub> = 28293,4 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_o}{r_2} = 100 \cdot \frac{2000}{3,1 \cdot 100} = 645,16 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 11.8. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{660,4 \cdot \left[ 2,0,32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2) \right]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3555,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{660,4 \cdot \left[ 0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2 \right]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3106,0 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,32$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,22)}{2440 \cdot (1 + 0,1607)} = 12,19 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 201,67 \text{ m}^3 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 11.8.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-23 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №11

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
Rc,Druck	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 11.8.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -3528,3 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 8000,3 < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 11.8.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -3528,3 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -3055,9 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -3528,3 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -3055,9 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1152,21 \text{ kN} \\ M = 4,81 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{4,81}{|-1152,21|} = 0,004 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,004 = 0,121 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,004 = 0,129 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m ...Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1152,21| \cdot 0,129}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 15,73 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1,25 \cdot |-1152,21| \cdot 0,121}{1,1,430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 14,72 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N16/10 cm**;  $F_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N14/10 cm**;  $F'_a = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 20,11 + 15,39 = 35,50 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{öer}}} = \frac{30,79}{0,35 \cdot 100^2} = 0,010 = 1,01\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstr.}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 11.9. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 11.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \quad [-];$$

$$\beta = 1,2 \quad [-];$$

$$\eta = 1,0 \quad [-];$$

$\sigma_{St}$  ... Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20 \text{ MPa}$  ... Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,010$  ... Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,6$  ... Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,660 \cdot 2,75}{35,50 + \frac{100 \cdot 2000 \cdot 2,72}{210000}} = 61,06 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{61,06 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,010) \cdot \sqrt{16} = 0,020 \text{ mm}$$

### 11.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,020 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**11.9.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei d und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,012}{1,6} = 115$$

**11.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,020^3 = 8,44 \cdot 10^{-5}$  ...Durchlässigkeitbeiwert [-];

$n = 115$  ...Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...Durchlässigkeitbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \dots \text{Filtrationsmodul} [-];$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ...Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{8,44 \cdot 10^{-6} \cdot 115} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,70 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**11.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,70 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 12. ABSCHNITT №12

- Abschnitt №12 (von Punkt 130 nach Punkt 153)
- Länge: 1363,87 m (14,28% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=5** (RMR=47)

- $\varphi = 35^\circ$ ;  $c = 155 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,23$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2460 \text{ MPa}$
- **Ko=2000 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,20$  (mittel nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,20 \cdot 6,325 = 1,27 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

### 12.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

,wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 70,00 = 700 \text{ kN/m}^2 = 0,700 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers; тегло на водата;}$$

$h_{\text{WS}} = 70,00 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,700}{1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,35 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,35 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 12.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,700}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{28293,4} \right) = 0,843 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,843 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

### 12.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

### 12.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [cm<sup>2</sup>] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (1.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{2000 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 24 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 135,79 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$h_{\text{Deckung}} = 159,53 \text{ m} > 135,79 \text{ m}$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,700 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{2000 \cdot 0,1 \cdot 2,75}{210000} = 0,0025 = 0,3\%$$

$\mu = 0,3\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

## 12.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 12.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,27 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 1,27 = 25,01 \text{ kN/m}'$$

### 12.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{pr} \geq 4$$

### 12.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte  $[\text{kN/m}^3]$ ;

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke  $[\text{m}]$ .

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 12.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 70,00 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 70 = 700 \text{ kN/m}^2 = 0,700 \text{ MPa}$$

### 12.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 159,53 = 79,77 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 79,77 = 797,7 \text{ kN/m}'$$

### 12.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 12.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 25,01 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C.R.k_c.k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 159,53$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 25,01 \cdot 0,068 = 1,69 \text{ kN/m'}$$

#### 12.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 12.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 12.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m'}$$

### 12.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-24 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №12

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	25.01	1.5	37.51	25.01	1.5	37.51
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	700.0	-	-	700.00	1	700
	Außenwasserdruck	pe	797.7	1.1	877.415	797.65	0.9	717.89
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	1.69	1	1.69	1.69	1	1.69
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 12.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (1.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 645,16 \cdot 100}} = 15,581 \end{cases}$$

,където

$\varepsilon = 0,32$  ...коэффициент, отчетен от фигура 8.13 на стр.157 от "Тунели" 2004 на Л.Георгиев [-];

$$3a \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{Stb} \cdot (1 + \nu_{Fels})}{E_{Fels} \cdot (1 + \nu_{Stb})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,22)}{2440 \cdot (1 + 0,1607)} = 12,19 \end{cases}$$

$$\nu_{c6} = \nu_6 \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{cr}}{\nu_6} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_6 = 0,16; \nu_{cr} = 0,3; \mu_{min} = 0,005 (0,5\%)$$

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa} \cdot \text{cm}^4$$

$$K = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{2000}{3,1 \cdot 100} = 645,16 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 12.8. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.14):

$$\sigma_1 = \frac{700 \cdot [2,0,32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3768,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{700 \cdot [0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3292,2 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,32$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,23)}{2440 \cdot (1 + 0,1607)} = 12,19 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 20,4167 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 12.8.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-25 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №12

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
Rc,Druck	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 12.8.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -3741,5 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 7247,9 < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 12.8.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -3741,5 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -3242,1 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -3741,5 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -3242,1 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1222,06 \text{ kN} \\ M = 5,09 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{5,09}{|-1222,06|} = 0,004 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,004 = 0,121 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,004 = 0,129 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m} \dots \text{Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1222,06| \cdot 0,129}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 16,69 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1,25 \cdot |-1222,06| \cdot 0,121}{1,1,430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 15,61 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N16/10 cm**;  $F_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N14/10 cm**;  $F'_a = 15,39 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 20,11 + 15,39 = 35,50 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{bet}}} = \frac{30,79}{0,35 \cdot 100^2} = 0,010 = 1,01\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstr.}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 12.9. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 12.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$\alpha = 1,0$  [-];

$\beta = 1,2$  [-];

$\eta = 1,0$  [-];

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20$  MPa ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,010$  ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,6$  ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,700 \cdot 2,75}{35,50 + \frac{100 \cdot 2000 \cdot 2,75}{210000}} = 64,73 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{64,73 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,010) \cdot \sqrt{16} = 0,022 \text{ mm}$$

### 12.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10$  mm abgelesen.

$$a = 0,022 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

### 12.9.3. RISSANZAHL

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,012}{1,6} = 115$$

#### 12.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,022^3 = 1,09 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 115$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \text{... Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{1,09 \cdot 10^{-5} \cdot 115} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,71 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

#### 12.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,71 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

### 13. ABSCHNITT №13

- Abschnitt №13 (von Punkt 153 nach Punkt 166)
- Länge: 664,45 m (6,96% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=3** (RMR=39)

- $\varphi = 34^\circ$ ;  $c = 148 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 23 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,3$ ;  $E_{\text{Fels}} = 1430 \text{ MPa}$
- **Ko=1100 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m} \dots \text{диаметър на изкопното сечение};$$

$$\bullet \quad B_1 = B + 2 \cdot h \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 6,325 + 2 \cdot 6,325 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{34}{2}\right) = 13,05 \text{ m};$$

$$h_1 = \frac{B_1}{2 \cdot f_{\text{pr}}} = \frac{13,05}{2 \cdot 3} = 2,18 \text{ m} \dots \text{Höhe der zerstörten Zone.}$$

#### 13.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m} \dots \text{Innendurchmesser des Druckstollens};$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 71,93 = 719,3 \text{ kN/m}^2 = 0,719 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \dots \text{Wichte des Wassers};$$

$h_{\text{WS}} = 71,93 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);

$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Betons B30;

$E_{\text{B}} = 31500 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul des Betons B30;

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,719}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{1100}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,51 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,51 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 13.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,719}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{1100}{28293,4} \right) = 0,928 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,928 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

### 13.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

### 13.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{1100 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 23 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 77,93 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$$h_{\text{Deckung}} = 140,83 \text{ m} > 77,93 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,719 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{1100 \cdot 0,1 \cdot 2,75}{210000} = 0,0038 = 0,4\%$$

$$\mu = 0,4\% < \mu_{\text{min}} = 0,5\%$$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5\%$

### 13.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

#### 13.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 2,18 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 23 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$\beta$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 1,0 \end{array} \right.$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 23 \cdot 2,18 = 41,21 \text{ kN/m}'$

#### 13.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$e = \gamma_{\text{Fels}} \cdot (h_1 + 0,5 \cdot h) \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Fels}} = 23 \text{ kN/m}^3$  ...Felswichte;

$h_1 = 2,18 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m}$  ...Aushubhöhe;

$\varphi = 34^\circ$  ...Reibungswinkel.

$\Rightarrow e_s = 23 \cdot (2,18 + 0,5 \cdot 6,325) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{34^\circ}{2} \right) = 34,17 \text{ kN/m}'$

#### 13.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$

#### 13.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 71,93 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 71,93 = 719,3 \text{ kN/m}^2 = 0,719 \text{ MPa}$

#### 13.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wasserwichte;}$$

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 140,83 = 70,42 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 70,42 = 704,2 \text{ kN/m'}$$

### 13.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 13.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$q = 41,21 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_h;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_h = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 140,83 \text{ m}$  interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 41,21 \cdot 0,068 = 2,78 \text{ kN/m'}$$

#### 13.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = k'_s \cdot e, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$e = 34,71 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow e_s = 0,068 \cdot 34,71 = 2,36 \text{ kN/m'}$$

#### 13.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,4 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 13.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$k_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,8 \text{ kN/m'}$$

### 13.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-26 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №13

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	41.21	1.5	61.82	41.21	1.5	61.82
	horizontaler Gebirgsdruck	e	34.71	1.2	41.65	34.71	0.8	27.77
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	719.3	-	-	470.80	1	470.8
	Außenwasserdruck	pe	704.2	1.1	774.565	704.2	0.9	633.74
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	2.78	1	2.78	2.78	1	2.78
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	3.16	1	3.16	3.16	1	3.16
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.567	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 13.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteine, die sowie vertikaler als auch horizontaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-2. in Einsatz: Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 354,84 \cdot 100}} = 15,577 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

$$E = E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa};$$

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{1100}{3,1 \cdot 100} = 354,84 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 13.8. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{719,3 \cdot [2,0 \cdot 2,3 \cdot 10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4682,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{719,3 \cdot [0,2 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4106,9 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,2$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{c\beta} \cdot (1 + \nu_{ck})}{E_{ck} \cdot (1 + \nu_{c\beta})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,3)}{1430 \cdot (1 + 0,1605)} = 22,16 \end{cases}$$

$$\nu_{Stb} = \nu_B \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{St}}{\nu_B} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_B = 0,16; \nu_{St} = 0,3; \mu_{\min} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 204 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 13.8.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-27 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №13

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
R <sub>c,Zug</sub>	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
R <sub>c,Druck</sub>	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 13.8.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -5880,3 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 7041,9 \text{ kPa} < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 13.8.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -5880,3 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -2991,5 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -5880,3 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -2991,5 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1552,7 \text{ kN} \\ M = 29,47 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{29,47}{|-1552,7|} = 0,02 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,02 = 0,106 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e'_o = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,02 = 0,144 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m} \dots \text{Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1552,7| \cdot 0,144}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 23,63 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1,25 \cdot |-1552,7| \cdot 0,106}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 17,40 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N18/10 cm**;  $F_a = 25,45 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N16/10 cm**;  $F'_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 25,45 + 20,11 = 45,55 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{bet}} = \frac{45,55}{0,35 \cdot 100^2} = 0,013 = 1,3\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,KOHCCTP} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

### 13.9. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

#### 13.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \quad [-];$$

$$\beta = 1,2 \quad [-];$$

$$\eta = 1,0 \quad [-];$$

$\sigma_{St}$  ... Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20 \text{ MPa}$  ... Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,013$  ... Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,8$  ... Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,719 \cdot 2,75}{45,55 + \frac{100 \cdot 1100 \cdot 2,75}{210000}} = 104,33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{104,33 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,013) \cdot \sqrt{18} = 0,039 \text{ mm}$$

#### 13.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,039 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**13.9.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei d und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,015}{1,8} = 131$$

**13.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,039^3 = 5,96 \cdot 10^{-5}$  ...Durchlässigkeitbeiwert [-];

$n = 131$  ...Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...Durchlässigkeitbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \text{...Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ...Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{5,96 \cdot 10^{-6} \cdot 131} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**13.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

#### 14. ABSCHNITT №14

- Abschnitt №14 (von Punkt 166 nach Punkt 171)
- Länge: 349,89 m (3,66% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=2** (RMR=31)

- $\varphi = 32^\circ$ ;  $c = 122 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 22 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,32$ ;  $E_{\text{Fels}} = 924 \text{ MPa}$
- **Ko=700 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $B_1 = B + 2 \cdot h \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 6,325 + 2 \cdot 6,325 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{32}{2}\right) = 13,34 \text{ m;}$

$$h_1 = \frac{B_1}{2 \cdot f_{\text{pr}}} = \frac{13,34}{2 \cdot 2} = 3,33 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$$

##### 14.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

,wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 72,95 = 729,5 \text{ kN/m}^2 = 0,730 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 72,95 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlösschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_{\text{B}} = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,730}{1 \cdot 1,2} - \frac{700}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,58 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,58 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

#### 14.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,730}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{700}{28293,4} \right) = 0,968 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,968 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

#### 14.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

#### 14.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (1.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{700 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 22 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 51,85 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$$h_{\text{Deckung}} = 121,52 \text{ m} > 51,85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,730 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{700 \cdot 0,1 \cdot 2,75}{210000} = 0,0044 = 0,4\%$$

$$\mu = 0,4 \% < \mu_{\text{min}} = 0,5 \%$$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5 \%$

### 14.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

#### 14.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 3,33 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 22 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$\beta$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 1,0 \end{array} \right.$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 22 \cdot 3,33 = 60,42 \text{ kN/m}'$

#### 14.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$e = \gamma_{\text{Fels}} \cdot (h_1 + 0,5 \cdot h) \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Fels}} = 22 \text{ kN/m}^3$  ...Felswichte;

$h_1 = 3,33 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m}$  ...Aushubhöhe;

$\varphi = 32^\circ$  ...Reibungswinkel.

$\Rightarrow e_s = 22 \cdot (3,33 + 0,5 \cdot 6,325) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{32^\circ}{2} \right) = 43,92 \text{ kN/m}'$

#### 14.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$

#### 14.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 72,95 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 72,95 = 729,5 \text{ kN/m}^2 = 0,730 \text{ MPa}$

#### 14.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wasserwichte;}$$

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 121,52 = 60,76 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 60,76 = 607,6 \text{ kN/m'}$$

#### 14.5.6. SEISMISCHE LASTEN

##### 14.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$q = 60,42 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_h;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_h = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 121,52 \text{ m}$  interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 60,42 \cdot 0,068 = 4,08 \text{ kN/m'}$$

##### 14.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = k'_s \cdot e, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$e = 43,92 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow e_s = 0,068 \cdot 43,92 = 3,70 \text{ kN/m'}$$

##### 14.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,4 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

##### 14.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$k_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,8 \text{ kN/m'}$$

**14.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN**

Tab. IV-28 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №14

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koef.	rechn.Wert	Grundwert	koef.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	60.42	1.5	90.64	60.42	1.5	90.64
	horizontaler Gebirgsdruck	e	43.92	1.2	52.70	43.92	0.8	35.13
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	729.5	-	-	729.50	1	729.5
	Außenwasserdruck	pe	607.6	1.1	668.36	607.60	0.9	546.84
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	4.08	1	4.08	4.08	1	4.08
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	3.70	1	3.70	3.70	1	3.70
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

**14.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)**

Im Falle von instabilen Gesteine, die sowie vertikaler als auch horizontaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-2. in Einsatz: Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 225,81 \cdot 100}} = 15,572 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>S**tb**</sub> = 28293,4 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{700}{3,1 \cdot 100} = 225,81 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 14.8. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{729,5 \cdot [2,0 \cdot 2,3 \cdot 10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4748,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{729,5 \cdot [0,2 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4165,2 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,2$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,32)}{924 \cdot (1 + 0,1607)} = 34,82 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 20,4167 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 14.8.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-29 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №14

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
Rc,Druck	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 14.8.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -5946,7 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei der Grundkombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 6203,0 < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 14.8.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -5946,7 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -3049,7 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -5946,7 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -3049,7 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1574,51 \text{ kN} \\ M = 29,54 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{29,54}{|-1574,51|} = 0,019 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,019 = 0,106 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e'_o = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,019 = 0,144 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m} \dots \text{Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1574,51| \cdot 0,144}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 23,93 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1, 25 \cdot |-1574,51| \cdot 0,106}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 17,68 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N18/10 cm**;  $F_a = 25,45 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N16/10 cm**;  $F'_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ **Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):**

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 25,45 + 20,11 = 45,55 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{bet}}} = \frac{45,45}{0,35 \cdot 100^2} = 0,013 = 1,3\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstr.}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 14.9. GRENZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 14.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \text{ [-]};$$

$$\beta = 1,2 \text{ [-]};$$

$$\eta = 1,0 \text{ [-]};$$

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o}$  = 20 MPa ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,013$  ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,8$  ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,730 \cdot 2,75}{45,55 + \frac{100 \cdot 700 \cdot 2,75}{210000}} = 116,20 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{146,20 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,013) \cdot \sqrt{18} = 0,058 \text{ mm}$$

### 14.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,090 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**14.9.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei d und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,015}{1,8} = 131$$

**14.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,058^3 = 2 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 131$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \dots \text{Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{2 \cdot 10^{-4} \cdot 131} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**14.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## 15. ABSCHNITT №15

- Abschnitt №15 (von Punkt 171 nach Punkt 173)
- Länge: 214,74 m (2,25% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=4** (RMR=45)

- $\varphi = 35^\circ$ ;  $c = 146 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,25$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2000 \text{ MPa}$
- **Ko=1600 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,25$  (mittel nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,25 \cdot 6,325 = 1,58 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

### 15.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG

Bei  $Ko \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

,wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 73,57 = 735,7 \text{ kN/m}^2 = 0,736 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 73,57 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$

$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$

$\gamma_c = 1,0 \text{ ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I}^{\text{sten}} \text{Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).}$

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,736}{1 \cdot 1,2} - \frac{1600}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,49 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,49 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 15.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet.

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,736}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{1600}{28293,4} \right) = 0,918 \text{ m}$$

$$d_{\text{обн}} = 0,918 \text{ m} > d_{\text{обн,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

### 15.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

### 15.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [cm<sup>2</sup>] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{1600 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 24 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 108,63 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$$h_{\text{Deckung}} = 128,90 \text{ m} > 108,63 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,736 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{1600 \cdot 0,1 \cdot 2,75}{210000} = 0,0033 = 0,3\%$$

$$\mu = 0,3 \% < \mu_{\text{min}} = 0,5 \%$$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5 \%$

## 15.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 15.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,58 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 1,58 = 31,26 \text{ kN/m}'$$

### 15.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{\text{pr}} \geq 4$$

### 15.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m} \text{ ...Auskleidungsdicke [m].}$$

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 15.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 73,57 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 73,57 = 735,7 \text{ kN/m}^2 = 0,736 \text{ MPa}$$

### 15.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 128,90 = 64,45 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 64,45 = 644,5 \text{ kN/m}'$$

### 15.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 15.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 31,26 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C.R.k_c.k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 128,90$  m interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 31,26 \cdot 0,068 = 2,11 \text{ kN/m'}$$

#### 15.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 15.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 15.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \quad [\text{kN/m'}]$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,75 \text{ kN/m'}$$

### 15.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-30 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №15

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	31.26	1.5	46.89	31.26	1.5	46.89
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	735.7	-	-	735.70	1	735.7
	Außenwasserdruck	pe	644.5	1.1	708.95	644.50	0.9	580.05
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	2.11	1	2.11	2.11	1	2.11
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 15.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 516,13 \cdot 100}} = 15,580 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

E = E<sub>S**tb**</sub> = 28293,4 MPa ;

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{1600}{3,1 \cdot 100} = 516,13 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

**15.7. SPANNUNGEN**

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{735,7 \cdot [2,0,27 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4305,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{735,7 \cdot [0,27 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3768,7 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,27$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,25)}{2000 \cdot (1 + 0,1607)} = 15,24 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 35 = 35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 35^2}{6} = 20,4167 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

**15.7.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN**

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tab. IV-31 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №15**

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
Rc,Druck	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 15.7.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -4282,3 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 5923,2 < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 15.7.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -4282,3 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -3721,2 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -4282,3 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -3721,2 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1400,5 \text{ kN} \\ M = 5,71 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{5,71}{|-1400,5|} = 0,004 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,004 = 0,121 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,004 = 0,129 \text{ m}$$

,където

$a = a' = 0,05 \text{ m}$  ...бетонова покритие над вътрешната/външната армировка

$h_o = d_{\text{о\oн}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1,25 \cdot |-1400,5| \cdot 0,129}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 19,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1,25 \cdot |-1400,5| \cdot 0,121}{1,1,430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 17,90 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N16/10 cm**;  $F_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N16/10 cm**;  $F_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 20,11 + 20,11 = 40,21 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{bet}}} = \frac{40,21}{0,35 \cdot 100^2} = 0,011 = 1,15\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,\text{konstruktiv}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 15.8. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 15.8.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \quad [-];$$

$$\beta = 1,2 \quad [-];$$

$$\eta = 1,0 \quad [-];$$

$\sigma_{St}$  ... Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20 \text{ MPa}$  ... Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,011$  ... Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,6$  ... Durchmesser des Bewehrungsstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,236 \cdot 2,75}{40,21 + \frac{100 \cdot 1600 \cdot 2,75}{210000}} = 81,01 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{81,01 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,011) \cdot \sqrt{16} = 0,029 \text{ mm}$$

### 15.8.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,029 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**15.8.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei d und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,013}{1,6} = 131$$

**15.8.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,029^3 = 2,33 \cdot 10^{-5}$  ...Durchlässigkeitbeiwert [-];

$n = 131$  ...Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...Durchlässigkeitbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \text{...Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ...Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{2,33 \cdot 10^{-5} \cdot 131} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,72 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**15.8.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,72 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

**16. ABSCHNITT №16**

- Abschnitt №16 (von Punkt 173 nach Punkt 174)
- Länge: 57,82 m (0,61% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **f<sub>pr</sub>=2** (RMR=31)

- $\varphi = 31^\circ$ ;  $c = 115 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 22 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,33$ ;  $E_{\text{Fels}} = 931 \text{ MPa}$
- **Ko=700 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $B_1 = B + 2 \cdot h \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 6,325 + 2 \cdot 6,325 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{31}{2}\right) = 13,48 \text{ m;}$

$$h_1 = \frac{B_1}{2 \cdot f_{\text{pr}}} = \frac{13,48}{2 \cdot 2} = 3,37 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$$

**16.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG**

Bei  $Ko \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 73,69 = 736,9 \text{ kN/m}^2 = 0,737 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 73,69 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,737}{1 \cdot 1,2} - \frac{700}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,60 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,60 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 16.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,737}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{700}{28293,4} \right) = 0,978 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,978 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

### 16.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

### 16.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [ $\text{cm}^2$ ] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{700 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 22 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 51,85 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$$h_{\text{Deckung}} = 122,05 \text{ m} > 51,85 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,737 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{700 \cdot 0,1 \cdot 2,75}{210000} = 0,0044 = 0,4\%$$

$$\mu = 0,4 \% < \mu_{\text{min}} = 0,5 \%$$

⇒ Der minimale Bewehrungsbeiwert wird angenommen:  $\mu_{\text{min}} = 0,5 \%$

## 16.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 16.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 3,37 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 22 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$\beta$   $\left\{ \begin{array}{l} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} \Rightarrow \beta = 1,0 \end{array} \right.$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 22 \cdot 3,37 = 61,08 \text{ kN/m}'$

### 16.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$e = \gamma_{\text{Fels}} \cdot (h_1 + 0,5 \cdot h) \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Fels}} = 22 \text{ kN/m}^3$  ...Felswichte;

$h_1 = 3,37 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m}$  ...Aushubhöhe;

$\varphi = 31^\circ$  ...Reibungswinkel.

$\Rightarrow e_s = 22 \cdot (3,37 + 0,5 \cdot 6,325) \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{31^\circ}{2} \right) = 46,01 \text{ kN/m}'$

### 16.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  ...Auskleidungsdicke [m].

$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$

### 16.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 73,69 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 73,69 = 736,9 \text{ kN/m}^2 = 0,737 \text{ MPa}$

### 16.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wasserwichte;}$$

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 122,05 = 61,03 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 61,03 = 610,3 \text{ kN/m'}$$

### 16.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 16.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$q = 61,08 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C \cdot R \cdot k_c \cdot k_h;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_h = 0,5$  ...Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 122,05 \text{ m}$  interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,5 = 0,068$$

$$\Rightarrow q_s = 61,08 \cdot 0,068 = 4,12 \text{ kN/m'}$$

#### 16.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = k'_s \cdot e, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$e = 46,01 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow e_s = 0,068 \cdot 46,01 = 3,73 \text{ kN/m'}$$

#### 16.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow g_s = 8,4 \cdot 0,068 = 0,567 \text{ kN/m'}$$

#### 16.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$k'_s = 0,068$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,068 = 6,8 \text{ kN/m'}$$

### 16.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-32 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №16

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	61.08	1.5	91.62	61.08	1.5	91.62
	horizontaler Gebirgsdruck	e	46.01	1.2	55.21	46.01	0.8	36.81
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	736.9	-	-	736.90	1	736.9
	Außenwasserdruck	pe	610.3	1.1	671.275	610.25	0.9	549.23
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	4.12	1	4.12	4.12	1	4.12
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	3.73	1	3.73	3.73	1	3.73
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.567	1	0.567	0.57	1	0.567
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	6.75	-	-	6.75	1	6.75

### 16.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteine, die sowie vertikaler als auch horizontaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-2. in Einsatz: Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 225,81 \cdot 100}} = 15,572 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

$$E = E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa};$$

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{700}{3,1 \cdot 100} = 225,81 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 16.8. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{736,9 \cdot [2,0 \cdot 2,3 \cdot 10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4797,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{736,9 \cdot [0,2 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4207,4 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,2$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei } \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,33)}{931 \cdot (1 + 0,1607)} = 34,82 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_{\text{B}} \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_{\text{B}}} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_{\text{B}} = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0 \cdot 0,35 = 0,35 \text{ m}^2 \text{ ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;}$$

$$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4 \text{ ...Widerstandsmoment.}$$

#### 16.8.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

Tab. IV-33 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase B Abschnitt №16

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
Rc,Zug	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
Rc,Druck	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
Zugspannungen	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
Druckspannungen	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 16.8.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = -5994,9 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei der Grundkombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$$\Rightarrow \sigma_1 = 7041,9 < 15747,4 \text{ kPa}$$

### 16.8.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\begin{cases} \sigma_1 = -5994,9 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -3092,0 \text{ kPa} \end{cases}$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -5994,9 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -3092,0 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1590,2 \text{ kN} \\ M = 29,6 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{29,6}{|-1590,2|} = 0,019 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,019 = 0,106 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e'_o = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,019 = 0,144 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m} \dots \text{Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1590,2| \cdot 0,144}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 24,14 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{Zug} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1, 25 \cdot |-1590,2| \cdot 0,106}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 17,88 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

Zugbewehrung **10N18/10 cm**;  $F_a = 25,45 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

Druckbewehrung **10N16/10 cm**;  $F'_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

⇒ **Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):**

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 25,45 + 20,11 = 45,55 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{ber}} = \frac{45,45}{0,35 \cdot 100^2} = 0,013 = 1,3\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

Konstruktive Bewehrung **2x5N8/20 cm**; Fläche  $F_{a,konstr.} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$

## 16.9. GRENZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 16.9.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \text{ [-]};$$

$$\beta = 1,2 \text{ [-]};$$

$$\eta = 1,0 \text{ [-]};$$

$\sigma_{St}$  ...Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o}$  = 20 MPa ...Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,013$  ...Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,8$  ...Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,737}{45,55 + \frac{100 \cdot 700 \cdot 2,75}{210000}} = 147,68 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{147,68 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,013) \cdot \sqrt{18} = 0,059 \text{ mm}$$

### 16.9.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$  abgelesen.

$$a = 0,059 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

**16.9.3. RISSANZAHL**

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei d und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,059}{1,8} = 131$$

**16.9.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG**

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,059^3 = 2,07 \cdot 10^{-5}$  ...Durchlässigkeitbeiwert [-];

$n = 131$  ...Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ...Durchlässigkeitbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \quad \text{...Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ...Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{2,07 \cdot 10^{-4} \cdot 131} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

**16.9.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:**

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,73 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

**17. ABSCHNITT №17**

- Abschnitt №17 (von Punkt 174 nach Punkt "WS")
- Länge: 341,52 m (3,58% der Länge des Druckstollens )

Gebirgsklassifizierung: Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow: **fpr=5** (RMR=52)

- $\varphi = 38^\circ$ ;  $c = 180 \text{ kN/m}^2$ ;  $\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$ ;  $\nu_{\text{Fels}} = 0,23$ ;  $E_{\text{Fels}} = 2460 \text{ MPa}$
- **Ko=2000 N/cm<sup>3</sup> ≤ 2000 N/cm<sup>3</sup>**

(In der Anfangsphase der Projektierung kann der Koeffizient Ko von der Graphik 2.9, S.28, „Tunnels“, L.Georgiev abgelesen werden, wobei der Festigkeitsbeiwert nach Protodjakonow bekannt ist)

$$D_{\text{Aushub}} = B = h = 1,15 \cdot D_{\text{DS}} = 1,15 \cdot 5,5 = 6,325 \text{ m ...Aushubdurchmesser;}$$

- $k_a = 0,20$  (gering nachbruchig) ...Bruchbeiwert des Gebirges;
- $h_1 = k_a \cdot D_{\text{Aushub}} = 0,20 \cdot 6,325 = 1,27 \text{ m ...Höhe der zerstörten Zone.}$

**17.1. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN BETONAUSKLEIDUNG**

Bei  $Ko \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.1) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = r_1 \left( \frac{p_i}{\gamma_c \cdot R_{\text{Beton}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{0,7 \cdot E_{\text{Beton}}} \right), [\text{m}]$$

, wobei

$$r_1 = \frac{D_{\text{DS}}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ m ...Innendurchmesser des Druckstollens;}$$

$$p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 7,467 = 74,67 \text{ kN/m}^2 = 0,747 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ ...Wichte des Wassers;}$$

$h_{\text{WS}} = 74,67 \text{ m ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwingung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt);}$

$$R^{\text{Zug}} = 1,2 \text{ MPa ...Zugfestigkeit des Betons B30;}$$

$$E_B = 31500 \text{ MPa ...Elastizitätsmodul des Betons B30;}$$

$\gamma_c = 1,0$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>sten</sup> Gruppe - GZT (für Betonauskleidung).

Maximale Dicke der ungerissenen Betonauskleidung:

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = 2,75 \cdot \left( \frac{0,747}{1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{0,7 \cdot 31500} \right) = 1,46 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,15 \cdot r_1 = 0,15 \cdot 2,75 = 0,41 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 1,46 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Die notwendige Dicke der Betonauskleidung übersteigt die maximale zulässige Dicke der Auskleidung dieser Art, d.h. konstruktionsbedingt ergibt sich die Notwendigkeit einer Stahlbetonauskleidung.

### 17.2. MINIMALE DICKE DER UNGERISSENEN STAHLBETON-AUSKLEIDUNG

Bei  $K_o \leq 2000 \text{ N/cm}^3$  wird Formel (III.2) verwendet:

$$d_{\text{Auskleidung}} = \frac{r_1}{1 + \frac{30 \cdot \mu}{R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}}} \cdot \left( \frac{p_i}{\gamma_{\text{St}} \cdot R_{\text{Stb}}^{\text{Zug}}} - \frac{K_o}{E_{\text{Stb}}} \right), \text{ [m]}$$

,wobei

$E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa}$  ...Elastizitätsmodul für Betonklasse B30, ermittelt durch Formel(IV.3.);

$\mu_{\text{max}} = 0,02$  ...max. Bewehrungsanteil für ungerissene Auskleidung 2%;

$\gamma_c = 1,1$  ...Beiwert der Arbeitsbedingungen für den Grenzzustand der I<sup>ster</sup> Gruppe - GZT (für Stahlbetonauskleidung).

$$\Rightarrow d_{\text{Auskleidung}} = \frac{2,75}{1 + \frac{30 \cdot 0,02}{1,2}} \cdot \left( \frac{0,747}{1,1 \cdot 1,2} - \frac{2000}{28293,4} \right) = 0,907 \text{ m}$$

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,907 \text{ m} > d_{\text{Auskleidung,MAX}} = 0,41 \text{ m}$$

⇒ Eine Rissbildung in der Stahlbetonauskleidung wird zugelassen.

### 17.3. DICKE DER AUSKLEIDUNG BEI ZULÄSSIGKEIT VON RISSEN

Angenommene Dicke der Stahlbetonauskleidung:  $d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m}$  .

### 17.4. ERMITTLUNG DER NOTWENDIGEN BEWEHRUNG

Notwendige Bewehrung  $F_a$  [cm<sup>2</sup>] für 1 cm Druckstollenlänge bei Erfüllung der Bedingung (III.4):

$$\frac{K_o \cdot r_1 \cdot \gamma_c \cdot R_{\text{St}}}{r_2 \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot \gamma_n \cdot E_{\text{St}}} = \frac{2000 \cdot 2,75 \cdot 1,1 \cdot 430}{3,1 \cdot 27 \cdot 0,001 \cdot 1,25 \cdot 210000} = 135,79 \text{ m}$$

,wobei

$r_1 = 2,75 \text{ m}$  ...Innenradius des Druckstollens;

$r_2 = r_1 + d_{\text{Auskleidung}} = 3,10 \text{ m}$  ...Außenradius des Druckstollens;

$R_{\text{St}} = 430 \text{ MPa}$  ...Zugfestigkeit des Stahls TIV;

$\gamma_n = 1,25$  ...Zuverlässigkeitsbeiwert eines Bauwerkes I<sup>ster</sup> Klasse.

$$h_{\text{Deckung}} = 67,68 \text{ m} < 135,79 \text{ m}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\gamma_n \cdot p_i \cdot r_1}{\gamma_c \cdot R_{\text{St}}} - \frac{K_o \cdot r_1}{E_{\text{St}}} = \frac{1,25 \cdot 0,747 \cdot 2,75}{1,1 \cdot 430} - \frac{24 \cdot 0,001 \cdot 67,68 \cdot 3,1}{100 \cdot 1,1 \cdot 430} = 0,0053 = 0,53\%$$

$$\mu = 0,53\% > \mu_{\text{min}} = 0,5 \%$$

⇒ Es wird einen Bewehrungsbeiwert in Höhe von  $\mu = 0,53 \%$  angenommen.

## 17.5. AUF DIE AUSKLEIDUNG WIRKENDEN LASTEN

### 17.5.1. VERTIKALER GEBIRGSDRUCK

$$q = \beta \cdot \gamma_{\text{Fels}} \cdot h_1, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$h_1 = 1,27 \text{ m}$  ...Höhe der zerstörten Zone;

$\gamma_{\text{Fels}} = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Gesteinswichte;

$$\beta \begin{cases} \text{bei } B \leq 5,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 0,7 \\ \text{bei } B \geq 7,5 \text{ m} & \Rightarrow \beta = 1,0 \end{cases}$$

$\Rightarrow$  bei  $B = 6,3 \text{ m} \Rightarrow \beta = 0,824$  ...durch lineare Interpolation ermittelter Koeffizient.

$$\Rightarrow q = 0,824 \cdot 24 \cdot 1,27 = 25,01 \text{ kN/m}'$$

### 17.5.2. HORIZONTALER GEBIRGSDRUCK

$$\Rightarrow e = 0 \text{ kN/m}' \text{ bei } f_{\text{pr}} \geq 4$$

### 17.5.3. EIGENGEWICHT

$$g = \gamma_B \cdot d_{\text{Auskleidung}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei  $\gamma_B = 24 \text{ kN/m}^3$  ...Betondichte [ $\text{kN/m}^3$ ];

$$d_{\text{Auskleidung}} = 0,35 \text{ m} \text{ ...Auskleidungsdicke [m].}$$

$$\Rightarrow g = 24 \cdot 0,35 = 8,4 \text{ kN/m}'$$

### 17.5.4. INNENWASSERDRUCK

$$p_i = \gamma_W \cdot h_{n,\text{tatsächl.}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{WS}} = 74,67 \text{ m}$  ...Wasserspiegel beim maximalen Schwallspielgel der Wasserschlossschwungung (der hydraulische Druck wird berücksichtigt).

$$\Rightarrow p_i = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{WS}} = 10 \cdot 74,67 = 74,67 \text{ kN/m}^2 = 0,747 \text{ MPa}$$

### 17.5.5. AUßENWASSERDRUCK

$$p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}}, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$\gamma_{\text{Wasser}} = 10 \text{ kN/m}^3$  ...Wasserwichte;

$h_{\text{UW}} = 0,5 \cdot h_{\text{Deckung}} = 0,5 \cdot 67,68 = 33,84 \text{ m}$  ...überwiegender Unterwasserpegelstand gegenüber der Tunnelachse (angenommener Wert des Unterwasserpegelstandes = 50% der Felsüberdeckung)

$$\Rightarrow p_e = \gamma_{\text{Wasser}} \cdot h_{\text{UW}} = 10 \cdot 33,84 = 338,4 \text{ kN/m}'$$

### 17.5.6. SEISMISCHE LASTEN

#### 17.5.6.1. VERTIKALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$q_s = k'_s \cdot q, \quad [\text{kN/m}']$$

, wobei

$$q = 25,01 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = C.R.k_c.k_n;$$

$C = 1,5$  ...Bedeutungsbeiwert für Baukonstruktion I<sup>ster</sup> Klasse;

$R = 0,6$  ...Verhaltensbeiwert;

$k_c = 0,15$  ...seismischer Beiwert des Gebietes (VIII<sup>te</sup> Stufe);

$k_n = 0,6$  ....Überlagerungshöhebeiwert

(aus Tab.7.2. "Tunnels" 2004 von L.Georgiev für  $h_{\text{Deckung}} = 122,05 \text{ m}$  interpolierter Wert).

$$\Rightarrow k'_s = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 0,15 \cdot 0,6 = 0,081$$

$$\Rightarrow q_s = 25,01 \cdot 0,081 = 2,03 \text{ kN/m'}$$

#### 17.5.6.2. HORIZONTALER SEISMISCHER GEBIRGSDRUCK

$$e_s = 0 \text{ kN/m'}$$

#### 17.5.6.3. SEISMISCHE LASTEN INFOLGE EIGENGEWICHT

$$g_s = k'_s \cdot g, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$g = 8,4 \text{ kN/m'}$$

$$k'_s = 0,081$$

$$\Rightarrow g_s = 8,41 \cdot 0,081 = 0,680 \text{ kN/m'}$$

#### 17.5.6.4. SEISMISCHER INNENWASSERDRUCK

$$p_{i,s} = 100 \cdot k_s, \text{ [kN/m']}$$

, wobei

$$k'_s = 0,081$$

$$\Rightarrow p_{i,s} = 100 \cdot 0,081 = 8,10 \text{ kN/m'}$$

#### 17.5.7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER RECHNERISCHEN WERTE DER LASTEN

Tab. IV-34 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №17

Lasten			Bauphase			Betriebsphase		
			Grundwert	koeff.	rechn.Wert	Grundwert	koeff.	rechn.Wert
			kN/m'	-	kN/m'	kN/m'	-	kN/m'
wirkende	vertikaler Gebirgsdruck	q	25.01	1.5	37.51	25.01	1.5	37.51
	horizontaler Gebirgsdruck	e	0.00	1.2	0.00	0.00	0.8	0.00
	Eigengewicht	g	8.40	1.2	10.08	8.40	0.9	7.56
	Innenwasserdruck	pi	746.7	-	-	746.70	1	746.7
	Außenwasserdruck	pe	338.4	1.1	372.24	338.40	0.9	304.56
seismische	vertikaler (seism.) Gebirgsdruck	qs	2.03	1	2.03	2.03	1	2.03
	horizontaler (seism.) Gebirgsdruck	es	0.00	1	0.00	0.00	1	0.00
	Eigengewicht (seism.)	gs	0.680	1	0.680	0.68	1	0.6804
	Innenwasserdruck (seism.)	pi,s	8.10	-	-	8.10	1	8.10

### 17.6. BIEGEMOMENTE UND NORMALKRÄFTE (M UND N)

Im Falle von instabilen Gesteinen, die nur vertikaler Gebirgsdruck auf die Auskleidung ausüben, kommen die Gleichungen und Beiwerte von Tab. IV-4. in Einsatz.

Die Koeffizienten m und n ergeben sich aus den Formeln (III.14):

$$\Rightarrow \begin{cases} m = 2 - \frac{3,1}{2,93} = 0,940 \\ n = \frac{1}{0,06416 + \frac{1,01 \cdot 10^{10}}{2,93^3 \cdot 3,1 \cdot 645,16 \cdot 100}} = 15,581 \end{cases}$$

, wobei

$$r_0 = \frac{r_1 + r_2}{2} = \frac{2,75 + 3,1}{2} = 2,93 \text{ m}$$

EJ ...Steifigkeit der Auskleidung mit Dicke  $d_{\text{Auskleidung}}$  [MPa.cm<sup>4</sup>];

$$E = E_{\text{Stb}} = 28293,4 \text{ MPa};$$

$$J = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^3}{12} = \frac{100 \cdot (0,35 \cdot 100)^3}{12} = 3,57 \cdot 10^5 \text{ cm}^4;$$

b = 100 cm ...Breite der untersuchten Strecke der Auskleidung;

$$\Rightarrow EJ = 1,01 \cdot 10^{10} \text{ MPa.cm}^4$$

$$\kappa = 100 \cdot \frac{K_0}{r_2} = 100 \cdot \frac{2000}{3,1 \cdot 100} = 645,16 \text{ N/cm}^3 \text{ ...Widerstandsbeiwert für kreisförmige Profile.}$$

### 17.7. SPANNUNGEN

Die Stahlbetonauskleidungen werden gegen Innenwasserdruck nach der Theorie des dickwandigen Rohres bemessen.

Die tangentialen Zugspannungen in der inneren und äußeren Fläche der Auskleidung ergeben sich aus Formeln (III.15):

$$\sigma_1 = \frac{746,7 \cdot [2,0 \cdot 32 \cdot 3,10^2 - (2,75^2 + 3,10^2)]}{3,10^2 - 2,75^2} = -4019,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{746,7 \cdot [0,32 \cdot (2,75^2 + 3,10^2) - 2 \cdot 2,75^2]}{3,10^2 - 2,75^2} = -3511,9 \text{ MPa}$$

, wobei

$\varepsilon = 0,32$  ...Koeffizient, abgelesen von Figur 8.13 auf S.157, "Tunnels" 2004 von L.Georgiev [-];

$$\text{bei} \begin{cases} a = \frac{r_2}{r_1} = \frac{3,1}{2,75} = 1,13 \\ c = \frac{E_{\text{Stb}} \cdot (1 + \nu_{\text{Fels}})}{E_{\text{Fels}} \cdot (1 + \nu_{\text{Stb}})} = \frac{28293,4 \cdot (1 + 0,23)}{2460 \cdot (1 + 0,1607)} = 12,19 \end{cases}$$

$$\nu_{\text{Stb}} = \nu_B \cdot \left[ 1 + \mu \cdot \left( \frac{\nu_{\text{St}}}{\nu_B} - 1 \right) \right] = 0,16 \cdot \left[ 1 + 0,005 \cdot \left( \frac{0,3}{0,16} - 1 \right) \right] = 0,1607$$

$$\nu_B = 0,16; \nu_{\text{St}} = 0,3; \mu_{\text{min}} = 0,005 \text{ (0,5\%)}$$

Da eine Bemessung der Druckstollenauskleidung gegen Innenwasserdruck nur in der Anfangsphase der Projektierung zulässig ist, soll eine tiefgründige Analyse und sorgfältige

Berechnung aller wirkenden Lasten durchgeführt werden. Zu diesem Ziel kommen die schon in dem vorderen Kapitel ermittelten Werte der Biegemomente und Normalkräfte in Einsatz.

$$\sigma_{1/2} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W}, \text{ [kPa]}$$

, wobei

$A = b \cdot d_{\text{Auskleidung}} = 1,0,35 = 0,35 \text{ m}^2$  ...Bewehrungsfläche für 1 m' Druckstollenslänge;

$W = \frac{b \cdot d_{\text{Auskleidung}}^2}{6} = \frac{1,0,35^2}{6} = 0,0204 \text{ m}^4$  ...Widerstandsmoment.

### 17.7.1. ZULÄSSIGE SPANNUNGEN

Für die zulässigen Spannungen sind in Analogie zu Pkt. 1.7.1 selbige Überlegungen anzustellen. Bei der Nutzung von Betonklasse B30 sind die Werten der zulässigen Spannungen zu den im Pkt. 1.7.1 ermittelten Werten identisch. Die Endergebnisse werden in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tab. IV-35 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase v Abschnitt №17**

Phase		Bauphase		Betriebsphase	
Belastungskombination		Grundkomb.	Außergew.K.	Grundkomb.	Außergew.K.
$\gamma_c$	-	1.1	1.1	1.1	1.1
$\gamma_n$	-	1.25	1.25	1.25	1.25
$\gamma_m$	-	0.95	0.95	1	0.9
$R_{c,Zug}$	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
$R_{c,Druck}$	MPa	17	17	17	17
<b>zulässige Spannungen:</b>					
<b>Zugspannungen</b>	kPa	<b>1111.6</b>	<b>1111.6</b>	<b>1056.0</b>	<b>1173.3</b>
<b>Druckspannungen</b>	kPa	<b>15747.4</b>	<b>15747.4</b>	<b>14960.0</b>	<b>16622.2</b>

### 17.7.2. FAZIT

Die ermittelten maximalen Werte der Zug- und Druckspannungen für die beiden Belastungskombinationen werden mit den zulässigen Werten verglichen. Maßgebend sind Belastungskombinationen ohne die Teilnahme vom Außenwasserdruck, d.h. wenn das Gebirge trocken ist. In diesem Fall treten die größten Zugspannungen ein, die bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen sind.

- **max. Zugspannungen Spannungen**

Die maximalen Zugspannungen erscheinen in Betriebsphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese überschreiten die zulässigen Zugspannungen nicht und sind bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zu berücksichtigen.

$\Rightarrow \sigma_1 = -4000,2 \text{ kPa} < 1173,3 \text{ kPa}$

- **max. Druckspannungen**

Die maximalen Druckspannungen erscheinen während der Bauphase bei außergewöhnlicher Kombination. Diese liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

$\Rightarrow \sigma_1 = 3262,3 < 15747,4 \text{ kPa}$

### 17.7.3. BEMESSUNG DER BEWEHRUNG

Für diesen Druckstollenabschnitt ist eine Doppelbewehrung vorgesehen. Diese wird für die maximalen Zugspannungen bemessen, die im Betriebsfall zu erwarten sind.

$$\left| \begin{array}{l} \sigma_1 = -4000,2 \text{ kPa} \\ \sigma_2 = -3468,1 \text{ kPa} \end{array} \right.$$

In Abhängigkeit vom Position des Normalkraft N stehen drei Bemessungsfälle zur Verfügung: zentrischer Druck, Zug mit kleiner Exzentrizität und Zug mit großer Exzentrizität.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -4000,1 = \frac{N}{0,35} - \frac{M}{0,0204} \\ -3468,1 = \frac{N}{0,35} + \frac{M}{0,0204} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N = -1306,86 \text{ kN} \\ M = 5,43 \text{ kNm} \end{cases}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Querschnittsachse:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{5,43}{|-1306,86|} = 0,004 \text{ m}$$

⇒ Die Normalkraft N wirkt zwischen der Zug- (Fa) und Druckbewehrung (Fa') und wird zwischen deren Flächen verteilt, d.h. in dem vorliegenden Fall geht es um Zug mit kleiner Exzentrizität.

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Zugbewehrung Fa:

$$e = 0,5 \cdot (h_o - a) - e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) - 0,004 = 0,121 \text{ m}$$

Exzentrizität der Normalkraft N gegenüber der Druckbewehrung Fa':

$$e' = 0,5 \cdot (h_o - a') + e_o = 0,5 \cdot (0,30 - 0,05) + 0,004 = 0,129 \text{ m}$$

, wobei

$$a = a' = 0,05 \text{ m ... Betonüberdeckung}$$

$$h_o = d_{\text{Auskleidung}} - a = 0,35 - 0,05 = 0,30 \text{ m}$$

⇒ **Fläche der Zugbewehrung:**

$$F_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e'}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a)} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1306,86| \cdot 0,129}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 17,84 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Fläche der Druckbewehrung:**

$$F'_a = \frac{\gamma_m \cdot \gamma_n \cdot N \cdot e}{\gamma_c \cdot R_{St}^{\text{Zug}} \cdot (h_o - a')} = \frac{1,1 \cdot 1,25 \cdot |-1306,86| \cdot 0,121}{1,1 \cdot 430 \cdot (0,30 - 0,05)} \cdot 10^4 = 16,69 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ **Berechnete erforderliche Bewehrung:**

$$\text{Zugbewehrung } \mathbf{10N16/10 \text{ cm}; } F_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\text{Druckbewehrung } \mathbf{10N16/10 \text{ cm}; } F'_a = 20,11 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

⇒ Gesamtfläche der Bewehrung und Bewehrungsbeiwert (korrigierter Wert):

$$F_{a,o} = F_a + F'_a = 20,11 + 20,11 = 40,21 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

$$\mu = \frac{F_a + F'_a}{F_{\text{бет}}} = \frac{40,21}{0,35 \cdot 100^2} = 0,011 = 1,15\%$$

⇒ **Angenommene konstruktive Bewehrung (ca. 10-15% der Grundbewehrung)**

$$\text{Konstruktive Bewehrung } \mathbf{2x5N8/20 \text{ cm}; } F_{a,\text{констр}} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}'$$

## 17.8. GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT (GZN)

### 17.8.1. RISSBREITE

$$a = 7,7 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_{St} - \sigma_{c,o}}{E_{St}} \cdot (4 - 100 \cdot \mu) \cdot \sqrt{d}, \quad [\text{mm}]$$

, wobei

$$\alpha = 1,0 \quad [-];$$

$$\beta = 1,2 \quad [-];$$

$$\eta = 1,0 \quad [-];$$

$\sigma_{St}$  ... Spannung der Zugbewehrung [MPa];

$\sigma_{c,o} = 20$  MPa ... Anfangszugspannung in der Bewehrung [MPa];

$\mu = 0,011$  ... Bewehrungsbeiwert [-];

$d = 1,6$  ... Durchmesser des Bewehrungstahls [cm].

$$\sigma_{St} = \frac{p_i \cdot r_1}{F_a + \frac{100 \cdot K_o \cdot r_1}{E_{St}}}, \quad [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = \frac{0,747 \cdot 2,75}{40,21 + \frac{100 \cdot 2000 \cdot 2,75}{210000}} = 69,00 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} > \sigma_{c,o}$$

$$\Rightarrow a = 7,7 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot \frac{69,00 - 20}{210000} \cdot (4 - 100 \cdot 0,011) \cdot \sqrt{16} = 0,023 \text{ mm}$$

### 17.8.2. BESTIMMUNG DER ZULÄSSIGEN RISSBREITE:

Von Tab.6.3 (S.127, L.Georgiev 2004) wird  $a_{zul} = 0,10$  mm abgelesen.

$$a = 0,023 \text{ mm} < a_{zul} = 0,10 \text{ mm}$$

⇒ Die zulässige Rissbreite wird nicht überschritten.

