

Diploma Thesis

Recalculation of the shear capacity of existing bridges shown at the bridge “Wangauer Ache”

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit alter Spannbetontragwerke am Beispiel der Brücke über die Wangauer Ache

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Günther Täubl BSc.

Matr.Nr.: 1251864

unter der Anleitung von

O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Johann Kollegger** M.Eng

Univ.Ass. Dipl.-Ing. **Tobias Huber** BSc.

Dipl.-Ing. Dr. techn. **Patrick Huber** BSc.

Institut für Tragkonstruktionen
Forschungsbereich Stahlbeton- und Massivbau
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/212, A-1040 Wien

Wien, im September 2018

Abstract

Due to the massive increase in traffic volume and in permissible vehicle loads over the recent decades, increases in normatively applied traffic loads have occurred. Furthermore, the calculation of the resistance changed over time. If such a structure has to be recalculated according to the current normative situation, deficits in the shear capacity often occur.

At the Institute of Structural Engineering (Department for Structural Concrete, Vienna University of Technology), a zone-based detection method was developed for the purpose of a more accurate and realistic assessment of the shear strength of prestressed concrete bridges. In the context of this diploma thesis this model is used to recalculate the existing bridge over the Wangauer Ache.

At the beginning of this thesis, the procedure of a recalculation of bridges as well as the currently applicable normative calculation methods are explained. Thereafter the zone-based model developed by P. Huber at the Institute of Structural Engineering and the further developed engineering model for multi-field bridges will be presented.

Subsequently, the shear capacity of the bridge is calculated considering the valid calculation guideline ONR 24008 according to Eurocode 2 and fib Model Code 2010 and afterwards considering the verification concept according to P. Huber.

The calculations show that the shear capacity of the main girders is by far not sufficient for either a Eurocode or a fib Model Code 2010 calculation to give a positive proof. The zone-based detection method allows on the one hand to take account of the expected crack formation and on the other hand to take account of additional bearing components, which allows a more realistic verification. As a result, the utilization rates with regard to a lateral force are greatly reduced and a positive transverse force detection can be performed in almost all areas.

Furthermore, it was found in the course of the recalculation that there are problems in the verification of the transverse force carrying capacity of the reinforced concrete carriageway slab. A scientific study of the shear capacity of such plates is also currently a possible field of research.

The application of the zone-based detection method offers the engineers a very good possibility of realizing the shear capacity. Since there are many existing prestressed concrete bridges with similar problems, the potential of this detection method is enormous. By applying the concept, it will be possible in many cases in the future to be able to dispense with expensive shear reinforcements.

Kurzfassung

In den letzten Jahrzehnten kam es aufgrund des massiv gestiegenen Verkehrsaufkommens und der Erhöhung von zulässigen KFZ-Lasten zu Erhöhungen der normativ anzusetzenden Verkehrslasten. Aber auch die Berechnung des Tragwiderstandes änderte sich im Laufe der Zeit. Muss nun ein solches Tragwerk gemäß der aktuellen normativen Situation neu beurteilt werden, kommt es häufig zu Defiziten in der Querkrafttragfähigkeit.

Am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau wurde zum Zwecke einer genaueren und realistischeren Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken ein zonenbasiertes Nachweisverfahren entwickelt. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird dieses Nachweismodell zur Nachrechnung der bestehenden Brücke über die Wangauer Ache angewendet.

Zu Beginn dieser Arbeit werden der Ablauf einer Nachrechnung von Brücken sowie die derzeit anzuwendenden normativ festgelegten Berechnungsmethoden erklärt. Danach wird das von P. Huber am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau entwickelte zonenbasierte Nachweismodell und das weiterentwickelte Ingenieurmodell für Mehrfeldbrücken vorgestellt.

In weiterer Folge wird die Querkrafttragfähigkeit der Brücke einerseits gemäß der gültigen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010 und andererseits nach dem Nachweiskonzept nach P. Huber berechnet.

Die Berechnungen zeigen, dass die Querkrafttragfähigkeit der Hauptträger sowohl bei einer Berechnung nach Eurocode als auch nach fib Model Code 2010 bei weitem nicht ausreichen, um einen positiven Nachweis führen zu können. Das zonenbasierte Nachweisverfahren erlaubt es einerseits die zu erwartende Rissbildung zu berücksichtigen und andererseits zusätzliche Traganteile zu berücksichtigen, was eine realistischere Nachweisführung ermöglicht. Dies führt dazu, dass die Ausnutzungsgrade in Bezug auf Querkraft stark reduziert werden und ein positiver Querkraftnachweis in nahezu allen Bereichen geführt werden kann.

Weiters stellte sich im Zuge der Nachrechnung heraus, dass es auch bei der Nachweisführung der Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonfahrbahnplatte zu Problemen kommt. Eine wissenschaftliche Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von solchen Platten ist derzeit ebenfalls ein mögliches Forschungsfeld.

Die Anwendung des zonenbasierten Nachweisverfahrens bietet den Ingenieuren eine sehr gute Möglichkeit der realistischen Erfassung der Querkrafttragfähigkeit. Da es viele bestehende Spannbetonbrücken mit ähnlichen Problemen gibt, ist das Potential dieser Nachweismethode enorm. Durch Anwendung des Konzeptes wird es in Zukunft in vielen Fällen möglich sein, auf teure Querkraftverstärkungen verzichten zu können.

Inhaltsverzeichnis

Abstract	II
Kurzfassung	III
1 Einleitung und Problemstellung	1
1.1 Vorhandene Tragwerke	1
1.2 Entwicklung des Verkehrs und der Normen.....	2
1.3 Ziel der Arbeit.....	4
2 Grundlagen	6
2.1 Ablauf der Nachrechnung von Brückentragwerken	6
2.2 ÖNORM B4200-4	7
2.3 ÖN EN 1992-1-1 bzw. ÖN B 1992-1-1 [17] [19]	9
2.3.1 Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung:.....	10
2.3.2 Für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung:	12
2.4 Querkraft nach fib Model Code 2010.....	12
2.4.1 Bauteile mit Querkraftbewehrung nach LoA III.....	13
2.5 Zonenbasiertes Nachweisverfahren.....	15
2.5.1 Allgemeines	15
2.5.2 Einteilung der Zonen	15
2.5.3 Weiterentwicklung des Ingenieurmodells bei Mehrfeldbrücken gemäß [12], [18]	17
2.5.4 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN.....	17
2.5.5 Nachweis nach dem ST-Modell im Bereich ST	18
2.5.6 Nachweis nach dem FSC-Modell im Bereich FS.....	19
3 Beschreibung des Objekts	22
3.1 Allgemeine Beschreibung.....	22
3.2 Querschnitte.....	25
3.3 Grundrisse	26
4 Nachrechnung	28
4.1 Statisches System und Modellierung	28
4.2 Materialkennwerte.....	29
4.3 Lasten	30
4.3.1 Ständige Lasten	30
4.3.2 Veränderliche Lasten.....	31
4.3.3 Lastkombinationen.....	32
4.4 Modellierung der Spannkabel	32

4.5	Externe zusätzliche Vorspannung	34
4.6	Bewehrungs- und Spanngliedführung	34
5	Ergebnisse / Nachweise	38
5.1	Querkraftnachweis im Bereich Achse 10 Endauflager	39
5.1.1	Schnittgrößen	39
5.1.2	Nachrechnung nach ONR 24008	39
5.1.3	Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber	40
5.2	Querkraftnachweis im Bereich Achse 20	48
5.2.1	Schnittgrößen	48
5.2.2	Nachrechnung nach ONR 24008	48
5.2.3	Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber	49
5.3	Querkraftnachweis im Bereich Achse 30	53
5.3.1	Schnittgrößen	53
5.3.2	Nachrechnung nach ONR 24008	53
5.3.3	Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber	54
5.4	Querkraftnachweis im Bereich Achse 40	55
5.4.1	Schnittgrößen	55
5.4.2	Nachrechnung nach ONR 24008	56
5.4.3	Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber	57
5.5	Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Nachrechnung des vorgespannten Hautträgers	60
5.6	Biegetragfähigkeit	61
5.7	Nachrechnung der Fahrbahnplatte	64
5.7.1	Statisches System und Modellierung	64
5.7.2	Lasten	65
5.7.3	Lastkombinationen	66
5.7.4	Querkrafttragfähigkeit Fahrbahnplatte	67
5.7.5	Einwirkungen und Nachweise	69
6	Zusammenfassung und Schlussfolgerung	72
	Literaturverzeichnis	74
	Abbildungsverzeichnis	75
	Tabellenverzeichnis	78
	Anhang A: Pläne	79

1 Einleitung und Problemstellung

Ein großer Teil der Bestandsbrücken in Österreich wurde zwischen den 1960er- und 1990er Jahren errichtet. Dabei kamen vorwiegend Stahlbeton- und Spannbetonbrücken zum Einsatz (siehe Abbildung 1). Ein Kernthema bei der Zustandsbewertung dieser bestehenden Brücken stellt dabei die rechnerische Überprüfung der Tragfähigkeit dar.

Im Zuge von statischen Nachrechnungen nach dem aktuellen Normenstand wurde in den letzten Jahren, vor allem bei Spannbetonbrücken die vor 1989 errichtet wurden, vermehrt über rechnerische Defizite in der Querkrafttragfähigkeit berichtet [1]. Besonders betroffen sind dabei die Hauptträger von Spannbetonbrücken [2]. Die Ursachen dafür liegen dabei zum einen bei der geänderten Normensituation zur Berechnung des Tragwiderstandes und zum anderen bei dem in den letzten Jahren massiv gestiegenen Verkehrsaufkommen, welches zu einer Erhöhung der Lasten in den normativen Verkehrslastmodellen geführt hat [3] (siehe auch Kapitel 1.2).

Dieser, auf Grundlage einer Berechnung nach Eurocode 2 [4] [5], zu geringe Querkraftwiderstand wird vielfach durch bautechnisch aufwendige und damit teure Verstärkungsmaßnahmen kompensiert.

Da die berechneten Schubtragfähigkeiten nach aktueller Norm jedoch deutlich geringere Werte liefern als in Labor- [6] und Feldversuche [7] an Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung erzielt werden konnten, stellt sich die Frage, ob ein solches Vorgehen überhaupt notwendig ist.

Weiters stellt sich die Frage, ob das im Eurocode vorgegebene Nachweismodell für solche Träger geeignet ist, oder ob verfeinerte Berechnungsansätze die Situation verbessern könnten.

Nachfolgend wird das Volumen an vorhandenen Tragwerken im hochrangigen Verkehrsnetz in Österreich aufgezeigt und deren Altersstruktur erläutert. Danach werden die Verkehrsentwicklung, die gestiegenen zulässigen Lasten sowie die Entwicklung der Normung sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite beschrieben. Zuletzt wird die Zielsetzung dieser Diplomarbeit beschrieben.

1.1 Vorhandene Tragwerke

Die Anzahl der Brücken und deren zugehörigen Konstruktionsarten wurden sowohl in der Dissertation von P. Huber [3], als auch in der Diplomarbeit von T. Huber [8] bereits sehr gut aufgearbeitet und diese Veröffentlichungen bilden die Grundlage für die folgenden Kapitel.

Aufgrund seiner topografischen Gegebenheiten ist Österreich ein Land, welches vor allem im hochrangigen Verkehrsnetz besonders viele Brücken entlang der Strecke aufweist. Insgesamt betreibt die ASFINAG ein Streckennetz von 2199 Kilometern mit gesamt 5192 Brücken [9].

Der Anteil an Stahlbeton- bzw. Spannbetonbrücken liegt wie in Abbildung 1 ersichtlich bei rund 90%. Aufgrund dieser Tatsache und der vorhandenen Altersstruktur laut Abbildung 2 ist ersichtlich, dass bereits mehr als die Hälfte aller vorhandenen Brückentragwerke älter als 35 Jahre sind. Schon jetzt zählen die Zustandserfassung und Bewertung sowie die Adaptierung und Erhaltung der bestehenden Tragwerke zu den Hauptaufgaben des Brückenbaus im mitteleuropäischen Raum. Diese Aufgaben werden in den nächsten Jahrzehnten weiter an Bedeutung gewinnen und verstärkt auf die Ingenieure zukommen.

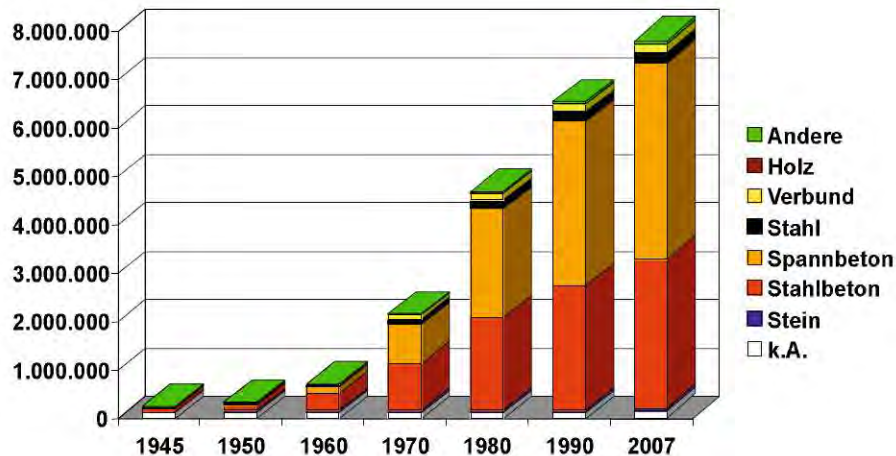


Abbildung 1: Verteilung der Konstruktionsarten der Brückenflächen im hochrangigen österreichischen Straßennetz; entnommen aus [9].

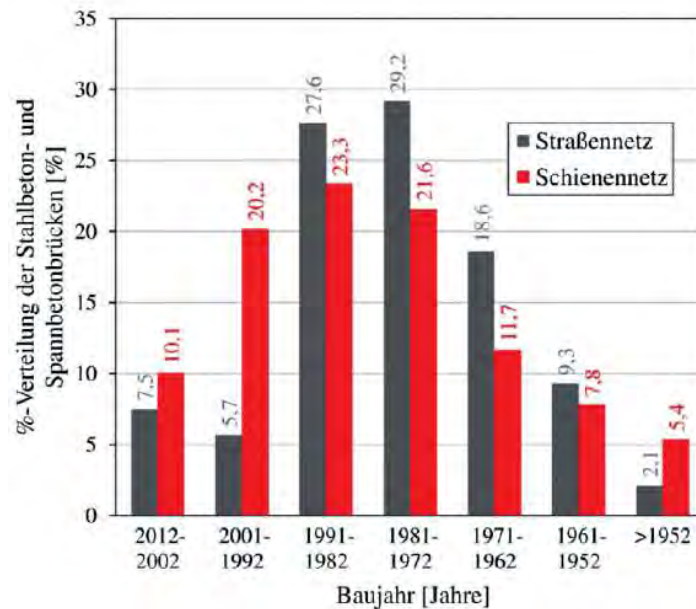


Abbildung 2: Altersstruktur der Stahlbeton- und Spannbetonbrücken im hochrangigen Straßen- und Schienennetz Österreichs; entnommen aus [10].

1.2 Entwicklung des Verkehrs und der Normen

Seit dem Beginn der Normung für Stahlbeton- und Spannbetontragwerke in den 1950er Jahren kam es zu einem massiven Anstieg des Verkehrsaufkommens. Doch nicht nur das Verkehrsaufkommen ist gestiegen, sondern auch das höchstzulässige Gesamtgewicht der Kraftfahrzeuge hat sich seit 1950 gemäß Kraftfahrgesetz (KFG) von 25 auf 44 Tonnen erhöht (siehe Abbildung 3). Bei der Zulassung von Eurocombis (Gigerliner) wurde dieses auf 60 Tonnen gesteigert werden.

Beispielhaft ist in Abbildung 5 die Entwicklung des Verkehrslastmodells, welches zur Zeit der Herstellung der Brücke über die Wangauer Ache gültig war und des heute gemäß ÖNORM EN 1991-2 [11] gültigen Lastmodells „LM1“ für Straßenbrücken, dargestellt.

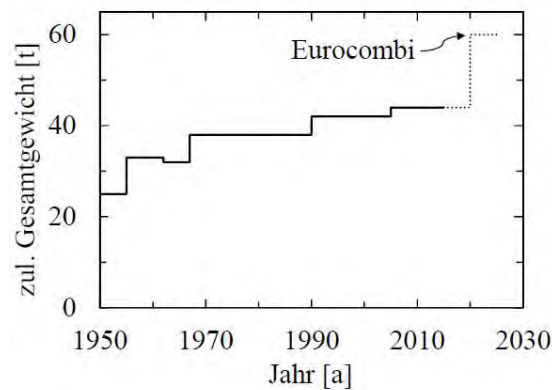


Abbildung 3: Entwicklung des höchstzulässigen Gesamtgewichts gemäß Kraftfahrzeuggesetz (KFG); entnommen aus [3].

Diese Entwicklung zu höherem Verkehrsaufkommen und höherem zulässigen Gesamtgewicht spiegelt sich auch in der Entwicklung der Belastungsnormen wider. Auch die Berechnung des Tragwiderstandes unterlag in den vergangenen Jahrzehnten einer stetigen Weiterentwicklung. Einen Überblick dazu schafft Abbildung 4.

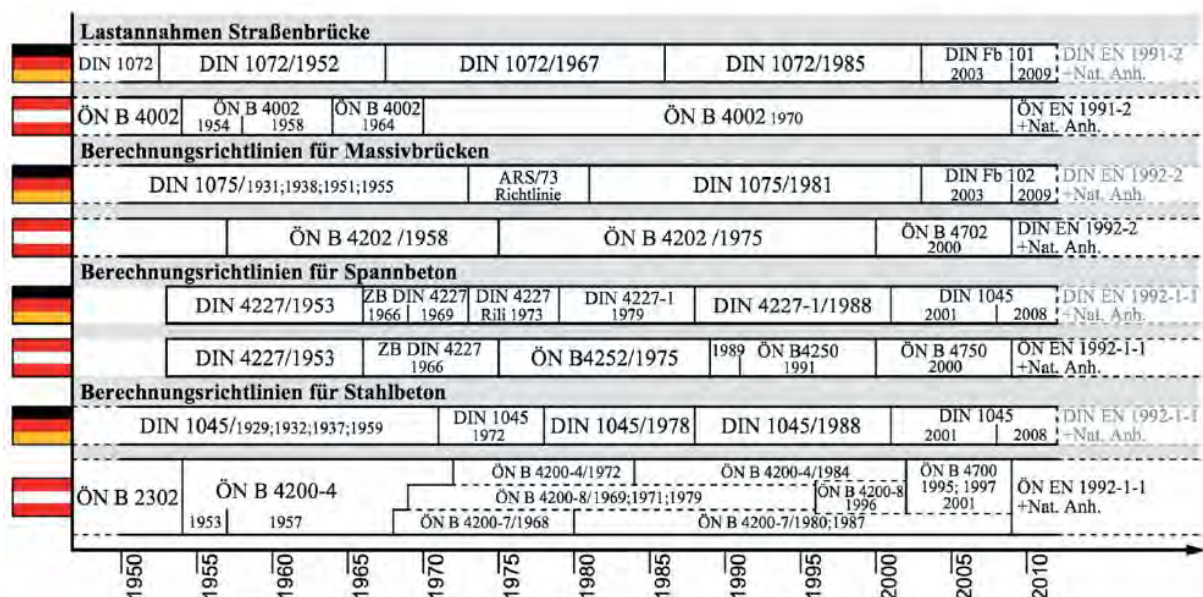
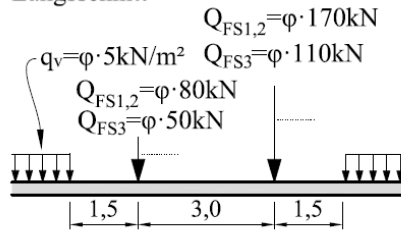


Abbildung 4: Entwicklung der Normen für die Lastannahmen und Berechnungsrichtlinien; entnommen aus [10].

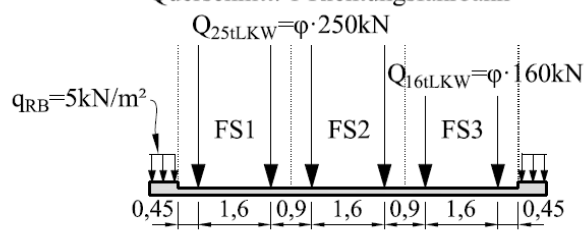
Die Entwicklung des Querkraftwiderstandes V_{Rd} in Abhängigkeit des mechanischen Querkraftbewehrungsgrades ω_w gemäß verschiedener bereits zurückgezogener und aktueller Normenwerke ist in Abbildung 6 dargestellt. Dabei wird deutlich, dass der Hauptzugspannungsnachweis der alten Normen im Bereich der Mindestbewehrung der aktuell gültigen ÖN EN 1992-1-1 wesentlich höhere Widerstände vorhersagt.

ÖN B 4002:1964: 25t LKW

Längsschnitt

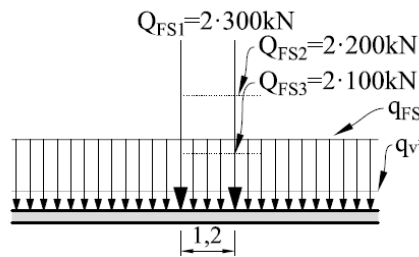


Querschnitt: 1 Richtungsfahrbahn



ÖN EN 1991-2: Lastmodell 1

Längsschnitt



Querschnitt: 1 Richtungsfahrbahn

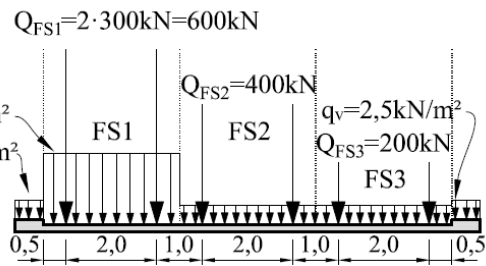


Abbildung 5: Grafische Darstellung des Verkehrslastmodells für Brückenklasse 1 (25t LKW) gemäß ÖN B 4002 und des Lastmodells "LM1" gemäß ÖN EN 1991-2; entnommen aus [3]

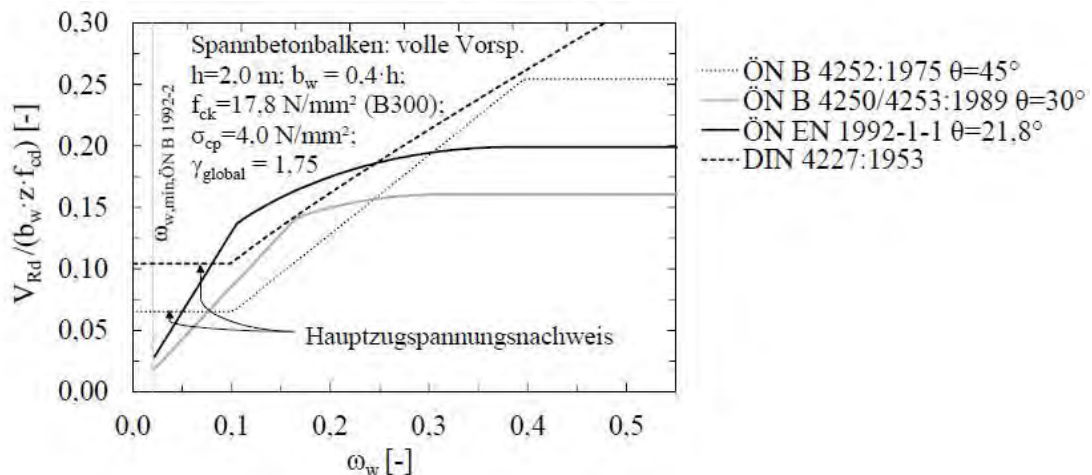


Abbildung 6: Vergleich der Querkraftwiderstände verschiedener Normen; entnommen aus [3].

1.3 Ziel der Arbeit

Am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau an der Technischen Universität Wien wurde ein zonenbasiertes Nachweismodell für die Berechnung des Querkraftwiderstandes entwickelt. In der Dissertation von P. Huber [3] wird dieses Modell beschrieben und die Anwendungsgrenzen werden aufgezeigt. Bei der rechnerischen Beurteilung des Querkraftwiderstandes von bestehenden Spannbetonbrücken mit unzureichender Querkraftbewehrung an einfeldrigen Systemen bewies dieses Modell bereits mehrfach sein großes Potential [3][2].

Auf Basis der im Forschungsvorhaben im Zuge der Verkehrsinfrastrukturforschung (Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie) zur „Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken“ [12] durchgeführten Versuchen und der Kooperation mit dem BAST-Projekt konnte eine Datenbasis geschaffen werden, welche eine Weiterentwicklung des Ingenieurmodells für Mehrfeldbrücken möglich machte.

Zuerst wird in dieser Arbeit der allgemeine Ablauf einer Nachrechnung von Brücken dargestellt. Dabei wird insbesondere die mehrstufige Vorgehensweise erläutert. Danach werden die verschiedenen Normen und die darin festgelegten Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit beschrieben. Außerdem wird das weiterentwickelte zonenbasierte Ingenieurmodell nach P. Huber zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit erklärt.

Der Hauptteil dieser Diplomarbeit befasst sich mit der Nachrechnung der Brücke über die Wangauer Ache. Dazu werden für diese Brücke zunächst ein statisches Modell erstellt und die erforderlichen Schnittgrößen ermittelt. Diese bilden die Grundlage für eine Nachrechnung nach der gültigen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [13]. Des Weiteren werden gemäß dem Nachweiskonzept nach P. Huber Hauptzugspannungsnachweise, Nachweise nach dem ST-Modell und Nachweise nach dem FSC-Modell („Flexural Shear Crack“-Modell) zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bei mehrfeldrigen Tragwerken durchgeführt.

Zum Abschluss dieser Arbeit werden die Ergebnisse der verschiedenen Nachweisstufen dargestellt und die dessen Ausnutzungsgrade aufgezeigt.

2 Grundlagen

2.1 Ablauf der Nachrechnung von Brückentragwerken

In Österreich ist die Nachrechnung und Bewertung bestehender Brückentragwerke in der Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [13] geregelt.

Laut ONR 24008 [13] kann sich die Notwendigkeit zur Überprüfung der Tragfähigkeit eines bestehenden Brückenobjekts in folgenden Fällen ergeben:

- beim Feststellen von Bauschäden (z. B. Risse und Verformungen, Korrosion),
- bei Eingriffen in die Tragstruktur (z. B. Ertüchtigung),
- bei Verkehr von Schwertransporten (Belastungsmodell, das höhere Beanspruchungen im Bauwerk hervorrufen könnte als das der Berechnung des Bauwerkes zugrunde gelegte Modell),
- bei Einführung höherer Streckenklassen (Erhöhung der Achs- und Meterlasten bei Eisenbahnbrücken),
- beim Feststellen von konstruktiven Mängeln,
- nach außergewöhnlichen Ereignissen,
- beim Auftreten von neuen Erkenntnissen, die die Tragfähigkeit betreffen

Dabei wird unter Berücksichtigung des Bauwerkszustandes ein vierstufiges Nachweisschema vorgegeben (siehe Abbildung 7) wobei stets mit Stufe 1 begonnen und bei Nichterfüllung der Nachweise mit der nächsthöheren Nachweisstufe fortgefahren wird. Mit jeder Stufe steigt dabei der Detailierungsgrad und damit auch der Aufwand der Berechnung.

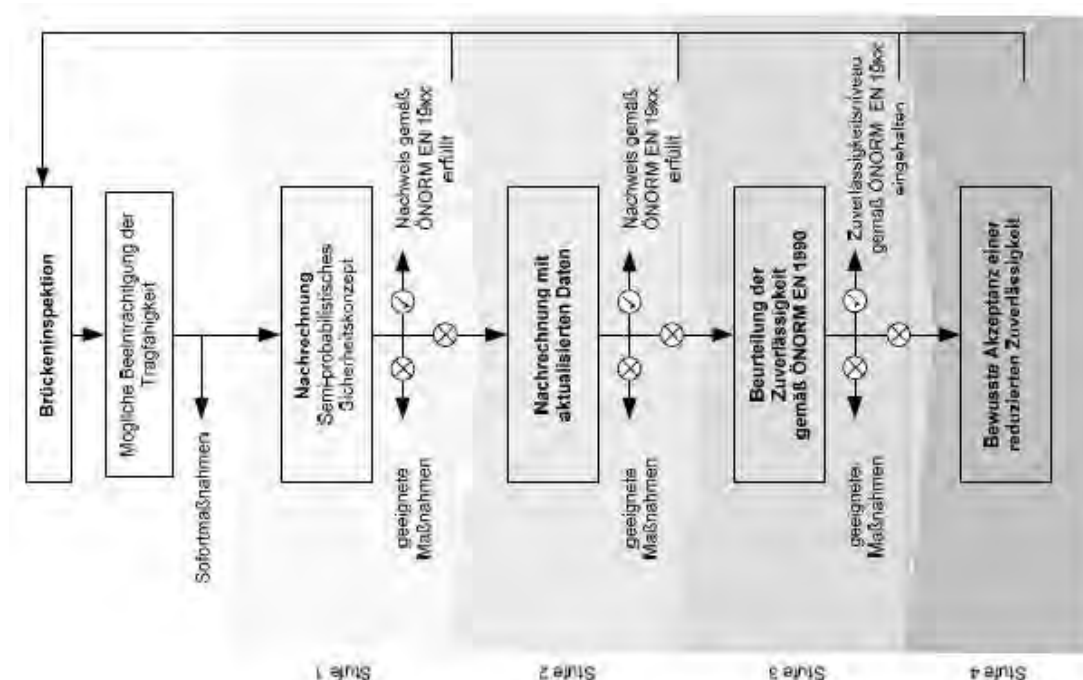


Abbildung 7: Prinzipielle Vorgehensweise bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Brücken; entnommen aus [13].

- **Stufe 1:** In der ersten Stufe erfolgt die Bewertung der Tragfähigkeit gemäß letztgültigem Normenstand (ÖN EN 1992-2 [4] und ÖN B1992-2 [5]) und den darin festgelegten Sicherheitsstandards. Diese Stufe beinhaltet auch die Verwendung der aktuellen Verkehrslastmodelle.

- **Stufe 2:** In der zweiten Stufe erfolgt die Berechnung ebenfalls laut aktueller Normenlage, jedoch dürfen bestimmte Abweichungen angesetzt werden. Zum Beispiel darf der Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht unter der Voraussetzung, dass die tatsächlichen Abmessungen am Bauwerk bestimmt wurden von $\gamma_g = 1,35$ auf $\gamma_g = 1,20$ reduziert werden. Weiters können die veränderlichen Einwirkungen abgemindert werden. Alternativ kann der Nachweis bei Stahlbeton- oder Spannbetonbauteilen auch nach Model Code 2010 [14] geführt werden.

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen bei Straßenbrücken; entnommen aus [13].

Teilsicherheitsbeiwert			Voraussetzung
für ständige Einwirkungen	für Eigenlasten des Tragwerkes	1,20 ^a	Die tatsächlich am Bauwerk festgestellten Abmessungen sind der Ermittlung der Belastung zugrunde zu legen. Sollte nicht mit den tatsächlich am Bauwerk festgestellten Abmessungen gerechnet werden, ist der Teilsicherheitsbeiwert gemäß Eurocode zu verwenden.
	für ständige Auflasten (Belag, Randleiste u. dgl.)	1,20 ^a	Die tatsächlich am Bauwerk festgestellten Abmessungen sind der Ermittlung der Belastung zugrunde zu legen.
für veränderliche Einwirkungen	Verkehrslasten, außer definierter Schwertransport mit detaillierter Achsbelastung, eine Einwirkungsart $\gamma_{Q,1}$	1,35	
	für einen definierten Schwertransport mit detaillierter Achsbelastung	1,20	
	mehr als eine Einwirkungsart $\gamma_{Q,i}$	— ^b	
^a bei günstiger Auswirkung: 1,0 ^b Ermittlung gemäß ÖNORM EN 1990 unter Berücksichtigung der ψ -Beiwerte.			

- **Stufe 3:** In der dritten Stufe erfolgt die Nachrechnung mittels probabilistischen Methoden. Dabei ist eine genauere Erfassung der Tragfähigkeit möglich, da anstatt der einzelnen Bemessungsvariablen deren Verteilungsfunktionen berücksichtigt werden. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn der geforderte Sicherheitsindex β gleich oder größer der in ÖNORM EN 1990 [15] geforderten Mindestwert β ist (siehe Abbildung 9).
- **Stufe 4:** In der vierten Stufe kann eine Unterschreitung des in ÖNORM EN 1990 [15] geforderten Zuverlässigkeitsniveaus zugelassen werden. Dies darf jedoch nur in Sonderfällen passieren und bedarf einer detaillierten Begründung und entsprechender Ersatzmaßnahmen.

2.2 ÖNORM B4200-4

Die zur Bauzeit der Brücke über die Wangauer Ache gültige Norm war die ÖNORM B4200-4 [16]. Die Schubbemessung erfolgt gemäß der Stahlbetonnorm der Serie ÖNORM B4200 auf einem Hauptspannungsnachweis auf Höhe der Nulllinie im gerissenen Zustand, wobei der Schubspannungsverlauf auf Basis des Ansatzes von Mörsch gewählt wurde (siehe Abbildung 8).

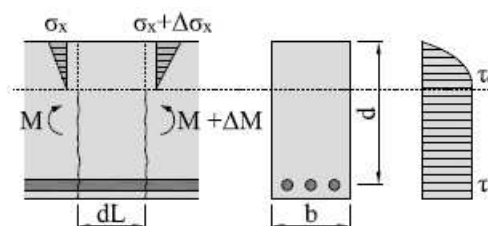


Abbildung 8: Angenommener Schubspannungsverlauf nach Mörsch; entnommen aus [3].

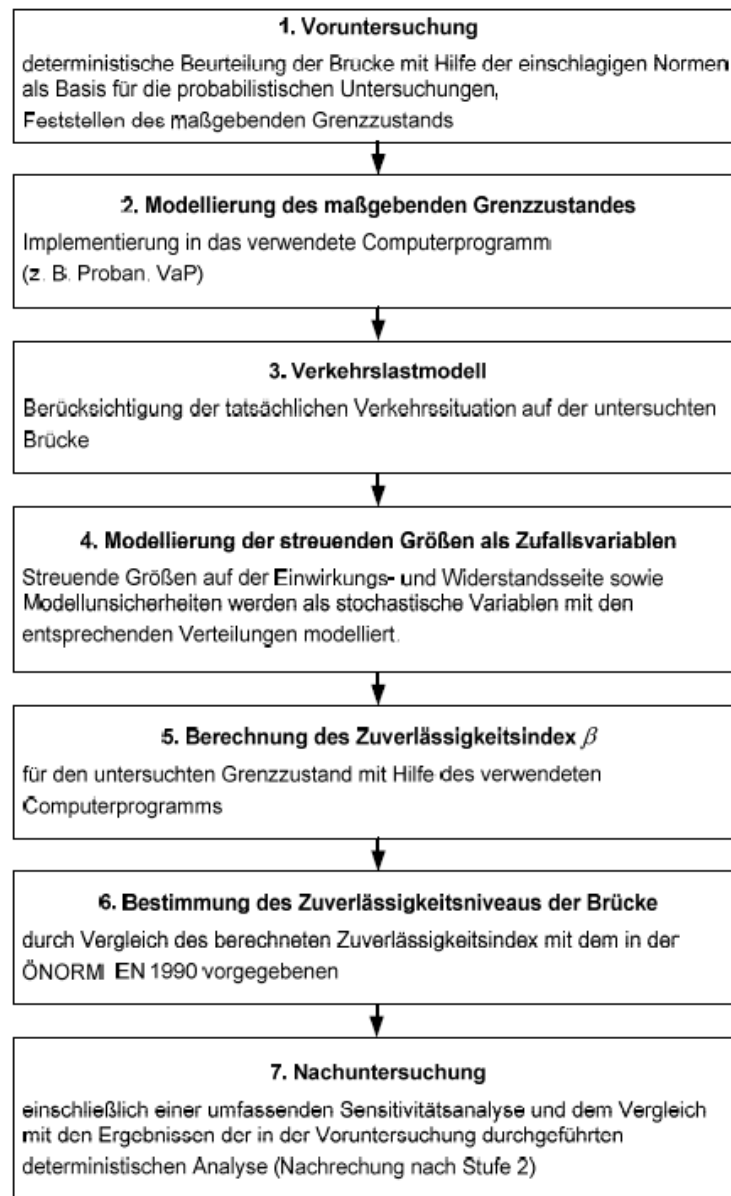


Abbildung 9: Nachrechnung nach Stufe 3; entnommen aus [13].

Der Querkraftnachweis beruhte dabei auf einem deterministischen Sicherheitskonzept und wurde somit auf Spannungsebene wie folgt ausgeführt:

$$\tau_0 = \frac{Q}{b_0 \cdot z} < \tau_{0,zul} \quad (2.1)$$

Dabei ist:

- Q ... Querkraft
- b_0 ... bei Rippendecken und Plattenbalken die Stegbreite bzw. bei Platten und Balken die Breite
- z ... Hebelarm der inneren Kräfte.
- τ_0 ... vorhandene Schubspannung im Querschnitt
- $\tau_{0,zul}$... gemäß Tabelle 2

Der Einfluss der veränderlichen Trägerhöhe muss berücksichtigt werden, wenn dadurch die Schubspannung vergrößert wird. Zur Aufnahme der schiefen Hauptzugkräfte sind möglichst viele, der zu Momentendeckung nicht mehr benötigten Stahleinlagen, in der Richtung des Kraftflusses

aufzubiegen. Beiderseits in der Zugzone endende, sogenannte „schwimmende“ Schrägeinlagen sind unzulässig [16].

Tabelle 2: zulässige Spannungen in kg/cm²; entnommen aus [11].

Tafel 3
Zulässige Spannungen in kg/cm².
Bei Biegung und Biegung mit Längskraft für das Gebrauchslastverfahren.

Beton	B 160	B 225	B 300	B 400
Biegedruckspannung σ_{bzul}	60	90	120	150
Schubspannung ohne Nachweis der Sicherung τ_0	6	8	10	12
Schubspannung mit Nachweis der Sicherung τ_{max}	15	20	25	30
Haftspannung τ_t	6	8	10	12
Stahl				
0	1000	1000		
0/I	1200	1200		
0/I	1100	1100		
I	1400	1400		
II	1800	1800		
III	2200	2460		
IV	—*)	3000		
V	—*)	3500		

*) Zulässige Stahlspannung nach besonderer Vereinbarung.

Sind die größten Schubspannungen τ_0 größer als in Tabelle 2 angegeben, so ist im Bereich der Überschreitungen nachzuweisen, dass alle schiefen Hautzugkräfte durch Schrägeinlagen und Bügel aufgenommen werden können und diese Einlagen richtig verteilt sind. Überschreiten die Schubspannungen τ_0 die Werte τ_{max} aus Tabelle 2, so sind die Querschnittsabmessungen zu vergrößern [16].

Bei Einhaltung der zulässigen Schubspannung τ_0 , welche nur von der verwendeten Betongüte abhängig war, konnte auf einen näheren rechnerischen Nachweis verzichtet werden.

Im Bereich der Unterschreitung ist je Meter Balkenlänge eine Mindestverbügelung $\min F_b$ mit folgendem Querschnitt anzuordnen:

$$\min F_b = 25 \cdot b_0 \frac{\tau_0}{\sigma_e} \quad (2.2)$$

Dabei ist:

- b_0 ... bei Rippendecken und Plattenbalken die Stegbreite bzw. bei Platten und Balken die Breite in cm
- τ_0 ... zulässige Schubspannung im Beton gemäß Tabelle 2
- σ_e ... zulässige Stahlspannung gemäß Tabelle 2

Für einen Balken mit einer Breite von 48 cm, Betongüte B 300 und einem Stahl der Güte III ergibt dies beispielsweise:

$$\min F_b = 25 \cdot 48 \cdot \frac{10}{2460} = 4,88 \text{ cm}^2 \text{ je Meter Balkenlänge}$$

2.3 ÖN EN 1992-1-1 bzw. ÖN B 1992-1-1 [17] [19]

Der Querkraftnachweis gilt als erbracht, wenn gilt:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

In Querschnitten mit $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ist eine Querkraftbewehrung rechnerisch nicht notwendig. Dabei ist V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft im untersuchten Querschnitt aus äußerer Einwirkung und Vorspannung.

Auch wenn auf Grundlage der Bemessung keine Querkraftbewehrung erforderlich ist, ist in der Regel dennoch eine Mindestquerkraftbewehrung vorzusehen. Auf die Mindestbewehrung darf bei Bauteilen wie Platten (Voll-, Rippen- oder Hohlplatten) verzichtet werden, in denen eine Umlagerung der Lasten in Querrichtung möglich ist. Auf eine Mindestquerkraftbewehrung darf auch in Bauteilen von untergeordneter Bedeutung (z. B. bei Stürzen mit Spannweiten ≤ 2 m), die nicht wesentlich zur Gesamttragfähigkeit und Gesamtstabilität des Tragwerks beitragen, verzichtet werden.

2.3.1 Für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung:

Die Bemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung basiert auf einem Fachwerkmodell (siehe Abbildung 10). Der Druckstrebenneigungswinkel θ im Steg ist folgendermaßen begrenzt:

Wenn die Spannung σ_{sd} der am Biegezugrand angeordneten Längsbewehrung keine Zugspannung ist, dann darf im Bereich

$$0,4 \leq \tan \theta \leq 2,5$$

gewählt werden.

Für den Fall, dass der Querschnitt vollkommen überdrückt ist, kann die Neigung für den Druckstrebenwinkel zwischen $21,8^\circ$ ($\tan \theta_{min} = 0,4$) und $68,2^\circ$ ($\tan \theta_{max} = 2,5$) frei gewählt werden. Da bei Bauteilen mit geringer Querkraftbewehrung in der Regel der Nachweis der Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung maßgebend ist, wird für die Querkraftnachweise in Kapitel 5, die untere Schranke mit $\theta_{min} = 21,8^\circ$ gewählt. Damit wird bei Anwendung der Formel (2.3) der höchstmögliche Widerstand erzielt.

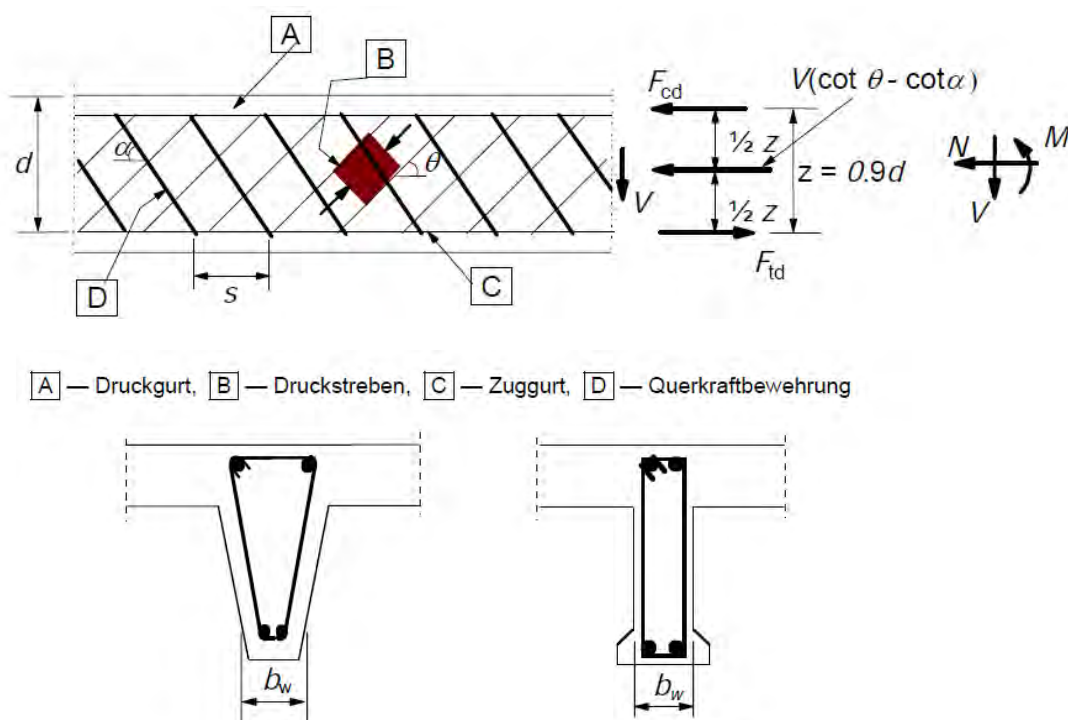


Abbildung 10: Fachwerkmodell und Formelzeichen für Bauteile mit Querkraftbewehrung; entnommen aus [17].

