

Vorhaben– und Erschließungsplan Ferienhausgebiet „Am Káblicksee“

Bauträger:
Gerda Parbs **und** **Hartwig Moll**

wohnhaft :
Dorfstraße 6
24582 Mühbrook

Rutkamp 12
24111 Kiel

Erläuterungsbericht zum Bauentwurf
und
Antrag gem. §2 bis §7 WHG

Anlagenverzeichnis

Anlg. Nr.	Bezeichnung	Maßstab	Blatt
1.	Erläuterungsbericht		1-13
2.	Übersichtskarte (Auszüge der TK 50)		2
3.	Einzugsflächenplan – Regenwasser	1: 500	1
4.	Ausbauquerschnitt	1: 50	1
5.	Lageplan	1: 250	1
6.	Lageplan – Entwässerung/Versorgung	1: 250	1
7.	Höhenplan mit Entwässerung	1: 250 / 25	2
8.	Detailpläne Wasserentnahmestellen I u. II	1: 250	2
9.	Querprofile	(werden im Zuge der Bauausführung nachgereicht)	

Erläuterungsbericht

1. Allgemeines

Die Vorhabenträger und Grundstückseigentümer : Frau Gerda Parbs und Herr Hartwig Moll planen die Errichtung einer Ferienhausanlage auf dem ehemaligen Gelände des Kinderferienlagers der ehemaligen Deutschen Reichsbahn.

Das Gelände grenzt südöstlich der Ortslage Kratzeburg an den östlichen Rand des Käblicksees.

Neben der Errichtung von 30 Ferienhäusern (Blockhäuser) und einem Verwaltungsgebäude ist die innere Erschließung über eine überwiegend wassergebundene und tlw. über Betonverbundsteinpflaster befestigte Ringfahrstraße vorgesehen.

Jede Wohneinheit ist direkt an die Ringstraße angebunden und verfügt neben 2 Stellplätzen über Anschlüsse an die Schmutzwasserentsorgung, Elektrizitäts- und Wasserversorgung, sowie Telekommunikation

Straßenbegleitende Baumpflanzungen und Beleuchtungen ergänzen den Straßenraum. Es ist weiterhin vorgesehen, das Planungsgebiet mit standortgerechten heimischen Pflanzen und Feldgehölzhecken zu durchgrünen. Die verbleibenden Restflächen werden als Rasenflächen angelegt.

Die Umsetzung des Bauvorhabens , insbesondere die Bebauung, erfolgt in 2 Bauabschnitten und soll voraussichtlich Mitte 2002 beginnen.

Die Äußere Erschließung für die Schmutzwasserbeseitigung und Trinkwasserversorgung erfolgt mit Erstellung der im Folgenden nachgewiesenen Kenndaten seitens des Wasserzweckverbandes Strelitz. Hierzu ist Grundlage die erfolgten Vorabstimmungen und ein vom Grundstückseigentümer abzuschließender Erschließungsvertrag.

Die Übergabe der Ver- und Entsorgung ist vorgesehen über 2 Schachtbauwerke, die vom Erschließungsträger (Grundstückseigentümer) am nordöstlichen Zufahrtbereich vorbereitend erstellt werden sollen :
1 Schachtbauwerk Schmutzwasser, ausgelegt vorübergehend als Sammel-schacht (DU 2,00m , Tiefe 3,90 m), der durch den Zweckverband

über Pumpenanlagen / Einstieghilfe zum Anschluß an die herzustellende Druckwasserleitung zur Ortsentwässerung Kratzeburg realisiert wird, sowie
1 Schachtbauwerk für den Trinkwasserhauptanschluß mit Hauptzähler und Einstieghilfe (DU = 1,50 m , Tiefe bis 2,00 m).

2. Vorhandener Zustand

Auf dem zu erschließenden Gebiet der geplanten Ferienhausanlage befinden sich keine geordneten Ver- und Entsorgungseinrichtungen. Eine Strom- und Trinkwasserentsorgung, sowie Anbindung an die Telekommunikation ist aus den in der angrenzender Straße verlaufenden Leitungen möglich.