### 17.8.3. RISSANZAHL

$$n = \frac{16 \cdot \pi \cdot r_2 \cdot \mu}{d}, \quad [-]$$

, wobei  $d$  und  $r_2$  in Zentimeter [cm] berechnet werden.

$$\Rightarrow n = \frac{16 \cdot \pi \cdot 310 \cdot 0,013}{1,6} = 131$$

### 17.8.4. VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG

$$Q = \frac{1}{\frac{d_{\text{Auskleidung}}}{k \cdot n} + \frac{1}{k_{\text{Fels}} \cdot M_f}}, \quad [\text{l/s}]$$

, wobei

$k = a^3 = 0,023^3 = 1,21 \cdot 10^{-5}$  ... Durchlässigkeitsbeiwert [-];

$n = 131$  ... Rissanzahl [-];

$k_{\text{Fels}} = 1 \cdot 10^{-5}$  cm/s ... Durchlässigkeitsbeiwert des Felses [-];

$$M_f = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_2}\right)} = \frac{2\pi}{\ln\left(\frac{31}{3,1}\right)} = 2,73 \text{ ... Filtrationsmodul [-];}$$

$R \approx 10 \cdot r_2 = 10 \cdot 3,1 = 31$  m ... Radius der wassergesättigten Zone.

$$\Rightarrow Q = \frac{1}{\frac{0,35}{1,21 \cdot 10^{-5} \cdot 131} + \frac{1}{1 \cdot 10^{-5} \cdot 2,73}} = 2,86 \cdot 10^{-5} \text{ l/s}$$

#### 17.8.5. ERMITTLUNG DER ZULÄSSIGEN VERSICKERUNG DURCH DIE AUSKLEIDUNG:

In der Regel wird die zulässige Filtration aufgrund technisch-ökonomischer Berechnungen ermittelt. Es kann aber angenommen werden, dass für eine 1000m<sup>2</sup> Druckstollenfläche und einer Innenwasserdruck  $H_i < 100$  die  $Q_{\text{zul}} = 1$  l/s ist.

$$Q \leq Q_{\text{zul}} \cdot 2\pi \cdot r_2 \cdot 10^{-7}, \quad [\text{l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}']$$

$$\Rightarrow Q \leq 1 \cdot 2\pi \cdot 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,95 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}/10\text{m Innenwasserdruck/cm}'$$

$$Q = 2,86 \cdot 10^{-5} \leq 1,95 \cdot 10^{-4}$$

⇒ Die durch die Auskleidung versickerten Wasserverluste liegen innerhalb der zulässigen Grenzen.

## V. BAUVERFAHRENSTECHNIK DES DRUCKSTOLLENS

### 1. BAUVERFAHREN IM ZYKLISCHEN (KONVENTIONELLEN) VORTRIEB

Bei dem konventionellen Vortrieb wird das Lösen, Laden und Einbau von Stützmittel zeitlich nacheinander mit der Hilfe von Einzelgeräten im Gesamtprofil durchgeführt. Zur Verkürzung der Bauzeiten, sowie zur Verringerung der Kosten für Bewetterung des Druckstollens werden zusätzlichen Angriffsstellen vorgesehen. Die zusätzlichen Fenster befinden sich am  $1^{+800}$  m und  $6^{+200}$  m.

#### 1.1. BOHR- UND SPRENGARBEITEN

Diese Methode ist nur im Fels mit wesentlich hoher Festigkeit anwendbar. Zur Errichtung von Bohrlöchern wird einen 2-armigen Bohrwagen verwendet. Es wird der **Boomer 282** von **Atlas Copco** ausgewählt. Dieser ist mit zwei allseitig schwenkbaren Bohrramen Typ COP 1638 oder COP 1838 ausgerüstet. Die Reichweite des Bohrwagens beträgt  $45 \text{ m}^2$  und ist für das Sprengen des Gesamtquerschnitts des Tunnels ausreichend. Die technischen Daten sind in Abb. V-2, Abb. V-3 und Abb. V-4 dargestellt. Der Bohrwagen ist mit einem Direktsteuerungssystem (DCS) und einem unweeltschonenden Dieselmotor ausgestattet.

Der Hersteller bietet auch zwei verschiedene auf Schienen laufenden Bohrwagenmodelle – Raildrill 281 und Raildrill 282, die für Sprengarbeiten im Stollen mit größer Länge geeignet sind und einem Querschnitt bis  $36 \text{ m}^2$  abdecken können, an. Aufgrund geringer Nachfrage werden aber die Raildrill 281 und Raildrill 282 nur bei einer Bestellung lieferbar.<sup>9</sup>

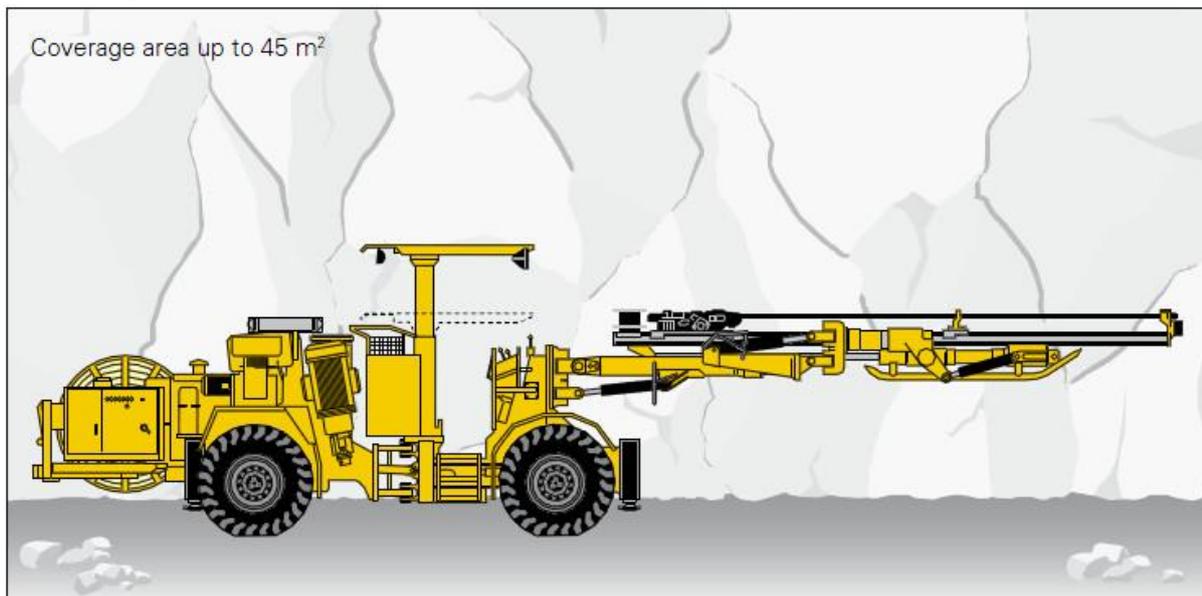


Abb. V-1 - Vortriebsbohrwagen Boomer 282 Atlas Copco (Quelle [15])

<sup>9</sup> World Tunneling Magazine, December 2008, Issue 14

## Specifications

### ROCK DRILL

	COP 1638	COP 1838
Shank adapter	R32/R38/T38	R32/R38/T38
Height over drill centre	88 mm	88 mm
Length without shank	1 008 mm	1 008 mm
Impact power	16 kW	18 kW
Impact rate	60 Hz	60 Hz
Hydraulic pressure	200 bar	230 bar
Rotation system	Separate rotation	Separate rotation
Rotation speed	0–340 rpm	0–340 rpm
Rotation torque, max	640 Nm	640 Nm
Lub. air consump. at 2 bar	6 l/s	6 l/s
Water consumption	1.1 l/s	1.1 l/s
Weight	170 kg	170 kg
Sound level	<106 dB(A)	<106 dB(A)

### FEED

BMH 2800	BMH 2831	BMH 2837	BMH 2843	BMH 2849
Total length	4 677 mm	5 287 mm	5 897 mm	6 507 mm
Drill steel length	3 090 mm	3 700 mm	4 310 mm	4 920 mm
Hole depth	2 795 mm	3 405 mm	4 015 mm	4 625 mm
Weight, incl. drill	475 kg	495 kg	525 kg	540 kg
Feed force	15.0 kN	15.0 kN	15.0 kN	15.0 kN

### » Boom

- Boom ..... BUT 28
- Feed extension ..... 1 250 mm
- Boom extension ..... 1 250 mm
- Parallel holding ..... complete
- Feed roll-over ..... 360°
- Max. lifting angle ..... +65°/-30°
- Max. swinging angle ..... +45°/-25°
- Weight, boom only ..... 1 750 kg

### » Air system

- Electronically driven screw compressor ..... Atlas Copco LE7
- Capacity, max at 7 bar ..... 12.5 l/s
- Air pressure gauge

### » Water system

- Electronically driven water booster pump ..... Flygt PXR812H
- Water booster pump max capacity at 13.5 bar ..... 100 l/min
- Min water inlet pressure ..... 2 bar
- Water flow guard

### » Control system

- Direct hydraulic Control System, DCS
- Basic functions such as anti-jamming included

### » Electrical system

- Total installed power ..... 125 kW
- Main motors ..... 2 x 55 kW
- Voltage ..... 380–1 000 V
- Frequency ..... 50–60 Hz
- Starting method ..... star/delta (1 000 V direct start)
- Thermal overload protection for electric motors
- Percussion hour meter
- Digital voltmeter/amperage meter in electric cabinet
- Phase sequence indicator
- Earth fault indicator
- Battery charger
- Transformer ..... 4 kVA
- Cable reel, diameter ..... 660/1 395 mm

### » Hydraulic system

- Hydraulic pumps ..... 2 separate units, one for each boom
- Pumps unloaded at start
- System pressure, max. .... 150–230 bar
- Hydraulic oil tank, volume max/min ..... 195 l
- Oil temperature gauge on oil tank
- Electrical oil filling pump
- Oil filter indicator
- Water cooled oil
- Filtration ..... 16 µm
- Mineral hydraulic oil
- Two operator control panels

### » Carrier

- Deutz 4-cylinder, D914 L04 2V, EPA III/COM III (Tier 3/ Stage IIIA) approved 4-stroke prechamber diesel engine
- Power rating at 2 300 rpm ..... 58 kW (78 hp)
- Torque at 1 500 rpm ..... 270 Nm
- Articulated steering ..... ±41° steering angle
- Fixed seat for tramping
- Four-wheel drive
- Hydrostatic power steering system
- Hydrostatic transmission ..... Clark 12000
- Front axle ..... Dana 176
- Rear axle ..... Dana 176, ±8° oscillation
- Automatic differential lock on rear axle
- Tyres ..... 12.00 x R20
- Clearance outside axles ..... 15°
- Hydraulic jacks, front ..... 2 extendable
- Hydraulic jacks, rear ..... 2
- Service brakes ..... 2 separate circuits
- Emergency and parking brakes ..... SAHR
- Fuel tank, volume ..... 60 l
- Exhaust catalyser
- Silencer
- Electric system ..... 24 V
- Batteries ..... 2 x 70 Ah
- Tramping lights ..... 8 x 70 W
- Working lights ..... 3 x 500 W
- Brake lights
- Fire extinguisher
- Central lubrication system
- Spirit level
- Gradeability at max. load on drive wheels ..... 1:4
- Horn, beacon and reverse alarm
- Rock drill lubrication warning kit

Abb. V-2 - technische Daten für Boomer 282 (Quelle [15])

Boomer 282 with COP 1638 or COP 1838

**DRIFTER RODS**

Dimension	Min. hole diameter
mm R32-H35-R38	45
R32-H35-T38	45
R32-H35-T38 Speedrod	45
SR35-H35-R38 Speedrod	45
SR35-H35-T38 Speedrod	45
SR35-H35-T38	45
SR35-R39-T38	45
R32-R39-T38	45
SR35-R39-T38	45
SR35-R39-T38 Speedrod	45

**SHANK ADAPTERS**

Thread	Diameter	Length
mm R38	38	435
T38	38	435
R32	38	525
T38*	38	525

*\*Intended for RAS and extension drilling with BSH 110*

**COUPLINGS**

Thread	Diameter	Length
mm R38	55	170
T38	55	190

**EXTENSION RODS FOR INJECTION DRILLING/RAS**

Dimension	Min. hole diameter
mm Rnd 32 Speedrod	51
Rnd 38 Speedrod	64

**Optional equipment**

» **Rock drill/Drilling system**

- Big hole drilling kit
- Water mist flushing, external water and air supply
  - Hydraulic oil cooled by water
  - Hydraulic oil cooled by air fan
- Hole blowing kit with 2 x 50 l air receiver
- External air supply for hole blowing kit
- Dry drilling system

» **Feed**

- Telescopic feed BMHT 2000-series (max 14 ft)
- Extension drilling set BSH 110 (BMH feeds only)
- Mining (heavy-duty) centralisers

» **Boom**

- Feed Angle Measurement system (FAM 1)
- Feed Angle Measurement system with hole depth measurement (FAM 2)
- Automatic boom lubrication kit, rear part of boom

» **Protective roof**

- Manual spotlight, left and/or right
- Outlet for communication radio, 12V
- Illuminated stairs

» **Cabin**

- FOPS-approved cabin, noise level <85 dB(A), including:
  - Air conditioning unit
  - Fixed seat
- Manual spotlight, left and/or right

- Illuminated stairs for platform
- CD-player
- Outlet for communication radio, 12 V

» **Water system**

- Water hose reel

» **Hydraulic system**

- Hydraulic oil thermostat
- Heater kit for hydraulic oil tank

» **Carrier**

- Fire suppression system ANSUL (manual or Checkfire)

» **Electrical system**

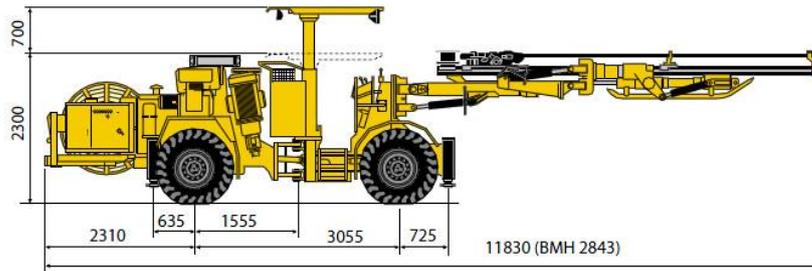
- Electric cable type H07RN-F or Buflex
- Plug for cable
- Switch gear
- Electric outlet for accessories, 16 A (CE and not for 1,000 V)

» **Miscellaneous**

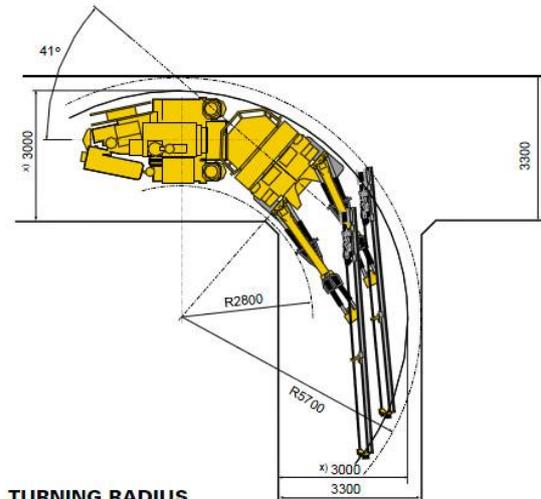
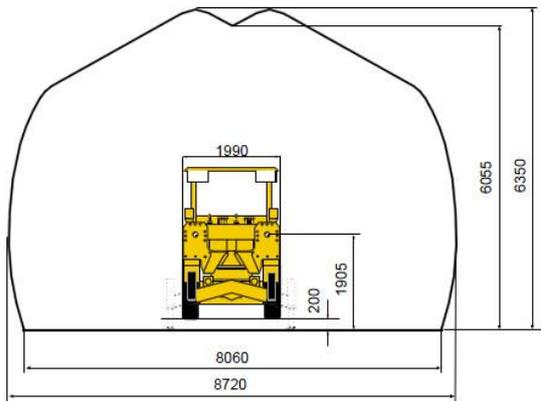
- Hydraulic Swellex pump type H1 for manual installation
- Manual lubrication kit
- Rig washing kit
- Boot washing kit
- Ni-Cr plated piston rods (limitations exist)

Abb. V-3 - technische Daten für Boomer 282 (Quelle [15])

## Measurements



### SIDE VIEW



### COVERAGE AREA

### TURNING RADIUS

### DIMENSIONS

mm	Width	1 990
	Height with cabin	3 050
	Height roof up/down	3 000/2 300
	Length with BMH 2343 feeds	11 830
	Ground clearance	290

### RECOMMENDED CABLE SIZE AND LENGTH

Voltage	Type	Dimension, mm <sup>2</sup>	Diameter, mm	Length, m
380–400 V	H07RN-F	4X95	55	65
	Buflex	3x120+3G25	46	115
440–500 V	H07RN-F	4X70	49	90
	Buflex	3x95+3G16	45	120
550 V	H07RN-F	4X70	49	90
	Buflex	3x95+3G16	45	120
660–690 V	H07RN-F	4X50	44	120
	Buflex	3x50+3G10	33	200
1 000 V	H07RN-F	N/A	N/A	N/A
	Buflex	3x50+3G10	33	200

Recommendations are given for surrounding temperature of 40 °C and up to a height of 2 000 m.

### TRAMMING SPEED

km/h	On flat ground (rolling resistance 0.05)	>13
	On incline 1:8	>4.5

### WEIGHT

gross weight, depending on configuration		
kg	Total	18 300
	Boom side	12 800
	Engine side	5 500

Atlas Copco

Abb. V-4 – Abmessungen von Boomer 282 (Quelle [15])

Nach dem Bohren werden die Bohrlöcher gesäubert, mit speziellen Sprengstoffen geladen und entzündet. Ein aufeinanderfolgendes Sprengen kann mittels das NONEL-System. Als erstes werden die in der Mitte der Ortsbrust liegenden Bohrlöcher gezündet, danach – die Hilfslöcher. Zur Realisierung eines glatten Sprengens und Gestaltung des gewünschten Tunnelquerschnittes kommen die Konturlöcher im Einsatz, die als letztes gezündet werden.

### 1.2. SCHUTTERUNG

Die Ladezeit und die Zeit für die Abtransportierung des Ausbruchsmaterials bestimmt im Wesentlichen die Vortriebsgeschwindigkeit bei dem zyklischen Vortrieb. Auf diesem Grund ist die Übereinstimmung von Lade- und Transportarbeiten mit den Sprengarbeiten, sowie die Auswahl von Baumaschinen von großer Bedeutung. Im konkreten Fall ist der Gleisbetrieb wegen der großen Länge des Druckstollens wirtschaftlicher.

#### 1.2.1. LADEGERÄT

Zum Laden des Ausbruchsmaterials wird ein **Hägglöader 8HR2 ausgewählt**. Das Ladegerät wird mit einem Transportband ausgerüstet. Die Gleis-Spurweite ist mit dem Tunellquerschnitt übereinstimmt und beträgt 900 mm.



Abb. V-5 - GIA Hägglöader 8HR2 (Quelle [16])

Die gleisgebundene Ladegeräte Hägglöader 8HR kommen in zwei verschiedenen Größen. In konkreten Fall wird die kleinere Version 8HR2, die für Ladearbeiten in Druckstollen mit einer Breite bis zur 4.00m geeignet sind, ausgewählt.

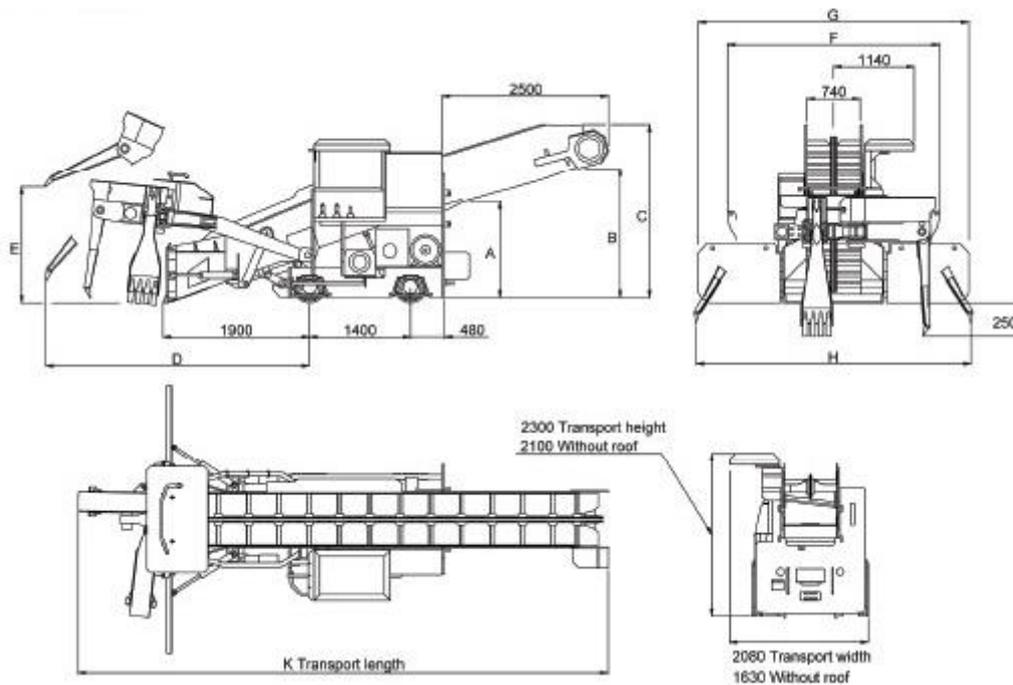


Abb. V-6 - Abmessungen von GIA Hägglöader 8HR2 (Quelle [16])

*Standard electric system*

Electrical motor	45 kW
Voltage	380 V 440 V
Lamps	6 x 70W

*Transmission*

Maximum travel speed

Electric	20 m/min
Towing speed (pony track)	maximum 15 km/h

*Volume data-service*

Hydraulic tank incl. cooler	130 dm <sup>3</sup>
-----------------------------	---------------------

*Functional data*

Ground clearance	40 mm
Digging depth below ground level	250 mm
Max work gradient	1:25 (4%)
Loading capacity	approx. 3 m <sup>3</sup> /min
Digging width (H)	2 850, 3 400, 4 000 mm
Dozer blades (G)	2 550, 3 200, 3 800 mm
Track gauge	600, 750, 800, 914 mm
Min curv radius (towing)	12 m

*Dimensions*

A	Minimum 1 100 mm Maximum 1 500 mm		
B	Minimum 1 500 mm Maximum 2 300 mm		
C (Hight conveyor)	Minimum 2 200 mm Maximum 2 900 mm		
Digging width	2 850	3 400	4 000
D (mm)	3 350	3 650	4 000
E (mm)	1 900	2 050	2 100
F (mm)	2 350	2 750	3 100
G (Dozer blades) (mm)	2 550	3 200	3 800
H (Digging width) (mm)	2 850	3 400	4 000
K (Transport length) (mm)	7 400	7 550	7 650
Weight (kg)	11 500	11 500	11 500

*Dimensions during transport*

Total length (K)	7 400, 7 550, 7 650 mm
Width	2 080 mm (without roof) 1 630 mm
Total hight	2 300 mm (without roof) 2 100 mm
Ground clearance	40 mm

Abb. V-7 – technische Daten für GIA Hägglöader 8HR2 (Quelle [16])

### 1.2.2. TRANSPORTGERÄTE

Der gleisgebundener Betrieb (Gleisbetrieb) besteht aus zwei Bestandteilen:

- **Gleisanlage** – aufgrund höherer Stabilität wird die maximale im Stollenbau zugelassene Gleis-Spurweite von 900mm ausgewählt. Eine Grandaufgabe des Schienenweges ist die Aufnahme des Bunkerzugsgewichtes, sowie die Sicherstellung guter Bewegungsbedingungen. Die Gleise sollen direkt nach dem Beenden der Sprengarbeiten verlegt werden, damit der Ortsbrust folgen können und seinem Zugang sichern.

Im Unterschied zu den anderen Gleisgebundenen Betrieben entfällt mit dem ausgewählten System mit einem Bunkerzug die Notwendigkeit von Nischen für Rangierbanhofs oder Kaliforniaweiche. Der Gleisbau erfolgt eingleisig. Im Punkt 1.2.3 werden drei unterschiedlichen Varianten zur Durchführung der Schutterung.

- **Lokomotiven und Förderwagen** – der Bunkerzug (Shuttletrain) besteht aus Wagen (Shuttlecars), die von einer Lokomotive gezogen werden. Es wurde ein System vom Betrieb GIA Industry ausgewählt. Dieses besteht aus:

- **Einem in einzelnen Wagen unterteilter Bunkerzug (Shuttletrain)** – es wird den Shuttlecar HRST 140-CE mit einem Förderkapazität von 14 m<sup>3</sup> ausgewählt;
- Einer Diesellokomotive **Diesel Locomotive DHD30**.

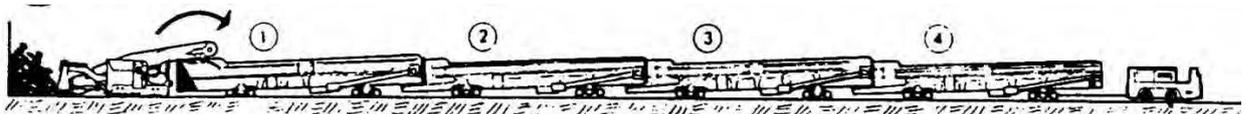


Abb. V-8 – Schutterungsschema (Quelle [7])

Die Wahl vom Shuttletrain als Transportgerät bietet viele Vorteile, wie z.B die geringe Energie- und Bewehrungskosten. Ausserdem kann der Anzahl und die Kapazität der einzelnen Shuttlecars je nach Bedarf variieren. Somit kann das Aushubsmaterial eines Abschlags aufeinmal abtransportiert werden und mit der Vorbereitung der Bohrlöcher für den nächsten Abschlag begonnen werden. Die technologische Pause zwischen den aufeinanderfolgenden Abschlägen, die die Bauzeit unnötig verlängert, fällt aus.

Bei der Auswahl dieses Transportsystem ist auch der Stollenquerschnitt berücksichtigt. Der geringere Platzbedarf bei dem Gleisbetrieb erlaubt eine Beengung des Querschnitts. Dieser auf den ersten Blick unbedeutende Vorteil kann bei der Realisierung eines fast 10 Kilometer langen Tunnels nicht unterschätzt werden. Der kleinere Tunnelquerschnitt führt zur Reduzierung des Ausbruchmaterials, der Transport- und Entsorgungskosten, sowie zur Reduzierung der Füllbetonmenge. Andere Vorteile des Gleisbetriebes sind die geringeren Emissionen von Abgas und Staub.



Abb. V-9 - GIA Shuttlecar HRST 140 (Quelle [16])

Der Bunkerzug besteht aus ein paar zusammenhängenden Wagen Typ **Shuttlecar HRST 140-CE**. Jeder Shuttlecar verfügt über einen Förderband. Da die Shuttlecars nur mit Seitenwänden gestaltet werden, wird das Ladegut von dem hinteren bis zum vorderen Ende des Zuges mittels des Förderbandes jedes Wagens transportiert. Auf diesem Prinzip erfolgt die Auffüllung des gesamten Bunkerzuges. Eine zusätzliche Verdichtung des Materials mit etwa 10-15% kommt auch als Vorteil.

Nach der Beladung kann das Ausbruchsmaterial bis zum Tunnelportal abtransportiert werden. Dieses System erlaubt die aufeinanderfolgende Verbindung von bis zur acht Shuttlecars.

Als Ergebnis steigt die Vortriebsleistung der Schutterung ca 2-3 Mal.

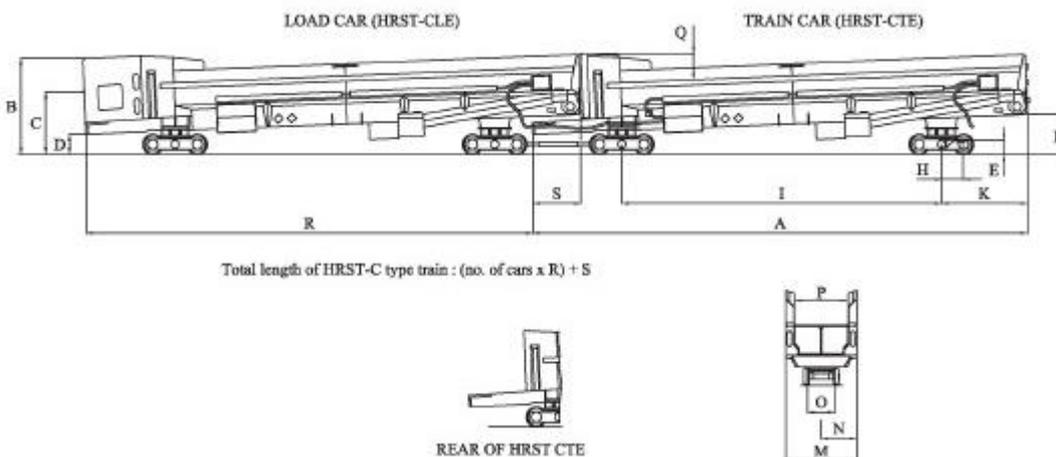


Abb. V-10 – Abmessungen von Shuttlecar HRST 140 (Quelle [16])

*Functional data*

Capacity: Volume	90	9,0 m <sup>3</sup>
	115	11,5 m <sup>3</sup>
	140	14,0 m <sup>3</sup>
Capacity: Weight	90	22 000 kg
	115	22 000 kg
	140	24 000 kg
Weight	90	11 300 kg
	115	11 700 kg
	140	12 000 kg
Maximum speed		15 km/h
Unloading time, approx.		2 min
Minimum Curv radius		30 m
Electrical motor	90	2x11 kW
	115	2x11 kW
	140	2x15 kW

*Standard electric system*

Electrical motor	90	2x11 kW
	115	2x11 kW
	140	2x15 kW

*Dimensions*

Maximum length (A)		11 200 mm
Maximum height (B)	90	1 850 mm
	115	2 050 mm
	140	2 250 mm
Hight of loading lip (C)	90	1 200 mm
	115	1 400 mm
	140	1 400 mm
Distance body-rail (D)		425 mm
Height to tow hook (E)		285 mm
Distance to tow hook (H)		500 mm
Distance between bogies (I)		7 200 mm
Distance bogie-front end (K)		1950 mm
Distance body-rail (L)		840 mm
Maximum width (M)		1 600 mm
Maximum distance from centre (N)		800 mm
Track gauge (O)		800, 750, 900 mm
Inside width (P)		1 216 mm
Hight of waste plates (Q)		340 mm
Length of car reduced by overlap (R)		10 200 mm
Length of overlap (S)		1 000 mm
Wheel diameter		400 mm

Abb. V-11 – technische Daten für GIA Suttlecar HRST 140 (Quelle [16])

Zum Abtransportierung des Ausbruchsmaterials kommt eine Diesellokomotive **Diesel Locomotive DHD30** mit einem Lokomotivgewicht von 30t, einer maximalen Motorleistung von 190kW und einer maximalen Geschwindigkeit von 30 km/h in Einsatz.



Abb. V-12 - GIA Diesel Lokomotive DHD30 (Quelle [16])

Die Diesellokomotive unterscheiden sich von den anderen mit einer großen Zugkraft, billigerem Treibstoff und geringerer Abmessung. Mit dem Einsatz von einem Aufsaugfilter wie z.B der DPF (Diesel Particulate Filter) von *Dinex*® entfällt auch das Problem mit den schädlichen Treibstoffemissionen.

Technical data

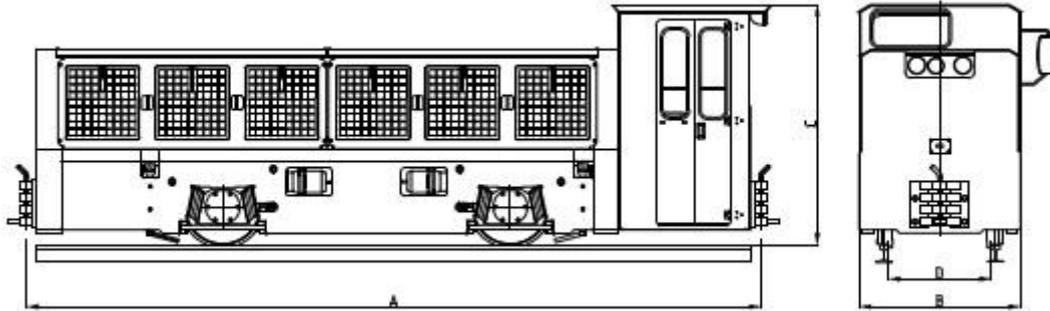


Abb. V-13 - схеми на GIA Diesel Lovomotive DHD30 (Quelle [16])

*Engine*

Deutz water cooler engine including silencer and catalytic purifier.

*Standard electric system*

Voltage	24 V
Battery capacity	2 x 180 Ah
Generator capacity	55 A
Loud-tone horn	1x24 V 335 Hz

Lamps, 4 white and 2 red (changing when driving in rear direction)

*Transmission*

Clark, full power shift transmission with torque converter and gear box with 2 or 3 stages forward and reverse, gear through hydraulic wet disc clutches.

Converter with lock-up function gives good high speed performance and good motor brake.

*Speed forward/reverse*

Engine and transmission	173 kW 32 000	190 kW 36 000
Gear 1	0-10 km/h	0-13 km/h
Gear 2	0-19 km/h	0-31 km/h
Gear 3	0-33 km/h	

*Volume Data-service*

Engine oil volume	21 dm <sup>3</sup>
Fuel tank	230 dm <sup>3</sup>
Axle gear/each	14 dm <sup>3</sup>

*Functional data*

Brake area	500 cm <sup>2</sup> /wheel
B.P, brake $\mu=0.16$	approx. 48 kN (4800 kp)
B.P, parking/emergency brake $\mu=0.13$	approx. 39 kN (3900 kp)

*Dimensions and weights*

Total length (A) excluding couplers	6 570 mm
Width (B)	1 400 mm
Total height from rail (C)	1 706, 2 100 mm
Gauge (D)	750 - 900 mm
Weight	30 000 kg
Wheel diameter	660 mm

Abb. V-14 – technische Daten von GIA Diesel Lokomotive DHD30 (Quelle [16])

**1.2.3. UNTERSUCHUNG, VERGLEICHUNG UND OPTIMIERUNG DER SCHUTTERUNG**

Es werden drei Durchführungsschemas der Schutterung untersucht.

- 1-ste Variante – Baufortschritt von 1,50m erzielt; gesamter Ausbruchsmaterial von einem Abschlag auf einmal mittels eines Bunkerzuges abtransportiert; Bunkerzug besteht aus maximaler Wagenanzahl (6 Shuttlecars);

- 2-te Variante – Baufortschritt von 2,00m erzielt; das Ausbruchsmaterial von einem Abschlag übersteigt der Bunkerzugkapazität (6 Shuttlecars mit einem Fassungsvermögen von 14 m³ pro Shuttlecar reichen nicht); somit wird das Ausbruchsmaterial mittels eines Bunkerzuges in 2 Etappen abtransportiert; Bunkerzug besteht aus 4 Shuttlecars;

- 3 -te Variante – Baufortschritt von 2,00m erzielt; das Ausbruchsmaterial von einem Abschlag übersteigt der Bunkerzugkapazität (6 Shuttlecars mit einem Fassungsvermögen von 14 m³ pro Shuttlecar reichen nicht); diesmal wird aber das Ausbruchsmaterial mittels zwei Bunkerzuge abtransportiert; jeder Bunkerzug besteht aus 4 Shuttlecars; auf jeden Kilometer wird einen verbreiteten Abschnitt mit zweigleisigem Gleisbau (Verbreitung des Tunnelquerschnittes von  $B_{Tun} = 3,4 \text{ m}$  auf  $B_{Tun} = 4,0 \text{ m}$ ) zum Vorbeifahren der Züge vorgesehen; in diesem Fall wird einen gefahrlosen Abstand zwischen den aneinandervorbeifahrenden Züge in Höhe von 30cm gewährleistet; die Länge dieses Abschnittes entspricht der Bunkerzuglänge.

Die Hauptvor- und Nachteile der beschriebenen Varianten sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

**Tabelle V-1 – vergleichende Charakteristik der Varianten 1,2 und 3**

	1-ste Variante	2-te Variante	3-te Variante
Vorteile +	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vereinfachte Bauverfahrenstechnik;</li> <li>• Unverzögliche Entsorgung des Ausbruchsmaterials und Vorbereitung der Sprengarbeiten für den nächsten Abschlag.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rascher Baufortschritt im Vergleich zu der ersten Variante;</li> <li>• Höhere Leistung der Sprengarbeiten.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rascher Baufortschritt im Vergleich zu der ersten Variante;</li> <li>• Unverzögliche Entsorgung des Ausbruchsmaterials und Vorbereitung der Sprengarbeiten für den nächsten Abschlag.</li> <li>• Keine technologische Pause, keine Wartezeiten im Unterschied zu der zweiten Variante.</li> </ul>
Nachteile -	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Langsamer Baufortschritt des Abschlag;</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Verlängerte Wartezeiten zwischen den Abschlüge;</li> <li>• Unterbrechung des Arbeitsvorganges</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aufwendige Nischen;</li> <li>• Zusätzliche Kosten für die Betonierung der Nischen;</li> <li>• Aufwendige Ragierarbeiten;</li> <li>• Komplizierte Bauverfahrenstechnik.</li> </ul>

Die Bestimmung und Sicherstellung der wirtschaftlichsten und kosteneffizientesten Lösung ist eine schwere Aufgabe, weil diese Entscheidung von zahlreichen Faktoren abhängig ist. Damit eine annähernde Gegenüberstellung zwischen den Varianten durchgeführt werden kann, wird ein kurzer Vergleich bezüglich des Faktors „Zeit“ für die Errichtung des Bauprojekts.

Die folgenden Formeln kommen in Einsatz:

$$V_{\text{tot}} = A_{\text{Tun}} \cdot L_a \cdot 1,1 \quad [\text{m}^3] \quad (\text{IV.1})$$

$V_{\text{tot}}$  ...Kubatur Ausbruchsmaterial pro Abschlag [ $\text{m}^3$ ];

$A_{\text{Tun}}$  ...Tunnelquerschnitt [ $\text{m}^2$ ];

$L_a$  ...Abschlagslänge [m];

1,1 ...Mehrausbruch von ca. 10% [-].

$$t_{\text{Beladung}} = \frac{V_{\text{tot}}}{Q}, \quad [\text{min}] \quad (\text{IV.2})$$

$t_{\text{Beladung}}$  ...Ladezeit des Bunkerzuges [min];

$V_{\text{tot}}$  ...Kubatur Ausbruchsmaterial pro Abschlag [ $\text{m}^3$ ];

$Q$  ...Leistung des Ladegerätes Häggloader 8HTR2 [ $\text{m}^3/\text{min}$ ].

$$n = \frac{V_{\text{tot}}}{V_{\text{Wagen}} \cdot 0,9}, \quad [-] \quad (\text{IV.3})$$

$n$  ...Anzahl der Wagens Shuttlecar HRST 140 [-];

$V_{\text{tot}}$  ...Kubatur Ausbruchsmaterial pro Abschlag [ $\text{m}^3$ ];

$V_{\text{car}}$  ...Fassungsvermögen pro Shuttlecar HRST 140 [ $\text{m}^3$ ];

0,9 ...Füllfaktor des Wagens.

$$T_{\text{tot}} = t_{\text{Verbindung}} + t_{\text{Ladung}} + t_{\text{Abfahrt}} + t_{\text{Entladung}} + t_{\text{Rückfahrt}}, \quad [\text{min}] \quad (\text{IV.4})$$

$T_{\text{tot}}$  ...Ladezeit pro Schutterungszyklus[ $\text{min}$ ];

$t_{\text{Verbindung}}$  ...Vorbereitungs- und Verbindungszeit des Bunkerzuges [min];

$t_{\text{Ladung}}$  ...Ladezeit des Ausbruchsmaterials [min];

$t_{\text{Abfahrt}}$  ...Fahrzeit von Beladestelle zum Tunnelportal [min];

$$t_{\text{Abfahrt}} = \frac{L_{\text{Tunnelabschnitt}}}{V_{\text{voll}}} \cdot 60 = \frac{4,4 \text{ km}}{10 \text{ km/h}} \cdot 60 = 26,4 \text{ min}$$

$t_{\text{Entladung}}$  ...Entleerungszeit des Bunkerzuges [min];

$t_{\text{Rückfahrt}}$  ...Fahrzeit von Tunnerlportal zur Ortsbrust [min]

$$t_{\text{Rückfahrt}} = \frac{L_{\text{Tunnelabschnitt}}}{V_{\text{leer}}} \cdot 60 = \frac{4,4 \text{ km}}{15 \text{ km/h}} \cdot 60 = 17,6 \text{ min}$$

$L_{\text{Tunnelabschnitt}} = 4,4 \text{ km}$  ...Länge der Tunnelabschnittstrecke\*;

\*als maßgebend wurde die maximale Transportstrecke angenommen

$V_{\text{voll}} = 10 \text{ km/h}$  ...Geschwindigkeit volles Bunkerzuges;

$V_{\text{leer}} = 15 \text{ km/h}$  ...Geschwindigkeit leeres Bunkerzuges.

Die Ladezeit eines vollen Schutterungszykluses bei jeder Variante wird in der folgenden Tabelle dargestellt<sup>10</sup>:

<sup>10</sup> Die durchgeführten Berechnungen dienen zum Veranschaulichen der obenbeschriebenen Überlegungen und erheben keinen Anspruch auf völlige Genauigkeit

Tabelle V-2 – Schutterungszeiten für 1,2 und 3. Variante

		1-ste Variante	2-te Variante	3-te Variante
$L_a$	[m]	1,5	2,0	2,0
$V_{tot}$	[m <sup>3</sup> ]	76,48	101,97	101,97
n	[-]	6	8	8
			1.ster Etappe	1.ster Bunkerzug
t Verbindung	[min]	4	4	4
t Ladung	[min]	25,49	16,99	16,99
t Abfahrt (voll)	[min]	26,4	26,4	26,4
t Entladung	[min]	12	8	8
t Rückfahrt (leer)	[min]	17,6	17,6	17,6
t techn. Wartezeit	[min]	-	-	8
			2.ter Etappe	2.ter Bunkerzug
t Verbindung	[min]		4	4
t Ladung	[min]		16,99	16,99
t Abfahrt (voll)	[min]		26,4	26,4
t Entladung	[min]		8	8
t Rückfahrt (leer)	[min]		17,6	17,6
t techn. Wartezeit	[min]		-	8
<b>T tot</b>	[min]	<b>85,49</b>	<b>145,99</b>	<b>80,99</b>

$T_{tot(3 \text{ aufeinanderfolgende Ortsbruste})}$	[min]	8 Monate, 8 Tage	10 Monate, 9 Tage	6 Monate, 1 Tage
$T_{tot(3 \text{ Ortsbruste, gleichzeitig})}$	[min]	4 Monate, 8 Tage	5 Monate, 4 Tage <sup>11</sup>	3 Monate, 0 Tage <sup>11</sup>

$T_{tot(3 \text{ aufeinanderfolgende Ortsbruste})}$	[min]	7 Monate, 12 Tage	8 Monate, 10 Tage	5 Monate, 1 Tage
$T_{tot(3 \text{ Ortsbruste, gleichzeitig})}$	[min]	1 Monat, 23 Tage	4 Monate, 5 Tage <sup>11</sup>	2 Monate, 16 Tage <sup>11</sup>

$T_{tot(3 \text{ aufeinanderfolgende Ortsbruste})}$  ...Schutterungszeit für die Errichtung des ganzen Druckstollens bei aufeinanderfolgender Arbeit an drei Ortsbruste (am Tunnelportal und an zwei zusätzlichen Fensterstollen);

$T_{tot(3 \text{ Ortsbruste, gleichzeitig})}$  ...Schutterungszeit für die Errichtung des ganzen Druckstollens bei gleichzeitiger Arbeit an drei Ortsbruste (am Tunnelportal und zwei zusätzlichen Fensterstollen);

$T_{tot(6 \text{ aufeinanderfolgende Ortsbruste})}$  ...Schutterungszeit für die Errichtung des ganzen Druckstollens bei aufeinanderfolgender Arbeit an drei Ortsbruste (am Tunnelportal und an zwei zusätzlichen Fensterstollen in beiden Richtungen);

$T_{tot(6 \text{ Ortsbruste, gleichzeitig})}$  ...Schutterungszeit für die Errichtung des ganzen Druckstollens bei gleichzeitiger Arbeit an drei Ortsbruste (am Tunnelportal und an zwei zusätzlichen Fensterstollen in beiden Richtungen);

Auf der Grundlage von Tabelle Tabelle V-1 и Tabelle V-2 können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden: die zweite Variante ist besonders ungünstig, denn diese sind nicht nur mit wesentlichen Komplikationen und einer Verteuerung der

<sup>11</sup> Varianten 1 und 2 berücksichtigen die Wartezeiten vor dem Anfang des nächsten Abschlag, weil am Ortsbrust noch Ausbruchsmaterial, der die Vorbereitung für die nächste Abschlag beeinträchtigt, vorhanden ist

Schutterung, sondern auch mit größerem Zeitaufwand im Vergleich mit den anderen Varianten verbunden. Variante 1 und 3 bleiben übrig. Um die eine Entscheidung zu treffen und die bessere Lösung auszuwählen, sind vertiefende Untersuchungen durchzuführen. Trotzdem aufgrund der vergleichenden Charakteristik kommt die 1.Variante als einfacher und wirtschaftlicher, obwohl dieser zeitaufwendiger ist.

### 1.3. SICHERUNG VON TUNNELVORTRIEBEN MIT DEN KONVENTIONELLEN SICHERUNGSMITTEL

Eine Hauptaufgabe der Abstützkonstruktion im Tunnelbau ist die Ausbruchssicherung, die Verhinderung von Einstürzen des Tunnels infolge der Wirkung des Gebirgsdruckes und die Gewährleistung ausreichender Arbeitssicherheit während der ganzen Bauzeit.

Im Kapitel III wurden die folgenden Abstützkonstruktionen, die als Bestandteil der zukünftigen Auskleidung verbleiben, ausgewählt:

- Kombinierte Abstützung aus unbewehrtem Spritzbeton + Systemankerung
- Abstützung aus Spritzbeton und einer Schicht Stahlgitter
- Abstützung aus unbewehrtem Spritzbeton

#### 1.3.1. BEWEHRTER UND UNBEWEHRTER SPRITZBETON

Die Abstützung aus Spritzbeton wird direkt nach der Beendigung des Abschlags angebracht. Bei der Abstützung von Tunnelabschnitte, die sich im Gebirge mit einem Sicherheitsbeiwert nach Protodyakonow  $f_{PR} = 6$  befinden, soll eine Bewehrung des Spritzbetons vorgesehen sein. Obwohl das Aufbringen eines Stahlgitters eine schwere Aufgabe im Tunnelbau ist, erlaubt diese Entscheidung eine wirtschaftlichere Dicke des Spritzbetons, somit eine bessere Kohäsion zwischen dem Spritzbeton und dem Gebirge. Außerdem schützt das Stahlgitter vor herabfallenden Steinen. Die dünne Spritzbetonschicht mit einer Dicke von 7cm bringt zur Formierung einer deformierbare Konstriktion bei und die deformierbare Konstriktion dagegen formiert eine Sicherheitszone dem Hohlraum herum.

Bei Abschnitt №10, der sich in einem standfestigen Gebirge mit einem Sicherheitsbeiwert nach Protodyakonow  $f_{PR} = 8$  befindet, wurde eine Abstützung aus unbewehrtem Spritzbeton mit einer Dicke von 7,5cm gewählt.

Vor dem Aufbringen der Abstützung soll die Oberfläche sorgfähig mittels eines Wasser- oder Luftstrahles gesäubert werden. Die aufgelockerten Gesteine sollen entfernt werden.

Die Stahlgitter werden von Stahlstäbe mit 6mm Diameter und 100/100mm Stahlstababstand und Stahlklasse Bst 500M erzeugt. Die Stahlgitter werden mittels Ankers oder Dübels an der Oberfläche befestigt. Danach erfolgt das Aufbringen des Spritzbetonschichtes. Zu diesem Zweck kommt die Spritzmaschine von *Meyco* zur Verwendung. Der Hersteller bietet Maschine für Tocken- und Nassspritzverfahren. Zur Erstarrungsbeschleunigung des Spritzbetons werden die non-alkalischen flüssigen naturschonenden Beschleuniger *Meyco CA 170* verwendet.

#### 1.3.2. ANKER

Die Hauptaufgabe der Ankerabstützung ist die Stützung von aufgelockerten Gesteinen und die Gewährleistung einer ausreichenden Tragfähigkeit des Gebirges. Hier wurde eine Systemankerung vorgesehen, bei deren die Anker gleichmäßig um dem Ausbruchprofil verteilt werden.

##### 1.3.2.1. LOKSET-ANKER

Lokset-Anker zahlen sich zur Gruppe der Verbundanker. Die Verbundwirkung zwischen dem Anker und dem Gebirge wird durch Kunstharz über die gesamte Ankerlänge hergestellt.

Die Ankerlöcher werden mittels des Boorwagens *Boomer 282* gebohrt. Die Dimensionierung der Anker, die Auswahl von Ankerdiameter, Ankeranzahl, Abstand zwischen den Anker und das Volumen der mit Kunstharz gefüllten Patrone wird im Kapitel III.3 durchgeführt.

Zur Erreichung der maximalen Tragwirkung der Ankerabstützung ist bei der Montage des Ankers folgendes zu beachten:

- Vor der Verankerung sind die Ankerlöcher sorgfältig mittels Wasser- oder Luftstrahles zu säubern;
- Die Ankerstäbe müssen sauber und trocken sein; Korrosionsspuren sind unzulässig;
- Im Falle von Schichten und Klüften sind die Ankerstäbe möglichst senkrecht einzubauen.

Nachdem die Ankerlöcher gebohrt wurden, wird die mit Kunstharz gefüllten Patrone in das Bohrloch tiefste gelegt. Durch das Einbringen des Ankerstabes im Bohrloch wird die Patrone zerstört, der Raum zwischen dem Gebirge und dem Ankerstab wird mit Kunstharz erfüllt. Nach einer gewissen Erhärtungszeit beginnt die Tragwirkung. Zur Gewährleistung der Arbeitssicherheit ist der Kontakt mit dem Kunstharz zu vermeiden und Schutzhandschuhe und Schutzbrille zu verwenden.

Die Hauptvorteile der Verbundanker sind die hohen Festigkeitseigenschaften und den großen Anwendungsbereich. Die Verbundanker sind sowie im Fest- als auch im Lockergestein ersetzbar. Es ist aber auch zu berücksichtigen, dass die Lokset® Anker eine gewisse Zeit zur Erreichung deren kompletten Tragfestigkeit brauchen. Ein Nachteil ist der zurzeit wesentlich hohe Preis.

#### 1.3.2.2. SWELLEX-ANKER

Die Swellex- Anker zählen sich zur Gruppe der Reibungsanker. Der Anker besteht aus einem geschweißten ineinander gefalzten Rohr und kann leicht in das Bohrloch eingebracht werden. Das Rohr wird mit hohem Wasserdruck aufgeweitet. Dafür wird eine Spezialpumpe versorgt. Die Ausdehnung des Ankerrohrs im Bohrloch erzeugt die Reibung zwischen Anker und Gebirge. Dadurch sichert der Anker das Gebirge über seine gesamte Länge.

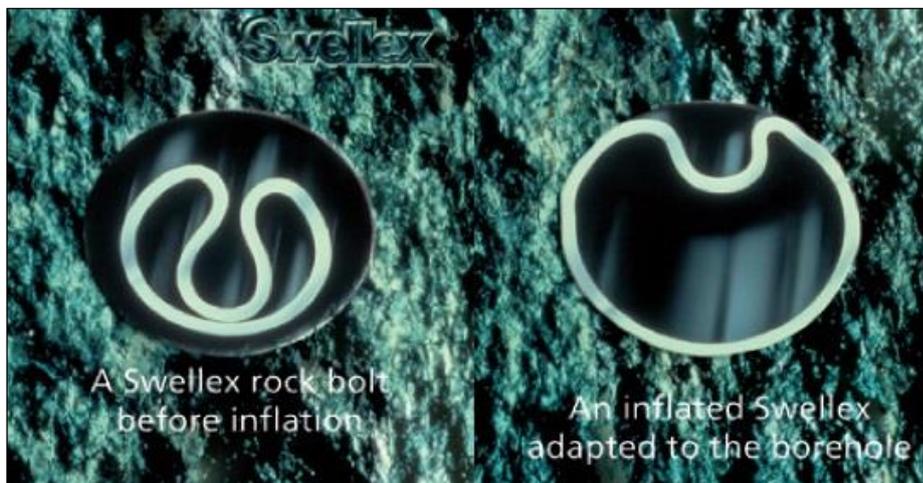


Abb. V-15 – Swellex-Anker® Vorher-Nachher-Bild (Quelle [14])

Die Montage des Swellex-Ankers wird in Abb. V-16 dargestellt.