Folgende Formelzeichen werden in Abbildung 10 verwendet:

- $\alpha...$ Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse (positiv angetragen, wie in Abbildung 10 angezeigt)
- $\theta...$ Winkel zwischen Betondruckstreben und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse
- $F_{td}...$ Bemessungswert der Zugkraft in der Längsbewehrung
- $F_{cd}...$ Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Längsachse des Bauteils
- $b_w...$ kleinste Querschnittsbreite zwischen Zug- und Druckgurt
- $z...$ innerer Hebelarm bei einem Bauteil mit konstanter Höhe, der vom Biegemoment und der Normalkraftbeanspruchung im betrachteten Bauteil abhängt. Bei der Querkraftbemessung von Stahlbeton ohne Normalkraft darf im Allgemeinen der Näherungswert $z = 0,9 \cdot d$ verwendet werden.
- $d...$ statische Nutzhöhe

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ist die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.3)$$

und

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.4)$$

Dabei ist:

- $V_{Rd,s}...$ Bemessungswert der durch die Fließgrenze der Querkraftbewehrung begrenzten Querkraft
- $V_{Rd,max}...$ Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft
- $A_{sw}...$ Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
- $s...$ der horizontale Abstand der Bügel zueinander
- $f_{ywd}...$ Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung
- $v_1 = v...$ ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton
- $\alpha_{cw}...$ ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt
- $f_{cd}...$ Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons.

$$v_1 = v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Für Tragwerke die nicht aus Spannbeton sind:

$$\alpha_{cw} = 1.$$

Für Tragwerke aus Spannbeton:

Tabelle 3: Werte für α_{cw} in Abhängigkeit von σ_{cp}

α_{cw}	für Werte von σ_{cp}
$1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}$	$0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd}$
1,25	$0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 \cdot f_{cd}$
$2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right)$	$0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 \cdot f_{cd}$

2.3.2 Für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung:

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ergibt sich zu:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2.5)$$

mit mindestens

$$V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

Dabei ist:

- $C_{Rd,c} \dots = \frac{0,18}{\gamma_c} \dots$ Vorfaktor gemäß EC2
- $v_{min} \dots = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \dots$ Faktor gemäß EC2
- $k \dots = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \dots$ Maßstabsfaktor nach EC2
- $k_1 \dots = 0,15 \dots$ Faktor gemäß EC2
- $\rho_l \dots = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \dots$ Bewehrungsgrad
- $\gamma_c \dots$ Teilsicherheitsbeiwert für Beton
- $f_{ck} \dots$ charakteristische Zylinderdruckfestigkeit in N/mm²
- $A_{sl} \dots$ die Fläche der Zugbewehrung
- $b_w \dots$ die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm
- $\sigma_{cp} \dots$ Normalspannung infolge einer Spannkraft

Die Mindestquerkraftbewehrung berechnet sich mit:

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} \quad (2.7)$$

Dabei ist:

- $f_{ctm} \dots$ Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons
- $f_{ywd} \dots$ Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung

2.4 Querkraft nach fib Model Code 2010

Die Berechnung des Querkraftwiderstandes von Stahlbetonbauteilen nach fib Model Code 2010 kann gemäß ONR 24008 [13] nach verschiedenen Analysestufen („Levels of Approximation“ – LoA) erfolgen. Dabei kann mit ein und demselben Formelapparat, jedoch mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad der physikalischen Parameter in den verschiedenen Stufen, die Querkrafttragfähigkeit bestimmt werden. Diese stufenartige Berechnung kann sowohl für Neubauten als auch für bestehende Tragwerke angewendet werden. Den geringsten Zeitaufwand verursacht die erste Analysestufe (LoA I), welche beispielsweise für eine erste Vordimensionierung oder eine grobe Abschätzung der Tragfähigkeit angewendet wird.

In weiterer Folge wird von der dritten Analysestufe (LoA III), welche für Nachrechnungen von Bestandsbrücken laut ONR 24008 [13] vorgeschlagen wird, Gebrauch gemacht.

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit gilt als erfüllt, wenn gilt:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (2.8)$$

Dabei ist:

- $V_{Rd} \dots$ Bemessungswert des Querkraftwiderstandes
- $V_{Rd,c} \dots$ Bemessungswert des Querkraftwiderstandes des Betontraganteils

- $V_{Rd,s}$... Bemessungswert des Querkraftwiderstandes der Querkraftbewehrung
- V_{Ed} ... Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

Im Gegensatz zum Eurocode 2 werden dabei die Querkraftwiderstände des Betontraganteils und der Querkraftbewehrung addiert.

2.4.1 Bauteile mit Querkraftbewehrung nach LoA III

Dies gilt für Bauteile, welche eine Mindestquerkraftbewehrung ρ_w von:

$$\rho_w \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

aufweisen.

Dabei ist:

- f_{ck} ... charakteristische Zylinderdruckfestigkeit in N/mm²
- f_{yk} ... charakteristischer Wert der Streckgrenze des Baustahls in N/mm²

Bei Einhaltung der Mindestquerkraftbewehrung ist der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes definiert als:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}$$

Dabei ist:

- V_{Rd} ... Bemessungswert des Querkraftwiderstandes
- $V_{Rd,c}$... Bemessungswert des Querkraftwiderstandes des Betontraganteils
- $V_{Rd,s}$... Bemessungswert des Querkraftwiderstandes der Querkraftbewehrung
- $V_{Rd,max}$... Bemessungswert der Druckstreben Tragfähigkeit

Die Druckstreben Tragfähigkeit $V_{Rd,max}$ wird mit $\theta = \theta_{min}$ berechnet:

$$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (2.9)$$

Dabei ist:

- θ ... Neigung des Druckspannungsfeldes (siehe Abbildung 11)
- k_c ... = $k_\epsilon \cdot \eta_{fc}$... Festigkeitsabminderungsbeiwert
- k_ϵ ... = $\frac{1}{1,2+55 \cdot \epsilon_1} \leq 0,65$... Faktor gemäß fib Model Code 2010
- ϵ_1 ... = $\epsilon_x + (\epsilon_x + 0,002) \cot^2 \theta$... Faktor gemäß fib Model Code 2010
- ϵ_x ... Längsdehnung (siehe Definition in Abbildung 12)
- η_{fc} ... = $\left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0$... Faktor gemäß fib Model Code 2010
- f_{ck} ... charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
- γ_c ... Teilsicherheitsbeiwert für Beton
- b_w ... Stegbreite
- z ... innerer Hebelarm

Der minimale Winkel des Druckspannungsfeldes ergibt sich zu

$$\theta_{min} = 20^\circ + 10000 \cdot \epsilon_x$$

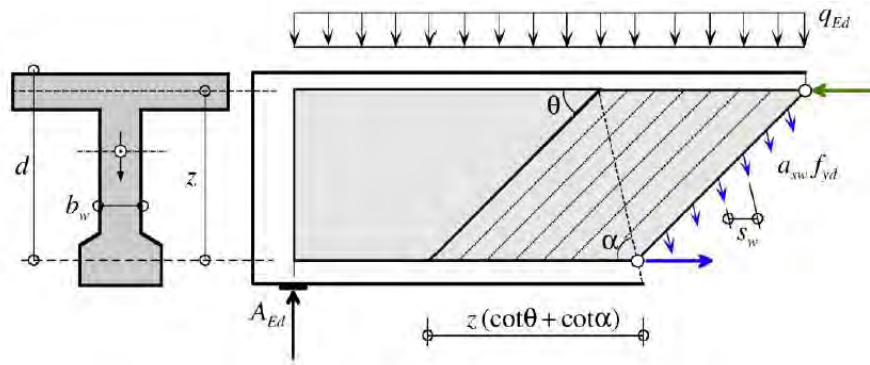


Abbildung 11: Geometrie und Definition; entnommen aus [13]

In Bereichen von $V_{Rd} > V_{Rd,max}(\theta_{min})$ wird der Querkraftwiderstand gemäß Analysestufe II (LoA II) berechnet [13].

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes, welcher durch die Bewehrung sichergestellt wird, ergibt sich zu

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2.10)$$

Dabei ist:

- A_{sw} ... Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
- s_w ... der horizontale Abstand der Bügel zueinander
- z ... innerer Hebelarm
- f_{ywd} ... Bemessungswert der Fließgrenze der Querkraftbewehrung

Der Anteil des Betons am Querkraftwiderstand ergibt sich zu:

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (2.11)$$

Dabei ist:

- k_v ... Festigkeitsabminderungsbeiwert
- f_{ck} ... charakteristische Zylinderdruckfestigkeit, mit $\sqrt{f_{ck}} \leq 8 \text{ N/mm}^2$
- γ_c ... Teilsicherheitsbeiwert für Beton
- b_w ... Stegbreite
- z ... innerer Hebelarm

Der Festigkeitsabminderungsbeiwert berechnet sich mit:

$$k_v = \frac{0,4}{1 + 1500 \cdot \varepsilon_x} \cdot \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}(\theta_{min})} \right) \geq 0$$

Dabei ist:

- ε_x ... = $\frac{\left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + N_{Ed} \cdot \left(\frac{z_p - e_p}{z} \right) \right)}{2 \cdot \left(\frac{z_s}{z} \cdot E_s A_s + \frac{z_p}{z} \cdot E_p A_p \right)}$... Längsdehnung (siehe Abbildung 12) für vorgespannte Bauteile mit Spanngliedern im Verbund, mit $0 \leq \varepsilon_x \leq 0,003$
- ε_s ... $\leq \frac{\varepsilon_{sy}}{2}$... Stahldehnung
- z ... innerer Hebelarm
- z_s ... innerer Hebelarm bezogen auf die schlaffe Bewehrung
- z_p ... innerer Hebelarm bezogen auf den Spannstahl

Liegt die vorhandene Bewehrung unter der Mindestquerkraftbewehrung ($\rho_w < \rho_{w,min}$) wird k_v nach LoA II bestimmt [13].

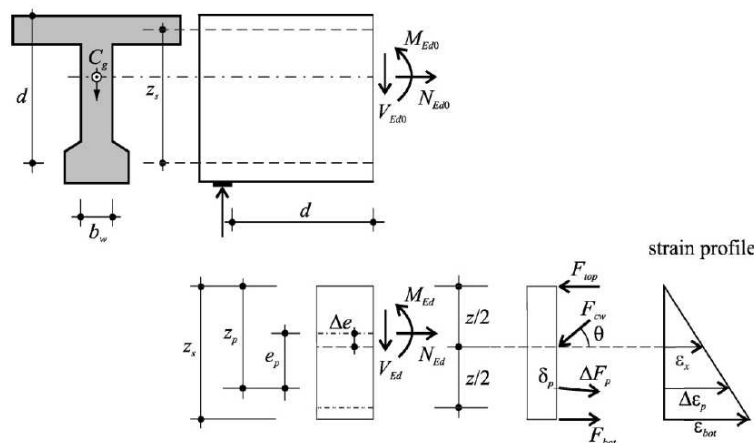


Abbildung 12: Definitionen für die Ermittlung der Längsdehnung; entnommen aus [13]

2.5 Zonenbasiertes Nachweisverfahren

2.5.1 Allgemeines

In der Dissertation mit dem Titel „Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken“ von P. Huber [3] werden die Tragreserven bei Anwendung des aktuellen Normenstandes in Bezug auf Querkraft an Spannbetonträgern mit geringem Schubbewehrungsgehalt aufgezeigt. In dieser Arbeit wird ein Konzept neu aufgegriffen, welches in Abhängigkeit der auftretenden Rissbildung die Nachweisführung in verschiedene Bereiche einteilt. Das Querkrafttragverhalten unterscheidet sich dabei in den einzelnen Zonen grundlegend voneinander. In den einzelnen Bereichen (siehe Abbildung 13) kommt deswegen ein dem Tragverhalten entsprechendes Berechnungsmodell zum Einsatz.

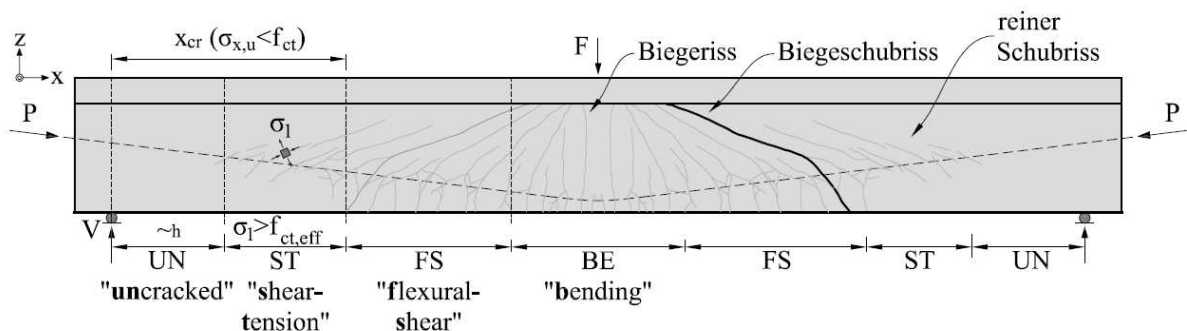


Abbildung 13: Unterteilung in verschiedene Bereiche auf Basis des sich einstellenden Rissbildes; entnommen aus [3]

2.5.2 Einteilung der Zonen

Entsprechend der zu erwartenden Rissbildung werden folgende Zonen unterschieden, wodurch das Ablaufschema nach Abbildung 14 bestimmt wird:

- **Bereich „UN“:** Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass unter der gegebenen Belastung keine Rissbildung einsetzt ($\sigma_{x,u} < f_{ct}$ und $\sigma_l < f_{ct,eff}$). Die vorhandenen Biegezugspannungen $\sigma_{x,u}$ sind in diesem Bereich also kleiner als die einaxiale Zugfestigkeit f_{ct} und die Hauptzugspannungen σ_l sind kleiner als die effektive Zugfestigkeit des Betons

$f_{ct,eff}$. Diese ungerissenen Zonen bilden sich bei geringer Schubbeanspruchung am Endauflager und bei Durchlaufsystemen in der Nähe des Momenten-Nullpunktes aus. Liegt ein ungerissener Zustand vor, geht von diesem Bereich somit keine Schubgefährdung aus. Allerdings kann es bei Trägern mit sehr dünnen Stegen und ausreichend Querkraftbewehrung jedoch vorkommen, dass diese Zone gänzlich verschwindet, da das ganze Schubfeld infolge der ausgeprägten Schubspannungen τ_{xz} gerissen ist.

- **Bereich „ST“:** Überschreitet die Hauptzugspannung im Steg die effektive Zugfestigkeit des Betons ($\sigma_I > f_{ct,eff}$), bilden sich in Richtung der Hauptspannungsrichtung Schubrisse aus. Diese Schubrisse reichen in den meisten Fällen nicht bis an die untere Randfaser des Betons.
- **Bereich „FS“:** Werden an der unteren Randfaser die Biegezugspannungen $\sigma_{x,u}$ größer als die einaxiale Zugfestigkeit des Betons f_{ct} , bilden sich Biegerisse. Bei Spannbetonträgern liegt dieser Bereich im Vergleich zu Stahlbetonträgern, aufgrund der positiven Wirkung des durch die Vorspannung aufgetragenen Spannungszustandes, wesentlich weiter vom Auflager entfernt. Der Riss flacht, bei gleichzeitiger Wirkung einer ausgeprägten Querkraftbeanspruchung, bei Ausbreitung in den Steg hinein, stark ab. Die Rissart wird deshalb auch als Biegeschubriss bezeichnet (siehe Abbildung 13). Bei sehr geringer Querkraftbewehrung geht in diesen Bereichen die größte Schubgefährdung aus.
- **Bereich „BE“:** Dieser Bereich ist durch eine dominanter werdende Biegebeanspruchung in Trägerlängsrichtung gekennzeichnet. Die Biegerisse verlaufen dabei zunehmend in vertikaler Richtung, wodurch keine Schubbruchgefahr mehr besteht.

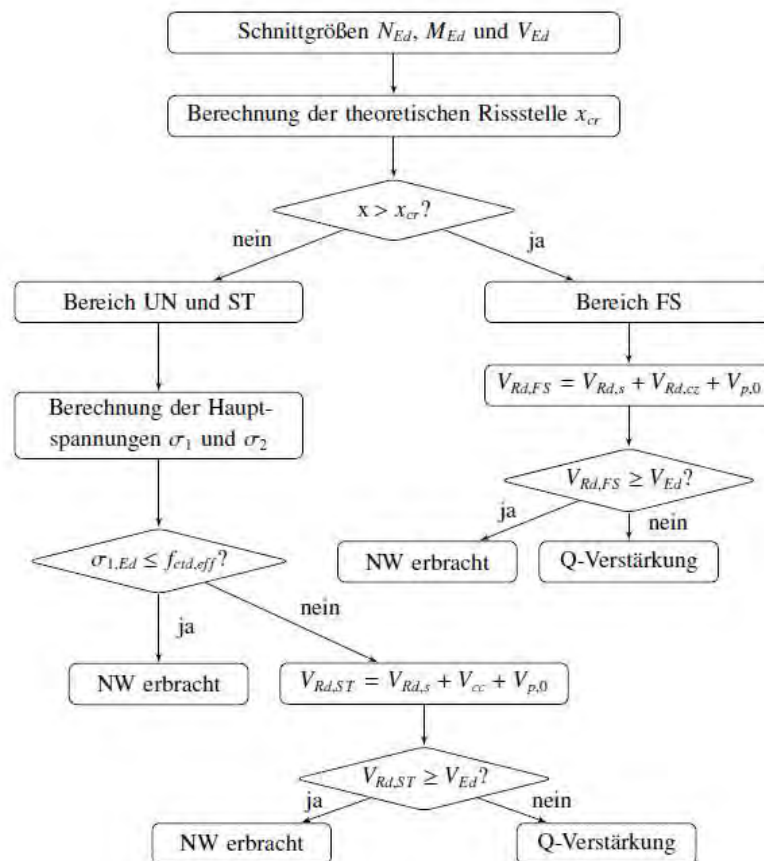


Abbildung 14: Berechnungsablauf der in Zonen eingeteilten Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung; entnommen aus [3]

2.5.3 Weiterentwicklung des Ingenieurmodells bei Mehrfeldbrücken gemäß [12], [18]

Aufgrund von fehlenden experimentellen Untersuchungen an mehrfeldrigen Systemen konnte das zuvor vorgestellte Nachweisverfahren bis jetzt nur an Einfeldsystemen verifiziert werden. Dieses Modell bewies bei der Anwendung an einfeldrigen Systemen bereits mehrfach sein großes Potential bei der rechnerischen Beurteilung des Querkraftwiderstandes von bestehenden Spannbetonbrücken mit unzureichender Querkraftbewehrung [2]. Auf Basis der im Forschungsvorhaben der Verkehrsinfrastrukturforschung (Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie) zur „Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken“ [12] [18] durchgeführten Versuche und der Kooperation mit dem BAST-Projekt konnte eine Datenbasis geschaffen werden, welche eine Weiterentwicklung des Ingenieurmodells für Mehrfeldbrücken möglich machte und mit den Formeln in Kapitel 2.5.6 berücksichtigt wird.

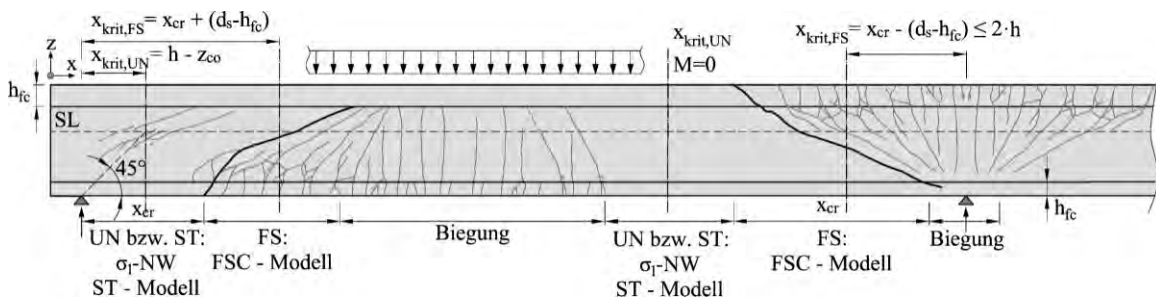


Abbildung 15: Definition der unterschiedlichen Bereiche und Nachweisschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit; entnommen aus [12]

Die Einteilung in Bereiche anhand der zu erwartenden Rissbildung erfolgt für Mehrfeldbrücken wie in Abbildung 15 zu sehen:

- Bereich „UN“: Ungerissener Bereich
- Bereich „ST“: Bereich mit reinen Schubrisen
- Bereich „FS“: Bereich mit Biege- bzw. Biegeschubrisen

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann die Unterteilung der Bereiche mit Hilfe der technischen Biegelehre unter der Voraussetzung von linear elastischem Materialverhalten erfolgen. Gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [17] wird als Grenzspannung der 5% - Quantilwert der Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05}$ verwendet.

2.5.4 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN

Der Hauptzugspannungsnachweis im unter Biegung gerissenen Bereich UN darf nur verwendet werden, wenn bei der Brückenprüfung keine Schrägrisse vorgefunden wurden.

Liegen Querschnitte mit sehr dünnen Stegen vor oder sind hohe Schubbewehrungsgrade und/oder große Hüllrohrdurchmesser vorhanden, kann infolge Querkraft bzw. kombinierter Querkraft und Torsionsbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der Steg auf schiefen Druck zwischen den Rissen versagen („Druckstrebenversagen“). Ist dies der Fall, muss die Tragfähigkeit der Druckstrebe $V_{Rd,max}$ gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [17] nachgewiesen werden.

Im Bereich UN darf die Querkrafttragfähigkeit vereinfachend durch den Nachweis der maximal auftretenden schiefen Hauptzugspannungen, welche auf Basis der technischen Biegelehre berechnet wurden, erbracht werden:

$$\sigma_{1,Ed} = \frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{x,Ed,i}}{2}\right)^2 + (\tau_{V,Ed,i} + \tau_{T,Ed,i})^2} \leq f_{ctd,eff} \quad (2.12)$$

Dabei ist:

- $\sigma_{1,Ed} \dots$ Bemessungswert der maximalen Hauptzugspannungen in der betrachteten Faser
- $\sigma_{x,Ed,i} \dots$ Bemessungswert der Hauptnormalspannungen in der betrachteten Faser
- $\tau_{V,Ed,i} \dots$ Bemessungswert der Schubspannungen infolge Querkraft V_{Ed} in der betrachteten Faser abzüglich der Vertikalkomponente der Vorspannkraft $V_{p,\infty}$
- $\tau_{T,Ed,i} \dots$ Bemessungswert der Schubspannungen infolge Torsionsmoment T_{Ed} in der betrachteten Faser
- $f_{ctd,eff} \dots = \min \left\{ \left(1,6 - 0,2 \cdot f_{ck}^{1/3} + 0,6 \cdot \frac{\sigma_{2,Ed,i}}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ctd} \dots \text{effektive Zugfestigkeit} \right.$
- $\sigma_{2,Ed,i} \dots$ Bemessungswert der maximalen Hauptdruckspannung in der betrachteten Faser
- $f_{ck} \dots$ charakteristische Zylinderdruckfestigkeit in N/mm²
- $f_{ctd} \dots$ Bemessungswert der Zugfestigkeit

Bei Hüllrohren mit einem Durchmesser von $\phi_{hüll} > b_w/8$ ist für die Ermittlung des Bemessungswertes der Schubspannungen $\tau_{V,Ed,i}$ und $\tau_{T,Ed,i}$ die Stegbreite b_w gemäß ÖNORM B 1992-1-1 [19] abzumindern.

Wie in Abbildung 15 zu erkennen, muss im Bereich des Endauflagers der Nachweisschnitt $x_{krit,UN}$ nicht näher als der Schnittpunkt zwischen elastischer Schwerachse und einer von der Auflagerkante im Winkel von 45° geneigten Linie angenommen werden.

Im Bereich von Innenstützen darf der Nachweis im Momentnullpunkt geführt werden.

2.5.5 Nachweis nach dem ST-Modell im Bereich ST

Kann der Nachweis gemäß Gleichung (2.8) nicht erfüllt werden, ist davon auszugehen, dass es im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu einer Schrägrissbildung im Steg kommt. Ist eine Mindestbewehrung $\rho_{w,min}$ laut ÖNORM B 1992-1-1 [19] vorhanden, kann bei überwiegender Querkraftbeanspruchung, der Querkrafttragfähigkeit im Nachweisschnitt $x_{krit,UN}$ wie folgt ermittelt werden:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s,ST} + V_{Rd,cc} + V_{p,\infty} \quad (2.13)$$

Dabei ist:

- $V_{Rd,s,ST} \dots$ Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung im Bereich ST
- $V_{Rd,cc} \dots$ Vertikalkomponente des Druckbogens bzw. des Sprengwerks
- $V_{p,\infty} \dots$ Vertikalkomponente der Vorspannkraft nach Abzug sämtlicher Verluste

Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung berechnet sich die Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung im Bereich ST mit:

$$V_{Rd,s,ST} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot h_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} \quad (2.14)$$

Dabei ist:

- $A_{sw} \dots$ Querschnittsfläche der Bügelbewehrung
- $s \dots$ Abstand der Bügelbewehrung untereinander
- $h_w \dots$ Steghöhe
- $f_{ywd} \dots$ Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung
- $\varphi_{cr} \dots = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \frac{2 \cdot \tau_{xz,max}}{\sigma_{cp}} \dots$ Neigung des Schubrisses bei Rissentstehung
- $\tau_{xz,max} \dots = \sqrt{(2,5 - 0,5 \cdot \sigma_{cp})^2 - \frac{1}{4} \cdot \sigma_{cp}^2} \dots$ maximal aufnehmbare Schubspannung

- $\sigma_{cp} \dots = \frac{N_{cp}}{A_c} \dots$ Normalspannung infolge Vorspannkraft
- $N_{cp} \dots$ Normalkraft infolge der Vorspannkraft
- $A_c \dots$ Betonquerschnittsfläche

Die Vertikalkomponente der geneigten Druckgurtkraft $V_{Rd,cc}$ (Druckbogen bzw. Sprengwerkwirkung) berechnet sich mit:

$$V_{Rd,cc} = \frac{F_{cc}}{\gamma_c} \cdot \sin \alpha_{cc}$$

Dabei ist:

- $F_{cc} \dots$ Druckgurtkraft, welche vereinfachend gleich der Vorspannkraft P_∞ nach Abzug sämtlicher Verluste gesetzt werden darf.
- $\alpha_{cc} \dots = \tan^{-1} \left(\frac{z_{FC}(M=0) - z_{FC}(M=M_{cr})}{x_{cr}} \right) \dots$ Neigung des Druckgurtes, welche vereinfachend wie in Abbildung 16 zu sehen, berechnet werden darf.

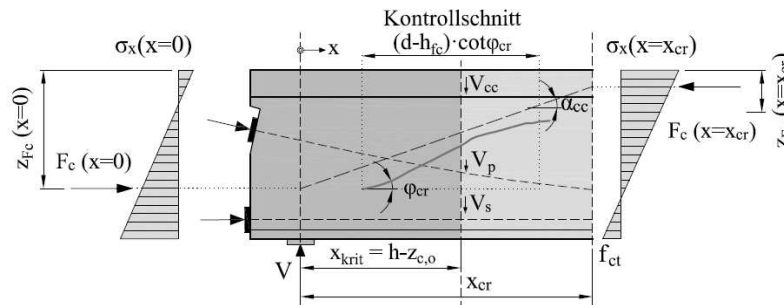


Abbildung 16: Skizze zur Bestimmung von α_{cc} ; entnommen aus [3]

2.5.6 Nachweis nach dem FSC-Modell im Bereich FS

Die Querkrafttragfähigkeit setzt sich in diesem Bereich gemäß FSC-Modell [3] wie folgt zusammen:

$$V_{Rd,FS} = V_{Rd,s,FS} + V_{Rd,cz} + V_{p,\infty} \quad (2.15)$$

Dabei ist:

- $V_{Rd,s,FS} \dots$ Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung im Bereich FS
- $V_{Rd,cz} \dots$ Querkrafttraganteil des Druckbogens bzw. Sprengwerks
- $V_{p,\infty} \dots$ Vertikalkomponente der Vorspannkraft nach Abzug sämtlicher Verluste

Die Querkrafttragfähigkeit der Bügelbewehrung berechnet sich bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung mit:

$$V_{Rd,s,FS} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot (d_s - x) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_{cr} \quad (2.16)$$

Dabei ist:

- $d_s \dots$ statische Nutzhöhe bezogen auf die Längsbewehrung
- $x \dots$ Druckzonenhöhe

$$x = \frac{A_i}{b_{fc}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) \leq h_{fc} \quad (2.17)$$

- $A_i \dots$ $= A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} \dots$ ideelle Querschnittsfläche bei Spanngliedern im Verbund
- $A_s \dots$ Querschnittsfläche der Längsbewehrung im Nachweisquerschnitt
- $A_p \dots$ Querschnittsfläche des im Verbund liegenden Spannstahls im Nachweisquerschnitt
- $b_{fc} \dots$ Breite des Druckgurtes
- $h_{fc} \dots$ Höhe des Druckgurtes
- $E_s, E_p, E_{cm} \dots$ Elastizitätsmodul der Bewehrung, des Spannstahls und des Betons
- $d \dots$ $= \frac{A_s \cdot d_s^2 + A_p \cdot d_p^2}{A_s \cdot d_s + A_p \cdot d_p} \dots$ statische Nutzhöhe bei Spanngliedern im Verbund
- $d_p \dots$ statische Nutzhöhe bezogen auf die Spanngliedachse
- $\theta_{cr} \dots$ Rissneigung, welche vereinfacht mit $26,6^\circ$ angenommen werden darf

Ist eine Vorspannkraft von $\sigma_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_c} \geq 2,0 \text{ N/mm}^2$ vorhanden, darf ein zusätzlicher Querkraftanteil des Druckbogens bzw. Sprengwerks angerechnet werden:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\tau_{xz,max}}{\gamma_c} \cdot b_{V,eff} \cdot x \cdot \beta_{cc} \quad (2.18)$$

Dabei ist:

- $b_{V,eff} \dots$ $= b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq b_{fc} \dots$ mitwirkende Breite des Druckgurtes auf Schub
Im Bereich von Innenstützen bei Plattenbalkenbrücken ist $b_{V,eff} = b_w$.
- $\beta_{cc} \dots$ $= 2,15 - \frac{M_{Ed,max}}{3 \cdot V_{Ed,max} \cdot h} \dots$ Faktor zur Berücksichtigung der Schubschlankheit
- $M_{Ed,max} \dots$ maximales Biegemoment im betrachteten Abschnitt (Endfeld, Innenstütze)
- $V_{Ed,max} \dots$ maximale Querkraft im betrachteten Abschnitt (Endfeld, Innenstütze)
- $h \dots$ Bauteilhöhe

Die maximal aufnehmbare Schubspannung errechnet sich mit:

$$\tau_{xz,max} = \sqrt{(2,5 - 0,5 \cdot \sigma_{x,cz,Ed})^2 - \frac{1}{4} \cdot \sigma_{x,cz,Ed}^2} \quad (2.19)$$

Dabei ist:

- $\sigma_{x,cz,Ed} \dots$ maßgebende Normalspannung in der Druckzone

2.5.6.1 Vereinfachter Nachweis (Näherungsstufe 1)

Vereinfachend kann die Normalspannung mit einem Drittel des Bemessungswertes der Druckfestigkeit angenommen werden.

$$\sigma_{x,cz,Ed} = \frac{f_{cd}}{3}$$

Der Nachweisquerschnitt $x_{krit,FS}$ kann vereinfachend im Abstand h von der Auflagerachse angenommen werden.

2.5.6.2 Genereller Nachweis (Näherungsstufe 2)

Die mittlere Normalspannung in der Druckzone kann folgendermaßen berechnet werden:

$$\sigma_{x,cz,Ed} = \frac{-\frac{M_{Ed}}{Z} + N_{Ed} \cdot \frac{z_u}{Z} + P_x \cdot \frac{z - z_p}{Z}}{b_{eff} \cdot x}$$

Dabei ist:

Grundlagen

- $M_{Ed}, N_{Ed} \dots$ Schnittgrößen infolge äußerer Belastung im Nachweisschnitt
- $P_x \dots$ horizontale Komponente der Vorspannkraft P_∞
- $z \dots$ $= d - \frac{x}{3}$
- $z_p \dots$ $= d_p - \frac{x}{3} \dots$ innerer Hebelarm
- $z_u \dots$ Abstand zwischen der Schwerachse und dem Zuggurt
- $b_{eff} \dots$ mitwirkende Plattenbreite des Druckgurts

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Bereich FS ist, wie in Abbildung 15 zu sehen, im Nachweisschnitt $x_{krit,FS} = x_{cr} \pm (d_s - h_{fc})$ zu führen. Im Bereich der Innenstütze von Plattenbalkenbrücken ist $x_{krit,FS} = x_{cr} - d_s$.

3 Beschreibung des Objekts

3.1 Allgemeine Beschreibung

Die Brücke über die Wangauer Ache ist eine Straßenbrücke, liegt in Oberösterreich und ist Teil der A1 West Autobahn (km 256,592 - 256,976). Sie wurde von der Baugesellschaft H. RELLA & CO in den Jahren 1961- 1963 geplant und errichtet. Eine örtliche Begehung ist im Zuge dieser Arbeit erfolgt (Abbildung 17 bis Abbildung 20).



Abbildung 17: Widerlager Wien



Abbildung 18: Blick vom Widerlager Wien



Abbildung 19: Westlicher Teil der Brücke



Abbildung 20: Widerlager Salzburg

Die Gesamtlänge des Tragwerkes beträgt 384,5 m und überspannt dabei 13 Felder mit Einzelstützweiten von $25,0 + 2 \times 28,0 + 2 \times 41,25 + 7 \times 28,0 + 25,0$ m beim Nordtragwerk (siehe Abbildung 21) beziehungsweise $25,0 + 3 \times 28,0 + 2 \times 41,25 + 6 \times 28,0 + 25,0$ m beim Südtragwerk. Diese 13 Felder wurden in 9 Bauabschnitten, beginnend vom Widerlager Wien (siehe Abbildung 18), hergestellt. Das Süd- und Nordtragwerk bestehen aus zwei getrennten Systemen und die unterschiedliche Aufteilung der Felder ergibt sich dabei aus der überspannten Wangauer Ache bzw. der Oberwanger Landesstraße (siehe Plan A1).

Beide Tragwerke haben einen zweistegigen Plattenbalkenquerschnitt, welcher im Bereich der Innenstützen durch eine Druckplatte zu einem Hohlkastenquerschnitt geschlossen ist. Über den Auflagerachsen bzw. jeweils in Feldmitte befinden sich Querscheiben, welche die Lastabtragung und die Querverteilung der Lasten günstig beeinflussen.

In weiterer Folge wird aufgrund der fast identen Tragwerke an der Nord- bzw. Südseite nur das Nordtragwerk nachgerechnet. Die Pfeiler der Brücke wurden ursprünglich als Pendelstützen geplant und ausgeführt. Die Lagerung des Tragwerkes erfolgt am Widerlager Wien unverschieblich und auf den Pfeilern bzw. am Widerlager Salzburg (siehe Abbildung 20) mittels Rollenlager in Längsrichtung beweglich.

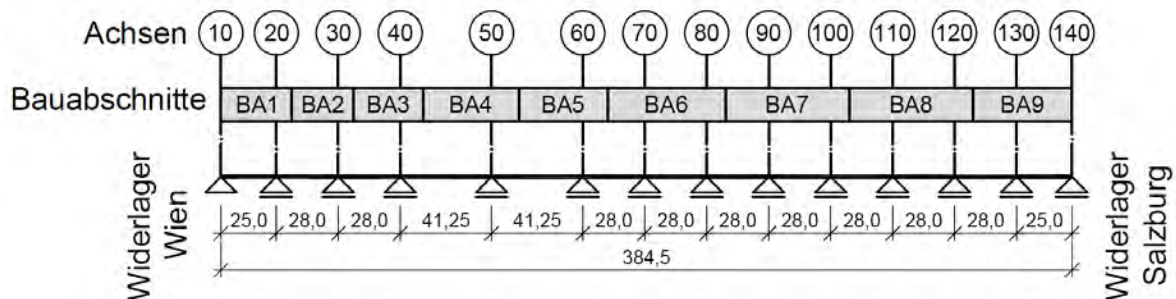


Abbildung 21: statisches System, Bauabschnitte und Achsen Nordtragwerk

Das Tragwerk wurde gemäß der damals auch in Österreich gültigen DIN 4227 [20] berechnet und für volle Vorspannung bemessen. Als Vorspannung kam ein Drahtspannverfahren der Firma BBRV (Lizenznehmer Baugesellschaft H. RELLA & CO) zur Anwendung. Jedes einzelne Kabel umfasst dabei 42 Einzeldrähte zu je 6 mm Durchmesser.

Da es im Laufe der Zeit im Bereich der Koppelfugen zur Rissbildung im Tragwerk gekommen ist, wurde im Jahr 1984 eine externe Vorspannung als Verstärkungsmaßnahme angebracht (siehe Abbildung 22). Diese externen Vorspannkabel umfassen jeweils vier Kabel, welche an der Stegaußenseite angebracht sind. Diese Maßnahme bewirkt eine Erhöhung der Druckkraft in der Betonkonstruktion und vermindert somit weitere Rissbildung. Durch den Verlauf nahe dem Schwerpunkt des Querschnittes kommt es dabei zu keinen nennenswerten zusätzlichen Biegemomenten.



Abbildung 22: Externe Vorspannung an der Stegaußenseite und Abbildung 23: Stahllaschen als Verstärkungsmaßnahme an der Stegunterseite

Des Weiteren wurden an den vier Koppelstellen an der Stegunterseite Stahllaschen als Verstärkungsmaßnahmen angebracht (siehe Abbildung 23).

Ursprünglich waren die beiden Tragwerke (Nord- und Südtragwerk) durch eine auf den Kragarmen liegende Platte verbunden. Bei Umbauarbeiten im Jahr 1987 wurde die Platte entfernt und die Kragarme auf der Innenseite verlängert, sodass schlussendlich ein symmetrisches System mit gleichen Kragarmlängen entstanden ist. Im Folgenden wird nur mehr die jetzt vorhandene Geometrie behandelt.

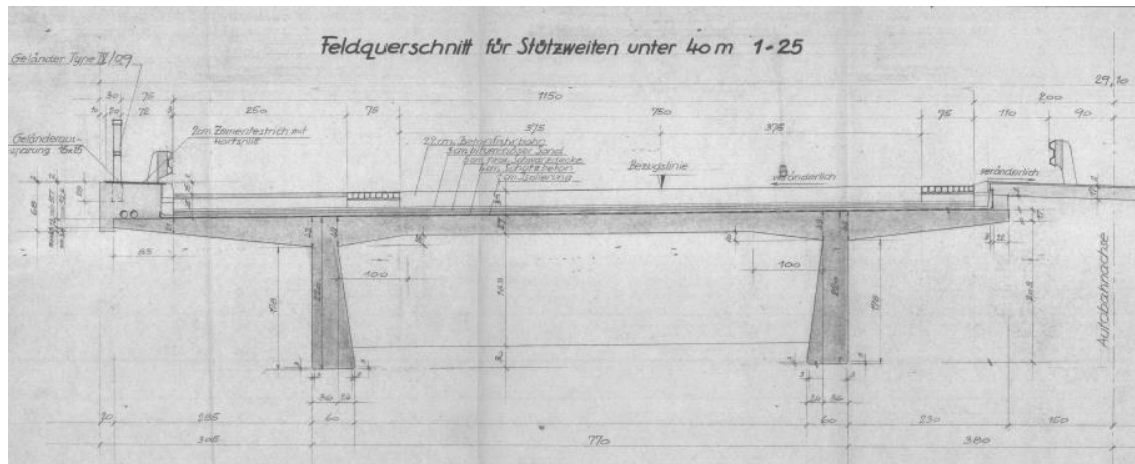


Abbildung 24: Regelquerschnitt "alt"

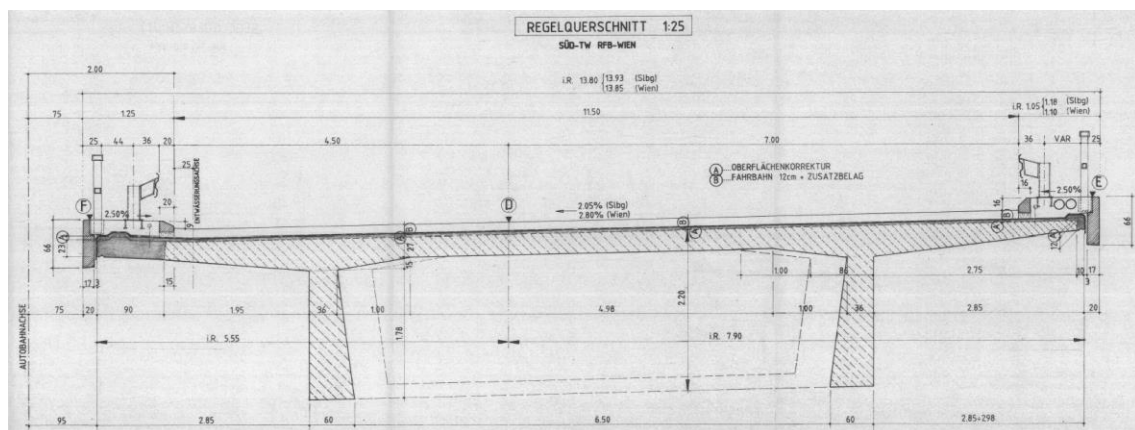


Abbildung 25: Regelquerschnitt "neu"

3.2 Querschnitte

Die Kragplatten, sowie die Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgern sind über die gesamte Länge der Brücke gleichmäßig ausgeführt. Die Kragplatten verjüngen sich dabei von einer Stärke von 42 cm beim Hauptträger auf 12 cm am Kragarmende. Die Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgern ist 27 cm dick und an beiden Seiten auf dem letzten Meter auf eine Stärke von 42 cm aufgevoutet. Die Stege der Hauptträger unterscheiden sich bei den verschiedenen Feldlängen und können Abbildung 26 bis Abbildung 28 entnommen werden.

