



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

HØGSKOLEN
I AGDER



DIPLOMARBEIT

zum Thema:

Entwurf einer kombinierten Straßen-Eisenbahn- Netzwerkbogenbrücke

Bearbeiter:

Mathias Räck

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Tragwerke und Baustoffe
Lehrstuhl für Stahlbau

in
Kooperation
mit

Høgskolen i Agder
Avdeling for teknologi
Grooseveien 36
4876 Grimstad
Norway

Betreut durch:

Prof. Dr.-Ing habil. Wolfgang Graße
Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit
Dipl.-Ing. Stephan Teich

Grimstad, August 2003

Ehrenwörtliche Erklärung:

Hiermit erkläre ich, Mathias Räck, dass ich die vorliegende Diplomarbeit selbstständig ohne andere als die angegebenen Unterlagen angefertigt habe.

Grimstad, 18. August 2003

Mathias Räck

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen

Aufgabenstellung für die Diplomarbeit

in der Studienrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau

Name des Diplomanden: Mathias Räck

Thema:

Entwurf einer kombinierten Straßen-Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücke

Zielsetzung:

Der Diplomand erhält die Aufgabe, eine kombinierte Straßen-Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücke zu entwerfen, konstruktiv durchzubilden und zu berechnen.

Die Brücke besteht aus vier Bogenebenen, wobei jeweils an den Außenseiten dreispurige Fahrbahnen angeordnet sind und in der Brückenmitte eine zweigleisige Eisenbahnstrecke verläuft. Die Brückenbreite beträgt 40,60 m, die Länge der Brücke misst 160 m.

Aufbauend auf den Diplomarbeiten von Herrn Steimann sowie Herrn Wendelin und Herrn Teich sollen die erforderlichen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erbracht werden. Dabei sind Stabilitätsuntersuchungen des Bogens unter Berücksichtigung geeigneter Imperfektionen durchzuführen. Zur Aufnahme der Windlasten soll eine geeignete Aussteifung gewählt werden. Unter Berücksichtigung des Ermüdungsverhaltens ist eine vorteilhafte Hängerkonstruktion zu entwerfen und zu bemessen. Die Biegetragfähigkeit des Betonuntergurtes soll nachgewiesen und die zur Aufnahme der Zugkräfte aus Bogenschub erforderlichen Spannglieder dimensioniert werden.

Die Ermittlung der Verschiebungs- und Schnittgrößen soll am räumlichen FE-Modell erfolgen.

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. habil. W. Graße
Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit
Dipl.-Ing. S. Teich

Ausgehändigt am:
Einzureichen am:

Verantwortlicher Hochschullehrer

Inhaltsverzeichnis

1.	Vorwort und Danksagung	3
2.	Einleitung	4
3.	Thesen der Diplomarbeit	6
4.	Der Netzwerkbogen	7
5.	Entwurf der kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücke	
5.1	Entwurfsanforderungen, Vorüberlegungen, Annahmen	
5.1.1	Querschnittsgestaltung	12
5.1.2	Entwässerung	14
5.1.3	Übergangskonstruktionen.....	14
5.1.4	Schutzeinrichtungen	14
5.1.5	Keine Kappen	15
5.1.6	Lage und Windbelastung	15
5.1.7	Verkehrsbelastungen.....	16
5.2	Bogenquerschnitte	17
5.3	Windportal und Windverband	19
5.4	Hänger	20
5.5	Betonuntergurt	21
5.6	Ansichten	22
6.	Berechnung und Nachweisführung	
6.1	Bögen	
6.1.1	Stabilitätsversagen aus der Ebene	25
6.1.2	Stabilitätsversagen in der Bogenebene	25
6.1.3	Ermüdung der Bögen.....	27
6.2	Windportal und Windverband	28
6.3	Hänger	
6.3.1	Suche einer vorteilhaften Hängeranordnung	29
6.3.2	Hängerbefestigungen an den Bögen	32
6.3.3	Hängerbefestigung am Betongurt.....	35
6.4	Spannbetonuntergurt	
6.4.1	schlaffe Bewehrung	38
6.4.2	Quervorspannung.....	39
6.4.3	Längsvorspannung	41
6.4.4	Endquerträger.....	41
6.5	Bogenfußpunkt, Verankerung der Längsspannglieder	43
6.6	Lagerung der Brücke.....	48
6.7	Verformungen	49

7. Materialverbrauch	50
8. Montage	
8.1 Allgemeine Betrachtungen	53
8.2 Temporärer Untergurt	54
8.3 Bauablauf.....	58
9. Zusammenfassung	61
Literaturverzeichnis	64
Abbildungsverzeichnis	66
Tabellenverzeichnis	70
Normenverzeichnis	71
Anhang A:	Lastannahmen
Anhang B:	Vorbemessung
Anhang C:	FEM -Berechnung
Anhang D:	Nachweise

1. Vorwort und Danksagung

Dank der guten Partnerschaft des Lehrstuhles für Stahlbau der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden und der Høgskolen i Agder in Norwegen, erhielt ich die Möglichkeit, diese Diplomarbeit in Grimstad zu bearbeiten. Dadurch konnte ich interessante Einblicke in andere Herangehensweisen, Vorschriften und Konstruktionsmethoden gewinnen.