3. Planung

3.0 Ausbauquerschnitt / Lageplan

3.0.1 Regel-Ausbauquerschnitt

Gemäß in der Anlage beigefügtem Ausbauquerschnitt erfolgt der geplante Straßenausbau wie folgt :

In den Geraden:

2 cm	Deckkies
20 cm	Schottertragschicht bzw. Recyclingmaterial 0/56 mm
24 cm	Frostschuttschicht untere Lage
ca. 46 cm	Gesamtaufbau auf vorh. kiesigem Untergrund

In den Ausrundungsbereichen (Kurven) :

8 cm	Betonpflaster 22,5 x 11.5 x 8,0 cm
3 cm	Bettungssand 0/3 mm
20 cm	Gerölltragschicht abgestuft 0/63 mm
20 cm	Frostschuttschicht untere Lage
ca. 54 cm	Gesamtaufbau auf vorh. kiesigem Untergrund

Der Fahrbahnbereich wird eingefasst über ein beidseitig geführtes Betontiefbord auf

10 cm	Betonsohle mit
10 cm	Betonrückenstütze

Zur Wasserführung und Entwässerung ist eine rechtseitig in Stationierungsrichtung angeordnete Rigolenanlage vorgesehen :

Straßen- und Muldenablauf auf Standrohr DN400 PVC geschlitzt

8 cm	Muldenstich
30 cm	Mutterbodenschicht
10 cm	Sandschicht
>= 1,20 m	Geröll 16-32 mm in 1,0 m Ausbaubreite und umlaufendem Filterfließ

Die geplanten 2 Stellplätze je Wohneinheit werden in folgendem Ausbau hergestellt:

2 cm	Deckkies
>=20 cm	Schottertragschicht bzw. Recyclingmaterial 0/56 mm
24 cm	Frostschuttschicht untere Lage
>= 46 cm	Gesamtaufbau auf vorh. kiesigem Untergrund

Der vorgesehene Entsorgungsbereich der Abfallbehälter im Zufahrtbereich der Ferienanlage wird gemäß Straßenaufbau in den Ausrundungsbereichen mit Betonpflaster hergestellt.

3.0.2 Lageplan

Angaben zur Ringstraße : Einseit-Querneigung 3 %

Fahrbahnregelbreite Ringstraße	=	2,60 m
Begleitende Rigole	=	0,50 m
Linksseitige Baumreihe	Fahrbahnabstand	= 0,7 m
Rechtseitige Straßenbeleuchtung	Fahrbahnabstand	= 1.1 m

Eckausrundungen ausgelegt für 3 achsige Versorgungsfahrzeuge :

i.d.R. 3-geteilte Korbbögen mit $R = 16 / 8 / 24$ m oder $R = 8$ m

Angaben zum Einmündungsbereich 8Anlagenzufahrt) :

Fahrbahnregelbreite incl.
Entwässerungsmulde (Rigole) = 5,00 m
mit Dachprofil und $\leq 2,5$ % Querneigung

3.1. Allgemeines zur Entwässerung

Die Ableitung des aus dem künftigen Ferienhausgebiet anfallenden Schmutz- und Oberflächenwassers erfolgt im Trennsystem:

- a) im Falle des Schmutzwassers über Freigefälle-, Hausanschluss- und Sammelleitungen bis zum geplanten Pumpwerk PW (bei der Hauptzufahrt aus dem Erschließungsgebiet) und dann über eine Druckrohrleitung aus PEHD d 80 weiter in wgb. Wegen bis zum Übergabeschacht der öffentlichen SW-Kanalisation der Dorfstraße.
Die Pumpstation und die Druckrohrleitung sind nicht Gegenstand der vorliegenden Planung.
Diese äußere SW-Entsorgungseinrichtungen werden durch den Wasserzweckverband Strelitz geplant und betrieben.
Siehe hierzu Schreiben an Herrn Pottharst vom 02.02.2002
- b) die Ableitung des Oberflächenwassers aus den Dachflächen und aus den befestigten Straßen- und Parkflächen erfolgt über ein Mulden-Rigolensystem ins Grundwasser.

Alle in der Planung durchgeführten hydraulischen Berechnungen beziehen sich auf das gesamte Erschließungsgebiet. Die Dimensionierung aller Entwässerungseinrichtungen der inneren und äußeren Erschließung ist von den Gesamtabflussmengen des Schmutz- und Regenwassers abhängig.