Die 3 verschiedenen Stützweiten besitzen jeweils geometrisch gleiche Querschnitte und haben folgende geometrische Abmessungen:

- **Feldquerschnitt für 25,0 m und 28,0 m Stützweite**

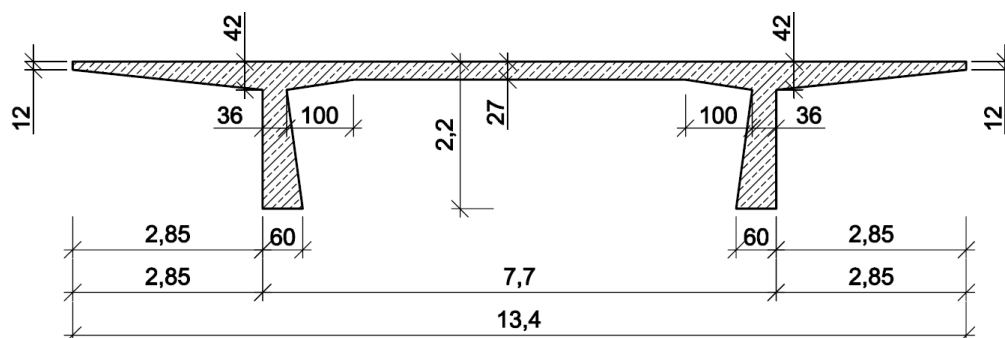


Abbildung 26: Feldquerschnitt für 25,0 und 28,0 m Stützweite

- **Stützquerschnitt**

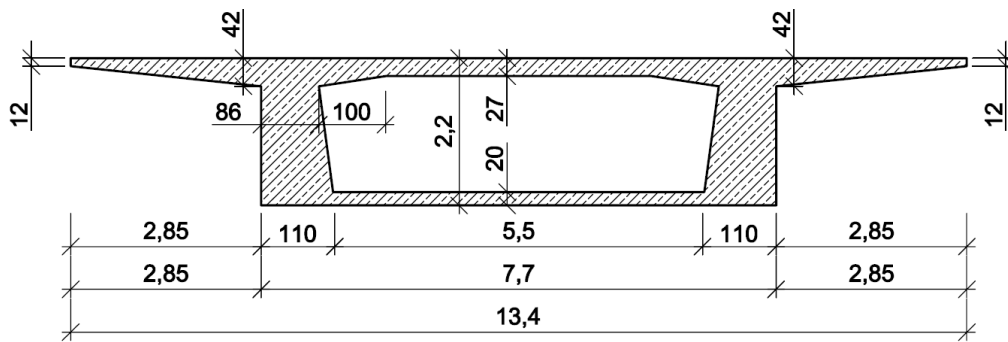


Abbildung 27: Stützquerschnitt

- **Feldquerschnitt für 41,25m Stützweite**

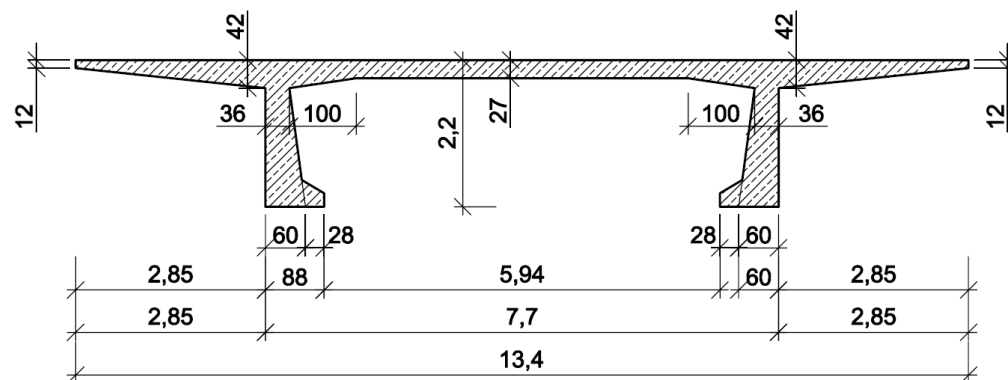


Abbildung 28: Feldquerschnitt für 41,25 m Stützweite

- **Querschnitt am Tragwerksende**

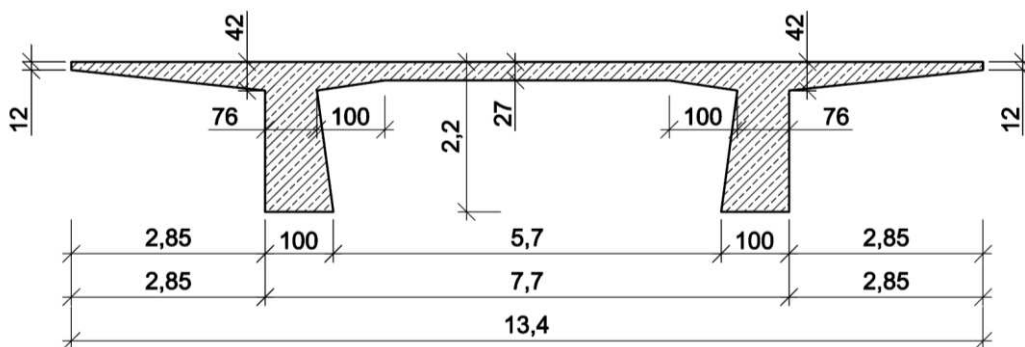


Abbildung 29: Querschnitt am Tragwerksende

3.3 Grundrisse

Wie an den nachfolgenden Abbildungen zu sehen, befinden sich jeweils in den Auflagerachsen sowie in den Feldmitten versteifende Querscheiben. Weiters sind auch die an den Innenstützen vorhandenen Druckplatten, welche jeweils von den Viertelpunkten aus beginnen, zu sehen. Der vorhandene Plattenbalkenquerschnitt wird, wie zuvor bereits beschrieben, über den Innenstützen zu einem Hohlkastenquerschnitt erweitert.

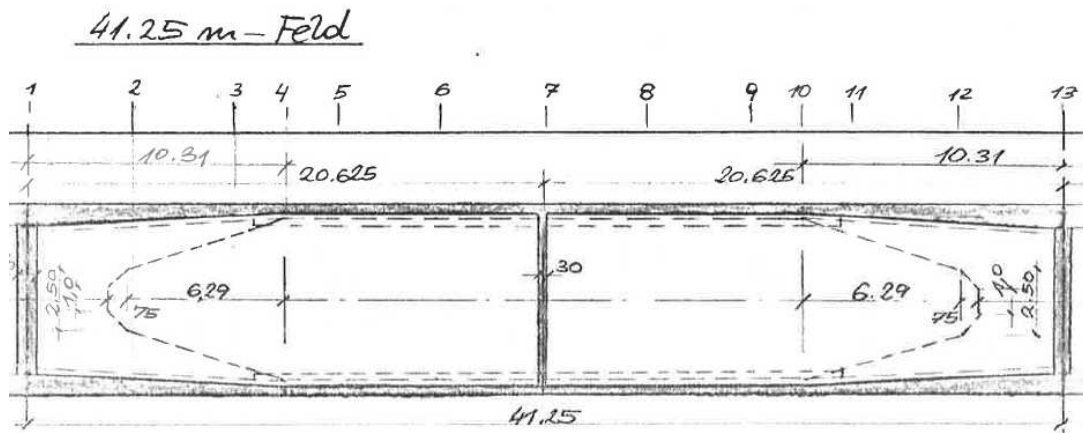


Abbildung 30: Grundriss 41.25 m Feld

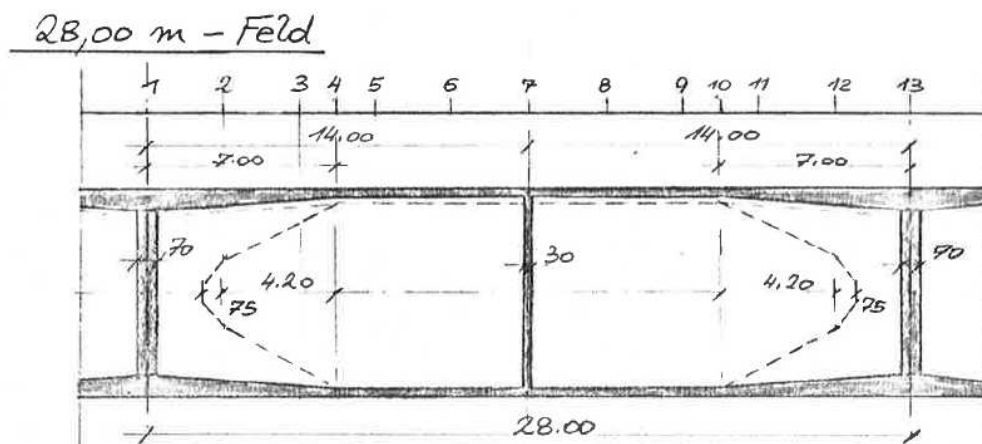


Abbildung 31: Grundriss 28 m Feld

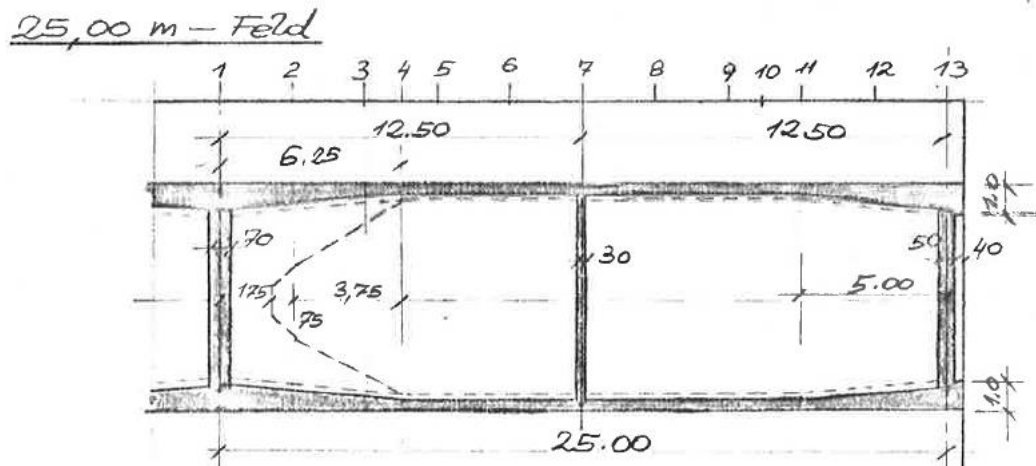


Abbildung 32: Grundriss 25 m Feld

4 Nachrechnung

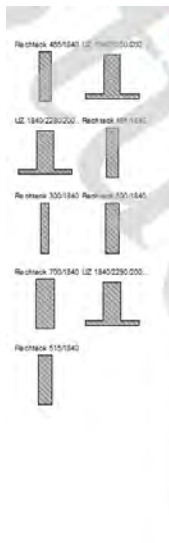
4.1 Statisches System und Modellierung

Wie bereits unter Kapitel 3.1 beschrieben sind die Tragwerke des Nord- und Südteils mit Ausnahme der Anordnung der Felder im Bereich des Wangauer Ache ident. Die statische Berechnung erfolgte deshalb nur für ein Tragwerk, nämlich das Nordtragwerk (siehe Abbildung 21). Weiters werden die Schnittgrößen nur für den äußeren Hauptträger analysiert.

Zur Modellierung des Systems und zur Berechnung der Schnittgrößen diente die Software Dlubal RFEM 5.14.01. Die Ermittlung der Schnittgrößen wurde für den Lehrgerüstzustand durchgeführt. Um die Querverteilung der Lasten aus der Fahrbahnplatte auf die Hauptträger berücksichtigen zu können, wurden diese als Rippenstäbe modelliert. Die Schnittgrößenermittlung der Fahrbahnplatte beruht somit auf der Plattentheorie.

Für den Beton wurde ein linear elastisches Materialmodell gewählt. Die Fahrbahnplatte wurde entsprechend der Querschnitte aus Kapitel 3.2 mit einer äquivalenten gleichmäßigen Plattendicke modelliert. Die Querscheiben über den Auflagern und in den jeweiligen Feldmitten wurden wie in Kapitel 3.3 ersichtlich, mit Dicken von 30 cm, 50 cm und 70 cm (Querschnitte 7, 8 und 11 gemäß Abbildung 33) gewählt. Die Rippenstäbe wurden pro Feld in jeweils 4 gleich lange Abschnitte aufgeteilt. Für diese Abschnitte wurde ein gleichmäßiger Querschnitt (flächenäquivalent) über die Länge bestimmt und in RFEM modelliert.

1.13 QUERSCHNITTE



Quers. Nr.	Mater. Nr.	I_T [cm ⁴] A [cm ²]	I_Y [cm ⁴] A _Y [cm ²]	I_Z [cm ⁴] A _Z [cm ²]	Hauptachsen α [°]	Drehung α' [°]	Gesamtabmessungen [mm]	
							Breite b	Höhe h
1	Rechteck 465/1840	5185249.00 8556.00	24139328.00 7130.00	1541684.33 7130.00	0.00	0.00	465.00	1840.00
2	UZ 1840/2250/200/660	14243651.00 15324.00	51313388.00 6573.88	22913487.67 9135.06	0.00	0.00	2250.00	1840.00
4	UZ 1840/2280/200/705	16906220.00 16122.00	53745560.00 7131.04	24542755.23 9766.28	0.00	0.00	2280.00	1840.00
5	Rechteck 465/1840	5185249.00 8556.00	24139328.00 7130.00	1541684.33 7130.00	0.00	0.00	465.00	1840.00
7	Rechteck 300/1840	1485909.88 5520.00	15573760.00 4600.00	414000.00 4600.00	0.00	0.00	300.00	1840.00
8	Rechteck 500/1840	6354757.50 9200.00	25956266.00 7666.67	1916666.68 7666.67	0.00	0.00	500.00	1840.00
11	Rechteck 700/1840	16003951.00 12880.00	36338772.00 10733.33	5259333.22 10733.33	0.00	0.00	700.00	1840.00
12	UZ 1840/2290/200/730	18499314.00 16552.00	55024576.00 7467.70	25331546.52 10128.91	0.00	0.00	2290.00	1840.00
13	Rechteck 515/1840	6901092.00 9476.00	26734954.00 7896.67	2094393.55 7896.67	0.00	0.00	515.00	1840.00

Abbildung 33: Querschnitte aus RFEM

Die Felder setzen sich aus folgenden Querschnitten (siehe Abbildung 33 und Abbildung 35) zusammen:

- 25,0 m Feld:
 - * Querschnitt 1 im Bereich des Endauflagers und in der Feldmitte (L=6,25 m)
 - * Querschnitt 2 im Bereich der Stütze (L=6,25 m)
- 28,0 m Feld:
 - * Querschnitt 4 im Bereich der Stütze (L=7,00 m)
 - * Querschnitt 5 in der Feldmitte (L=7,00 m)
- 41,25 m Feld:
 - * Querschnitt 12 im Bereich der Stütze (L=10,31 m)
 - * Querschnitt 13 in der Feldmitte (L=10,31 m)



Abbildung 34: Statisches Modell in RFEM, Übersicht

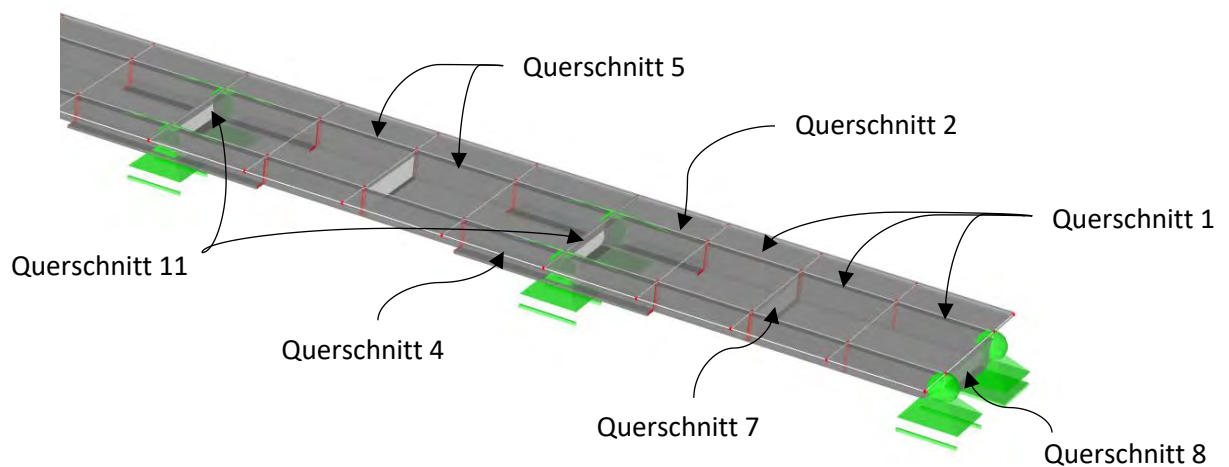


Abbildung 35: Statisches Modell in RFEM, Detailansicht

In dieser Arbeit werden exemplarisch vier Bereiche näher untersucht. Diese umfassen dabei das Endauflager sowie jeweils einen pro Stützenbereich (siehe Abbildung 48):

- Bereich Achse 10 (Endauflager, Widerlager Wien)
- Bereich Achse 20 (im Feldbereich mit 25 m Stützweite)
- Bereich Achse 30 (im Feldbereich mit 28 m Stützweite)
- Bereich Achse 40 (im Feldbereich mit 41,25 m Stützweite)

In diesen vier Bereichen wird in weiterer Folge das Tragverhalten in Bezug auf Querkraft analysiert.

4.2 Materialkennwerte

Für das Tragwerk wurde ein Beton mit Betongüte B300 verwendet. Gemäß Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 [13] ergeben sich dafür folgende charakteristische Materialkennwerte:

Tabelle 4: Materialkennwerte B300

f_{ck}	17,8 N/mm ²
f_{ctm}	2,05 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}=0,7*f_{ctm}$	1,43 N/mm ²
E_{cm}	29000 N/mm ²

Für die Bewehrung wurde ein Torstahl 40 (Klasse III) verwendet, für welchen sich gemäß ONR 24008 [13] folgende Materialkennwerte ergeben:

Tabelle 5: Materialkennwerte Torstahl 40 (III)

f_y	400 N/mm ²
E_s	200000 N/mm ²

Für den Spannstahl wurde gemäß Nachrechnungsstatik St160/175 mit folgenden Materialkennwerten gewählt:

Tabelle 6: Materialkennwerte Spannstahl St160/175

$f_{p,0.2}$	1570 N/mm ²
$f_{p,u}$	1717 N/mm ²
E_p	195000 N/mm ²

4.3 Lasten

Für die Berechnung der Schnittgrößen wurden ausgehend von der Nachrechnungsstatik nachfolgende Lasten angesetzt. Für die Verkehrslasten wurde dabei das maßgebende Lastmodell 1 (LM1) laut der aktuell gültigen ÖNORM EN 1991-2 [11] berücksichtigt.

Einzellasten welche innerhalb von $2 \cdot d$ vom Auflagerrand an der Bauteiloberseite angreifen dürfen gemäß ÖNORM EN 1992-2 [4] bei der Querkraftberechnung mittels Reduktionsfaktor β abgemindert werden. In den meisten Fällen führt das dazu, dass die maßgebende Laststellung für Einzellasten nicht direkt beim Auflager ist, sondern sich davon entfernt. Dieser Umstand wurde auch in diesem Fall berücksichtigt.

4.3.1 Ständige Lasten

Folgende ständige Lasten wurden angesetzt:

- Eigengewicht (LF1)
Das Eigengewicht wird durch die Software RFEM automatisch berechnet.

$$g_{\text{Eigengewicht}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Ausbaulasten (LF2)
Diese beinhaltet den Gehweg, die Randbalken, die Geländer, die Leitplanken und den Fahrbahnbelag. Die Lasten wurden dabei auf Grundlage der Nachrechnungsstatik angesetzt. Vereinfachend sind diese als Flächenlast verschmiert über das Tragwerk berücksichtigt worden. Die entnommene Last pro Hauptträger beträgt $g_{\text{Ausbau}} = 64,69 \text{ kN/m}$ (siehe Abbildung 36).
Das ergibt eine Last pro Quadratmeter von:

$$g_{\text{Ausbau}} = \frac{2 \cdot 64,69}{13,4} = 9,66 \text{ kN/m}^2$$

- Vorspannung (LF3)
Die Vorspannkraften wurden mittels Zusatzmodul RF-TENDON von Dlubal berechnet. Dabei wurden die sofortigen Spannkraftverluste analog zur Originalstatik berücksichtigt. Für die zeitabhängigen Verluste wurde zur Vereinfachung pauschal ein Verlust von 20% angesetzt.

4.3.2 Veränderliche Lasten

Folgende veränderliche Lasten wurden angesetzt:

- Gleichlast aus Verkehrslast LM1 (LF4)
Zunächst wurde die vorhandene Fahrflächenbreite von 11,50 m auf 3 Fahrstreifen mit jeweils 3 m und einen Reststreifen mit einer Breite von 2,50 m aufgeteilt (siehe Abbildung 36).

Die Gleichlasten für die jeweiligen Fahrstreifen betragen:

$$q_{FS1} = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Rest} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

- Radlasten aus Verkehrslast LM1 (LF5)

$$Q_{Rad,FS1} = 150 \text{ kN}$$

$$Q_{Rad,FS2} = 100 \text{ kN}$$

$$Q_{Rad,FS3} = 50 \text{ kN}$$

Diese Einzellasten wirken auf einer Radaufstandsfläche von 40x40 cm. Diese Lasten dürfen gemäß ÖNORM EN 1991-2 [11] unter einem Winkel von 45° bis auf die Mittelebene der Fahrbahnplatte ausgebreitet werden. Aufgrund der unterschiedlichen Dicke der Fahrbahnplatte über die Breite wurde dies nur über die Höhe des Fahrbahnbelags von 35 cm bis auf die Oberkante der Hauptkonstruktion durchgeführt. Die Radlast kann somit auf eine Gesamtfläche von $1,1 \text{ m} \cdot 1,1 \text{ m} = 1,21 \text{ m}^2$ ausgebreitet werden (siehe Abbildung 36).

Pro Quadratmeter ergibt dies:

$$q_{RAD,FS1} = 123,97 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{RAD,FS2} = 82,64 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{RAD,FS3} = 41,32 \text{ kN/m}^2$$

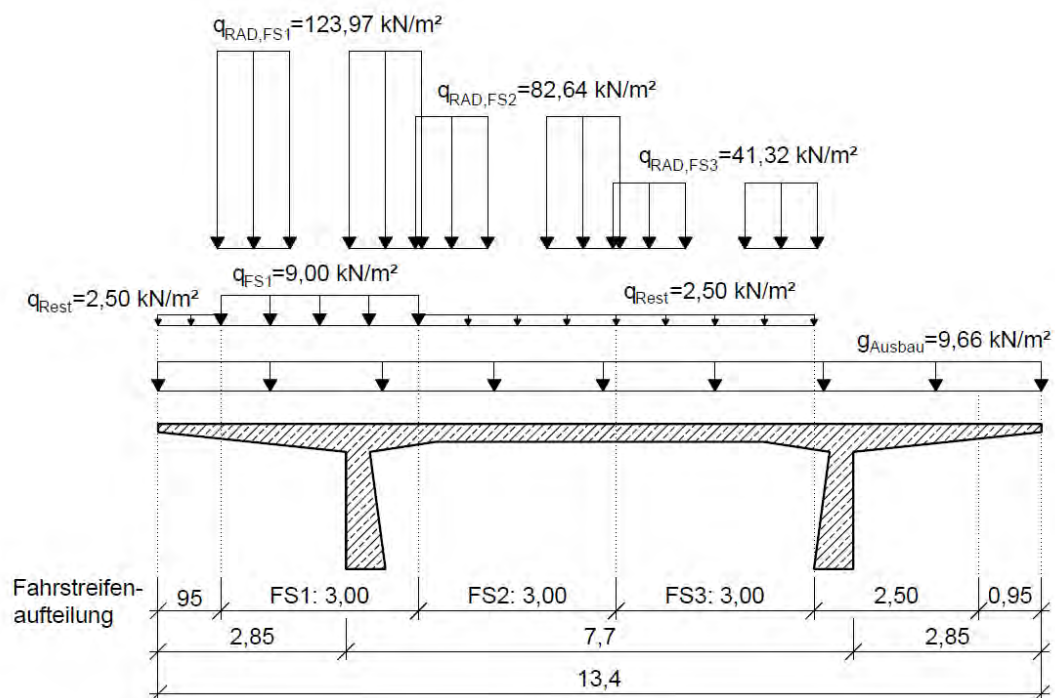


Abbildung 36: Lasten am Querschnitt

4.3.3 Lastkombinationen

Die Lastkombinationen haben folgenden Aufbau:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$$

Für die Nachweisstufe 1 wird folgende Lastkombination berechnet:

$$\text{LK1: } 1,35 \times (LF1 + LF2) + 1,35 \times (LF4 + LF5)$$

Für die Nachweisstufe 2 wird folgende Lastkombination berechnet:

$$\text{LK2: } 1,20 \times (LF1 + LF2) + 1,35 \times (LF4 + LF5)$$

Der Lastfall Vorspannung (LF3) wird gesondert berechnet und anschließend auf der Widerstandsseite berücksichtigt.

4.4 Modellierung der Spannkabel

Zur Ermittlung der Vorspannkkräfte aus den Kabeln wurde das Zusatzmodell RF-TENDON (Version 2016) verwendet. Grundlage dafür bildete die Kabelübersicht aus der Nachrechnungsstatik (siehe Abbildung 37). Aus dieser Übersicht kann die Anzahl der Kabel (erste Zahl) und die jeweilige Kabelform (zweite Zahl) abgelesen werden.

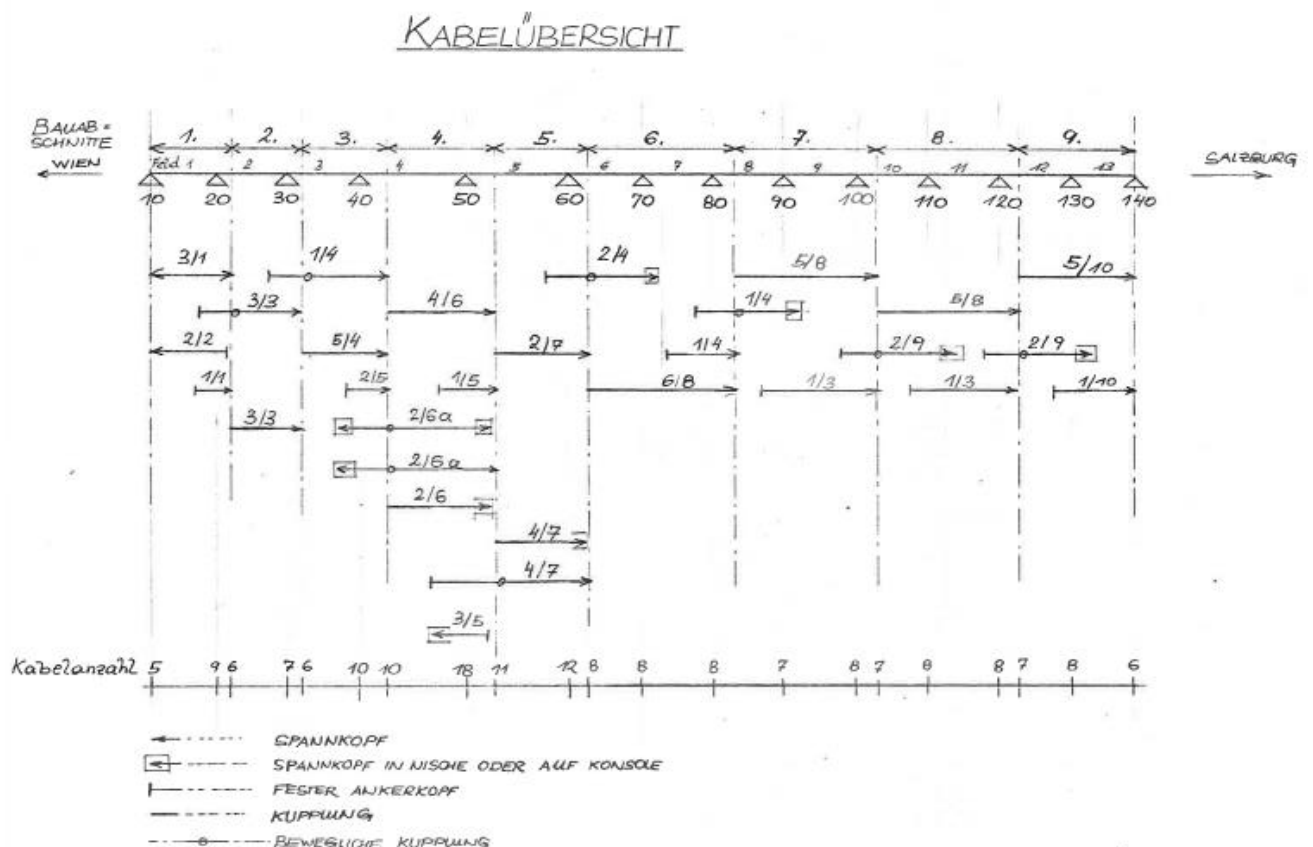


Abbildung 37: Kabelübersicht, entnommen aus der Nachrechnungsstatik.

Für das verwendete System können nach Angaben der Firma RELLA folgende Reibungsfaktoren eingesetzt werden:

- Reibungskoeffizient $\mu = 0,16$
- Ungewollter Umlenkwinkel $\beta = 0,33^\circ/m$

Jedes einzelne Kabel umfasst 42 Einzeldrähte zu je 6 mm Durchmesser, was einem Gesamtquerschnitt von 1188 mm^2 entspricht. Die zulässigen Spannungen wurden der Nachrechnungsstatik entnommen und betragen beim Spannen 1060 N/mm^2 und nach dem Spannen 963 N/mm^2 .

Für die globale Berechnung der Schnittgrößen wurden die verschiedenen Kabel zu einem einzigen „Ersatzkabel“ zusammengefasst. Dabei wurde aus den unterschiedlichen Kabellagen der Gesamtschwerpunkt der Kabel berechnet und im System übernommen. Dieses „Ersatzkabel“ ist für die Kabelform 2 in Abbildung 38 ersichtlich. Die Lage der einzelnen Kabel kann dabei Plan A5 im Anhang entnommen werden. Die weiteren Kabelformen und die einzelnen Lagen dieser Kabel sind in den Plänen A6 bis A16 ersichtlich (siehe Anhang).

Exemplarisch wird hier die Ermittlung der Spannungen für ein Kabel (Kabelform 2) gezeigt. In der bestehenden Nachrechnungsstatik wurde vereinfachend gerechnet (siehe Abbildung 40), während im Programm RF-TENDON eine genauere Berechnung der Verluste möglich ist (siehe Abbildung 39). Nachfolgend ist beispielhaft die Berechnung für die Kabelform 2 dargestellt. Die Kabelform 2 erstreckt sich über den gesamten ersten Bauabschnitt (siehe Abbildung 37).

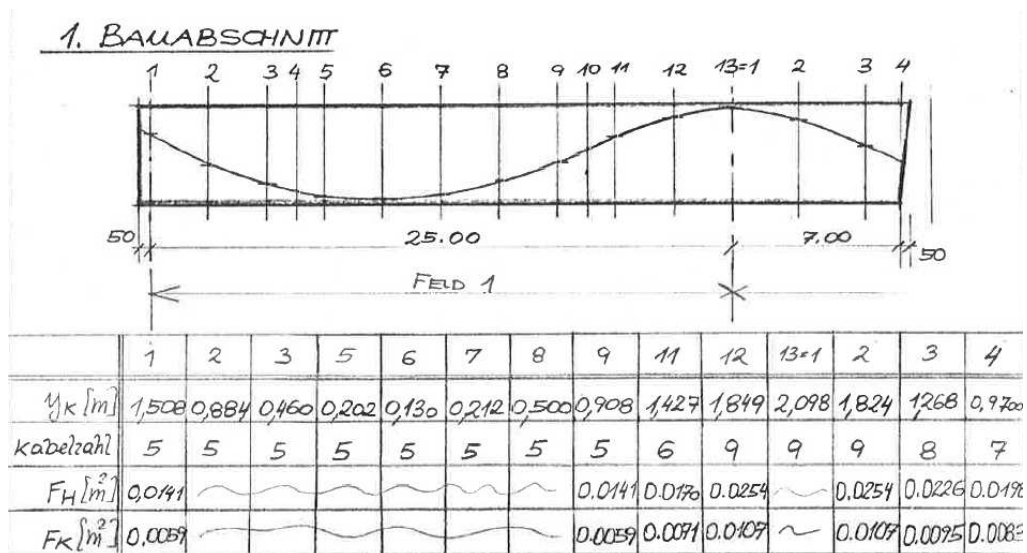


Abbildung 38: Kabellage für Kabelform 2; entnommen aus der Nachrechnungsstatik.

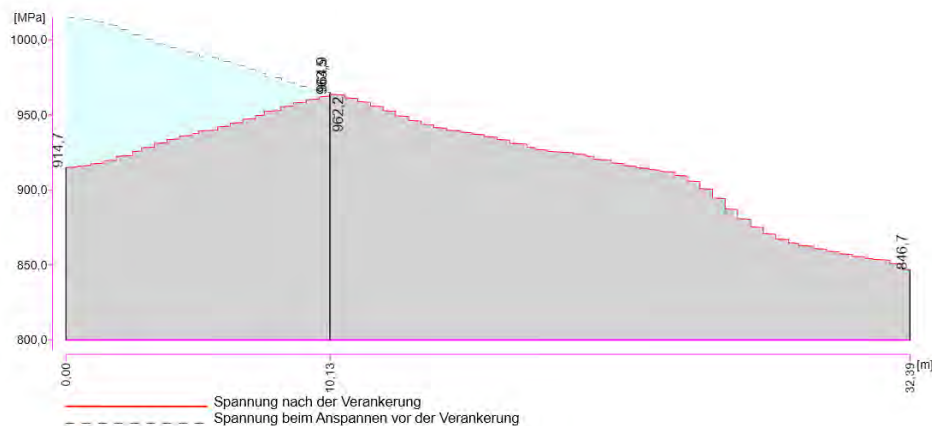


Abbildung 39: Berechnung der Spannung in der Kabelform 2 im Programm RF-TENDON

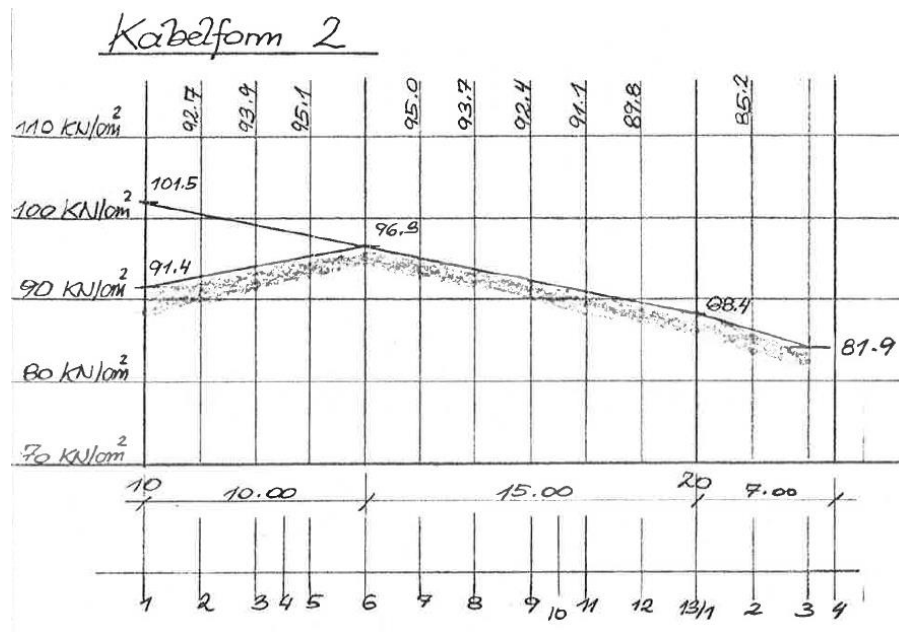


Abbildung 40: Berechnung der Spannung entlang der Kabelform 2, entnommen aus der Nachrechnungsstatik

Die Schnittgrößen aus dieser Modellierung können den Abbildungen in Kapitel 5 Ergebnisse / Nachweise entnommen werden.

4.5 Externe zusätzliche Vorspannung

Die später aufgebrachte externe zusätzliche Vorspannung wird durch 4 Kabel, welche jeweils an den äußeren Seiten des Hauptträgers angebracht sind, realisiert. Die Spanngliedführung im Aufriss wurde dabei so ausgeführt, dass nur Druckkräfte und keine zusätzlichen Momente in den Querschnitt eingeleitet werden. Für die Verluste wurden vereinfachend 5% der Vorspannkraft angesetzt.

Gemäß Nachrechnungsstatik wurden für dieses Spannsystem Litzen vom Typ F100, mit einem Querschnitt von $12 \cdot 100 = 1200 \text{ mm}^2$ pro Kabel verwendet. Für die Spannung in den Litzen wurden 1030 N/mm^2 angesetzt.

Dies ergibt:

$$F_{\text{extern}} = 4 \cdot 1200 \cdot 1030 \cdot 10^{-3} \cdot (1 - 5\%) = 4696,8 \text{ kN}$$

Durch die Vorspannung (Vorspannkraft gemäß Nachrechnungsstatik) wird somit eine zusätzliche Gesamtdruckkraft von 4696,8 kN in den Querschnitt eingebracht.

4.6 Bewehrungs- und Spanngliedführung

Nachfolgend wird die Bewehrungs- bzw. die Spanngliedführung für die vier betrachteten Bereiche erläutert.

Das Grundnetz der Bügelbewehrung besteht aus einer gebogenen Baustahlmatte CQ50 (entspricht $\varnothing 5\text{mm}/150\text{mm}$); (siehe Abbildung 41). Diese wurde an der oberen Seite durch die Bewehrung aus der Fahrbahnplatte geschlossen.

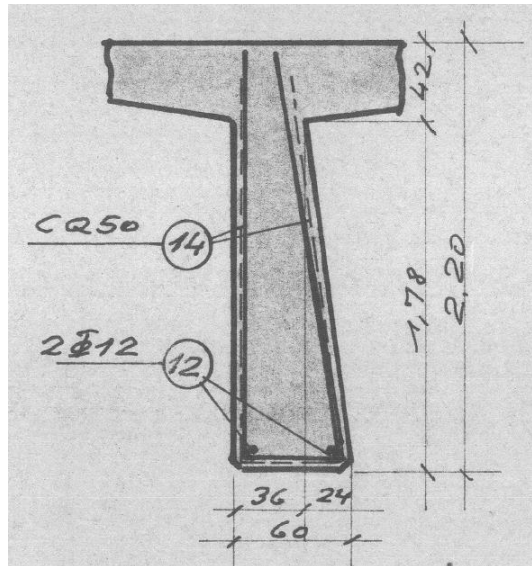


Abbildung 41: Grundnetz der Bügelbewehrung; entnommen aus Plan A2.

Zusätzlich wurden Bügel für die Kabelunterstellung eingebaut (siehe Abbildung 42). Diese weisen einen Durchmesser von $\varnothing 14$ mm auf und die Abstände zueinander sind in Abhängigkeit der Feldlänge ausgeführt. Bei einer Stützweite von 25 m beträgt dieser 83,3 cm, bei 28 m Stützweite 93,3 cm und bei 41,25 m ist dieser 103 cm groß. Die Bügel der Kabelunterstellung können auch als Querkraftbewehrung angesetzt werden.

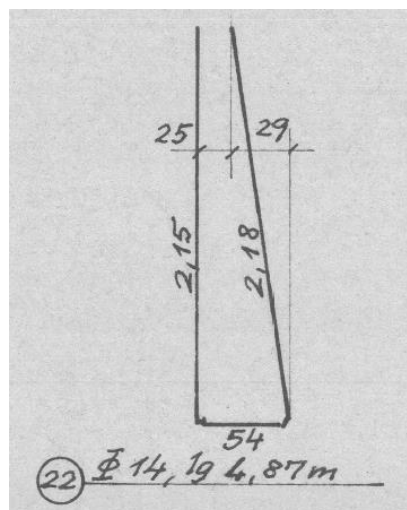


Abbildung 42: Bügel für Kabelunterstellung; entnommen aus Plan A2.

In der Achse 40 wurden 15 zusätzliche Bewehrungsstäbe $\varnothing 16$ mm / 160 mm eingelegt (siehe Abbildung 43). Diese sind jedoch an der oberen und der unteren Seite von der Bewehrung nicht umschlossen (laut Anmerkungen an den vorhandenen Plänen). Dieser Umstand entspricht jedoch nicht mehr den heutigen Anforderungen an die konstruktive Durchbildung.

Die übrigen betrachteten Bereiche enthalten keine zusätzliche Querkraftbewehrung. Diese vorhandene Querkraftbewehrung ist sehr gering und liegt im Stützbereich unter der Mindestbewehrung laut ÖNORM B 1992-2 [5] und im Feldbereich, unter der Annahme einer gemittelten Stegbreite, geringfügig darüber. Die Mindestbewehrung berechnet sich nach Gleichung (2.7) mit:

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,15 \cdot \frac{2,05}{348} = 0,000884 > \rho_{w,vorh,Stütz} = \frac{6,31}{0,98} \cdot 10^{-4} = 0,00064$$

Nachrechnung

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywd}} = 0,15 \cdot \frac{2,05}{348} = 0,000884 > \rho_{w,vorh,Feld,mittel} = \frac{6,31}{0,48} \cdot 10^{-4} = 0,00134$$

Die Verläufe der einzelnen Spannkabel werden für die untersuchten Bereiche in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt (siehe Abbildung 44 bis Abbildung 47).

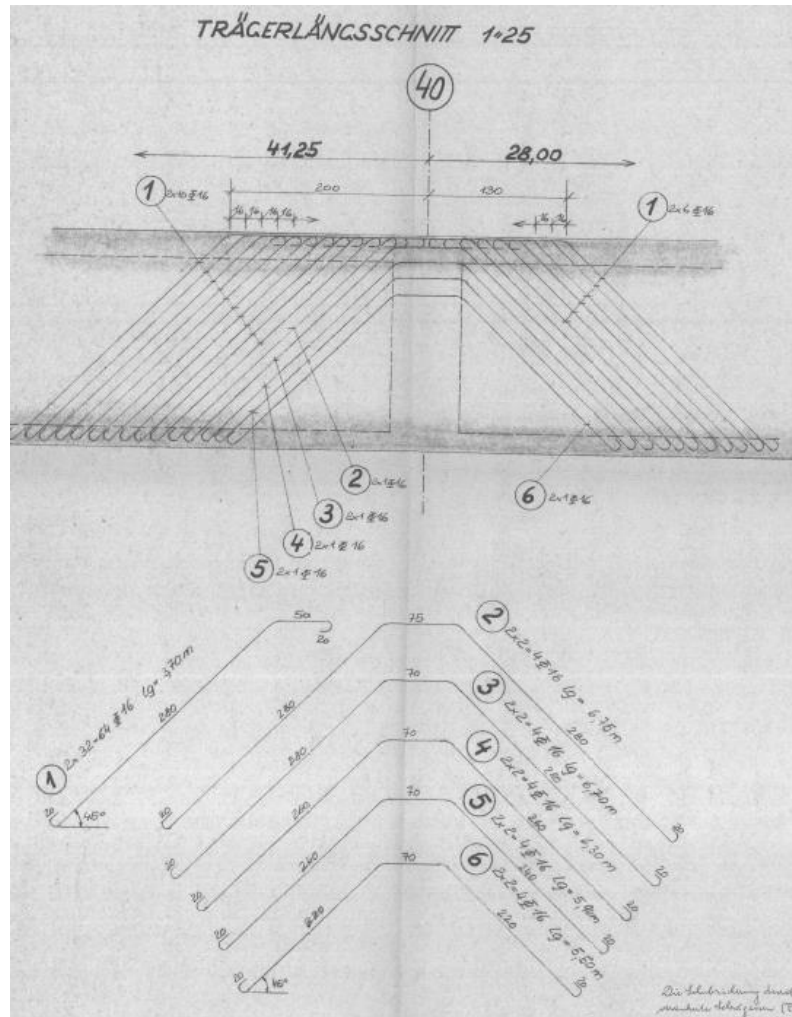


Abbildung 43: Stegzusatzbewehrung bei Achse 40; entnommen aus Plan A4.

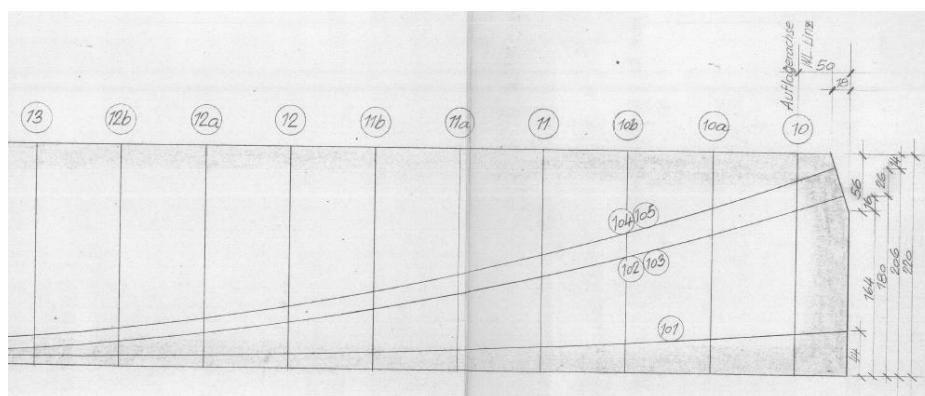


Abbildung 44: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 10; entnommen aus Plan A5.