Insbesondere die sehr intensive und anregende Betreuung durch Herrn Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit war eine wertvolle Unterstützung.

Für die hervorragende Betreuung und Zusammenarbeit möchte ich hiermit noch einmal meinen besonderen Dank gegenüber

Herrn Doz. em. Dr.-Ing. Per Tveit,

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Wolfgang Graße

und

Herrn Dipl. Ing. Stephan Teich

aussprechen.

2. Einleitung

Wie überall in unserer durch Verkehrswege stark geprägten Umwelt sichtbar, gehören der Entwurf und die Projektierung von Brückenbauwerken zu den am stärksten wahrgenommenen Tätigkeitsfeldern des Bauingenieurs. Das konfrontiert ihn jedoch auch mit den höchsten Anforderungen, denn die erfolgreiche Lösung muss nicht nur bautechnische, sondern auch architektonische, wirtschaftliche und in immer stärkerem Maße umweltpolitische Überlegungen in Einklang bringen.

Die Bogenbrücke ist im Spannweitenbereich von 80 bis 200 m ein sehr populärer Brückentyp. Sie trägt gleichmäßige Lasten im Bogen hauptsächlich über Druck ab. Erst wenn durch Verkehrslasten der Bogen einseitig deformiert wird, entstehen hohe Biegebeanspruchungen. Die Stabilisierung gegenüber dieser Belastung wird durch eine kombinierte Biegesteifigkeit des Bogens und des Trägers erzielt. Ein dünner Bogen braucht einen dicken Träger, einen Versteifungsträger. Gerade für stählerne Stabbogenbrücken mit vertikalen Hängern ist Halblast oft der bemessungsrelevante Lastfall und die Querschnitte müssen für die hohen Biegemomente ausgelegt werden. Die Anwendung von gekreuzten Hängern minimiert diese ungünstigen Beanspruchungen allerdings erheblich. Dass Netzwerkbogenbrücken schlank und transparent konstruiert werden können und damit eine wirtschaftliche, ästhetisch ansprechende und ressourcenschonende Lösung darstellen, soll unter anderem mit dieser Arbeit gezeigt werden.

In den 1960er Jahren wurden in Europa einige Netzwerkbogenbrücken gebaut. In Norwegen entstanden mit der 80 m langen Brücke in Steinkjer und der 84 m langen in Bolstadtraumen zwei Straßenbrücken. Auch die 1963 gebaute mit 248 m Spannweite kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Fehmarnsund, beruht auf dem Prinzip des Netzwerk Bogens. Zu einer weiteren Verbreitung dieses vorteilhaften Brückentyps kam es in Europa jedoch nicht. Erst in Japan wurden in den 1990er Jahren eine Reihe von Straßen- und eine S-Bahnbrücke mit Spannweiten bis zu 252 m als Netzwerkbogen ausgeführt.

In dieser Diplomarbeit soll gezeigt werden, dass eine kombinierte Straßen-Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücke über 160 m Spannweite ein sehr effizientes und vorteilhaftes Tragwerk ist. Es werden vier Bogenebenen mit einem durchgehenden längs und quer vorgespannten Betonuntergurt entworfen. In der Mitte verlaufen zwei Gleise für den Eisenbahnverkehr, außen befinden sich jeweils drei Fahrspuren für den Straßenverkehr. Die Anwendung einer solchen Netzwerkbogenbrücke ist besonders als Teilspannweite bei Meeres- oder sehr breiten Flussquerungen sinnvoll. Auch auf einen effizienten Montageablauf einer solchen Brückenkonstruktion wird in dieser Arbeit eingegangen.

Die Nachweise der Haupttragglieder erfolgen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit und Ermüdung. Die wichtigsten Detailpunkte werden konstruktiv durchgebildet. Einen Anspruch auf Vollständigkeit kann diese Arbeit natürlich nicht erheben, da ein so komplexes Tragwerk viele Detailpunkte hat, die einer tieferen Untersuchung bedürften. Auch mussten einige Annahmen und Vereinfachungen bezüglich des Verkehrsaufkommens und des Standortes gemacht werden. Dennoch sollten die Ergebnisse dieses Entwurfs für reale Projekte durchaus verwendbar sein.

Mit der Anwendung des Europäischen Normenkonzeptes für die Nachweise der Hauptbauteile sollen die Erkenntnisse dieser Arbeit auch für andere Länder von Nutzen sein sowie zu einer Verbreitung dieses Brückentyps in Europa beitragen. Die bisher oft nicht in Erwägung gezogenen Netzwerkbögen können zukünftig in vielen Fällen eine erfolgreiche Lösung sein.