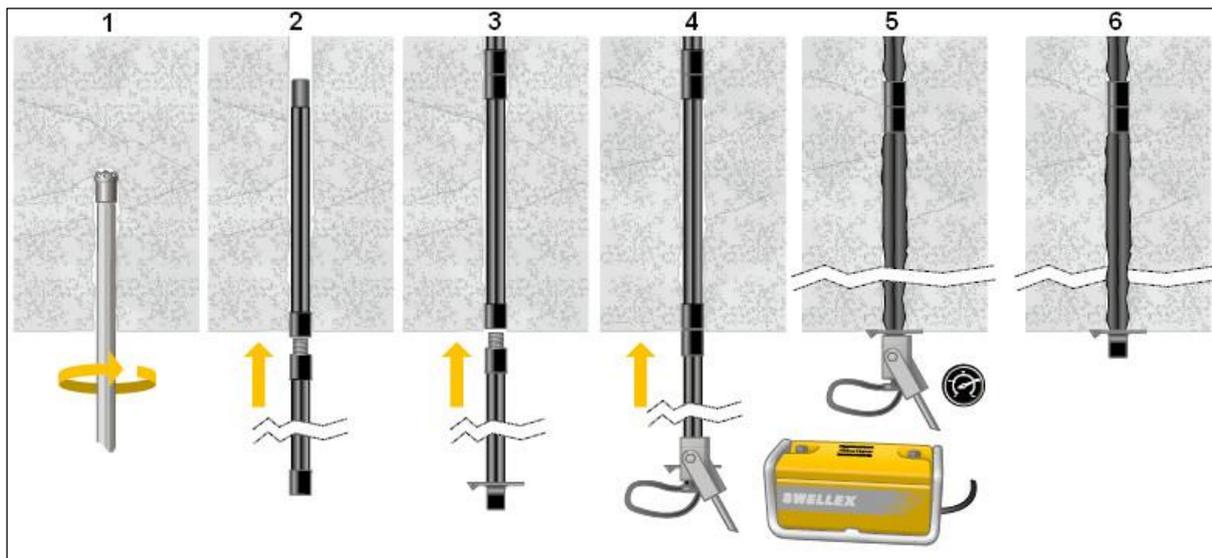


Abb. V-16 – Einbau von Swellex-Anker®: 1-Bohrloch; 2,3-Anker einführen; 4-Anker ausweiten; 5-Anker sichern; 6-erfolgreiche Montage (Quelle [14])

Die Ausdehnung des Rohres erfolgt mit der Hilfe einer Hochdruckwasserpumpe. Es wird die *Swellex pump E1* Pumpe aus dem Produktkatalog von *Atlas Copco* [15] ausgewählt. Der maximale Installationsdruck der Pumpe beträgt 300 Bars.

### 1.3.3. KOMBINIERTER ABSTÜTZUNGSKONSTRUKTION AUS ANKERUNG UND UNBEWEHRTEN SPRITZBETON

Die kombinierte Abstützung aus Anker und unbewehrtem Spritzbeton findet eine große Anwendung im Tunnelbau, denn diese Kombination eine komplette Ausnutzung der Festigkeitseigenschaften der beiden Sicherungsmittel erlaubt.

Zuerst wird der Gebirgsdruck komplett von den Anker aufgenommen. Auf diesem Grund wurden die Anker so dimensioniert, dass sie den gesamten Wert des Gebirgsdruckes selbst aufnehmen können. Erst nach einer gewissen Erhärtungszeit leistet auch der Spritzbeton seinen Beitrag zur Aufnahme der Last. Deswegen wurde zur Bemessung des unbewehrten Spritzbetons den korrigierten Festigkeitsbeiwert nach Protodiakonow  $f_{kr}$  (in Formel (II.15) und (II.16)) eingeführt.

## 1.4. TUNNELAUSKLEIDUNG

Zum Aufbau der Tunnelauskleidung wird eine aufeinanderfolgende Ausführung der Schalungs-, Bewehrungs- und Betonarbeiten durchgeführt. Es wird das folgende Schema angenommen: die Druckstollenauskleidung folgt der Ortsbrust in einem bestimmten Abstand. Auf diese Weise können die Schutterung und die Auskleidungsarbeiten leichter vereibart werden, was zu einer Verkürzung der Baufrist führt.

### 1.4.1. SCHALUNGS- UND BEWEHRUNGSARBEITEN

Der Vortrieb der Auskleidungsarbeiten, insbesondere der Vortrieb der Schalungs- und Bewehrungsarbeiten sind für die Ermittlung der Baufristen von wesentlicher Bedeutung. Deswegen ist der Auswahl an Schalungskonstruktionen und die Organisation des Bauvorganges entscheidend, damit das Bauvorhaben rechtzeitig in Betrieb genommen werden können.

Die spezifische kreisförmige Konstruktion des Druckstollens macht wesentliche Schwierigkeiten bei der Auswahl einer passenden Schalungskonstruktion. Wegen der gewählten Bauschema mit einer der Ortsbrust folgender Auskleidung und wegen der großen

Druckstollenlänge wird eine Teleskop-Schalung empfohlen. Diese ist eine Metall Schalung und aufgrund ihrer Metalloberfläche werden die Anforderungen für eine glatte Betonauskleidung erfüllt. Somit wird auch eine Reduzierung der hydraulischen Verlusten infolge Reibung erzielt. Bei Verwendung von Teleskop-Schalungen wird auch eine höhere Vortriebsleistung im Vergleich mit den anderen zusammensetzbaren Schalungskonstruktionen. Außerdem können die Teleskop-Schalungen durch die bereits betonierten Tunnelabschnitte durchgehen. Die Schalungen werden in einer speziellen Fabrik hergestellt, damit Ihre Form dem Tunnelquerschnitt und den Tunnelgrößen entspricht und zur Baustelle transportiert.

Im Abschnitt №1, 2, 4, 5, 6, 7, 11, 12, 13, 14, 15, 16 und 17 übersteigt die erforderliche Betondicke ihren zulässigen Wert. Da eine Verdickung der Betonauskleidung kostenauswendig und aus konstruktiven Gründen sinnlos wäre, ist eine Bewehrung der Betonauskleidung erforderlich.

Für die Bewehrung der Betonauskleidung werden Stahlbögen mit einem Durchmesser von 12÷18mm für die Zugbewehrung und 8÷16mm für die Druckbewehrung. Die Betonüberdeckung der Bewehrung beträgt 5 cm.

Die konstruktive Bewehrung wird ca. 10-15% der Grundbewehrung angenommen und wird aus Stahlstäbe mit einem Durchmesser von 8 mm hergestellt. Diese werden durch Schweißen mit der Grundbewehrung verbunden.

Zum Übernehmen der Scherbelastungen werden Bügel mit einem Stabdurchmesser von 8 mm eingesetzt.

Die Bemessung der Bewehrung wurde in Kapitel IV detailliert dargestellt.

Die Bewehrungsarbeiten im Tunnelbau sind besonders schwierig. Auf diesem Grund ist es empfehlenswert, ein Teil der Fertigstellung und die des Schweißens der Stahlstäbe im Werk herzustellen. Mit der Anwendung von vorgeschweißten Baustahlgittermatten wie z.B die *SIDEFIT* Baustahlgittermatten von *Stomana Industry S.A.*, die direkt in den Stollen eingebracht werden, kann die Zeit für Bewehrungsarbeiten wesentlich verkürzt werden.

#### **1.4.2. BETONARBEITEN**

Zur Herstellung der Betonauskleidung wird eine Betonrezeptur entworfen, sodass die Betonzusammensetzung dem Abstand zwischen den Bewehrungsstäbe entspricht. In der Nähe von der Baustelle ist ein fliegendes Betonwerk zu errichten. Dieser kann leicht montiert und nach Bedarf demontiert und abtransportiert werden.

Aufgrund der großen Transportstrecken zwischen dem Betonwerk und der Einbaustelle wird ein beweglicher Betonmischer von *CIFA* verwendet. Dieser ist auf ein gleisgebundene Fahrgestell mit einer Gleis-Spurweite von 900mm installiert. Der Frischbeton wird im Betonwerk erzeugt und mittels des beweglichen Betonmischers vor Ort transportiert. Das Betongemisch wird gleich im Betonmischer während der Fahrt gemischt. Nach der Anfahrt zur Betonierungsstelle wird das Betongemisch an eine Betonpumpe über einen Betonverteiler gepumpt.

Zur Verdichtung des Betongemisches wird einen außenliegenden Schalungsrüttler verwendet. Auf diese Weise wird eine wesentliche Verdichtung des Betons erreicht, ohne eine Verschiebung während der Vibration zu verursachen.

Durch eine ununterbrochene Betonierung können die unerwünschten Längsarbeitsfugen vermieden werden.

## 1.5. HILFSARBEITEN

Zur Gewährleistung sicherer Arbeitsbedingungen während der Errichtung des Druckstollens sind einige Hilfsarbeiten erforderlich. Von erstrangiger Bedeutung ist die Sicherstellung der Bewetterung und die Bauwasserentsorgung.

### 1.5.1. BEWETTERUNG

Die Bauarbeiten unter Tage führen zur Verschmutzung der Luft und verlangen eine regelmässige Frischluftströmung. Da eine natürliche Lüftung in diesem Fall unmöglich ist, erfolgt die Bewetterung mittels einer künstlichen Belüftung.



Abb. V-17 - GIA SwedVent

Aus dem Produktkatalog von GIA Industry werden die geschmeidigen Kunststofflутten *GIA SwedVent* und die Hochdruck-Ventilatoren *GIA SwedVent Mining and Tunnelling Fans* ausgewählt. Diese sind speziell für Arbeiten unter Tage erzeugt. Die Hochdruck-Ventilatoren saugen Frischluft und drücken sie durch die Lutte bis zur Ortsbrust. Die hohe Effektivität der *GIA SwedVent* Ventilatoren führt zur Erreichung des möglichst niedrigsten Energieverbrauches. Zur Reduzierung des Lärms werden die Ventilatoren mit Schalldämpfer ausgerüstet.

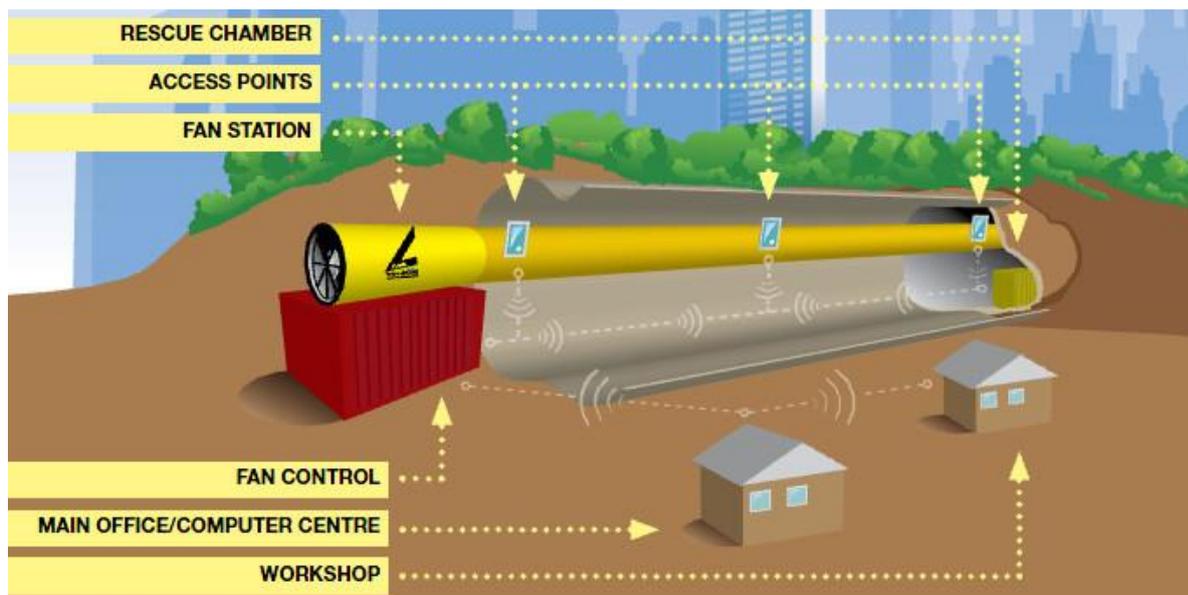


Abb. V-18 – GIA SwedVent System

### 1.5.2. ENTWÄSSERUNG

Das in den Druckstollen anfallende Bauwasser (z.B. die zur Säuberung der Bohrlöcher erforderlichen Wasserstrahlen) ist unbedingt abzuleiten, weil dieses wesentliche Erschwerungen der Bauarbeiten und sogar einer Verschlechterung der ingenieurgeologischen Eigenschaften des Gebirges verursachen kann.

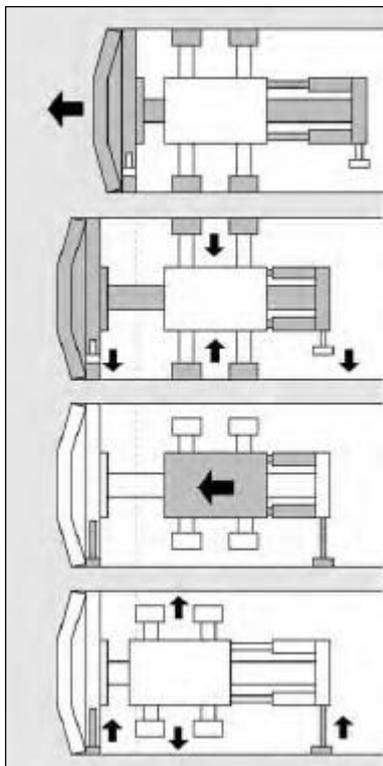
Wie bereits erwähnt können mit der Errichtung zwei zusätzlicher Fenster insgesamt sechs Angriffstellen d.h. sechs Ortsbrüste im Druckstollen aufgedeckt werden. Auf diesem Grund ist sowie einen fallenden Vortrieb, als auch einen steigenden Vortrieb möglich.

Bei einem fallenden Vortrieb ist eine leichte natürliche Schwerkraftentwässerung möglich. Zu diesem Ziel wird ein Wassergraben mit einem Querschnitt  $(0,20 \div 0,25)\text{m}^2$  und einer Neigung ab 2 ‰ errichtet.

Bei einem steigenden Vortrieb fehlt die natürliche Gefall. Deswegen ist eine Entwässerung mittels Wassergraben unanwendbar. Zur Wasserabsenkung kommen die auf jede 150-200m errichteten Pumpenbrunnen in Einsatz.

## 2. BAUVERFAHREN IM MASCHINELLEN (KONTINUIERLICHEN) BETRIEB

Die Verwendung einer Tunnelbohrmaschine (TBM) stellt eine gute Alternative zum konventionellen Vortrieb dar. Die TBM entspricht dem gewünschten Ausbruchprofil und wird speziell zum Ziele des konkreten Bauprojekts hergestellt. Somit kann der Aufbau des Tunnels im Vorprofil erfolgen.



Die Verspannung der TBM im Gebirge erfolgt mittels Gripper. Zur Erreichung des kreisförmigen Aushubsprofils dient der kreisförmige Bohrkopf der TBM. Durch eine rotierende Bewegung des Bohrkopfes und mit der Hilfe von den Rollendiskern wird der Fels an die Ortsbrüst gelöst.

Die TBM wird durch das Grippenpaar gespannt, die Abstützungen werden eingefahren und das Bohren des Hubes beginnt (1). Nach der Errichtung des gewünschten Bohrhubes werden die Abstützungen ausgefahren und die Verspannung gelöst (2). Zur Ausrichtung der TBM kommt die hintere Abstützung in Einsatz. Die Außenkelly gleitet nach vorne (3). Die Maschine wird wieder durch das Grippenpaar gespannt und die hintere Abstützung wird eingefahren. Die TBM ist für den nächsten Bohrzug bereit (4).

Abb. V-19 - Arbeitsphasen einer TBM-O (Quelle [7])

Die Entsorgung des Aushubmaterials erfolgt mittels eines Förderbandes. Das Material wird auf den Förderband gegeben und über die Länger der TBM bis zur Beladestelle transportiert.

Der maschinelle Vortrieb hat viele Vorteile gegenüber dem kontinuierlichen Vortrieb. Die wesentlichen Vorteile sind:

- Rascherer Baufortschritt;
- Geringere Gebirgsstörung, was bei der Durchführung von Sprengarbeiten unmöglich wäre;
- Geringeres Überprofil und somit die Reduzierung der zusätzliche Kosten für die Betonierung des Überprofiles mit Füllbeton und die Erreichung eines geringeren Rauigkeitbeiwertes (d.h. Verminderung der hydraulischen Verlusten im Betriebsfall)

Die Nachteile dieser Methode sind:

- Anwendungsgebiet der TBM nur für die konkrete Gebirgsverhältnisse;
- Gefahr, dass die Maschine stecken bleibt<sup>12</sup> ;
- Verringerung der Standfestigkeit des Gebirges infolge der Verspannung der Maschine im Gebirge mittels Gripper;
- Zusätzliche Stabilisierung des Baugrubes durch Injektionen;
- Wesentliche Staubbelastung (zum Einbringen frischer Luft kann aber ein Entstauber in der TBM selbst integriert wird);
- Höhere Kosten der TBM.

Es besteht kein Zweifel, dass die Anwendung einer Tunnelbohrmaschine zur Reduzierung der Bauzeiten für die Errichtung des Druckstollens führt. Es ist aber auch zu beachten, dass diese Bauanlage Teil eines größeren Bauobjektes ist. Deswegen wäre ihre rasche Errichtung vor dem Aufbau den anderen Hauptanlagen des Triebwasserweges (wie z.B der WKW und der gepanzerte Druckstollen) unwirtschaftlich.

---

<sup>12</sup> In der Baupraxis sind viele Fälle bekannt, z.B das Pinglin Projekt in Taiwan im Jahr 1998. Die TBM ist 10-mal stecken geblieben und das letzte Mal hat die Maschien mehr als 1000 Tage still gestanden.

## VI. UMWELTSCHUTZMAßNAHMEN

Die Durchführung von Bauarbeiten zur Errichtung des ganzen Triebwasserweges hat eine negative Auswirkung auf die Umwelt. Deswegen sind zahlreiche Maßnahmen zur Abminderung dieser Belastungsfaktoren zu treffen. Die meisten negativen Auswirkungen auf die Luft, auf das Wasser, auf den Boden und auf die Flora und Fauna treten während der Bauzeit ein.

### 1. AUSWIRKUNGEN AUF DIE LUFT

Infolge der Aushubarbeiten ist eine wesentliche Erhöhung der Staubkonzentrationen und Schadgase anzusehen. Eine planmäßige Irrigation vor der Durchführung der Untertagebauarbeiten kann zu einer erheblichen Verringerung der Staubbildung führen.

Von den Baumaschinen verursachte Abgase haben auch eine schädliche Auswirkung. Da für die Schütterung des Aushubmaterials einen gleisgebundenen Schütterbetrieb vorgesehen ist, wird die Luftverschmutzung infolge der Baumaschinenabgase reduziert. Für die Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit der anderen gleichlosen Baugeräte soll eine regelmäßige Wartung durchgeführt werden.

Zur Abminderung der von den Sprengarbeiten verursachte Schadgase ist ein passendes künstliches Belüftungssystem empfehlenswert (siehe Kapitel V.1.5.1 *Bewetterung*). Das Einbringen von Frischluft nach den Sprengarbeiten kann die Gesamtmenge der Schadgase bis zu dem zulässigen Wert reduziert werden.

### 2. AUSWIRKUNGEN AUF DAS WASSER

Zur Verringerung der schädlichen Auswirkung auf das ober- und unterirdische Gewässer während der Bauzeit soll eine tägliche Wartung der Funktionstüchtigkeit der Baumaschinen durchgeführt werden, da die Abfälle und die Ölpest, sowie die anderen Ölprodukte die Hauptverschmutzungsquellen sind.

Eine Absickerung des für die Bauzwecke notwendigen Wassers (z.B für die Reinigung der Bohrlöcher, für die Irrigation, für die Spülung der Baumaschine u.a.) oder eine Einleitung von Abwasser in das oberirdische Gewässer darf auf keinen Fall zugelassen sein. Auf diesem Grund sollen speziellen Reparaturstellen vorgesehen werden, die mit Gruben für den Schmierstoffauffang ausgerüstet sind.

Eine Entsorgung von Aushubmaterial im Flussbett von Arda und seine Nebenflüsse ist streng verboten.

Zur Überprüfung der Qualität des ober- und unterirdischen Gewässers ist die Erarbeitung und Realisierung einer eigenen Monitoring vorgesehen.

### 3. AUSWIRKUNGEN AUF DAS BODEN UND DIE LANDSCHAFT

Wegen der erheblichen Menge des Aushubmaterials für die Errichtung des Triebwasserweges sollen Deponiestellen vorgesehen werden.

Die Humusschicht soll abgetragen und gelagert werden.

Es ist einen Plan für die Rekultivierung der beeinträchtigten Landschaft nach der Beendigung der Bauphase anzufertigen.

#### **4. AUSWIRKUNGEN AUF DIE FLORA UND FAUNA**

Zur Einschränkung der negativen Auswirkungen auf die Flora und Fauna während der Bauzeit soll das Abholzen der Wälder und der Vegetation im Bereich der Baustelle strikt kontrolliert werden.

Der Zutritt von Tiere im Bereich der Baustelle soll eingeschränkt werden.

#### **5. ABFALLMANAGEMENT**

Die auf der Baustelle entstanden Bauabfälle und kommunale Abfälle sollen nur auf speziellen Stellen gelagert und auf geregelte Deponien entsorgt werden. Die gefährlichen Abfälle (Sonderabfälle) sollen getrennt von den anderen Abfallarten in geschlossenen Gefäßen gesammelt werden und nur auf Sicherstellen aufbewahrt werden und durch ein zugelassenes Unternehmen entsorgen lassen.

Die Entsorgung der Abfälle auf unregelten Deponien ist unzulässig. Auf diesem Grund können spezielle Stelle für temporäre Aufbewahrung der Abfälle vorgesehen werden. Damit soll es keine Gefahr von Boden- und Grundwasserverschmutzungen entstehen.

Zur Abtransportierung der Bauabfälle und der kommunalen Abfälle ist eine passende Vorschrift anzuordnen.

Das Abfallwirtschaftsmanagement soll während der ganzen Bauzeit regelmäßig überprüft und kontrolliert werden.

**VII. VERZEICHNISSE**

**1. ABBILDUNGSVERZEICHNIS**

Abb. I-1 - „Gorna Arda“ Kaskade ..... 1

Abb. II-1 – Wassermenge Q für den Zeitintervall t ..... 14

Abb. III-1 - Stützmittel nach dem Gebirgsqualität Q (Quelle [7])..... 24

Abb. IV-1 - Querschnitt 1-5 im Tab. IV-2 und Tab. IV-4 (Quelle [1]) ..... 61

Abb. IV-2 – Berechnungen nach der Methode von Jacobsen, mit MathCad durchgeführt . 118

Abb. IV-3 – Zusammenfassung der Ergebnissen für pcr nach den verschiedenen Methoden ..... 119

Abb. V-1 - Votriebsbohrwagen Boomer 282 Atlas Copco (Quelle [15]) ..... 214

Abb. V-2 - technische Daten für Boomer 282 (Quelle [15]) ..... 215

Abb. V-3 - technische Daten für Boomer 282 (Quelle [15]) ..... 216

Abb. V-4 – Abmessungen von Boomer 282 (Quelle [15]) ..... 217

Abb. V-5 - GIA Häggloader 8HR2 (Quelle [16]) ..... 218

Abb. V-6 - Abmessungen von GIA Häggloader 8HR2 (Quelle [16]) ..... 219

Abb. V-7 – technische Daten für GIA Häggloader 8HR2 (Quelle [16]) ..... 219

Abb. V-8 – Schutterungsschema (Quelle [7])..... 220

Abb. V-9 - GIA Shuttlecar HRST 140 (Quelle [16]) ..... 221

Abb. V-10 – Abmessungen von Shuttlecar HRST 140 (Quelle [16]) ..... 221

Abb. V-11 – technische Daten für GIA Suttlecar HRST 140 (Quelle [16]) ..... 222

Abb. V-12 - GIA Diesel Lokomotive DHD30 (Quelle [16]) ..... 222

Abb. V-13 - схеми на GIA Diesel Lovomotive DHD30 (Quelle [16]) ..... 223

Abb. V-14 – technische Daten von GIA Diesel Lokomotive DHD30 (Quelle [16])..... 223

Abb. V-15 – Swellex-Anker® Vorher-Nachher-Bild (Quelle [14])..... 229

Abb. V-16 – Einbau von Swellex-Anker®: 1-Bohrloch; 2,3-Anker einführen; 4-Anker ausweiten; 5-Anker sichern; 6-erfolgreiche Montage (Quelle [14])..... 230

Abb. V-17 - GIA SwedVent..... 232

Abb. V-18 – GIA SwedVent System ..... 232

Abb. V-19 - Arbeitsphasen einer TBM-O (Quelle [7])..... 233

**2. TABELLENVERZEICHNIS**

Tab. II-1 - Eingabedaten..... 15

Tab. II-2 - Anwendung der tabellarischen Methode für Ermittlung der maximalen Erhöhung des Wasserspiegels ..... 15

Tab. II-3 - Eingabedaten..... 16

Tab. II-4 - Anwendung tabellarischen Methode für Ermittlung der maximalen Absenkung des Wasserspiegels..... 16

Tab. II-5 - Anwendung des VODKUL Programmes für Ermittlung der maximalen Erhöhung des Wasserspiegels ..... 18

Tab. II-6 - Anwendung des VODKUL Programmes für Ermittlung der maximalen Absenkung des Wasserspiegels ..... 20

Tab. III-1 - tabellarische Darstellung der Werten von fpr, RMR, Q und GSI und der Ausgangsdaten der ingenieurgeologischen Eigenschaften der Tunnelabschnitten..... 23

Tab. III-2 – Stützmittel laut der Q-System von Barton, Lien und Lundre ..... 25

Tab. III-3 - filling guide to Lokset Anchor Pack quantities (Quelle [13]) ..... 27

Tab. III-4 – Technische Daten der Swellex Anker (Quelle [14])..... 29

Tab. III-5 – Ausgangsdaten zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-4..... 36

Tab. III-6 – Parameter zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-4 ..... 36

Tab. III-7 - Ausgangsdaten zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-5.....	41
Tab. III-8 – Parameter zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-5.....	41
Tab. III-9 - Ausgangsdaten zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-6.....	45
Tab. III-10 – Parameter zum Aufbau der Grafik auf Abb. III-6.....	45
Tab. IV-1 – rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №1 .....	60
Tab. IV-2 – Bemessung einer kreisförmigen Auskleidung für vertikalen und horizontalen Gebirgsdruck, Eigengewicht und Außenwasserdruck (Quelle [1]) .....	61
Tab. IV-3 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №2 .....	71
Tab. IV-4 - Bemessung einer kreisförmigen Auskleidung für vertikalen Gebirgsdruck, Eigengewicht und Außenwasserdruck (Quelle [1]) .....	72
Tab. IV-5 – zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №2 ..	74
Tab. IV-6 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №3 .....	81
Tab. IV-7 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №3 ..	82
Tab. IV-8 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №4 .....	89
Tab. IV-9 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №4 ..	90
Tab. IV-10 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №5 .....	97
Tab. IV-11 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №5 ..	99
Tab. IV-12 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №6 .....	107
Tab. IV-13 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №6 .....	108
Tab. IV-14 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №7 .....	123
Tab. IV-15 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №7 .....	125
Tab. IV-16 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №8 .....	133
Tab. IV-17 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №7 .....	134
Tab. IV-18 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №9 .....	140
Tab. IV-19 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №9 .....	141
Tab. IV-20 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №10 .....	147
Tab. IV-21 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №10 .....	148
Tab. IV-22 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №11 .....	155
Tab. IV-23 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №11 .....	156
Tab. IV-24 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №12 .....	164
Tab. IV-25 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №12 .....	165
Tab. IV-26 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №13 .....	173
Tab. IV-27 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №13 .....	174
Tab. IV-28 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №14 .....	182
Tab. IV-29 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №14 .....	183
Tab. IV-30 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №15 .....	191
Tab. IV-31 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №15 .....	192
Tab. IV-32 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №16 .....	200
Tab. IV-33 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №16 .....	201

Tab. IV-34 - rechnerische Werte der Lasten im Abschnitt №17 .....	208
Tab. IV-35 - zulässige Spannungen während der Bau- und Betriebsphase в Abschnitt №17 .....	210
Tabelle V-1 – vergleichende Charakteristik der Varianten 1,2 und 3.....	224
Tabelle V-2 – Schutterungszeiten für 1,2 und 3. Variante.....	226
Tab. VIII-1 .....	248
Tab. VIII-2 .....	248
Tab. VIII-3 .....	250
Tab. VIII-4 .....	250
Tab. VIII-5 .....	252
Tab. VIII-6 .....	252
Tab. VIII-7 – Elastischer Bereich der GRC .....	257
Tab. VIII-8 - Plastischer Bereich der GRC .....	257
Tab. VIII-9 - Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	257
Tab. VIII-10 - Koordinaten der GRC .....	258
Tab. VIII-11 – Koordinaten der LDP.....	258
Tab. VIII-12 - Koordinaten der SCC.....	258
Tab. VIII-13 - Elastischer Bereich der GRC .....	260
Tab. VIII-14 - Plastischer Bereich der GRC .....	260
Tab. VIII-15 - Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	260
Tab. VIII-16 - Koordinaten der GRC .....	261
Tab. VIII-17 – Koordinaten der LDP.....	261
Tab. VIII-18 - Koordinaten der SCC.....	261
Tab. VIII-19- Elastischer Bereich der GRC .....	263
Tab. VIII-20- Plastischer Bereich der GRC .....	263
Tab. VIII-21 - Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	263
Tab. VIII-22 - Koordinaten der GRC .....	264
Tab. VIII-23 – Koordinaten der LDP.....	264
Tab. VIII-24 - Koordinaten der SCC.....	264
Tab. VIII-25- Elastischer Bereich der GRC .....	266
Tab. VIII-26- Plastischer Bereich der GRC .....	266
Tab. VIII-27 Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	266
Tab. VIII-28 - Koordinaten der GRC .....	267
Tab. VIII-29 – Koordinaten der LDP.....	267
Tab. VIII-30 - Koordinaten der SCC.....	267
Tab. VIII-31- Elastischer Bereich der GRC .....	269
Tab. VIII-32- Plastischer Bereich der GRC .....	269
Tab. VIII-33 Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	269
Tab. VIII-34 - Koordinaten der GRC .....	270
Tab. VIII-35 – Koordinaten der LDP.....	270
Tab. VIII-36 - Koordinaten der SCC.....	270
Tab. VIII-37- Elastischer Bereich der GRC .....	273
Tab. VIII-38- Plastischer Bereich der GRC .....	273
Tab. VIII-39 Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	273
Tab. VIII-40 - Koordinaten der GRC .....	274
Tab. VIII-41 – Koordinaten der LDP.....	274
Tab. VIII-42 - Koordinaten der SCC.....	274
Tab. VIII-43- Elastischer Bereich der GRC .....	277
Tab. VIII-44- Plastischer Bereich der GRC .....	277
Tab. VIII-45 Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	277

Tab. VIII-46 - Koordinaten der GRC .....	278
Tab. VIII-47 – Koordinaten der LDP.....	278
Tab. VIII-48 - Koordinaten der SCC.....	278
Tab. VIII-49- Elastischer Bereich der GRC .....	280
Tab. VIII-50- Plastischer Bereich der GRC .....	280
Tab. VIII-51 Ermittlung der LDP-Koordinaten .....	280
Tab. VIII-52 - Koordinaten der GRC .....	281
Tab. VIII-53 – Koordinaten der LDP.....	281
Tab. VIII-54 - Koordinaten der SCC.....	281
Tab. VIII-55 Biegemomente und Normalkräfte.....	284
Tab. VIII-56 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	284
Tab. VIII-57 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	284
Tab. VIII-58 Biegemomente und Normalkräfte.....	286
Tab. VIII-59 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	286
Tab. VIII-60 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	286
Tab. VIII-61 Biegemomente und Normalkräfte.....	288
Tab. VIII-62 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	288
Tab. VIII-63 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	288
Tab. VIII-64 Biegemomente und Normalkräfte.....	290
Tab. VIII-65 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	290
Tab. VIII-66 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	290
Tab. VIII-67 Biegemomente und Normalkräfte.....	292
Tab. VIII-68 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	292
Tab. VIII-69 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	292
Tab. VIII-70 Biegemomente und Normalkräfte.....	294
Tab. VIII-71 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	294
Tab. VIII-72 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	294
Tab. VIII-73 Biegemomente und Normalkräfte.....	296
Tab. VIII-74 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	296
Tab. VIII-75 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	296
Tab. VIII-76 Biegemomente und Normalkräfte.....	298
Tab. VIII-77 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	298
Tab. VIII-78 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	298
Tab. VIII-79 Biegemomente und Normalkräfte.....	300
Tab. VIII-80 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	300
Tab. VIII-81 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	300
Tab. VIII-82 Biegemomente und Normalkräfte.....	302
Tab. VIII-83 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	302
Tab. VIII-84 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	302
Tab. VIII-85 Biegemomente und Normalkräfte.....	304

---

Tab. VIII-86 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	304
Tab. VIII-87 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	304
Tab. VIII-88 Biegemomente und Normalkräfte.....	306
Tab. VIII-89 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	306
Tab. VIII-90 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	306
Tab. VIII-91 Biegemomente und Normalkräfte.....	308
Tab. VIII-92 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	308
Tab. VIII-93 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	308
Tab. VIII-94 Biegemomente und Normalkräfte.....	310
Tab. VIII-95 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	310
Tab. VIII-96 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	310
Tab. VIII-97 Biegemomente und Normalkräfte.....	312
Tab. VIII-98 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	312
Tab. VIII-99 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	312
Tab. VIII-100 Biegemomente und Normalkräfte.....	314
Tab. VIII-101 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	314
Tab. VIII-102 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	314
Tab. VIII-103 Biegemomente und Normalkräfte.....	316
Tab. VIII-104 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase .....	316
Tab. VIII-105 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase .....	316

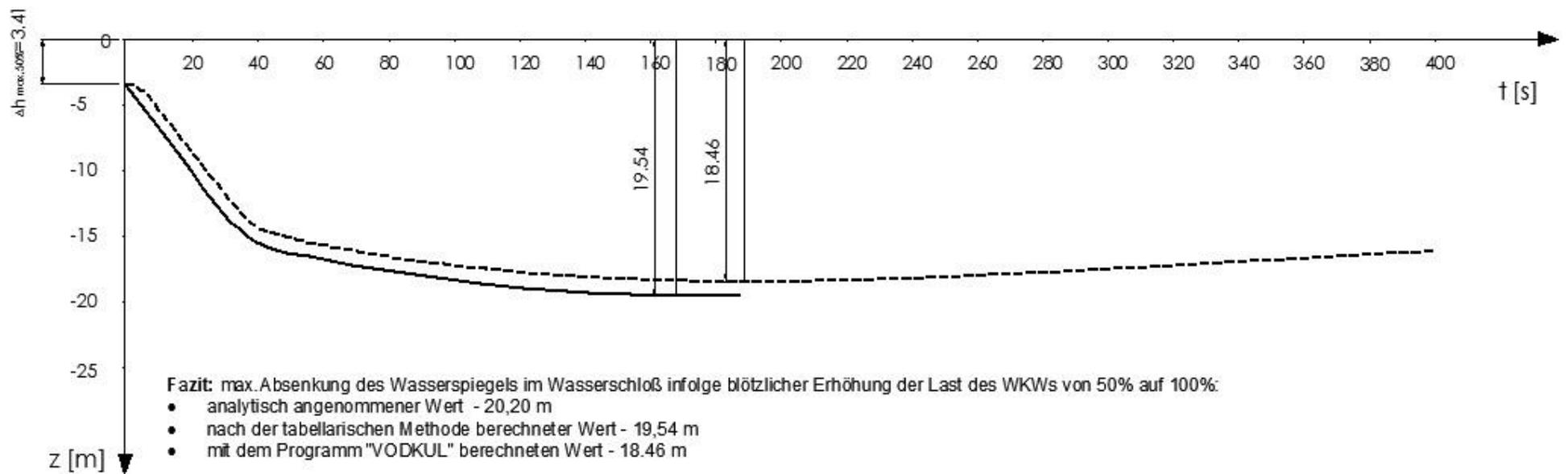
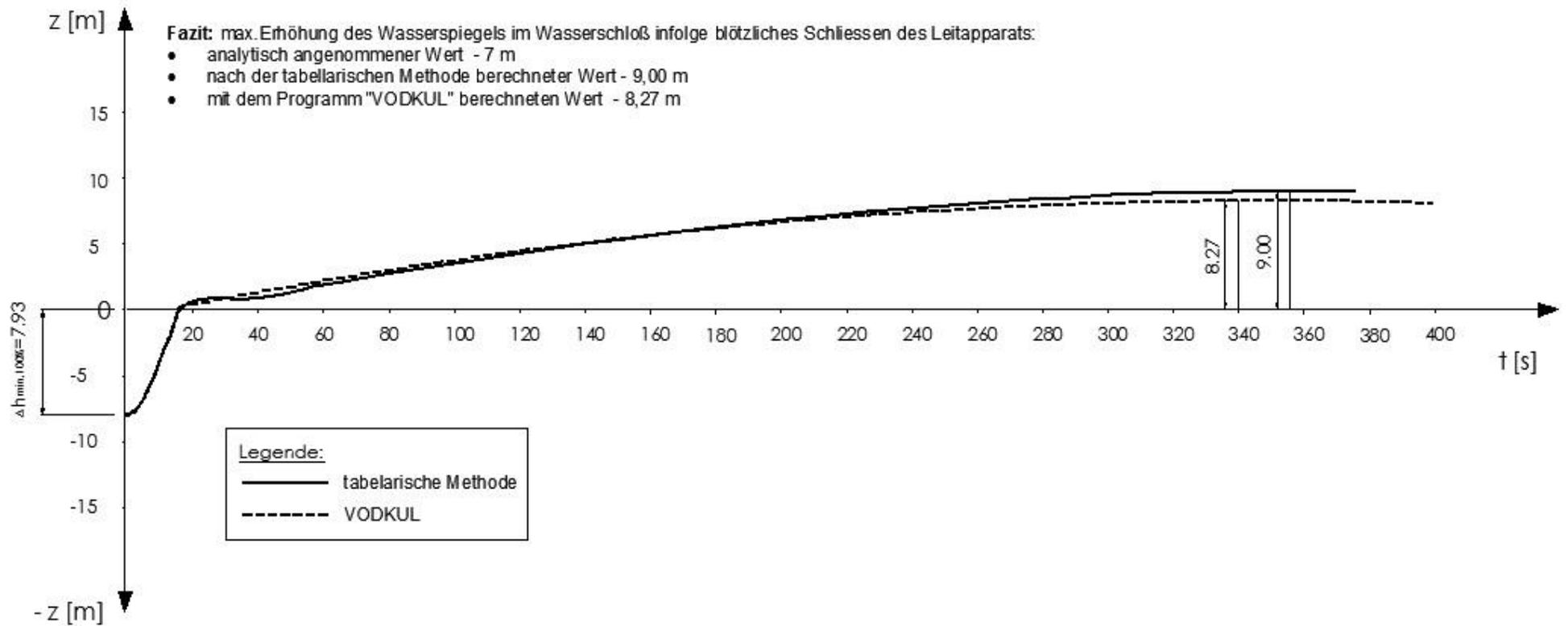
---

**4. QUELLENVERZEICHNIS**

- [1] Георгиев, Любомир: *Тунели*, трето издание, София, 2004
- [2] Георгиев, Любомир: *Подземно хидротехническо строителство*, Издателство „Техника“, София, 1974
- [3] УАСГ София, Маринов, Емил; Казаков, Богдан; Мараджиева, Мариана; Минков, Иван: *Хидравлика*, София, 2003
- [4] УАСГ София, Цоловски, Цанко; Николаева, Росица: *Ръководство за курсово проектиране по хидроенергийни системи и съоръжения*, София, 1991
- [5] УАСГ София, Янчулев, Александър: *Организация и управление на строителството – част I*, София, 1999
- [6] Милославов, Славчо: *Хидроенергийни системи*, Издателство „Техника“, София, 1990
- [7] TU Wien, Institut für Interdisziplinäres Bauprozessmanagement, Studienblätter: *Bauverfahren im Tunnel- und Hohlraumbau*, Wien, 2010
- [8] Giesecke, Jürgen; Mosonyi, Emil: *Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb*, Springer Verlag, Heidelberg, 2003
- [9] Villaescusa, Ernesto: *Rock Support and reinforcement in Mining, Performance of the Swellex bolt in hard and soft rocks*, C.R. Windsor & Thompson (Eds.), Balkema, Rotterdam, 1999
- [10] Carranza-Torres, Carlos; Fairhurst, Charles: *Application of the Convergence-Confinement Method for Tunnel Design of Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion*, Tunneling and Underground Space Technology, Volume 15, Number 2, 2000
- [11] *The strength and deformability of rock masses according of the Hoek-Brown failure criterion*, Tunneling and Underground Space Technology, Volume 15, Number 2, 2000
- [12] U.S. Army Corps of Engineers: *Engineering and Desing – Tunnels and Shafts in Rock*, Washington, DC, 1997
- [13] <http://www.minovarsa.co.za/pdf/TDS%20-%20LOKSET%20ANCHOR%20PACK.pdf>
- [14] <http://www.minovausa.com/pdfs/Products/SwellexRockBolts.pdf>
- [15] <http://www.atlascopco.com.au/auus/products/>
- [16] <http://www.gia.se/gia/>
- [17] <http://www.rocscience.com>

**VIII. ANHÄNGE**

# **ANHANG A**



# **ANHANG B**

**B-2. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER GRUNDWERTE ALLER ABSCHNITTE, DEREN FESTIGKEITSWERT FPR=2 UND FPR=3 BETRÄGT**

Tab. VIII-1

Abstützung aus Lokset® Anker						
Abschnitt №		1	6	13	14	16
<b>h1</b>	m	2.18	3.37	2.18	3.33	3.37
<b>q</b>	kN/m'	41.21	66.63	41.21	60.42	61.08
<b>e</b>	kN/m'	34.71	50.19	34.71	43.92	46.01
<b>da</b>	m	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
<b>l3</b>	m	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
<b>la</b>	m	4.48	5.67	4.48	5.63	5.67
<b>la,ang.</b>	m	<b>4.50</b>	<b>5.70</b>	<b>4.50</b>	<b>5.65</b>	<b>5.70</b>
<b>c</b>	kN/m <sup>2</sup>	148	112	148	122	115
<b>a'</b>	m	3.60	3.55	3.60	3.87	3.78
<b>a''</b>	m	2.84	2.46	2.84	2.68	2.61
<b>a'''</b>	m	1.72	1.35	1.72	1.42	1.41
<b>amin</b>	m	1.72	1.35	1.72	1.42	1.41
<b>a ang.</b>	m	<b>1.75</b>	<b>1.35</b>	<b>1.75</b>	<b>1.45</b>	<b>1.45</b>
<b>b ang.</b>	m	1.75	1.35	1.75	1.45	1.45
<b>na</b>	-	5.68	7.36	5.68	6.85	6.85
<b>na, ang.</b>	-	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>7</b>
Abstützung aus Spritzbeton						
<b>γ</b>	kN/m <sup>3</sup>	23	24	23	22	22
<b>φ</b>	°	34	31	34	32	31
<b>α</b>	°	28	29.5	28	29	29.5
<b>αmin=30°</b>	°	30	30	30	30	30
<b>d ang.</b>	cm	10	10	10	20	20
Tragfähigkeit der Abstützung						
<b>P6</b>	kN/m <sup>2</sup>	146.04	146.04	146.04	292.09	292.09
<b>Pa</b>	kN/m <sup>2</sup>	147.75	147.75	147.75	147.75	147.75
<b>Ptot</b>	kN/m <sup>2</sup>	293.80	293.80	293.80	439.85	439.85
необходима носеща способност за поемане на планинския						
<b>H Überdeck.</b>	m	64.06	47.66	140.88	121.52	122.05
<b>σск.</b>	kN/m'	1473.38	1143.84	3240.24	2673.44	2685.1
<b>ζ</b>	-	37.97	17.94	37.97	17.94	17.94
<b>Rнеобх.</b>	kN/m <sup>2</sup>	75.60	120.7584	166.27	282.24	283.47
<b>Rнеобх.*SF</b>	kN/m <sup>2</sup>	113.41	181.13	249.41	423.36	425.21

Tab. VIII-2

Abstützung aus Swellex® Anker						
Abschnitt №		1	6	13	14	16
<b>h1</b>	m	2.18	3.37	2.18	3.33	3.37
<b>q</b>	kN/m'	41.21	66.63	41.21	60.42	61.08
<b>e</b>	kN/m'	34.71	50.19	34.71	43.92	46.01
<b>da</b>	m	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
<b>l3</b>	m	1.4	0.5	1.4	0.55	0.5
<b>la</b>	m	3.58	3.87	3.58	3.88	3.87
<b>la,ang.</b>	m	3.6	3.9	3.6	3.9	3.9
<b>c</b>	kN/m <sup>2</sup>	148	112	148	122.00	115.00
<b>a'</b>	m	2.77	2.07	2.77	2.38	2.27
<b>a''</b>	m	2.27	1.69	2.27	1.85	1.78
<b>a'''</b>	m		1.71	2.08	1.77	1.79
<b>amin</b>	m	2.27	1.69	2.08	1.77	1.78
<b>a ang.</b>	m	2.30	1.70	2.10	1.80	1.80
<b>b ang.</b>	m	2.30	1.70	2.10	1.80	1.80
<b>na</b>	-	4.32	5.84	4.73	5.52	5.52
<b>na, ang.</b>	-	5	6	5	6	6
Abstützung aus Spritzbeton						
<b>γ</b>	kN/m <sup>3</sup>	23.00	24.00	23.00	22.00	22
<b>φ</b>	°	34	31	34	32	31
<b>α</b>	°	28	30	28	29	29.5
<b>αmin=30°</b>	°	30.00	30.00	30.00	30.00	30
<b>d ang.</b>	cm	10.00	10.00	10.00	15.00	15
Tragfähigkeit der Abstützung						
<b>P6</b>	kN/m <sup>2</sup>	146.05	146.05	146.05	219.07	219.07
<b>Pa</b>	kN/m <sup>2</sup>	216.07	237.85	216.07	229.24	237.85
<b>Ptot</b>	kN/m <sup>2</sup>	362.12	383.89	362.12	448.31	456.92
необходима носеща способност за поемане на						
<b>H Überdeck.</b>	m	64.06	47.66	140.88	121.52	122.05
<b>σск.</b>	kN/m'	1473.3	1143.84	3240.2	2673.4	2685.1
<b>ζ</b>	-	37.97	17.94	37.97	17.94	17.94
<b>Rнеобх.</b>	kN/m <sup>2</sup>	75.61	120.76	166.28	282.24	283.47
<b>Rнеобх.*</b>	kN/m <sup>2</sup>	113.41	181.14	249.42	423.36	425.21

**B-3. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER GRUNDWERTE ALLER ABSCHNITTE, DEREN FESTIGKEITSWERT FPR=4 BETRÄGT**

Tab. VIII-3

Abstützung aus Lokset® Anker				
Abschnitt №		2	5	15
<b>h1</b>	m	1.58	1.58	1.58
<b>q</b>	kN/m'	31.26	35.17	31.26
<b>e</b>	kN/m'	0.00	0.00	0.00
<b>y</b>	kN/m <sup>3</sup>	24	27	24
<b>da</b>	m	0.025	0.025	0.025
<b>l3</b>	m	2.30	2.30	2.30
<b>la</b>	m	3.88	3.88	3.88
<b>la, ang.</b>	m	<b>3.90</b>	<b>3.90</b>	<b>3.90</b>
<b>c</b>	kN/m <sup>2</sup>	160	160	146
<b>a'</b>	m	3.30	3.23	3.24
<b>a''</b>	m	2.94	2.77	2.81
<b>a'''</b>	m	1.97	1.86	1.97
<b>amin</b>	m	1.97	1.86	1.97
<b>a ang.</b>	m	<b>2.00</b>	<b>1.90</b>	<b>2.00</b>
<b>b ang.</b>	m	2.00	1.90	2.00
<b>na</b>	-	4.97	5.23	4.97
<b>na, ang.</b>	-	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>5</b>
Abstützung aus Spritzbeton				
<b>fpr</b>	-	4	4	4
<b>fkp</b>	-	4.2	4.2	4.2
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	160	160	160
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	370	370	370
<b>d'</b>	cm	2.81	2.76	2.81
<b>d ang.</b>	cm	<b>4.00</b>	<b>4.00</b>	<b>4.00</b>

Tab. VIII-4

Abstützung aus Swellex® Anker				
Abschnitt №		2	5	15
<b>h1</b>	m	4	4	4
<b>q</b>	kN/m'	1.58	1.58	1.58
<b>e</b>	kN/m'	31.26	35.17	31.26
<b>y</b>	kN/m <sup>3</sup>	0.00	0.00	0.00
<b>da</b>	m	24.00	27.00	24.00
<b>l3</b>	m	1.40	1.40	1.40
<b>la</b>	m	2.98	2.98	2.98
<b>la, ang.</b>	m	<b>3.00</b>	<b>3.00</b>	<b>3.00</b>
<b>c</b>	kN/m <sup>2</sup>	160	160	146
<b>a'</b>	m	2.45	2.39	2.40
<b>a''</b>	m	2.26	2.13	2.16
<b>a'''</b>	m	2.41	1.99	2.11
<b>amin</b>	m	2.26	1.99	2.11
<b>a ang.</b>	m	<b>2.30</b>	<b>2.00</b>	<b>2.15</b>
<b>b ang.</b>	m	2.30	2.00	2.15
<b>na</b>	-	4.32	4.97	4.62
<b>na, ang.</b>	-	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>5</b>
Abstützung aus Spritzbeton				
<b>fpr</b>	-	4	4	4
<b>fkp</b>	-	4.2	4.2	4.2
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	160	160	160
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	370	370	370
<b>d'</b>	cm	3.47	2.98	3.13
<b>d ang.</b>	cm	<b>4.00</b>	<b>4.00</b>	<b>4.00</b>

**B-4. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER GRUNDWERTE ALLER ABSCHNITTE, DEREN FESTIGKEITSWERT FPR=5 BETRÄGT**

Tab. VIII-5

Abstützung aus Lokset® Anker						
Abschnitt №		4	7	11	12	17
<b>h1</b>	m	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
<b>q</b>	kN/m'	25.01	25.01	25.01	25.01	25.01
<b>e</b>	kN/m'	0	0	0	0	0
<b>y</b>	kN/m <sup>3</sup>	24	24	24	24	24
<b>da</b>	m	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
<b>l3</b>	m	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3
<b>la</b>	m	3.57	3.57	3.57	3.57	3.57
<b>la, ang.</b>	m	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
<b>c</b>	kN/m <sup>2</sup>	155	180	180	155	180
<b>a'</b>	m	3.12	3.19	3.19	3.12	3.19
<b>a''</b>	m	2.99	3.22	3.22	2.99	3.22
<b>a'''</b>	m	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21
<b>amin</b>	m	2.21	2.21	2.21	2.21	2.21
<b>a ang.</b>	m	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
<b>b ang.</b>	m	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
<b>na</b>	-	4.42	4.42	4.42	4.42	4.42
<b>na, ang.</b>	-	5	5	5	5	5
Abstützung aus Spritzbeton						
<b>fpr</b>	-	5	5	5	5	5
<b>fkp</b>	-	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	340	340	340	340	340
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	370	370	370	370	370
<b>d'</b>	cm	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02
<b>d ang.</b>	cm	4	4	4	4	4

Tab. VIII-6

Abstützung aus Swellex® Anker						
Abschnitt №		4	7	11	12	17
<b>h1</b>	m	5	5	5	5	5
<b>q</b>	kN/m'	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27
<b>e</b>	kN/m'	25.01	25.01	25.01	25.01	25.01
<b>y</b>	kN/m <sup>3</sup>	0	0	0	0	0
<b>da</b>	m	24	24	24	24	24
<b>l3</b>	m	1.70	1.40	1.40	1.70	1.40
<b>la</b>	m	2.97	2.67	2.67	2.97	2.67
<b>la, ang.</b>	m	3	2.7	2.7	3	2.7
<b>c</b>	kN/m <sup>2</sup>	155	180	180	155	180
<b>a'</b>	m	2.55	2.32	2.32	2.55	2.32
<b>a''</b>	m	2.49	2.41	2.41	2.49	2.41
<b>a'''</b>	m	2.81	2.71	2.71	2.81	2.71
<b>amin</b>	m	2.49	2.32	2.32	2.49	2.32
<b>a ang.</b>	m	2.5	2.35	2.35	2.5	2.35
<b>b ang.</b>	m	2.5	2.35	2.35	2.5	2.35
<b>na</b>	-	3.97	4.23	4.23	3.97	4.23
<b>na, ang.</b>	-	4	5	5	4	5
Abstützung aus Spritzbeton						
<b>fpr</b>	-	5	5	5	5	5
<b>fkp</b>	-	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	340	340	340	340	340
<b>Rh</b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	370	370	370	370	370
<b>d'</b>	cm	3.53	3.22	3.22	3.53	3.22
<b>d ang.</b>	cm	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0

**B-6. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER GRUNDWERTE ALLER ABSCHNITTE, DEREN FESTIGKEITSWERT FPR=6 BETRÄGT**

Abschnitt №		3	8	9
<b>h1</b>	m	0.63	0.63	0.63
<b>q</b>	kN/m'	13.03	13.55	13.55
<b>e</b>	kN/m'	0	0	0
<b>fPR</b>	-	6	6	6
<b>f<sub>kp</sub></b>	-	6	6	6
<b>R<sub>h</sub></b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	340	340	340
<b>R<sub>h</sub></b>	N/m <sup>2</sup> .10 <sup>5</sup>	370	370	370
<b>γ<sub>Fels</sub></b>	kN/m <sup>3</sup>	25	26	26
<b>d'</b>	cm	6.69	6.82	6.82
<b>d ang.</b>	cm	7	7	7

# **ANHANG C**

## C-1. ABSCHNITT 1 (FPR =3; GSI=34)

### (a) Eingangsdaten:

#### (a1) geometrische Daten:

$R=2,75$  m ...Druckstolldurchmesser

#### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci}=35$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i=6$  ...Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein;

$\nu=0,3$  ...Poissonszahl;

$\psi=30^\circ$  ...Ausdehnungswinkel;

$GSI=34$  ...Festigkeitsindex;

$\gamma=2,3 \cdot 10^{-2}$  MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

#### (a3) Belastung:

$\sigma_0=1,47$  MPa ...Anfangsdruck

#### (a4) Ortsbrusteffekt:

$L=1,5$  m ...Spannweite

#### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}=30$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c=31,5$  GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c=0,2$  ...Poissonszahl;

$t_c=100$  mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b=54$  mm ...Ankerdurchmesser;

$l=3,60$  m ...Ankerlänge;

$T_{br}=0,216$  MN ...max.Tragfähigkeit des Ankers,

beim Pull-Out Versuch;

$Q=0,36$  m / MN ...Konstante;

$E_b=210$  GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b=5$  ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i=2,10$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Querrichtung;

$s_c=2,10$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Längsrichtung.