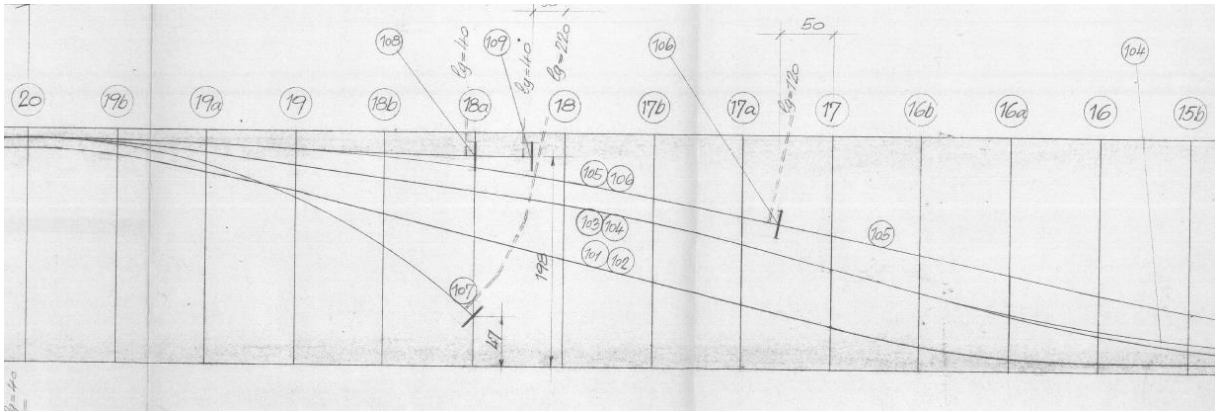


Abbildung 45: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 20; entnommen aus Plan A5.

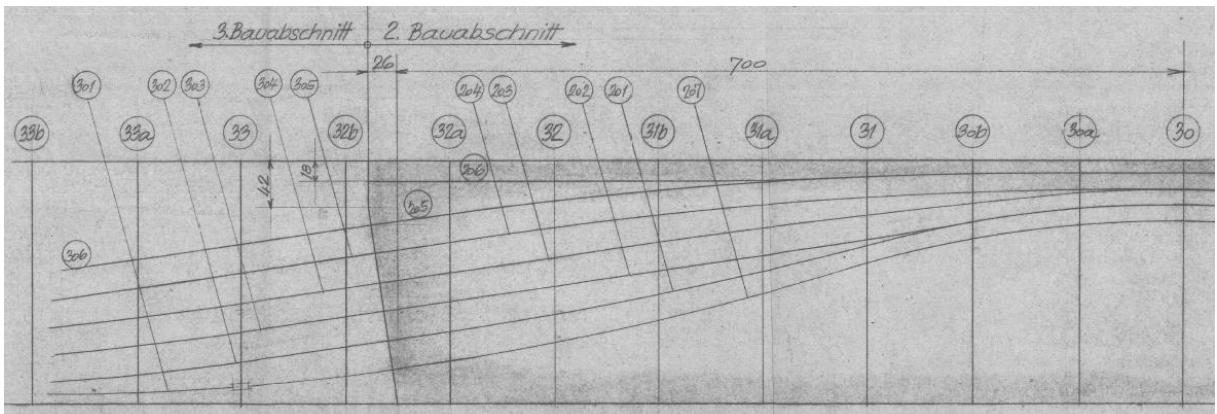


Abbildung 46: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 30; entnommen aus Plan A6.

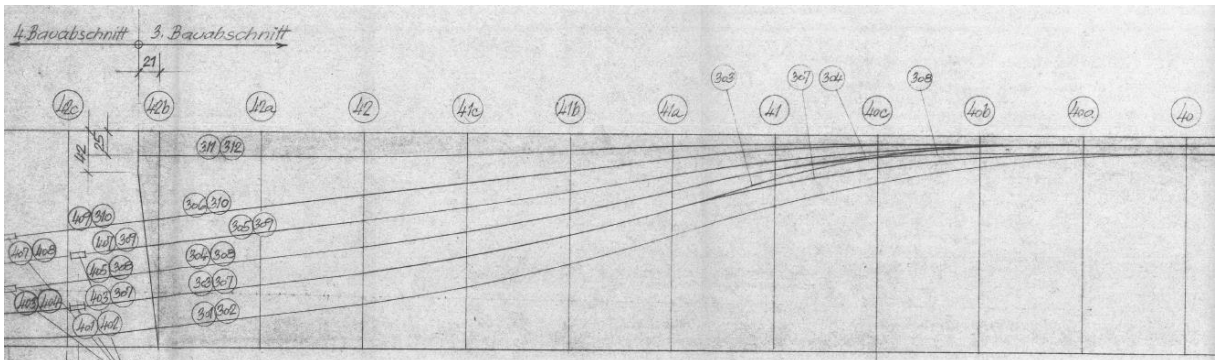


Abbildung 47: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 40; entnommen aus Plan A6.

5 Ergebnisse / Nachweise

Querkrafttragfähigkeit Allgemeines:

Wie unter Kapitel 2.3 ausgeführt, ist bei der Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach ÖNORM EN 1992-2 [4] ein Fachwerkmodell mit variabler Druckstrebenneigung θ abzuwenden. Gemäß nationalem Anwendungsdokument ÖNORM B 1992-2 [5] darf unter Voraussetzung eines vollkommen überdrückten Querschnitts die minimale Neigung der Druckstrebe mit $21,8^\circ$ ($\tan \theta_{\min} = 0,4$) angenommen werden.

Da bei diesem und generell bei Bauwerken mit geringer Querkraftbewehrung in der Regel der Nachweis der Tragfähigkeit der Bügelbewehrung maßgebend ist, wird für den Querkraftnachweis der untere Grenzwert mit $\tan \theta_{\min} = 0,4$ angewendet.

Sowohl im Eurocode 2 als auch im fib Model Code 2010 [14] ist der Nachweisschnitt im Abstand d von der Auflagerachse entfernt zu wählen. Aufgrund der verschiedenen Lagen der Spannkabel wird die statische Nutzhöhe wie folgt ermittelt:

$$d = \frac{A_s \cdot d_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i} \cdot d_{p,i}}{A_s + \sum_{i=1}^n A_{p,i}}$$

Dabei ist:

- $A_s, A_p \dots$ Querschnittsfläche der Bewehrung bzw. der Spannkabel
- $d_s, d_p \dots$ statische Nutzhöhe bezogen auf die Bewehrung bzw. auf das Spannkabel

Der innere Hebelarm z wird vereinfachend mit $0,9 \cdot d$ angenommen.

In der nachfolgenden Abbildung 48 ist die Lage für die einzelnen nachgewiesenen Bereiche übersichtsmäßig dargestellt.

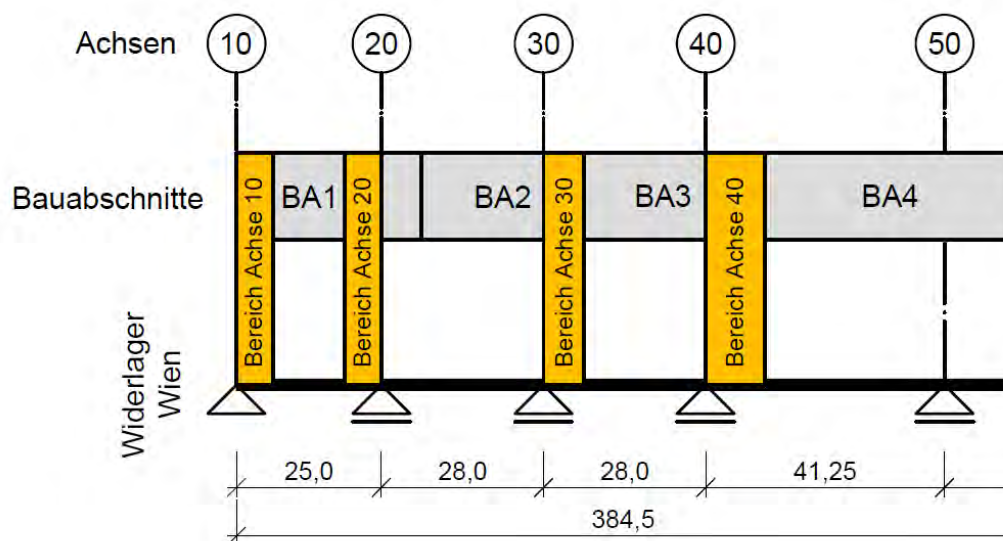


Abbildung 48: Lage der Nachweisbereiche

Die Berechnung der Querkräfte und der Biegemomente erfolgt in Anlehnung an die ONR 24008 [13] in 2 Stufen, wobei bei der Berechnung der Schnittgrößen in Stufe 2 die Teilsicherheitsfaktoren im Vergleich zur Berechnung in Stufe 1 reduziert werden können. Bei Verwendung von reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ können die ermittelten Schnittgrößen weiter verkleinert werden. Mit den Anpassungsfaktoren α_{qi} , α_{Qi} und α_{qr} werden dabei die Lasten aus dem Verkehrslastmodell LM1 angepasst.

In weiterer Folge wird für jeden der vier untersuchten Bereiche der Querkraftwiderstand beziehungsweise der Ausnutzungsgrad in Bezug auf Querkraft nach drei verschiedenen Varianten berechnet. Es wird dafür eine Nachrechnung nach ONR 24008 [13], welche einen Nachweis nach EC2 und einen Nachweis nach fib Model Code 2010 beinhaltet und in weiterer Folge eine Nachrechnung mit dem zonenbasierten Nachweiskonzept nach P. Huber durchgeführt.

Dieses Nachweiskonzept beinhaltet dabei, wie in Kapitel 2.5 beschrieben, für jeden der drei zu unterscheidenden Zonen eine individuelle Nachweisführung.

5.1 Querkraftnachweis im Bereich Achse 10 Endauflager

5.1.1 Schnittgrößen

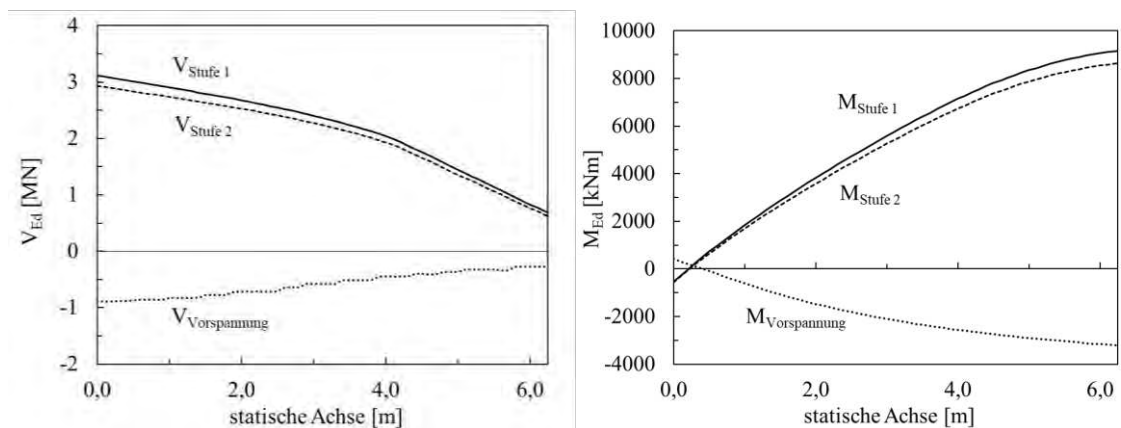


Abbildung 49: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 10 Endauflager

5.1.2 Nachrechnung nach ONR 24008

Abbildung 50 zeigt den Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit gemäß einer Nachrechnung nach ONR 24008 [13] nach Stufe 1 und ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung. Aufgrund der sehr geringen Querkraftbewehrung ergibt sich ein signifikantes Defizit in der Querkrafttragfähigkeit. Im Nachweisschnitt liegt der Ausnutzungsgrad η nach EC 2 bei $\eta = 4,0$ und nach fib Model Code 2010 bei $\eta = 4,8$.

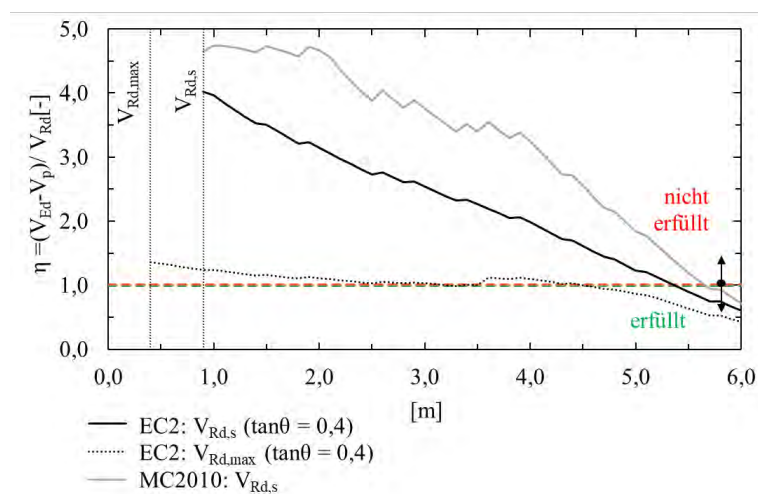


Abbildung 50: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 10 – Stufe 1 ohne externe Vorspannung

In Bereich des Endauflagers liefert die Berechnung nach fib Model Code 2010 eine geringere Tragfähigkeit als nach Eurocode 2. Dies liegt daran, dass zum einen ein geringer Vorspannungsgrad vorliegt und zum anderen, dass die hohe Querkraftbeanspruchung eine erhöhte rechnerische Längsdehnung auf halber Höhe des inneren Hebelarms erzeugt. Dadurch vergrößert sich der minimale Winkel des Druckspannungsfeldes und der anrechenbare Betontraganteil verringert sich.

Unter Anwendung der Nachrechnung nach Stufe 2 gemäß ONR 24008 [13] sowie mit Anwendung von reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ und der Berücksichtigung der externen Vorspannung ergeben sich ebenfalls sehr hohe Ausnutzungsgrade und ein bedeutendes Defizit in der Tragfähigkeit. Im Nachweisschnitt liegt der Ausnutzungsgrad sowohl nach EC 2 als auch nach fib Model Code 2010 [14] bei $\eta = 3,15$ (siehe Abbildung 51).

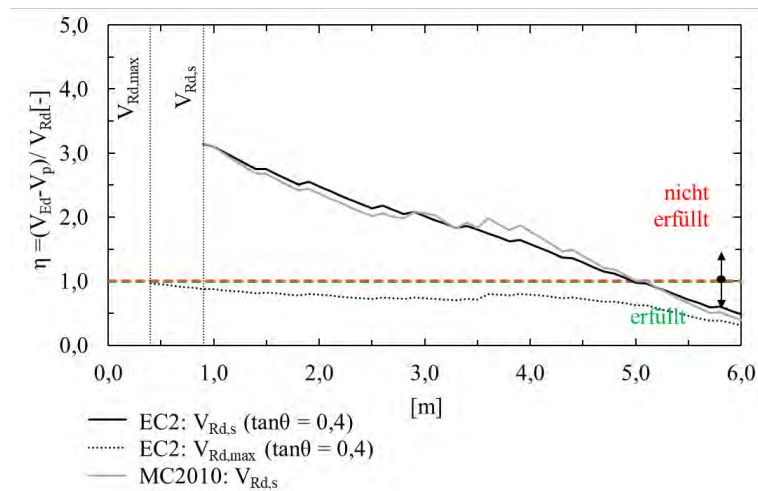


Abbildung 51: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externer Vorspannung

5.1.3 Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber

Um eine Einteilung in die unterschiedlichen Bereiche (siehe Abbildung 15) durchführen zu können, werden auf Basis der Schnittgrößen der statischen Berechnung die Normalspannungen $\sigma_{x,Ed}$ an der unteren und oberen Randfaser ermittelt (siehe Abbildung 52 bis Abbildung 54).

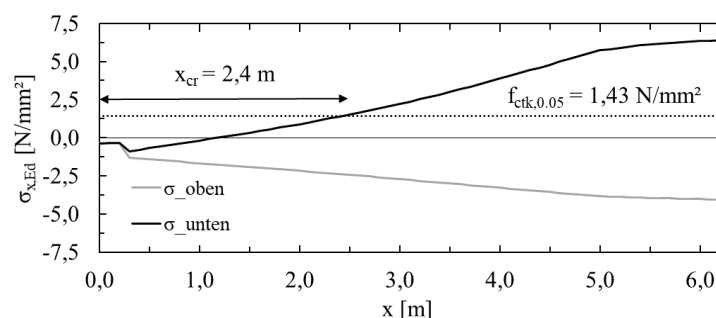


Abbildung 52: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 10 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

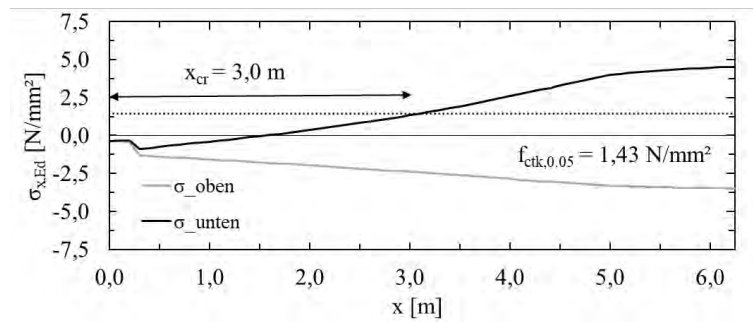


Abbildung 53: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung

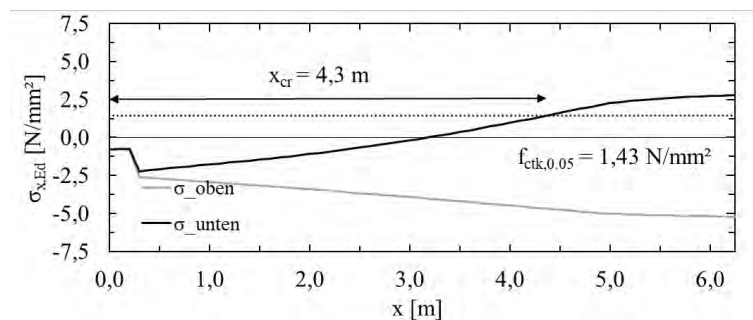


Abbildung 54: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung

Wie in Abbildung 52 ersichtlich, überschreitet die Normalspannung $\sigma_{x,Ed}$ an der unteren Randfaser (Zugfaser) nach Stufe 1 im Abstand von $x_{cr} = 2,4 \text{ m}$ von der Auflagerachse die Zugfestigkeit $f_{ctk,0.05} = 1,43 \text{ N/mm}^2$ des Betons.

Zwischen $x = 0,0 \text{ m}$ und $x = x_{cr} = 2,4 \text{ m}$ handelt es sich, wie in Abbildung 55 ersichtlich um den Bereich UN oder ST (Hauptzugspannungsnachweis oder ST-Modell) und ab $x = x_{cr} = 2,4 \text{ m}$ beginnt der Bereich FS (FSC-Modell). Im Bereich FS besteht die Gefahr, dass sich ein kritischer Biegeschubriss ausbilden kann.

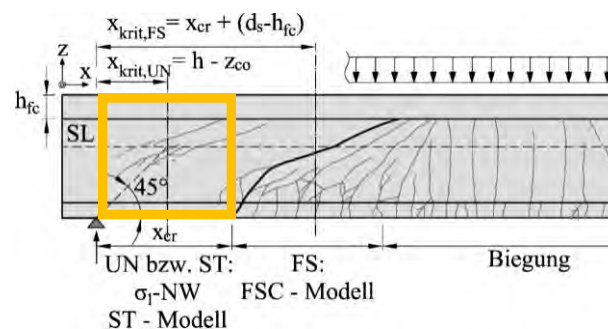


Abbildung 55: Bereich UN bzw. ST im Bereich Achse 10

Für die weiteren Nachrechnungsstufen erfolgt die Berechnung von x_{cr} analog. Die Ergebnisse für x_{cr} können Abbildung 53 und Abbildung 54 entnommen werden.

5.1.3.1 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 56 bis Abbildung 58) zeigen einen Vergleich der rechnerischen Hauptzugspannungen $\sigma_{1,Ed}$ entlang der statischen Achse mit dem zulässigen Spannungswert $\sigma_{1,zul}$, wobei dieser nach Gleichung (2.12) berechnet werden kann.

Die Nachweisführung erfolgt dazu zwischen $x = h - z_{c,0}$ (Schwerpunktabstand) und $x = x_{cr}$ (Stelle an der das Rissmoment überschritten ist).

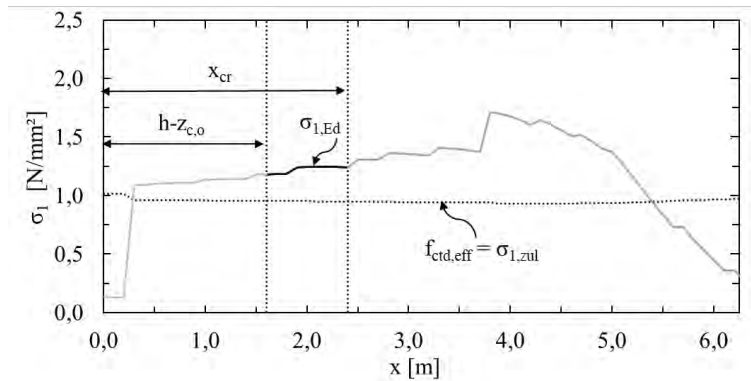


Abbildung 56: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 10 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

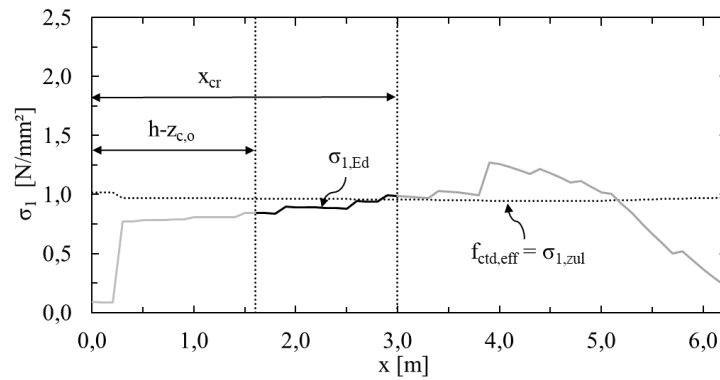


Abbildung 57: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung

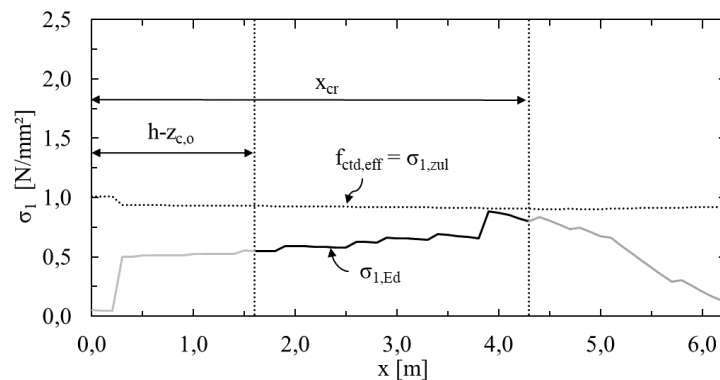


Abbildung 58: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung

Eine Nachrechnung nach Stufe 1 mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung führt zu einer Überschreitung der maximal zulässigen Hauptzugspannung.

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{1,24}{0,95} = 1,31$$

Auch beim Nachweis nach Stufe 2 mit reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ werden die zulässigen Hauptspannungen knapp überschritten.

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{0,99}{0,96} = 1,03$$

Durch den zusätzlichen Ansatz der externen Vorspannung beim Nachweis nach Stufe 2, kann der Hauptzugspannungsnachweis im Schwerpunkt des Querschnitts knapp erfüllt werden (siehe Abbildung 58).

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{0,88}{0,96} = 0,97$$

5.1.3.2 Nachweis nach dem ST-Modell im Bereich ST

Infolge Schubbeanspruchung im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss bei Vernachlässigung der externen Vorspannung davon ausgegangen werden, dass im Stegbereich Schubrisse auftreten. Der Nachweisschnitt wird in diesem Fall im Abstand $h - z_{c,0} = 1,6 \text{ m}$ gewählt (siehe Abbildung 59).

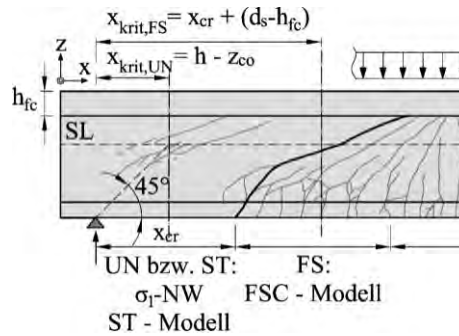


Abbildung 59: Bereich ST im Bereich der Achse 10; entnommen aus [3].

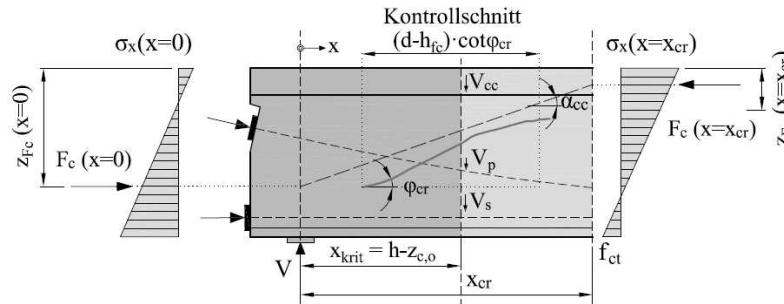


Abbildung 60: Grundlegende Modellannahmen im Bereich des Endauflagers; entnommen aus [3].

Aufgrund der Rissbildung muss die Zugspannung im Riss auf die Bügelbewehrung entlang des Hauptzugspannungsrisse umgelagert werden. Die Neigung des Schubrisse bei Rissbildung φ_{cr} wird dazu wie folgt berechnet (siehe Abbildung 60):

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \frac{2 \cdot \tau_{xz,max}}{\sigma_{cp}} = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \frac{2 \cdot 3,07}{1,28} = 39,11^\circ$$

Weiters wird angenommen, dass bei einem möglichen Versagen an dieser Stelle, der Schubriss zwischen den Flanschen ausgebildet wird. Die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_{Rd,s,ST}$ ergibt sich gemäß Gleichung (2.15) zu:

$$V_{Rd,s,ST} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot h_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} = 6,31 \cdot (220 - 28) \cdot 34,8 \cdot \cot 39,11^\circ = 597 \text{ kN}$$

Der Angriffspunkt der resultierenden Druckkraft F_{cc} variiert im Bereich ST entlang der statischen Achse. Dadurch entsteht eine Vertikalkomponente $V_{Rd,cc}$, welche einen Beitrag zum Abtrag von Querkraften liefert. Unter der Annahme von Ebenbleiben der Querschnitte sowie von elastischem Materialverhalten von Beton, kann die Neigung des Druckgurtes vereinfachend ermittelt werden. Dazu wird der Angriffspunkt der Druckkraft am Auflager $x = 0,4 \text{ m}$ (entspricht dem Ende des Querträgers) sowie an der Stelle $x = x_{cr}$ (theoretischen Rissstelle) betrachtet. Die Neigung der Druckkraft ergibt sich gemäß Kapitel 2.5.5 zu (siehe auch Abbildung 60):

$$\alpha_{cc} = \tan^{-1} \left(\frac{z_{FC}(M=0) - z_{FC}(M=M_{cr})}{x_{cr}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0,58 - 0,23}{2,4} \right) = 9,9^\circ$$

Auf der sicheren Seite liegend wird als einwirkende Betondruckkraft F_{cc} die geringste Vorspannkraft im untersuchten Bereich angesetzt:

$$V_{Rd,cc} = F_{cc} \cdot \sin \alpha_{cc} = 4302 \cdot \sin 9,9^\circ = 741 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p liefert einen zusätzlichen Anteil zum Abtrag der Querkraft. Gesamt lässt sich der Querkraftwiderstand gemäß Gleichung (2.14) im Bereich ST wie folgt angeben:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s,ST} + V_{Rd,cc} + V_{p,\infty} = 597 + 741 + 779 = 2117 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,ST} = 2117 \text{ kN} < V_{Ed} = 2772$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ST}} = 1,31$$

Der Nachweis nach Stufe 1 im Bereich ST kann somit nicht erbracht werden.

Die analoge Berechnung für einen Nachweis nach Stufe 2 mit den reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung ergibt:

$$V_{Rd,ST} = 1972 \text{ kN} < V_{Ed} = 2341$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ST}} = 1,19$$

Der Nachweis nach Stufe 2 im Bereich ST kann somit ebenfalls nicht erbracht werden.

Durch die nachträglich angebrachte externe Vorspannung erhöht sich der Querkraftwiderstand $V_{Rd,ST}$ im Bereich ST, wodurch sich der Nachweis nach Stufe 2 mit reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ knapp erbringen lässt:

$$V_{Rd,ST} = 2384 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 2341$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ST}} = 0,98$$

5.1.3.3 Nachweis nach dem FSC-Modell im Bereich FS

In diesem Bereich bildet sich der kritische Schubriss aus einem Biegeriss (mögliches Biegeschubversagen). Dazu wird das unter Kapitel 2.5.6 beschriebene Nachweisformat angewendet. Für die Anrechnung des Querkraftanteils des Betons in diesem Modell ist eine wesentliche Voraussetzung das Vorhandensein eines moderaten Vorspanngrades ($\sigma_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_c} \geq 2,0 \text{ N/mm}^2$). Im Bereich der Achse 10 ist diese Bedingung mit $\sigma_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_c} = 1,18 - 1,65 \text{ N/mm}^2$ nicht eingehalten und somit ist eine Anwendung des FSC-Modells strenggenommen nicht möglich.

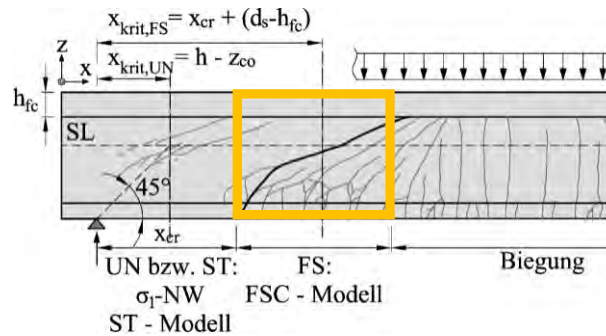


Abbildung 61: Bereich FS im Bereich Achse 10; entnommen aus [3]

Unter Verzicht dieser Anwendungsgrenze kann der Querkraftnachweis im Bereich FS nach dem „generellen Nachweis“ (Näherungsstufe 2) gemäß Kapitel 2.5.6.2 für eine Nachrechnung nach Stufe 1 knapp nicht erbracht werden. Der Ablauf der Berechnung kann den folgenden Seiten entnommen werden.

$$V_{Rd,FS} = 1911,4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1935 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,FS}} = 1,01$$

Alternativ wird der „Vereinfachte Nachweis“ (Näherungsstufe 1) gemäß Kapitel 2.5.6.1 für die Nachrechnung nach Stufe 1 angewendet. Dabei wird die Druckspannung mit einem Drittel der Druckfestigkeit des Betons angenommen und der Nachweisschnitt wird im Abstand $x_{krit,FS} = h = 2,2 \text{ m}$ gewählt.

Der Nachweis nach Stufe 1 ergibt dabei:

$$V_{Rd,FS} = 2267 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 2627 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,FS}} = 1,16$$

Der Nachweis kann somit nicht erbracht werden.

Durch den Ansatz der externen Vorspannung erhöht sich die Normalspannung infolge der horizontalen Komponente der Vorspannung auf:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_c} = 2,5 \text{ bis } 3,37 \text{ N/mm}^2$$

Dies ermöglicht eine Anwendung des FSC-Modells mit Einhaltung der Anwendungsgrenzen. Der Berechnungsablauf erfolgt wie unter Kapitel 2.5.6 angeführt.

Exemplarisch wird der Berechnungsablauf nach dem „generellen Nachweis“ (Näherungsstufe 2) für den Bereich Achse 10 nachfolgend gezeigt:

Ermittlung des Abstandes zum kritischen Schnitt $x_{krit,FS}$, an welchem die Bemessung durchgeführt wird (siehe Abbildung 61):

$$x_{krit,FS} = x_{cr} + (d_s - h_{fc}) = 2,4 + (2,16 - 0,27) = 4,29 \text{ m}$$

Die Rissneigung θ_{cr} darf gemäß Kapitel 2.5.6 vereinfachend als konstant mit $\theta_{cr} = 26,6^\circ$ (entspricht $\cot \theta_{cr} = 2,0$) angenommen werden.

Für die Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit betragen die Schnittgrößen im Schnitt $x_{krit,FS}$ infolge ständiger und veränderlicher Lasten (siehe Abbildung 49):

$$M_{Ed} = 8530,3 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1324,7 \text{ kN}$$

Berechnung der Druckzonenhöhe x :

$$x = \frac{A_i}{b_{fc}} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b_{fc} \cdot d}{A_i}} - 1 \right) = \frac{0,0412}{6,7} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 6,7 \cdot 1,79}{0,0412}} - 1 \right) = 0,142 \text{ m}$$

mit dem ideellen Querschnitt der Bewehrung A_s sowie des Spannstahls A_p :

$$A_i = A_s \cdot \frac{E_s}{E_{cm}} + A_p \cdot \frac{E_p}{E_{cm}} = \left(226 \cdot \frac{200000}{29235} + 5938 \cdot \frac{195000}{29235} \right) \cdot 10^{-6} = 0,0412 \text{ m}^2$$

und der statischen Nutzhöhe d im Abstand $x_{krit,FS}$ vom Auflager:

$$d = \frac{A_s \cdot d_s^2 + A_p \cdot d_p^2}{A_s \cdot d_s + A_p \cdot d_p} = \frac{226 \cdot 2,16^2 + 5938 \cdot 1,77^2}{226 \cdot 2,16 + 5938 \cdot 1,77} = 1,79 \text{ m}$$

Die Berechnung der Normalspannung im Anschnitt zwischen Obergurt und Steg infolge Biegung und Vorspannung erfolgt unter der Annahme von linear elastischem Materialverhalten des Betons:

$$\sigma_{x,cz,Ed} = \frac{-\frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed} \cdot \frac{z_u}{z} + P_x \cdot \frac{z - z_p}{z}}{b_{eff} \cdot x} = \frac{-\frac{8,530}{1,743} - 4,697 \cdot \frac{1,28}{1,743} - 0,089}{5,97 \cdot 0,142} = 9,93 \text{ N/mm}^2$$

$$\sum P_{x,0,i} \cdot \frac{z_{p,i} - z}{z} = 9,123 \cdot \left(\frac{1,726 - 1,743}{1,743} \right) = -0,089 \text{ MN}$$

mit dem inneren Hebelarm z :

$$z = d - \frac{x}{3} = 1,79 - \frac{0,142}{3} = 1,743$$

$$z_p = d_p - \frac{x}{3} = 1,77 - \frac{0,142}{3} = 1,726$$

Ermittlung der mitwirkenden Breite auf Schub mit der „wahren“ Druckzonenhöhe x :

$$b_{V,eff} = b_w + 2,5 \cdot h_{fc} \leq b_{fc} = 0,48 + 2,5 \cdot 0,27 = 1,153 \text{ m} \leq 6,7 \text{ m}$$

Die maximal aufnehmbare Schubspannung $\tau_{xz,max}$ auf Basis eines vorherrschenden biaxialen Spannungszustandes in der Druckzone beträgt:

$$\tau_{xz,max} = \sqrt{\left(2,5 - 0,5 \cdot \sigma_{x,cz,Ed} \right)^2 - \frac{1}{4} \cdot \sigma_{x,cz,Ed}^2} = \sqrt{(2,5 - 0,5 \cdot -9,93)^2 - \frac{1}{4} \cdot (-9,93)^2} = 5,57 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,cz}$ der Druckzone:

$$V_{Rd,cz} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\tau_{xz,max}}{\gamma_c} \cdot b_{V,eff} \cdot x \cdot \beta_{cc} = \frac{2}{3} \cdot \frac{5,57}{1,5} \cdot 1,153 \cdot 0,142 \cdot 1,69 \cdot 10^3 = 687,4 \text{ kN}$$

mit

$$\beta_{cc} = 2,15 - \frac{M_{Ed,max}}{3 \cdot V_{Ed,max} \cdot h} = 2,15 - \frac{9,420}{3 \cdot 3,113 \cdot 2,2} = 1,69$$

Die Schubtragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_{Rd,s,FS}$, welche entlang des kritischen Schubrisses aktiviert werden kann, berechnet sich mit:

$$V_{Rd,s,FS} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot (d_s - x) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_{cr} = 6,31 \cdot (2,16 - 0,142) \cdot 34,8 \cdot 2 = 886,3 \text{ kN}$$

Die Vorspannkraft P_0 hat eine Vertikalkomponente der Größe:

$$V_p = P_0 \cdot \sin \alpha_p = 327 \text{ kN}$$

Die Gesamtquerkrafttragfähigkeit im Bereich FS ergibt sich zu:

$$V_{Rd,FS} = V_{Rd,s,FS} + V_{Rd,cz} + V_{p,\infty} = 886,3 + 687,4 + 327 = 1900,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,FS} = 1900,7 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1324,6 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,FS}} = 0,70$$

Im Vergleich zur Berechnung ohne der externen Vorspannung mit einer Ausnutzung von 1,01, kann der Ausnutzungsgrad durch die Berücksichtigung der Vorspannung auf 0,70 deutlich reduziert werden.

Die analoge Berechnung für einen Nachweis nach Stufe 2 mit den reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Q_i} = \alpha_{qr} = 0,8$ ohne der externen Vorspannung ergibt:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,FS}} = \frac{1329,7}{1781,6} = 0,75$$

Der Nachweis lässt sich somit unter einer Ausnutzung von 75% erbringen.

Berücksichtigt man auch die externe Vorspannung so ergibt sich:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,FS}} = \frac{668,1}{1825,4} = 0,37$$

Der Nachweis lässt sich nun mit einer Ausnutzung von 37% deutlich erbringen.

Bei der Berechnung nach dem „Vereinfachten Nachweis“ (Näherungsstufe 1) gemäß Kapitel 2.5.6.1 würde der positive Effekt der externen Vorspannung nicht berücksichtigt werden und der Ausnutzungsgrad wäre unabhängig davon, ob eine externe Vorspannung vorliegt oder nicht. Die Nachweisführung erfolgt somit analog zur Nachweisführung ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung.

Tabelle 7: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 10

Stufe ONR	$\alpha_{qi} = \alpha_{Q_i}$ $= \alpha_{qr}$	Externe Vorspannung	Ausnutzungsgrad		
			Hauptzug- spannungen	ST-Modell	FSC-Modell
1	1,00	nein	1,31	1,31	1,01
1	1,00	ja	-	-	0,70
2	0,80	nein	1,03	1,19	0,75
2	0,80	ja	0,97	0,98	0,37

5.2 Querkraftnachweis im Bereich Achse 20

5.2.1 Schnittgrößen

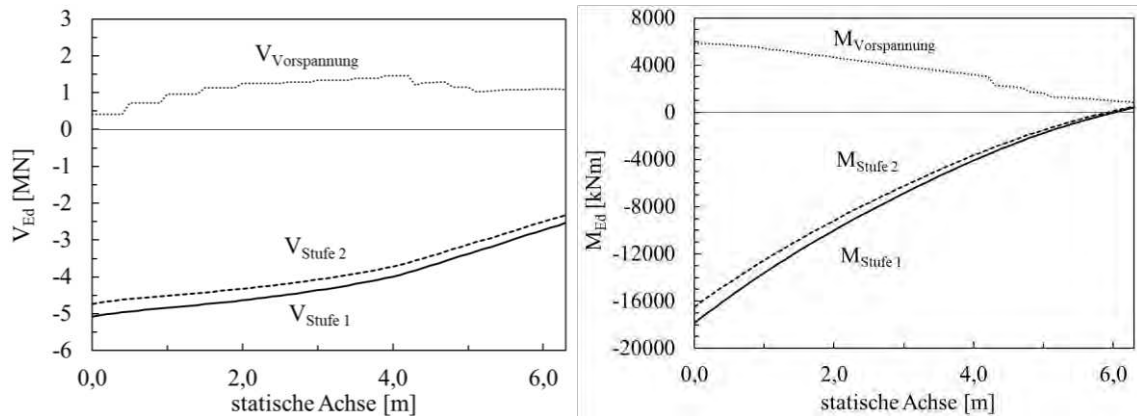


Abbildung 62: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 20

5.2.2 Nachrechnung nach ONR 24008

Abbildung 63 zeigt den Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit gemäß einer Nachrechnung nach ONR 24008 [13] nach Stufe 1 und ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung. Aufgrund der sehr geringen Querkraftbewehrung ergibt sich auch im Bereich der Achse 20 ein signifikantes Defizit in der Querkrafttragfähigkeit. Im Nachweisschnitt liegt der Ausnutzungsgrad nach EC 2 bei $\eta = 3,67$ und nach fib Model Code 2010 bei $\eta = 3,35$.

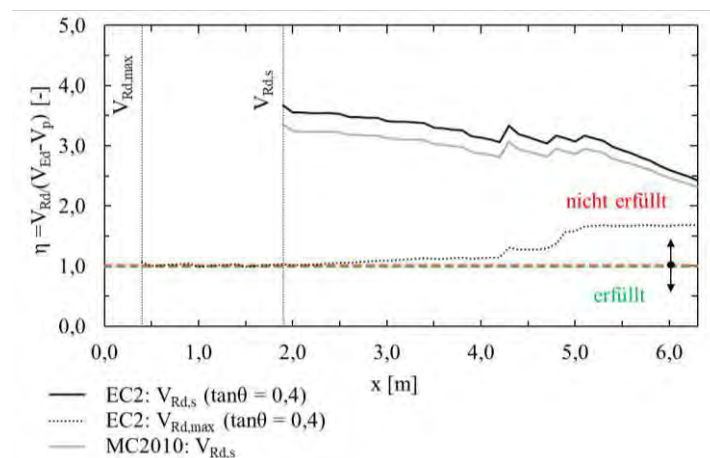


Abbildung 63: Nachrechnung nach ONR 24008 Stufe 1 ohne externer Vorspannung

Unter Anwendung der Nachrechnung nach Stufe 2 gemäß ONR 24008 [13] sowie mit Anwendung von reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ und der Berücksichtigung der externen Vorspannung ergeben sich ebenfalls sehr hohe Ausnutzungsgrade und ein bedeutendes Defizit in der Tragfähigkeit in Bezug auf Querkraft. Im Nachweisschnitt liegt der Ausnutzungsgrad nach EC 2 bei $\eta = 2,96$ und nach fib Model Code 2010 [14] bei $\eta = 2,70$ (siehe Abbildung 64).

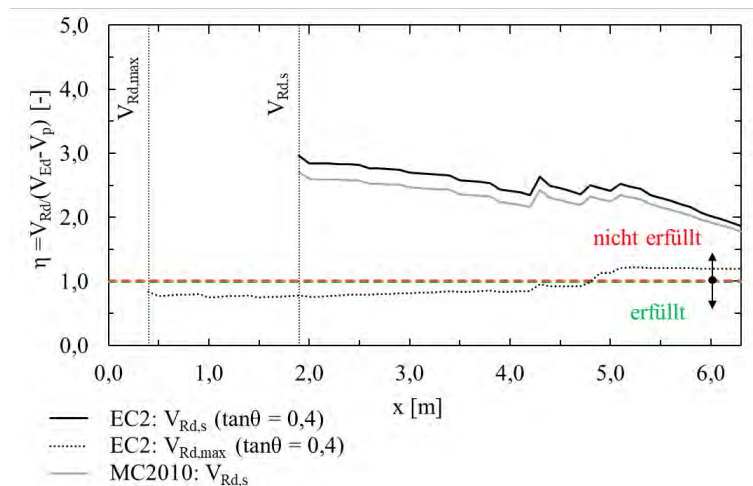


Abbildung 64: Nachrechnung nach ONR 24008 Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Q_i} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externe Vorspannung

5.2.3 Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber

Um eine Einteilung in die unterschiedlichen Bereiche (siehe Abbildung 15) durchführen zu können, werden auf Basis der Schnittgrößen der statischen Berechnung die Normalspannungen $\sigma_{x,Ed}$ an der unteren und oberen Randfaser ermittelt (siehe Abbildung 65).