3.2. Regenwasser

Auf dem Gebiet der geplanten Ferienhausanlage ist eine Versickerung des Oberflächenwassers ins Grundwasser vorgesehen.

Der anstehende Untergrund (Kiessandgemisch) weist eine gute Versickerungsfähigkeit aus.

Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f von ca. 10^{-4} wurde für das ganze Gebiet in den Berechnungen angenommen.

Für die Ableitung des Oberflächenwassers ins Grundwasser ist ein Mulden-Rigolensystem geplant.

Am Außenrande der Planstraße wurde eine ca. 0,5 m breite, 0,1 m tiefe Mulde angeordnet.

Um eine Reinigungswirkung zwischen der Mulde und der Rigole zu verbessern ist eine ca. 30 cm starke Sohlschicht oberhalb der Rigole aus Oberboden mit einem k_f -Wert von 1×10^{-5} m/s (Schluff- und Tonanteil <10%) vorgesehen.

Der Rigolenkörper wird allseitig seitlich mit einem geotextilen Filterfließ ummantelt. Zwischen der Mulde und der Rigole ist eine ca. 10 cm starke Sandschicht geplant. Dadurch wird eine Selbstdichtung des Geotextils über der Rigole vermieden. Eine Entlastung der Mulden wird durch die Überläufe zwischen der Mulde und Rigole geschaffen. Das nutzbare Porenvolumen in der Rigole beträgt ca. 30% (bei Kiesfüllung) und stellt einen Speicher dar. Die Entleerung dieses Speichers erfolgt durch die Versickerung in den Untergrund. Die Abmessungen des Rigolenkörpers betragen 1,2 x 1,0 m.

Die Einzelheiten sind dem Leitungs-Lageplan Nr. 6 und dem Straßenquerschnitt Anlage Nr. 4 zu entnehmen.

3.3. Schmutzwasser

3.3.1. Schmutzwasser Freigefälle-Kanäle

Die Schmutzwassersammelleitungen werden in der Fahrbahn verlegt.

Als Rohrdurchmesser wird aufgrund der sehr geringen Abwassermenge von ca. 1,15 l/s ein DN 200 gewählt. Die Tiefe der Sammelleitungen fängt mit 1,5 m an und erreicht max. 3,10 m.

Die Hausanschlussleitungen DN 150 werden ausschließlich an die Sammelleitung angeschlossen.

Alle SW-Leitungen sind aus dem PVC-Material vorgesehen.

3.3.2. Pumpwerk (PW)

Das Pumpwerk wird vorbereitend der voraussichtlich erst im Laufe des Jahres 2002 oder später zu erfolgenden Bestückung mit einer Pumpenanlage im Zuge der Inneren Erschließung als Sammelschacht DU 2,00 m hergestellt. Somit ist vorübergehend eine schadlose Abfuhr des Schmutzwasseranfalls in entsprechend der Nutzung zu erfolgenden Abfuhrintervallen sichergestellt.

Die Planung und Herstellung der Pumpen und Anschlüsse an die Ortsentwässerung Kratzeburg über eine Druckrohrleitung erfolgt separat als Planungsaufgabe des Wasserzweckverbandes Strelitz.

3.3.3. Druckrohrleitung

Entfällt – da Planungsbereich des Wasserzweckverbandes Strelitz.

4. Planungsgrundlagen

4.1. Allgemeines

Die Planung der Entwässerungseinrichtungen und die Berechnung der Abflussmengen erfolgen gem. der:

- „Richtlinien für hydraulische Berechnung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen“ ATV – Regelwerk A 118
- „Richtlinien für die Herstellung von Entwässerungskanälen und – Leitungen“ ATV – Regelwerk A 139
- „Richtlinien – Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versicherung von Niederschlagswasser“ ATV – Regelwerk A 138
- „Richtlinien für Anlage von Straßen“, Teil: Entwässerung

4.2. Regenwasser

Regenspende r_{15}	= 100 l/s/ha
Regenhäufigkeit n	= 0,2
Zeitbeiwert ϕ	= 1,784

Abflussbeiwerte $\varnothing$:

- Dachflächen = 1,0
- Straßenflächen + Parkplätze = 0,6
- Grün- und Gartenflächen = 0,05

Die Bemessung der Rigole erfolgt gem. ATV – Regelwerk A 138 und A 117.