3. Thesen der Diplomarbeit

- Netzwerkbögen stellen ein vorteilhaftes Tragwerk für eine 160 m spannende kombinierte Straßen- und Eisenbahnbrücke dar.
- Bei der Erfüllung aller Anforderungen an die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit kann mit Netzwerkbögen erheblich schlanker und mit wesentlich weniger Stahlverbrauch konstruiert werden.
- Es ist möglich, die Stabilitätsuntersuchungen der Bögen mit der Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie zweiter Ordnung und von den Eigenformen abgeleiteten Imperfektionen ohne großen Aufwand zu führen.
- Der Betonuntergurt soll als eine schlanke, quer über alle vier Bogenebenen durchlaufende längs- und quer vorgespannte Betonplatte konstruiert werden.
- Die Ausbildung aller Tragwerksteile und Anschlussdetails gewährleistet eine ausreichende Ermüdungssicherheit.
- Mit Hilfe eines temporären Untergurtes und Schwimmkränen kann der stählerne Teil des Tragwerks in zwei Segmenten am Brückenstandort positioniert werden.

4. Der Netzwerkbogen

Netzwerkbögen sind Bogenbrücken mit geneigten Hängern, die sich mindestens zweimal kreuzen. Die Bögen erhalten hauptsächlich Druckkräfte, der Untergurt muss Zugkräfte aufnehmen, die durch Bogenschub entstehen. Es werden wesentlich mehr Hänger angeordnet als bei klassischen Stabbogenbrücken. Damit sind die Abstände der Hängerbefestigungen am Untergurt und am Bogen kleiner. Unter anderem können aus diesem Grund der Bogen und der Untergurt schlanker und biegeweicher ausgeführt werden. Einzellasten werden durch die Hängerneigung und das fein verteilte Netz auf einen größeren Bereich verteilt. Weiterhin weist der Netzwerkbogen ein sehr günstiges Verformungsverhalten, insbesondere unter Halblast, auf.

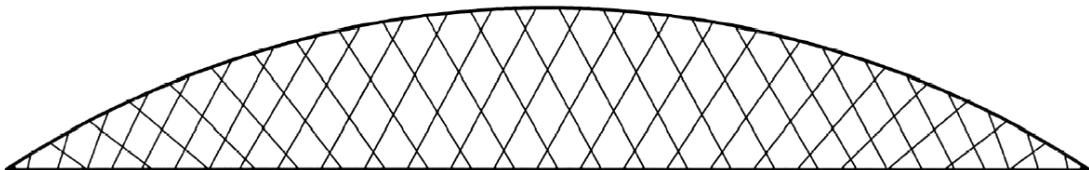


Abbildung 1: Hängeranordnung des Entwurfs der Äkviksundbrücke von PER TVEIT [19]

Bogenbrücken mit vertikalen Hängern tragen die Kräfte bei einer gleichmäßig verteilten Last, wie dem Eigengewicht oder der vollen Verkehrsbelastung, hauptsächlich durch Normalkräfte in allen Tragwerksteilen ab. Die Struktur erleidet dabei nur geringe Verformungen. Bei halbseitiger Belastung weicht das Tragwerk, wie in Abbildung 2 zu sehen, seitlich aus und es entstehen große Durchbiegungen. Diese Deformationen haben auch sehr große Biegemomente im Bogen und im Versteifungsträger zur Folge. Für klassische Stabbogenbrücken ist der Lastfall halbseitige Verkehrsbelastung oft maßgebend für die Bemessung. Um schlanke Bögen zu erhalten, sind dann sehr kräftige Versteifungsträger nötig, die dem leichten transparenten Eindruck, die Bogenbrücken liefern sollen, entgegenlaufen.

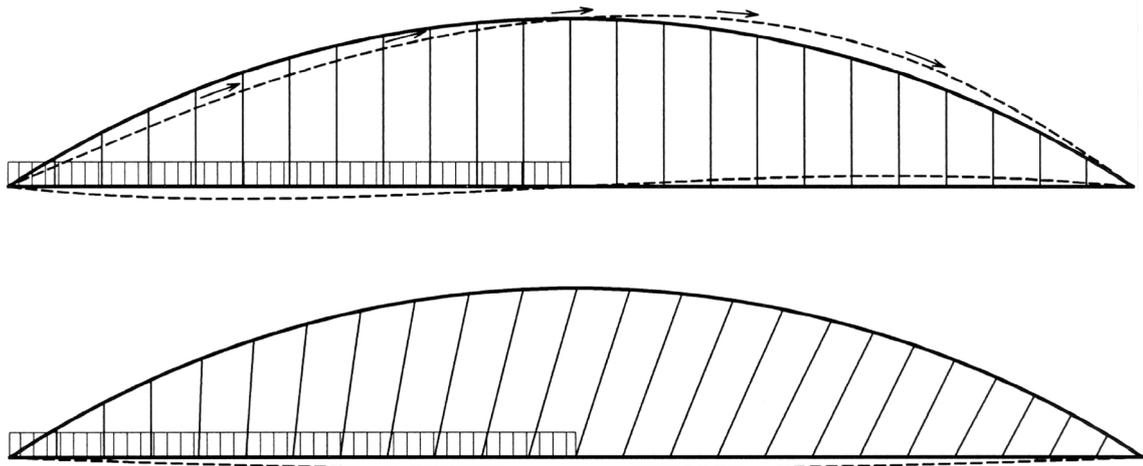


Abbildung 2: Verformungsverhalten unter Halblast bei verschiedenen Hängergeometrien