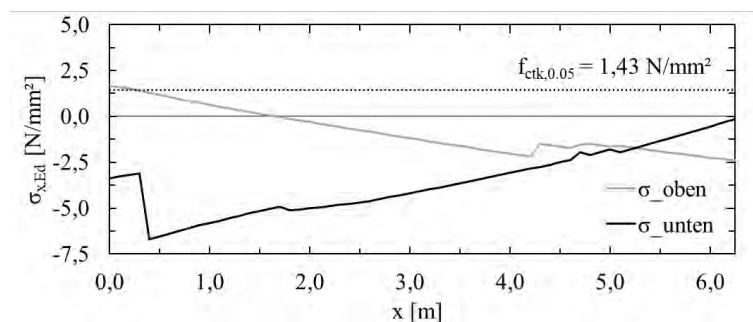


Abbildung 65: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 20 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

Da die Normalspannungen an der Randfaser den 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten, kann davon ausgegangen werden, dass sich im Bereich der Achse 20 kein FS-Bereich ausbilden wird und somit auch keine Gefahr durch einen kritischen Biegeschubriss besteht.

5.2.3.1 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN

Es ist zu überprüfen, ob sich im Steg reine Schubriss ausbilden können. Anhand der Berechnung der Hauptzugspannungen kann dies durchgeführt werden. Aufgrund der vorhandenen Querschnittsform (gevouteter Steg) wird dies sowohl im Schwerpunkt als auch im Anschnitt zwischen Obergurt und Steg kontrolliert. Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 67 bis Abbildung 69) zeigen dazu den Vergleich der vorhandenen Hauptzugspannung $\sigma_{1,Ed}$ mit der maximal zulässigen Spannung $\sigma_{1,zul}$ für die verschiedenen Belastungsszenarien, wobei dieser nach Gleichung (2.12) berechnet werden kann.

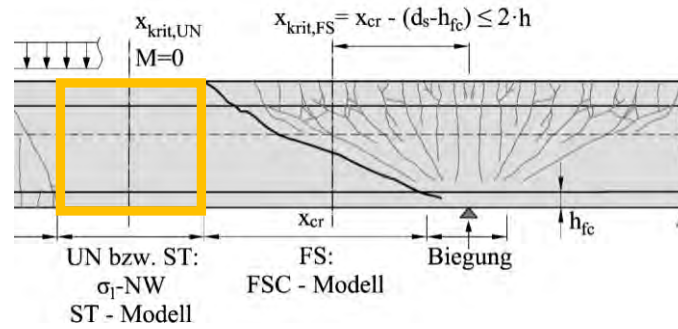


Abbildung 66: Bereich UN bzw. Bereich ST im Bereich der Achse 20

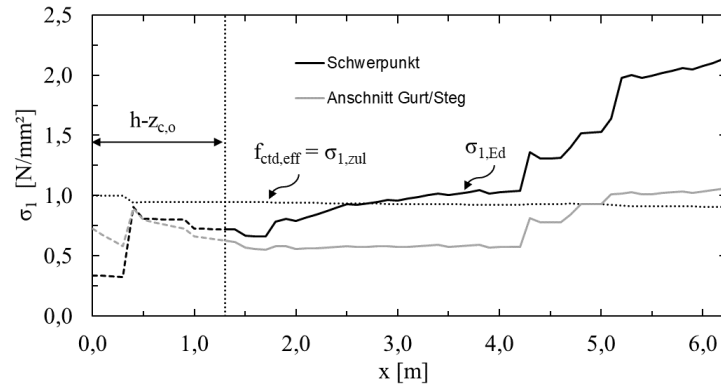


Abbildung 67: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

Für diese Belastung kommt es ab der Stelle $x = 2,6 \text{ m}$ zu einer Überschreitung der maximalen Hauptzugspannung,

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{2,16}{0,90} = 2,39$$

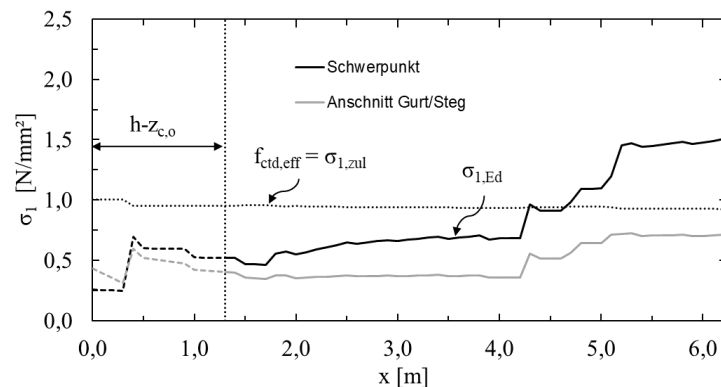


Abbildung 68: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung

Durch die Berechnung nach Stufe zwei und Reduktion der Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ verschiebt sich die Grenze auf $x = 4,3 \text{ m}$ und der Nachweis ergibt:

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{1,52}{0,92} = 1,64$$

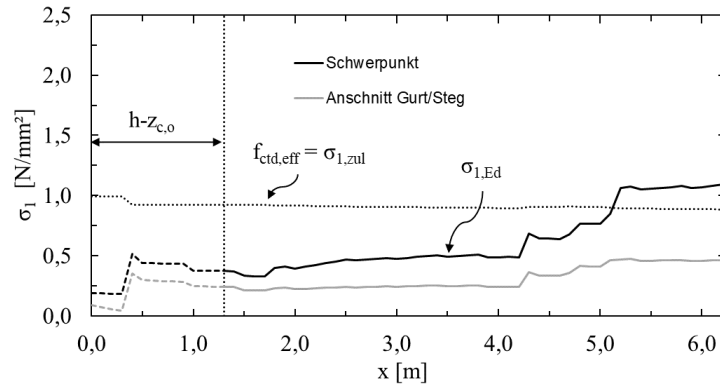


Abbildung 69: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung

Bei der zusätzlichen Berücksichtigung der externen Vorspannung verschiebt sich die Grenze weiter bis auf $x = 5,2 \text{ m}$ (siehe Abbildung 69). Der Hauptzugspannungsnachweis im Schwerpunkt des Querschnittes kann auch hier nicht erfüllt werden.

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{1,10}{0,88} = 1,25$$

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss somit davon ausgegangen werden, dass der Stegbereich infolge der Schubbeanspruchung gerissen ist. Es wird somit das Nachweismodell für den ST-Bereich angewendet.

5.2.3.2 Nachweis nach dem ST-Modell im Bereich ST

Nachfolgend erfolgt die Berechnung nach Stufe 1, ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung. Aufgrund der Rissbildung muss die Zugspannung im Riss auf die Bügelbewehrung entlang des Hauptzugspannungsrissses umgelagert werden. Die Neigung des Schubrissses bei Rissbildung φ_{cr} (siehe Abbildung 16) wird gemäß Kapitel 2.5.5 wie folgt berechnet:

$$\varphi_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \frac{2 \cdot \tau_{xz,max}}{\sigma_{cp}} = \frac{1}{2} \cdot \tan^{-1} \frac{2 \cdot 3,41}{2,16} = 36,2^\circ$$

Weiters wird angenommen, dass bei einem möglichen Versagen an dieser Stelle, der Schubriss zwischen den Flanschen ausgebildet wird. Die Tragfähigkeit der Bügelbewehrung $V_{Rd,s,ST}$ ergibt sich nach Gleichung (2.14) zu:

$$V_{Rd,s,ST} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot h_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \varphi_{cr} = 6,31 \cdot (220 - 28 - 20) \cdot 34,8 \cdot \cot 36,2^\circ = 592,8 \text{ kN}$$

Der Angriffspunkt der resultierenden Druckkraft F_{cc} variiert im Bereich ST entlang der statischen Achse. Dadurch entsteht eine Vertikalkomponente $V_{Rd,cc}$, welche einen Beitrag zum Abtrag von Querkraften liefert. Unter der Annahme von Ebenbleiben der Querschnitte sowie von elastischem Materialverhalten von Beton, kann die Neigung des Druckgurtes vereinfachend ermittelt werden. Dazu wird der Angriffspunkt der Druckkraft am Auflager $x = 0,4 \text{ m}$ (entspricht dem Ende des Querträgers) sowie an der Stelle des Momentnullpunktes $x = 6,0 \text{ m}$ betrachtet.

Die Neigung der Druckkraft α_{cc} ergibt sich somit zu:

$$\alpha_{cc} = \tan^{-1} \left(\frac{1,74 - 0,29}{5,6} \right) = 14,72^\circ$$

Auf der sicheren Seite liegend wird als einwirkende Betondruckkraft F_{cc} die geringste Vorspannkraft im untersuchten Bereich angesetzt:

$$V_{Rd,cc} = F_{cc} \cdot \sin \alpha_{cc} = 5171,8 \cdot \sin 14,72^\circ = 1313,8 \text{ kN}$$

Die Vertikalkomponente der Vorspannkraft V_p liefert einen zusätzlichen Anteil zum Abtrag von Querkraft. Gesamt lässt sich der Querkraftwiderstand gemäß Gleichung (2.13) im Bereich ST (siehe Abbildung 66) wie folgt angeben:

$$V_{Rd,ST} = V_{Rd,s,ST} + V_{Rd,cc} + V_{p,\infty} = 592,8 + 1313,8 + 1294,1 = 3200,1 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,ST} = 3200,1 \text{ kN} < V_{Ed} = 4482,2$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ST}} = 1,40$$

Der Nachweis nach Stufe 1 im Bereich ST kann somit nicht erbracht werden.

Die analoge Berechnung für einen Nachweis nach Stufe 2 mit den reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung ergibt:

$$V_{Rd,ST} = 3110,5 \text{ kN} < V_{Ed} = 3113,0$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ST}} = 1,001$$

Der Nachweis nach Stufe 2 im Bereich ST kann somit ebenfalls ganz knapp nicht erbracht werden.

Durch die nachträglich angebrachte externe Vorspannung erhöht sich der Querkraftwiderstand $V_{Rd,ST}$ im Bereich ST, wodurch sich der Nachweis nach Stufe 2 mit reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ knapp erbringen lässt:

$$V_{Rd,ST} = 3578,4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 2842,9$$

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,ST}} = 0,79$$

5.2.3.3 Nachweis nach dem FSC-Modell im Bereich FS

Dieser Bereich bildet sich gemäß Abbildung 65 nicht aus und wird somit nicht untersucht.

Tabelle 8: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 20

Stufe ONR	$\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr}$	Externe Vorspannung	Ausnutzungsgrad		
			Hauptzugspannungen	ST-Modell	FSC-Modell
1	1,00	nein	2,39	1,40	-
2	0,80	nein	1,64	1,00	-
2	0,80	ja	1,25	0,79	-

5.3 Querkraftnachweis im Bereich Achse 30

5.3.1 Schnittgrößen

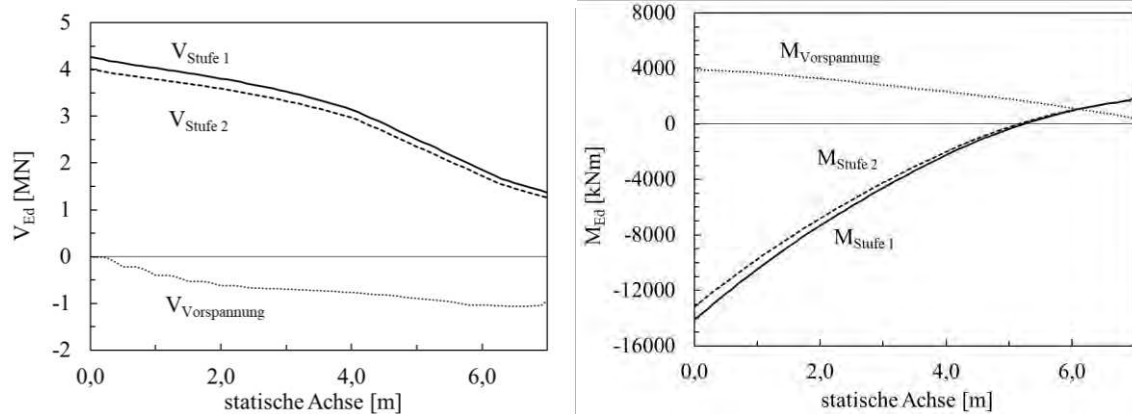


Abbildung 70: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 30

5.3.2 Nachrechnung nach ONR 24008

Abbildung 71 zeigt den Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit gemäß einer Nachrechnung nach ONR 24008 [13] nach Stufe 1 ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung. Aufgrund der sehr geringen Querkraftbewehrung ergibt sich auch im Bereich Achse 30 ein signifikantes Defizit in der Querkrafttragfähigkeit. Im Nachweisschnitt liegt der Ausnutzungsgrad nach EC 2 bei $\eta = 3,88$ und nach fib Model Code 2010 bei $\eta = 3,56$.

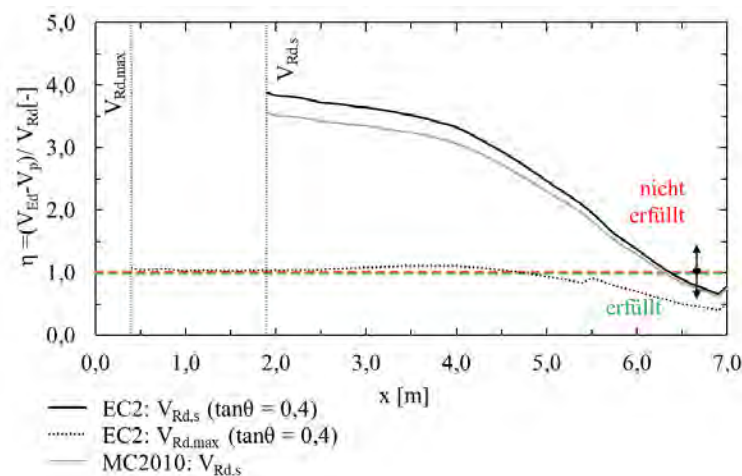


Abbildung 71: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 30 - Stufe 1 ohne externer Vorspannung

Unter Anwendung der Nachrechnung nach Stufe 2 gemäß ONR 24008 [13] sowie mit Anwendung von reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ und der Berücksichtigung der externen Vorspannung ergeben sich ebenfalls sehr hohe Ausnutzungsgrade und ein bedeutendes Defizit in der Tragfähigkeit in Bezug auf Querkraft. Im Nachweisschnitt liegt der Ausnutzungsgrad nach EC 2 bei $\eta = 3,18$ und nach fib Model Code 2010 [14] bei $\eta = 2,91$ (siehe Abbildung 72).

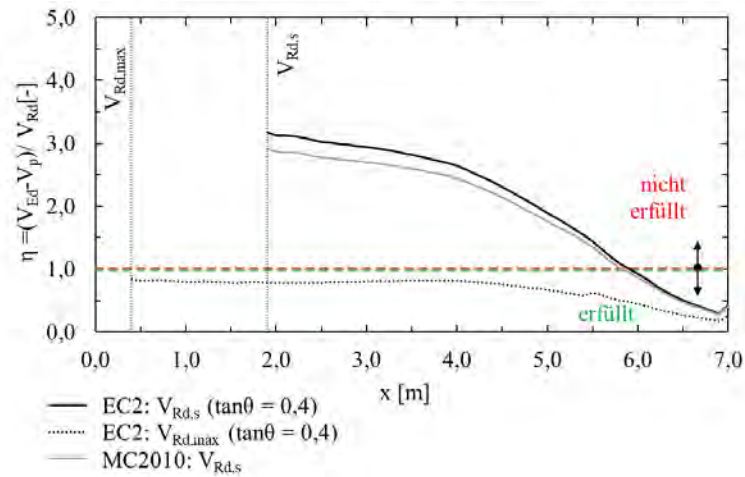


Abbildung 72: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 30 - Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externe Vorspannung

5.3.3 Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber

Um eine Einteilung in die unterschiedlichen Bereiche (siehe Abbildung 15) durchführen zu können, werden auch hier auf Basis der Schnittgrößen aus der statischen Berechnung die Normalspannungen $\sigma_{x,Ed}$ an der unteren und oberen Randfaser ermittelt (siehe Abbildung 73).

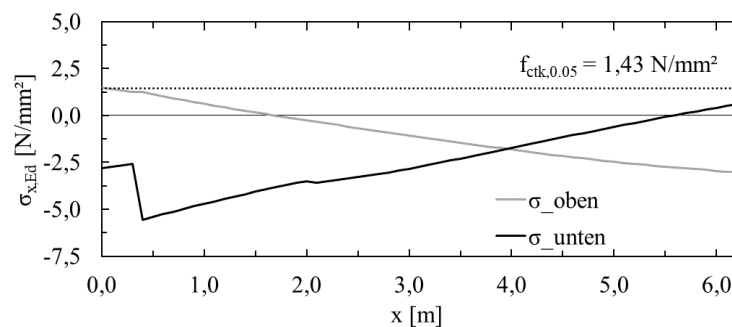


Abbildung 73: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 30 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

Wie in Abbildung 73 zu sehen, kommt es an keiner Stelle zur Überschreitung der Zugfestigkeit. Das bedeutet, dass sich in diesem Bereich lediglich der Bereich UN ausbildet.

5.3.3.1 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN

Um den Nachweis der Hauptzugspannungen führen zu können, wurden diese Spannungen gemäß Gleichung (2.12) berechnet und entlang der statischen Achse aufgetragen. Wie in Abbildung 74 zu sehen überschreiten die Hauptzugspannungen $\sigma_{1,Ed}$ an keiner Stelle die maximal zulässige Spannung $\sigma_{1,zul}$ (siehe Abbildung 74).

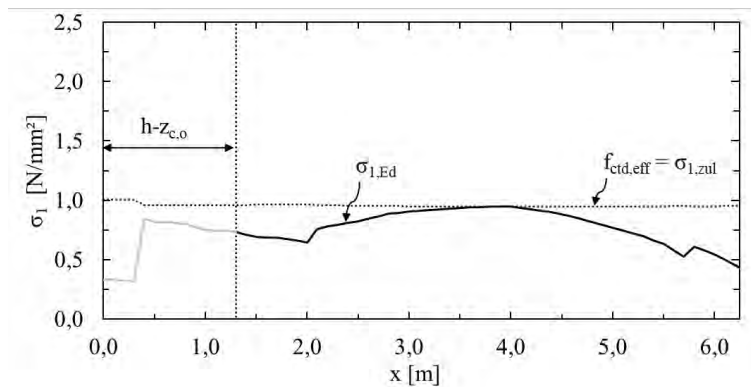


Abbildung 74: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 30 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{0,95}{0,95} = 1,00$$

Da die Spannungen nirgends überschritten werden, kann im Grenzzustand der Tragfähigkeit davon ausgegangen werden, dass es zu keiner Schubrissbildung im Steg kommen wird. Eine weitere Nachweisführung nach dem Modell ST ist somit nicht notwendig.

Tabelle 9: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 30

Stufe ONR	$\alpha_{qi} = \alpha_{qi}$ $= \alpha_{qr}$	Externe Vorspannung	Ausnutzungsgrad		
			Hauptzug- spannungen	ST-Modell	FSC-Modell
1	1,00	nein	1,00	-	-
2	0,80	nein	-	-	-
2	0,80	ja	-	-	-

5.4 Querkraftnachweis im Bereich Achse 40

5.4.1 Schnittgrößen

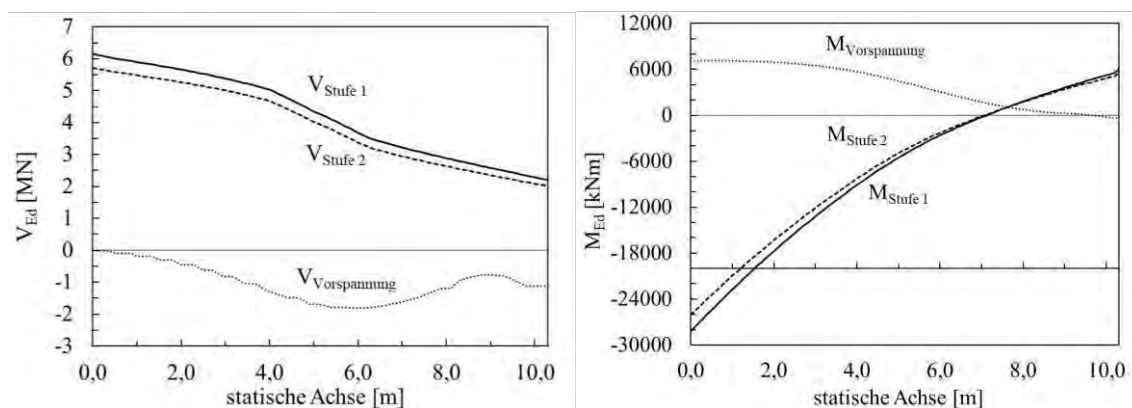


Abbildung 75: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 40

5.4.2 Nachrechnung nach ONR 24008

Abbildung 76 zeigt den Ausnutzungsgrad der Querkrafttragfähigkeit gemäß einer Nachrechnung nach ONR 24008 [13] nach Stufe 1 ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung. Aufgrund der sehr geringen Querkraftbewehrung, mit Ausnahme im Bereich der zusätzlichen Stegbewehrung in Auflagernähe, ergibt sich auch im Bereich der Achse 40 ein signifikantes Defizit in der Querkrafttragfähigkeit. Der Ausnutzungsgrad liegt nach EC 2 bei $\eta = 4,48$ und nach fib Model Code 2010 bei $\eta = 4,09$.

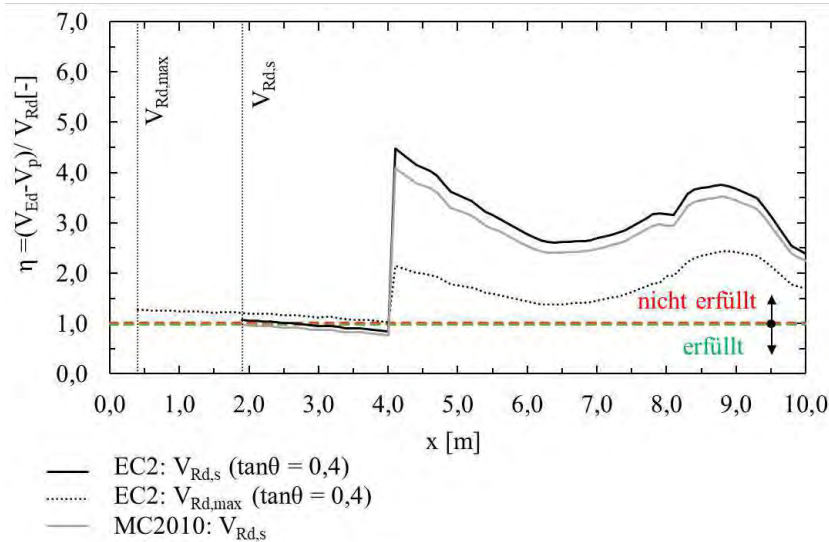


Abbildung 76: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 40 - Stufe 1 ohne externe Vorspannung

Unter Anwendung der Nachrechnung nach Stufe 2 gemäß ONR 24008 [13] sowie mit Anwendung von reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ und der Berücksichtigung der externen Vorspannung ergeben sich ebenfalls sehr hohe Ausnutzungsgrade und ein bedeutendes Defizit in der Tragfähigkeit in Bezug auf Querkraft. Der Ausnutzungsgrad liegt bei Berechnung nach EC 2 bei $\eta = 3,60$ und nach fib Model Code 2010 [14] bei $\eta = 3,28$ (siehe Abbildung 77).

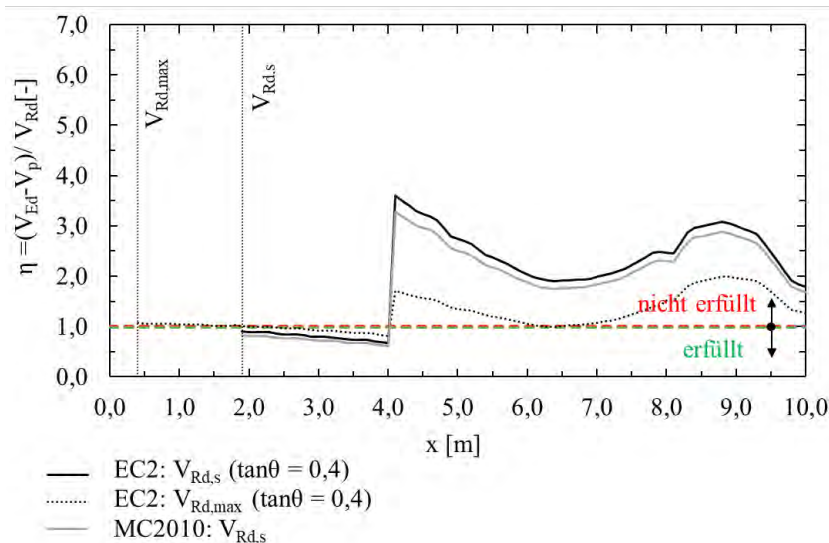


Abbildung 77: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 40 - Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externer Vorspannung

5.4.3 Nachrechnung mit dem Nachweiskonzept nach P. Huber

Um die Einteilung in die unterschiedlichen Bereiche (siehe Abbildung 15) durchführen zu können, werden auch im Bereich der Achse 40 auf Basis der Schnittgrößen der statischen Berechnung die Normalspannungen $\sigma_{x,Ed}$ an der unteren und oberen Randfaser ermittelt (siehe nachfolgende Abbildungen). Wie in Abbildung 78 zu sehen, kommt es bei einer Nachrechnung nach ONR 24008 [13] nach Stufe 1 im Abstand von $x_{cr} = 1,5 \text{ m}$ zur Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons.

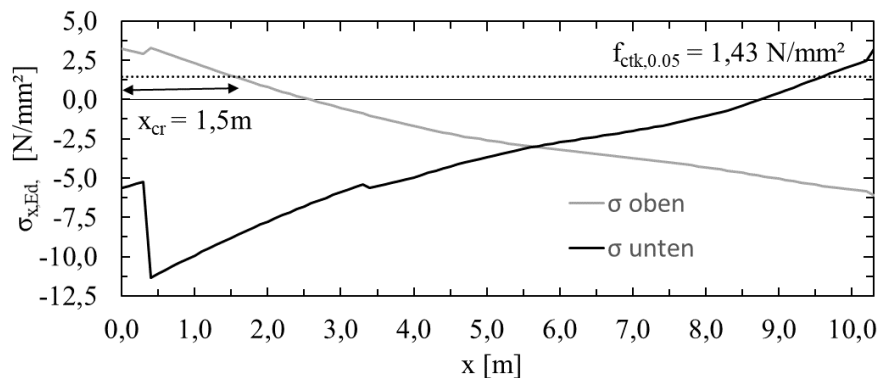


Abbildung 78: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 40 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

Bei der Nachrechnung nach Stufe 2 mit reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, reduziert sich der gerissene Bereich auf eine Länge von $x_{cr} = 0,9 \text{ m}$ (siehe Abbildung 79).

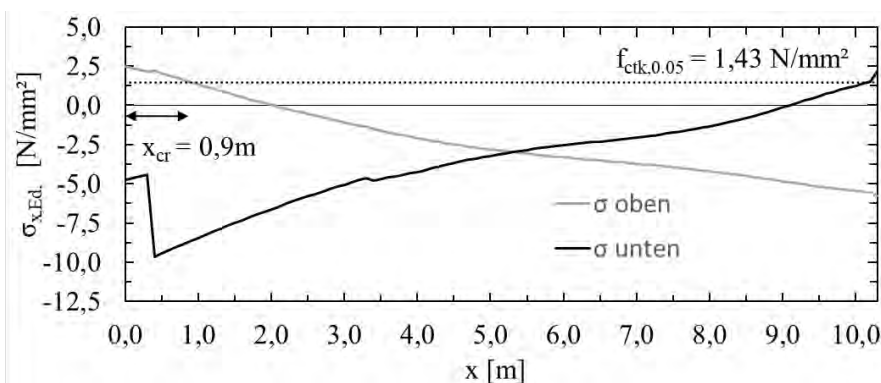


Abbildung 79: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 40 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung

Berücksichtigt man auch die zusätzliche externe Vorspannung, kann davon ausgegangen werden, dass die Normalspannungen an der Randfaser den 5%-Quantilwert der Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten (siehe Abbildung 80). Damit wird sich im Bereich der Achse 40 kein FS-Bereich ausbilden. Es besteht damit auch nicht die Gefahr, dass sich ein kritischer Biegeschubriss ausbildet.

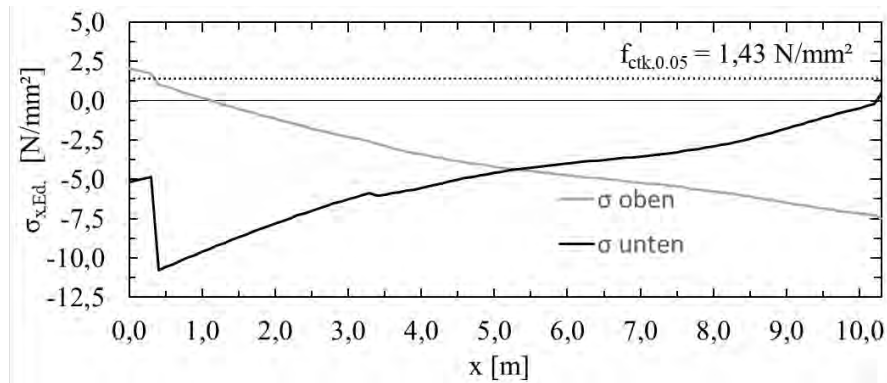


Abbildung 80: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 40 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung

5.4.3.1 Hauptzugspannungsnachweis im Bereich UN

Die nachfolgenden Abbildungen (Abbildung 82 bis Abbildung 84) zeigen einen Vergleich der rechnerischen Hauptzugspannungen $\sigma_{1,Ed}$ entlang der statischen Achse mit dem zulässigen Spannungswert $\sigma_{1,zul}$, wobei dieser nach Gleichung (2.12) berechnet werden kann.

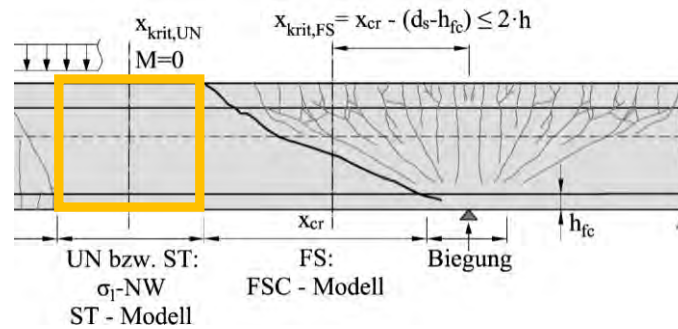


Abbildung 81: Bereich UN bzw. Bereich ST im Bereich der Achse 40

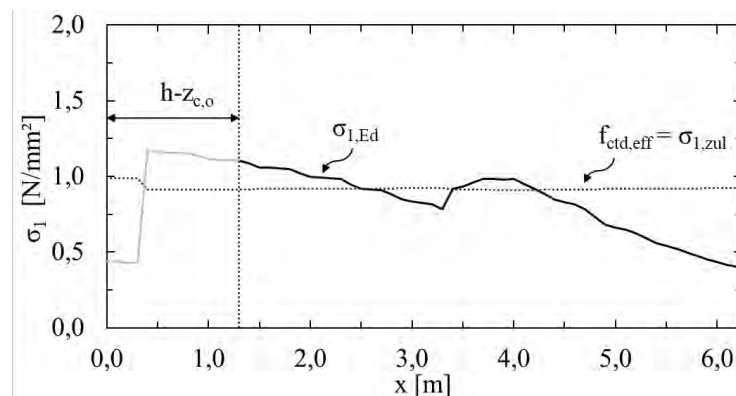


Abbildung 82: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 40 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung

Eine Nachrechnung nach Stufe 1 mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung führt zu einer Überschreitung der maximal zulässigen Hauptzugspannung (siehe Abbildung 82).

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{1,104}{0,92} = 1,21$$

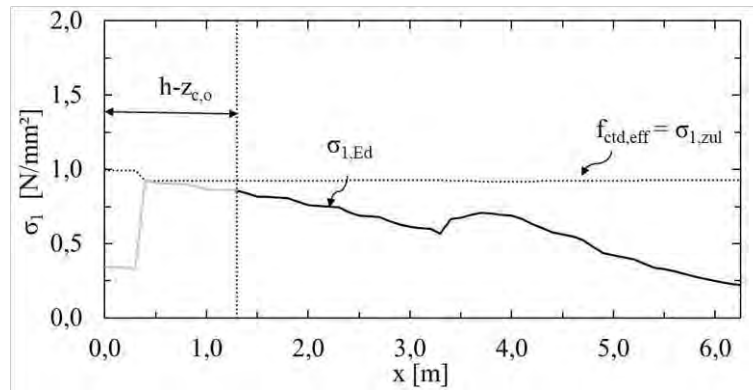


Abbildung 83: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung

Auch beim Nachweis nach Stufe 2 mit reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ werden die zulässigen Hauptspannungen nicht überschritten und der Nachweis lässt sich erbringen (siehe Abbildung 83).

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{0,86}{0,92} = 0,93$$

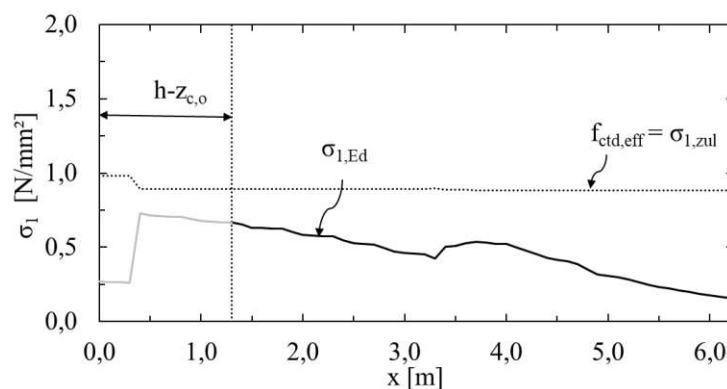


Abbildung 84: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 40 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung

Durch den zusätzlichen Ansatz der externen Vorspannung beim Nachweis nach Stufe 2 kann der Ausnutzungsgrad beim Hauptzugspannungsnachweis weiter reduziert werden (siehe Abbildung 84).

$$\eta = \frac{\sigma_{1,Ed}}{\sigma_{1,zul}} = \frac{0,67}{0,89} = 0,75$$

5.4.3.2 Nachweis nach dem FSC-Modell im Bereich FS

Da die Zugfestigkeit nur in einem Bereich bis $x_{cr} = 1,5 \text{ m}$ überschritten wird, ist eine Ausbildung eines FS-Bereiches bei der vorhandenen Querschnittshöhe von 2,2 m eher unwahrscheinlich (siehe Abbildung 85). Der Vollständigkeit halber wird dieser Nachweis nach dem „vereinfachten Nachweis“ trotzdem durchgeführt.

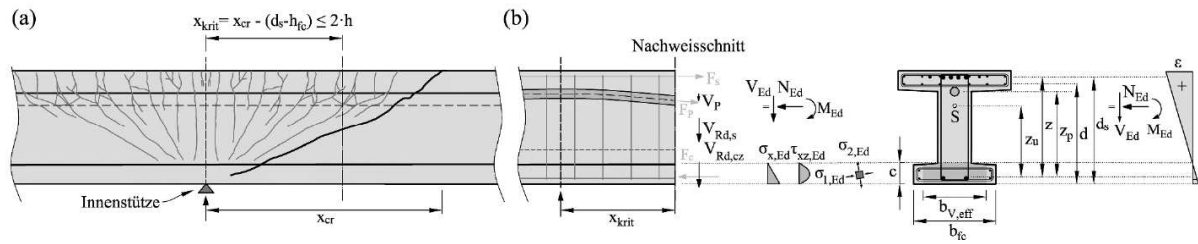


Abbildung 85: Modellannahmen nach dem FSC-Modell; entnommen aus [18]

Eine Nachrechnung nach Stufe 1 mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung führt zu einem Ausnutzungsgrad von:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,FS}} = \frac{5610,4}{5169,1} = 1,09$$

Ein Nachweis auf diesem Lastniveau kann somit nicht erbracht werden.

Die analoge Berechnung für einen Nachweis nach Stufe 2 mit den reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ ohne der externen Vorspannung ergibt:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,FS}} = \frac{4800,9}{5161,9} = 0,93$$

Der Nachweis lässt sich somit unter einer Ausnutzung von 93% erbringen.

Tabelle 10: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 40

Stufe ONR	$\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr}$	Externe Vorspannung	Ausnutzungsgrad		
			Hauptzugspannungen	ST-Modell	FSC-Modell
1	1,00	nein	1,21	-	1,09
2	0,80	nein	0,93	-	0,93
2	0,80	ja	0,75	-	-

5.5 Zusammenfassung der Ergebnisse aus der Nachrechnung des vorgespannten Hautträgers

In der Tabelle 11 sind alle Ausnutzungsgrade der berechneten Querkraftnachweise übersichtsmäßig dargestellt.

Bei einer Nachrechnung nach Stufe 1 gemäß ONR 24008 [13] mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ ohne Berücksichtigung der externen Vorspannung kann mit dem zonenbasierten Nachweismodell nach P. Huber der Querkraftnachweis lediglich im Bereich der Achse 30 erbracht werden. Im Vergleich zur Nachrechnung nach dem aktuell gültigen Normenstand (Eurocode 2 und fib Model Code 2010) werden die Ausnutzungsgrade jedoch deutlich reduziert.

Bei einer Nachrechnung nach Stufe 2 mit Berücksichtigung der reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ für das Lastmodell 1 (LM 1) kann, mit Ausnahme einer sehr geringen Überschreitung im Bereich der Achse 20, in allen Nachweisbereichen ein positiver Querkraftnachweis geführt werden. In der Achse 40 wurde dazu, wie bereits in Kapitel

4.6 beschrieben, die zusätzliche Stegbewehrung voll angerechnet. Im Bereich der Achse 10 (Endauflager) kann die Querkrafttragfähigkeit nach dem ST-Modell im Bereich ST nicht nachgewiesen werden. Dies ist auf den sehr geringen Vorspanngrad (externe Vorspannung wird in dieser Belastungsstufe nicht berücksichtigt) zurückzuführen. Da die Anwendungsgrenzen überschritten werden, ist die Anwendung dieses Modells eigentlich auch nicht zulässig.

Durch die Berücksichtigung der zusätzlich eingebrachten externen Vorspannung reduzieren sich die Ausnutzungsgrade, wie in Tabelle 11 zu sehen, zum Teil erheblich. Durch diese zusätzliche Normalkraft werden zum Teil keine FSC-Bereiche mehr ausgebildet und zum anderen wirken sich diese günstig auf die Hauptzugspannungsnachweise aus. Des Weiteren wird nun auch der Vorspanngrad im Bereich der Achse 10 (Endauflager) soweit gesteigert, dass die Anwendungsgrenzen für das FSC-Modell erfüllt sind. Damit lässt sich auch im Bereich des Endauflagers der Querkraftnachweis erbringen, da sich im Grenzzustand der Tragfähigkeit kein Biegeschubriss mehr ausbilden kann.

Tabelle 11: Zusammenfassung der Ergebnisse nach dem zonenbasierten Nachweisverfahren nach P. Huber für alle untersuchten Bereiche

Bereich	Stufe ONR	$\alpha_{qi} = \alpha_{qr}$	Externe Vorspannung	Ausnutzungsgrad		
				Hauptzugspannungen	ST-Modell	FSC-Modell
Achse 10	1	1,00	nein	1,31	1,31	1,01
	1	1,00	ja	-	-	0,70
	2	0,80	nein	1,03	1,19	0,75
	2	0,80	ja	0,97	0,98	0,37
Achse 20	1	1,00	nein	2,39	1,40	-
	2	0,80	nein	1,64	1,00	-
	1	0,80	ja	1,25	0,79	-
Achse 30	1	1,00	nein	1,00	-	-
	2	0,80	nein	-	-	-
	2	0,80	ja	-	-	-
Achse 40	1	1,00	nein	1,21	-	1,09
	2	0,80	nein	0,93	-	0,93
	2	0,80	ja	0,75	-	-

5.6 Biegetragfähigkeit

Für die auf Querkrafttragfähigkeit untersuchten Bereiche wird im Folgenden auch die Biegetragfähigkeit berechnet und mit der vorhandenen Momentenbelastung verglichen. Die vorhandene schlaife Biegebewehrung wird im Folgenden nicht berücksichtigt.

Die Biegetragfähigkeit wird wie folgt ermittelt:

$$M_{Rd} = A_p \cdot f_{pd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_B) = b \cdot x_b \cdot f_{cd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_B) \quad (5.1)$$

Dabei ist:

- A_p ... Querschnittsfläche der Vorspannung
- f_{pd} ... Bemessungswert der Vorspannungsspannung
- d_p ... statische Nutzhöhe bezogen auf die Spanngliedachse

- f_{cd} ... Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
 - b ... Breite des entsprechenden Bauteils
 - x_B ... $= \frac{A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot f_{cd}}$... Druckzonenhöhe
- (5.2)

Die Höhe der maximalen Betondruckzone bei der die Fließgrenze des Spannstahls erreicht wird, berechnet sich mit:

$$x_{B,lim,P} = \frac{2,8 \cdot d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}} \quad (5.3)$$

Dabei ist:

- ε_{py} ... Dehnung des Spannstahls beim Erreichen der Fließgrenze
- d_p ... statische Nutzhöhe bezogen auf die Spanngliedachse

Die Querschnittsabmessungen können dabei Kapitel 3.2 sowie Abbildung 86 entnommen werden. Die Materialkennwerte können aus Kapitel 4.2 abgelesen werden.

$$f_{pd} = 1365 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 11,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{py} = \frac{1365}{1950000} = 0,007$$

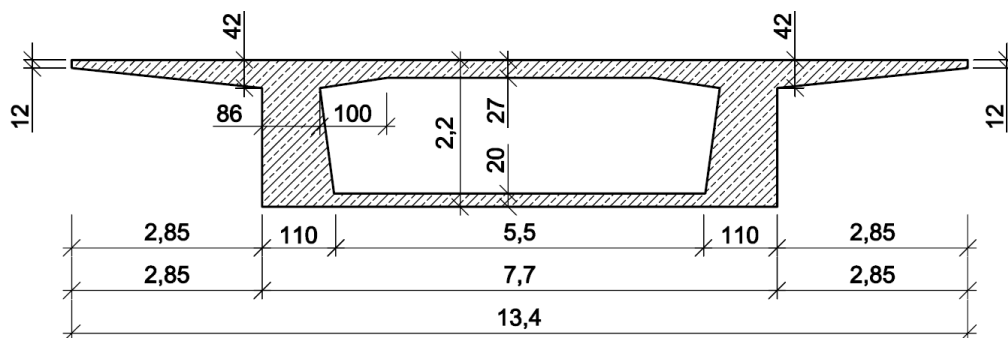


Abbildung 86: Querschnitt im Stützenbereich

- **Bereich Achse 10:**
Da im Bereich des Endauflagers keine nennenswerten Biegemomente auftreten wird die Biegetragfähigkeit in diesem Bereich nicht nachgerechnet.
- **Bereich Achse 20:**
Die Biegetragfähigkeit wird am Ende des Querträgers berechnet.
Folgende Eingangswerte werden dabei verwendet:

$$A_p = 10688 \text{ mm}^2$$

$$d_p = 2,079 \text{ m}$$

$$x_{B,lim,P} = \frac{2,8 \cdot d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}} = \frac{2,8 \cdot 2079}{3,5 + 7} = 554,4 \text{ mm}$$

$$x_B = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{10688 \cdot 1365}{3850 \cdot 11,9} = 318,4 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

Die Druckzone reicht somit bis in den Steg. Die Berechnung der Druckzonenhöhe wurde aufgrund des geneigten Steges mittels Software durchgeführt und ergab dabei eine Höhe von $x_B = 0,624 \text{ m}$. Dies ist jedoch größer als $x_{B,lim,P}$. Aufgrund dieser Tatsache wurde die Biegetragfähigkeit vereinfachend mit einer Druckzonenhöhe von $x_B = 0,5544 \text{ m}$ berechnet.

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= b \cdot x_b \cdot f_{cd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_b) \\
 &= 375 \cdot 20 \cdot 1,19 \cdot (207,9 - 0,5 \cdot 20) \cdot 10^{-2} + 106,3 \cdot (55,44 - 20) \cdot 1,19 \\
 &\quad \cdot (207,9 - 20 - 0,5 \cdot (55,44 - 20)) \cdot 10^{-2} = 25292 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Damit ergibt sich eine Biegetragfähigkeit von $M_{Rd} = 25292 \text{ kNm}$.