4.3. Schmutzwasser

Spitzenwasseranfall	150 l / (E * d)
Spitzenabfluss	8 / 24 Q (24)
Fremdwasserzuschlag	100%
Betriebsrauhigkeit	$k_b = 1,5$

Als Rohrmaterial wird PVC verwendet. Für die Sammelleitungen ist gem. der hydraulischen Berechnung der Mindestquerschnitt DN 200 ausreichend. Für die Anschlussleitungen wurden Leitungen DN 150 gewählt.

4.4. Druckrohrleitung

Entfällt – da Planungsbereich des Wasserzweckverbandes Strelitz.

5. Entwässerungsflächen

5.1. Regenwasser

Die Größe der Einzugsflächen mit den Abflussbeiwerten und den einzelnen Abflussmengen ist aus dem als Anlage Nr. 3 beigefügten Einzugsflächenplan ersichtlich.

5.2. Schmutzwasser

Die gesonderte Darstellung der für die Bemessung maßgebenden Bebauungsflächen entfällt, da die Schmutzwasserabflussmengen auf Grundlage der eingeschlossenen Einwohnerzahl ermittelt wurden.

6. Hydraulische Berechnung

6.1. Regenwasser

6.1.1. Ermittlung der Regenwassermenge

Die gesamte Oberflächenabflussmenge wurde auf Grundlage der Einzugsflächenplanes (siehe Anlage Nr. 3) ermittelt.
Die Abflussmengen wurden gem. der Formel

$$Q = r_{(15; n=1)} * (\varnothing * A_n) * \ddot{o}$$

berechnet.

Die Gesamtabflussmenge Q_{zu} beträgt somit

67,0 l/s (mit $n = 0,2$)

37,6 l/s (mit $n = 1,0$)

6.1.2. Bemessung der Rigole

6.1.2.1. Ermittlung der Versickerungsrate Q_s

Die Versickerungsrate Q_s berechnet man nach der Formel:

$$Q_s = (b * h / 2) * l * k_f / 2 \quad m^3 / s$$

wobei:

h - angenommene Höhe der Rigole = 1,2 m

b - angenommene Breite der Rigole = 1,0 m

l - angenommene Länge der Rigole = 475 m

somit:

$$\begin{aligned} Q_s &= (1,0 * 0,6) * 475 * 0,0001 / 2 = 0,0143 m^3 / s \\ &= 14,3 l/s = Q_{ab} \end{aligned}$$

6.1.2.2. Berechnung der Rückhaltung der Rigole

Abflussverhältnis $\hat{a}$:

$$\hat{a} = Q_{ab} / Q_{zu}$$

$$\hat{a} = 14,3 / 67,0 = 0,21$$

Fließzeit t_f :

Angenommen $t_f = 5 \text{ Min}$

Bemessungswert R_B :

Aus Diagramm ATV A 117 (S.18) mit dem entsprechenden t_f und
 $\hat{a} \quad R_B = 740 \text{ sec.}$

Stauvolumen:

Das für die Rückhaltung notwendige Volumen (Porenvolumen der Rigole) berechnet sich wie folgt:

$$V_n = R_B * Q_{zu} / 1000$$

$$V_n = 740 * 67,0 / 1000 = 49,7 \text{ m}^3$$

Entleerungszeit T_E :

$$T_E = V_n / 3,6 * Q_{ab}$$

$$T_E = 49,7 / 3,6 * 14,3 = 0,96 \text{ h}$$

6.1.2.3. Berechnung des notwendigen Gesamtvolumens der Rigole

Bei der Annahme eines Porenvolumens für Geröll 16 bis 32 mm von 30% ergibt sich ein notwendiges Gesamtvolumen der Rigole – $V_{\text{erf.}}$

$$V_{\text{erf.}} = V_n / 0,30 = 49,7 / 0,30 = 166 \text{ m}^3$$

Das Gesamtvolumen der geplanten Rigole beträgt:

$$475\text{m} * 1,2\text{m} * 1,0\text{m} = 570\text{m}^3 > 166\text{m}^3$$

Eine Wasseraufnahmefähigkeit der Rigole ist somit für die vorgesehene Zuflussmenge ausreichend.