### (b) Ausgangsdaten:

#### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 6 \cdot \exp\left(\frac{34 - 100}{28}\right) = 0,568$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{34 - 100}{9}\right) = 0,001$$

$$E_m = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 1,43 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{1,43}{2(1+0,3)} = 0,55 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{1,47}{0,568 \cdot 35} + \frac{0,001}{0,568^2} = 7,61 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0} \right] = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 7,61 \cdot 10^{-2}} \right] = 1,50 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 1,50 \cdot 10^{-2} - \frac{0,001}{0,568^2} \right] 0,568 \cdot 35 = 0,257 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Kontstante für geklüftes Gebirge;

$s$  ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_m$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-7 – Elastischer Bereich der GRC

точка	pi MPa	ur,el mm
1(т.Т)	1.47	0
2(т.Е)	0.257	3.04

Tab. VIII-8 - Plastischer Bereich der GRC

точка	pi	pr,i	pf,i	Pi	Rpl	ur,pl
	MPa	MPa	MPa	-	-	mm
1(т.Е)	0.26	0.26	0.26	1.50E-02	1.00	3.04
2	0.23	0.23	0.23	1.38E-02	1.01	3.10
3	0.21	0.21	0.21	1.26E-02	1.02	3.18
4	0.19	0.19	0.19	1.14E-02	1.03	3.27
5	0.16	0.17	0.16	1.03E-02	1.04	3.37
6	0.14	0.14	0.14	9.08E-03	1.06	3.49
7	0.12	0.12	0.11	7.90E-03	1.07	3.64
8	0.09	0.10	0.09	6.73E-03	1.08	3.81
9	0.07	0.08	0.06	5.55E-03	1.10	4.03
10	0.05	0.05	0.04	4.38E-03	1.12	4.29
11	0.02	0.03	0.01	3.20E-03	1.14	4.64
12(P.M)	0.00	0.01	-0.01	2.02E-03	1.17	5.12

**(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):**

Tab. VIII-9 - Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R	x m	ur mm	ur/ur,m	x/R
1	-4.00	-11.00	0.01	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.05	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.23	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	0.82	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	2.04	0.40	0.364
6	1.45	4.00	3.43	0.67	1.455
7	2.55	7.00	4.36	0.85	2.545
8	3.64	10.00	4.82	0.94	3.636
9	4.73	13.00	5.01	0.98	4.727
10	5.82	16.00	5.08	0.99	5.818
11	6.91	19.00	5.11	1.00	6.909
12	8.00	22.00	5.12	1.00	8

Spannweite: 

2	2.52
---	------

  
m mm

**(b3) Support Characteristic Curve (SCC):**

**(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton**

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{30}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 100)^2}{2,75^2} \right] = 1,07 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = \frac{31,5 \cdot 1000}{(1 - 0,2) \cdot 2,75} \cdot \frac{2,75^2 - (2,75 - 100 / 1000)^2}{(1 - 2\nu_c) \cdot 2,75^2 + (2,75 - 100 / 1000)^2} = 4,46 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{1,07}{4,46 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,40 \text{ mm}$$

**(b3.2) Ankerabstützung**

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,216}{2,10 \cdot 2,10} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 1 / \left[ 2,10 \cdot 2,10 \cdot \left( \frac{4 \cdot 3,60}{\pi \cdot (54 / 1000)^2 \cdot 210 \cdot 1000} + 0,36 \right) \right] = 6,17 \cdot 10^{-1} \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,05}{6,17 \cdot 10^{-1}} \cdot 1000 = 79,40 \text{ mm}$$

**(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel**

**Koordinaten der SCC:**

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 4,46 \cdot 10^2 + 6,17 \cdot 10^{-1} = 4,47 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}, u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,40 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{4,47 \cdot 10^2}{2,40} = 1,07 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-10 - Koordinaten der GRC

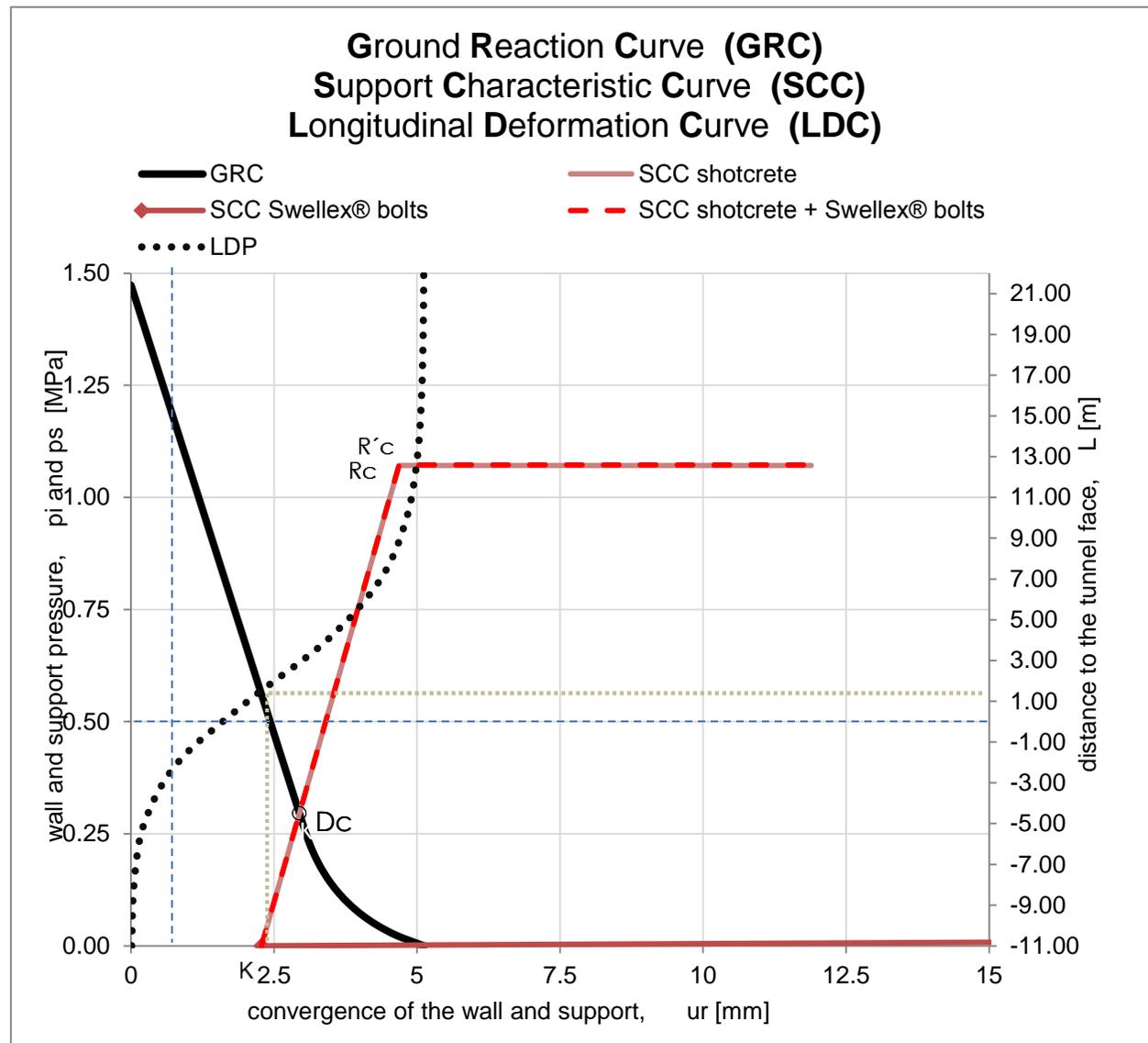
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	1.47	0
1(P.E)	0.26	3.04
2	0.23	3.1
3	0.21	3.18
4	0.19	3.27
5	0.16	3.37
6	0.14	3.49
7	0.12	3.64
8	0.09	3.81
9	0.07	4.03
10	0.05	4.29
11	0.02	4.64
12(P.	0	5.12

Tab. VIII-11 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.01	-11
2	0.05	-8
3	0.23	-5
4	0.82	-2
5	2.04	1
6	3.43	4
7	4.36	7
8	4.82	10
9	5.01	13
10	5.08	16
11	5.11	19
12	5.12	22

Tab. VIII-12 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	2.52
2(P.R)	1.07	4.93
3	1.07	12.13



## C-2. ABSCHNITT 2 (FPR =4; GSI=39)

### (a) Eingangsdaten:

#### (a1) geometrische Daten:

R=2,75 m ...Druckstolldurchmesser

#### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci}$  = 75 MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i$ =8 ...Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein;

$\nu$ =0,25 ...Poissonszahl;

$\psi$ =30° ...Ausdehnungswinkel;

GSI=39 ...Festigkeitsindex;

$\gamma$  = 2,4 · 10<sup>-2</sup> MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

#### (a3) Belastung:

$\sigma_0$ =2,52 MPa ...Anfangsdruck

#### (a4) Ortsbrusteffekt:

L=1,5 m ...Spannweite

#### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}$ =30 MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c$ =31,5 GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c$ =0,2 ...Poissonszahl;

$t_c$ =40 mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b$ =54 mm ...Ankerdurchmesser;

l = 3,00 m ...Ankerlänge;

$T_{bf}$ =0,220 MN ...max. Tragfähigkeit des Ankers;

beim Pull-Out Versuch;

Q = 0,3 m / MN ...Konstante;

$E_b$ =210 GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b$ =5 ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i$ =2,30 m ...Abstand zwischen den Ankern in Querrichtung;

$s_c$ =2,30 m ...Abstand zwischen den Ankern in Längsrichtung.

### (b) Ausgangsdaten:

#### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 8 \cdot \exp\left(\frac{39 - 100}{28}\right) = 0,906$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{39 - 100}{9}\right) = 0,001$$

$$E_m = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 1,46 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{1,46}{2(1+0,3)} = 1,84 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{2,52}{0,906 \cdot 75} + \frac{0,001}{0,906^2} = 3,84 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0} \right] = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 3,84 \cdot 10^{-2}} \right] = 4,59 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 4,59 \cdot 10^{-3} - \frac{0,001}{0,906^2} \right] 0,906 \cdot 75 = 0,217 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Kontstante für geklüftes Gebirge;

s ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_m$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-13 - Elastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	ur,el mm
1(P.P)	2.52	0.00
2(P.E)	0.22	1.72

Tab. VIII-14 - Plastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	pr,i MPa	pf,i MPa	Pi -	Rpl -	ur,pl mm
1(P.E)	0.22	0.22	0.22	4.59E-03	1.00	1.72
2	0.20	0.20	0.20	4.30E-03	1.00	1.74
3	0.18	0.18	0.18	4.00E-03	1.01	1.75
4	0.16	0.16	0.16	3.71E-03	1.01	1.77
5	0.14	0.14	0.14	3.42E-03	1.02	1.80
6	0.12	0.12	0.12	3.13E-03	1.02	1.82
7	0.10	0.10	0.10	2.84E-03	1.03	1.85
8	0.08	0.08	0.08	2.55E-03	1.04	1.88
9	0.06	0.06	0.06	2.26E-03	1.04	1.92
10	0.04	0.04	0.04	1.97E-03	1.05	1.96
11	0.02	0.02	0.02	1.68E-03	1.05	2.01
12(P.M)	0.00	0.00	0.00	1.39E-03	1.06	2.07

(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):

Tab. VIII-15 - Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R -	x m	ur mm	ur/ur,m	x/R
1	-4.00	-11.00	0.00	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.02	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.09	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	0.33	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	0.82	0.40	0.364
6	1.45	4.00	1.39	0.67	1.455
7	2.55	7.00	1.76	0.85	2.545
8	3.64	10.00	1.95	0.94	3.636
9	4.73	13.00	2.02	0.98	4.727
10	5.82	16.00	2.05	0.99	5.818
11	6.91	19.00	2.06	1.00	6.909
12	8.00	22.00	2.07	1.00	8

Spannweite:

2	1.02
m	mm

(b3) Support Characteristic Curve (SCC):

(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{30}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 100)^2}{2,75^2} \right] = 1,07 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = \frac{31,5 \cdot 1000}{(1 - 0,2) \cdot 2,75} \cdot \frac{2,75^2 - (2,75 - 100 / 1000)^2}{(1 - 2\nu_c) \cdot 2,75^2 + (2,75 - 100 / 1000)^2} = 4,46 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{1,07}{4,46 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,40 \text{ mm}$$

(b3.2) Ankerabstützung

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,216}{2,10 \cdot 2,10} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 1 / \left[ 2,10 \cdot 2,10 \cdot \left( \frac{4 \cdot 3,60}{\pi \cdot (54 / 1000)^2 \cdot 210 \cdot 1000} + 0,36 \right) \right] = 6,17 \cdot 10^{-1} \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,05}{6,17 \cdot 10^{-1}} \cdot 1000 = 79,40 \text{ mm}$$

(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel

Koordinaten der SCC:

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 4,46 \cdot 10^2 + 6,17 \cdot 10^{-1} = 4,47 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}; u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,40 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{4,47 \cdot 10^2}{2,40} = 1,07 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-16 - Koordinaten der GRC

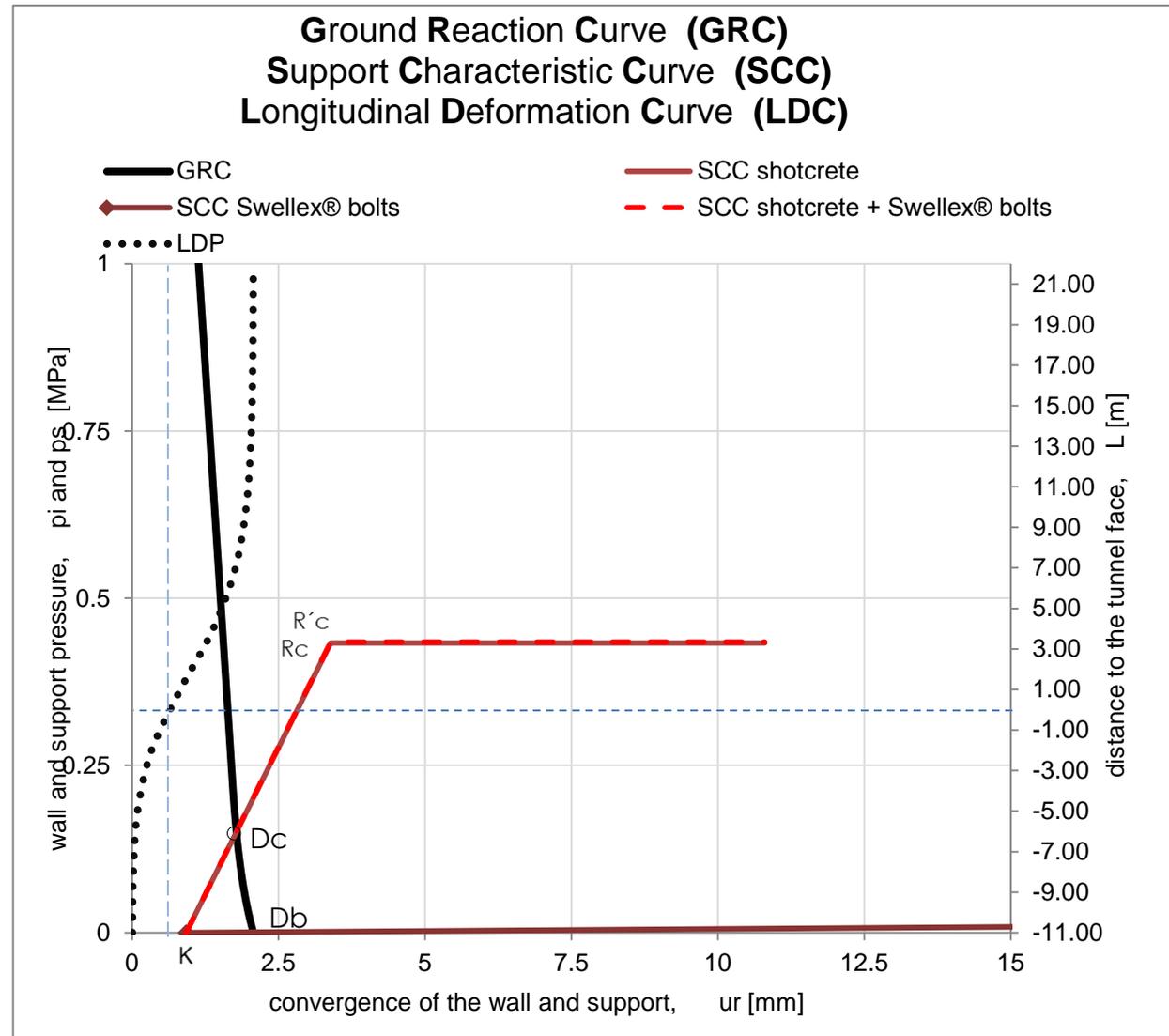
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	2.52	0.00
1(P.E)	0.22	1.72
2	0.20	1.74
3	0.18	1.75
4	0.16	1.77
5	0.14	1.80
6	0.12	1.82
7	0.10	1.85
8	0.08	1.88
9	0.06	1.92
10	0.04	1.96
11	0.02	2.01
12(P.	0.00	2.07

Tab. VIII-17 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.00	-11.00
2	0.02	-8.00
3	0.09	-5.00
4	0.33	-2.00
5	0.82	1.00
6	1.39	4.00
7	1.76	7.00
8	1.95	10.00
9	2.02	13.00
10	2.05	16.00
11	2.06	19.00
12	2.07	22.00

Tab. VIII-18 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	1.02
2(P.R)	0.43	3.49
3	1.43	10.90



### C-3. ABSCHNITT 5 (FPR =4; GSI=39)

#### (a) Eingangsdaten:

##### (a1) geometrische Daten:

$R=2,75$  m ...Druckstolldurchmesser

##### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci} = 75$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i=8$  ...Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein;

$\nu=0,25$  ...Poissonszahl;

$\psi=30^\circ$  ...Ausdehnungswinkel;

$GSI=39$  ...Festigkeitsindex;

$\gamma = 2,7 \cdot 10^{-2}$  MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

##### (a3) Belastung:

$\sigma_0=1,28$  MPa ...Anfangsdruck

##### (a4) Ortsbrusteffekt:

$L=1,5$  m ...Spannweite

##### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}=30$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c=31,5$  GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c=0,2$  ...Poissonszahl;

$t_c=40$  mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b=54$  mm ...Ankerdurchmesser;

$l = 3,00$  m ...Ankerlänge;

$T_{bf}=0,220$  MN ...max. Tragfähigkeit des Ankers,

beim Pull-Out Versuch;

$Q = 0,3$  m / MN ...Konstante;

$E_b=210$  GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b=5$  ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i=2,00$  m ...Abstand zwischen den Anker in Querrichtung;

$s_c=2,00$  m ...Abstand zwischen den Anker in Längsrichtung.

#### (b) Ausgangsdaten:

##### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 8 \cdot \exp\left(\frac{39 - 100}{28}\right) = 0,906$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{39 - 100}{9}\right) = 0,001$$

$$E_{rm} = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 4,56 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_{rm}}{2(1+\nu)} = \frac{4,56}{2(1+0,3)} = 1,84 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{1,28}{0,906 \cdot 75} + \frac{0,001}{0,906^2} = 2,02 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0} \right] = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 2,02 \cdot 10^{-2}} \right] = 1,42 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 1,42 \cdot 10^{-3} - \frac{0,001}{0,906^2} \right] 0,906 \cdot 75 = 0,002 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Kontstante für geklüftes Gebirge;

$s$  ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_{rm}$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-19- Elastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	ur,el mm
1(P.P)	1,28	0.00
2(P.E)	0.002	0,96

Tab. VIII-20- Plastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	pr,i MPa	pf,i MPa	Pi -	Rpl -	ur,pl mm
1(P.E)	0.002	0.002	0.002	1.42E-03	1.000	0.955
2	0.002	0.002	0.002	1.41E-03	1.000	0.956
3	0.002	0.002	0.002	1.41E-03	1.000	0.956
4	0.001	0.001	0.001	1.41E-03	1.000	0.956
5	0.001	0.001	0.001	1.41E-03	1.000	0.956
6	0.001	0.001	0.001	1.40E-03	1.000	0.956
7	0.001	0.001	0.001	1.40E-03	1.000	0.956
8	0.001	0.001	0.001	1.40E-03	1.000	0.956
9	0.001	0.001	0.000	1.40E-03	1.001	0.957
10	0.000	0.000	0.000	1.39E-03	1.001	0.957
11	0.000	0.000	0.000	1.39E-03	1.001	0.957
12(P.M)	0.000	0.000	0.000	1.39E-03	1.001	0.957

**(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):**

Tab. VIII-21 - Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R -	x m	ur mm	ur/ur,m	x/R
1	-4.00	-11.00	0.00	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.01	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.04	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	0.15	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	0.38	0.40	0.364
6	1.45	4.00	0.64	0.67	1.455
7	2.55	7.00	0.82	0.85	2.545
8	3.64	10.00	0.90	0.94	3.636
9	4.73	13.00	0.94	0.98	4.727
10	5.82	16.00	0.95	0.99	5.818
11	6.91	19.00	0.95	1.00	6.909
12	8.00	22.00	0.96	1.00	8

Spannweite: 

2	0.47
---	------

  
m mm

**(b3) Support Characteristic Curve (SCC):**

**(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton**

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{75}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 40)^2}{2,75^2} \right] = 0,43 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = \frac{31,5 \cdot 1000}{(1 - 0,2) \cdot 2,75} \cdot \frac{2,75^2 - (2,75 - 40 / 1000)^2}{(1 - 2\nu_c) \cdot 2,75^2 + (2,75 - 40 / 1000)^2} = 1,75 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{0,43}{1,75 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,47 \text{ mm}$$

**(b3.2) Ankerabstützung**

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,220}{2,00 \cdot 2,00} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 1 / \left[ 2,00 \cdot 2,00 \cdot \left( \frac{4 \cdot 3,00}{\pi \cdot (54 / 1000)^2 \cdot 210 \cdot 1000} + 0,3 \right) \right] = 6,90 \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,06}{6,90} \cdot 1000 = 7,97 \text{ mm}$$

**(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel**

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 1,75 \cdot 10^2 + 6,90 = 1,82 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}, u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,47 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{1,76 \cdot 10^2}{2,47} = 0,45 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-22 - Koordinaten der GRC

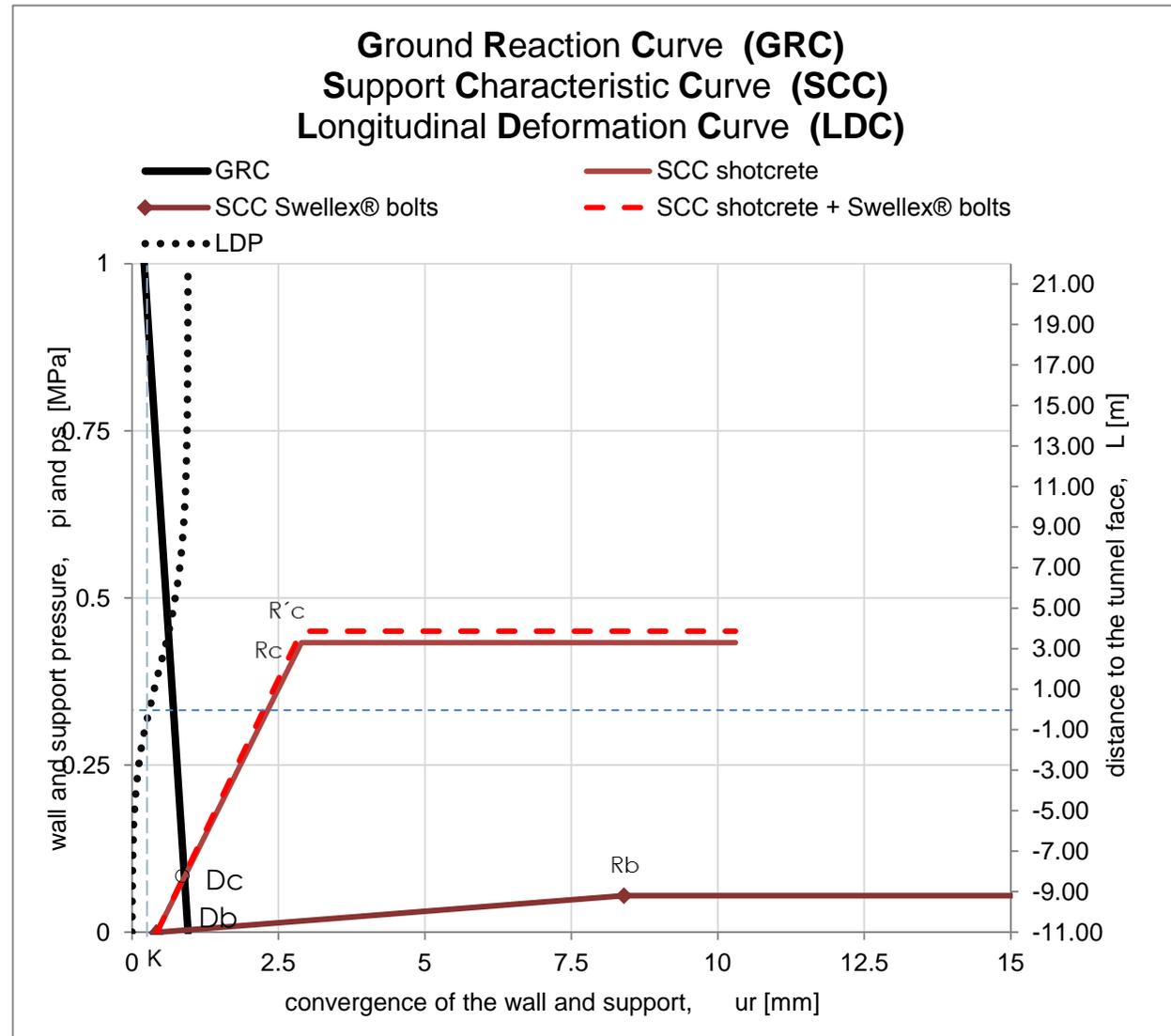
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	1.28	0.00
1(P.E)	0.002	0.96
2	0.002	0.956
3	0.001	0.956
4	0.001	0.956
5	0.001	0.956
6	0.001	0.956
7	0.001	0.956
8	0.001	0.957
9	0.000	0.957
10	0.000	0.957
11	0.000	0.957
12(P.	0.002	0.956

Tab. VIII-23 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.00	-11.00
2	0.01	-8.00
3	0.04	-5.00
4	0.15	-2.00
5	0.38	1.00
6	0.64	4.00
7	0.82	7.00
8	0.90	10.00
9	0.94	13.00
10	0.95	16.00
11	0.95	19.00
12	0.96	22.00

Tab. VIII-24 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	0.47
2(P.R)	0.45	2.94
3	0.45	10.35



## C-4. ABSCHNITT 6 (FPR =2; GSI=20)

### (a) Eingangsdaten:

#### (a1) geometrische Daten:

$R=2,75$  m ...Druckstolldurchmesser

#### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci} = 35$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i=7$  ...Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein

$\nu=0,33$  ...Poissonszahl;

$\psi=30^\circ$  ...Ausdehnungswinkel;

$GSI=20$  ...Festigkeitsindex;

$\gamma = 2,4 \cdot 10^{-2}$  MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

#### (a3) Belastung:

$\sigma_0=1,14$  MPa ...Anfangsdruck

#### (a4) Ortsbrusteffekt:

$L=1,5$  m ...Spannweite

#### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}=30$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c=31,5$  GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c=0,2$  ...Poissonszahl;

$t_c=100$  mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b=54$  mm ...Ankerdurchmesser;

$l = 3,90$  m ...Ankerlänge;

$T_{bf}=0,238$  MN ...max. Tragfähigkeit des Ankers,

beim Pull-Out Versuch;

$Q = 0,3$  m / MN ...Konstante;

$E_b=210$  GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b=6$  ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i=1,70$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Querrichtung;

$s_c=1,70$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Längsrichtung.

### (b) Ausgangsdaten:

#### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 7 \cdot \exp\left(\frac{20 - 100}{28}\right) = 0,402$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{20 - 100}{9}\right) = 0,0001$$

$$E_m = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 1,052 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{1,052}{2(1+0,3)} = 0,396 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{1,14}{0,402 \cdot 35} + \frac{0,0001}{0,402^2} = 8,21 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0}] = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 8,21 \cdot 10^{-2}}] = 1,70 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 1,70 \cdot 10^{-3} - \frac{0,0001}{0,402^2} \right] 0,402 \cdot 35 = 0,227 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Kontstante für geklüftetes Gebirge;

$s$  ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_m$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-25- Elastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	ur,el mm
1(P.P)	1.14	0
2(P.E)	0.227	3.19

Tab. VIII-26- Plastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	pr,i MPa	pf,i MPa	Pi -	Rpl -	ur,pl mm
1(P.E)	0.23	0.23	0.23	1.70E-02	1.00	3.19
2	0.21	0.21	0.21	1.55E-02	1.01	3.27
3	0.19	0.19	0.18	1.41E-02	1.02	3.36
4	0.17	0.17	0.16	1.26E-02	1.04	3.47
5	0.14	0.15	0.14	1.11E-02	1.05	3.60
6	0.12	0.13	0.12	9.65E-03	1.07	3.76
7	0.10	0.11	0.10	8.19E-03	1.08	3.96
8	0.08	0.09	0.08	6.72E-03	1.10	4.20
9	0.06	0.07	0.05	5.25E-03	1.12	4.51
10	0.04	0.05	0.03	3.79E-03	1.15	4.91
11	0.02	0.03	0.01	2.32E-03	1.18	5.49
12(P.M)	0.00	0.01	-0.01	8.53E-04	1.22	6.47

(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):

Tab. VIII-27 Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R -	x m	ur mm	ur/ur,m	x/R
1	-4.00	-11.00	0.01	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.06	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.29	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	1.04	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	2.58	0.40	0.364
6	1.45	4.00	4.33	0.67	1.455
7	2.55	7.00	5.51	0.85	2.545
8	3.64	10.00	6.09	0.94	3.636
9	4.73	13.00	6.33	0.98	4.727
10	5.82	16.00	6.42	0.99	5.818
11	6.91	19.00	6.45	1.00	6.909
12	8.00	22.00	6.47	1.00	8

Spannweite: 

2	3.19
m	mm

(b3) Support Characteristic Curve (SCC):

(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{35}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 40)^2}{2,75^2} \right] = 1,07 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = 4,46 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{1,07}{4,46 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,40 \text{ mm}$$

(b3.2) Ankerabstützung

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,238}{1,70 \cdot 1,70} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 9,08 \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,08}{9,08} \cdot 1000 = 9,06 \text{ mm}$$

(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel

Koordinaten der SCC:

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 4,4610^2 + 9,08 = 4,55 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}, u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,40 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{14,55 \cdot 10^2}{2,40} = 1,09 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-28 - Koordinaten der GRC

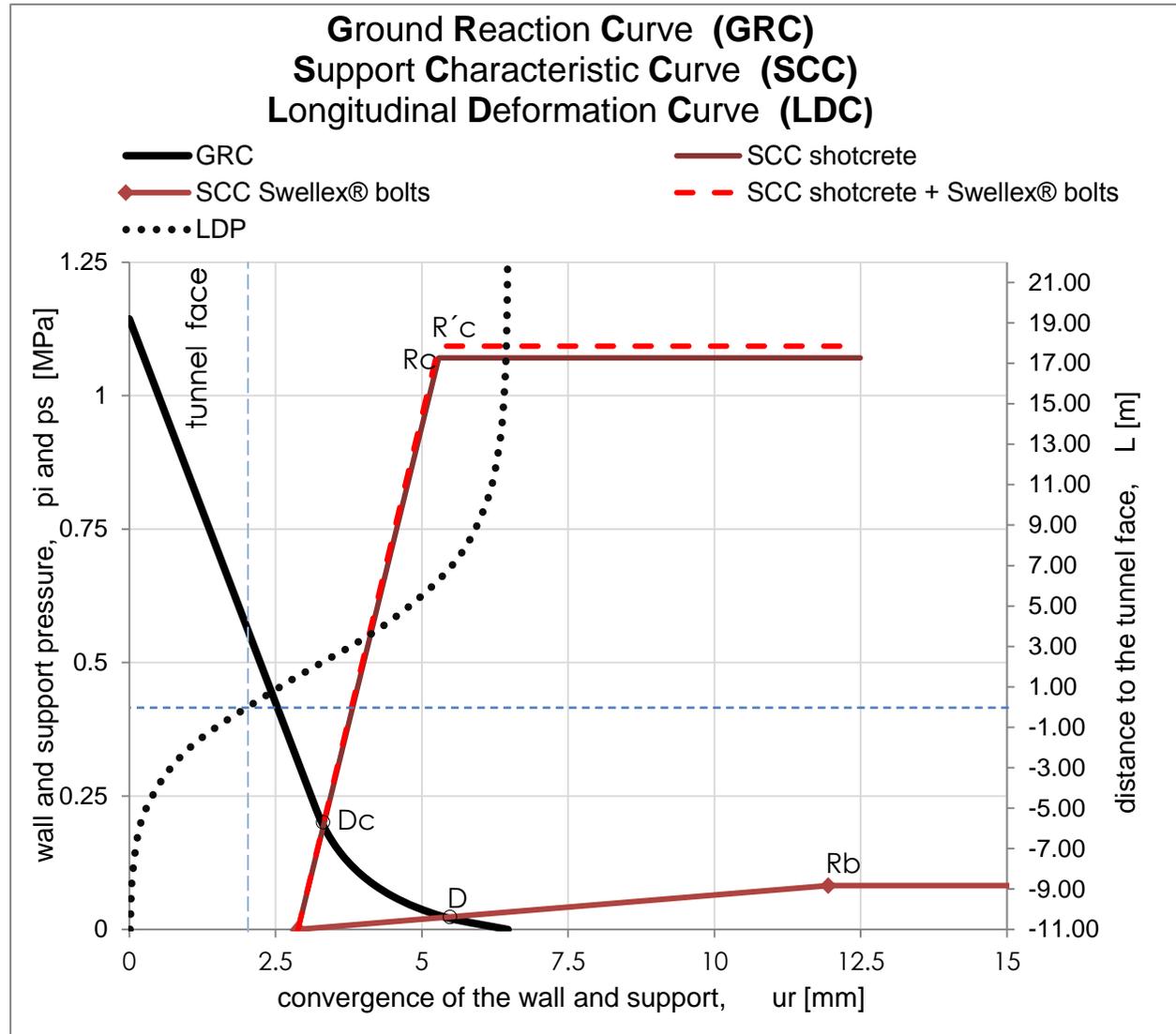
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	2.52	0.00
1(P.E)	0.22	1.72
2	0.20	1.74
3	0.18	1.75
4	0.16	1.77
5	0.14	1.80
6	0.12	1.82
7	0.10	1.85
8	0.08	1.88
9	0.06	1.92
10	0.04	1.96
11	0.02	2.01
12(P.)	0.00	2.07

Tab. VIII-29 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.00	-11.00
2	0.02	-8.00
3	0.09	-5.00
4	0.33	-2.00
5	0.82	1.00
6	1.39	4.00
7	1.76	7.00
8	1.95	10.00
9	2.02	13.00
10	2.05	16.00
11	2.06	19.00
12	2.07	22.00

Tab. VIII-30 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	1.02
2(P.R)	0.43	3.49
3	1.43	10.90



## C-5. ABSCHNITT 13 (FPR =3; GSI=34)

### (a) Eingangsdaten:

#### (a1) geometrische Daten:

$R=2,75$  m ...Druckstollendurchmesser

#### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci} = 35$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i=9$  ...Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein;

$\nu=0,3$  ...Poissonszahl;

$\psi=30^\circ$  ...Ausdehnungswinkel;

$GSI=34$  ...Festigkeitsindex;

$\gamma = 2,3 \cdot 10^{-2}$  MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

#### (a3) Belastung:

$\sigma_0=3,24$  MPa ...Anfangsdruck

#### (a4) Ortsbrusteffekt:

$L=1,5$  m ...Spannweite

#### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}=30$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c=31,5$  GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c=0,2$  ...Poissonszahl;

$t_c=100$  mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b=54$  mm ...Ankerdurchmesser;

$l = 3,60$  m ...Ankerlänge;

$T_{br}=0,216$  MN ...max. Tragfähigkeit des Ankers,

beim Pull-Out Versuch;

$Q = 0,3$  m / MN ...Konstante;

$E_b=210$  GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b=5$  ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i=2,10$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Querrichtung;

$s_c=2,10$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Längsrichtung.

### (b) Ausgangsdaten:

#### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 9 \cdot \exp\left(\frac{34 - 100}{28}\right) = 0,852$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{34 - 100}{9}\right) = 0,001$$

$$E_{rm} = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 2,36 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_{rm}}{2(1+\nu)} = \frac{2,36}{2(1+0,3)} = 0,906 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{3,24}{0,852 \cdot 35} + \frac{0,001}{0,852^2} = 1,09 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0}] = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 1,09 \cdot 10^{-1}}] = 2,71 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 2,71 \cdot 10^{-2} - \frac{0,001}{0,852^2} \right] 0,852 \cdot 35 = 0,782 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Kontstante für geklüftes Gebirge;

$s$  ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_{rm}$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-31- Elastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	ur,el mm
1(P.P)	3.24	0
2(P.E)	0.782	3.73

Tab. VIII-32- Plastischer Bereich der GRC

Punkt	pi	pr,i	pf,i	Pi	Rpl	ur,pl
	MPa	MPa	MPa	-	-	mm
1(P.E)	0.78	0.78	0.78	2.71E-02	1.00	3.73
2	0.71	0.71	0.71	2.47E-02	1.01	3.85
3	0.64	0.64	0.64	2.24E-02	1.03	3.99
4	0.57	0.57	0.57	2.00E-02	1.05	4.17
5	0.50	0.50	0.49	1.76E-02	1.07	4.39
6	0.43	0.43	0.42	1.52E-02	1.09	4.66
7	0.36	0.36	0.35	1.28E-02	1.11	4.99
8	0.28	0.29	0.28	1.04E-02	1.13	5.42
9	0.21	0.22	0.20	8.05E-03	1.16	5.97
10	0.14	0.15	0.13	5.67E-03	1.20	6.72
11	0.07	0.09	0.06	3.28E-03	1.24	7.85
12(P.M)	0.00	0.02	-0.02	9.00E-04	1.31	10.02

**(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):**

Tab. VIII-33 Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R	x	ur	ur/ur,m	x/R
	-	m	mm		
1	-4.00	-11.00	0.02	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.10	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.45	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	1.60	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	3.99	0.40	0.364
6	1.45	4.00	6.70	0.67	1.455
7	2.55	7.00	8.53	0.85	2.545
8	3.64	10.00	9.42	0.94	3.636
9	4.73	13.00	9.79	0.98	4.727
10	5.82	16.00	9.93	0.99	5.818
11	6.91	19.00	9.99	1.00	6.909
12	8.00	22.00	10.01	1.00	8

Spannweite:

2	4.94
m	mm

**(b3) Support Characteristic Curve (SCC):**

**(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton**

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{30}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 100)^2}{2,75^2} \right] = 1,07 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = \frac{31,5 \cdot 1000}{(1 - 0,2) \cdot 2,75} \cdot \frac{2,75^2 - (2,75 - 100 / 1000)^2}{(1 - 2\nu_c) \cdot 2,75^2 + (2,75 - 100 / 1000)^2} = 4,46 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{1,07}{4,46 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,40 \text{ mm}$$

**(b3.2) Ankerabstützung**

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,216}{2,10 \cdot 2,10} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 1 / \left[ 2,10 \cdot 2,10 \cdot \left( \frac{4 \cdot 3,60}{\pi \cdot (54 / 1000)^2 \cdot 210 \cdot 1000} + 0,3 \right) \right] = 6,05 \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,05}{6,05} \cdot 1000 = 9,06 \text{ mm}$$

**(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel**

**Koordinaten der SCC:**

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 4,46 \cdot 10^2 + 6,05 = 4,53 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}, u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,40 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{4,47 \cdot 10^2}{2,40} = 1,09 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-34 - Koordinaten der GRC

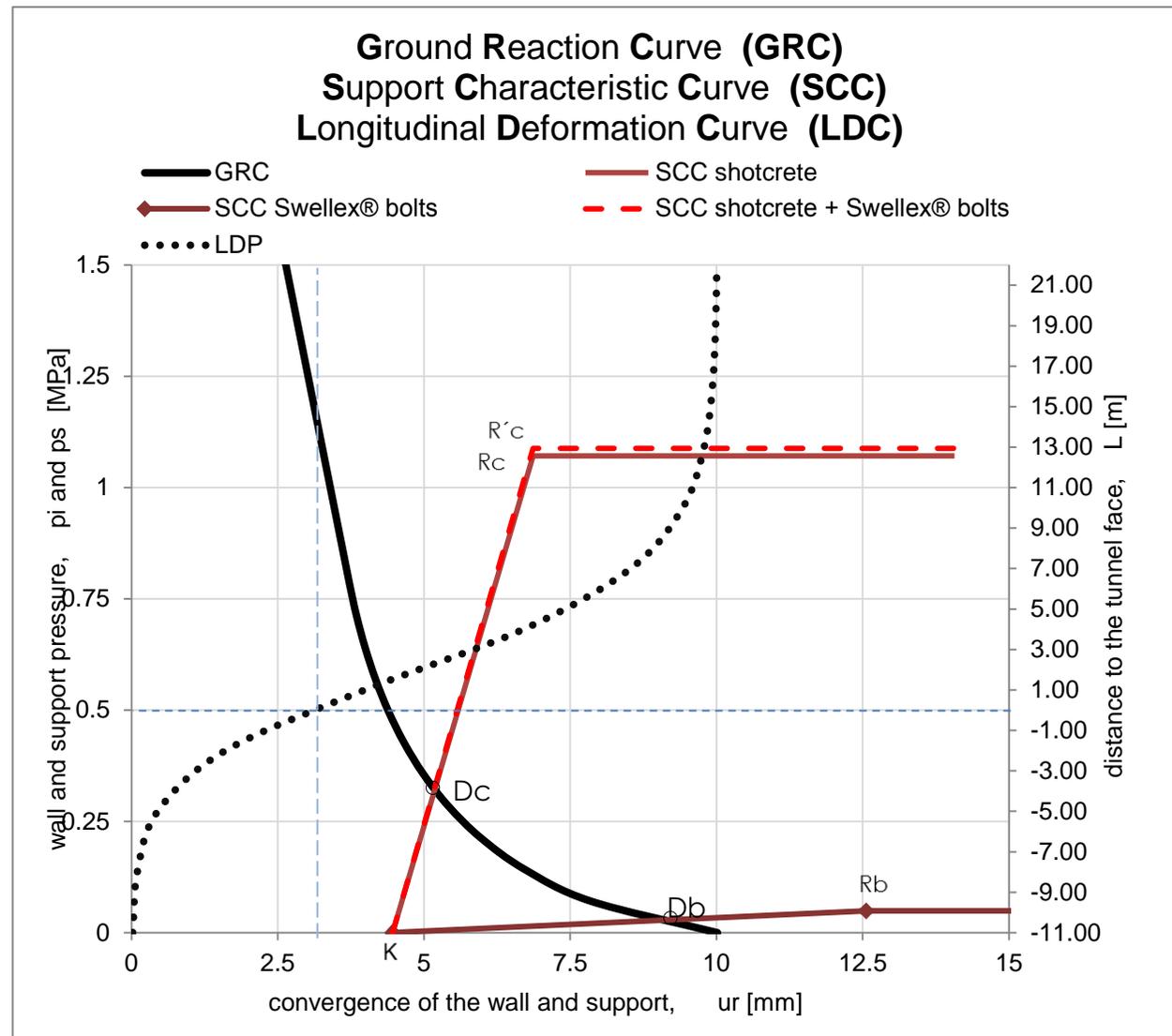
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	3.24	0
1(P.E)	0.782	3.73
2	0.64	3.99
3	0.57	4.17
4	0.50	4.39
5	0.43	4.66
6	0.36	4.99
7	0.28	5.42
8	0.21	5.97
9	0.14	6.72
10	0.07	7.85
11	0.00	10.02
12(P.	0.64	3.99

Tab. VIII-35 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.02	-11.00
2	0.10	-8.00
3	0.45	-5.00
4	1.60	-2.00
5	3.99	1.00
6	6.70	4.00
7	8.53	7.00
8	9.42	10.00
9	9.79	13.00
10	9.93	16.00
11	9.99	19.00
12	10.01	22.00

Tab. VIII-36 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	4.94
2(P.R)	1.09	7.34
3	1.09	14.55



## C-6. ABSCHNITT 14 (FPR =2; GSI=26)

### (a) Eingangsdaten:

#### (a1) geometrische Daten:

$R=2,75$  m ...Druckstollendurchmesser

#### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci} = 35$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i=6$  ...Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein;

$\nu=0,32$  ...Poissonszahl;

$\psi=30^\circ$  ...Ausdehnungswinkel;

$GSI=26$  ...Festigkeitsindex;

$\gamma = 2,2 \cdot 10^{-2}$  MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

#### (a3) Belastung:

$\sigma_0=2,67$  MPa ...Anfangsdruck

#### (a4) Ortsbrusteffekt:

$L=1,5$  m ...Spannweite

#### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}=30$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c=31,5$  GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c=0,2$  ...Poissonszahl;

$t_c=150$  mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b=54$  mm ...Ankerdurchmesser;

$l=3,90$  m ...Ankerlänge;

$T_{br}=0,229$  MN ...max. Tragfähigkeit des Ankers,

beim Pull-Out Versuch;

$Q=0,3$  m / MN ...Konstante;

$E_b=210$  GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b=6$  ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i=1,80$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Querrichtung;

$s_c=1,80$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Längsrichtung.