Da in diesem Fall mit der Druckzonenhöhe $x_{B,lim,P}$ gerechnet wurde, wird das Spannglied nicht voll ausgenutzt. Die zugehörige Ausnutzung beträgt:

$$\frac{b \cdot x_b \cdot f_{cd}}{A_p \cdot f_{pd}} = \frac{375 \cdot 20 \cdot 1,19 + 106,3 \cdot (55,44 - 20) \cdot 1,19}{106,88 \cdot 136,5} = 0,919 = 91,9\%$$

Unter Anwendung der Nachrechnung nach Stufe 1 mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ berechnet sich, wie in Abbildung 62 zu sehen, das größte einwirkende Biegemoment am Ende des Querträgers der Achse 20 zu $M_{Ed} = 16077 \text{ kNm}$.

$$M_{Ed} = 16077 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 25292 \text{ kNm}$$

Der Nachweis der Momententragfähigkeit ist somit erfüllt.

- **Bereich Achse 30:**

Die Biegetragfähigkeit wird wiederum am Ende des Querträgers berechnet.

Folgende Eingangswerte werden dabei verwendet:

$$A_p = 8312,7 \text{ mm}^2$$

$$d_p = 1,884 \text{ m}$$

$$x_{B,lim,P} = \frac{2,8 \cdot 1884}{3,5 + 7} = 502,4 \text{ mm}$$

Unter der Anwendung von Gleichung (5.1) und (5.2) ergibt sich eine Druckzonenhöhe von $x_B = 0,375 \text{ m}$ und eine Biegetragfähigkeit von $M_{Rd} = 19951,0 \text{ kNm}$.

Bei einer Nachrechnung nach Stufe 1 mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ ergibt sich, wie in Abbildung 70 zu sehen, das einwirkende Biegemoment am Ende des Querträgers der Achse 30 zu $M_{Ed} = 12606 \text{ kNm}$.

$$M_{Ed} = 12606 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 19951,0 \text{ kNm}$$

Der Nachweis der Momententragfähigkeit ist somit erfüllt.

- **Bereich Achse 40**

Die Biegetragfähigkeit wird auch in diesem Bereich am Ende des Querträgers berechnet.

Folgende Eingangswerte werden dabei verwendet:

$$A_p = 14250,3 \text{ mm}^2$$

$$d_p = 2,092 \text{ m}$$

$$x_{B,lim,P} = \frac{2,8 \cdot d_p}{3,5 + \varepsilon_{py}} = \frac{2,8 \cdot 2092}{3,5 + 7,0} = 557,9 \text{ mm}$$

$$x_B = \frac{A_p \cdot f_{pd}}{b \cdot f_{cd}} = \frac{14250,3 \cdot 1365}{3850 \cdot 11,9} = 424,6 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$$

Die Druckzone reicht somit bis in den Steg. Die Berechnung der Druckzonenhöhe wurde aufgrund des geneigten Steges wie auch im Bereich der Achse 20 mittels Software durchgeführt und ergab dabei eine Höhe von $x_B = 0,996 \text{ m}$. Dies ist jedoch größer als $x_{B,lim,P}$. Aufgrund dieser

Tatsache wurde auch hier die Biegetragfähigkeit vereinfachend mit einer Druckzonenhöhe von $x_B = 0,5579 \text{ m}$ berechnet.

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= b \cdot x_b \cdot f_{cd} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_B) \\ &= 375 \cdot 20 \cdot 1,19 \cdot (209,2 - 0,5 \cdot 20) \cdot 10^{-2} + 106,2 \cdot (55,79 - 20) \cdot 1,19 \\ &\quad \cdot (209,2 - 20 - 0,5 \cdot (55,79 - 20)) \cdot 10^{-2} = 25527 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Damit ergibt sich eine Biegetragfähigkeit von $M_{Rd} = 25527 \text{ kNm}$.

Da in diesem Fall mit der Druckzonenhöhe $x_{B,lim,P}$ gerechnet wurde, wird das Spannglied nicht voll ausgenutzt. Die zugehörige Ausnutzung beträgt:

$$\frac{b \cdot x_b \cdot f_{cd}}{A_p \cdot f_{pd}} = \frac{375 \cdot 20 \cdot 1,19 + 106,3 \cdot (55,79 - 20) \cdot 1,19}{142,503 \cdot 136,5} = 0,692 = 69,2\%$$

Bei einer Nachrechnung nach Stufe 1 mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 1,0$ ergibt sich, wie in Abbildung 75 zu sehen, das einwirkende Biegemoment am Ende des Querträgers im Bereich der Achse 40 zu $M_{Ed} = 25972 \text{ kNm}$. Bei einer Nachrechnung nach Stufe 2 beträgt das Biegemoment an dieser Stelle $M_{Ed} = 23969 \text{ kNm}$.

$$M_{Ed} = 23969 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 25527 \text{ kNm}$$

Der Nachweis der Momententragfähigkeit lässt sich bei einer Berechnung nach Stufe 2 somit auch in diesem Bereich erbringen.

5.7 Nachrechnung der Fahrbahnplatte

Beispielhaft für die ganze Brücke wurde zur Nachrechnung der Fahrbahnplatte das längste Feld (Feldlänge 41,25 m) gewählt und die nachfolgend beschriebenen Lasten (siehe Kapitel 5.7.2) angesetzt.

5.7.1 Statisches System und Modellierung

Zur Modellierung der Fahrbahnplatte und zur Berechnung der Schnittgrößen diente die Software Dlubal RFEM 5.14. Dabei wurde die Platte als Fläche mit veränderlicher Dicke modelliert. Die Schnittgrößenermittlung der Fahrbahnplatte beruht somit auf der Plattentheorie. Da das System symmetrisch ist, beziehungsweise da die für die Fahrbahnplatte die Einspannstelle der Kragplatte maßgebend ist, wurde die Fahrbahnplatte bis zur Symmetrieachse berechnet.

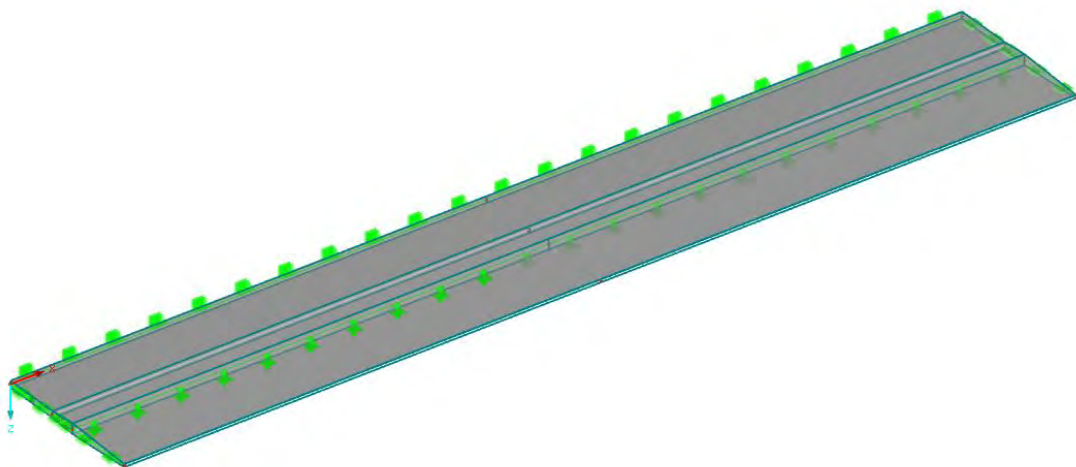


Abbildung 87: Statisches Modell der Fahrbahnplatte

5.7.2 Lasten

Grundlage für die ständigen Lasten bilden dabei die Unterlagen aus der Nachrechnungsstatik. Für die Verkehrslasten wurde, wie auch schon beim vorgespannten Hauptträger, das Lastmodell LM1 angewendet. Dieses Lastmodell liefert die maßgebenden Schnittgrößen für die untersuchte Platte.

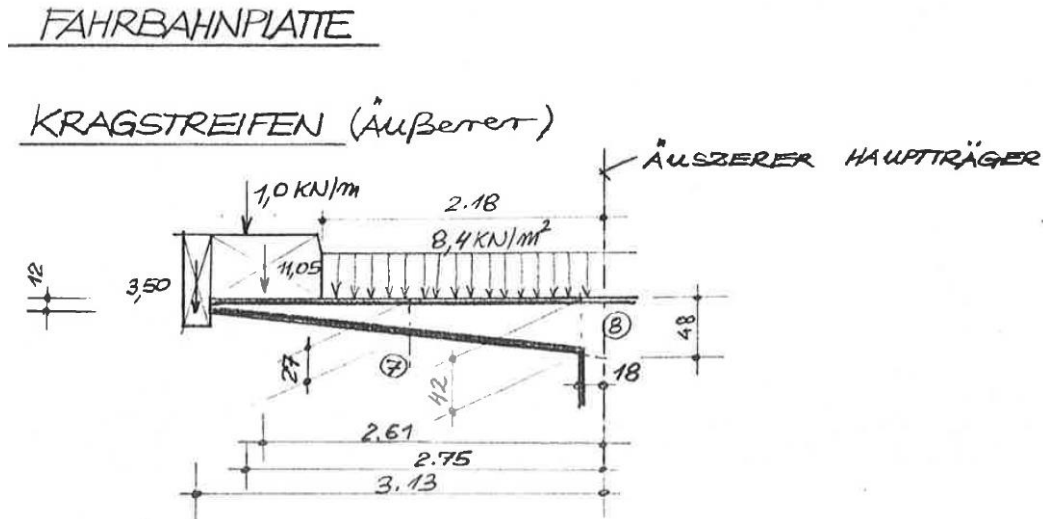


Abbildung 88: Lasten aus der Nachrechnungsstatik

5.7.2.1 Ständige Lasten

Folgende ständige Lasten wurden angesetzt:

- Eigengewicht (LF1)
Das Eigengewicht der Fahrbahnplatte wird durch die Software RFEM automatisch berechnet.

$$g_{\text{Eigengewicht}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Randbalken (LF2)

$$g_{\text{Randbalken}} = 0,2 \cdot 0,7 \cdot 25 = 3,50 \text{ kN/m}$$

- Gehweg (LF3)

$$g_{\text{Gehweg}} = 0,85 \cdot 0,52 \cdot 25 = 11,05 \text{ kN/m}$$

- Geländer und Leitplanke (LF4)

$$g_{\text{Geländer+Leitplanke}} = 2 \cdot 0,5 = 1,00 \text{ kN/m}$$

- Fahrbahnbelag (LF5)

$$g_{\text{Fahrbahnbelag}} = 0,35 \cdot 24 = 8,40 \text{ kN/m}^2$$

5.7.2.2 Veränderliche Lasten

Folgende veränderliche Lasten wurden angesetzt:

- Gleichlast aus Verkehrslast LM1 (LF6)
Die Einteilung der Fahrstreifen, die Lastausbreitung, die Lage sowie die Höhe der Last erfolgt wie bereits in Kapitel 4.3.2. beschrieben.
Die Gleichlasten für die jeweiligen Fahrstreifen betragen

$$q_{FS1} = 9,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{Rest}} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

- Radlasten aus Verkehrslast LM1 (LF7)

$$q_{RAD,FS1} = 123,97 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{RAD,FS2} = 82,64 \text{ kN/m}^2$$

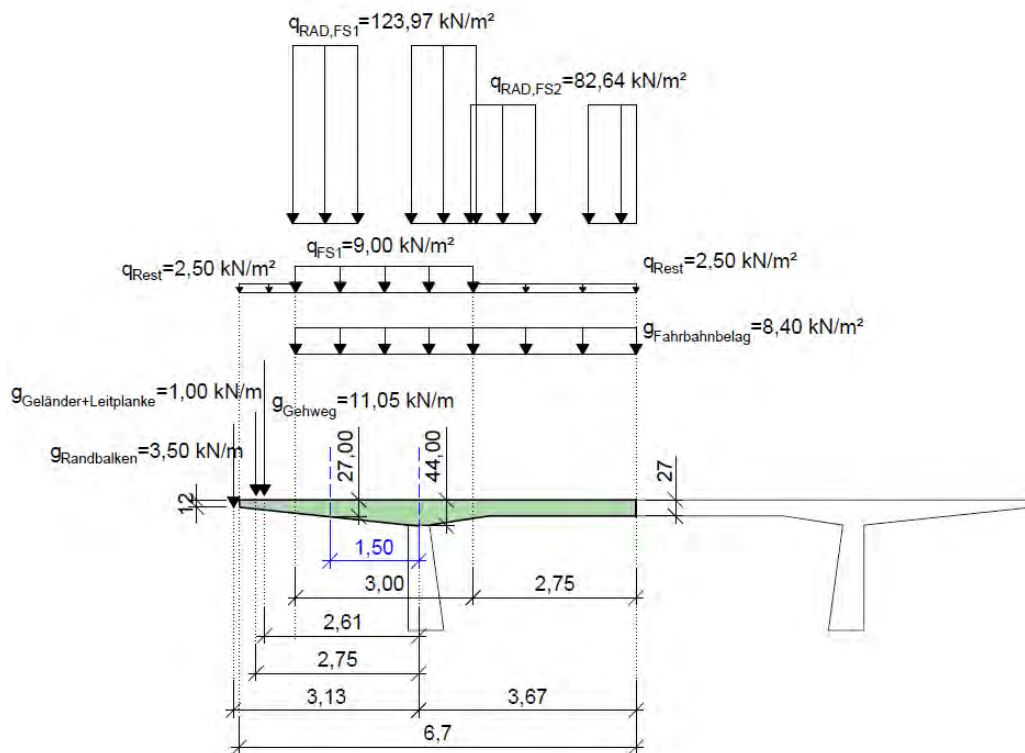


Abbildung 89: Lasten auf die Fahrbahnplatte

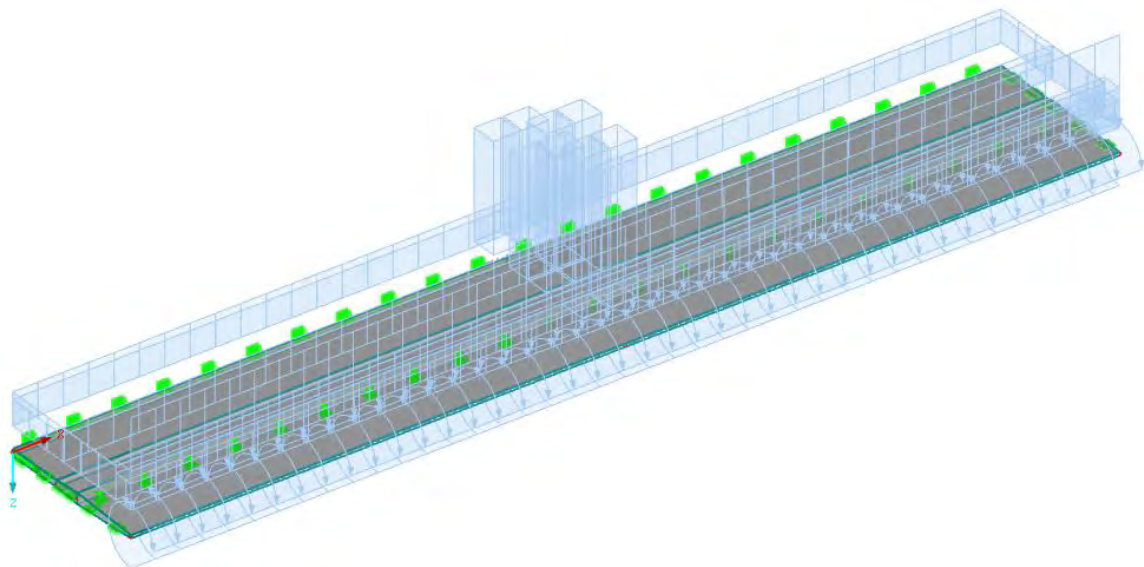


Abbildung 90: Statisches Modell der Fahrbahnplatte mit den angesetzten Lasten

5.7.3 Lastkombinationen

Die Lastkombinationen haben folgenden Aufbau:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j}$$

Für die Nachweisstufe 1 wird folgende Lastkombination berechnet:

$$\text{LK1: } 1,35 \times (LF1 + LF2 + LF3 + LF4 + LF5) + 1,35 \times (LF6 + LF7)$$

Für die Nachweisstufe 2 wird folgende Lastkombination berechnet:

$$\text{LK2: } 1,20 \times (LF1 + LF2 + LF3 + LF4 + LF5) + 1,35 \times (LF6 + LF7)$$

Weiters wurde die Lastkombination für eine Nachrechnung nach Stufe 2 unter Anwendung der reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, welche die vorhandenen Verkehrslasten abmindern, berücksichtigt:

$$\text{LK3: } 1,20 \times (LF1 + LF2 + LF3 + LF4 + LF5) + 0,80 \times 1,35 \times (LF6 + LF7)$$

5.7.4 Querkrafttragfähigkeit Fahrbahnplatte

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit erfolgt nach ÖN EN 1992-1-1 bzw. ÖN B 1992-1-1 [17] [19].

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit erfolgt aufgrund der abgestuften Stützbewehrung der Fahrbahnplatte an 2 verschiedenen Stellen. Zum einen wird der Nachweis an der Einspannstelle der Kragplatte (an der Stelle des Hauptträgers) und zum anderen an der Stelle $x=1,50$ m, (Plattendicke gleich 27 cm) durchgeführt. Der Abstand der Schwerachse der Bewehrung zum Betonrand d_1 beträgt 4,0 cm.

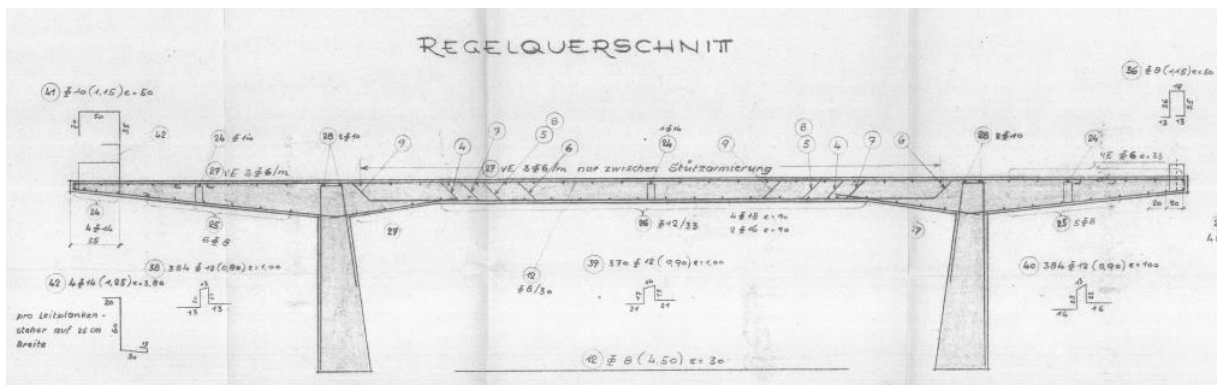


Abbildung 91: vorhandene Bewehrung in der Fahrbahnplatte; entnommen aus Plan [A3].

- **Bereich Einspannung Kragplatte:**

Die vorhandene Bewehrung in diesem Bereich setzt sich aus folgenden Teilen zusammen (siehe Plan A3 im Anhang):

- Ø12 mm/15 cm
- Ø18 mm/45 cm
- Ø16 mm/90 cm

Dies ergibt eine vorhandene Bewehrungsmenge von $A_s = 15,4 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Die Höhe d beträgt in diesem Bereich 40 cm.

Der Berechnungsablauf erfolgt wie in Kapitel 2.3.2 beschrieben:

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung berechnet sich gemäß Gleichung (2.5) zu:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,71 \cdot (100 \cdot 0,00385 \cdot 17,8)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 1 \cdot 0,40 = 0,156 \text{ MN/m} = 156 \text{ kN/m}$$

Die benötigten Beiwerte ergeben:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{400}} = 1,71$$

Der Bewehrungsgrad im Bereich der Einspannung beträgt dabei:

$$\rho_1 = \frac{15,4}{100 \cdot 40} 0,00385 \leq 0,02$$

Die Mindestquerkrafttragfähigkeit beträgt gemäß Gleichung (2.6):

$$V_{Rd,c,min} = (0,33 + 0) \cdot 1 \cdot 0,40 = 0,132 MN/m = 132 kN/m$$

mit:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,71^{\frac{3}{2}} \cdot 17,8^{\frac{1}{2}} = 0,33 N/mm^2$$

Die Querkrafttragfähigkeit im Bereich Einspannung Kragplatte ergibt:

$$V_{Rd,c} = \max \left[\begin{array}{l} V_{Rd,c,min} = 132 kN/m \\ V_{Rd,c} = 156 kN/m \end{array} \right] = 156 kN/m$$

• **Bereich Übergang zu verminderter Bewehrung:**

Die vorhandene Bewehrung in diesem Bereich ergibt sich zu (siehe Plan A3 im Anhang):

- Ø12 mm/15 cm

Dies entspricht einer Bewehrungsmenge von $A_s = 7,54 cm^2/m$.

Die Höhe d beträgt in diesem Bereich 23 cm.

Der Berechnungsablauf erfolgt analog dem Ablauf im Bereich Einspannung Kragplatte.

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung berechnet sich gemäß Gleichung (2.5) zu:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot 1,93 \cdot (100 \cdot 0,00328 \cdot 17,8)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] \cdot 1 \cdot 0,23 = 0,0959 MN/m = 95,9 kN/m$$

Die benötigten Beiwerte ergeben:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{230}} = 1,93$$

Der Bewehrungsgrad beträgt in diesem Bereich:

$$\rho_1 = \frac{7,54}{100 \cdot 23} = 0,00328 \leq 0,02$$

Die Mindestquerkrafttragfähigkeit beträgt gemäß Gleichung (2.6):

$$V_{Rd,c,min} = (0,39 + 0) \cdot 1 \cdot 0,23 = 0,0897 MN/m = 89,7 kN/m$$

mit:

$$v_{min} = 0,035 \cdot 1,93^{\frac{3}{2}} \cdot 17,8^{\frac{1}{2}} = 0,39 N/mm^2$$

Die Querkrafttragfähigkeit im Bereich Übergang zu verminderter Bewehrung ergibt:

$$V_{Rd,c} = \max \left[\begin{array}{l} V_{Rd,c,min} = 89,7 kN/m \\ V_{Rd,c} = 95,9 kN/m \end{array} \right] = 95,9 kN/m$$

5.7.5 Einwirkungen und Nachweise

Die berechneten Querkräfte am Kragarm werden entlang von Schnitten wie in Abbildung 92 und Abbildung 93 zu sehen ausgegeben.

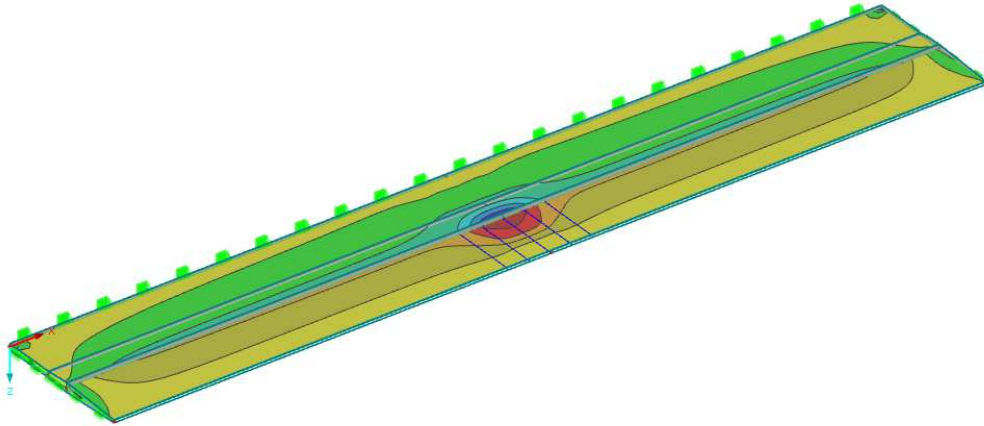


Abbildung 92: Übersicht der berechneten Platte mit Schnittführungen

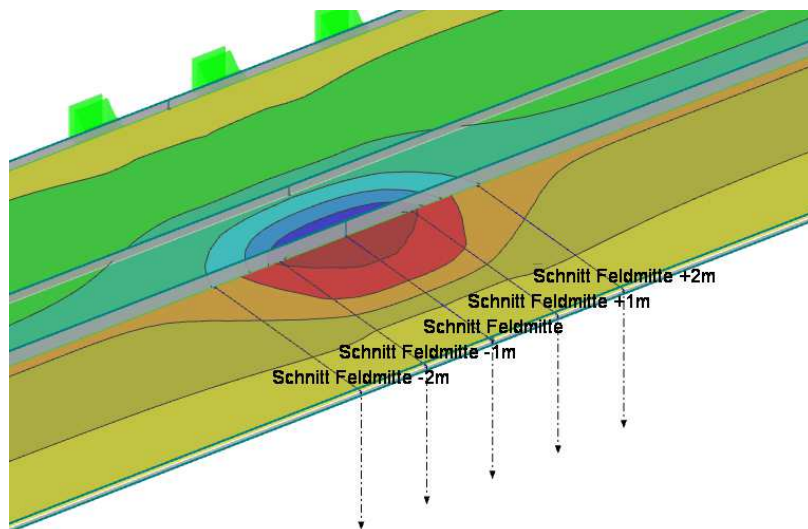


Abbildung 93: Detailansicht der Lage der Schnitte

In weiterer Folge werden die berechneten einwirkenden Querkräfte V_{Ed} den aufnehmbaren Querkräften V_{Rd} gegenübergestellt. Dargestellt werden dabei jeweils 3 verschiedene Linien:

- Mittelwert über einen 1 m breiten Streifen in Feldmitte
- Schnittlinie 1 m von der Feldmitte entfernt
- Schnittlinie 2 m von der Feldmitte entfernt

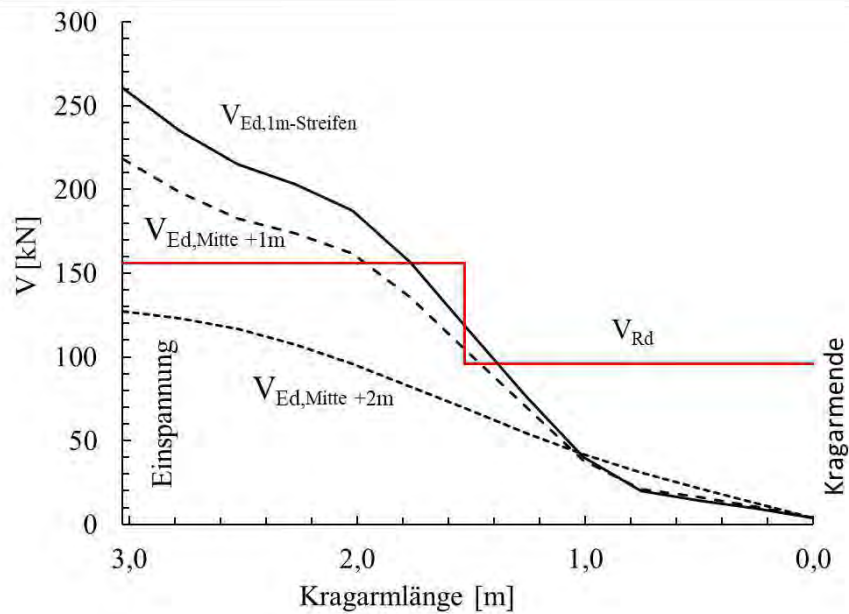


Abbildung 94: Stufe 1

Wie in Abbildung 94 zu sehen lässt sich der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit für eine Belastung nach Stufe 1 im Bereich der Einspannung nicht erbringen. Sowohl die über einen Meter gemittelten Werte als auch die in einem ein Meter entfernten Schnitt ermittelten Querkräfte liegen oberhalb der Tragfähigkeit.

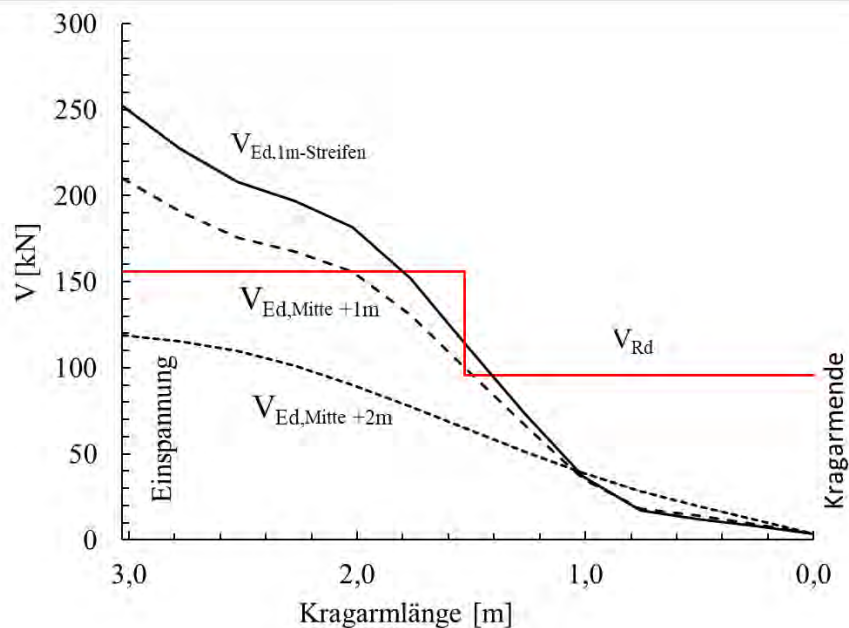


Abbildung 95: Stufe 2 Alpha=1

Auch für die Belastung nach Stufe 2, wie in Abbildung 95 dargestellt, lässt sich kein positiver Nachweis erbringen.

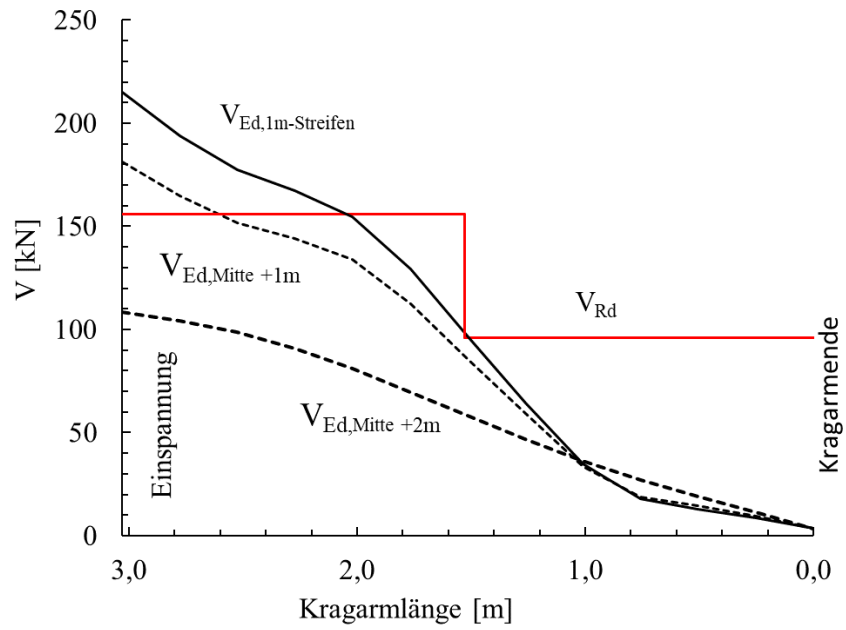


Abbildung 96: Stufe 2 Alpha=0,8

Unter der Anwendung von reduzierten Anpassungsfaktoren $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ für die Verkehrslast lässt sich die Überschreitung der Querkrafttragfähigkeit zwar verringern, aber der Nachweis lässt sich trotzdem nicht erbringen (siehe Abbildung 96).

6 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Ein großer Teil der Bestandsbrücken in Österreich wurde zwischen den 1960er- und 1990er Jahren errichtet, wobei vorwiegend Stahlbeton- und Spannbetonbrücken zum Einsatz kamen. Der Umfang an vorhandenen Tragwerken sowie die im Laufe der Zeit vorangeschrittene Entwicklung der Lasten wird dazu in dieser Arbeit beschrieben. Aber nicht nur die Lasten haben sich erhöht, sondern auch die Berechnungsmethode des Querkraftwiderstandes hat sich verändert. Da eine der heute wichtigsten Tätigkeiten, die Neubeurteilung bzw. die Nachrechnung von bereits bestehenden Brückentragwerken ist und es in vielen Fällen dabei zu Defiziten in der Querkrafttragfähigkeit kommt, bearbeitet die Diplomarbeit dieses Thema. Am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau wurde zum Zwecke einer genaueren und realistischeren Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit solcher Brücken ein zonenbasiertes Nachweisverfahren entwickelt, welches in weiterer Folge für die Brücke über die Wangauer Ache angewendet wurde.

Im einleitenden Kapitel werden das Ausmaß an vorhandenen Tragwerken, deren Konstruktionstypen und die Entwicklung der normativen Regelungen beschrieben.

Als nächstes werden im Kapitel 2 die Grundlagen einer Brückennachrechnung erörtert. Dazu wurde zunächst der generelle mehrstufige Berechnungsablauf erklärt und anschließend die in ÖNORM B4200-4, in ÖN EN1992-1-1 bzw. ÖN B1992-1-1 und die in fib Model Code 2010 festgelegten Berechnungsschritte dargelegt. Danach wird das von P. Huber am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau an der Technischen Universität Wien entwickelte, zonenbasierte Nachweisverfahren, sowie das weiterentwickelte Ingenieurmodell für Mehrfeldbrücken erklärt.

Im Kapitel 3 wird die Brücke über die Wangauer Ache beschrieben. Darin befinden sich die bauliche Beschreibung, Grundrisse und Schnitte der Konstruktion sowie Fotos vom derzeitigen Zustand, welche im Zuge einer örtlichen Begehung entstanden sind.

Die eigentliche Nachrechnung der Brücke erfolgte im Kapitel 4. Dabei wurde zunächst mit Hilfe der Software RFEM das statische System modelliert, die maßgebenden Lastkombinationen aufgebracht und die erforderlichen Schnittgrößen berechnet. Mithilfe des Zusatzmoduls RF-TENDON wurden dabei die Verluste in den Spannkabeln berechnet und die sich ergebenden Kräfte aus der Vorspannung ermittelt. Mit diesen Schnittkräften wurden anschließend die Querkraftnachweise der Brücke gemäß der aktuell gültigen Nachrechnungsrichtlinie ONR 24008 nach EC2 und fib Model Code 2010 durchgeführt. Des Weiteren wurden gemäß dem Nachweiskonzept nach P. Huber Hauptzugspannungsnachweise, Nachweise nach dem ST-Modell und Nachweise nach dem FSC-Modell („Flexural Shear Crack“-Modell) zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bei mehrfeldrigen Tragwerken durchgeführt.

Das Kapitel 5 handelt von den Ergebnissen und Nachweisen. Die Berechnungen zeigten, dass die Querkrafttragfähigkeit sowohl bei einer Berechnung nach Eurocode als auch nach fib Model Code 2010 bei weitem nicht ausreicht, um einen positiven Nachweis führen zu können.

Die Ausnutzungsgrade überschreiten sowohl bei einer Nachrechnung nach Stufe 1 als auch nach Stufe 2 in allen untersuchten Bereichen den Wert 1,0. Die maximalen Werte ergeben sich bei der Berechnung nach Eurocode mit 4,48 und nach fib Model Code 2010 mit 4,8. Dies entspricht also einer enormen Überlastung von bis zu 380%!

Die anschließende Berechnung nach dem zonenbasierten Nachweisverfahren nach P. Huber berücksichtigte einerseits die zu erwartende Rissbildung und erlaubte andererseits zusätzliche Traganteile zu berücksichtigen, was eine realistischere Nachweisführung ermöglichte.

Dies führte dazu, dass die Ausnutzungsgrade in Bezug auf Querkraft stark reduziert werden konnten und mit Ausnahme eines einzigen Bereiches unter den Wert von 1,0 reduziert werden konnten. Somit konnte ein positiver Querkraftnachweis in nahezu allen Bereichen erbracht werden.

Weiters stellte sich im Zuge der Nachrechnung heraus, dass es auch bei der Nachweisführung der Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonfahrbahnplatte zu Problemen kommt. Eine wissenschaftliche Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit von solchen Platten ist derzeit ebenfalls ein mögliches Forschungsfeld.

Die Anwendung des zonenbasierten Nachweisverfahrens stellt somit eine sehr gute Möglichkeit zur realistischen Erfassung der Querkrafttragfähigkeit dar. Da es viele bestehende Spannbetonbrücken mit ähnlichen Problemen gibt, ist das Potential dieser Nachweismethode enorm. Durch Anwendung dieses Konzeptes wird es in Zukunft in vielen Fällen möglich sein, auf teure Querkraftverstärkungen verzichten zu können.

Literaturverzeichnis

- [1] O. Fischer, A. Müller, T. Lechner, M. Wild, K. Kessner (2014): Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken aus Deutschland, Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 2
- [2] P. Huber, K. Kratzer, T. Huber, M. Kleiser, J. Kollegger (2016): Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad, Beton- und Stahlbetonbau 111, Heft 11
- [3] Huber, P. (2016): Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonbrücken. Dissertation, TU Wien, Fakultät Bauingenieurwesen, Wien.
- [4] ÖNORM EN 1992-2 (2012): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Austrian Standards International, Wien.
- [5] ÖNORM B 1992-2 (2014): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2; nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Austrian Standards International, Wien.
- [6] P. Huber et al. (2016): Experimentelle Untersuchung zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Schubbewehrung, Bauingenieur 91, Heft 6
- [7] M. Vill, A. Schweighofer, J. Kollegger (2012): Großversuche an Spannbetonbrückenträgern zur Beurteilung des Schubtragverhaltens, Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 2
- [8] Huber, T. (2014): Versuche zum Querkrafttragverhalten von Stahlbetonträgern mit und ohne Schubbewehrung. Diplomarbeit, TU Wien, Fakultät Bauingenieurwesen, Wien.
- [9] Steiner, M. (2013) Brücken im Autobahnbau. In F&E Schriftenreihe der ASFINAG Nr. 7 – Schwerpunkt: Brückenbau im ASFINAG-Netz. Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft.
- [10] P. Huber, A. Schweighofer, J. Kollegger, H. Brunner, W. Karigl (2012): Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010, Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 7
- [11] ÖNORM EN 1991-2 (2012): Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken (konsolidierte Fassung), Austrian Standards International, Wien.
- [12] P. Huber, T. Huber, J. Kollegger, M. Vill (2018): Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken. Ergebnisbericht, Verkehrsinfrastrukturforschung 2015, FFG, Wien.
- [13] ONR 24008 (2014): Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, Österreichisches Normungsinstitut, Wien.
- [14] fib (2013): fib Model code for concrete structures 2010. International Federation for Structural Concrete. Ernst & Sohn.
- [15] ÖNORM EN 1990 (2013): Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung), Austrian Standards International, Wien.
- [16] ÖNORM B 4200-4 (1957): Stahlbetontragwerke –Berechnung und Ausführung. Österreichisches Normungsinstitut.
- [17] ÖNORM EN 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Austrian Standards International, Wien.
- [18] P. Huber, K. Kratzer, T. Huber, M. Kleiser, J. Kollegger (2018): Nachrechnung der Querkrafttragfähigkeit von mehrfeldrigen Spannbetonbrücken mit geringer Bügelbewehrung, Beton- und Stahlbetonbau 113, Heft 10
- [19] ÖNORM B 1992-1-1 (2011): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1; nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Austrian Standards International, Wien.
- [20] DIN 4227 (1953): Spannbeton – Richtlinien für Bemessung und Ausführung, Deutsches Institut für Normung, Berlin.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Verteilung der Konstruktionsarten der Brückenflächen im hochrangigen österreichischen Straßennetz; entnommen aus [9].....	2
Abbildung 2: Altersstruktur der Stahlbeton- und Spannbetonbrücken im hochrangigen Straßen- und Schienennetz Österreichs; entnommen aus [10].....	2
Abbildung 3: Entwicklung des höchstzulässigen Gesamtgewichts gemäß Kraftfahrzeuggesetz (KFG); entnommen aus [3].	3
Abbildung 4: Entwicklung der Normen für die Lastannahmen und Berechnungsrichtlinien; entnommen aus [10].	3
Abbildung 5: Grafische Darstellung des Verkehrslastmodells für Brückenklasse 1 (25t LKW) gemäß ÖN B 4002 und des Lastmodells "LM1" gemäß ÖN EN 1991-2; entnommen aus [3]	4
Abbildung 6: Vergleich der Querkraftwiderstände verschiedener Normen; entnommen aus [3].	4
Abbildung 7: Prinzipielle Vorgehensweise bei der Beurteilung der Tragfähigkeit bestehender Brücken; entnommen aus [13].	6
Abbildung 8: Angenommener Schubspannungsverlauf nach Mörsch; entnommen aus [3].	7
Abbildung 9: Nachrechnung nach Stufe 3; entnommen aus [13].	8
Abbildung 10: Fachwerkmodell und Formelzeichen für Bauteile mit Querkraftbewehrung; entnommen aus [17].	10
Abbildung 11: Geometrie und Definition; entnommen aus [13]	14
Abbildung 12: Definitionen für die Ermittlung der Längsdehnung; entnommen aus [13]	15
Abbildung 13: Unterteilung in verschiedene Bereiche auf Basis des sich einstellenden Rissbildes; entnommen aus [3]	15
Abbildung 14: Berechnungsablauf der in Zonen eingeteilten Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung; entnommen aus [3].....	16
Abbildung 15: Definition der unterschiedlichen Bereiche und Nachweisschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit; entnommen aus [12].....	17
Abbildung 16: Skizze zur Bestimmung von α_{cc} ; entnommen aus [3].....	19
Abbildung 17: Widerlager Wien	22
Abbildung 18: Blick vom Widerlager Wien.....	22
Abbildung 19: Westlicher Teil der Brücke	23
Abbildung 20: Widerlager Salzburg	23
Abbildung 21: statisches System, Bauabschnitte und Achsen Nordtragwerk	24
Abbildung 22: Externe Vorspannung an der Stegaußenseite und Abbildung 23: Stahllaschen als Verstärkungsmaßnahme an der Stegunterseite	24
Abbildung 24: Regelquerschnitt "alt"	25
Abbildung 25: Regelquerschnitt "neu"	25
Abbildung 26: Feldquerschnitt für 25,0 und 28,0 m Stützweite	25
Abbildung 27: Stützquerschnitt.....	26
Abbildung 28: Feldquerschnitt für 41,25 m Stützweite	26
Abbildung 29: Querschnitt am Tragwerksende.....	26
Abbildung 30: Grundriss 41.25 m Feld	27
Abbildung 31: Grundriss 28 m Feld	27
Abbildung 32: Grundriss 25 m Feld	27
Abbildung 33: Querschnitte aus RFEM.....	28
Abbildung 34: Statisches Modell in RFEM, Übersicht	29