6.2. Schmutzwasser

6.2.1. Ermittlung des SW – Anfalles

Auf dem Erschließungsgebiet sind 31 Häuser geplant. Als Planungs-Reserve von zuzüglich 10 Häusern, ergibt sich die Gesamtzahl der Wohneinheiten von 41.

Einwohnerzahl

41 Häuser * 4 Einwohner = 164 EGW

Schmutzwasserspitzenabfluss:

SW – Spitzenabfluss 164 EGW gem. Formel

$$Q_{ab} = (E * 150) / (8 * 3600) + 8 / 24 Q$$

beträgt:

$$Q_{ab} = (164 * 150) / (8 * 3600) + 8 / 24 Q$$

$$Q_{ab} = 1,15 \text{ l/s}$$

6.2.2. Leistungsfähigkeitsnachweis der Kanalisation

Die Belastung des ganzen Netzes erreicht in der letzten Haltung (vor dem Pumpwerk) max. 1,15 l/s. Die Leistungsfähigkeit der schwächsten Gefällstrecke, d.h. der Haltung mit einem Mindestgefälle von 0,33% (PVC DN 200 und angenommene Betriebsrauigkeit von $k_b = 1,5$)

beträgt:

$$Q_{\text{voll}} = 19,0 \text{ l/s} \gg 1,15 \text{ l/s}$$

7. **Einleitungsstelle**

Für das gesamte Niederschlagswasser aus dem Erschließungsgebiet ist eine gedrosselte Einleitung ins Grundwasser vorgesehen.

Die Einleitung erfolgt nach der Rückhaltung in der Rigole, unterirdisch auf dem Grundstück Flurstücks-Nr.: 97/4, Gemeinde : Kratzeburg, Gemarkung : Kratzeburg, Flur : 2

8. **Einleitungsmenge**

Einleitungsmenge gem. Berechnung (siehe Pkt. 6.1.1.) beträgt:

$$Q(15, n = 1) = 37,6 \text{ l/s}$$

9. Wasserversorgung

9.1. Berechnung des Wasserbedarfs

Die Schwankungen des Wasserverbrauches im Jahr, Monat und Tag sind bei den Berechnungen des Wasserbedarfes und für die Bemessung der Leitungen berücksichtigt worden.

Ausschlaggebend für die Bemessung, sind der höchste Tagesbedarf im Jahr und der höchste stündliche Bedarf am Tage des höchsten Bedarfes.

Der mittlere Tagesbedarf für 164 EGW bei der Annahme eines mittleren Wasserverbrauches von 150 l/(s * d) beträgt:

$$Q_m^d = 164 * 0,15 = 24,6 \text{ m}^3/\text{d}$$

Der maximale Tagesbedarf ist wie folgt zu ermitteln:

$$\max Q^d = 1,5 * Q_m^d = 1,5 * 24,6 = 36,9 \text{ m}^3/\text{d}$$

Den größten stündlichen Bedarf erhält man aus der Formel:

$$\max Q^h = 0,1 * \max Q^d = 0,1 * 36,9 = 3,69 \text{ m}^3/\text{h} = 1,03 \text{ l/s}$$

Löschwasserbedarf für eine Löschgruppe (3 Strahlrohre) beträgt:

$$10 \text{ l/s} = 36 \text{ m}^3/\text{h}$$

Die Deckung des Löschwasserbedarfes ist nicht aus dem Versorgungsnetz sondern aus den gepl. Löschwasserentnahmestellen vorgesehen.

Diese Löschwasserentnahmestellen werden direkt dem Káblicksee angeschlossen. Ein Leitungsfähigkeitsnachweis ist aus diesem Grund nicht erforderlich.

Die Entnahmestellen I und II sind nordwestlich und südwestlich des Erschließungsgebietes in Verlängerung der jeweiligen bereits vorhandenen und überplanten Seezugänge angeordnet.

Die Löschwasserentnahme erfolgt über gesicherte im Seeboden eingesetzte Schachtringe mit Anschluß einer PVC DN150 Rohrleitung zum jeweiligen landseitigen Übergabeschacht.

Die Details sind den Anlagen Nr. 6 und Nr. 8 zu entnehmen.