### (b) Ausgangsdaten:

#### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 6 \cdot \exp\left(\frac{26 - 100}{28}\right) = 0,427$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{26 - 100}{9}\right) = 0,0001$$

$$E_m = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 1,486 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{1,486}{2(1+0,3)} = 0,563 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{2,67}{0,427 \cdot 35} + \frac{0,0001}{0,427^2} = 1,80 \cdot 10^{-1} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0}] = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 1,80 \cdot 10^{-1}}] = 5,90 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 5,90 \cdot 10^{-2} - \frac{0,0001}{0,427^2} \right] 0,427 \cdot 35 = 0,859 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Kontstante für geklüftes Gebirge;

$s$  ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_m$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-37- Elastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	ur,el mm
1(P.P)	2.67	0
2(P.E)	0.859	4.43

Tab. VIII-38- Plastischer Bereich der GRC

Punkt	pi	pr,i	pf,i	Pi	Rpl	ur,pl
	MPa	MPa	MPa	-	-	mm
1(P.E)	0.86	0.86	0.86	5.90E-02	1.00	4.43
2	0.78	0.78	0.78	5.37E-02	1.02	4.65
3	0.70	0.71	0.70	4.85E-02	1.05	4.92
4	0.62	0.63	0.62	4.33E-02	1.07	5.26
5	0.55	0.55	0.54	3.81E-02	1.10	5.69
6	0.47	0.48	0.46	3.28E-02	1.13	6.23
7	0.39	0.40	0.38	2.76E-02	1.17	6.93
8	0.31	0.32	0.30	2.24E-02	1.20	7.85
9	0.23	0.25	0.22	1.72E-02	1.25	9.10
10	0.16	0.17	0.14	1.19E-02	1.31	10.89
11	0.08	0.10	0.06	6.70E-03	1.38	13.73
12(P.M)	0.00	0.03	-0.03	1.47E-03	1.51	20.00

(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):

Tab. VIII-39 Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R	x	ur	ur/ur,m	x/R
	-	m	mm		
1	-4.00	-11.00	0.04	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.20	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.89	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	3.20	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	7.97	0.40	0.364
6	1.45	4.00	13.39	0.67	1.455
7	2.55	7.00	17.04	0.85	2.545
8	3.64	10.00	18.81	0.94	3.636
9	4.73	13.00	19.55	0.98	4.727
10	5.82	16.00	19.83	0.99	5.818
11	6.91	19.00	19.94	1.00	6.909
12	8.00	22.00	19.98	1.00	8

Spannweite: 

2	2.86
---	------

  
m mm

(b3) Support Characteristic Curve (SCC):

(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{35}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 150)^2}{2,75^2} \right] = 1,59 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = \frac{31,5 \cdot 1000}{(1 - 0,2) \cdot 2,75} \cdot \frac{2,75^2 - (2,75 - 150 / 1000)^2}{(1 - 2\nu_c) \cdot 2,75^2 + (2,75 - 150 / 1000)^2} = 6,78 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{1,59}{6,78 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,35 \text{ mm}$$

(b3.2) Ankerabstützung

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,229}{1,80 \cdot 1,80} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 1 / \left[ 1,80 \cdot 1,80 \cdot \left( \frac{4 \cdot 3,90}{\pi \cdot (54 / 1000)^2 \cdot 210 \cdot 1000} + 0,3 \right) \right] = 8,10 \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,07}{8,10} \cdot 1000 = 8,47 \text{ mm}$$

(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel

Koordinaten der SCC:

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 4,46 \cdot 10^2 + 6,17 \cdot 10^{-1} = 4,47 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}, u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,40 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{4,47 \cdot 10^2}{2,40} = 1,07 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-40 - Koordinaten der GRC

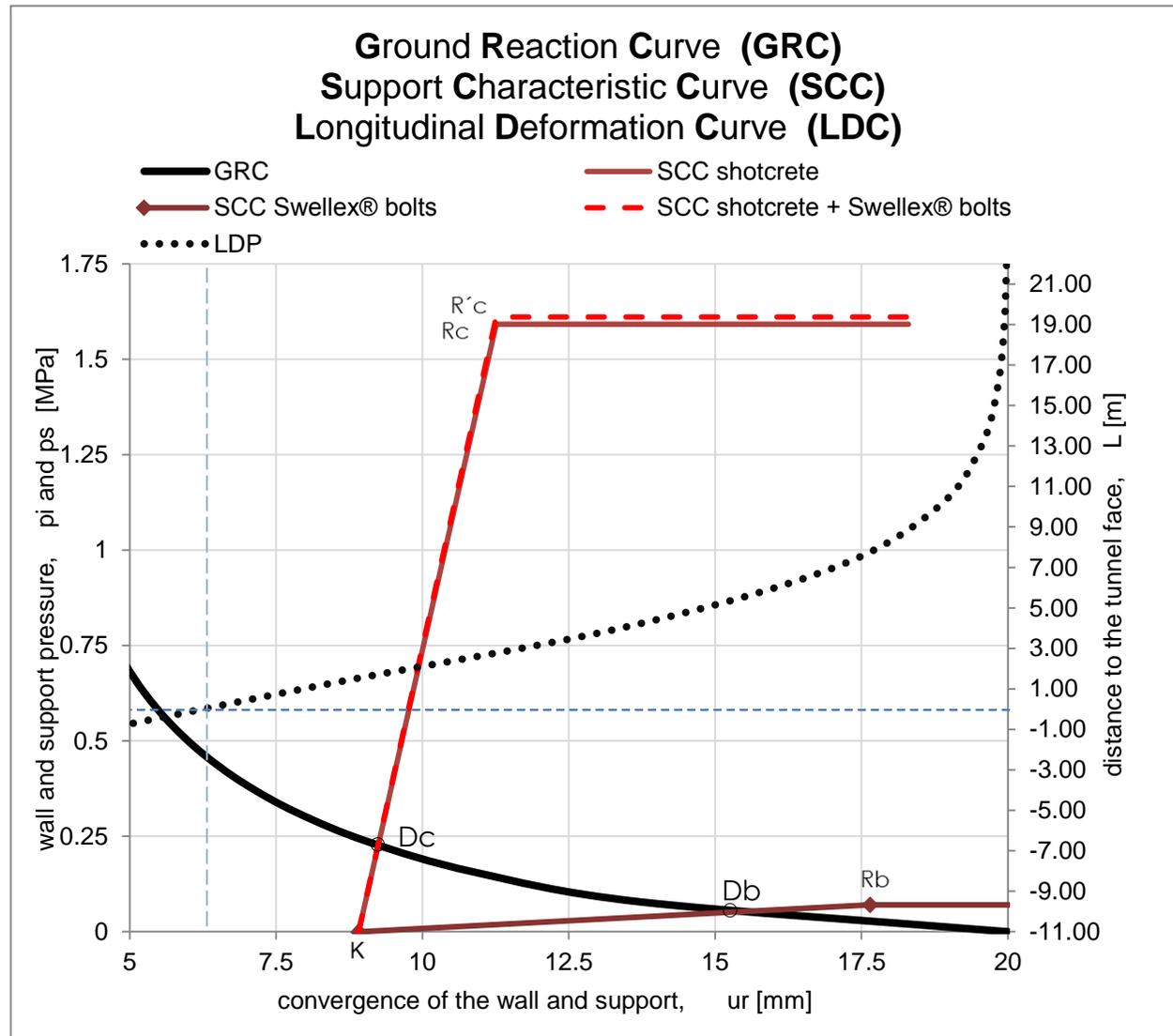
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	2.67	0
1(P.E)	0.859	4.43
2	0.70	4.92
3	0.62	5.26
4	0.55	5.69
5	0.47	6.23
6	0.39	6.93
7	0.31	7.85
8	0.23	9.10
9	0.16	10.89
10	0.08	13.73
11	0.00	20.00
12(P.)	0.70	4.92

Tab. VIII-41 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.04	-11.00
2	0.20	-8.00
3	0.89	-5.00
4	3.20	-2.00
5	7.97	1.00
6	13.39	4.00
7	17.04	7.00
8	18.81	10.00
9	19.55	13.00
10	19.83	16.00
11	19.94	19.00
12	19.98	22.00

Tab. VIII-42 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	9.86
2(P.R)	1.61	12.21
3	1.61	19.25



## C-7. ABSCHNITT 15 (FPR =4; GSI=39)

### (a) Eingangsdaten:

#### (a1) geometrische Daten:

R=2,75 m ...Druckstollendurchmesser

#### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci} = 75$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i=8$  ...Hoek-Brown Konstante für intaktes Festgestein;

$\nu=0,25$  ...Poissonszahl;

$\psi=30^\circ$  ...Ausdehnungswinkel;

GSI=40 ...Festigkeitsindex;

$\gamma = 2,4 \cdot 10^{-2}$  MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

#### (a3) Belastung:

$\sigma_0=3,09$  MPa ...Anfangsdruck

#### (a4) Ortsbrusteffekt:

L=1,5 m ...Spannweite

#### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}=30$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c=31,5$  GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c=0,2$  ...Poissonszahl;

$t_c=40$  mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b=54$  mm ...Ankerdurchmesser;

l = 3,00 m ...Ankerlänge;

$T_{bf}=0,220$  MN ...max. Tragfähigkeit des Ankers,

beim Pull-Out Versuch;

Q = 0,3 m / MN ...Konstante;

$E_b=210$  GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b=5$  ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i=2,15$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Querrichtung;

$s_c=2,15$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Längsrichtung.

### (b) Ausgangsdaten:

#### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 8 \cdot \exp\left(\frac{40 - 100}{28}\right) = 0,939$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{40 - 100}{9}\right) = 0,001$$

$$E_m = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 4,87 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{4,87}{2(1+0,3)} = 1,948 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{3,09}{0,939 \cdot 75} + \frac{0,001}{0,939^2} = 4,87 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0}] = \frac{1}{16} [1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 4,87 \cdot 10^{-2}}] = 6,16 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 6,16 \cdot 10^{-3} - \frac{0,001}{0,939^2} \right] 0,939 \cdot 75 = 0,332 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Konstante für geklüftes Gebirge;

s ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_m$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-43- Elastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	ur,el mm
1(P.P)	3.09	0
2(P.E)	0.332	1.95

Tab. VIII-44- Plastischer Bereich der GRC

Punkt	pi	pr,i	pf,i	Pi	Rpl	ur,pl
	MPa	MPa	MPa	-	-	mm
1(P.E)	0.33	0.33	0.33	6.16E-03	1.00	1.95
2	0.30	0.30	0.30	5.73E-03	1.01	1.97
3	0.27	0.27	0.27	5.30E-03	1.01	2.00
4	0.24	0.24	0.24	4.87E-03	1.02	2.03
5	0.21	0.21	0.21	4.44E-03	1.02	2.06
6	0.18	0.18	0.18	4.02E-03	1.03	2.10
7	0.15	0.15	0.15	3.59E-03	1.04	2.15
8	0.12	0.12	0.12	3.16E-03	1.05	2.20
9	0.09	0.09	0.09	2.73E-03	1.05	2.26
10	0.06	0.06	0.06	2.30E-03	1.06	2.33
11	0.03	0.03	0.03	1.87E-03	1.07	2.42
12(P.M)	0.00	0.01	-0.01	1.44E-03	1.08	2.53

(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):

Tab. VIII-45 Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R	x	ur	ur/ur,m	x/R
	-	m	mm		
1	-4.00	-11.00	0.00	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.03	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.11	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	0.40	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	1.01	0.40	0.364
6	1.45	4.00	1.69	0.67	1.455
7	2.55	7.00	2.15	0.85	2.545
8	3.64	10.00	2.38	0.94	3.636
9	4.73	13.00	2.47	0.98	4.727
10	5.82	16.00	2.51	0.99	5.818
11	6.91	19.00	2.52	1.00	6.909
12	8.00	22.00	2.52	1.00	8

Spannweite:

2	1.25
m	mm

(b3) Support Characteristic Curve (SCC):

(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{75}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 40)^2}{2,75^2} \right] = 0,43 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = \frac{31,5 \cdot 1000}{(1 - 0,2) \cdot 2,75} \cdot \frac{2,75^2 - (2,75 - 40 / 1000)^2}{(1 - 2 \cdot 0,2) \cdot 2,75^2 + (2,75 - 40 / 1000)^2} = 1,75 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{0,43}{1,75 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,47 \text{ mm}$$

(b3.2) Ankerabstützung

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,220}{2,15 \cdot 2,15} = 0,05 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 1 / \left[ 2,15 \cdot 2,15 \cdot \left( \frac{4 \cdot 3,00}{\pi \cdot (54 / 1000)^2 \cdot 210 \cdot 1000} + 0,3 \right) \right] = 5,97 \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,05}{5,97} \cdot 1000 = 7,95 \text{ mm}$$

(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel

Koordinaten der SCC:

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 1,75 \cdot 10^2 + 5,97 = 1,81 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}, u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,47 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{1,81 \cdot 10^2}{2,47} = 0,45 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-46 - Koordinaten der GRC

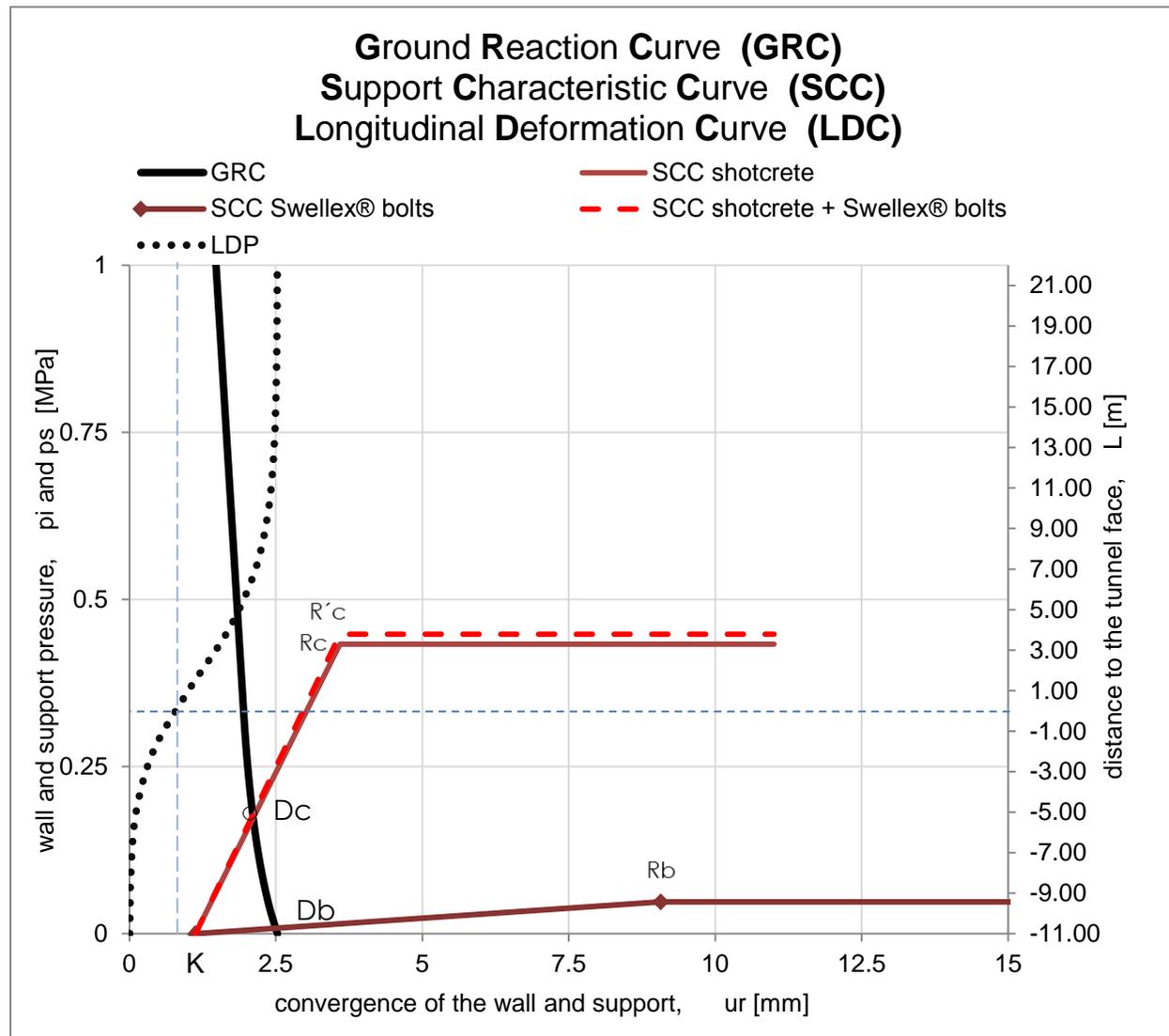
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	3.09	0
1(P.E)	0.332	1.95
2	0.27	2.00
3	0.24	2.03
4	0.21	2.06
5	0.18	2.10
6	0.15	2.15
7	0.12	2.20
8	0.09	2.26
9	0.06	2.33
10	0.03	2.42
11	0.00	2.53
12(P.)	0.27	2.00

Tab. VIII-47 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.00	-11.00
2	0.03	-8.00
3	0.11	-5.00
4	0.40	-2.00
5	1.01	1.00
6	1.69	4.00
7	2.15	7.00
8	2.38	10.00
9	2.47	13.00
10	2.51	16.00
11	2.52	19.00
12	2.52	22.00

Tab. VIII-48 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	1.25
2(P.R)	0.45	3.71
3	0.45	11.12



## C-8. ABSCHNITT 16 (FPR =2; GSI=26)

### (a) Eingangsdaten:

#### (a1) geometrische Daten:

$R=2,75$  m ...Druckstollendurchmesser

#### (a2) Gebirgsparameter:

$\sigma_{ci} = 75$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit der intakten Felsprobe;

$m_i=8$  ...Hoek-Brown Kontstante für intaktes Festgestein;

$\nu=0,25$  ...Poissonszahl;

$\psi=30^\circ$  ...Ausdehnungswinkel;

$GSI=39$  ...Festigkeitsindex;

$\gamma = 2,4 \cdot 10^{-2}$  MN/m<sup>3</sup> ...Rohwichte des Felses.

#### (a3) Belastung:

$\sigma_0=2,52$  MPa ...Anfangsdruck

#### (a4) Ortsbrusteffekt:

$L=1,5$  m ...Spannweite

#### (a5) Abstützung:

##### (a5.1) Abstützung aus Spritzbeton

$\sigma_{cc}=30$  MPa ...einaxiale Druckfestigkeit des Spritzbetons;

$E_c=31,5$  GPa ...E-Modul des Spritzbetons;

$\nu_c=0,2$  ...Poissonszahl;

$t_c=150$  mm ...Dicke der Spritzbetonschicht.

##### (a5.2) Ankerabstützung:

$d_b=54$  mm ...Ankerdurchmesser;

$l = 3,90$  m ...Ankerlänge;

$T_{br}=0,238$  MN ...max. Tragfähigkeit des Ankers,

beim Pull-Out Versuch;

$Q = 0,3$  m / MN ...Konstante;

$E_b=210$  GPa ...E-Modul des Ankers;

$n_b=6$  ...Ankeranzahl in Querrichtung;

$s_i=1,80$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Querrichtung;

$s_c=1,80$  m ...Abstand zwischen den Ankern in Längsrichtung.

### (b) Ausgangsdaten:

#### (b1) Ground Reaction Curve (GRC):

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right) = 8 \cdot \exp\left(\frac{39 - 100}{28}\right) = 0,906$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) = \exp\left(\frac{39 - 100}{9}\right) = 0,0001$$

$$E_m = 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} = 4,598 \text{ GPa}$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1+\nu)} = \frac{4,598}{2(1+0,3)} = 1,839 \text{ GPa}$$

$$K_\psi = \frac{[1 + \sin \psi]}{[1 - \sin \psi]} = \frac{[1 + \sin 30^\circ]}{[1 - \sin 30^\circ]} = 3$$

$$S_0 = \frac{\sigma_0}{m_b \sigma_{ci}} + \frac{s}{m_b^2} = \frac{2,52}{0,906 \cdot 75} + \frac{0,0001}{0,906^2} = 3,84 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}$$

$$P_{i,cr} = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot S_0} \right] = \frac{1}{16} \left[ 1 - \sqrt{1 + 16 \cdot 3,84 \cdot 10^{-2}} \right] = 4,59 \cdot 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$p_{i,cr} = \left[ P_{i,cr} - \frac{s}{m_b^2} \right] m_b \sigma_{ci} = \left[ 4,59 \cdot 10^{-3} - \frac{0,0001}{0,906^2} \right] 0,906 \cdot 75 = 0,217 \text{ MPa}$$

, wobei

$m_b$  ...Hoek-Brown Kontstante für geklüftes Gebirge;

$s$  ...von dem GSI-Wert abhängenden empirischen Parameter;

$E_m$  ...E-Modul des Gebirges;

$G_m$  ...G-Modul des Gebirges;

$K_\psi$  ...Ausdehnungskoeffizient;

$S_0$  ...verallgemeinerter Anfangsdruck;

$P_{i,cr}$  ...verallgemeinerter Innenwasserdruck;

$p_{i,cr}$  ...tatsächlicher Innenwasserdruck.

Tab. VIII-49- Elastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	ur,el mm
1(P.P)	2.52	0
2(P.E)	0.217	1.72

(pi,1=σci)  
(pi,2=pi,cr)

Tab. VIII-50- Plastischer Bereich der GRC

Punkt	pi MPa	pr,i MPa	pf,i MPa	Pi -	Rpl -	ur,pl mm
1(P.E)	0.22	0.22	0.22	4.59E-03	1.00	1.72
2	0.20	0.20	0.20	4.30E-03	1.00	1.74
3	0.18	0.18	0.18	4.00E-03	1.01	1.75
4	0.16	0.16	0.16	3.71E-03	1.01	1.77
5	0.14	0.14	0.14	3.42E-03	1.02	1.80
6	0.12	0.12	0.12	3.13E-03	1.02	1.82
7	0.10	0.10	0.10	2.84E-03	1.03	1.85
8	0.08	0.08	0.08	2.55E-03	1.04	1.88
9	0.06	0.06	0.06	2.26E-03	1.04	1.92
10	0.04	0.04	0.04	1.97E-03	1.05	1.96
11	0.02	0.02	0.02	1.68E-03	1.05	2.01
12(P.M)	0.00	0.00	0.00	1.39E-03	1.06	2.07

(b2) Longitudinal Deformation Profile (LDP):

Tab. VIII-51 Ermittlung der LDP-Koordinaten

Punkt	x/R -	x m	ur mm	ur/ur,m	x/R
1	-4.00	-11.00	0.00	0.00	-4
2	-2.91	-8.00	0.02	0.01	-2.909
3	-1.82	-5.00	0.09	0.04	-1.818
4	-0.73	-2.00	0.33	0.16	-0.727
5	0.36	1.00	0.82	0.40	0.364
6	1.45	4.00	1.39	0.67	1.455
7	2.55	7.00	1.76	0.85	2.545
8	3.64	10.00	1.95	0.94	3.636
9	4.73	13.00	2.02	0.98	4.727
10	5.82	16.00	2.05	0.99	5.818
11	6.91	19.00	2.06	1.00	6.909
12	8.00	22.00	2.07	1.00	8

Spannweite: 

1.50	0.92
------	------

  
m                      mm

(b3) Support Characteristic Curve (SCC):

(b3.1) Abstützung aus Spritzbeton

$$p_c^{\max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[ 1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] = \frac{35}{2} \left[ 1 - \frac{(2,75 - 150)^2}{2,75^2} \right] = 1,59 \text{ MPa}$$

$$K_c = \frac{E_c}{(1 - \nu_c)R} \frac{R^2 - (R - t_c)^2}{(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2} = \frac{31,5 \cdot 1000}{(1 - 0,2) \cdot 2,75} \cdot \frac{2,75^2 - (2,75 - 150 / 1000)^2}{(1 - 2\nu_c) \cdot 2,75^2 + (2,75 - 150 / 1000)^2} = 6,78 \cdot 10^2 \text{ MPa/m}$$

$$u_c^{\max} = \frac{p_c^{\max}}{K_c} = \frac{1,59}{6,78 \cdot 10^2} \cdot 1000 = 2,35 \text{ mm}$$

(b3.2) Ankerabstützung

$$p_b^{\max} = \frac{T_{bf}}{s_c s_l} = \frac{0,229}{1,80 \cdot 1,80} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$K_b = 1 / \left[ s_c s_l \left( \frac{4l}{\pi d_b^2 E_s} + Q \right) \right] = 1 / \left[ 1,80 \cdot 1,80 \cdot \left( \frac{4 \cdot 3,90}{\pi \cdot (54 / 1000)^2 \cdot 210 \cdot 1000} + 0,3 \right) \right] = 8,10 \text{ MPa/m}$$

$$u_b^{\max} = \frac{p_b^{\max}}{K_b} = \frac{0,07}{8,10} \cdot 1000 = 9,06 \text{ mm}$$

(b3.2) Zusammenwirkung der beiden Stützmittel

Koordinaten der SCC:

$$K_{c+b} = K_c + K_b = 6,78 \cdot 10^2 + 8,10 \cdot 10^{-1} = 6,86 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

$$u_{c/b}^{\max} = \min(u_c^{\max}, u_b^{\max}) = u_c^{\max} = 2,35 \text{ mm}$$

$$p_{c+b}^{\max} = \frac{K_{c+b}}{u_{c/b}^{\max}} = \frac{6,86 \cdot 10^2}{2,35} = 1,61 \text{ MPa}$$

Tab. VIII-52 - Koordinaten der GRC

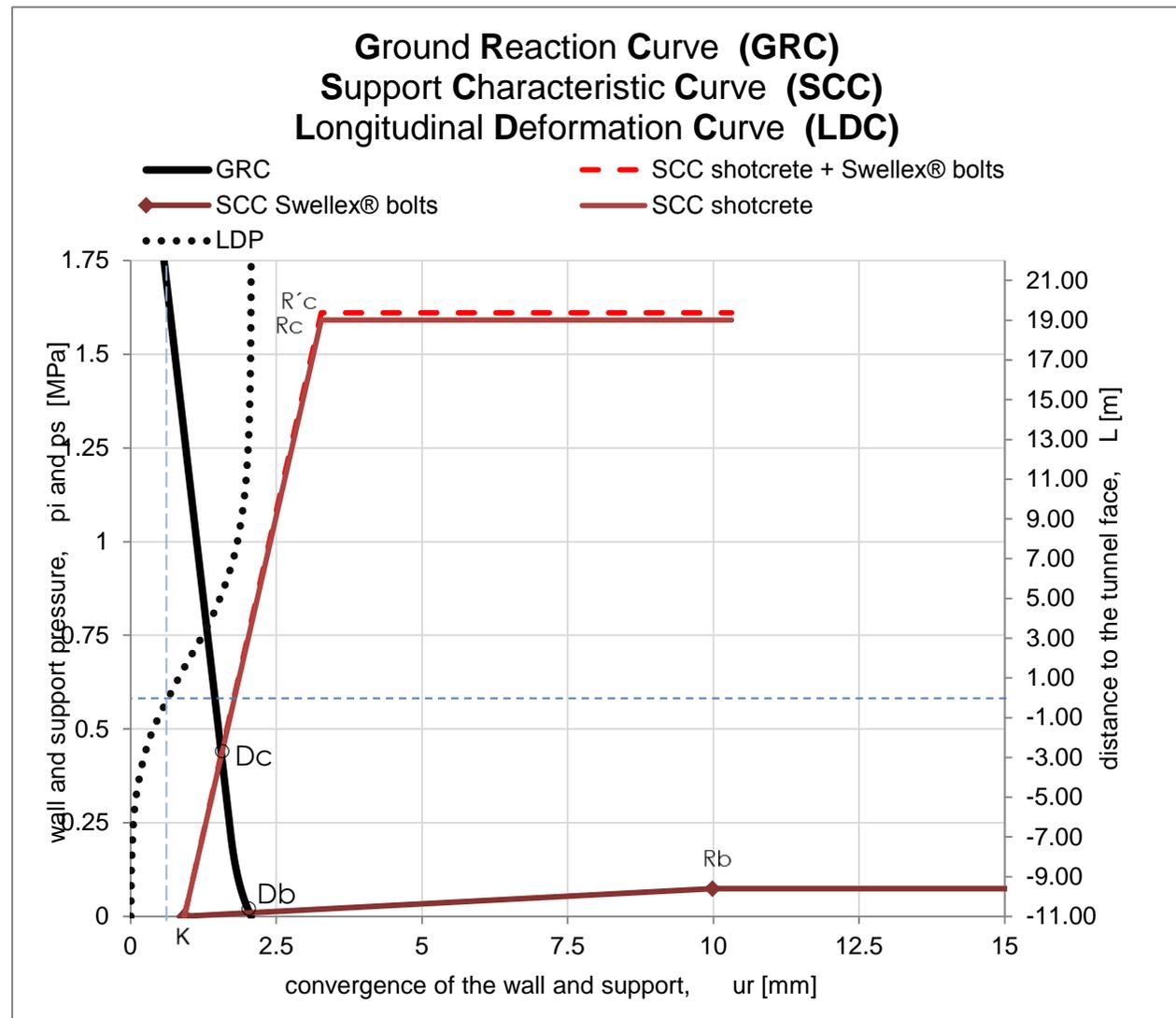
Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.P)	2.52	0
1(P.E)	0.217	1.72
2	0.22	1.72
3	0.20	1.74
4	0.18	1.75
5	0.16	1.77
6	0.14	1.80
7	0.12	1.82
8	0.10	1.85
9	0.08	1.88
10	0.06	1.92
11	0.04	1.96
12(P.)	0.02	4.92

Tab. VIII-53 – Koordinaten der LDP

Punkt	ur mm	x m
1	0.00	-11.00
2	0.02	-8.00
3	0.09	-5.00
4	0.33	-2.00
5	0.82	1.00
6	1.39	4.00
7	1.76	7.00
8	1.95	10.00
9	2.02	13.00
10	2.05	16.00
11	2.06	19.00
12	2.07	22.00

Tab. VIII-54 - Koordinaten der SCC

Punkt	pi MPa	ur,pl mm
1(P.K)	0	0.92
2(P.R)	1.61	3.27
3	1.61	10.31



## **ANHANG D**

D-1. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №1

Tab. VIII-55 Biegemomente und Normalkräfte

		Reparaturfall										Betriebsphase	
		g		pe		qs		es		gs		pe,експл.	
		M	N	M	N	M	M	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	19.85	0	-31.84	1413.22	6.46	0.43	-7.95	11.57	1.34	0	-31.84	708.89
	2	0.78	13.92	-1.26	1454.29	-0.17	5.39	0	5.78	0.05	0.94	-1.26	749.96
	3	-21.62	39.36	34.68	1389.07	-6.30	10.18	7.95	0	-1.46	2.66	34.68	684.74
	4	0.78	49.35	-1.26	1442.31	0.38	15.08	0	5.78	0.05	3.33	-1.26	737.98
	5	19.85	50.11	-31.84	1413.22	5.68	6.05	-7.95	11.57	1.34	3.38	-31.84	708.89

Tab. VIII-56 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Reparaturfall										Betriebsphase					
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s		pe,експл.	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$														
		kN/m <sup>2</sup>															
сечение	1	-1323.4	1323.4	6833.3	2588.1	-429.2	432.1	568.7	-	-89.3	89.3	-3455.8	-3088.5	-59.5	-53.1	4485.6	240.4
	2	-5.4	98.2	4931.5	4763.7	29.6	6.3	19.3	19.3	-0.4	6.6	-3455.8	-3088.5	-59.5	-53.1	2583.8	2415.9
	3	1572.8	-1310.4	2318.1	6942.4	453.7	-	-	530.2	106.2	-88.5	-3455.8	-3088.5	-59.5	-53.1	-29.7	4594.7
	4	112.7	216.3	4891.6	4723.8	25.1	75.5	19.3	19.3	7.6	14.6	-3455.8	-3088.5	-59.5	-53.1	2543.9	2376.0
	5	-1156.4	1490.5	6833.3	2588.1	-358.3	398.7	568.7	-	-78.1	100.6	-3455.8	-3088.5	-59.5	-53.1	4485.6	240.4

Tab. VIII-57 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Reparaturfall				Betriebsphase			
		Grundkomb.		außergew.Komb.		Grundkomb.		außergew.Komb.	
		wassergesättigt		wassergesättigt		wassergesättigt		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es+pe		g+peекспл.+pi		g+pi+peекспл.+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$\sigma_2$
		kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>						
сечение	1	5509.9	3911.5	5080.7	4343.6	-293.6	-1524.7	-353.0	<b>-1577.9</b>
	2	4926.1	4861.9	4955.7	4868.3	-877.4	-574.4	-936.9	-627.5
	3	3890.9	5632.0	4344.5	5246.2	-1912.6	195.7	<b>-1972.1</b>	142.6
	4	5004.3	4940.1	5029.3	5015.6	-799.2	-496.2	-858.7	-549.3
	5	5677.0	4078.6	5318.6	4477.3	-126.6	-1357.7	-186.0	-1410.8

**D-2. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №2**

**Tab. VIII-58 Biegemomente und Normalkräfte**

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	1601.41	0.55	4.07	0.00	0.00	0.01	1
	2	-0.71	31.36	0.83	1600.87	-0.46	6.15	0.00	0.00	-0.04	1.76
	3	0.91	54.60	-1.13	1601.72	0.13	7.68	0.00	0.00	0.05	3.07
	4	-1.99	75.95	2.43	1600.17	0.10	7.69	0.00	0.00	-0.11	4.27
	5	2.79	83.43	-3.44	1602.72	-0.16	7.78	0.00	0.00	0.16	4.69

**Tab. VIII-59 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase**

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.0	82.0	4591.3	4559.6	-15.2	38.5	0.0	0.0	3.5	4.6	-2826.2	-2473.7	-39.5	-34.6
	2	124.2	55.0	4533.1	4614.7	40.0	-4.8	0.0	0.0	7.0	3.1	-2826.2	-2473.7	-39.5	-34.6
	3	111.4	200.6	4631.9	4520.8	15.5	28.4	0.0	0.0	6.3	11.3	-2826.2	-2473.7	-39.5	-34.6
	4	314.4	119.6	4453.1	4690.8	17.2	26.8	0.0	0.0	17.7	6.7	-2826.2	-2473.7	-39.5	-34.6
	5	101.9	374.8	4747.8	4410.6	29.9	14.5	0.0	0.0	5.7	21.1	-2826.2	-2473.7	-39.5	-34.6

**Tab. VIII-60 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase**

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	4654.2	4641.6	47.7	120.5	4639.0	4680.1	-2763.2	-2391.7	1828.0	2168.0	<b>-2802.7</b>	-2426.3	1788.5	2133.4
	2	4657.4	4669.6	164.2	50.1	4697.3	4664.8	-2702.0	-2418.7	1831.2	2196.0	-2741.5	<b>-2453.3</b>	1791.7	2161.4
	3	4743.2	4721.4	126.9	229.0	4758.8	4749.8	-2714.8	-2273.1	1917.1	2247.8	-2754.3	-2307.6	1877.5	2213.2
	4	4767.5	4810.3	331.6	146.4	4784.6	4837.2	-2511.8	-2354.1	1941.3	2336.7	-2551.3	-2388.7	1901.8	2302.1
	5	4849.7	4785.5	131.8	389.4	4879.6	4800.0	-2724.3	-2098.8	2023.5	2311.8	-2763.8	-2133.4	1984.0	2277.2

D-3. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №3

Tab. VIII-61 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	2527.12	0.23	1.70	0.00	0.00	0.01	1
	2	-0.71	31.36	0.83	2526.57	-0.19	2.56	0.00	0.00	-0.04	1.76
	3	0.92	54.60	-1.14	2527.43	0.05	3.20	0.00	0.00	0.05	3.07
	4	-1.99	75.96	2.43	2525.88	0.04	3.21	0.00	0.00	-0.11	4.27
	5	2.78	83.43	-3.44	2528.43	-0.07	3.24	0.00	0.00	0.16	4.69

Tab. VIII-62 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.2	81.8	7235.9	7204.8	-6.3	16.0	0.0	0.0	3.6	4.6	-2670.1	-2332.8	-36.3	-31.7
	2	124.3	55.0	7178.0	7259.6	16.7	-2.0	0.0	0.0	7.0	3.1	-2670.1	-2332.8	-36.3	-31.7
	3	111.2	200.9	7277.0	7165.4	6.5	11.8	0.0	0.0	6.3	11.3	-2670.1	-2332.8	-36.3	-31.7
	4	314.4	119.6	7098.0	7335.6	7.1	11.2	0.0	0.0	17.7	6.7	-2670.1	-2332.8	-36.3	-31.7
	5	102.1	374.6	7392.4	7055.8	12.5	6.0	0.0	0.0	5.7	21.1	-2670.1	-2332.8	-36.3	-31.7

Tab. VIII-63 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	7299.1	7286.6	56.8	97.8	7292.7	7302.6	-2606.9	-2251.0	4629.0	4953.8	<b>-2643.2</b>	-2282.7	4592.7	4922.0
	2	7302.3	7314.5	140.9	52.9	7318.9	7312.5	-2545.8	-2277.8	4632.2	4981.7	-2582.1	<b>-2309.6</b>	4595.8	4950.0
	3	7388.2	7366.3	117.6	212.7	7394.6	7378.1	-2558.9	-2131.9	4718.1	5033.5	-2595.2	-2163.7	4681.8	5001.7
	4	7412.4	7455.2	321.6	130.8	7419.5	7466.4	-2355.6	-2213.2	4742.3	5122.4	-2392.0	-2244.9	4706.0	5090.7
	5	7494.5	7430.4	114.6	380.7	7507.0	7436.4	-2567.9	-1958.2	4824.5	5097.6	-2604.3	-1989.9	4788.1	5065.9

D-4. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №4

Tab. VIII-64 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	1060.70	0.53	3.91	0.00	0.00	0.01	2
	2	-0.71	31.36	0.83	1060.16	-0.44	5.90	0.00	0.00	-0.05	2.12
	3	0.91	54.60	-1.14	1061.01	0.13	7.37	0.00	0.00	0.06	3.69
	4	-1.99	75.95	2.43	1059.46	0.09	7.39	0.00	0.00	-0.13	5.13
	5	2.78	83.43	-3.44	1062.01	-0.15	7.47	0.00	0.00	0.19	5.63

Tab. VIII-65 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.1	81.9	3046.3	3014.9	-14.6	36.9	0.0	0.0	4.3	5.5	-2737.9	-2392.0	-43.6	-38.1
	2	124.3	55.0	2988.2	3069.8	38.4	-4.6	0.0	0.0	8.4	3.7	-2737.9	-2392.0	-43.6	-38.1
	3	111.2	200.8	3087.2	2975.8	14.9	27.2	0.0	0.0	7.5	13.6	-2737.9	-2392.0	-43.6	-38.1
	4	314.4	119.6	2908.2	3145.9	16.5	25.7	0.0	0.0	21.2	8.1	-2737.9	-2392.0	-43.6	-38.1
	5	102.0	374.7	3202.7	2865.9	28.8	13.9	0.0	0.0	6.9	25.3	-2737.9	-2392.0	-43.6	-38.1

Tab. VIII-66 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	3109.3	3096.8	48.5	118.8	3094.7	3133.7	-2674.8	-2310.2	371.4	704.7	<b>-2718.4</b>	-2348.3	327.8	666.6
	2	3112.5	3124.8	162.6	50.3	3150.9	3120.1	-2613.6	-2337.1	374.6	732.7	-2657.2	<b>-2375.2</b>	331.0	694.6
	3	3198.4	3176.5	126.1	228.0	3213.3	3203.8	-2626.6	-2191.3	460.5	784.5	-2670.3	-2229.4	416.9	746.4
	4	3222.6	3265.5	330.9	145.3	3239.1	3291.2	-2423.5	-2272.4	484.7	873.4	-2467.1	-2310.5	441.1	835.3
	5	3304.8	3240.6	130.8	388.6	3333.5	3254.5	-2635.8	-2017.3	566.9	848.6	-2679.5	-2055.4	523.3	810.5

D-5. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №5

Tab. VIII-67 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	727.40	0.86	6.41	0.00	0.00	0.02	2
	2	-0.71	31.36	0.83	726.85	-0.72	9.68	0.00	0.00	-0.06	2.47
	3	0.91	54.60	-1.13	727.71	0.21	12.09	0.00	0.00	0.07	4.30
	4	-1.99	75.95	2.43	726.16	0.16	12.12	0.00	0.00	-0.16	5.98
	5	2.79	83.43	-3.44	728.71	-0.25	12.26	0.00	0.00	0.22	6.57

Tab. VIII-68 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.0	82.0	2094.1	2062.5	-24.0	60.6	0.0	0.0	5.0	6.5	-3044.5	-2664.8	-55.3	-48.4
	2	124.2	55.0	2036.0	2117.5	62.9	-7.6	0.0	0.0	9.8	4.3	-3044.5	-2664.8	-55.3	-48.4
	3	111.4	200.6	2134.7	2023.6	24.4	44.7	0.0	0.0	8.8	15.8	-3044.5	-2664.8	-55.3	-48.4
	4	314.4	119.6	1955.9	2193.6	27.0	42.2	0.0	0.0	24.8	9.4	-3044.5	-2664.8	-55.3	-48.4
	5	101.9	374.8	2250.6	1913.4	47.2	22.9	0.0	0.0	8.0	29.5	-3044.5	-2664.8	-55.3	-48.4

Tab. VIII-69 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	2157.1	2144.5	39.0	142.6	2133.1	2205.1	-2981.5	-2582.8	-887.4	-520.3	<b>-3036.8</b>	-2631.2	-942.7	-568.7
	2	2160.2	2172.5	187.2	47.4	2223.1	2164.9	-2920.3	-2609.8	-884.3	-492.3	-2975.6	<b>-2658.2</b>	-939.6	-540.7
	3	2246.1	2224.3	135.8	245.3	2270.5	2268.9	-2933.1	-2464.1	-798.4	-440.5	-2988.4	-2512.5	-853.7	-488.9
	4	2270.3	2313.2	341.4	161.8	2297.3	2355.4	-2730.1	-2545.2	-774.2	-351.6	-2785.4	-2593.6	-829.5	-400.0
	5	2352.5	2288.3	149.1	397.7	2399.7	2311.2	-2942.6	-2289.9	-692.0	-376.5	-2997.9	-2338.3	-747.3	-424.9

D-6. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №6

Tab. VIII-70 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		a		pe		as		es		as	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	23.56	0	-38.70	400.66	17.74	1.13	-12.00	17.46	2.65	0
	2	0.92	16.38	-1.53	443.09	-0.47	14.73	0	8.73	0.10	1.84
	3	-25.67	46.31	42.16	375.72	-17.31	27.89	12.00	0	-2.89	5.21
	4	0.92	58.07	-1.53	430.72	1.03	41.33	0	8.73	0.10	6.53
	5	23.56	58.97	-38.70	400.66	15.63	16.63	-12.00	17.46	2.65	6.63

Tab. VIII-71 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	-1154.0	1154.0	3040.5	-751.0	-865.6	872.0	637.7	-537.9	-129.8	129.8	-3904.4	-3432.6	-100.6	-88.4
	2	1.6	92.0	1340.9	1191.0	64.9	19.3	24.9	24.9	0.2	10.3	-3904.4	-3432.6	-100.6	-88.4
	3	1389.4	-1124.7	-991.6	3138.5	927.5	-768.2	-587.8	587.8	156.3	-126.5	-3904.4	-3432.6	-100.6	-88.4
	4	120.7	211.1	1305.6	1155.7	67.7	168.5	24.9	24.9	13.6	23.8	-3904.4	-3432.6	-100.6	-88.4
	5	-985.5	1322.5	3040.5	-751.0	-717.9	812.9	637.7	-537.9	-110.9	148.8	-3904.4	-3432.6	-100.6	-88.4

Tab. VIII-72 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	1886.5	403.0	-1381.9	1488.1	1020.9	1275.1	-5058.4	-2278.6	-2017.9	-3029.6	<b>-5159.0</b>	-2367.0	-2118.5	-3118.0
	2	1342.5	1283.0	91.4	136.2	1407.4	1302.3	-3902.8	-3340.7	-2561.9	-2149.6	-4003.4	-3429.1	-2662.5	-2238.0
	3	397.8	2013.8	1729.2	-1305.2	1325.4	1245.6	-2515.0	-4557.4	-3506.6	-1418.9	-2615.6	<b>-4645.8</b>	-3607.1	-1507.3
	4	1426.3	1366.8	213.4	404.5	1494.0	1535.3	-3783.7	-3221.5	-2478.1	-2065.8	-3884.3	-3309.9	-2578.7	-2154.2
	5	2055.0	571.5	-1065.8	1597.5	1337.0	1384.4	-4890.0	-2110.2	-1849.5	-2861.1	-4990.5	-2198.6	-1950.0	-2949.5

D-7. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №7

Tab. VIII-73 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	2566.20	0.44	3.26	0.00	0.00	0.01	1
	2	-0.71	31.36	0.83	2565.65	-0.37	4.92	0.00	0.00	-0.04	1.76
	3	0.91	54.60	-1.14	2566.51	0.11	6.14	0.00	0.00	0.05	3.07
	4	-1.99	75.95	2.43	2564.96	0.08	6.15	0.00	0.00	-0.11	4.27
	5	2.78	83.43	-3.44	2567.51	-0.13	6.23	0.00	0.00	0.16	4.69

Tab. VIII-74 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.1	81.9	7347.7	7316.3	-12.2	30.8	0.0	0.0	3.5	4.6	-2878.9	-2515.3	-36.3	-31.7
	2	124.3	55.0	7289.7	7371.2	32.0	-3.9	0.0	0.0	7.0	3.1	-2878.9	-2515.3	-36.3	-31.7
	3	111.2	200.8	7388.6	7277.2	12.4	22.7	0.0	0.0	6.3	11.3	-2878.9	-2515.3	-36.3	-31.7
	4	314.4	119.6	7209.6	7447.3	13.7	21.5	0.0	0.0	17.7	6.7	-2878.9	-2515.3	-36.3	-31.7
	5	102.0	374.7	7504.2	7167.3	24.0	11.6	0.0	0.0	5.7	21.1	-2878.9	-2515.3	-36.3	-31.7

Tab. VIII-75 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	7410.7	7398.2	50.9	112.7	7398.6	7429.0	-2815.9	-2433.4	4531.8	4882.9	<b>-2852.2</b>	-2465.1	4495.5	4851.2
	2	7413.9	7426.2	156.2	51.1	7445.9	7422.3	-2754.7	-2460.3	4535.0	4910.9	-2791.0	<b>-2492.1</b>	4498.6	4879.2
	3	7499.8	7477.9	123.6	223.5	7512.2	7500.7	-2767.7	-2314.5	4620.9	4962.7	-2804.0	-2346.3	4584.6	4930.9
	4	7524.0	7566.9	328.1	141.1	7537.7	7588.3	-2564.5	-2395.7	4645.1	5051.6	-2600.8	-2427.4	4608.8	5019.9
	5	7606.2	7542.0	126.0	386.3	7630.2	7553.6	-2776.9	-2140.6	4727.3	5026.8	-2813.2	-2172.3	4690.9	4995.0

D-8. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №8

Tab. VIII-76 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.22	29	-0.32	3537.37	0.24	1.76	0.00	0.00	0.01	2
	2	-0.81	35.85	0.83	3536.83	-0.20	2.66	0.00	0.00	-0.05	2.02
	3	1.05	62.40	-1.14	3537.68	0.06	3.33	0.00	0.00	0.06	3.51
	4	-2.27	86.81	2.43	3536.13	0.04	3.33	0.00	0.00	-0.13	4.88
	5	3.18	95.35	-3.44	3538.68	-0.07	3.37	0.00	0.00	0.18	5.36

Tab. VIII-77 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	72.2	93.5	10122.4	10091.2	-6.6	16.7	0.0	0.0	4.1	5.3	-3183.6	-2781.5	-36.3	-31.7
	2	142.0	62.8	10064.4	10146.0	17.3	-2.1	0.0	0.0	8.0	3.5	-3183.6	-2781.5	-36.3	-31.7
	3	127.0	229.5	10163.5	10051.9	6.7	12.3	0.0	0.0	7.1	12.9	-3183.6	-2781.5	-36.3	-31.7
	4	359.3	136.7	9984.4	10222.1	7.4	11.6	0.0	0.0	20.2	7.7	-3183.6	-2781.5	-36.3	-31.7
	5	116.7	428.1	10278.8	9942.2	13.0	6.3	0.0	0.0	6.6	24.1	-3183.6	-2781.5	-36.3	-31.7

Tab. VIII-78 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	10194.5	10184.7	65.6	110.2	10187.9	10201.4	-3111.4	-2688.0	7010.9	7403.2	<b>-3147.8</b>	-2719.7	6974.6	7371.5
	2	10206.4	10208.8	159.3	60.7	10223.8	10206.7	-3041.6	-2718.7	7022.8	7427.4	-3077.9	<b>-2750.4</b>	6986.5	7395.6
	3	10290.5	10281.4	133.7	241.9	10297.2	10293.7	-3056.6	-2551.9	7106.9	7499.9	-3092.9	-2583.7	7070.6	7468.2
	4	10343.7	10358.8	366.8	148.3	10351.2	10370.4	-2824.3	-2644.8	7160.1	7577.3	-2860.6	-2676.5	7123.8	7545.5
	5	10395.6	10370.4	129.7	434.4	10408.5	10376.6	-3066.9	-2353.3	7211.9	7588.9	-3103.2	-2385.1	7175.6	7557.1

D-9. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №9

Tab. VIII-79 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	2947.70	0.24	1.76	0.00	0.00	0.01	1
	2	-0.71	31.36	0.83	2947.16	-0.20	2.66	0.00	0.00	-0.04	1.76
	3	0.92	54.60	-1.14	2948.01	0.06	3.33	0.00	0.00	0.05	3.07
	4	-1.99	75.96	2.43	2946.46	0.04	3.33	0.00	0.00	-0.11	4.27
	5	2.78	83.43	-3.44	2949.01	-0.07	3.37	0.00	0.00	0.16	4.69

Tab. VIII-80 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.2	81.8	8437.6	8406.4	-6.6	16.7	0.0	0.0	3.6	4.6	-3281.6	-2867.1	-36.3	-31.7
	2	124.3	55.0	8379.7	8461.2	17.3	-2.1	0.0	0.0	7.0	3.1	-3281.6	-2867.1	-36.3	-31.7
	3	111.2	200.9	8478.7	8367.1	6.7	12.3	0.0	0.0	6.3	11.3	-3281.6	-2867.1	-36.3	-31.7
	4	314.4	119.6	8299.6	8537.3	7.4	11.6	0.0	0.0	17.7	6.7	-3281.6	-2867.1	-36.3	-31.7
	5	102.1	374.6	8594.0	8257.5	13.0	6.3	0.0	0.0	5.7	21.1	-3281.6	-2867.1	-36.3	-31.7

Tab. VIII-81 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	8500.7	8488.2	56.6	98.5	8494.2	8504.9	-3218.4	-2785.3	5219.1	5621.2	<b>-3254.8</b>	-2817.0	5182.8	5589.4
	2	8503.9	8516.2	141.6	52.9	8521.2	8514.1	-3157.3	-2812.1	5222.3	5649.1	-3193.7	<b>-2843.9</b>	5186.0	5617.4
	3	8589.9	8567.9	117.9	213.2	8596.6	8580.2	-3170.4	-2666.2	5308.3	5700.9	-3206.8	-2698.0	5271.9	5669.1
	4	8614.0	8656.9	321.9	131.2	8621.5	8668.5	-2967.2	-2747.5	5332.4	5789.8	-3003.5	-2779.2	5296.1	5758.1
	5	8696.2	8632.1	115.1	380.9	8709.2	8638.4	-3179.4	-2492.5	5414.6	5765.0	-3215.8	-2524.2	5378.3	5733.3

### D-10. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №10

Tab. VIII-82 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.21	29	-0.31	3269.90	0.25	1.83	0.00	0.00	0.01	2
	2	-0.81	35.85	0.83	3269.36	-0.21	2.77	0.00	0.00	-0.05	2.02
	3	1.05	62.40	-1.14	3270.22	0.06	3.46	0.00	0.00	0.06	3.51
	4	-2.27	86.81	2.43	3268.66	0.04	3.46	0.00	0.00	-0.13	4.88
	5	3.18	95.36	-3.43	3271.21	-0.07	3.50	0.00	0.00	0.18	5.36

Tab. VIII-83 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	72.3	93.4	9358.0	9327.2	-6.8	17.3	0.0	0.0	4.1	5.3	-2728.3	-2370.8	-29.4	-25.5
	2	142.0	62.8	9300.2	9381.8	18.0	-2.2	0.0	0.0	8.0	3.5	-2728.3	-2370.8	-29.4	-25.5
	3	126.9	229.7	9399.5	9287.5	7.0	12.8	0.0	0.0	7.1	12.9	-2728.3	-2370.8	-29.4	-25.5
	4	359.3	136.7	9220.2	9457.9	7.7	12.1	0.0	0.0	20.2	7.7	-2728.3	-2370.8	-29.4	-25.5
	5	116.9	428.0	9514.4	9178.2	13.5	6.5	0.0	0.0	6.6	24.1	-2728.3	-2370.8	-29.4	-25.5

Tab. VIII-84 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	9430.3	9420.5	65.5	110.7	9423.5	9437.8	-2655.9	-2277.5	6702.1	7049.7	<b>-2685.3</b>	-2303.0	6672.7	7024.2
	2	9442.3	9444.6	160.0	60.6	9460.2	9442.5	-2586.2	-2308.0	6714.0	7073.8	-2615.6	<b>-2333.5</b>	6684.6	7048.3
	3	9526.3	9517.2	133.8	242.5	9533.3	9530.0	-2601.4	-2141.1	6798.1	7146.4	-2630.8	-2166.6	6768.7	7120.9
	4	9579.5	9594.6	367.1	148.8	9587.3	9606.6	-2368.9	-2234.1	6851.3	7223.7	-2398.3	-2259.6	6821.9	7198.2
	5	9631.4	9606.2	130.4	434.5	9644.8	9612.7	-2611.4	-1942.9	6903.1	7235.4	-2640.7	-1968.4	6873.7	7209.8