Abbildung 35: Statisches Modell in RFEM, Detailansicht.....	29
Abbildung 36: Lasten am Querschnitt.....	31
Abbildung 37: Kabelübersicht, entnommen aus der Nachrechnungsstatik.....	32
Abbildung 38: Kabellage für Kabelform 2; entnommen aus der Nachrechnungsstatik.....	33
Abbildung 39: Berechnung der Spannung in der Kabelform 2 im Programm RF-TENDON	33
Abbildung 40: Berechnung der Spannung entlang der Kabelform 2, entnommen aus der Nachrechnungsstatik.....	34
Abbildung 41: Grundnetz der Bügelbewehrung; entnommen aus Plan A2.....	35
Abbildung 42: Bügel für Kabelunterstellung; entnommen aus Plan A2.....	35
Abbildung 43: Stegzusatzbewehrung bei Achse 40; entnommen aus Plan A4.....	36
Abbildung 44: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 10; entnommen aus Plan A5.	36
Abbildung 45: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 20; entnommen aus Plan A5.	37
Abbildung 46: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 30; entnommen aus Plan A6.	37
Abbildung 47: Spanngliedverlauf im Bereich Achse 40; entnommen aus Plan A6.	37
Abbildung 48: Lage der Nachweisbereiche	38
Abbildung 49: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 10 Endauflager	39
Abbildung 50: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 10 – Stufe 1 ohne externe Vorspannung	39
Abbildung 51: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externer Vorspannung	40
Abbildung 52: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 10 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	40
Abbildung 53: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung.....	41
Abbildung 54: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung.....	41
Abbildung 55: Bereich UN bzw. ST im Bereich Achse 10.....	41
Abbildung 56: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 10 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	42
Abbildung 57: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung.....	42
Abbildung 58: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 10 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung	42
Abbildung 59: Bereich ST im Bereich der Achse 10; entnommen aus [3].....	43
Abbildung 60: Grundlegende Modellannahmen im Bereich des Endauflagers; entnommen aus [3]. .	43
Abbildung 61: Bereich FS im Bereich Achse 10; entnommen aus [3]	45
Abbildung 62: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 20.....	48
Abbildung 63: Nachrechnung nach ONR 24008 Stufe 1 ohne externer Vorspannung	48
Abbildung 64: Nachrechnung nach ONR 24008 Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externe Vorspannung	49
Abbildung 65: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 20 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	49
Abbildung 66: Bereich UN bzw. Bereich ST im Bereich der Achse 20	50
Abbildung 67: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	50
Abbildung 68: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung.....	50

Abbildung 69: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung	51
Abbildung 70: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 30.....	53
Abbildung 71: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 30 - Stufe 1 ohne externer Vorspannung	53
Abbildung 72: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 30 - Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externe Vorspannung.....	54
Abbildung 73: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 30 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	54
Abbildung 74: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 30 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	55
Abbildung 75: Verlauf Querkraft und Biegemoment im Bereich Achse 40.....	55
Abbildung 76: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 40 - Stufe 1 ohne externe Vorspannung	56
Abbildung 77: Nachrechnung nach ONR 24008; Bereich Achse 40 - Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$ mit externer Vorspannung	56
Abbildung 78: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 40 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	57
Abbildung 79: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 40 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung.....	57
Abbildung 80: Normalspannungen im GZT; Bereich Achse 40 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung.....	58
Abbildung 81: Bereich UN bzw. Bereich ST im Bereich der Achse 40	58
Abbildung 82: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 40 – Stufe 1, ohne externe Vorspannung	58
Abbildung 83: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 20 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, ohne externe Vorspannung.....	59
Abbildung 84: Berechnung der Hauptzugspannungen; Bereich Achse 40 – Stufe 2, $\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = \alpha_{qr} = 0,8$, mit externer Vorspannung	59
Abbildung 85: Modellannahmen nach dem FSC-Modell; entnommen aus [18].....	60
Abbildung 86: Querschnitt im Stützenbereich	62
Abbildung 87: Statisches Modell der Fahrbahnplatte.....	64
Abbildung 88: Lasten aus der Nachrechnungsstatik	65
Abbildung 89: Lasten auf die Fahrbahnplatte	66
Abbildung 90: Statisches Modell der Fahrbahnplatte mit den angesetzten Lasten	66
Abbildung 91: vorhandene Bewehrung in der Fahrbahnplatte; entnommen aus Plan [A3].	67
Abbildung 92: Übersicht der berechneten Platte mit Schnittführungen	69
Abbildung 93: Detailansicht der Lage der Schnitte	69
Abbildung 94: Stufe 1	70
Abbildung 95: Stufe 2 Alpha=1	70
Abbildung 96: Stufe 2 Alpha=0,8.....	71

Tabellenverzeichnis

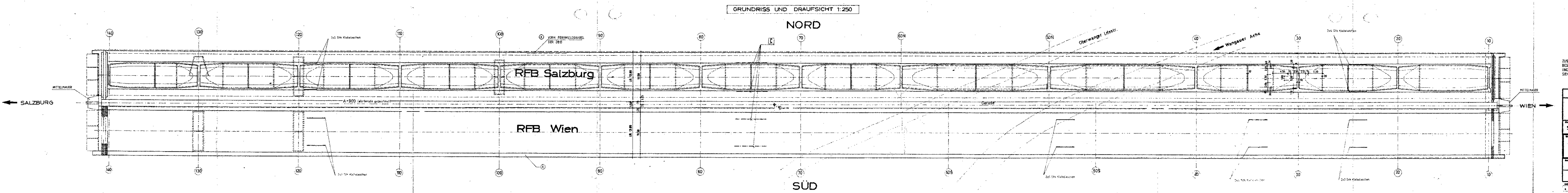
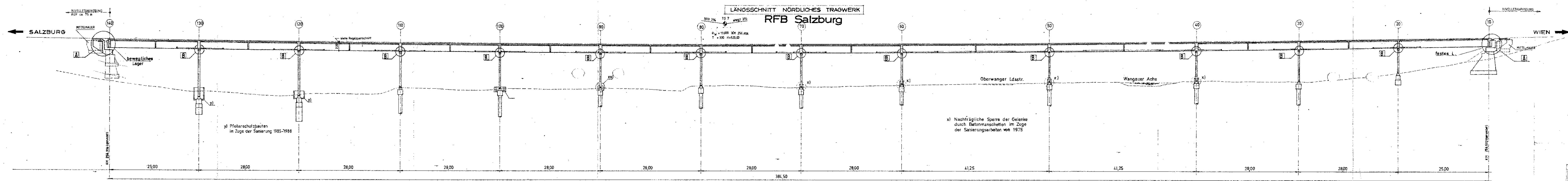
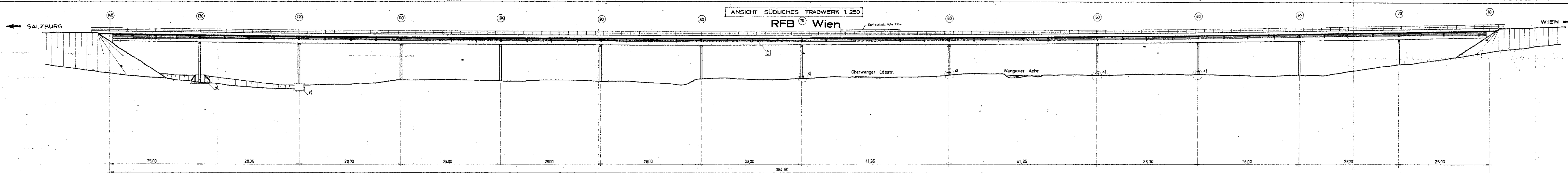
Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen bei Straßenbrücken; entnommen aus [13].	7
Tabelle 2: zulässige Spannungen in kg/cm^2 ; entnommen aus [11].....	9
Tabelle 3: Werte für α_{cw} in Abhängigkeit von σ_{cp}	11
Tabelle 4: Materialkennwerte B300.....	29
Tabelle 5: Materialkennwerte Torstahl 40 (III).....	30
Tabelle 6: Materialkennwerte Spannstahl St160/175	30
Tabelle 7: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 10.....	47
Tabelle 8: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 20.....	52
Tabelle 9: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 30.....	55
Tabelle 10: Zusammenfassung der Ergebnisse im Bereich Achse 40.....	60
Tabelle 11: Zusammenfassung der Ergebnisse nach dem zonenbasierten Nachweisverfahren nach P. Huber für alle untersuchten Bereiche.....	61

Anhang A: Pläne

Die Pläne im Anhang befinden sich auf CD-ROM.

- [A1] S37, Brücke über die WANGAUER-ACHE, Übersichtsplan, Ansicht, Schnitt, Grundriss
- [A2] S37, Schläffe Stegbewehrung und Bügel für Kabelunterstellung
- [A3] S37, Bewehrung der Fahrbahnplatte
- [A4] S37, Stegzusatzbewehrung bei Stütze 40 N

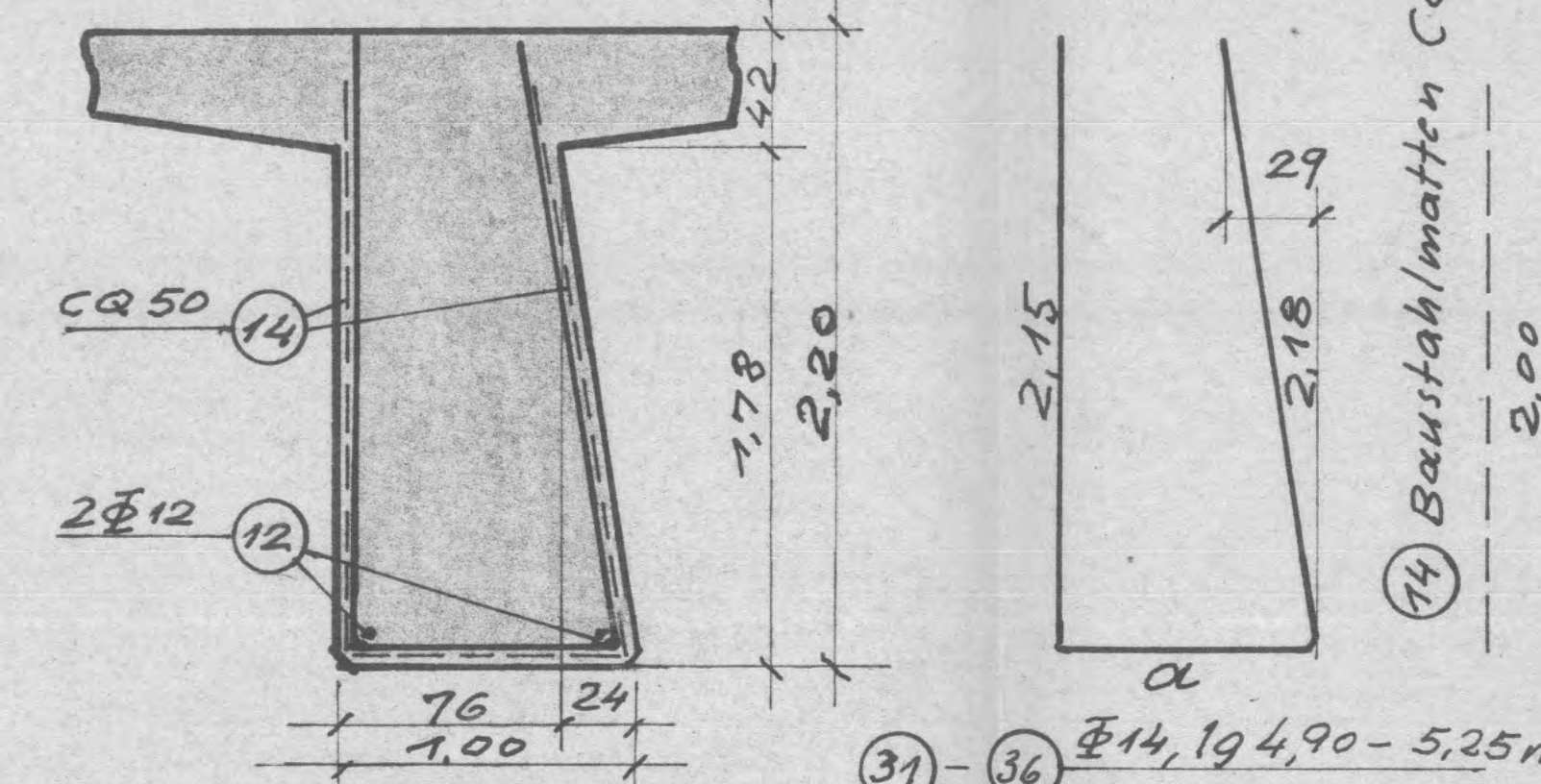
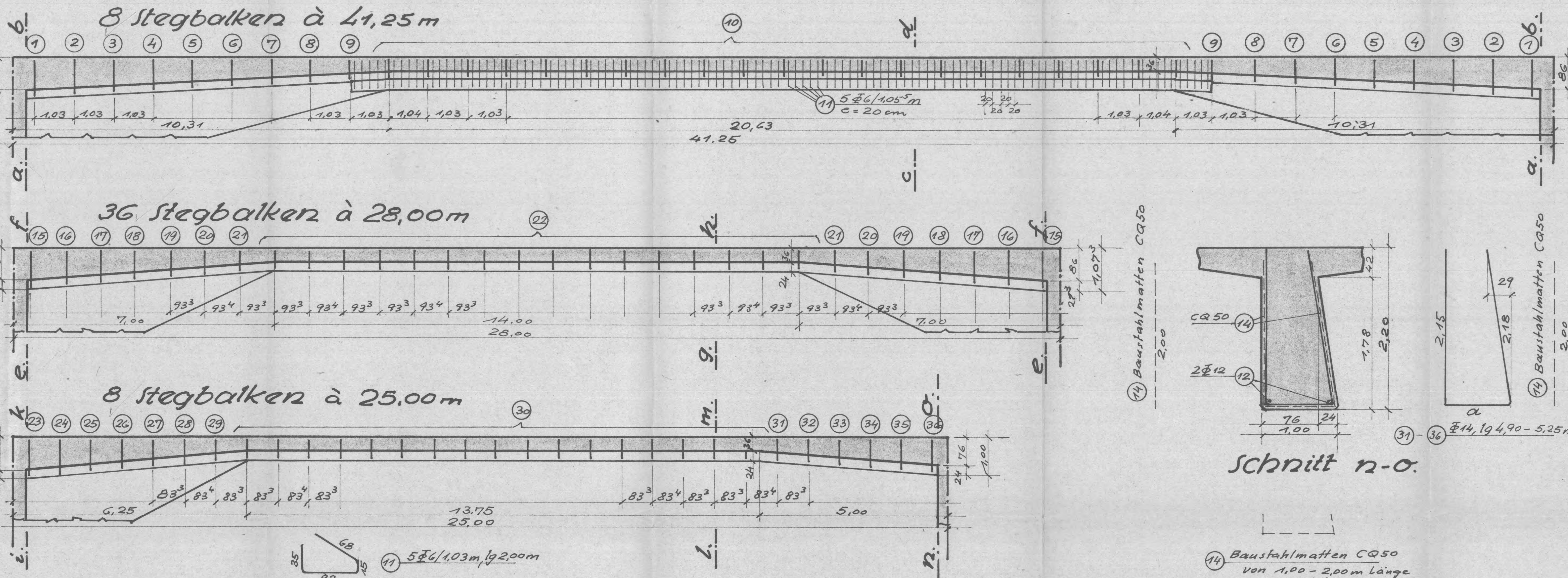
- [A5] S37 Kabelführung BA 1
- [A6] S37 Kabelführung BA 2
- [A7] S37 Kabelführung BA 3
- [A8] S37 Kabelführung BA 4
- [A9] S37 Kabelführung BA 5
- [A10] S37 Kabelführung BA 6 Punkt 64-70
- [A11] S37 Kabelführung BA 6 Punkt 70-80
- [A12] S37 Kabelführung BA 6 u. 7 Punkt 80-90
- [A13] S37 Kabelführung BA 7 Punkt 90-100
- [A14] S37 Kabelführung BA 7 Punkt 100-110
- [A15] S37 Kabelführung BA 8 Punkt 110-120
- [A16] S37 Kabelführung BA 8 u. 9 Punkt 120-130
- [A17] S37 Kabelführung BA 9 Punkt 130-140



REGELQUERSCHNITT SIEHE PLAN
 A) WIDERLAGERUMBAU
 B) PFEILERUMBAU
 C) ÜBERSICHT FÜR ZUSATZVORSPANNUNG S.P.
 D) DETAILS SIEHE PLAN-201

ZUSAMMENSTELLUNG DER ZUGEHÖRIGEN PLÄNE
 BESTEHEND AUS DEN BESTANDSPLANEN
 UND DEM PLAN ÜBER DIE SANIERUNG 1995-1998
 SIEHE PLAN-202

AMT DER OÖ LANDESREGIERUNG
 DIPL.-ING. FRITZ KIRSCH
 S 37 Westautobahn A 1
 Brücke über die
 WANGAUER-ACHSE
 BESTAND
 ÜBERSICHTSPLAN
 ANSICHT, SCHNITT, GRUNDRISS
 804-200
 1:250



1 Stegbalken à 41,25 m

Pos	Stück	Φ	Länge	Schnitt	Torstahl 40	CQ50
					Φ6	Φ12
1	2	14	102	5,35	10,7	
2	2	14	97	5,30	10,6	
3	2	14	92	5,25	10,5	
4	2	14	87	5,20	10,4	
5	2	14	81	5,14	10,3	
6	2	14	76	5,09	10,2	
7	2	14	71	5,04	10,1	
8	2	14	65	4,98	10,-	
9	2	14	60	4,93	9,9	
10	2	14	54	4,87	10,23	
11	110	6	-	-	220	
12	V.E.	12	-	-	90,0	
13	-	16	-	-	104,-	
14	-	-	-	-	225,-	

Länge in m: 220, 195, 104, 205,-

kg/m: 0,222, 0,888, 1,208, 2,06

Gewicht in kg: 48,8, 79,9, 123,8, 422,5

Gewicht für 1 Balken: 528,- kg

Gewicht für 8 Balken: 4.225,- kg

1 Stegbalken à 28,- m

Pos	Stück	Φ	Länge	Schnitt	Torstahl 40	CQ50
					Φ6	Φ12
15	2	14	102	5,35	10,7	
16	2	14	96	5,29	10,6	
17	2	14	89	5,22	10,4	
18	2	14	82	5,15	10,3	
19	2	14	75	5,08	10,2	
20	2	14	68	5,01	10,-	
21	2	14	61	4,94	9,9	
22	10	14	-	-	4,87	
12	V.E.	12	-	-	59,-	
13	-	16	-	-	78,-	
14	-	-	-	-	134,-	

Länge in m: 59, 150, 78,-, 165,-

kg/m: 0,888, 1,208, 1,578, 2,06

Gewicht in kg: 52,8, 181,8, 123,8, 340,-

Gewicht für 1 Balken: 357,- kg

Gewicht für 36 Balken: 12.852,- kg

1 Stegbalken à 25,- m

Pos	Stück	Φ	Länge	Schnitt	Torstahl 40	CQ50
					Φ6	Φ12
23	1	14	102	5,35	5,4	
24	1	14	96	5,29	5,3	
25	1	14	89	5,22	5,2	
26	1	14	82	5,15	5,2	
27	1	14	75	5,08	5,1	
28	1	14	68	5,01	5,-	
29	1	14	61	4,94	4,9	
30	17	14	-	-	4,87	
31	1	14	57	4,90	4,9	
32	1	14	64	4,97	5,-	
33	1	14	71	5,04	5,-	
34	1	14	78	5,11	5,1	
35	1	14	85	5,18	5,2	
36	1	14	92	5,25	5,3	
12	V.E.	12	-	-	52,-	
13	-	16	-	-	78,-	
14	-	-	-	-	150,-	

Länge in m: 52, 149, 78,-, 150,-

kg/m: 0,888, 1,208, 1,578, 2,06

Gewicht in kg: 46,2, 180,8, 123,8, 309

Gewicht für 1 Balken: 350,- kg

Gewicht für 8 Balken: 2.800,- kg

Gesamtbedarf:

19.877,- kg Torstahl 40.

18.092,- kg Baustahlgitter CQ50.

Genehmigt mit Preis
auf Entz. 114.013-II/13-62
v. 12.7.62.

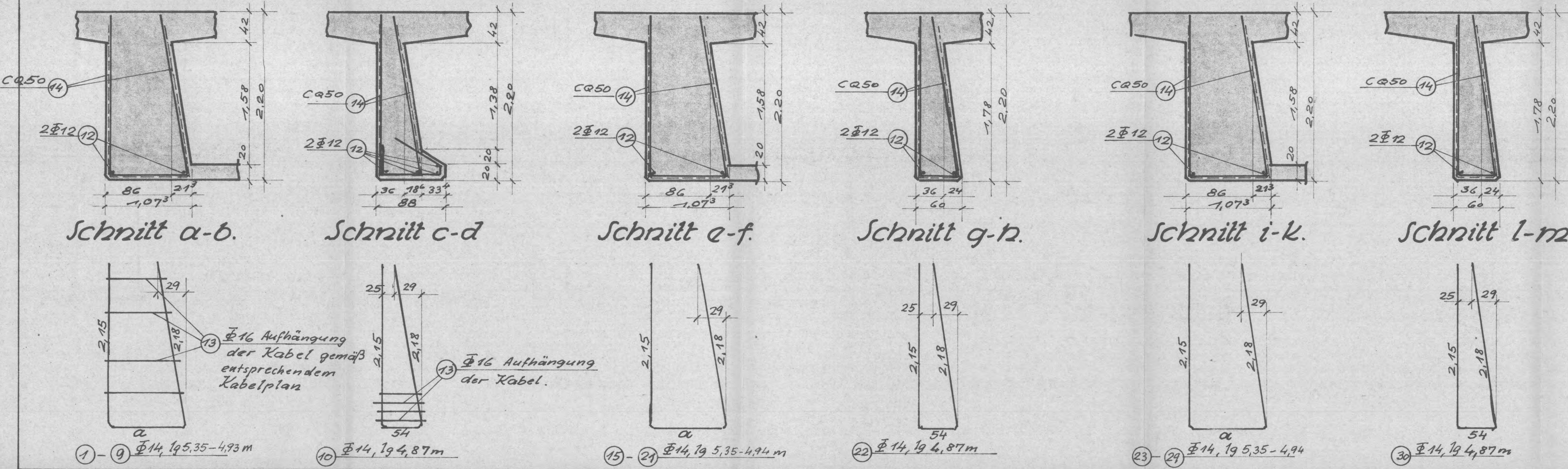
SPANNBETON - VERFAHREN:
B.B.R.V.

Alle Rechte gemäß Urheberrecht
BGBI. Nr. 111/1936 vom 1. 7. 1936
vorbehalten!

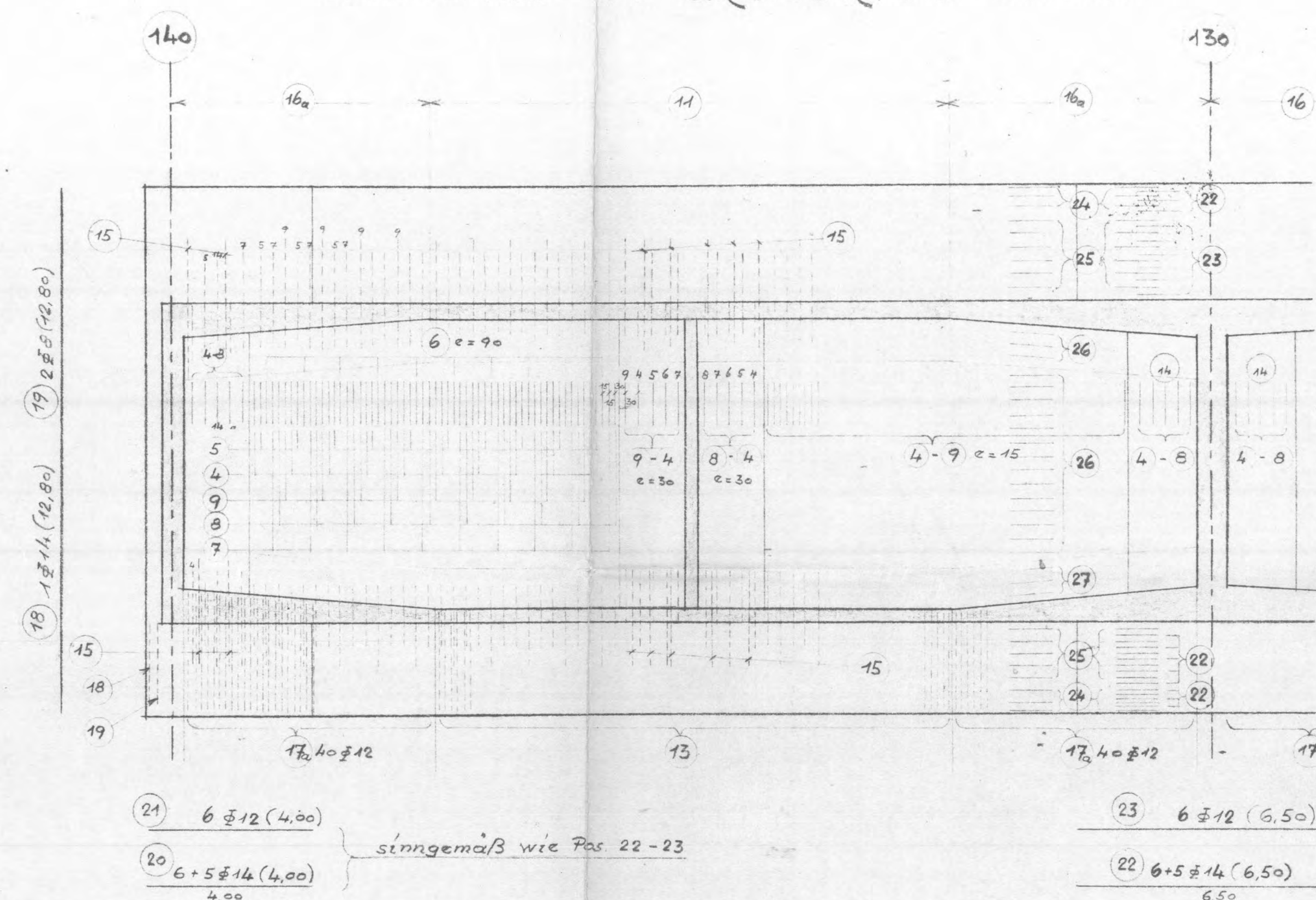
Baugesellschaft H. Rella & Co. Wien

Bauherr	O.Ö.L.B.D.	B 300 T 40
Bau	S 37.	
Bauteil	Schlaffe Stegbewehrung u. Bügel für Kabelunterstell.	
Entwurf	H. Rella	150, 1,25 6115/54
Gepr. v.	13.3.62	

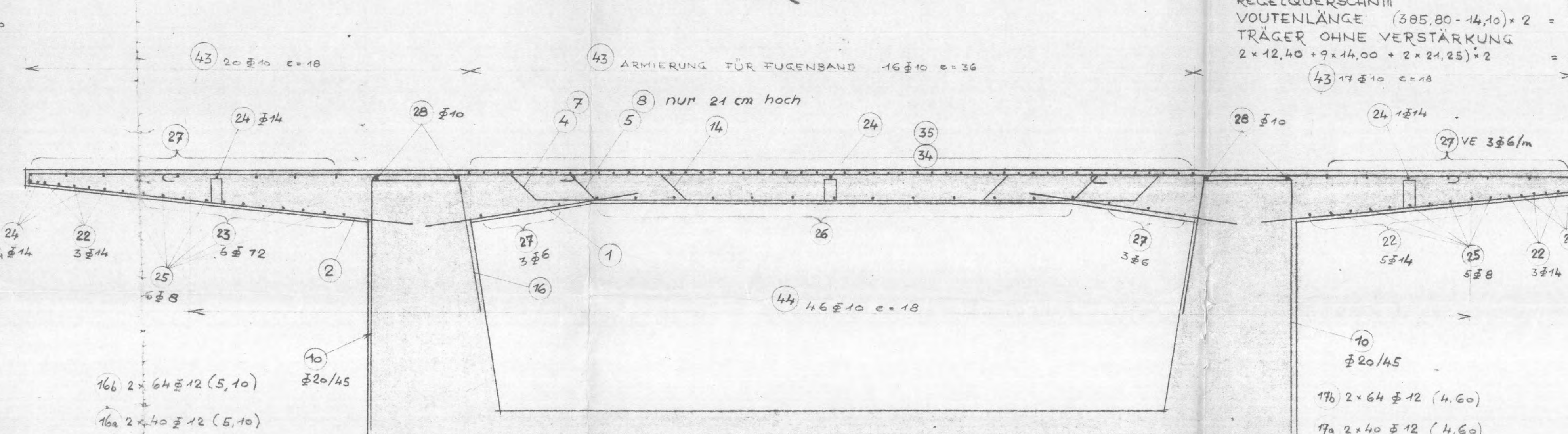
Anmerkung:
Beim Biegen der Bügel
ist das Quergefälle der
Stege zu berücksichtigen!



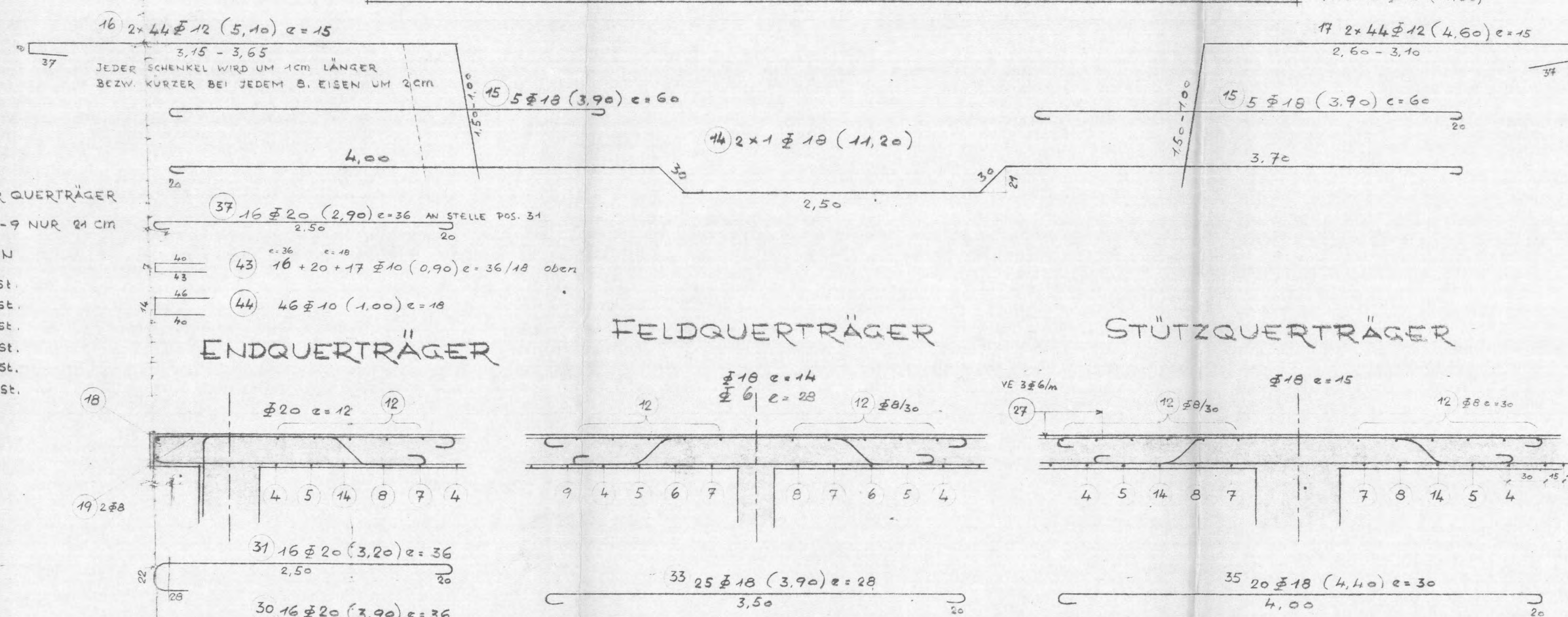
EISENLAGE IM GRUNDRISS 1:100



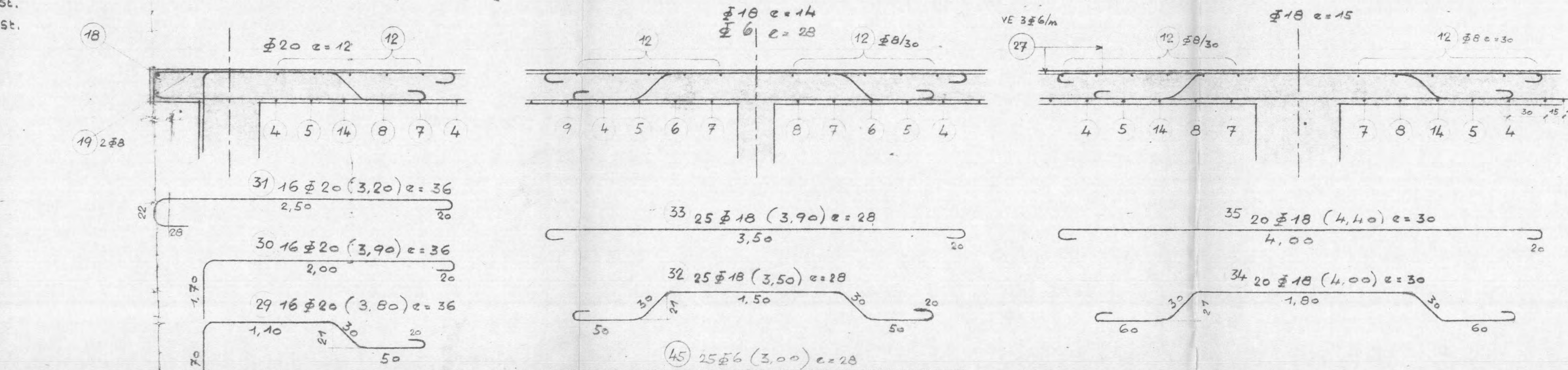
STÜTZQUERSCHNITT



10
 $\frac{20}{45}$



STÜTZQUERTRÄGER



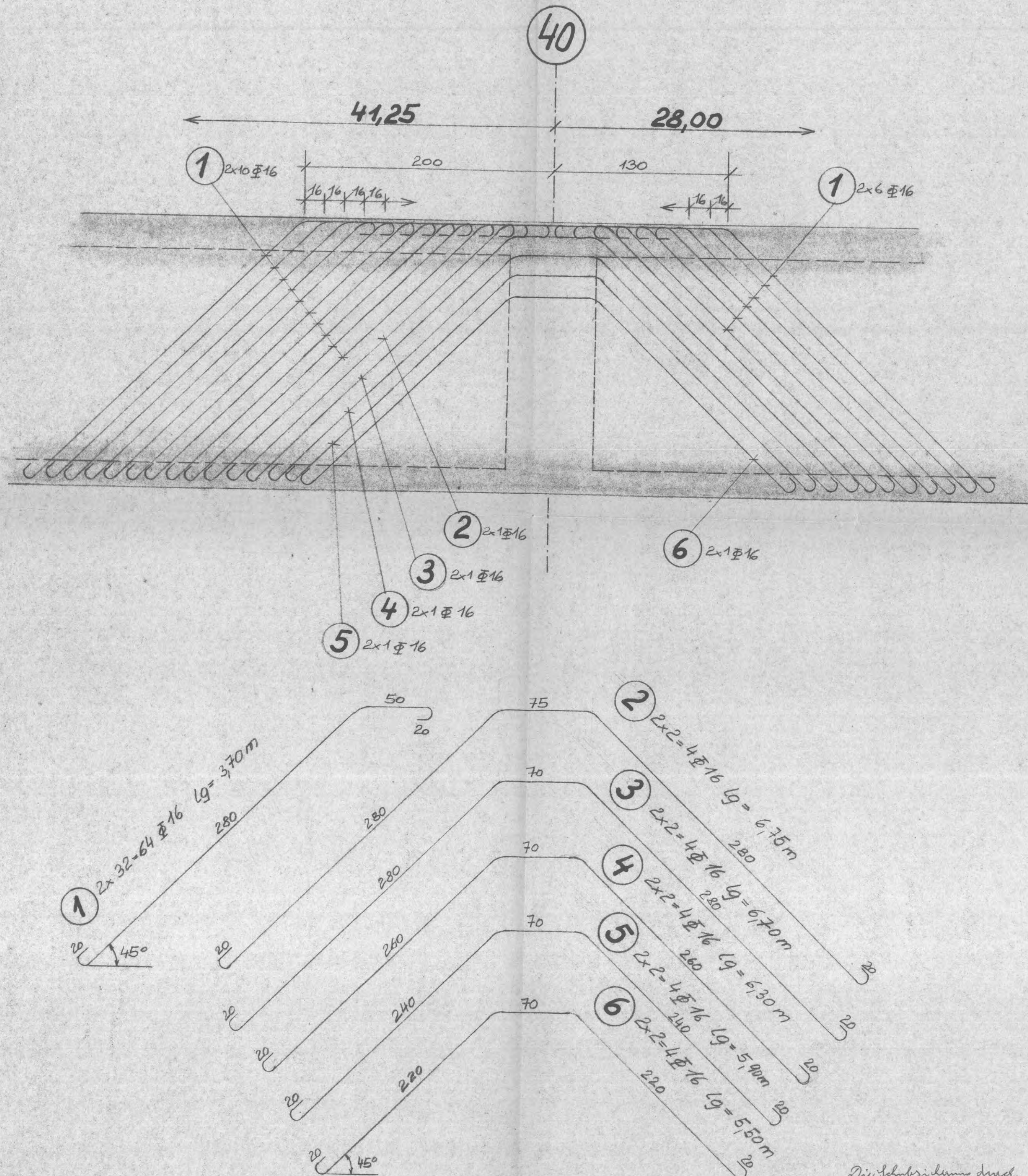
Pos	St	Länge	Schmitt-Länge					Terschl					40
			6	9	10	12	14	16	18	20			
1	74,3 L 0,30	2478	8	1,70									
2	88,5 L 0,3	2486	6	3,10									
3	" "	2482	6	2,50									
4	207,3 0,04-58,4	371	16	10,40									
5	" "	371	18	10,70									
6	" 13,3	345	18	11,80									
7	" 52,5	371	16	10,50									
8	" 124-13,2	355	18	10,50									
9	" 13	352	19	11,80									
10	374,7 2,04-12,2	1658	20	4,00									
11	193,3 5,0-18,1	1888	12	4,80									
12	374,7 0,30-1	1889	8	4,50									
13	193,3 0,15-1	1888	12	4,30									
14	12,2 2	26	18	11,20									
15	26,3 26,4	284	18	3,70									
16	18 4,4	792	12	5,70									
16a	4 4	160	12	5,40									
17	18 4,4	792	12	4,60									
17a	4 4	160	12	4,60									
17b	4 4	264	12	4,60									
18	1 2	2	14	12,80									
19	2 3	4	8	12,80									
20	11 2	28	14	4,00									
21	8 2	12	12	4,00									
22	11 2	18	14	6,50									
23	6 12	72	12	6,50									
24	385,0 0,10-12	371	16	10,50									
25	385,0 11	350	6	0,00									
26	385,0 43-337,0	16	12	0,00									
27	385,0 20-207,3	350	6	0,00									
28	385,0 4	10	0	0,00									
29	16 2	32	20	3,90									
30	"	32	20	3,90									
31	"	32	18	3,20									
32	25 13	125	18	3,50									
33	"	125	18	3,90									
34	20 12	240	18	4,00									
35	"	240	18	4,40									
36	385,0 0,50	778	8	1,15									
37	"	16	20	2,90									
38	384	12	2,80										
39	"	370	12	0,90									
40	384	12	0,90										
41	385,0 0,50	778	10	1,15									
42	385,0 3,0-4	164	14	1,85									
43	"	53	10	0,90									
44	"	46	10	1,00									
45	25 13	325	6	3									

FÜR 2 TRAGWERKE $2 \times \frac{117,397,10}{418,635,89} \text{ Kg} = \frac{234,794,20}{237,261,60} \text{ Kg}$

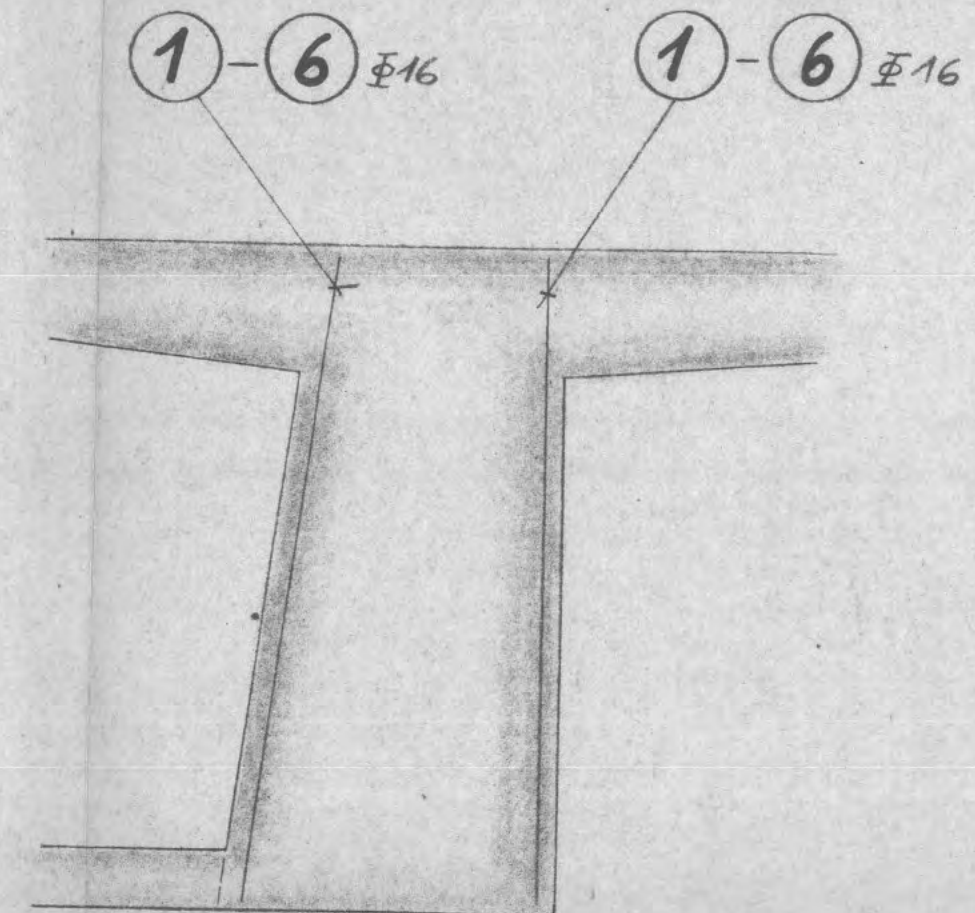
gezeichnet v. B. H. K. W. mit Beschriftung
auf Gel. Bl. 144.698-1113-62 v. 28. V. 62

Baugesellschaft H. Rella & Co. Linz						
Bauwerk		O.O. LDS REG.				
Ort		S 37				
Bauherr						
BEWEHRUNG DER FAHRBAHNPLATE						
1:200 1:25						
Projektion						
6145						
Gezeichnet		Maßstab		Ausschnitt		
H. Rella		1:20, 2:63, 3:29, 4:24		1:25		
Geprüft		1:25, 2:63, 3:29, 4:24		1:25		
Titelblatt		1:25, 2:63, 3:29, 4:24		1:25		
Druckjahr						
508						

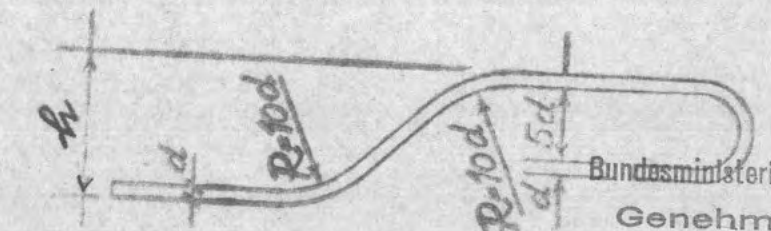
TRÄGERLÄNGSSCHNITT 1:25



QUERSCHNITT 1:25



Pos	Stück	Ø	Länge	16	Ø
1	64	16	3,70	236,80	
2	4	16	6,75	27,00	
3	4	16	6,70	26,80	
4	4	16	6,30	25,20	
5	4	16	5,90	23,60	
6	4	16	5,50	22,00	
m ¹				361,40	
Kg/m ¹				1,58	
Kg				571,01	
Σ Kg				571,01 Kg	