9.2. Berechnung der Fließgeschwindigkeit

Angenommene Leitung d 63 (PEHD) PE 80, PN 12,5 (DN=51,4 mm)

Schnittfläche AD

$$AD = \pi d^2 / 4 = 3,14 * 0,0514^2 / 4 = 0,0021 \text{ m}^2$$

Fließgeschwindigkeit v

$$v = Q / AD = 0,00103 / 0,0021 = 0,49 \text{ m/s}$$

9.3. Berechnung der Druckverlusthöhe im Netz des Feriengebietes.

Die Druckverlusthöhe wurde für eine integrale Rauheit $k_i = 0,025 \text{ mm}$, $v = 0,49 \text{ m/s}$ aus der Tafel (Dahlhaus/Damrath „Wasserversorgung“) entnommen.

Für die Rohre d 63 beträgt die Druckverlusthöhe $6,1 \text{ m/km}$

Für die Länge der Trinkwasserleitung von 230 m im Erschließungsgebiet beträgt die Gesamtdruckverlusthöhe:

$$6,1 \text{ m/km} * 0,23 \text{ km} = 1,4 \text{ m}$$

9.4. Berechnung des notwendigen Versorgungsdruckes im Netz des Erschließungsgebietes

Anschlusshöhe: $102,15 \text{ m} - 1,5 \text{ m} = 100,65 \text{ m}$ örtliche Höhe

Höchster Punkt, OK Straße = $104,25 \text{ m}$

Davon geodätische Höhe = $104,25 \text{ m} - 100,65 \text{ m} = 3,6 \text{ m}$

+ Höhe der höchsten Zapfstelle = $2,0 \text{ m}$

+ erforderl. Auslaufdruck in der Zapfstelle = $5,0 \text{ m}$

+ Druckverlust im Wasserzähler = $4,0 \text{ m}$

+ Druckverluste in Hausleitungen = $2,0 \text{ m}$

+ Druckverlust im Versorgungsnetz (Pkt. 9.3) = $1,4 \text{ m}$

Erforderliche Druckhöhe im Anschluss = **$18,0 \text{ m}$**

Die Einzelheiten sind dem Lageplan Anlage 5 (Löschwasserentnahmestellen) zu entnehmen.

9.5. Geplanter Zustand

Die Leitungen bestehen gem. hydraulischer Erfordernisse aus PEHD-Rohren d 63 (siehe Pkt. 9.2), PE 80, PN 12,5.

Das Wasserversorgungsnetz des Feriengebietes wurde als Ringnetz mit den Hausanschlüssen in die Hauptleitung geplant.

Die Leitungen d 25 wurden für die Hausanschlüsse vorgesehen.

Die Rohrüberdeckung beträgt im Durchschnitt 1,4 m.

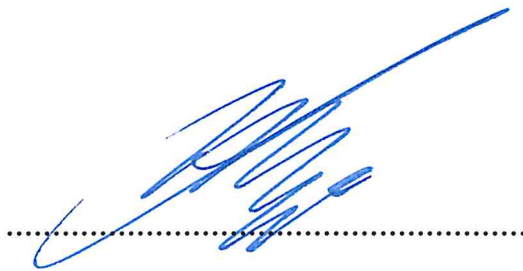
Um bei Rohrbrüchen ausfallende Versorgungsbereiche möglichst klein zu halten, wurden entsprechend der Netzgestaltung Absperrschieber vorgesehen.

Im am weitesten entfernten Punkt des Netzes wurde ein Unterflurhydrant geplant. Dieser Hydrant ist nicht zur Entnahme des Feuerlöschwassers, sondern zur Entleerung bzw. Spülung der Leitungen bei Bedarf vorgesehen.

Die Anschlüsse enden 1m hinter der Grundstücksgrenze. Die genaue Lage der Anschlüsse ist während der Bauphase mit den Anliegern abzustimmen. Die Hausanschlüsse können ohne Betriebsunterbrechung mit Hilfe von Ventilanbohrbrücken erfolgen.