Durch die Neigung der Hänger wird dieses seitliche Ausweichen des Bogens verhindert. Die Biegemomente im Bogen und im Untergurt reduzieren sich aufgrund der Hängergeometrie und der oben erwähnten Biegeweichheit der Tragwerksteile sehr stark. Der Bogen erhält bei Netzwerkbögen auch bei halbseitiger Belastung entsprechend seiner Funktion als Druckglied hauptsächlich Normalkräfte. Aufgrund dieses vorteilhaften Verformungsverhaltens der Netzwerkbogenbrücken ist es möglich, wesentlich schlanker und damit kostengünstiger zu konstruieren als bei klassischen Stabbogenbrücken mit vertikalen Hängern. Ein Vergleich der Einflusslinien eines Netzwerk Bogens mit denen einer Stabbogenbrücke mit vertikalen Hängern ist in Abbildung 3 zu sehen.

Das Tragverhalten von Netzwerkbogenbrücken ist mit dem von Fachwerken vergleichbar. Die sich kreuzenden Hänger stellen mehrere übereinander liegende Fachwerkebenen dar. Die Einflusslinien der Hänger gleichen auch sehr stark denen von Fachwerkdiagonalen. Wenn viele Hänger durch teilweise Belastung der Brücke schlaff werden, entspricht das Tragverhalten nicht mehr einem Fachwerk. Das Schlaffwerden der Hänger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann für die üblichen Verkehrslasten mit der Anordnung und Neigung vermieden werden.

Die Anordnung der Hänger, insbesondere deren Neigung, hängt unter anderem von dem Verhältnis der ständigen Lasten zu den Verkehrslasten, dem Verhältnis von gleichmäßig verteilten Lasten und konzentrierten Lasten, der Spannweite sowie von den Steifigkeiten des Bogens und des Untergurtes ab. Umfangreiche Informationen dazu findet man in den Veröffentlichungen von TVEIT, P [19]. Weitere Untersuchungen erfolgten in der Diplomarbeit von BRUNN, B. und SCHANACK, F. [16].