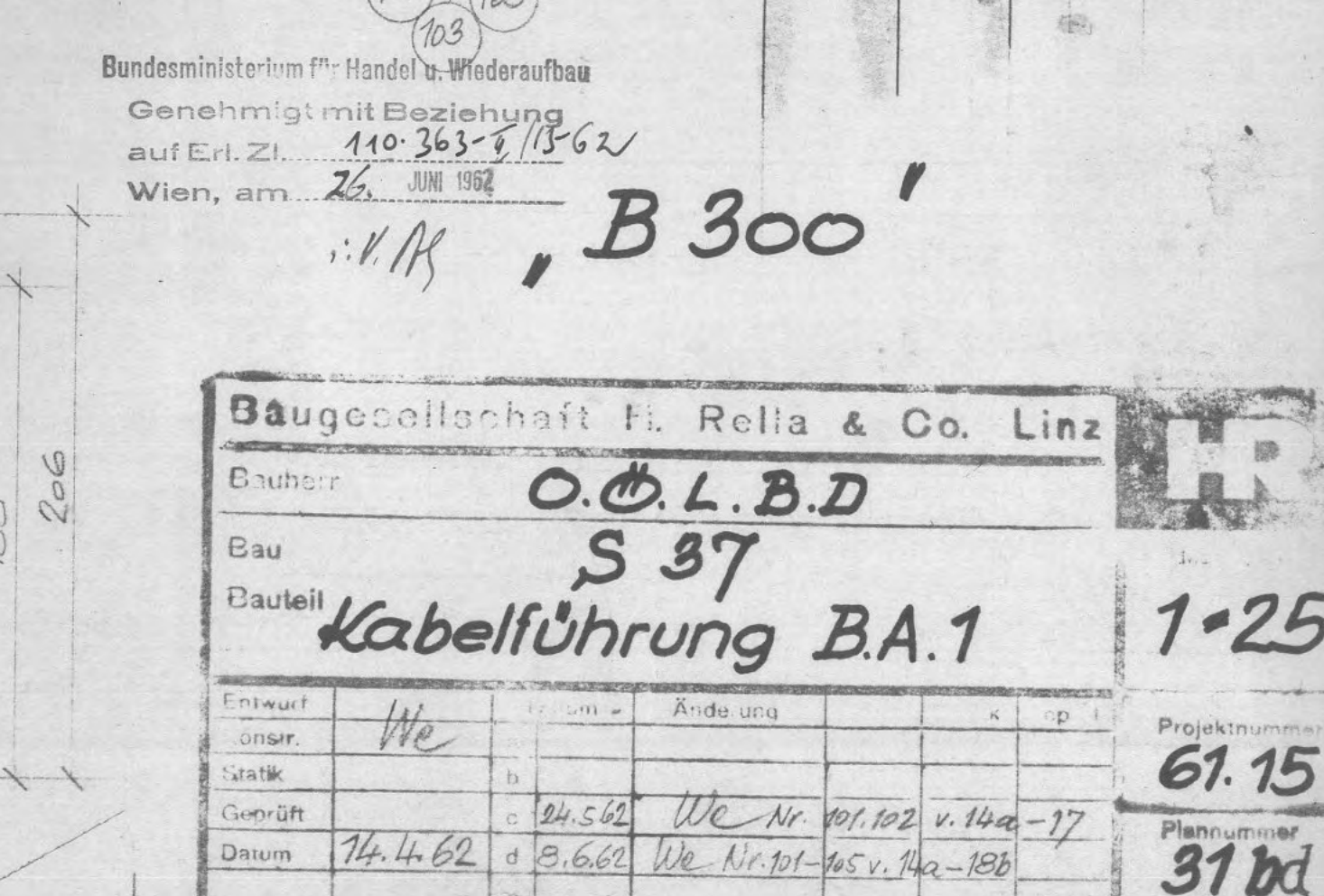
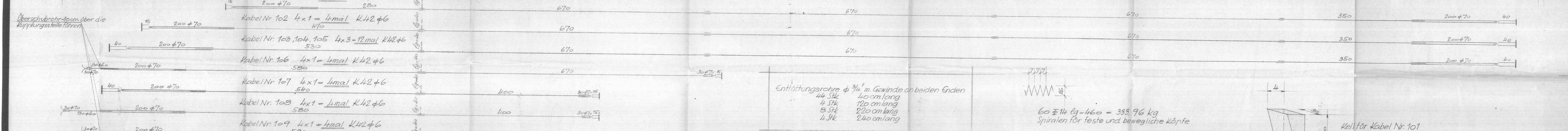
Bundesministerium für Handel u. Wiederaufbau
Genehmigt mit Beziehung
auf Erl. Zl. 177.183-2/13-62
Wien, am 3. Okt. 1962

TOR 40, B 300

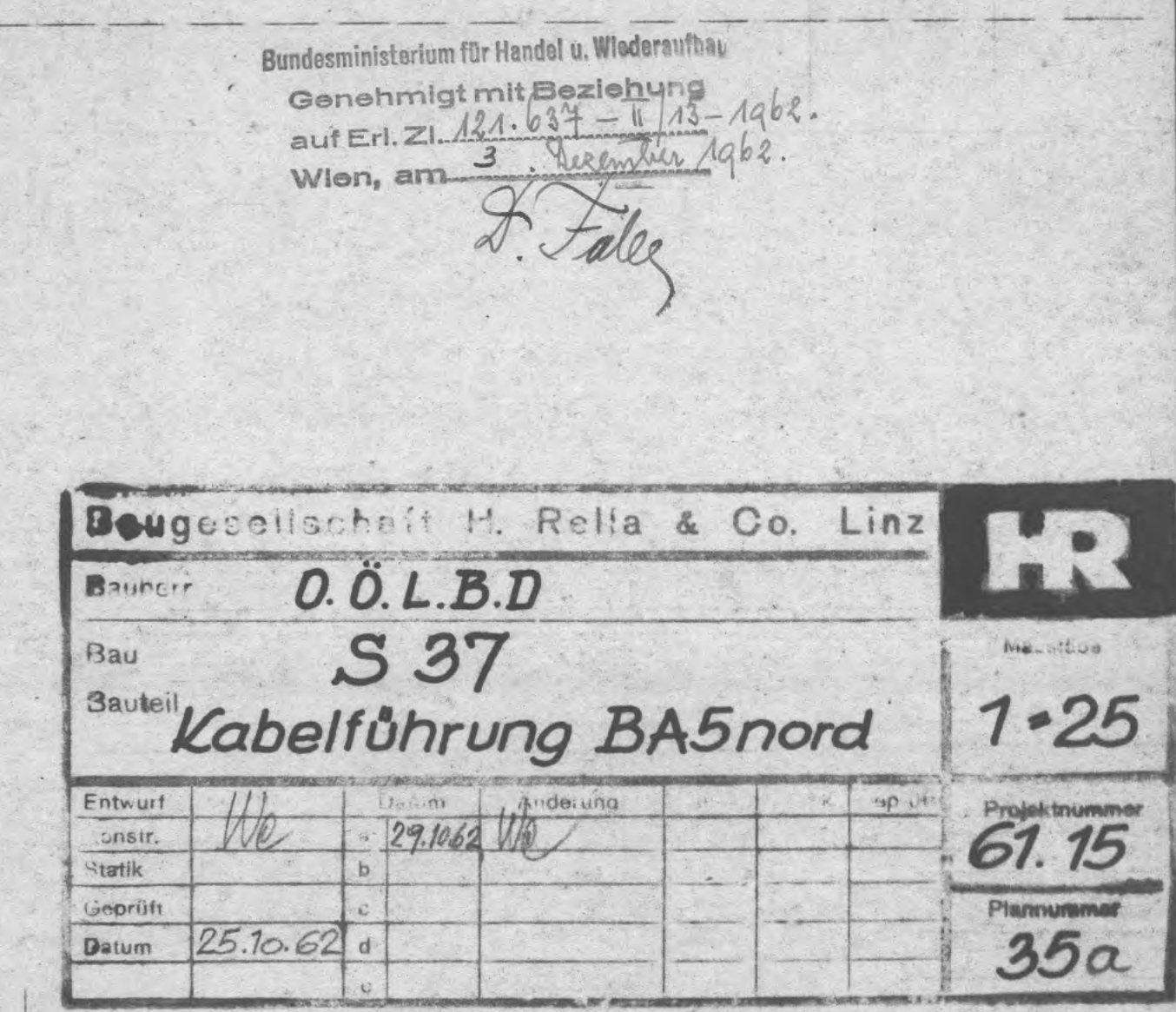
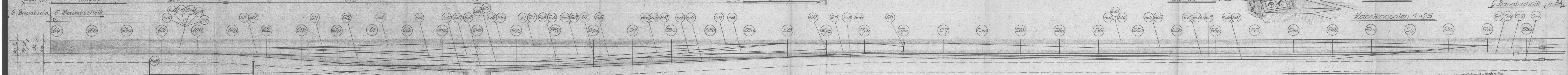
D. Fale

Die Schürbildung durch in der Engzone
verankerte Schrägen (Pos 1) ist nicht
in Ordnung. Die Bewehrung konnte jedoch
nicht mehr geändert werden, da die Firma
die Pläne für den 3. Bauabschnitt erst am 21.
Nov. 24. September eingereicht hat und am 29.
September diesen Bauabschnitt bereits betonnen hat,
ohne die Genehmigung abzuwarten.
Dr. G. H. Müller

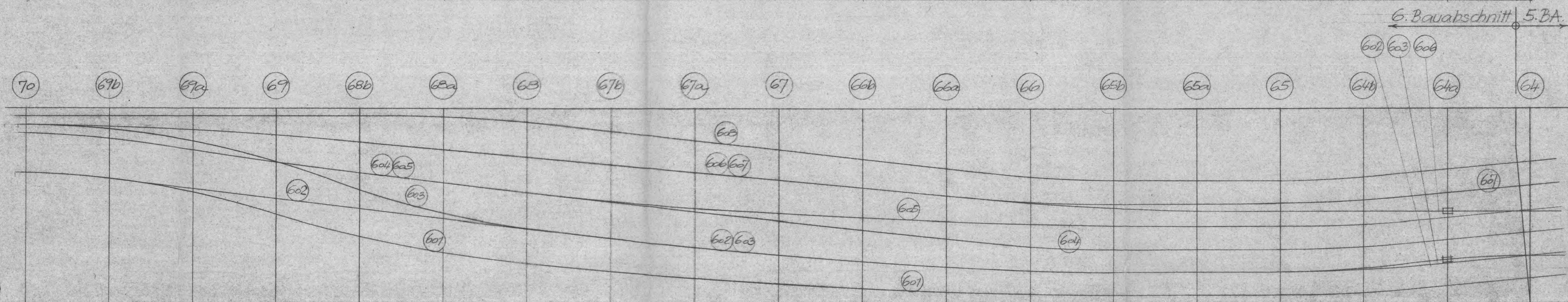
Baugesellschaft H. Relia & Co. Linz		HR
Bauherr	O. Ö. L. B. D.	
Bau	S 37	1:25
Bauteil	Stegzusatzbewehrung bei Stütze 40 N	
Entwurf	W. H. Meyer	Datum
Statik	21.9.62	
Geodät	W. H. Meyer	Änderung
Datum	20.9.1962	
Projektumfang		Plannummer
61-15		
106a		





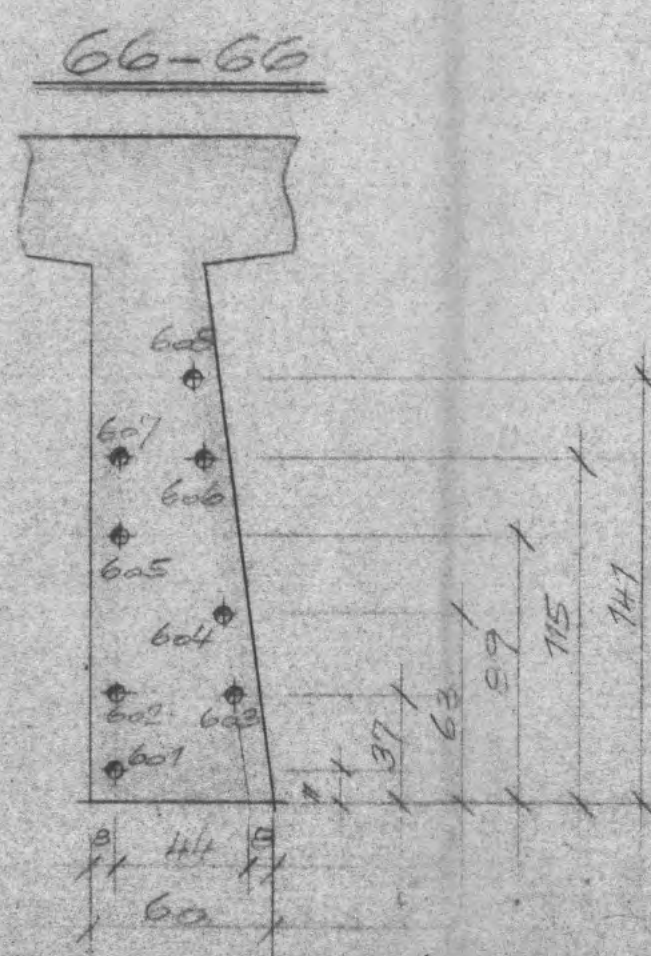
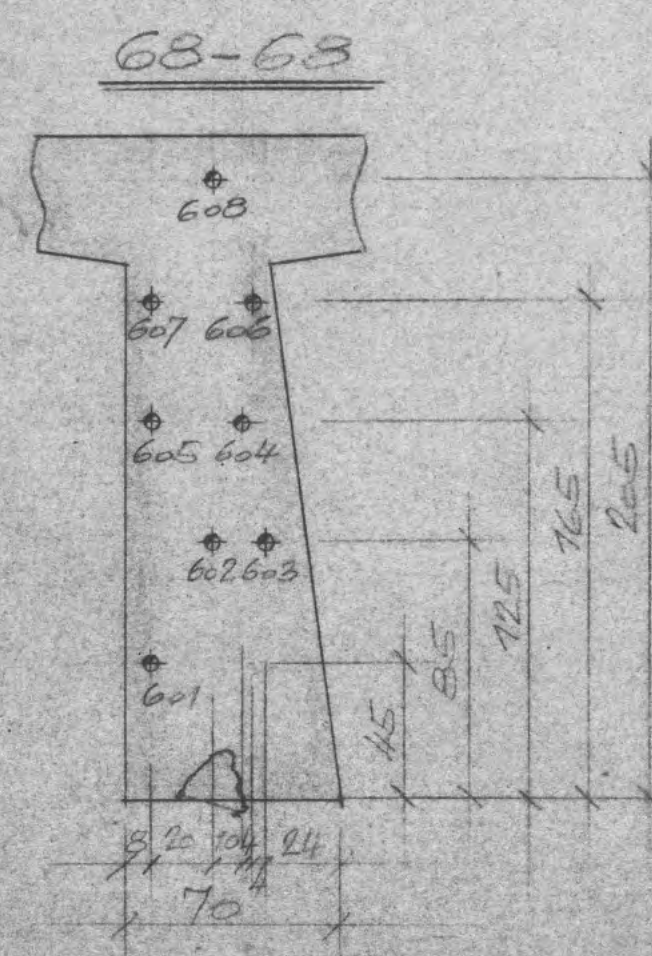
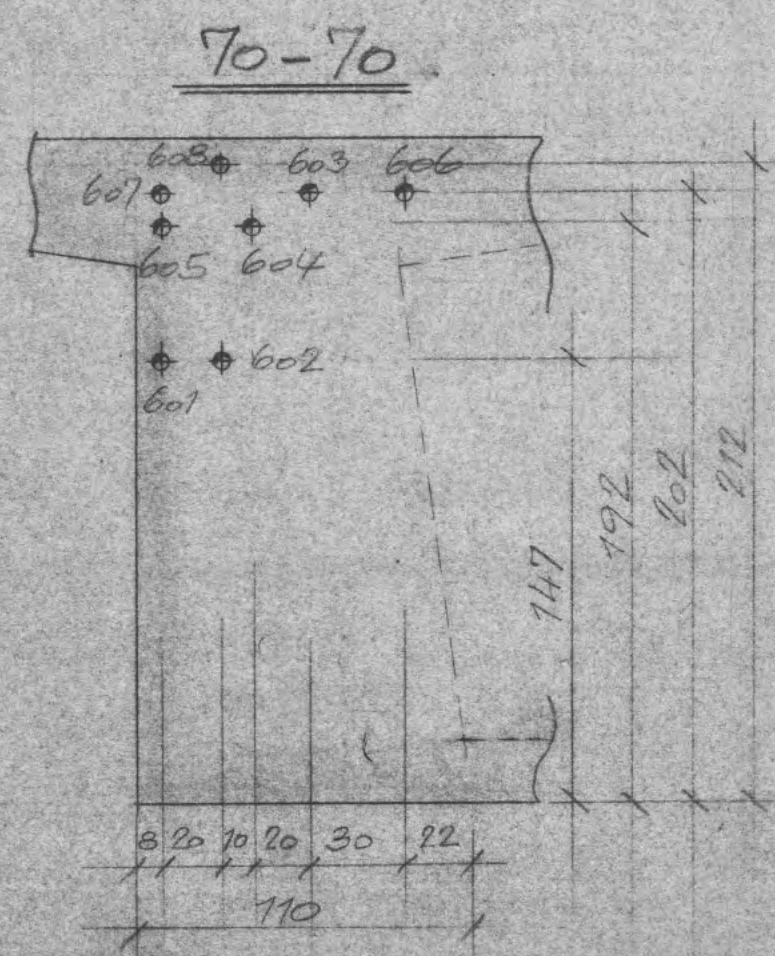
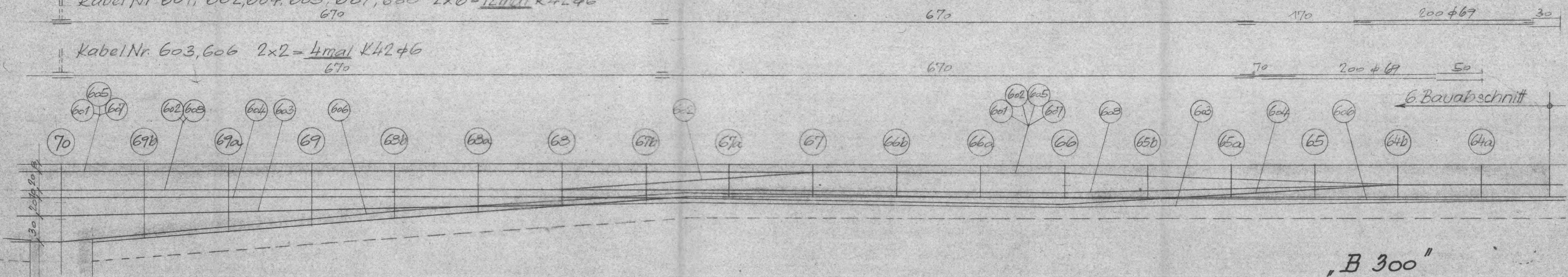


Anschlussplan Nr. 61.15-37

[illegible]

Kabel Nr 601, 602, 604, 605, 607, 608 $2 \times 6 = 12 \text{ mal}$ K4246
670

Kabel Nr. 603,606 $2 \times 2 = \frac{4 \text{ mal}}{670}$ K42 $\phi 6$



Entlüftungsröhre $\phi 3/4"$ m. Gewinde
an beiden Enden

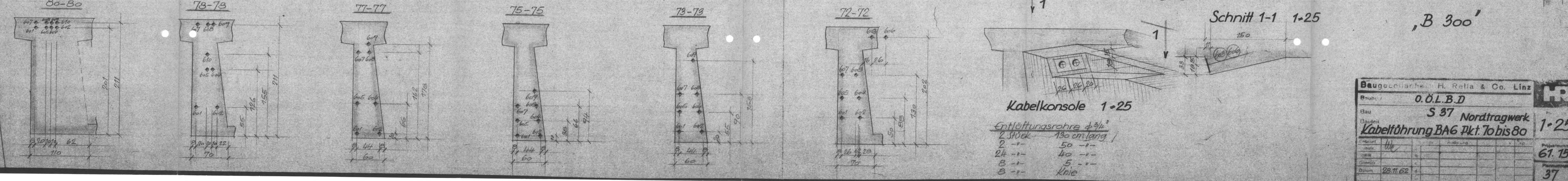
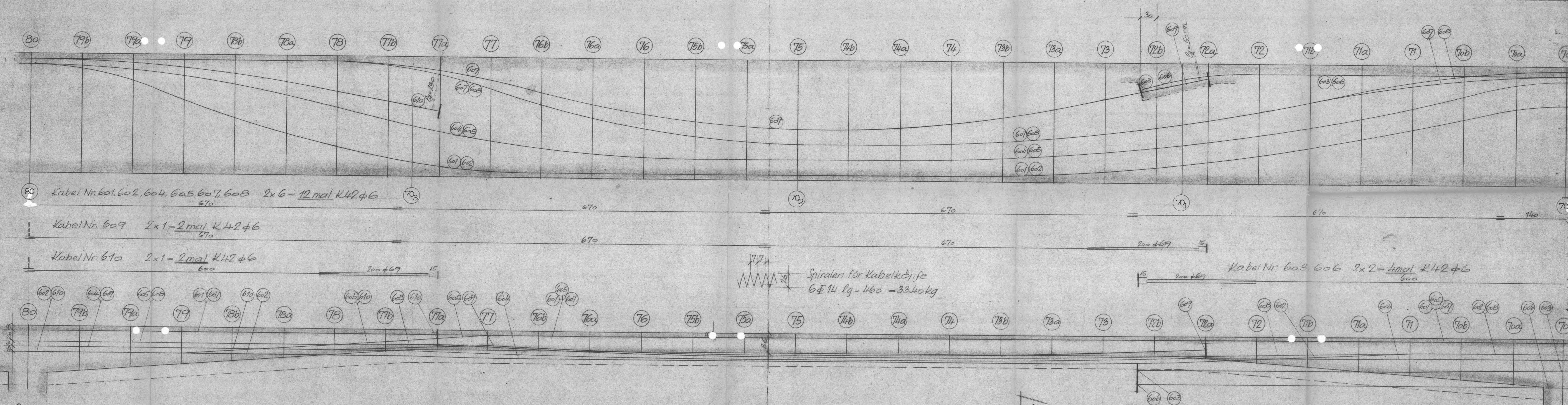
14 Stk
24 Stk
12 Stk
12 Stk

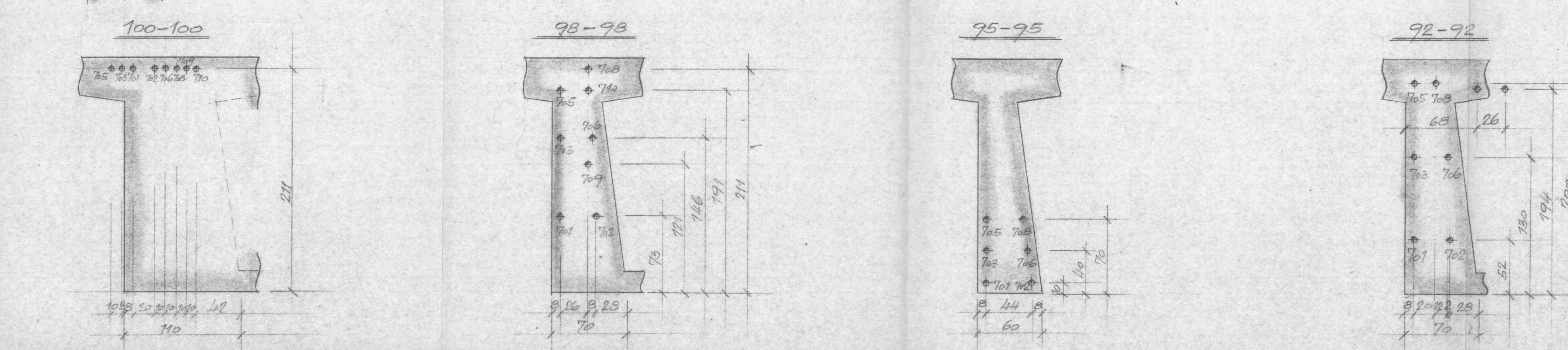
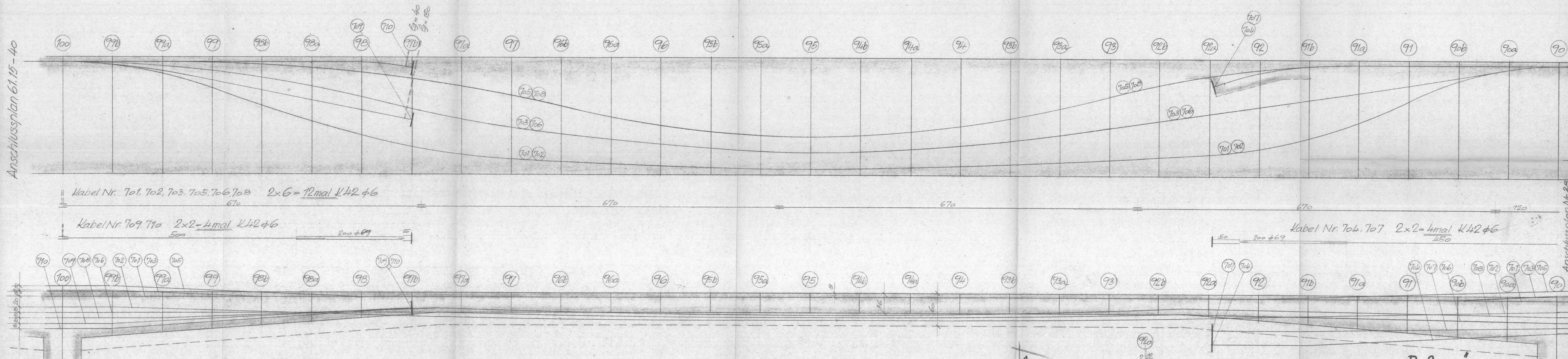
100 cm lg.
50 cm lg.
5 cm lg.
Knie

"Änderung a": Kabel im Bereich d. Pkt 65
um 7cm tiefer gelegt.

Baugesellschaft H. Rella & Co. Linz				
o. Ö. L. B. D.				
S 37 Nordtragwerk				1-25
Kabelführung B. A6 Pkt. 64 bis 70				
Zeichner	Proj. u. Konstr.	Abgepr. u. gepr.	Gepr. u. abg.	Projektnummer 61.15
instr.	17.11.62	17.11.62		
Zeichner				Plannummer 36a
instr.	17.11.62			

Anschlussplan Nr. 61.15-38

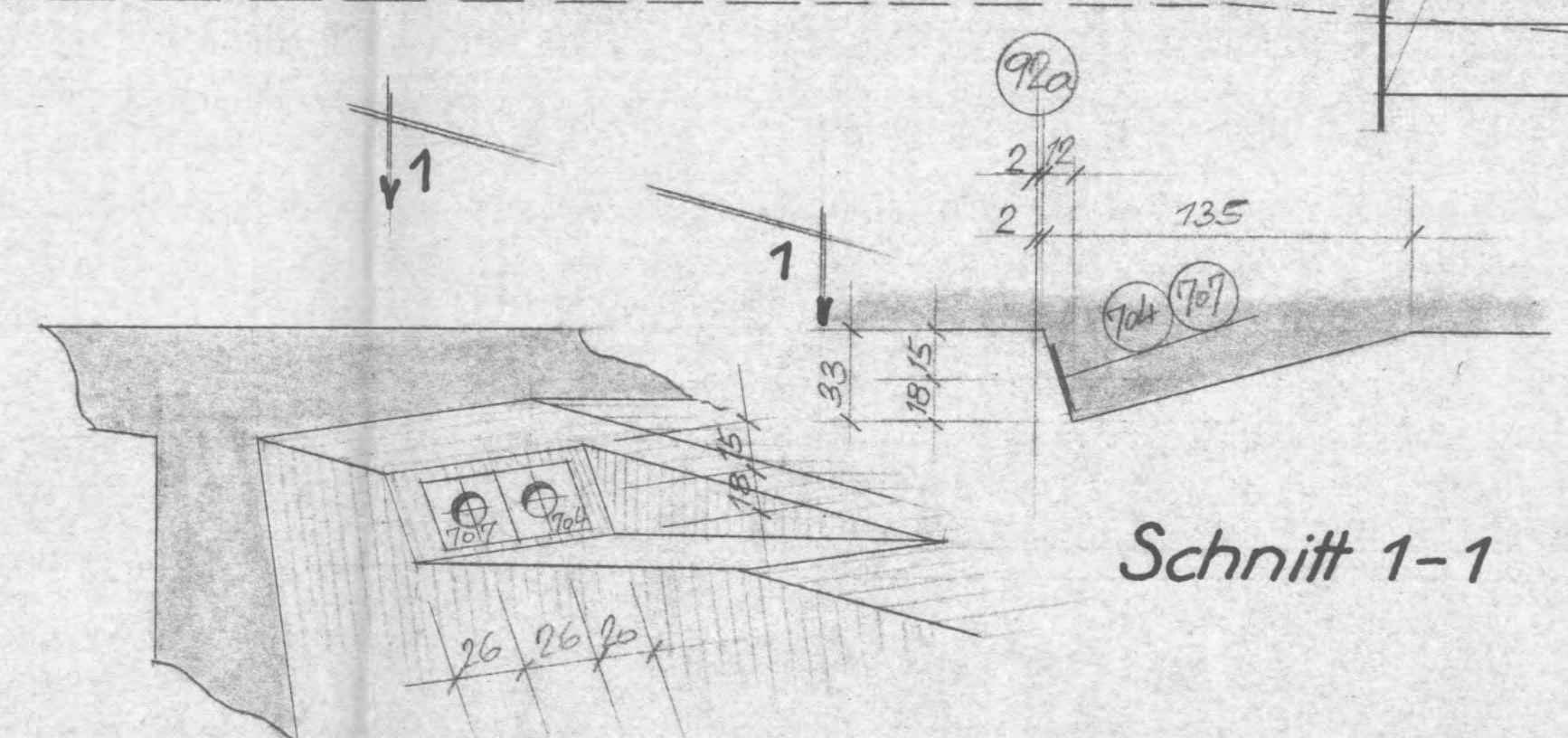
[illegible]

[illegible]

Spiralen für Kabelköpfe
 $8 \Phi 14 \text{ lg} = 460 = 44,53 \text{ kg}$

Entlüftungsrohre $\phi 3/4"$

2 Stk	150 cm lang
4 Stk	70 cm lang
22 Stk	40 cm lang
8 Stk	5 cm lang
8 Stk	Knie

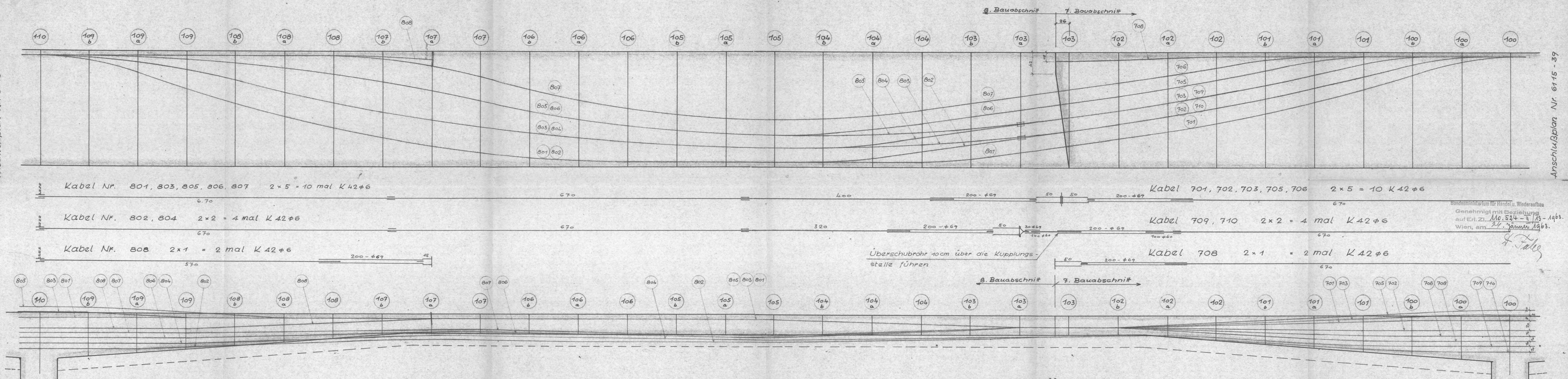


Schnitt 1-1 1-25

Kabelkonsole 1-25

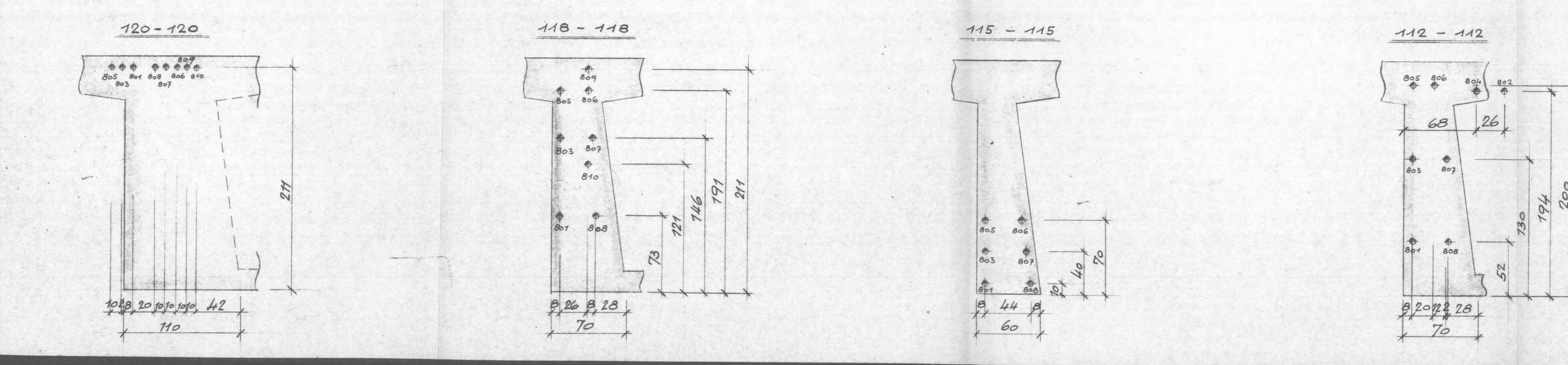
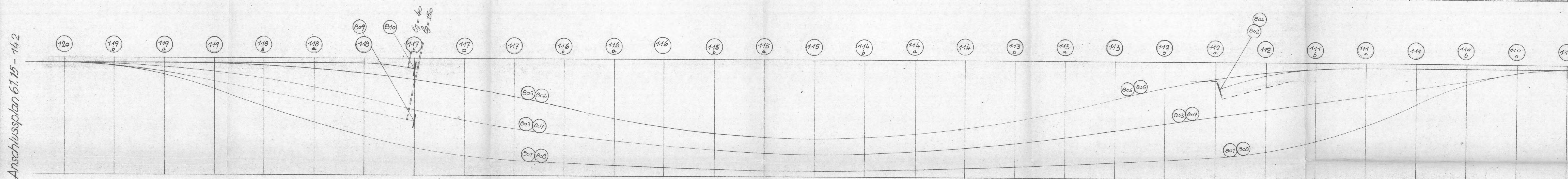
"B 300"
Bundesministerium für Handel u. Wiederaufbau
Genehmigt mit Beziehung
auf Erl. Zl. *110.524 - R 13 - 1963.*
Wien, am *24. Jänner 1963.*
F. Taler

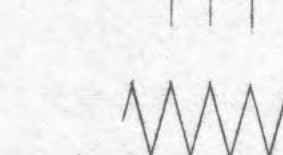
Jaugenlehre H. Relia & Co. Linz		
o. Ö.L.B.D.		
Bao	S 37 Nordtragwerk	
Bauart	Kabellührung BA.7 Pkt. 90 bis 100	
Einbauelement	a	Projektnummer
Stärke	b	61.15
Geprüft	c	Plattnummer
Datum	19.12.62	39

[illegible]

Baugesellschaft H. Rella & Co. Linz					
Bauherr O. Ö. L. B. D.					
Bau S 37 Nordtragwerk Bauteil Kabelführung BA 7 u. 8 Punkt 100 - 110					
Zeichner <i>HR</i> Korrig. <i>HR</i> Gezeichnet Datum 20.12.62 Blatt Änderung 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10					
					Projektnummer 61.15 Plannummer 40

Anschlussplan 67.15 - 142

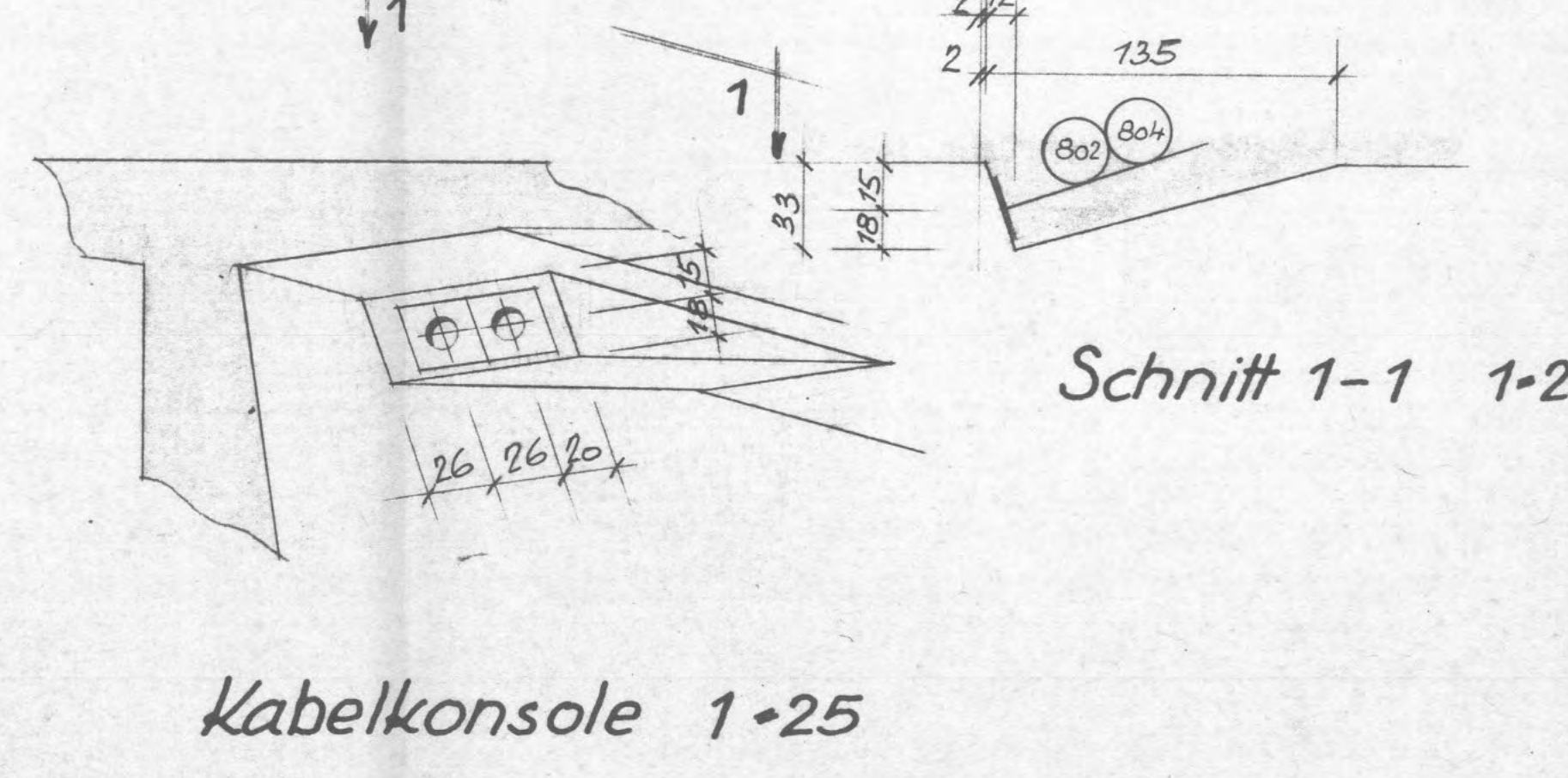
[illegible]



 Spiralen für Kabelköpfe
 $3 \pm 14 \lg = 460 = 44,53 \text{ kg}$

Entlötungsrohre $\phi 3/4"$

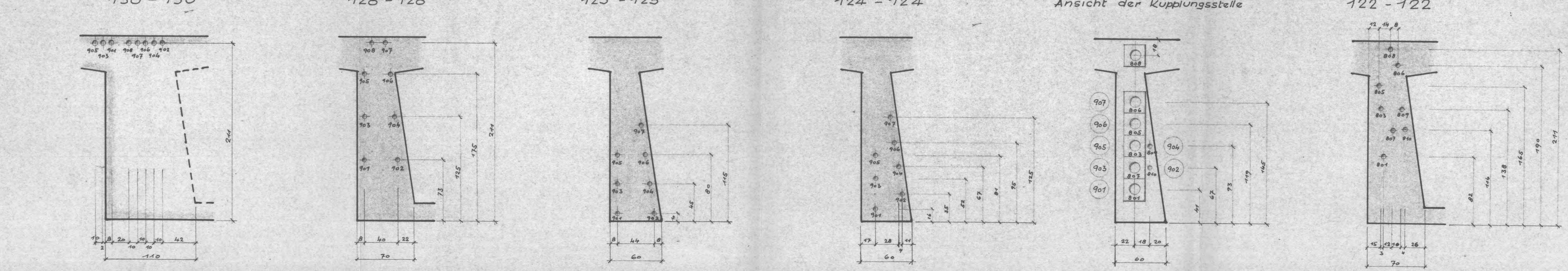
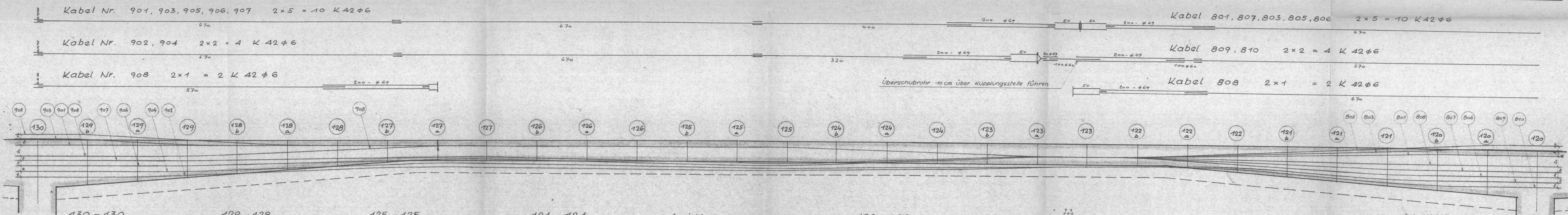
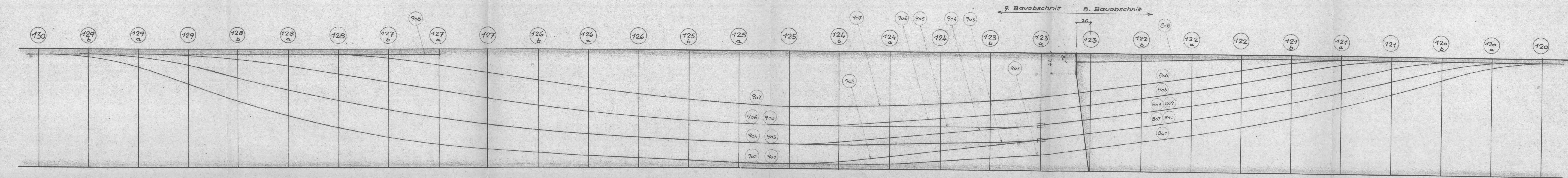
2 Stk	150 cm lang
4 Stk	70 cm lang
22 Stk	40 cm lang
8 Stk	5 cm lang
8 Stk	Knie



"B 300"
Bundesministerium für Handel u. Wiederaufbau
Genehmigt mit Bezeichnung
auf Erl. Zl. 110.524 - T. 43 - 1963.
Wien, am 27. Jänner 1963.
F. Fabe

5

H. Reita & Co. Linz		
D. Ö. L. B. D.		
Typ	S 37 Nordtragwerk	
Bestellnr.	Kabelführung BA. 8 Pkt. 110 bis 120	
Abm.	374	Projektnummer 61. 15 Plannummer 141
Stück	16	
Preis	19.12.62	
Abgabe		

[illegible]

Bundesministerium für Handel u. Wiederaufbau
Genehmigt mit Beziehung
auf Ed. Zl. 110.524-11/13-1963.
Wien, am 24. Jänner 1963.
H. Falck

Baugesellschaft H. Rella & Co. Linz				
Gebäude O.O. L.B.D.				
Bauplan				1:25
Nordtragwerk Kabelführung BAB u. 9 Pkt. 120 - 130				
rechnerisch	24%	a	120 - 130	
statisch	11	b		
Geodätisch	1/2	c		Projektnummer 6115
Detail	7-1.63	d		
				Plannummer 142