D-11. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №11

Tab. VIII-85 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	2695.75	0.44	3.26	0.00	0.00	0.01	1
	2	-0.71	31.36	0.83	2695.20	-0.37	4.92	0.00	0.00	-0.04	1.76
	3	0.91	54.60	-1.14	2696.06	0.11	6.14	0.00	0.00	0.05	3.07
	4	-1.99	75.95	2.43	2694.51	0.08	6.15	0.00	0.00	-0.11	4.27
	5	2.78	83.43	-3.44	2697.06	-0.13	6.23	0.00	0.00	0.16	4.69

Tab. VIII-86 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.1	81.9	7717.8	7686.5	-12.2	30.8	0.0	0.0	3.5	4.6	-3555.1	-3106.0	-36.3	-31.7
	2	124.3	55.0	7659.8	7741.4	32.0	-3.9	0.0	0.0	7.0	3.1	-3555.1	-3106.0	-36.3	-31.7
	3	111.2	200.8	7758.7	7647.3	12.4	22.7	0.0	0.0	6.3	11.3	-3555.1	-3106.0	-36.3	-31.7
	4	314.4	119.6	7579.8	7817.4	13.7	21.5	0.0	0.0	17.7	6.7	-3555.1	-3106.0	-36.3	-31.7
	5	102.0	374.7	7874.3	7537.5	24.0	11.6	0.0	0.0	5.7	21.1	-3555.1	-3106.0	-36.3	-31.7

Tab. VIII-87 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	7780.9	7768.3	50.9	112.7	7768.7	7799.1	-3492.0	-3024.1	4225.8	4662.4	<b>-3528.3</b>	-3055.9	4189.5	4630.6
	2	7784.1	7796.3	156.2	51.1	7816.0	7792.5	-3430.8	-3051.0	4229.0	4690.3	-3467.1	<b>-3082.8</b>	4192.7	4658.6
	3	7870.0	7848.1	123.6	223.5	7882.4	7870.8	-3443.8	-2905.2	4314.9	4742.1	-3480.2	-2937.0	4278.6	4710.4
	4	7894.2	7937.0	328.1	141.1	7907.9	7958.5	-3240.6	-2986.4	4339.1	4831.0	-3277.0	-3018.1	4302.8	4799.3
	5	7976.3	7912.2	126.0	386.3	8000.3	7923.8	-3453.0	-2731.3	4421.3	4806.2	-3489.4	-2763.0	4384.9	4774.4

**D-12. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №12**

**Tab. VIII-88 Biegemomente und Normalkräfte**

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	2432.39	0.44	3.26	0.00	0.00	0.01	1
	2	-0.71	31.36	0.83	2431.84	-0.37	4.92	0.00	0.00	-0.04	1.76
	3	0.91	54.60	-1.14	2432.70	0.11	6.14	0.00	0.00	0.05	3.07
	4	-1.99	75.95	2.43	2431.15	0.08	6.15	0.00	0.00	-0.11	4.27
	5	2.78	83.43	-3.44	2433.70	-0.13	6.23	0.00	0.00	0.16	4.69

**Tab. VIII-89 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase**

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.1	81.9	6965.4	6934.0	-12.2	30.8	0.0	0.0	3.5	4.6	-3768.2	-3292.2	-36.3	-31.7
	2	124.3	55.0	6907.3	6988.9	32.0	-3.9	0.0	0.0	7.0	3.1	-3768.2	-3292.2	-36.3	-31.7
	3	111.2	200.8	7006.3	6894.9	12.4	22.7	0.0	0.0	6.3	11.3	-3768.2	-3292.2	-36.3	-31.7
	4	314.4	119.6	6827.3	7065.0	13.7	21.5	0.0	0.0	17.7	6.7	-3768.2	-3292.2	-36.3	-31.7
	5	102.0	374.7	7121.8	6785.0	24.0	11.6	0.0	0.0	5.7	21.1	-3768.2	-3292.2	-36.3	-31.7

**Tab. VIII-90 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase**

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	7028.4	7015.9	50.9	112.7	7016.3	7046.7	-3705.2	-3210.4	3260.2	3723.7	<b>-3741.5</b>	-3242.1	3223.9	3691.9
	2	7031.6	7043.9	156.2	51.1	7063.6	7040.0	-3644.0	-3237.3	3263.4	3751.6	-3680.3	<b>-3269.0</b>	3227.0	3719.9
	3	7117.5	7095.6	123.6	223.5	7129.9	7118.3	-3657.0	-3091.5	3349.3	3803.4	-3693.3	-3123.2	3312.9	3771.7
	4	7141.7	7184.6	328.1	141.1	7155.4	7206.0	-3453.8	-3172.6	3373.5	3892.3	-3490.2	-3204.4	3337.1	3860.6
	5	7223.9	7159.7	126.0	386.3	7247.9	7171.3	-3666.2	-2917.5	3455.7	3867.5	-3702.5	-2949.3	3419.3	3835.7

D-13. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №13

Tab. VIII-91 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	23.56	0	-38.70	2146.10	5.49	0.35	-6.74	9.80	1.33	0
	2	0.92	16.38	-1.53	2188.53	-0.14	4.55	0	4.90	0.05	0.92
	3	-25.67	46.31	42.16	2121.16	-5.35	8.62	6.74	0	-1.44	2.61
	4	0.92	58.07	-1.53	2176.16	0.32	12.78	0	4.90	0.05	3.27
	5	23.56	58.97	-38.70	2146.10	4.83	5.14	-6.74	9.80	1.33	3.32

Tab. VIII-92 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	-1154.0	1154.0	8027.5	4236.0	-267.7	269.7	357.9	-301.9	-64.9	64.9	-4682.4	-4106.9	-43.9	-38.5
	2	1.6	92.0	6327.9	6178.0	20.1	6.0	14.0	14.0	0.1	5.2	-4682.4	-4106.9	-43.9	-38.5
	3	1389.4	-1124.7	3995.4	8125.5	286.8	-237.6	-329.9	329.9	78.2	-63.3	-4682.4	-4106.9	-43.9	-38.5
	4	120.7	211.1	6292.5	6142.7	20.9	52.1	14.0	14.0	6.8	11.9	-4682.4	-4106.9	-43.9	-38.5
	5	-985.5	1322.5	8027.5	4236.0	-222.0	251.4	357.9	-301.9	-55.4	74.4	-4682.4	-4106.9	-43.9	-38.5

Tab. VIII-93 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	6873.4	5390.0	-1063.8	1121.7	6605.8	5659.7	-5836.4	-2952.9	2191.1	1283.1	<b>-5880.3</b>	-2991.5	2147.1	1244.5
	2	6329.5	6270.0	35.6	111.9	6349.5	6275.9	-4680.8	-4015.0	1647.1	2163.0	-4724.7	-4053.5	1603.1	2124.5
	3	5384.8	7000.7	1346.3	-1032.4	5671.6	6763.2	-3293.0	-5231.7	702.4	2893.8	-3336.9	<b>-5270.2</b>	658.5	2855.3
	4	6413.3	6353.8	155.7	277.2	6434.2	6405.9	-4561.7	-3895.8	1730.9	2246.8	-4605.6	-3934.4	1686.9	2208.3
	5	7041.9	5558.5	-849.6	1271.9	6819.9	5809.9	-5667.9	-2784.5	2359.5	1451.5	-5711.9	-2823.0	2315.6	1413.0

D-14. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №14

Tab. VIII-94 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	23.56	0	-38.70	1852.49	8.04	0.51	-7.90	11.48	1.33	0
	2	0.92	16.38	-1.53	1894.91	-0.21	6.68	0	5.74	0.05	0.92
	3	-25.67	46.31	42.16	1827.54	-7.85	12.64	7.90	0	-1.44	2.61
	4	0.92	58.07	-1.53	1882.54	0.47	18.74	0	5.74	0.05	3.27
	5	23.56	58.97	-38.70	1852.49	7.09	7.54	-7.90	11.48	1.33	3.32

Tab. VIII-95 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	-1154.0	1154.0	7188.5	3397.1	-392.5	395.4	419.5	-353.9	-64.9	64.9	-4748.8	-4165.2	-43.9	-38.5
	2	1.6	92.0	5489.0	5339.1	29.4	8.7	16.4	16.4	0.1	5.2	-4748.8	-4165.2	-43.9	-38.5
	3	1389.4	-1124.7	3156.5	7286.6	420.6	-348.3	-386.7	386.7	78.2	-63.3	-4748.8	-4165.2	-43.9	-38.5
	4	120.7	211.1	5453.6	5303.7	30.7	76.4	16.4	16.4	6.8	11.9	-4748.8	-4165.2	-43.9	-38.5
	5	-985.5	1322.5	7188.5	3397.1	-325.5	368.6	419.5	-353.9	-55.4	74.4	-4748.8	-4165.2	-43.9	-38.5

Tab. VIII-96 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	6034.5	4551.1	-1126.9	1195.5	5642.1	4946.5	-5902.8	-3011.2	1285.8	385.9	<b>-5946.7</b>	-3049.7	1241.8	347.4
	2	5490.6	5431.1	47.4	117.1	5520.0	5439.8	-4747.2	-4073.2	741.8	1265.9	-4791.1	-4111.7	697.8	1227.3
	3	4545.9	6161.8	1423.2	-1086.3	4966.5	5813.5	-3359.4	-5289.9	-202.9	1996.6	-3403.3	<b>-5328.5</b>	-246.8	1958.1
	4	5574.4	5514.9	167.8	303.9	5605.1	5591.2	-4628.1	-3954.1	825.6	1349.7	-4672.0	-3992.6	781.6	1311.1
	5	6203.0	4719.6	-891.5	1337.2	5877.5	5088.2	-5734.3	-2842.7	1454.2	554.4	-5778.3	-2881.2	1410.3	515.9

**D-15. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №15**

Tab. VIII-97 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	1966.65	0.55	4.07	0.00	0.00	0.01	1
	2	-0.71	31.36	0.83	1966.10	-0.46	6.15	0.00	0.00	-0.04	1.76
	3	0.91	54.60	-1.13	1966.96	0.13	7.68	0.00	0.00	0.05	3.07
	4	-1.99	75.95	2.43	1965.40	0.10	7.69	0.00	0.00	-0.11	4.27
	5	2.79	83.43	-3.44	1967.96	-0.16	7.78	0.00	0.00	0.16	4.69

Tab. VIII-98 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.0	82.0	5634.8	5603.2	-15.2	38.5	0.0	0.0	3.5	4.6	-4305.7	-3768.7	-39.5	-34.6
	2	124.2	55.0	5576.7	5658.2	40.0	-4.8	0.0	0.0	7.0	3.1	-4305.7	-3768.7	-39.5	-34.6
	3	111.4	200.6	5675.4	5564.4	15.5	28.4	0.0	0.0	6.3	11.3	-4305.7	-3768.7	-39.5	-34.6
	4	314.4	119.6	5496.6	5734.3	17.2	26.8	0.0	0.0	17.7	6.7	-4305.7	-3768.7	-39.5	-34.6
	5	101.9	374.8	5791.3	5454.2	29.9	14.5	0.0	0.0	5.7	21.1	-4305.7	-3768.7	-39.5	-34.6

Tab. VIII-99 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	5697.8	5685.2	47.7	120.5	5682.5	5723.7	-4242.8	-3686.7	1392.0	1916.5	<b>-4282.3</b>	-3721.2	1352.5	1881.9
	2	5700.9	5713.2	164.2	50.1	5740.9	5708.3	-4181.5	-3713.7	1395.2	1944.5	-4221.0	<b>-3748.3</b>	1355.7	1909.9
	3	5786.8	5765.0	126.9	229.0	5802.3	5793.3	-4194.3	-3568.0	1481.1	1996.3	-4233.8	-3602.6	1441.6	1961.7
	4	5811.0	5853.9	331.6	146.4	5828.2	5880.7	-3991.3	-3649.1	1505.3	2085.2	-4030.8	-3683.6	1465.8	2050.6
	5	5893.2	5829.0	131.8	389.4	5923.2	5843.5	-4203.8	-3393.8	1587.5	2060.3	-4243.3	-3428.4	1548.0	2025.8

**D-16. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №16**

**Tab. VIII-100 Biegemomente und Normalkräfte**

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	23.56	0	-38.70	1860.54	8.13	0.52	-7.95	11.57	1.33	0
	2	0.92	16.38	-1.53	1902.97	-0.21	6.75	0	5.78	0.05	0.92
	3	-25.67	46.31	42.16	1835.60	-7.93	12.78	7.95	0	-1.44	2.61
	4	0.92	58.07	-1.53	1890.60	0.47	18.94	0	5.78	0.05	3.27
	5	23.56	58.97	-38.70	1860.54	7.16	7.62	-7.95	11.57	1.33	3.32

**Tab. VIII-101 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase**

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	-1154.0	1154.0	7211.6	3420.1	-396.7	399.7	422.6	-356.5	-64.9	64.9	-4797.0	-4207.4	-43.9	-38.5
	2	1.6	92.0	5512.0	5362.1	29.7	8.8	16.5	16.5	0.1	5.2	-4797.0	-4207.4	-43.9	-38.5
	3	1389.4	-1124.7	3179.5	7309.6	425.1	-352.1	-389.6	389.6	78.2	-63.3	-4797.0	-4207.4	-43.9	-38.5
	4	120.7	211.1	5476.7	5326.8	31.0	77.2	16.5	16.5	6.8	11.9	-4797.0	-4207.4	-43.9	-38.5
	5	-985.5	1322.5	7211.6	3420.1	-329.0	372.6	422.6	-356.5	-55.4	74.4	-4797.0	-4207.4	-43.9	-38.5

**Tab. VIII-102 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase**

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	6873.4	5390.0	-1063.8	1121.7	6605.8	5659.7	-5951.0	-3053.4	1260.6	366.7	<b>-5994.9</b>	-3092.0	1216.7	328.1
	2	6329.5	6270.0	35.6	111.9	6349.5	6275.9	-4795.4	-4115.5	716.6	1246.7	-4839.3	-4154.0	672.7	1208.1
	3	5384.8	7000.7	1346.3	-1032.4	5671.6	6763.2	-3407.6	-5332.2	-228.0	1977.4	-3451.5	<b>-5370.7</b>	-272.0	1938.9
	4	6413.3	6353.8	155.7	277.2	6434.2	6405.9	-4676.2	-3996.3	800.4	1330.5	-4720.2	-4034.9	756.5	1291.9
	5	7041.9	5558.5	-849.6	1271.9	6819.9	5809.9	-5782.5	-2885.0	1429.1	535.2	-5826.4	-2923.5	1385.1	496.6

### D-17. TABELLARISCHE DARSTELLUNG DER WERTE FÜR DIE SPANNUNG IN DER BAU- UND BETRIEBSPHASE FÜR ABSCHNITT №17

Tab. VIII-103 Biegemomente und Normalkräfte

		Bauphase									
		g		pe		qs		es		gs	
		M	N	M	N	M	N	M	N	M	N
		kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN
сечение	1	0.19	25	-0.32	1035.76	0.53	3.91	0.00	0.00	0.01	2
	2	-0.71	31.36	0.83	1035.22	-0.44	5.90	0.00	0.00	-0.05	2.12
	3	0.91	54.60	-1.14	1036.08	0.13	7.37	0.00	0.00	0.06	3.69
	4	-1.99	75.95	2.43	1034.52	0.09	7.39	0.00	0.00	-0.13	5.13
	5	2.78	83.43	-3.44	1037.08	-0.15	7.47	0.00	0.00	0.19	5.63

Tab. VIII-104 Spannungen während der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase										Betriebsphase			
		g		pe		qs		es		gs		pi		pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	63.1	81.9	2975.0	2943.7	-14.6	36.9	0.0	0.0	4.3	5.5	-4019.6	-3511.9	-43.6	-38.1
	2	124.3	55.0	2917.0	2998.6	38.4	-4.6	0.0	0.0	8.4	3.7	-4019.6	-3511.9	-43.6	-38.1
	3	111.2	200.8	3015.9	2904.5	14.9	27.2	0.0	0.0	7.5	13.6	-4019.6	-3511.9	-43.6	-38.1
	4	314.4	119.6	2836.9	3074.6	16.5	25.7	0.0	0.0	21.2	8.1	-4019.6	-3511.9	-43.6	-38.1
	5	102.0	374.7	3131.5	2794.7	28.8	13.9	0.0	0.0	6.9	25.3	-4019.6	-3511.9	-43.6	-38.1

Tab. VIII-105 Grund- und außergewöhnliche Belastungskombinationen in der Bau- und Betriebsphase

		Bauphase						Betriebsphase							
		Grundkomb.		außergew.Komb.				Grundkomb.				außergew.Komb.			
		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt		trocken		wassergesättigt	
		g+pe		g+qs+es		g+qs+es+pe		g+pi		g+pe+pi		g+pi+pi,s		g+pi+pe+pi,s	
		$\sigma_1$	$\sigma_2$												
		kN/m <sup>2</sup>													
сечение	1	3038.1	3025.5	48.5	118.8	3023.5	3062.5	-3956.6	-3430.0	-981.6	-486.3	<b>-4000.2</b>	-3468.1	-1025.2	-524.4
	2	3041.2	3053.5	162.6	50.3	3079.6	3048.9	-3895.4	-3456.9	-978.4	-458.4	-3939.0	<b>-3495.0</b>	-1022.0	-496.5
	3	3127.2	3105.3	126.1	228.0	3142.0	3132.5	-3908.4	-3311.1	-892.5	-406.6	-3952.0	-3349.2	-936.1	-444.7
	4	3151.4	3194.2	330.9	145.3	3167.8	3220.0	-3705.2	-3392.3	-868.3	-317.7	-3748.8	-3430.4	-911.9	-355.8
	5	3233.5	3169.4	130.8	388.6	3262.3	3183.3	-3917.6	-3137.2	-786.1	-342.5	-3961.2	-3175.3	-829.7	-380.6



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
WIEN  
Vienna University of Technology

УНИВЕРСИТЕТ  
ПО АРХИТЕКТУРА  
СТРОИТЕЛСТВО  
И ГЕОДЕЗИЯ



# ZEICHNUNGEN

DIPLOMARBEIT:  
ENTWICKLUNG EINES TECHNISCHEN  
PROJEKTS FÜR DEN DRUCKSTOLLEN DES  
WKWs "KITNITSA"

---

Ausgeführt am Fakultät für Hydrotechnik der Universität für Architektur,  
Bauingenieurwesen und Geodäsie - Sofia

unter der Anleitung von Univ. Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev

durch Dariya Rubcheva

Sofia 2014



WKW "Kitnitsa"

WASSERSCHLOSS  
D=11,50m  
▼ OWS<sub>min</sub>=484,00m  
▼ OWS<sub>max</sub>=523,00m

DRUCKSTOLLEN (Variante I)  
D=5,50m L=9169,95m

DRUCKSTOLLEN (Variante II)  
D=5,50m L=9550,67m i=0,2%

STAUSEE "Ardino"

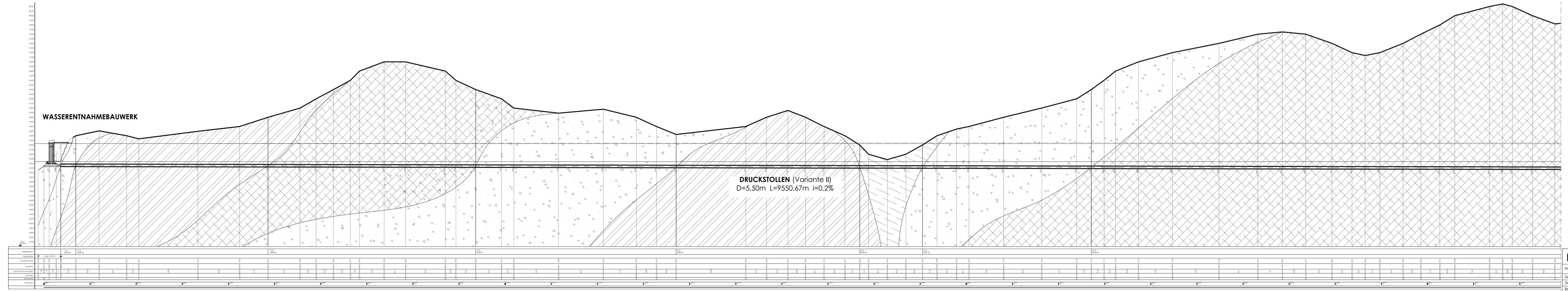
STAUDAMM

WASSERENTNAHMEBAUWERK

 Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia Technische Universität - Wien		
Projekt	Erichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung № 1	Druckstollen - Grundriß	M 1:10 000
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# LÄNGSRISS - DRUCKSTOLLEN

Mh=1:2000 Mv=1:2000



Station	1+000	1+050	1+100	1+150	1+200	1+250	1+300	1+350	1+400	1+450	1+500	1+550	1+600	1+650	1+700	1+750	1+800	1+850	1+900	1+950	2+000	2+050	2+100	2+150	2+200	2+250	2+300	2+350	2+400	2+450	2+500	2+550	2+600	2+650	2+700	2+750	2+800	2+850	2+900	2+950	3+000	3+050	3+100	3+150	3+200	3+250	3+300	3+350	3+400	3+450	3+500	3+550	3+600	3+650	3+700	3+750	3+800	3+850	3+900	3+950	4+000	4+050	4+100	4+150	4+200	4+250	4+300	4+350	4+400	4+450	4+500	4+550	4+600	4+650	4+700	4+750	4+800	4+850	4+900	4+950	5+000	5+050	5+100	5+150	5+200	5+250	5+300	5+350	5+400	5+450	5+500	5+550	5+600	5+650	5+700	5+750	5+800	5+850	5+900	5+950	6+000	6+050	6+100	6+150	6+200	6+250	6+300	6+350	6+400	6+450	6+500	6+550	6+600	6+650	6+700	6+750	6+800	6+850	6+900	6+950	7+000	7+050	7+100	7+150	7+200	7+250	7+300	7+350	7+400	7+450	7+500	7+550	7+600	7+650	7+700	7+750	7+800	7+850	7+900	7+950	8+000	8+050	8+100	8+150	8+200	8+250	8+300	8+350	8+400	8+450	8+500	8+550	8+600	8+650	8+700	8+750	8+800	8+850	8+900	8+950	9+000	9+050	9+100	9+150	9+200	9+250	9+300	9+350	9+400	9+450	9+500	9+550	9+600	9+650	9+700	9+750	9+800	9+850	9+900	9+950	10+000
Druckstollen	1.000	1.050	1.100	1.150	1.200	1.250	1.300	1.350	1.400	1.450	1.500	1.550	1.600	1.650	1.700	1.750	1.800	1.850	1.900	1.950	2.000	2.050	2.100	2.150	2.200	2.250	2.300	2.350	2.400	2.450	2.500	2.550	2.600	2.650	2.700	2.750	2.800	2.850	2.900	2.950	3.000	3.050	3.100	3.150	3.200	3.250	3.300	3.350	3.400	3.450	3.500	3.550	3.600	3.650	3.700	3.750	3.800	3.850	3.900	3.950	4.000	4.050	4.100	4.150	4.200	4.250	4.300	4.350	4.400	4.450	4.500	4.550	4.600	4.650	4.700	4.750	4.800	4.850	4.900	4.950	5.000	5.050	5.100	5.150	5.200	5.250	5.300	5.350	5.400	5.450	5.500	5.550	5.600	5.650	5.700	5.750	5.800	5.850	5.900	5.950	6.000	6.050	6.100	6.150	6.200	6.250	6.300	6.350	6.400	6.450	6.500	6.550	6.600	6.650	6.700	6.750	6.800	6.850	6.900	6.950	7.000	7.050	7.100	7.150	7.200	7.250	7.300	7.350	7.400	7.450	7.500	7.550	7.600	7.650	7.700	7.750	7.800	7.850	7.900	7.950	8.000	8.050	8.100	8.150	8.200	8.250	8.300	8.350	8.400	8.450	8.500	8.550	8.600	8.650	8.700	8.750	8.800	8.850	8.900	8.950	9.000	9.050	9.100	9.150	9.200	9.250	9.300	9.350	9.400	9.450	9.500	9.550	9.600	9.650	9.700	9.750	9.800	9.850	9.900	9.950	10.000

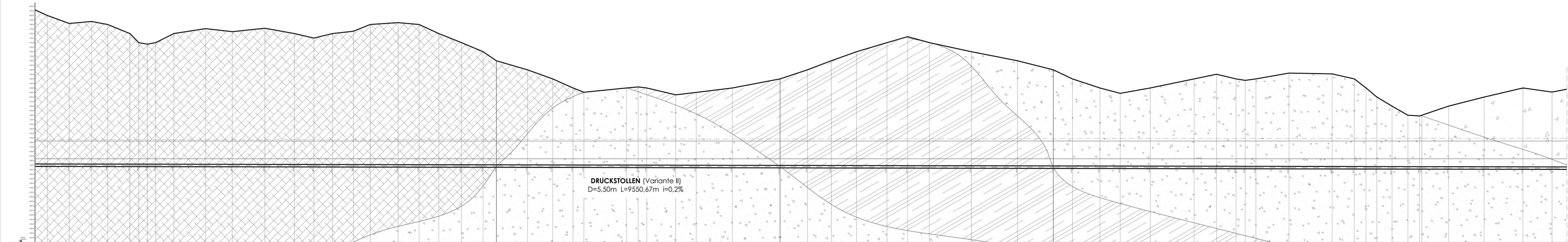
Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia Technische Universität - Wien	
Projekt	Erichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Krititsa"
Zeichnung 2a	Druckstollen - Längsriß
Diplomant	Dariya Rubcheva
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev
Rezensent	

M 1:2000

Blatt: Nr. 0927/20

# LÄNGSRISS - DRUCKSTOLLEN

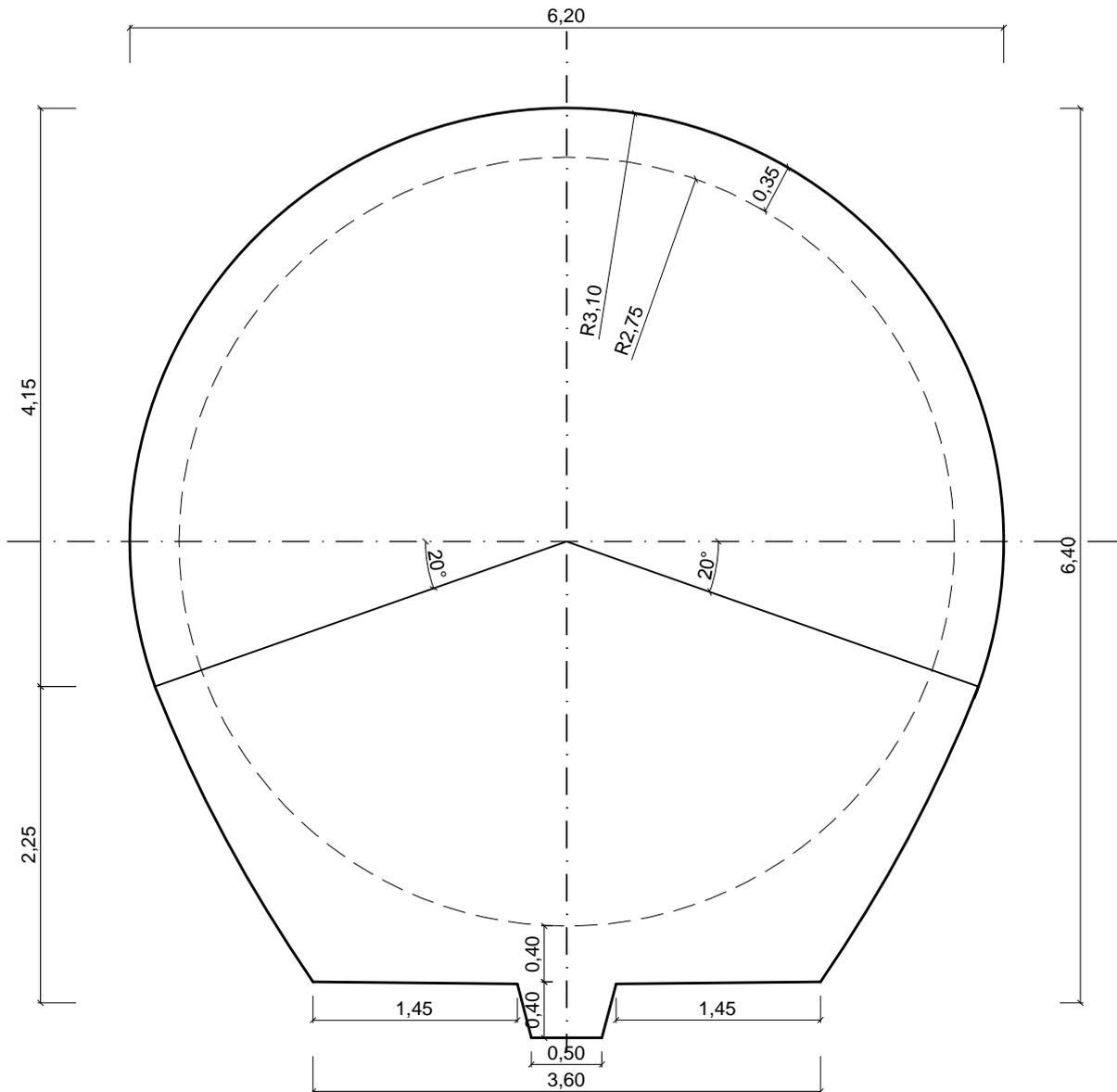
Mh=1:2000 Mv=1:2000



Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia Technische Universität - Wien		
Projekt Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kifitsa"	M 1:2000 Moth. Nr. 0927920	
Zeichnung 2b Druckstollen - Längsriß	Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Betreuer Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	Rezensent	



# Querschnitt



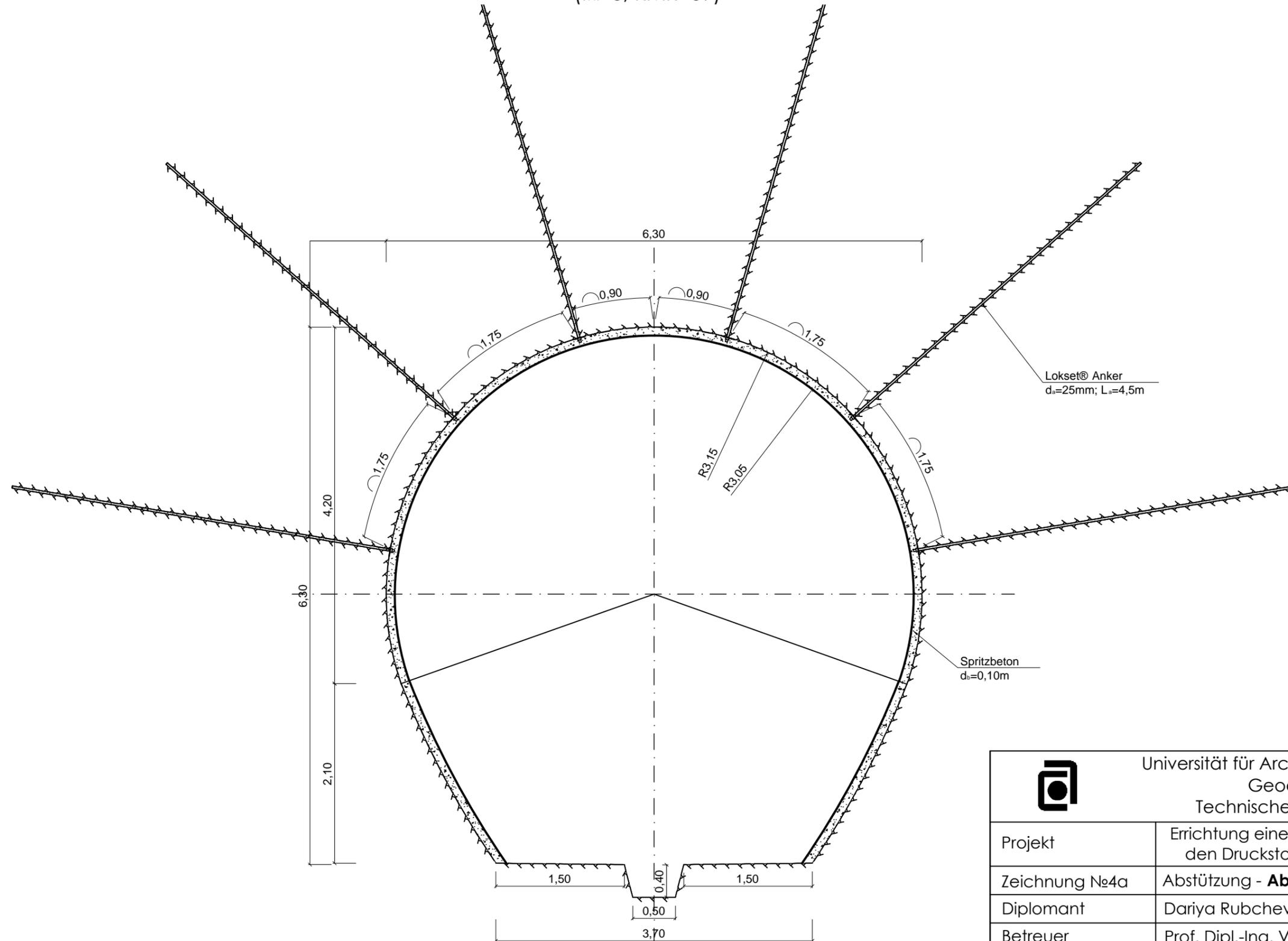
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung № 3	Druckstollen - <b>Querschnitt</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
 ( $f_{PR}=3$ , RMR=39)



Lokset® Anker  
 $d_a=25\text{mm}$ ;  $L_a=4,5\text{m}$

Spritzbeton  
 $d_b=0,10\text{m}$

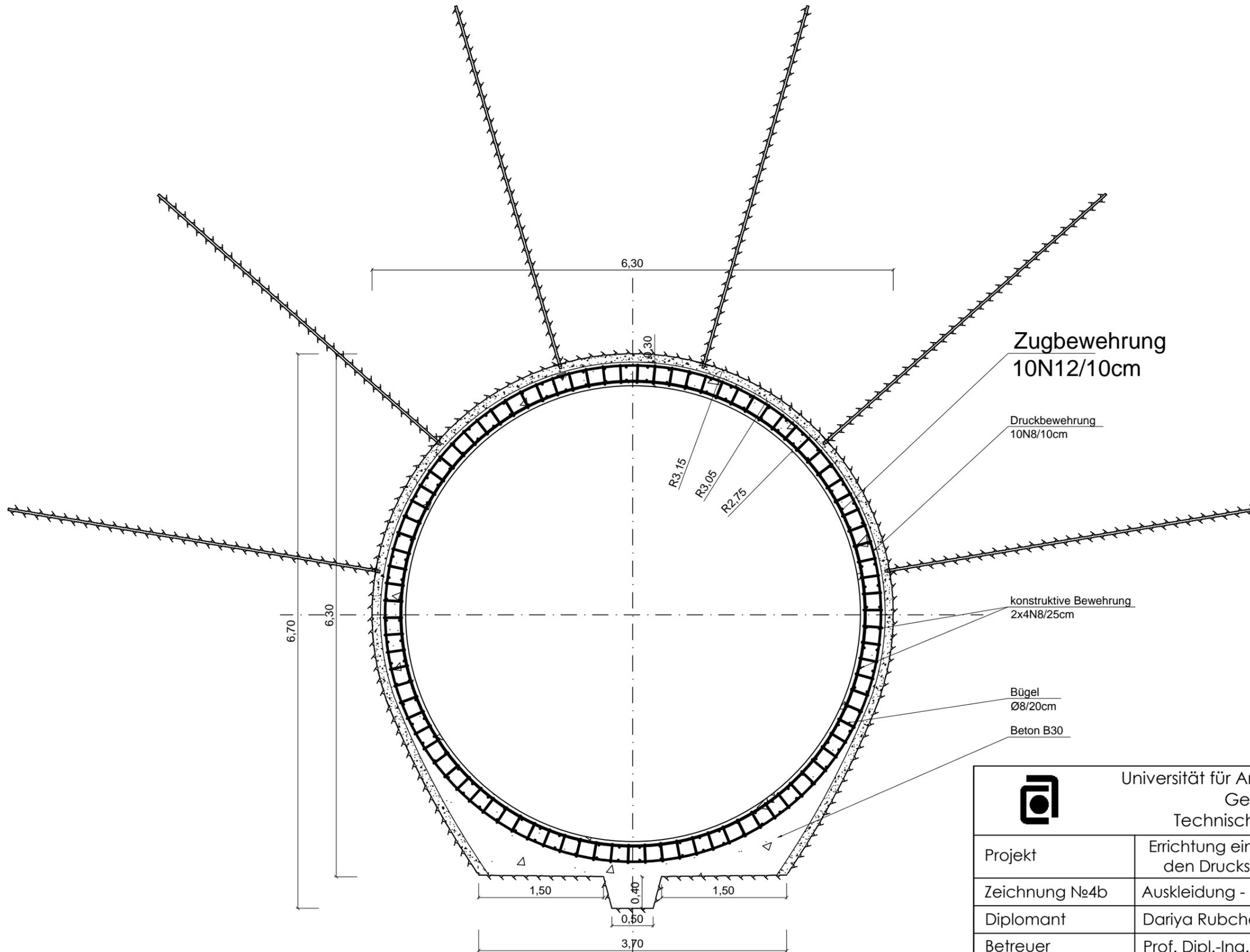


Universität für Architektur, Bauwesen und  
 Geodäsie - Sofia  
 Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №4a	Abstützung - <b>Abschnitt 1</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



Zugbewehrung  
10N12/10cm

Druckbewehrung  
10N8/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x4N8/25cm

Bügel  
Ø8/20cm

Beton B30



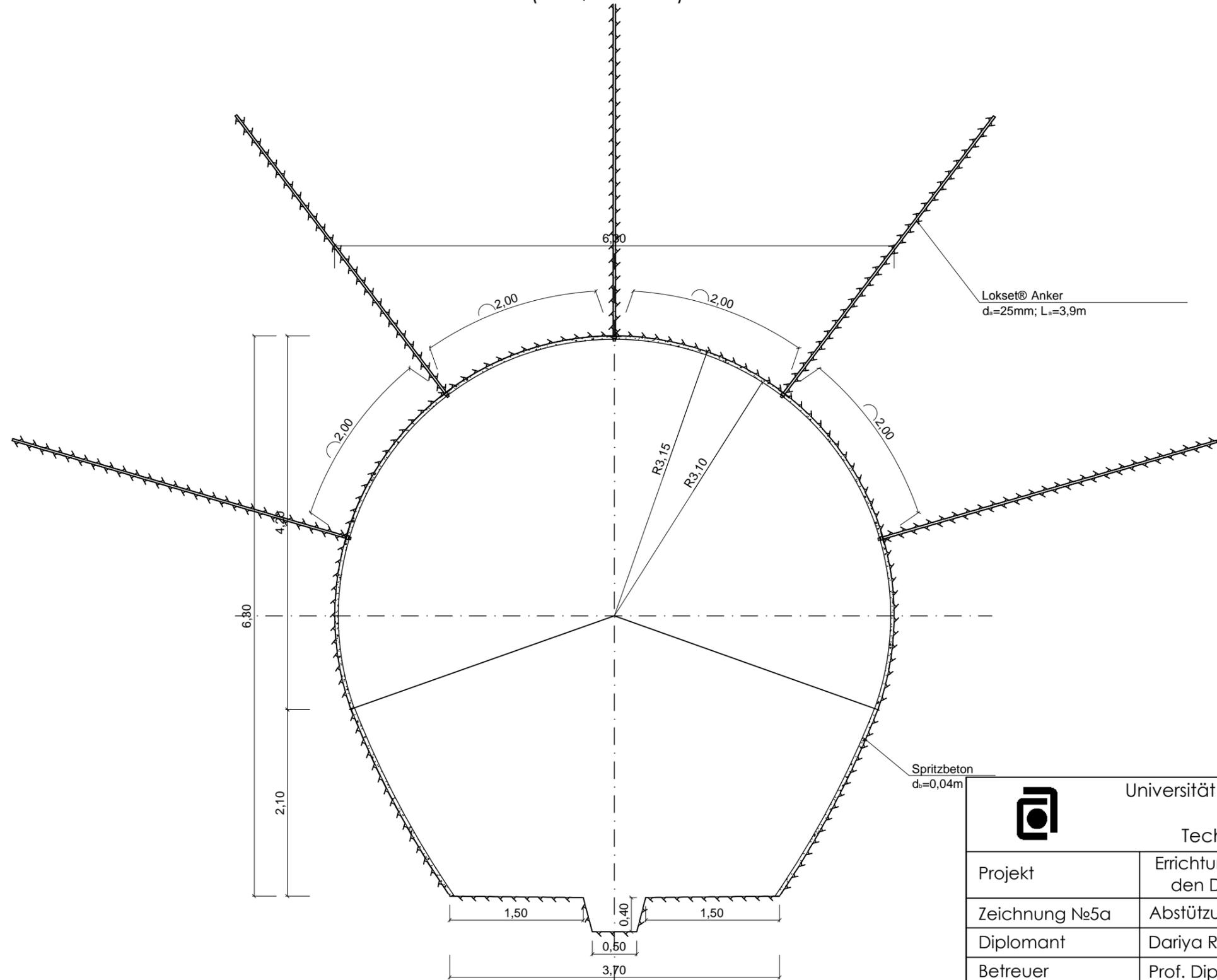
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №4b	Auskleidung - <b>Abschnitt 1</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
 ( $f_{PR}=4$ , RMR=44)



Lokset® Anker  
 d.=25mm; L.=3.9m

Spritzbeton  
 d.=0.04m

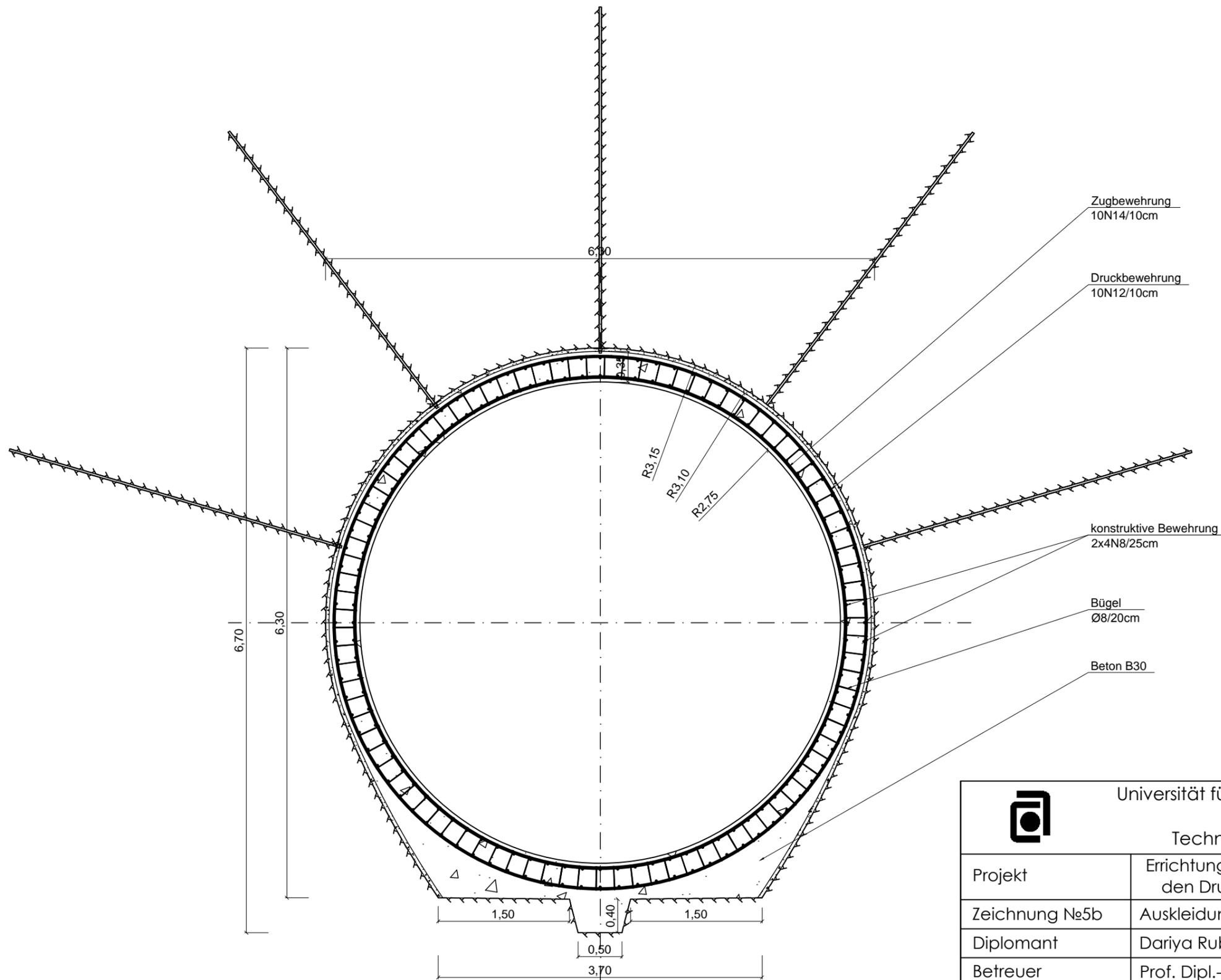


Universität für Architektur, Bauwesen und  
 Geodäsie - Sofia  
 Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №5a	Abstützung - <b>Abschnitt 2</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



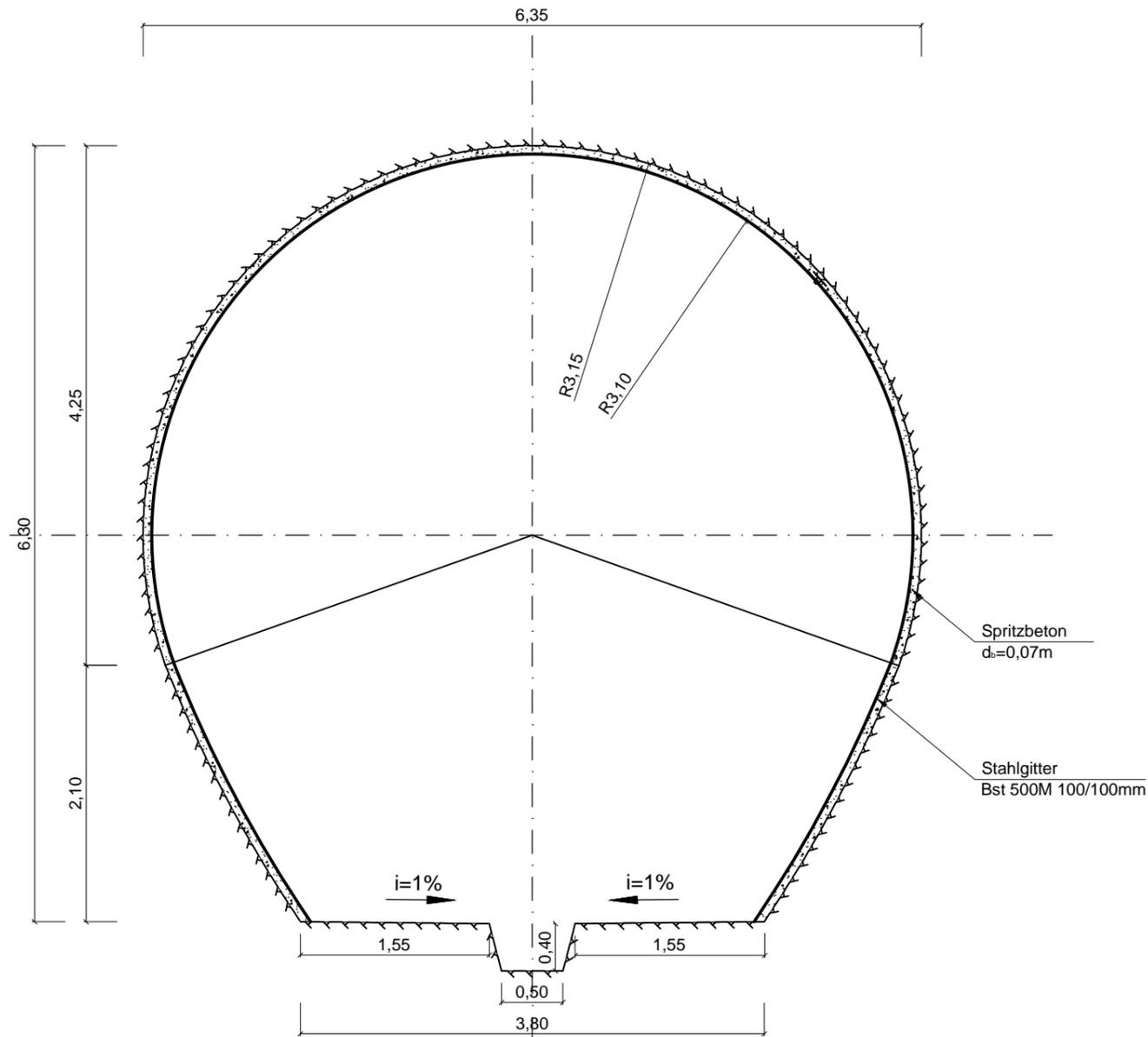
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



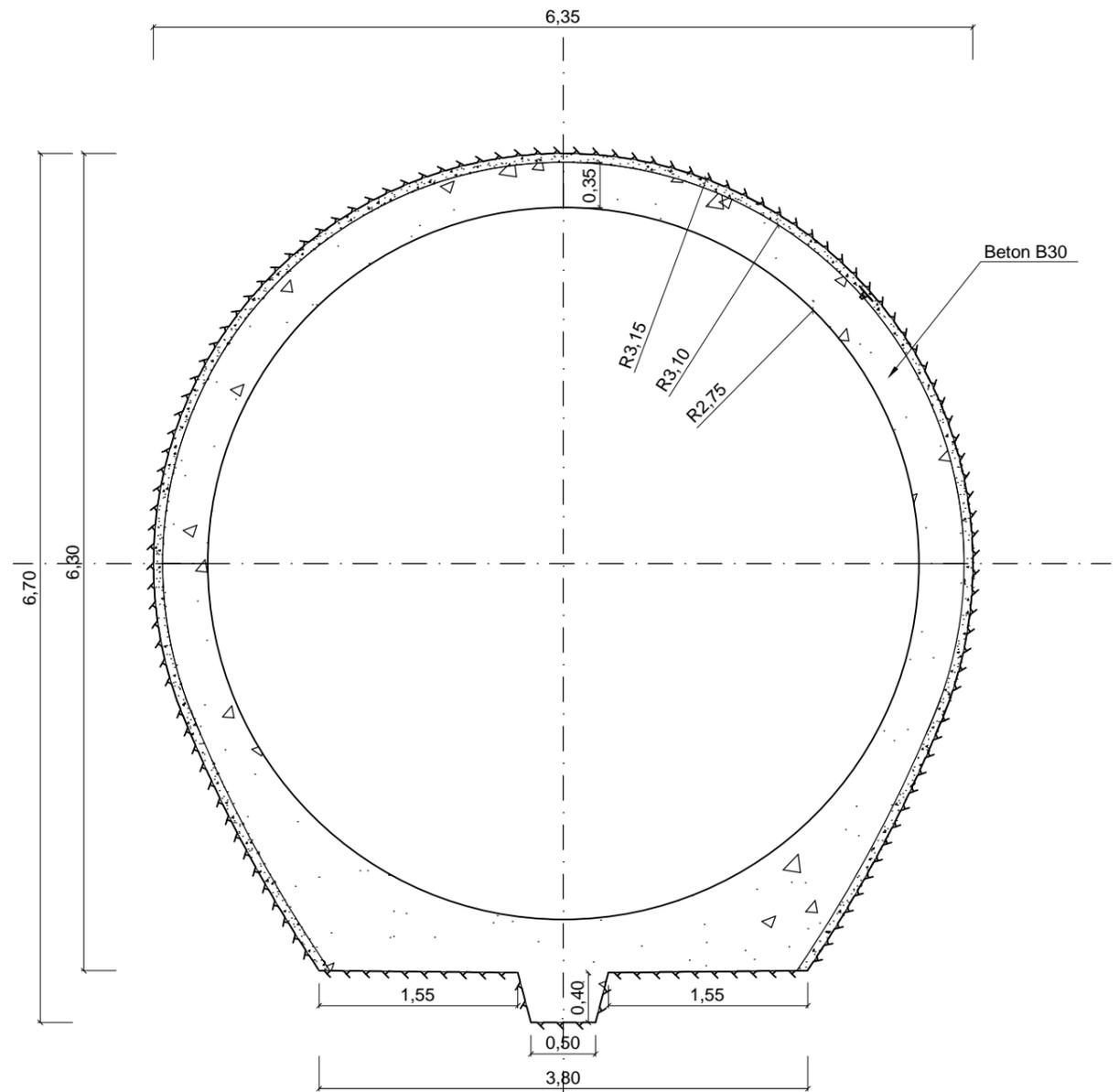
Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №5b	Auskleidung - <b>Abschnitt 2</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