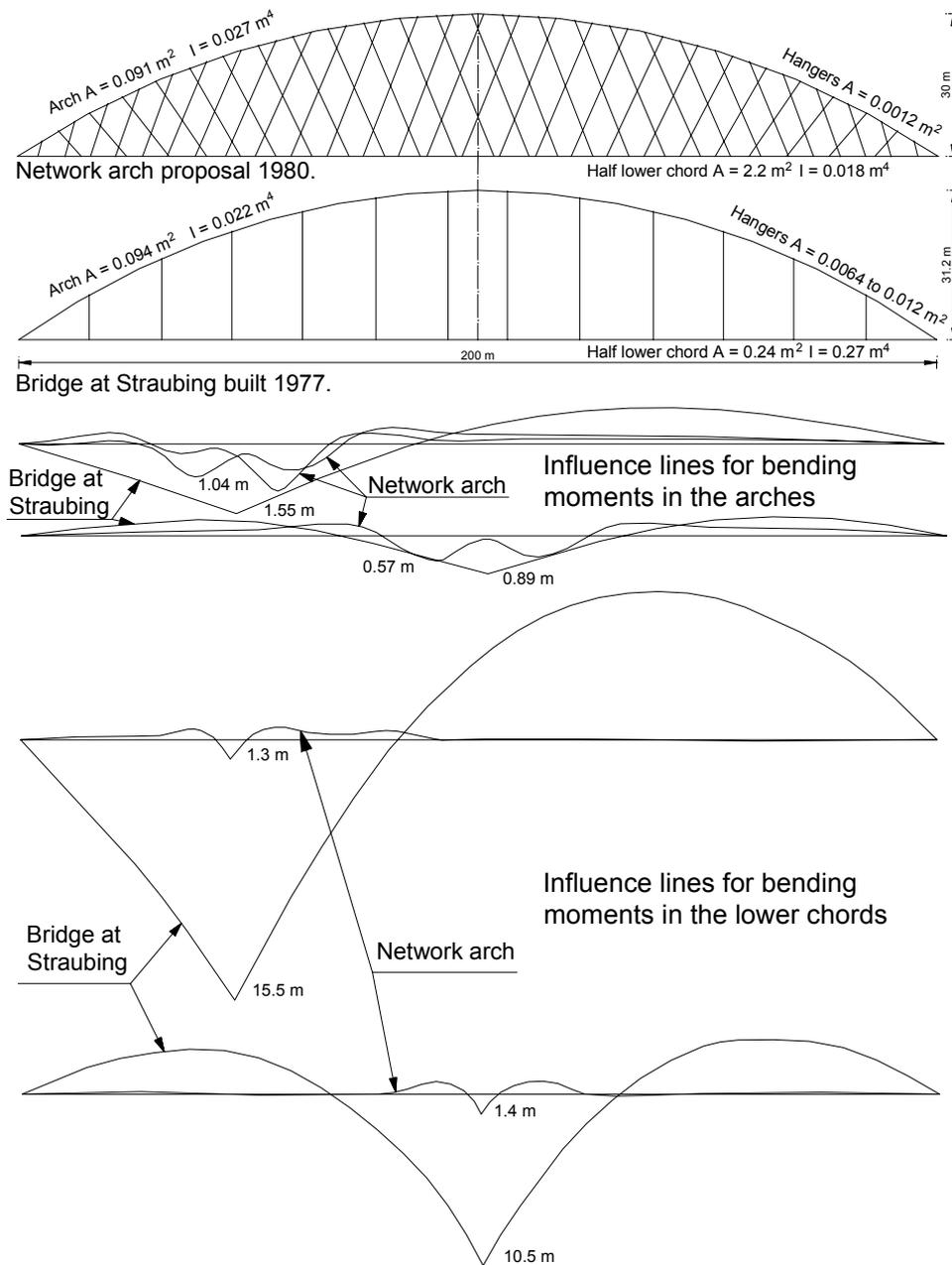


Abbildung 3: Biegemomenteneinflusslinien von Netzwerk- und Stabbogen, [19]

Der Bogen sollte ein Teil eines Kreises sein. Dies macht die Fertigung einfacher, führt zu gleichmäßigen Normalkräften im mittleren Bogenteil und zu gleichen maximalen Biegemomenten im Bogen und Untergurt. Der Bogenstich liegt aus ästhetischen Gründen bei etwa 15% der Spannweite (NAKAI, H [11], TVEIT, P [22]). Die Anschlusspunkte der Hänger am Bogen sollten in gleichen Abständen gewählt werden. Dies führt zu einer homogenen Beanspruchung des Bogens in Bezug auf Normalkräfte und Biegung sowie einer regelmäßigen Stützung des Bogens in der Bogenebene.

Die Vorteile eines Netzwerkbogens werden am Besten mit einem Untergurt aus Spannbeton genutzt. Das hohe Eigengewicht wirkt günstig in Bezug auf die Ermüdungsbeanspruchung und den Widerstand gegen Schlawfrwerden der Hänger. Für Eisenbahnbrücken ergibt eine Betonfahrbahn mit größerer Masse bessere fahrdynamische Eigenschaften, für Straßenbrücken wird die Gefahr der Vereisung reduziert. Die Horizontalkräfte infolge Bogenschubs werden mit einer Längsvorspannung aufgenommen. Durch die geringen Abstände der Hängerverbindungen am Untergurt ist die Biegebelastung in Querrichtung größer als die in Längsrichtung. Der Längsträger kann deshalb sehr schlank ausgebildet werden. Ab einer Brückenbreite von 10 m sollte in Erwägung gezogen werden, die Fahrbahn auch quer vorzuspannen. Das dauerhafte Überdrücken des Betonuntergurtes unter quasi ständigen Lasten ist weiterhin sehr vorteilhaft in Bezug auf die Dauerhaftigkeit, die Durchbiegungen und die Vermeidung von Rissen.

Die geringen Biegemomente im Bogen und Untergurt erlauben eine äußerst schlanke Gestaltung der Querschnitte. Die kurzen Knicklängen des Bogens, durch seine gleichmäßige Stützung aus Windverband und den vielen verteilten Hängerknoten, machen den Einsatz von hochfesten Stählen wie S 460 sinnvoll. Der Materialverbrauch, vor allem an Baustahl, wird gegenüber Stabbogenbrücken stark vermindert. In der Abbildung 4 können die möglichen Stahlersparnisse bei Verwendung von Netzwerkbögen für Eisenbahnbrücken abgelesen werden.

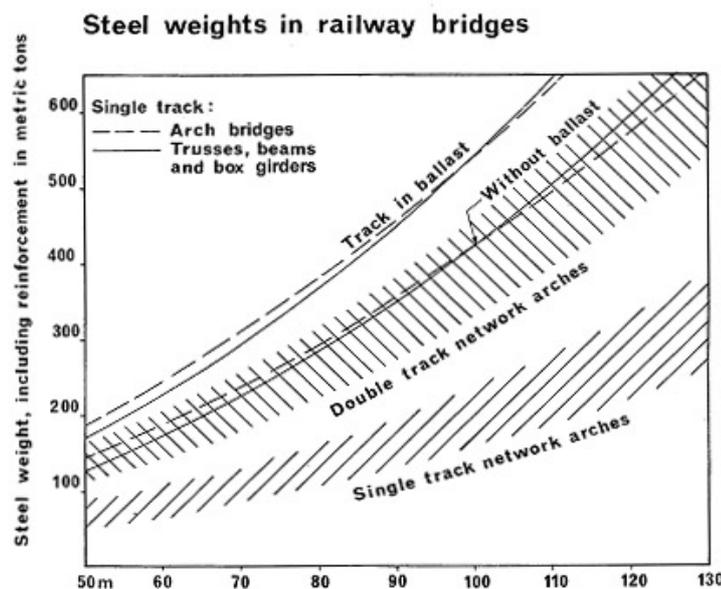


Abbildung 4: Vergleich der Stahlgewichte verschiedener Spannweiten von Eisenbahnbrücken, TVEIT, P [19]

Mit dieser Reduzierung des Stahlgewichts sinken nicht nur die Materialkosten, auch eine Minderung der Ausgaben für Herstellung und Unterhaltung wird erreicht. Die zu konservierende Stahlfläche ist durch die schlanken Querschnitte und den Untergurt aus Spannbeton erheblich kleiner als bei klassischen stählernen Bogenbrücken.