Aufgestellt im Auftrag der Eigentümergemeinschaft:

Eutin, 04.04.2002



Ingenieurbüro Heinz Lange

Beratender Ingenieur für Bauwesen VSVI

- Projektaufbereitung
- Projektplanung
- Projektleitung

Mörken 12 b , 23701 Eutin –Fissau

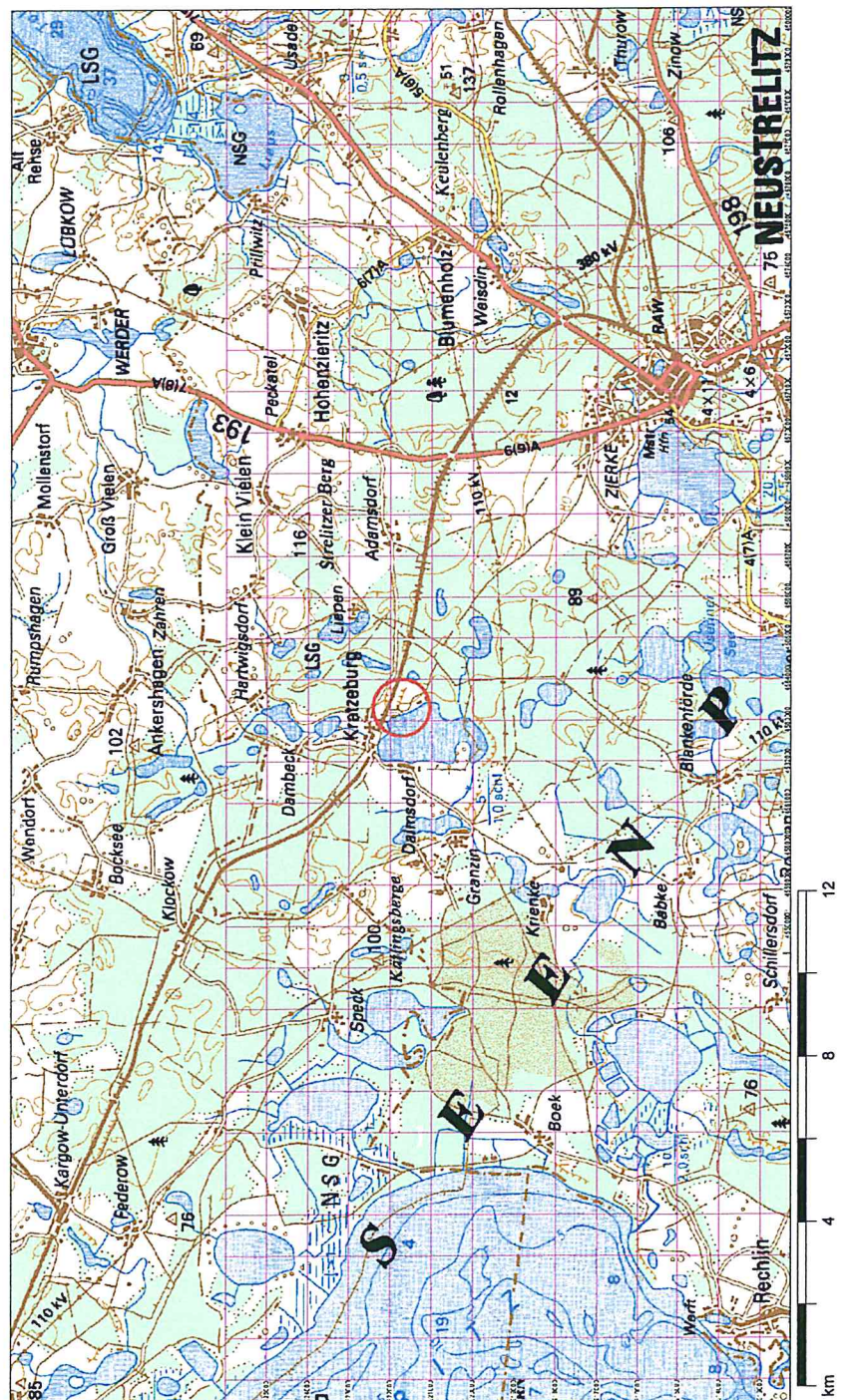
Telefon : 04521 – 2993 , Telefax : 04521 – 409999

E-Mail : dipl.-ing.lange@t-online.de

Anlage Nr. 2.1

Übersichtskarte

Auszug aus der TK 50



Anlage Nr. 2.2

Übersichtskarte

Auszug aus der TK 50