## Abstützung

bewehrter Spritzbeton  
( $f_{PR}=6$ , RMR=59)



## Auskleidung



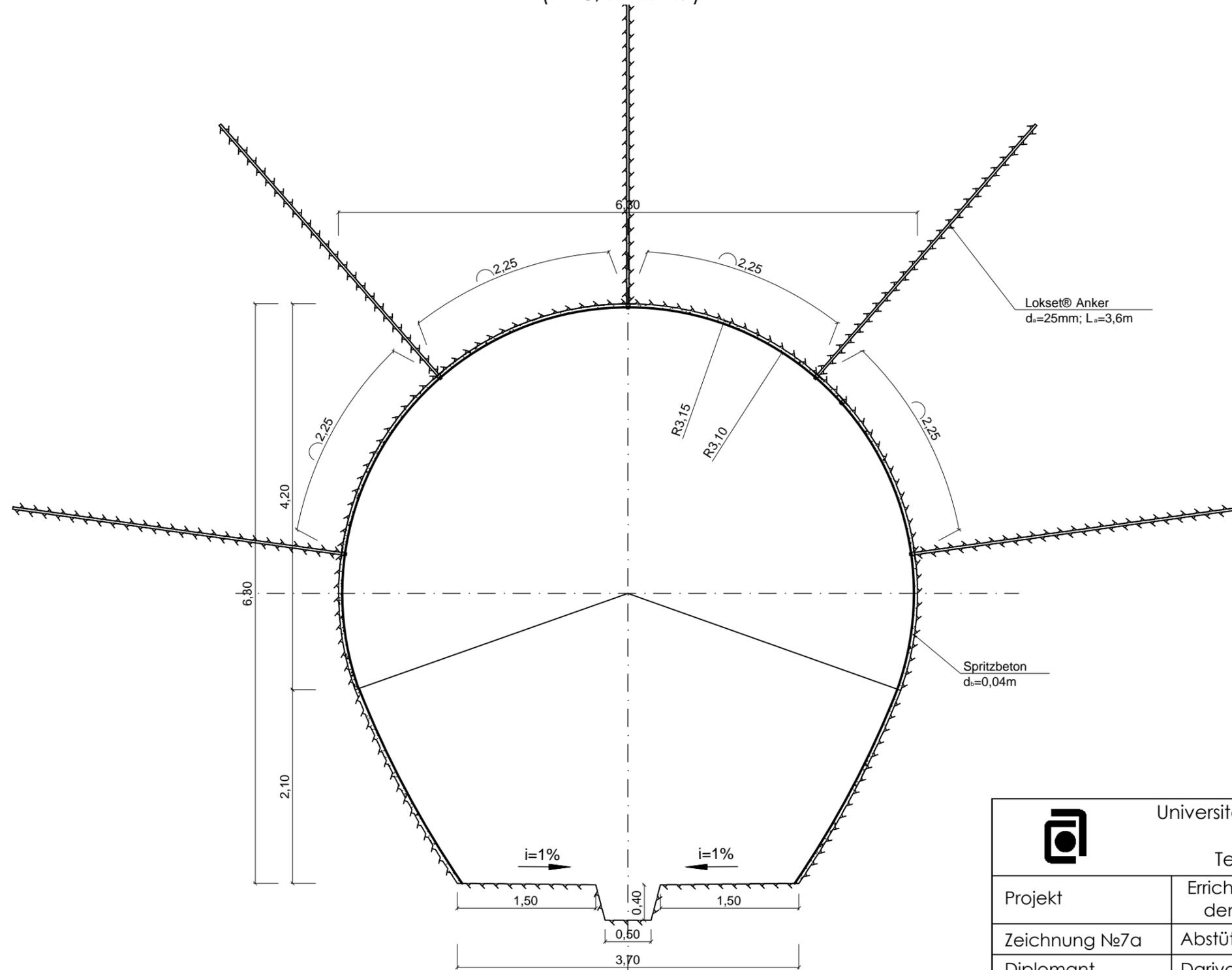
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №6	Abstützung und Auskleidung - <b>Abschnitt 3</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
 ( $f_{PR}=5$ , RMR=47)



Lokset® Anker  
 $d_a=25\text{mm}$ ;  $L_a=3,6\text{m}$

Spritzbeton  
 $d_s=0,04\text{m}$

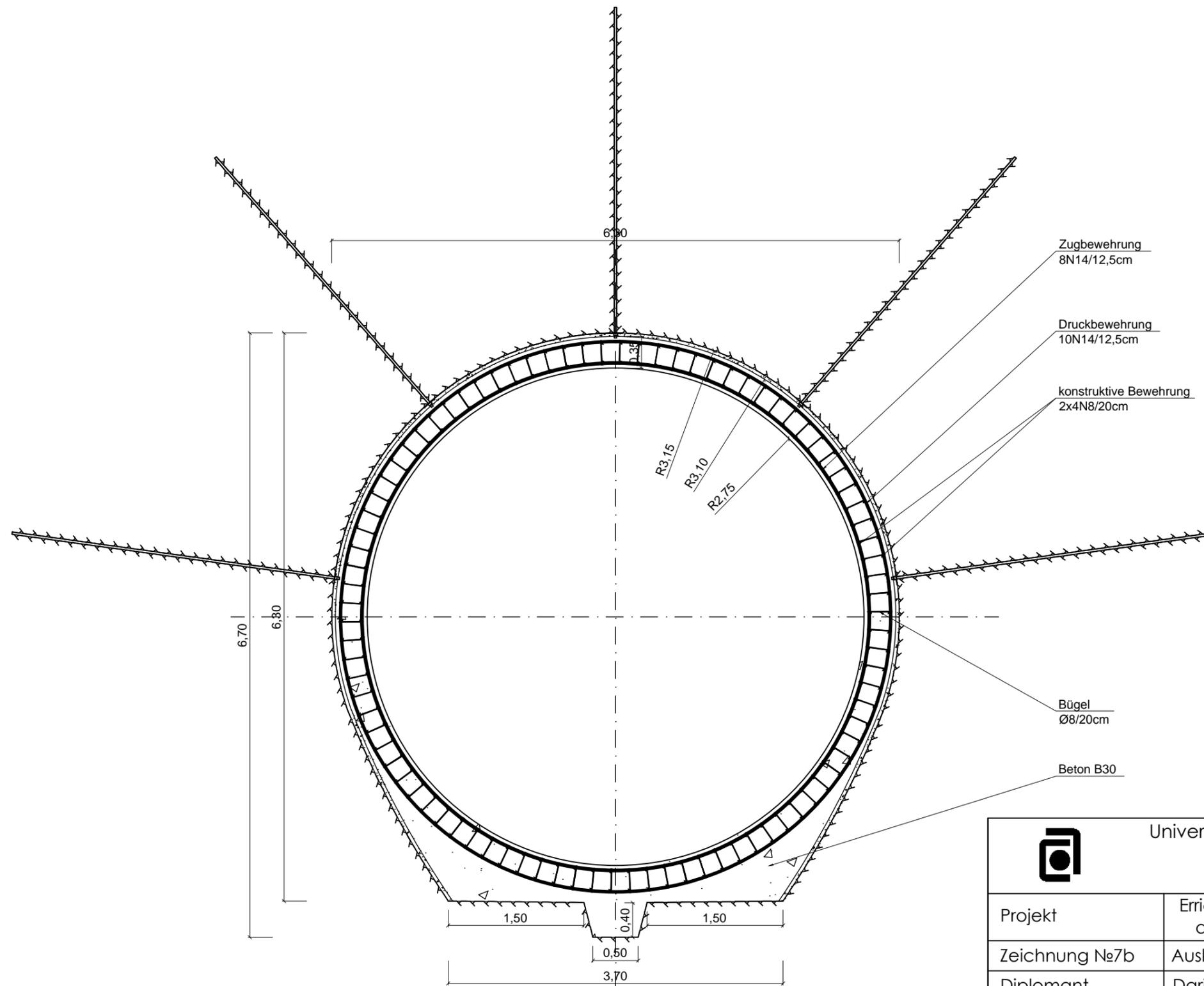


Universität für Architektur, Bauwesen und  
 Geodäsie - Sofia  
 Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №7a	Abstützung - <b>Abschnitt 4</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

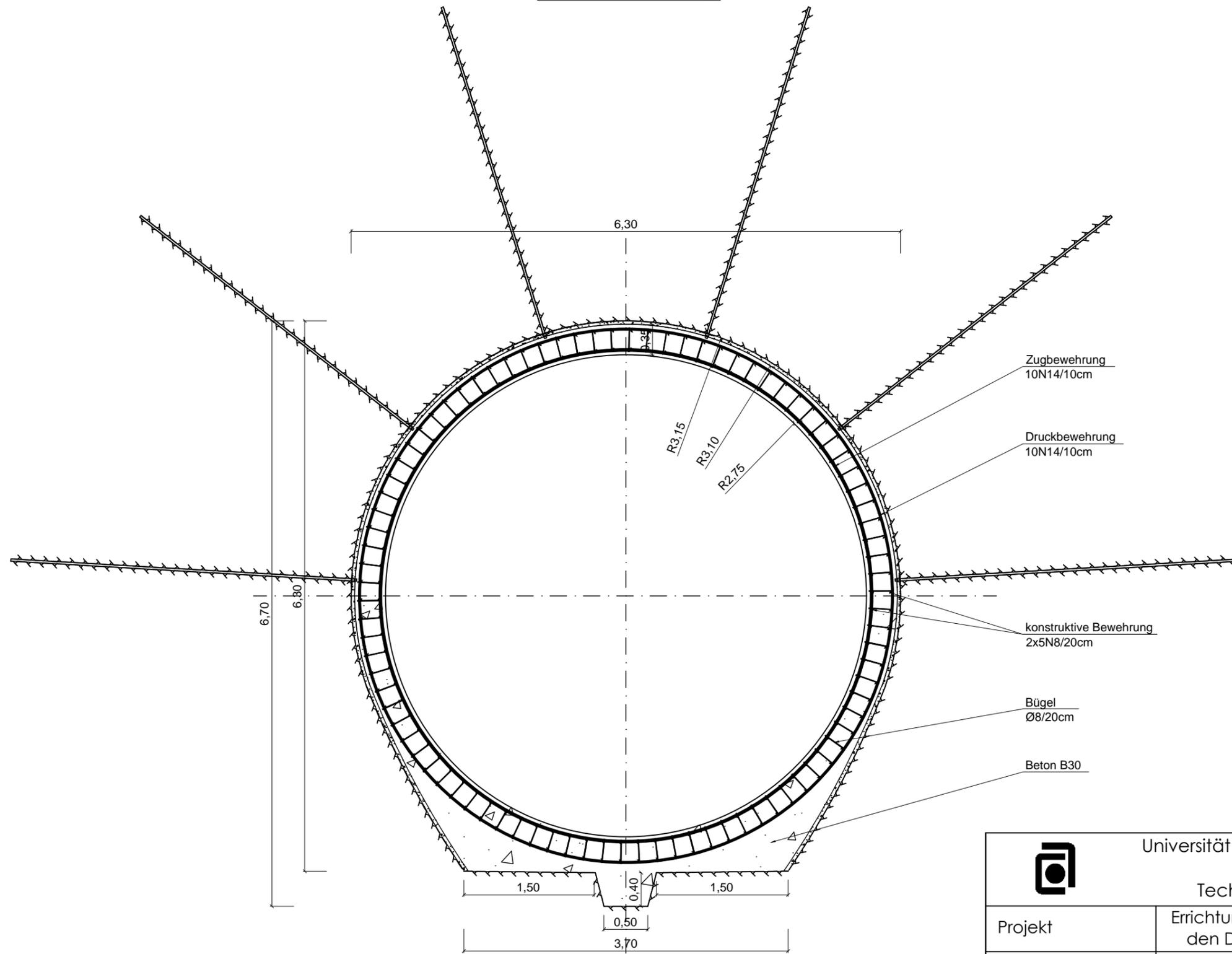
# Auskleidung



 Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia Technische Universität - Wien		
Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №7b	Auskleidung - <b>Abschnitt 4</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		



# Auskleidung



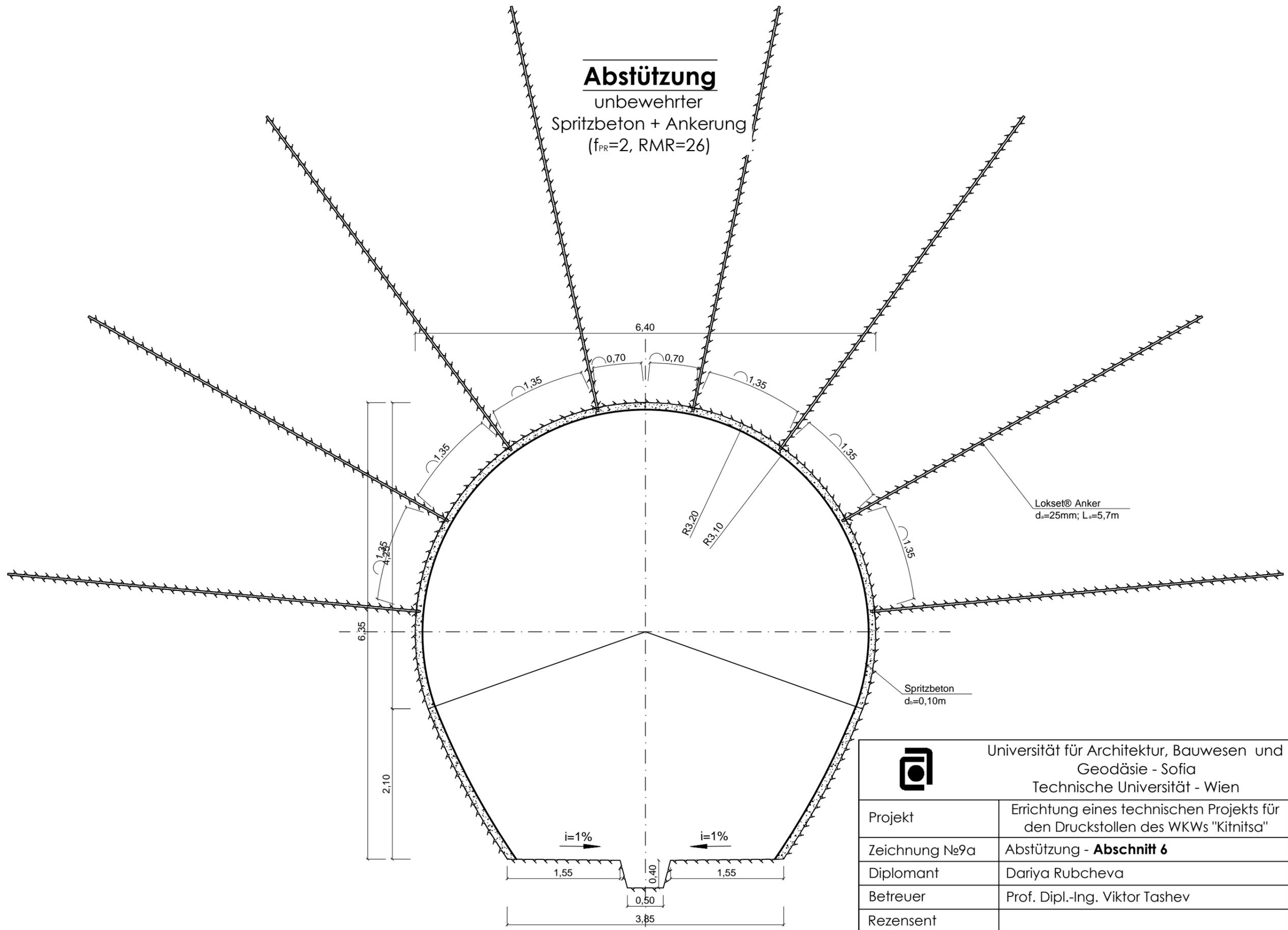
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №8b	Auskleidung - <b>Abschnitt 5</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter  
Spritzbeton + Ankerung  
( $f_{PR}=2$ ,  $RMR=26$ )



Lokset® Anker  
d<sub>a</sub>=25mm; L<sub>a</sub>=5,7m

Spritzbeton  
d<sub>s</sub>=0,10m

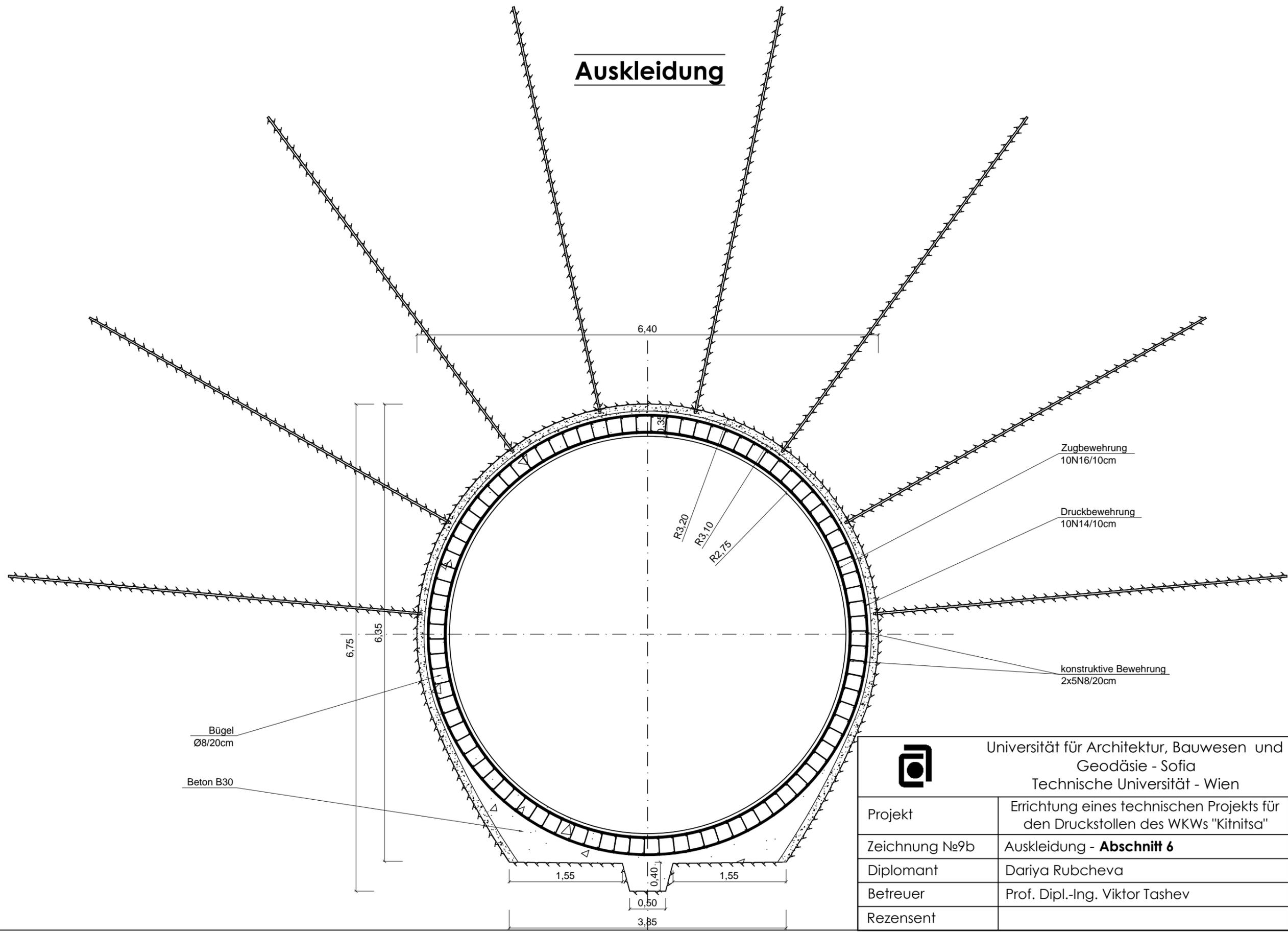


Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №9a	Abstützung - <b>Abschnitt 6</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



Bügel  
Ø8/20cm

Beton B30

Zugbewehrung  
10N16/10cm

Druckbewehrung  
10N14/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x5N8/20cm



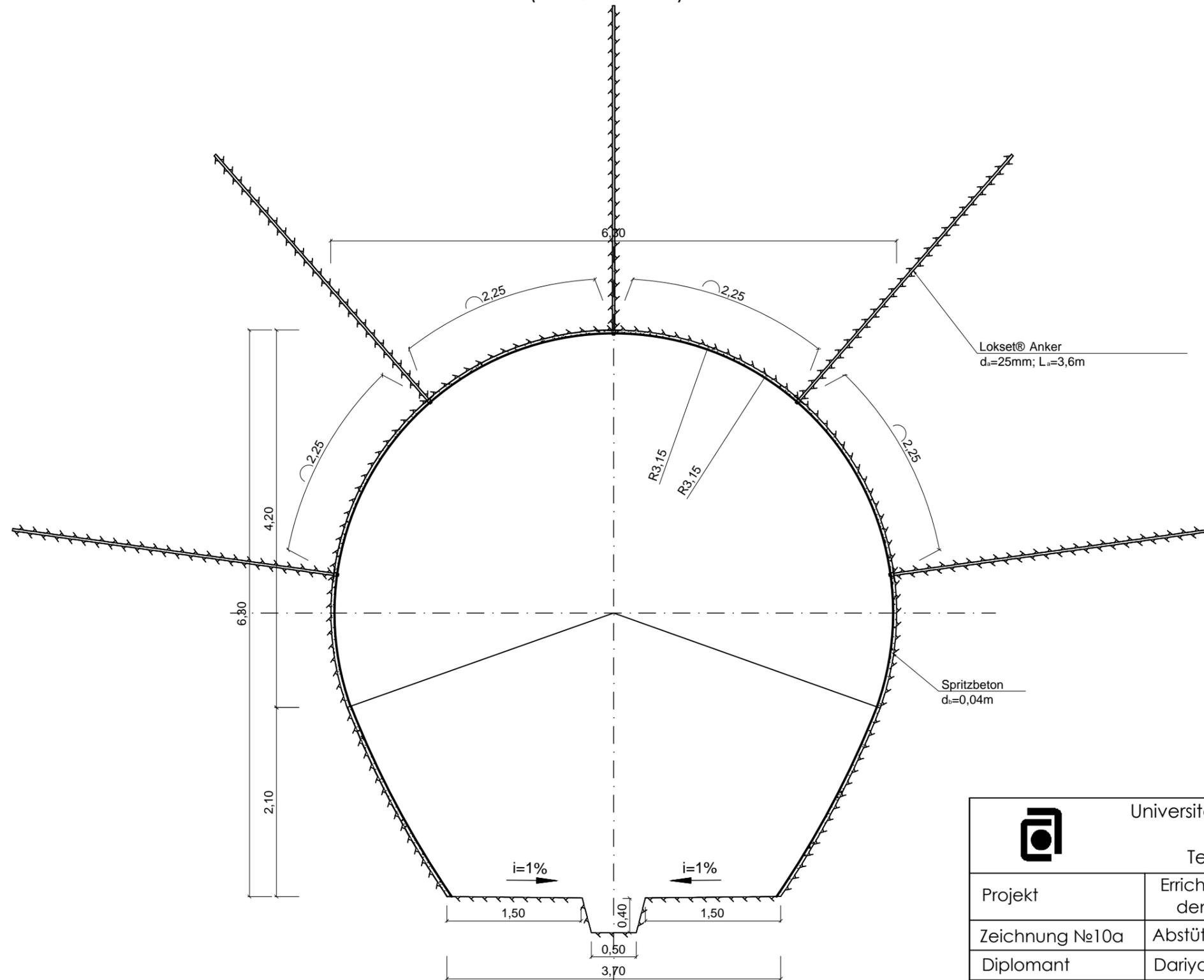
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №9b	Auskleidung - <b>Abschnitt 6</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
( $f_{PR}=5$ , RMR=52)

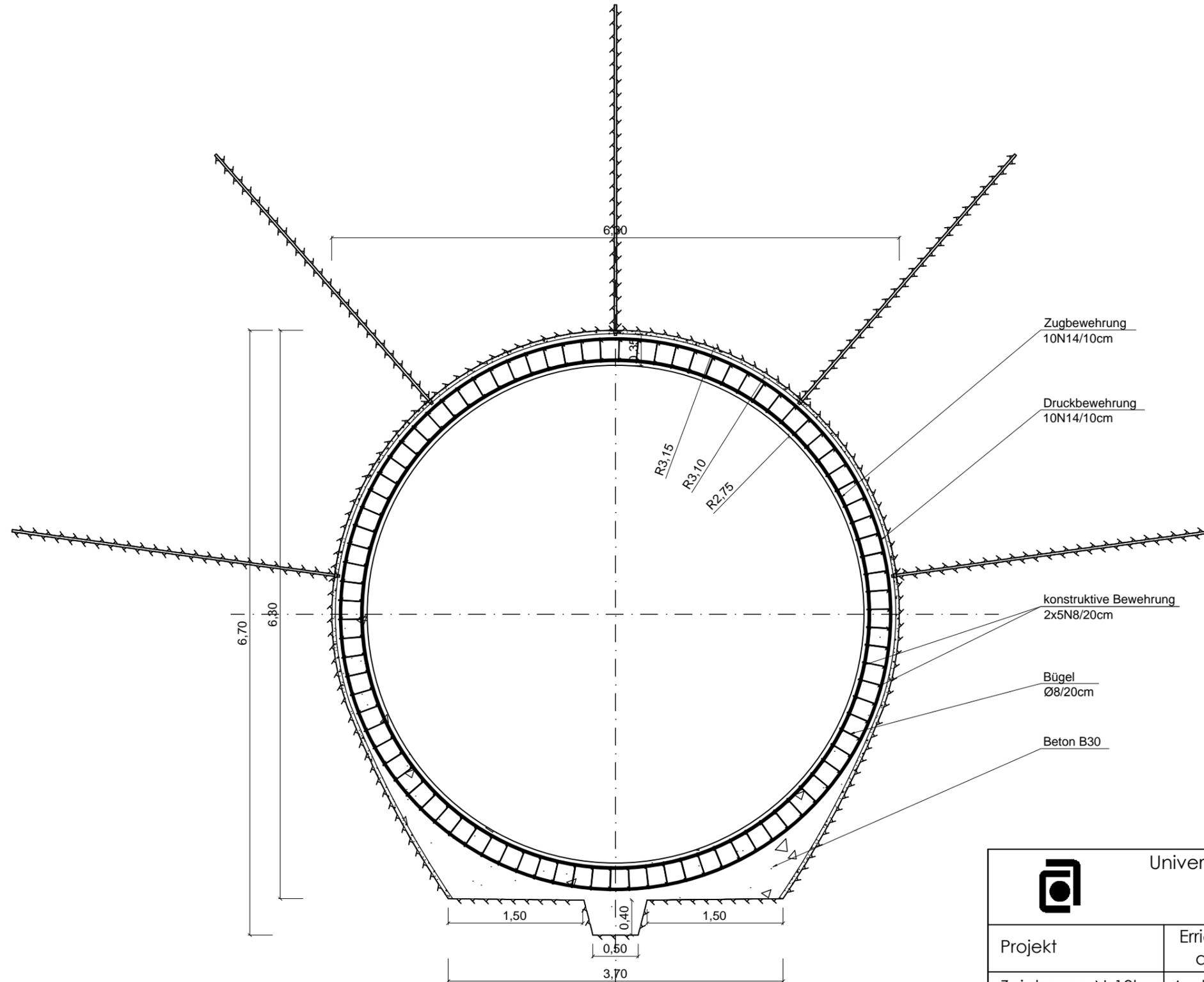


Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №10a	Abstützung - <b>Abschnitt 7</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



Zugbewehrung  
10N14/10cm

Druckbewehrung  
10N14/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x5N8/20cm

Bügel  
Ø8/20cm

Beton B30



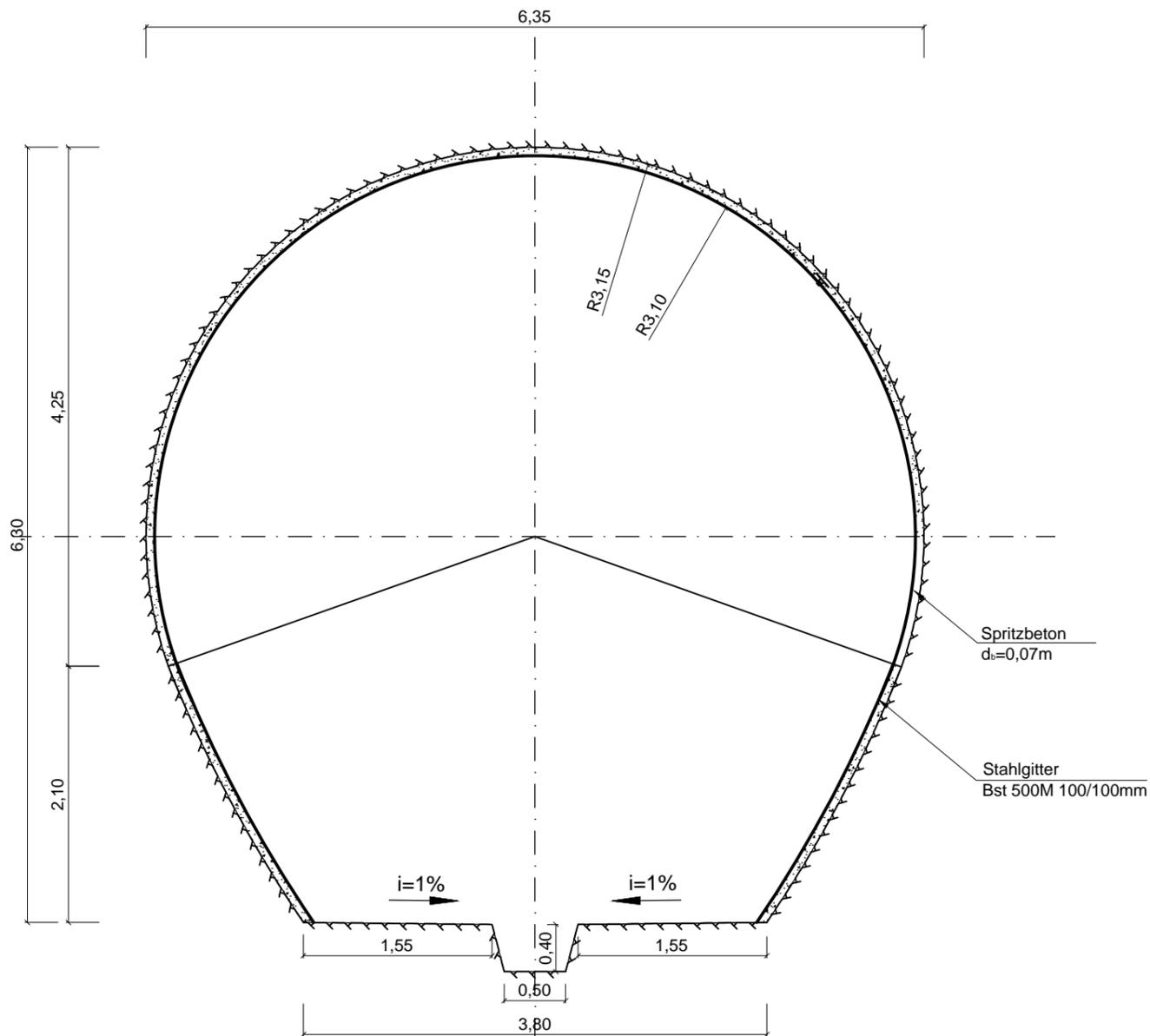
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



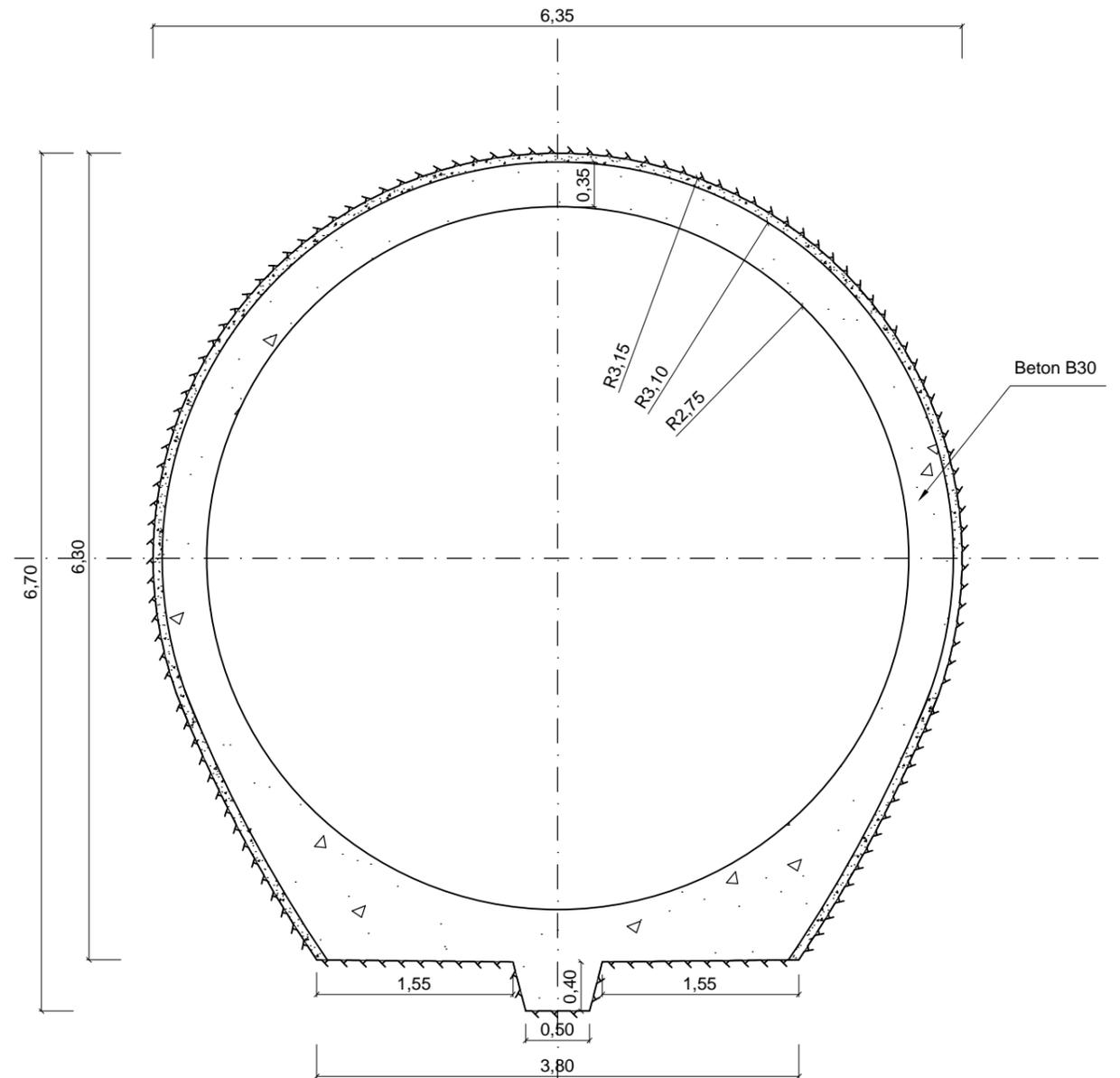
Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №10b	Auskleidung - <b>Abschnitt 7</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

## Abstützung

bewehrter Spritzbeton  
( $f_{PR}=6$ , RMR=60)



## Auskleidung



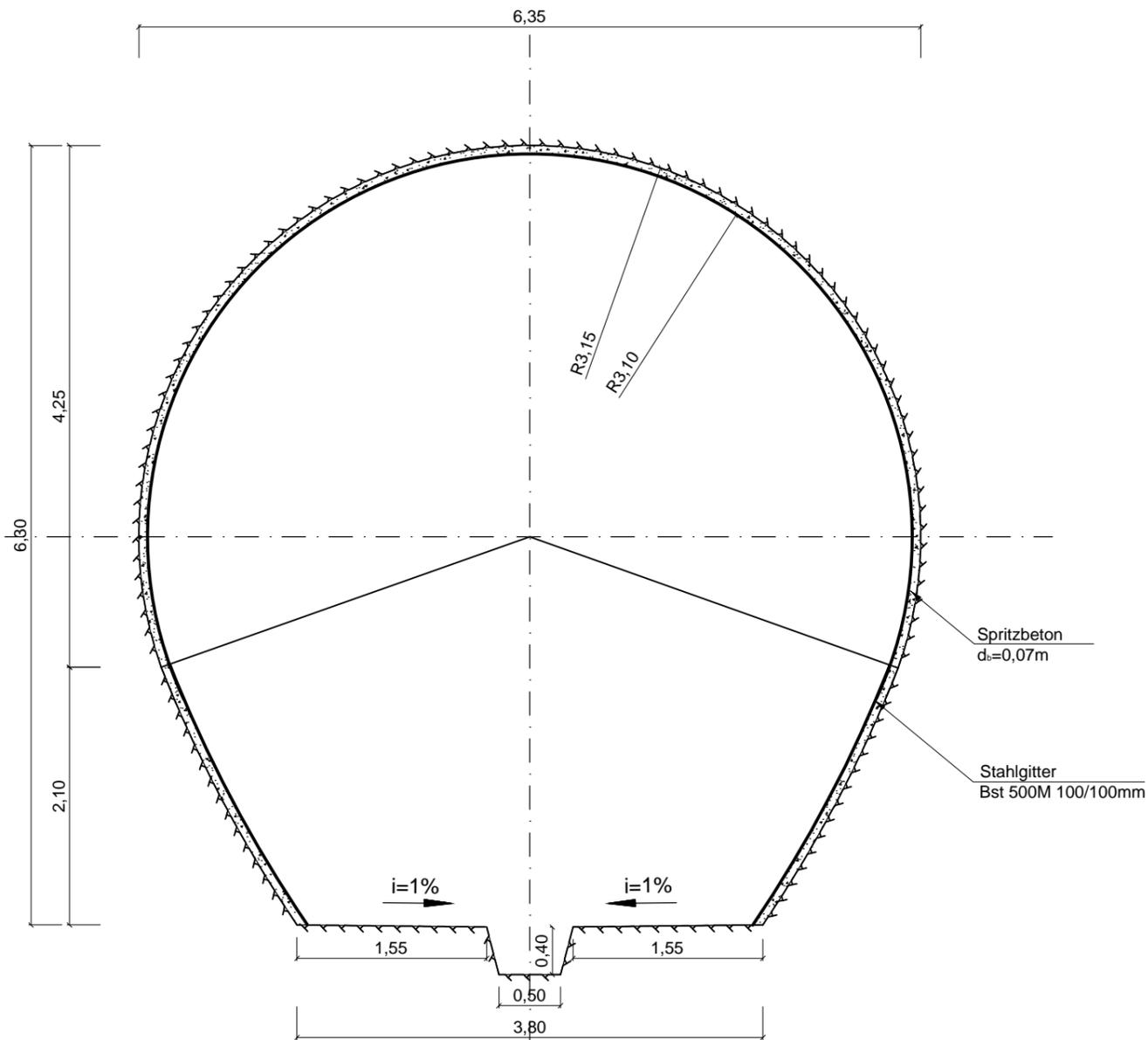
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



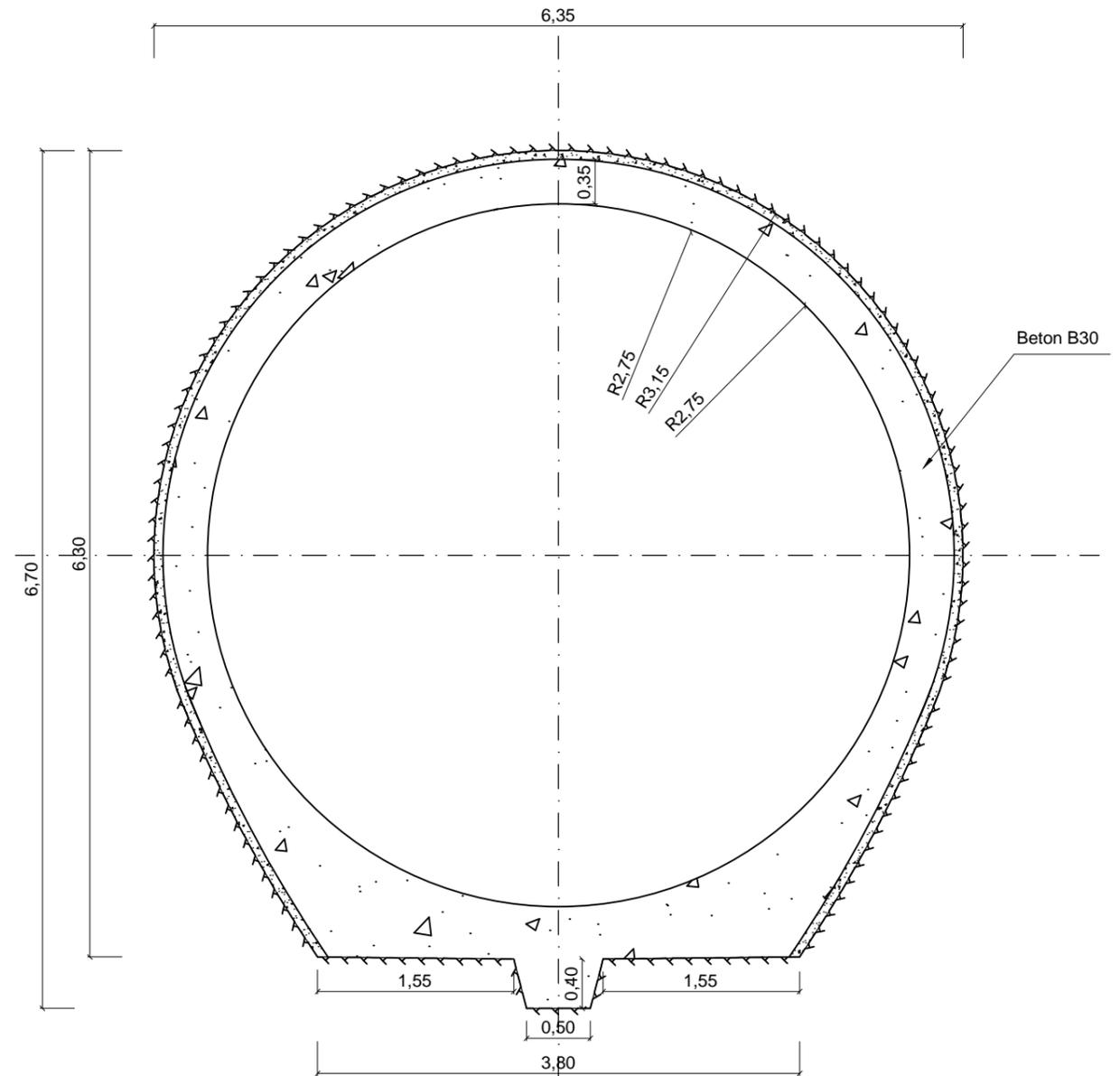
Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №11	Abstützung und Auskleidung - <b>Abschnitt 8</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

## Abstützung

bewehrter Spritzbeton  
( $f_{PR}=6$ , RMR=55)



## Auskleidung



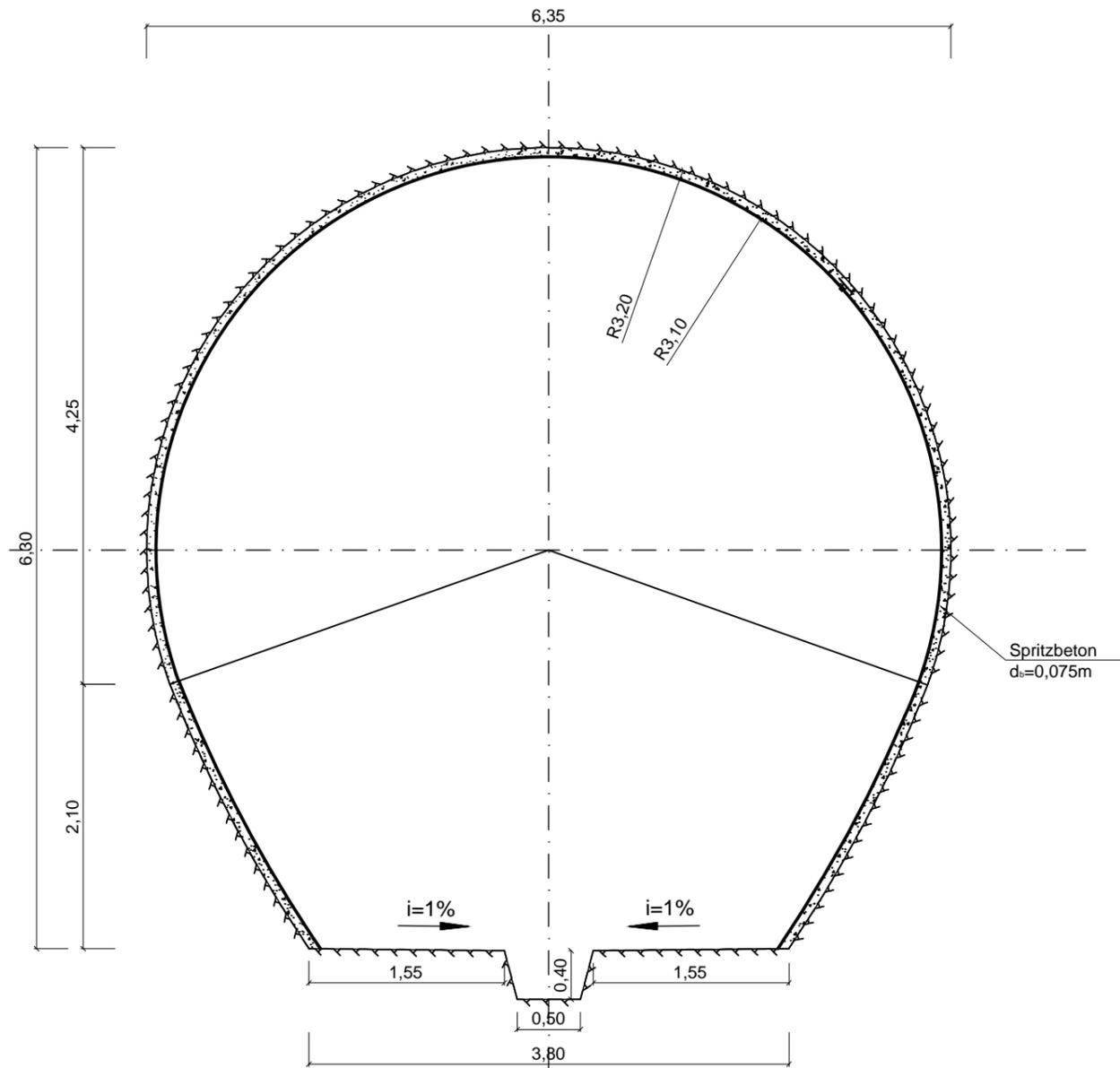
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



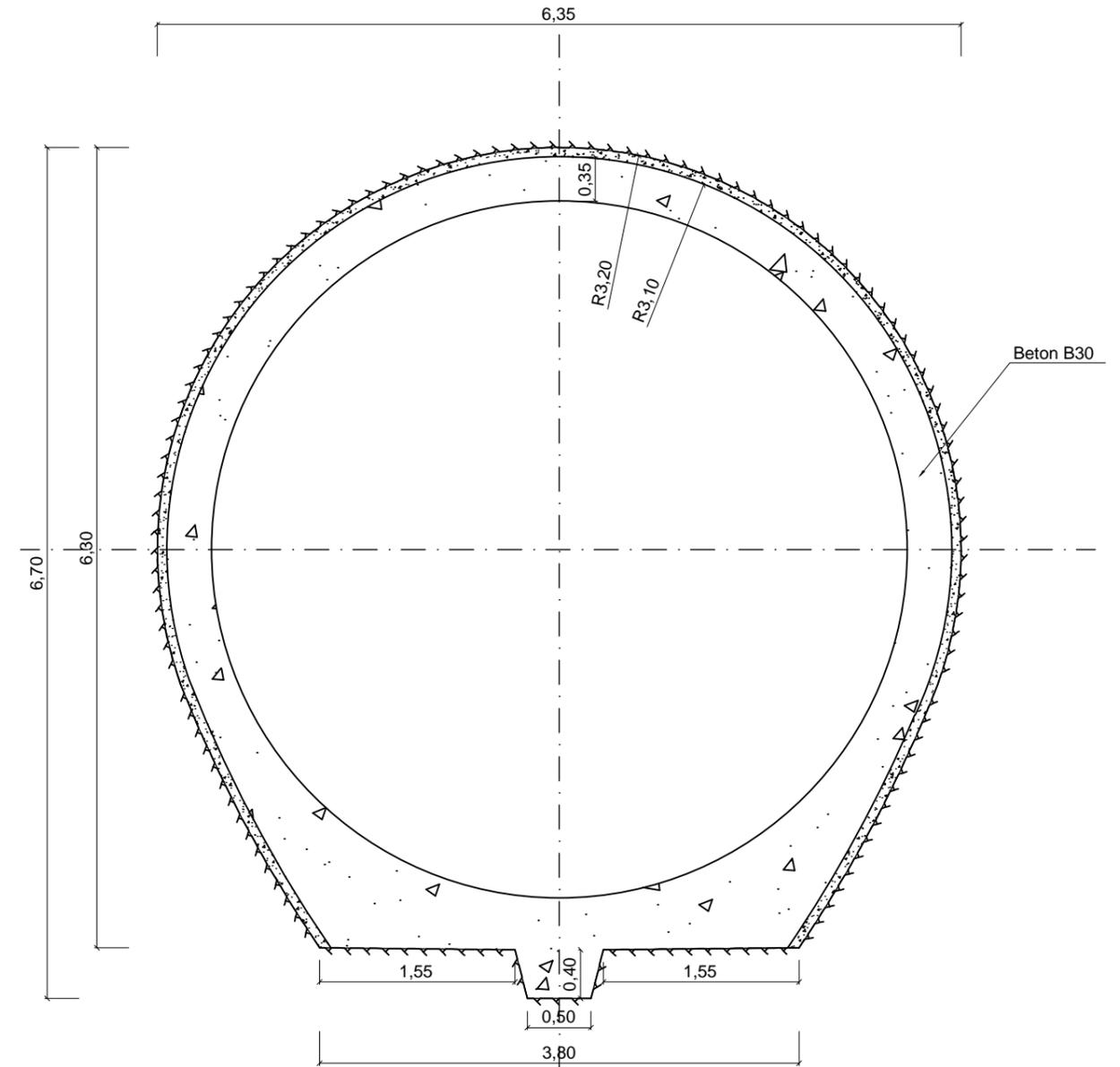
Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №12	Abstützung und Auskleidung - <b>Abschnitt 9</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

## Abstützung

unbewehrter Spritzbeton  
( $f_{PR}=8$ ,  $RMR=74$ )