In gestalterischer Hinsicht ergeben die schlanken Querschnitte des Bogens und der Fahrbahn ein ästhetisch ansprechendes Bauwerk. Das Hängernetz ist aufgrund der kleinen Querschnitte der Hänger kaum wahrnehmbar. Damit entsteht ein äußerst transparentes Tragwerk. Wenn eine Brücke mit geringer Bauhöhe gefordert ist und das städtebauliche Umfeld so gering wie möglich beeinträchtigt werden soll, muss der Netzwerkbogen deshalb immer als eine Lösungsvariante im Entscheidungsprozess für ein wirtschaftliches und gestalterisch optimales Tragwerk in Betracht gezogen werden.



Abbildung 5: Bolstradstraumenbrücke, Norwegen, Spannweite 84 m, Entwurf PER TVEIT

5. Entwurf der kombinierten Eisenbahn- und Straßenbrücke

5.1 Entwurfsanforderungen, Vorüberlegungen, Annahmen

5.1.1 Querschnittsgestaltung

Die Brücke soll sechs Fahrspuren und zwei Gleise enthalten sowie eine Spannweite von 160 m haben. Die Aufgabenstellung für den Entwurf des Querschnittes ging von dem Vorschlag aus, den PER TVEIT in der Veröffentlichung „Erection of optimal Network Arches“, figure 17 [21], gemacht hat. Es werden vier Bogenebenen angeordnet. Der Abstand zwischen der äußeren und der inneren Bogenebene beträgt 14,0 m, der Abstand der inneren Bogenebenen 12,0 m. Die Eisenbahnfahrbahn befindet sich zwischen den mittleren Netzwerkbögen. Ein Querschnitt ist in Abbildung 5 dargestellt.

Weiterhin sind für den Brückenquerschnitt die einzuhaltenden Lichtraumprofile wichtig. Für die Eisenbahn wurde das Profil der Brückenbaunorm der Deutschen Bahn für Neubaustrecken zugrunde gelegt (vgl. DS 804, Bild 51). Die Entwurfsgeschwindigkeit der Eisenbahn ist mit ≤ 160 km/h angenommen. Die Gleise werden auf Schwellen in einem Schotterbett verlegt. Nach DS 804, Abschnitt 307, beträgt der Abstand zwischen Oberkante Schiene und Oberkante Fahrbahnplatte 700 mm. Neben den Gleisen soll ein 750 mm breiter Dienstgehweg vorhanden sein. Für die erforderliche Durchfahrtshöhe werden in der DS 804 leider keine genauen Angaben gemacht, insbesondere was die Höhe der Oberleitung und des Fahrdrahtes angeht. Von der Mitte des Lichtraumprofils bis zum Windportal ist ein lichter Abstand von etwa 1500 mm vorhanden. Dies wird für ausreichend erachtet.

Die Breite der Straßenfahrbahn für eine Fahrtrichtung beträgt 11,0 m. Die drei Fahrspuren sind jeweils 3,50 m breit. An den Straßenrändern ist damit ein 0,25 m breiter Streifen für die Regenwasserabläufe und die Fahrbahnmarkierungen frei. Etwa 0,5 m von den Fahrbahnrändern entfernt befindet sich die Achse der Schutzplanke. Ein Radweg oder öffentlicher Fußweg sind in diesem Entwurf nicht vorgesehen. Der Betonuntergurt könnte jedoch mit Kragarmen ausgeführt werden, um Geh- und Radweg aufzunehmen. Die geringste lichte Durchfahrtshöhe der Straße beträgt am inneren Rand 7,05 m (vgl. Queransicht Abbildung 10). Die Höhe des Lichtraumprofils für Straßen ist nach der deutschen Richtlinie RAS-Q 96 [14] 4,50 m. Es bleibt damit noch genügend Spielraum zum Beispiel für Schwertransporte von großen sperrigen Gütern.

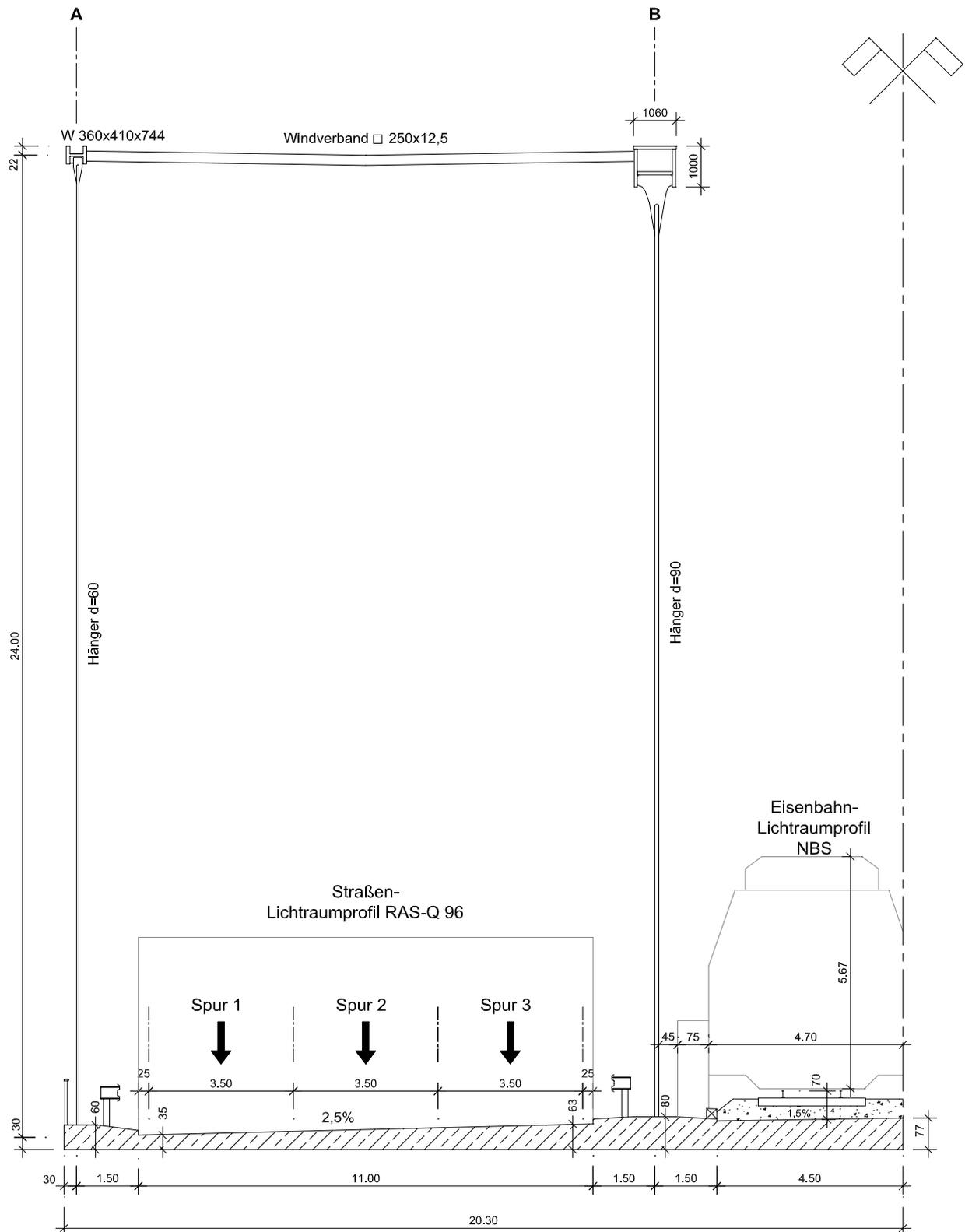


Abbildung 6: Querschnitt in Tragwerksmitte

5.1.2 Entwässerung

Die Entwässerung der Brücke erfolgt auf der Straßenfahrbahn über ein Gefälle von 2,5% quer zum Brückenrand hin. Unter dem Schotterbett befindet sich ein Dachgefälle mit 1,5% Neigung. Von den Tiefpunkten der Querrichtung kann die Ableitung über Tropftüllen oder eine unter der Brücke angebrachte Entwässerungsleitung erfolgen. Soweit es keine Einwände seitens des Umweltschutzes gibt, ist die erste Variante konstruktiv sehr einfach und auch kostengünstig. Das Anbringen einer Leitung unter der Brücke ist ästhetisch natürlich äußerst unbefriedigend, da sie immer in der Ansicht zu sehen ist und die Bauhöhe vergrößert. Wenn das Tragwerk kein Längsgefälle besitzt, wird diese Möglichkeit noch ungünstiger. Das Rohrgefälle muss über die Befestigungen erbracht werden und die Leitung liegt dann nicht parallel zum Betongurt.

5.1.3 Übergangskonstruktionen

Für die Übergänge der Schienen und Straßenfahrbahn können die üblichen Konstruktionen verwendet werden. Auf die konstruktive Durchbildung der Übergangskonstruktion wurde bei der Entwurfsbearbeitung nicht eingegangen.

Da die Brücke ihren Festpunkt an einer Seite hat, ist der Dehnweg gleich der Spannweite 160 m. Nach ENV 1991-3 1995 Kapitel 6.5.4.2 müssen Schienenauszüge am beweglichen Ende der Brücke angeordnet werden, wenn der Dehnweg größer als 90 m ist. Die horizontale Belastung der Fahrbahn und der Lager durch Behinderung der Dehnung der Schienen bei Erwärmung wird dadurch verringert.