## Auskleidung



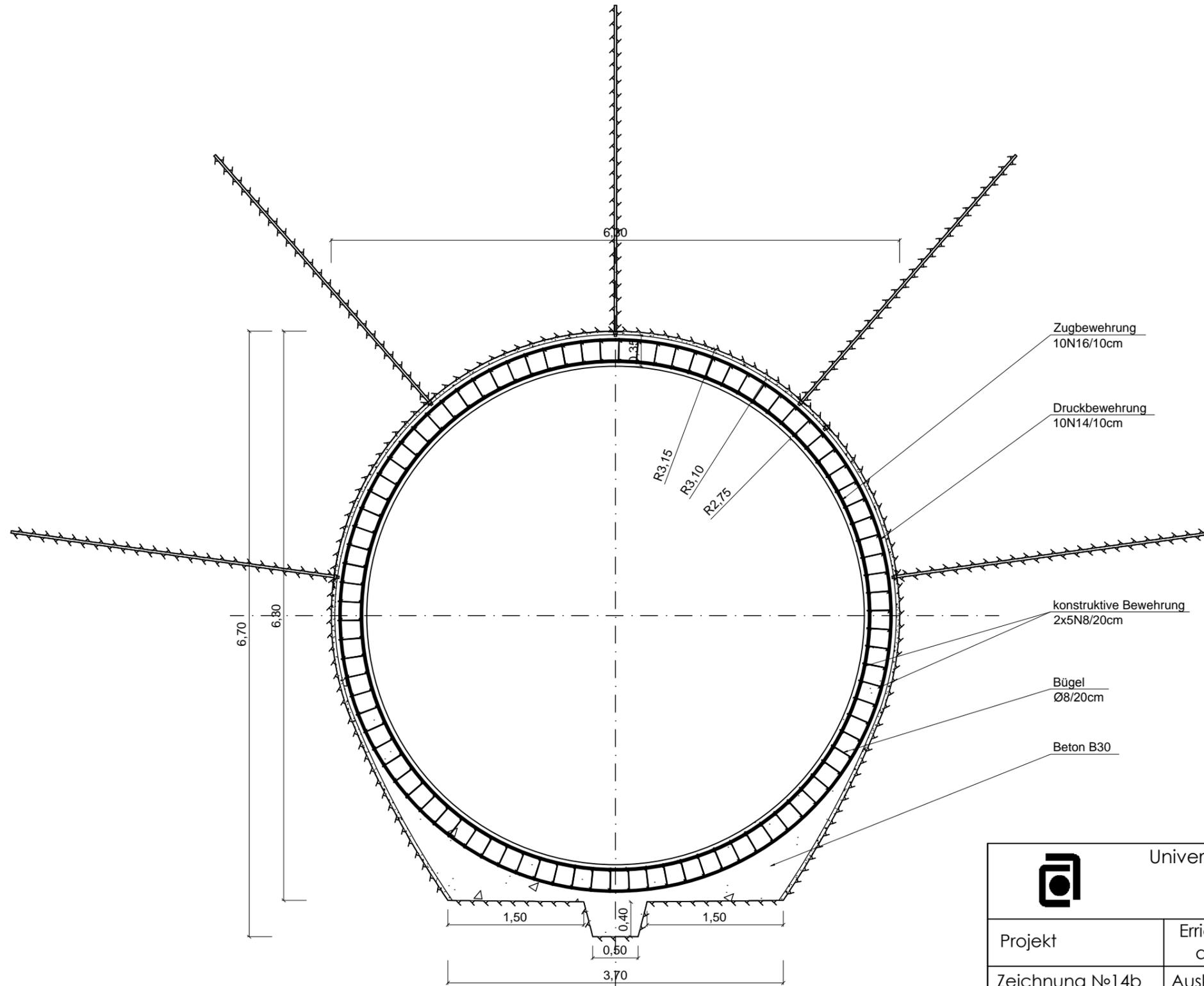
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №13	Abstützung und Auskleidung - <b>Abschnitt 10</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		



# Auskleidung



Zugbewehrung  
10N16/10cm

Druckbewehrung  
10N14/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x5N8/20cm

Bügel  
Ø8/20cm

Beton B30



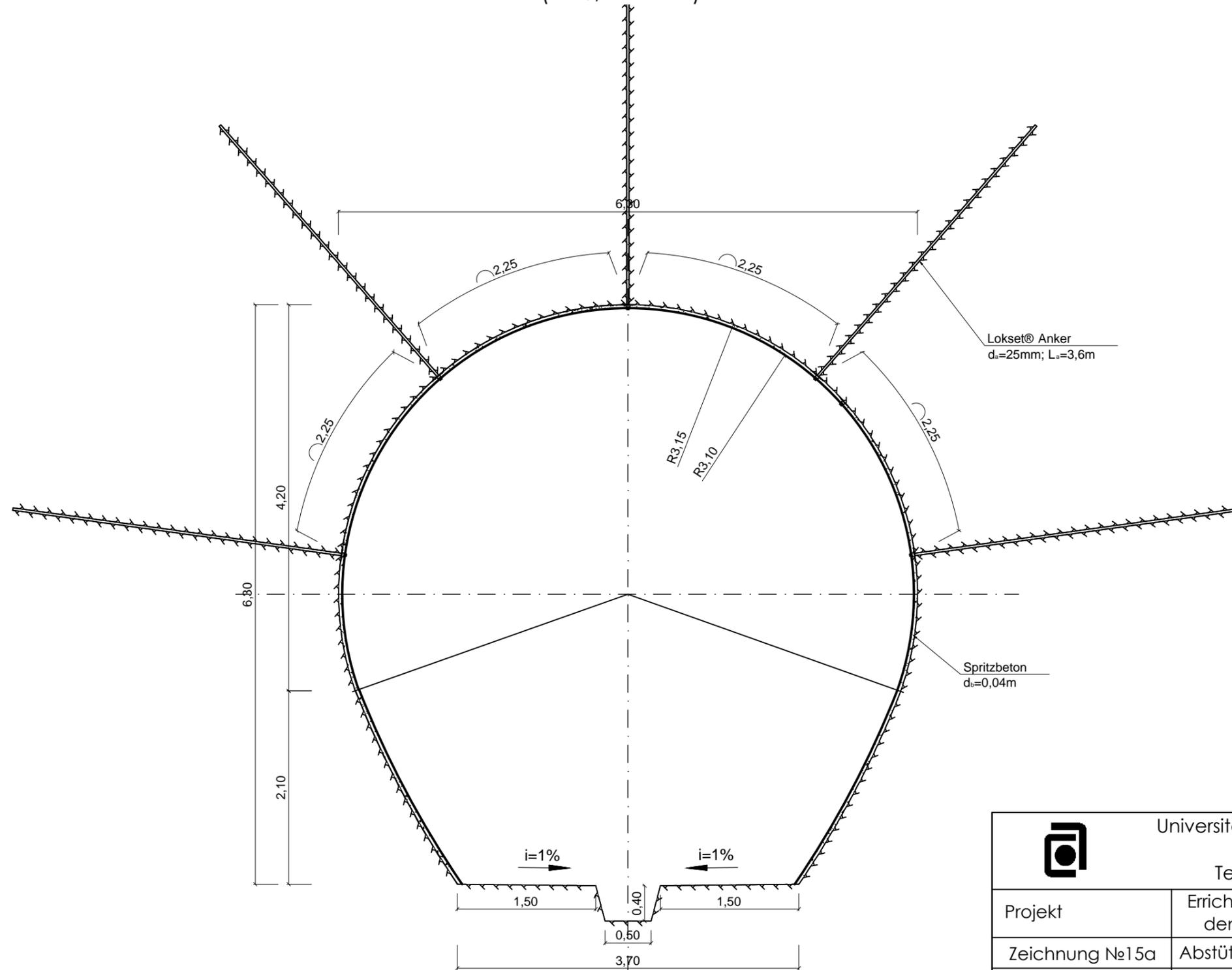
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №14b	Auskleidung - <b>Abschnitt 11</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
( $f_{PR}=5$ ,  $RMR=47$ )

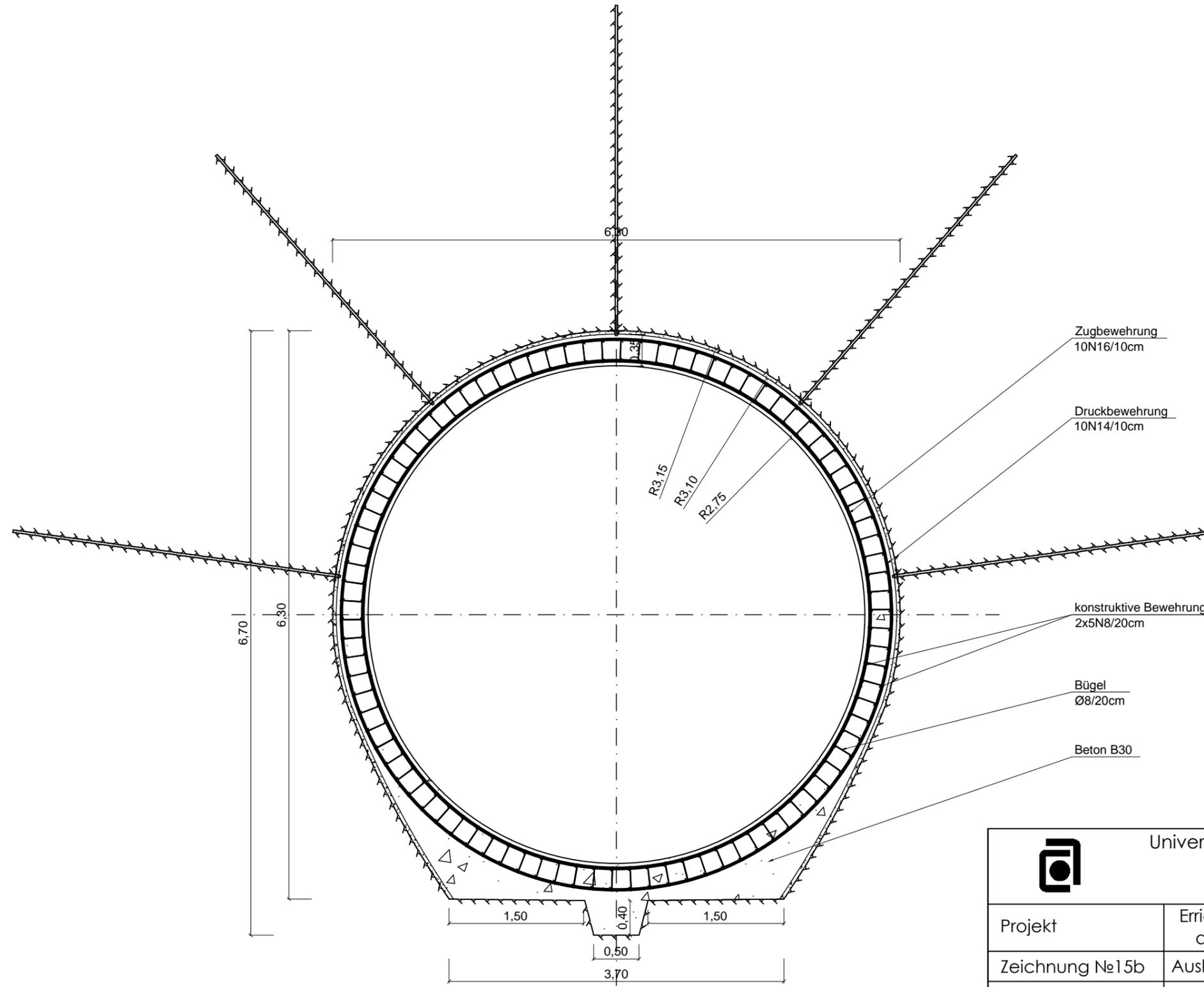


Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №15a	Abstützung - <b>Abschnitt 12</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

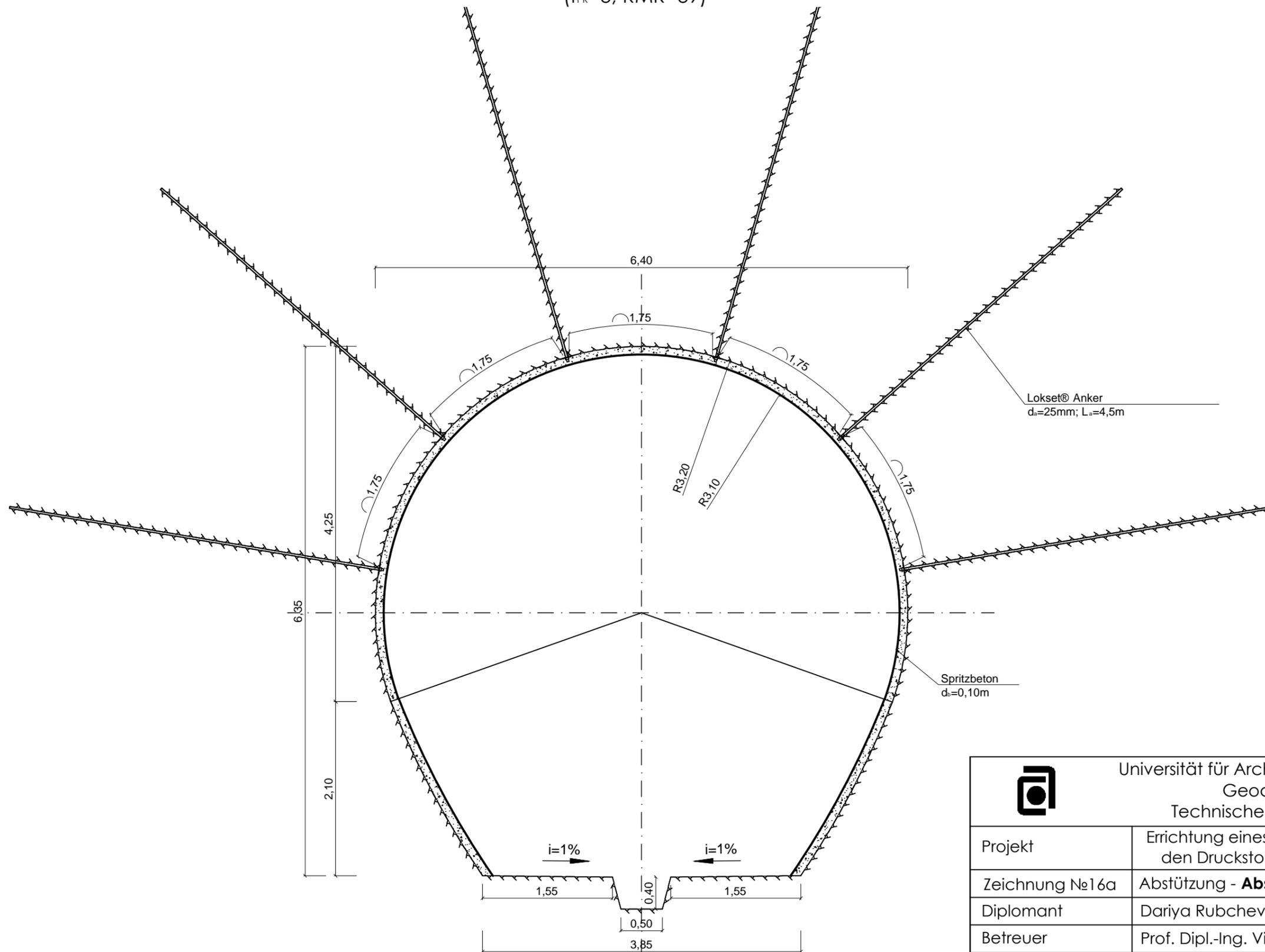
# Auskleidung



 Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie - Sofia Technische Universität - Wien		
Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №15b	Auskleidung - <b>Abschnitt 12</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
( $f_{PR}=3$ ,  $RMR=39$ )

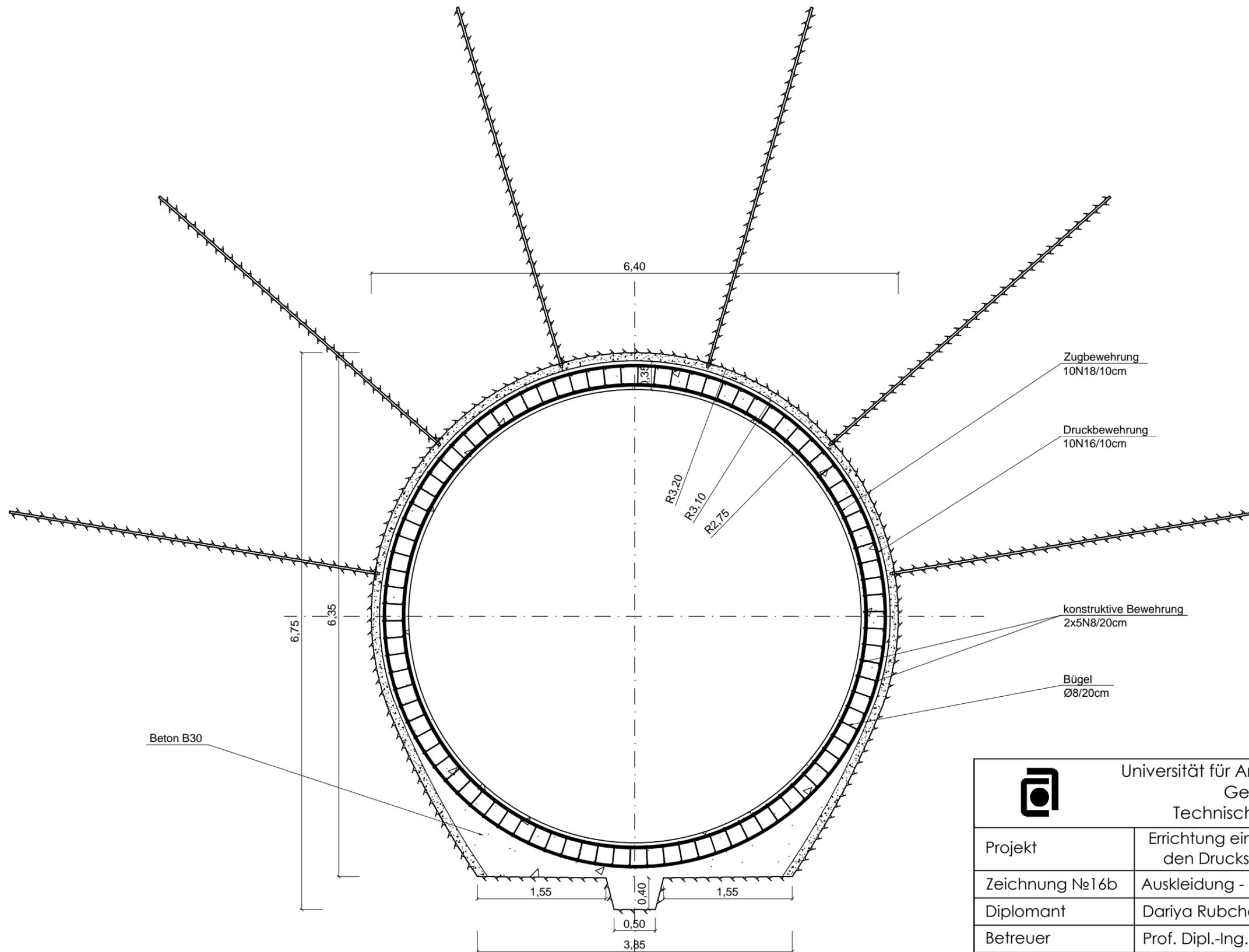


Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №16a	Abstützung - <b>Abschnitt 13</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



Zugbewehrung  
10N18/10cm

Druckbewehrung  
10N16/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x5N8/20cm

Bügel  
Ø8/20cm

Beton B30



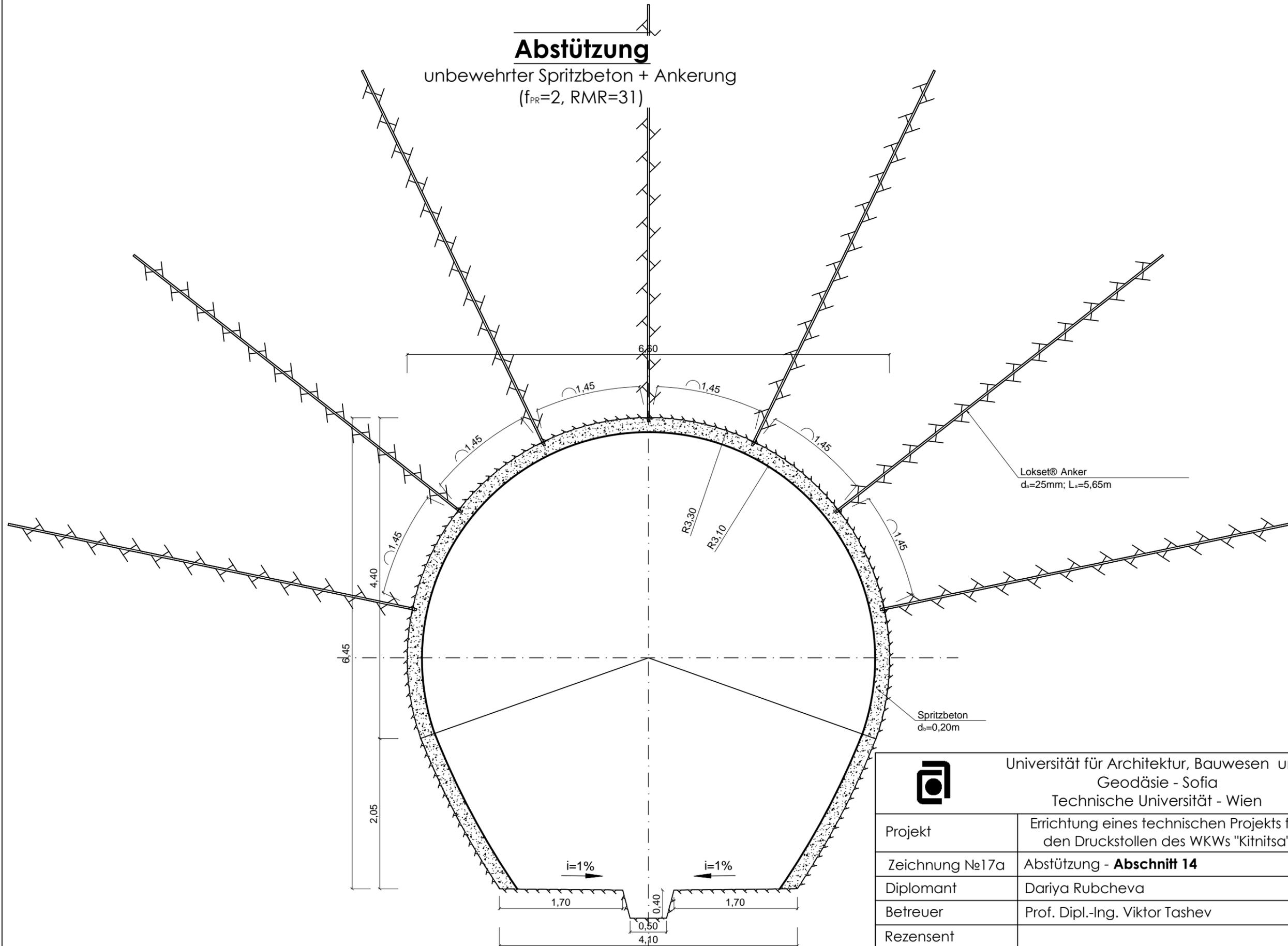
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №16b	Auskleidung - <b>Abschnitt 13</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
 ( $f_{PR}=2$ ,  $RMR=31$ )



Spritzbeton  
 $d_e=0,20m$

Lokset® Anker  
 $d_a=25mm$ ;  $L_a=5,65m$

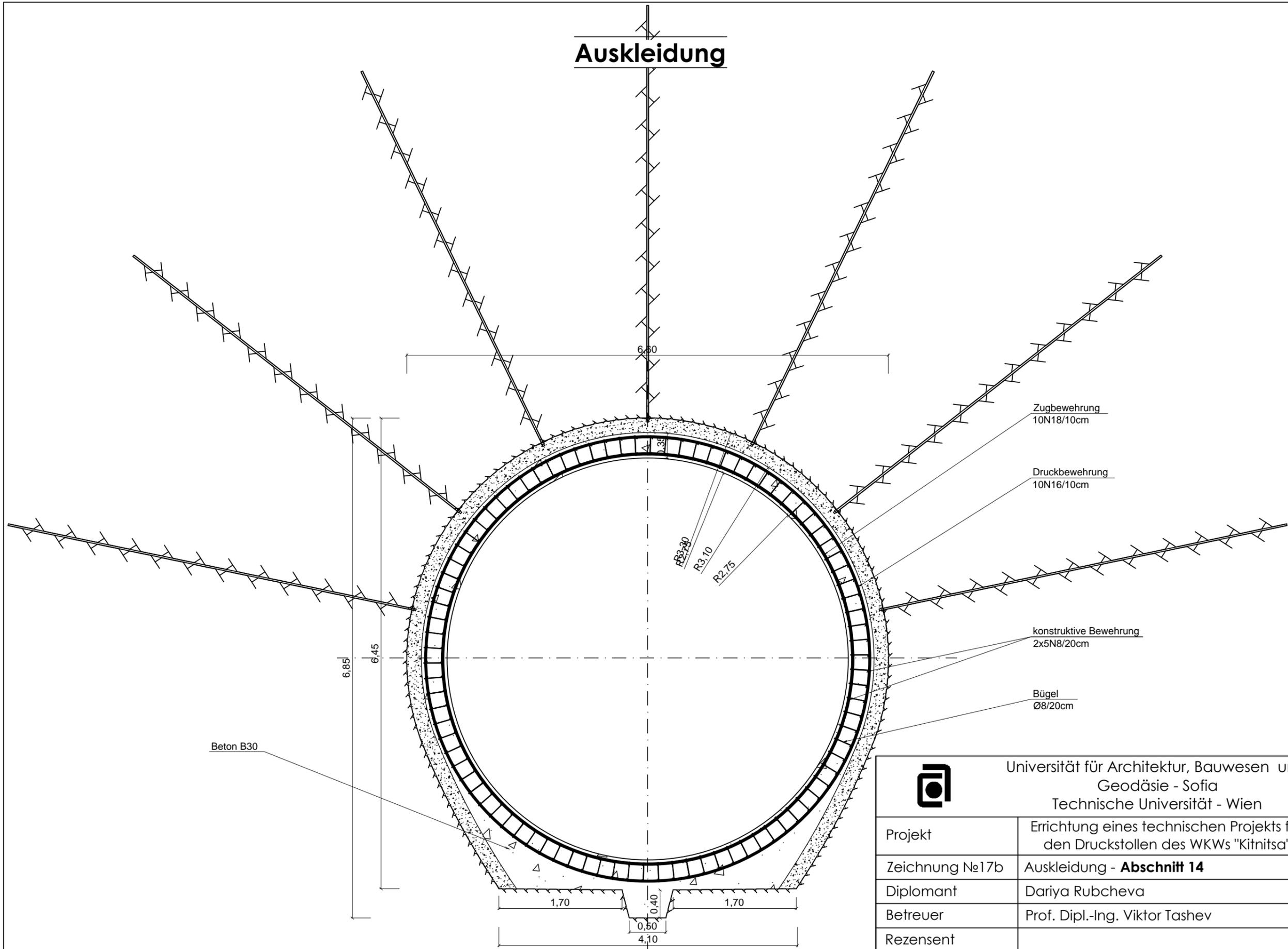


Universität für Architektur, Bauwesen und  
 Geodäsie - Sofia  
 Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №17a	Abstützung - <b>Abschnitt 14</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



Beton B30

Zugbewehrung  
10N18/10cm

Druckbewehrung  
10N16/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x5N8/20cm

Bügel  
Ø8/20cm



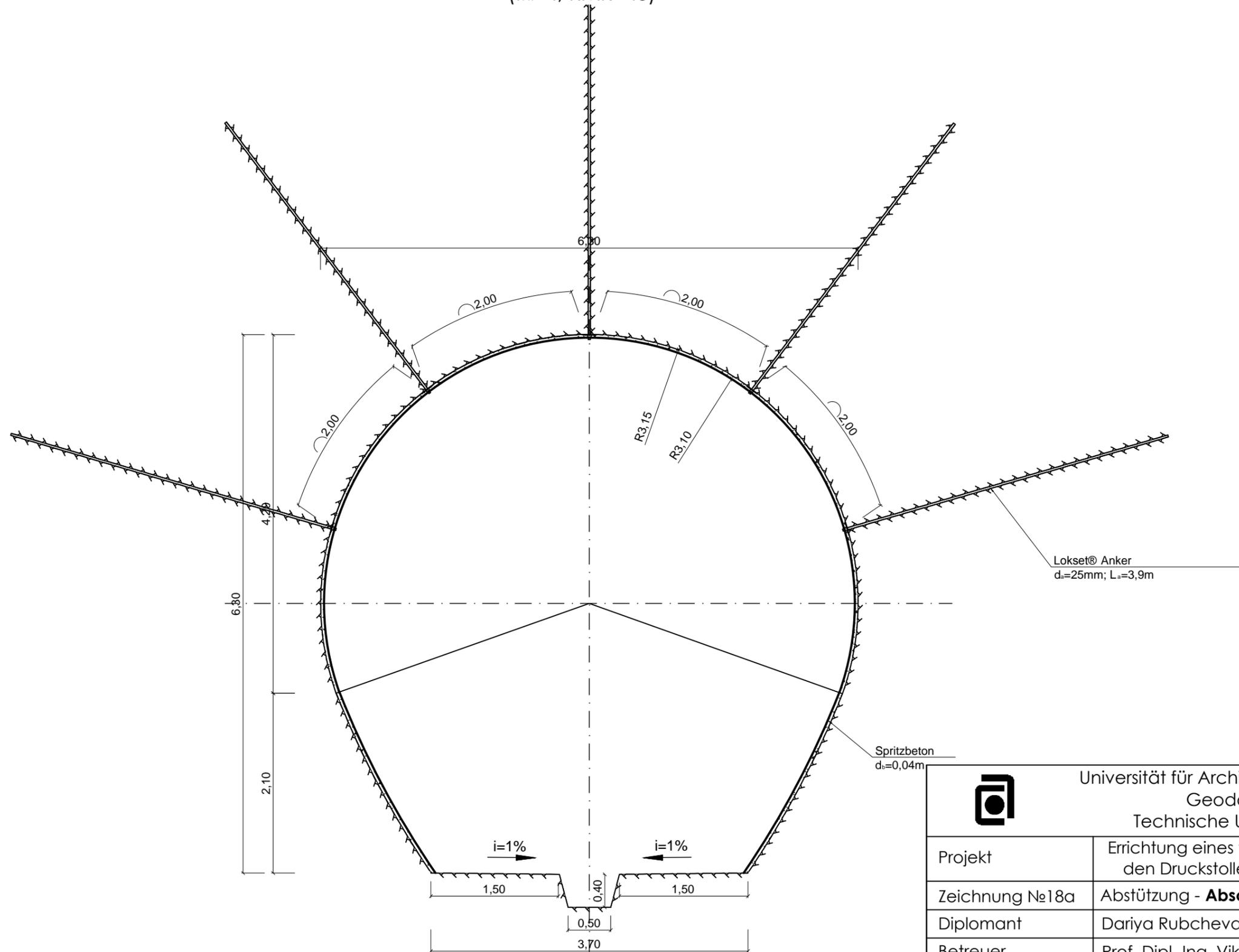
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №17b	Auskleidung - <b>Abschnitt 14</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
 ( $f_{PR}=4$ ,  $RMR=45$ )

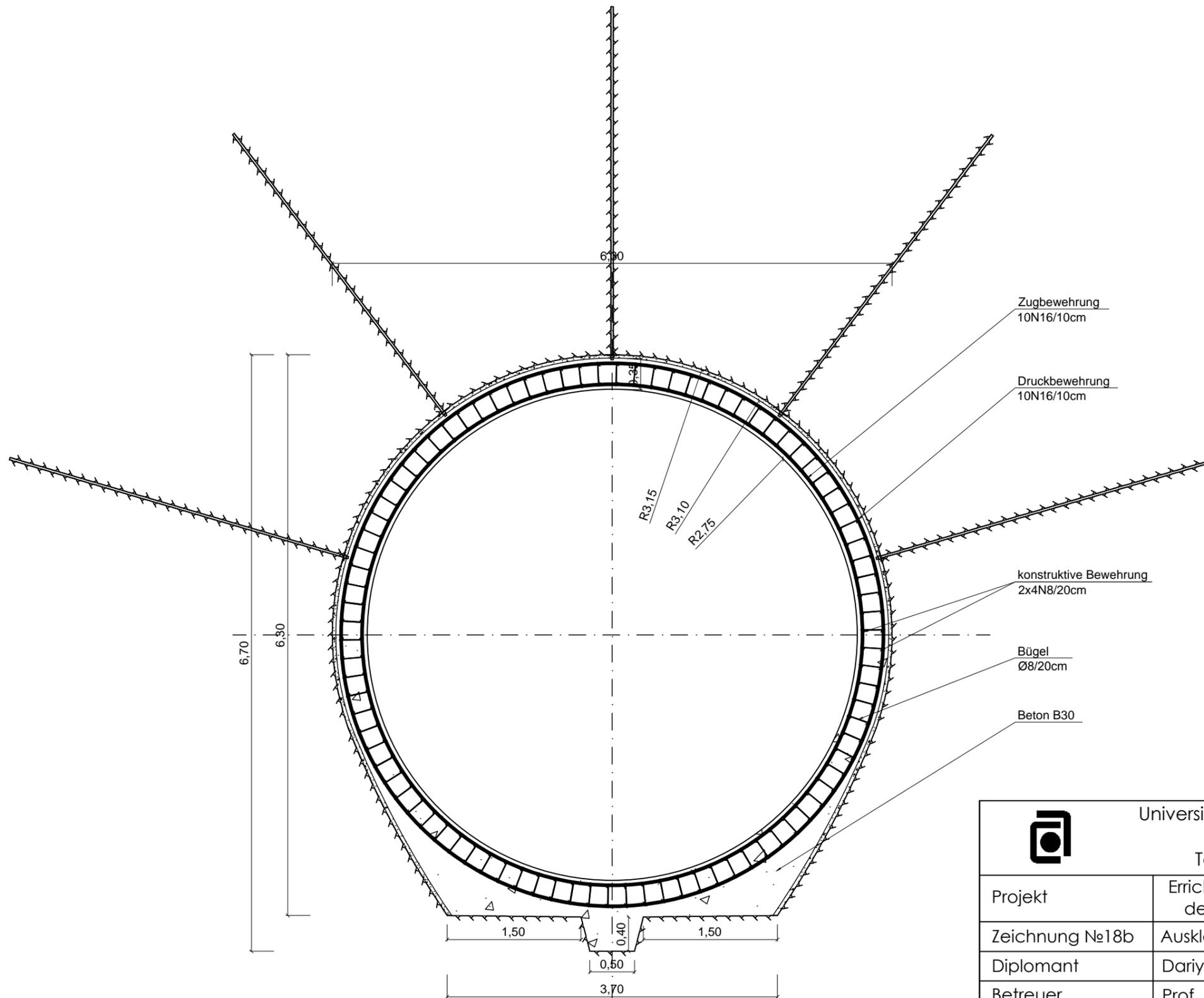


Universität für Architektur, Bauwesen und  
 Geodäsie - Sofia  
 Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №18a	Abstützung - <b>Abschnitt 15</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



Zugbewehrung  
10N16/10cm

Druckbewehrung  
10N16/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x4N8/20cm

Bügel  
Ø8/20cm

Beton B30



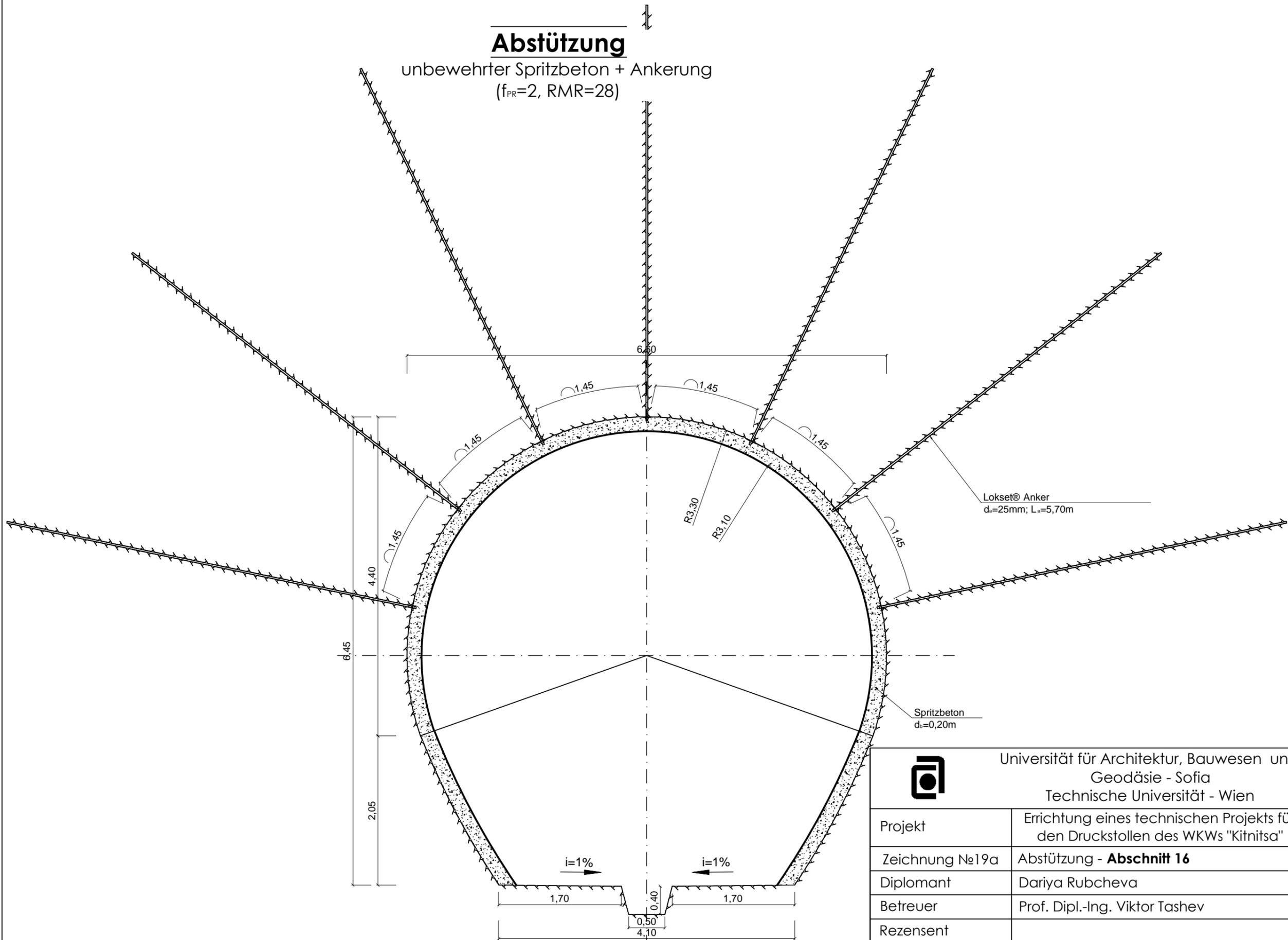
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №18b	Auskleidung - <b>Abschnitt 15</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Anker  
 ( $f_{PR}=2$ ,  $RMR=28$ )



Lokset® Anker  
 $d_s=25\text{mm}$ ;  $L_s=5,70\text{m}$

Spritzbeton  
 $d_s=0,20\text{m}$

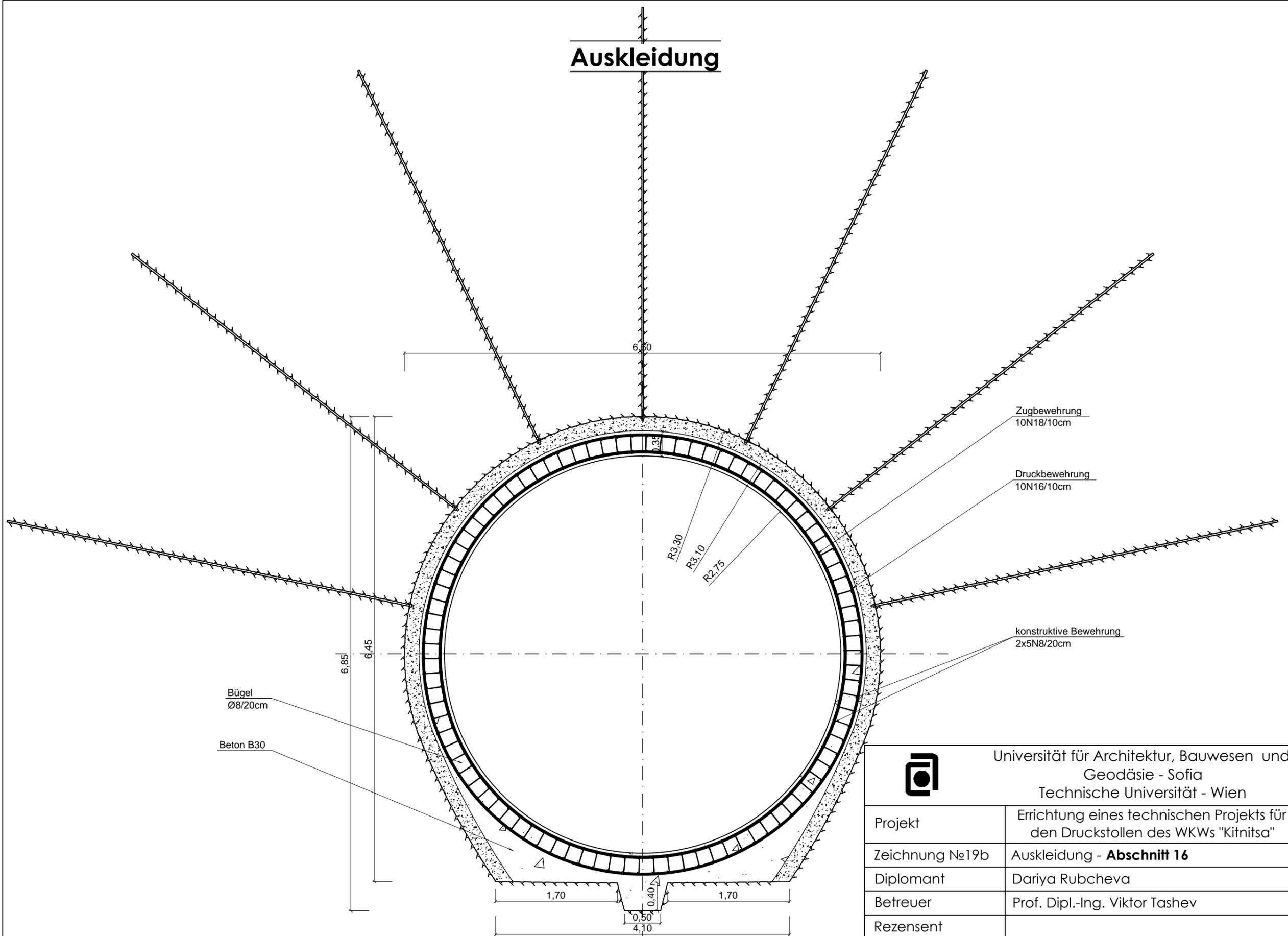


Universität für Architektur, Bauwesen und  
 Geodäsie - Sofia  
 Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №19a	Abstützung - <b>Abschnitt 16</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung

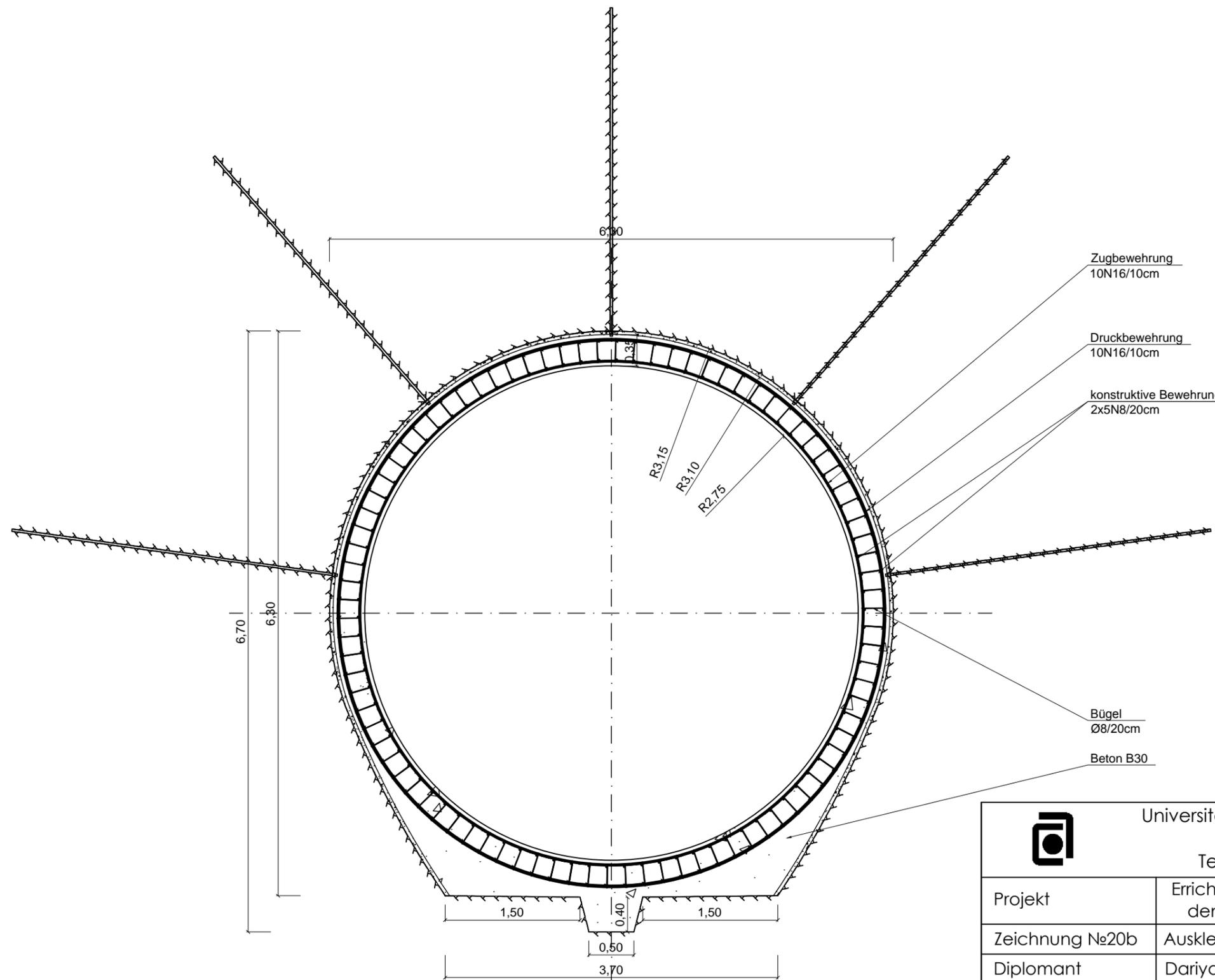


Universität für Architektur, Bauwesen und  
 Geodäsie - Sofia  
 Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №19b	Auskleidung - <b>Abschnitt 16</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Auskleidung



Zugbewehrung  
10N16/10cm

Druckbewehrung  
10N16/10cm

konstruktive Bewehrung  
2x5N8/20cm

Bügel  
Ø8/20cm

Beton B30



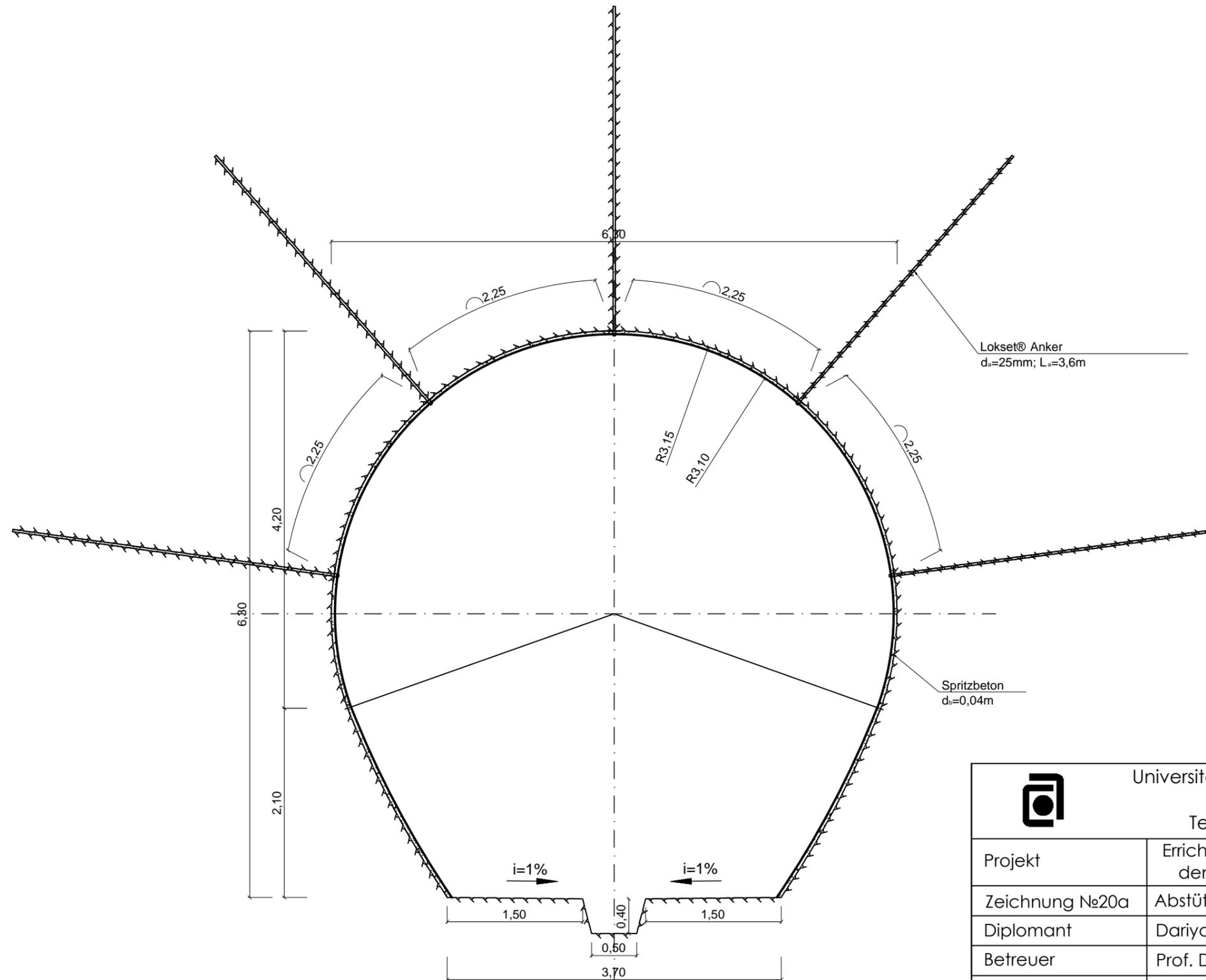
Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №20b	Auskleidung - <b>Abschnitt 17</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		

# Abstützung

unbewehrter Spritzbeton + Ankerung  
( $f_{PR}=5$ , RMR=52)



Universität für Architektur, Bauwesen und  
Geodäsie - Sofia  
Technische Universität - Wien



Projekt	Errichtung eines technischen Projekts für den Druckstollen des WKWs "Kitnitsa"	
Zeichnung №20a	Abstützung - <b>Abschnitt 17</b>	M 1:50
Diplomant	Dariya Rubcheva	Matr. № 0927920
Betreuer	Prof. Dipl.-Ing. Viktor Tashev	
Rezensent		