5.1.4 Schutzeinrichtungen

Als Schutzeinrichtung gegen Anprall von Schienenfahrzeugen an obere Tragwerksteile werden als Entgleisungsschutz seitliche Führungen an den Gleisen angebracht. Ob und wie eine Bemessung gegen Anprall dann durchzuführen ist, muss die zuständige Behörde entscheiden. Für den Entwurf wurde diese außergewöhnliche Bemessungssituation nicht betrachtet. Die Straße erhält links und rechts eine Leitplanke als Schutzeinrichtung. Sollte diese bei einem Unfall durchbrochen und ein Hänger beschädigt werden, stellt dies jedoch keinen Bemessungsrelevanten Lastfall dar. Die Vielzahl der Hänger und die geringeren Lasten in dieser Situation führen sicher nicht zu einem Tragwerksversagen. Am Betonuntergurt haben zwei benachbarte Hänger einen geringen Abstand. Die gleichen Hänger sind jedoch am Bogen mit großem Abstand voneinander befestigt. Der Einfluss auf den Bogen wird bei Hängerausfall auf einen großen Bereich verteilt und ist somit gering. Für die Rand-

gebiete der Bögen gilt dies zwar nur im beschränktem Maße, aber dort ist das Bogenprofil sowieso verstärkt (vgl. Abschnitt 5.2).

5.1.5 Keine Kappen

Im Vergleich zu der in Deutschland üblichen Konstruktion von Brücken besteht ein wesentlicher Unterschied in dem Nichtvorhandensein der Kappen. Sie sollen einerseits den Konstruktionsbeton vor Tausalzen schützen und zum zweiten Geometrieabweichungen des Betongurtes durch Schalungstoleranzen und Verformungen durch Schwinden und Kriechen in der Ansicht verdecken. Die Schalung der Kappe kann nach dem Fertigstellen der Fahrbahnplatte und nach dem Abklingen der Verformungen aus Eigengewicht, Schwinden und Kriechen genau so eingemessen werden, dass sich von außen eine gleichmäßige Ansicht der Brückenkante ergibt.

Zu der Tausalzproblematik ist folgendes zu sagen: aufgrund der Quer- und Längsvorspannung erhält der Beton keine Spannungen im Gebrauchszustand, die größer sind als seine mittlere Zugfestigkeit. Für den Zustand unter quasi ständigen Lasten sind keine Zugspannungen vorhanden. Sollten unter Verkehrslast Risse entstehen, schließen sie sich wieder bei Entlastung. Die Tausalzlösung dürfte somit nicht sehr tief in den Beton eindringen und keine Schäden anrichten. Bei den in Norwegen errichteten Netzwerkbrücken ist auch der Konstruktionsbeton der Gehwege Tausalzen ausgesetzt. Bis jetzt sind dadurch keine Schäden aufgetreten.

Zum zweiten Punkt, der sauberen Außenansicht: eine so gleichmäßige Brückenkante wie mit einer Kappe wird man wohl nicht herstellen können. Aber die Verformungen durch Kriechen, Schwinden und Eigengewicht werden sehr klein sein. Der Betonuntergurt ist so vorgespannt, dass er nicht reißt. Er verliert somit nur Steifigkeit bei Dauerlasten durch Kriechen. Durch die kleinen Abstände der Hängerverbindungen am Randbalken von 4,50 m treten sehr kleine Durchbiegungen aus ständigen Lasten auf. Wenn die Durchbiegungen der Schalung beim Betonieren gering bleiben, wird sich auch ohne Kappe eine ästhetisch befriedigende Ansicht des Untergurtes bieten.

5.1.6 Lage und Windbelastung

Für den Entwurf des Tragwerks ist es wichtig, den Standort zu kennen. Der vorliegende Netzwerkbogen könnte zum Beispiel als Nebenspannweite von Brücken über offene See oder über große Flüsse verwendet werden. Aus diesem Grund wurden für die Windlastannahmen sehr hohe Werte angenommen, die für ein konkretes Projekt zu konservativ sein könnten.

Die Lasten wurden nach deutscher Windkarte der Windzone III ausgewählt.

5.1.7 Verkehrsbelastungen

Für die Lasten aus Straßenverkehr wurde das Lastmodell 1 des Eurocodes angewandt. Die Straßenfläche wird in sechs rechnerische Fahrspuren unterteilt. Davon enthalten 3 Spuren die Lasten der Doppelachsen. Da drei Fahrstreifen je Fahrtrichtung vorhanden sind, wird davon ausgegangen, dass eine hohe Anzahl an Lastkraftwagen pro Jahr zu erwarten ist. Die Verkehrsbelastung der Straße wird in die Kategorie 1 eingeordnet. Das entspricht 2.000.000 Lastkraftwagen pro Jahr (vgl. ENV 1991-3: 1995 Tabelle 4.5).

Die Abbildung des Eisenbahnverkehrs erfolgt entsprechend dem Eurocode 1 mit dem Lastmodell 71. Dabei liegt die Annahme zugrunde, dass über die Brücke normaler Eisenbahnverkehr stattfindet. Da die Fahrbahnplatte unter den Gleisen mit 70 cm relativ dick ist, findet eine weite Lastausbreitung der Achslasten im Schotterbett und im Beton statt. Deswegen wurde für die Bemessung auf das vereinfachte Lastmodell UIC71 der DEUTSCHEN BAHN zurückgegriffen. Das Verschmieren der Achslasten zu einer Flächenlast wird als eine sinnvolle Vereinfachung betrachtet, die aufgrund der großen Lastausbreitung von der Eisenbahnschwelle bis zur Schwerelinie der Platte nicht auf der unsicheren Seite liegt.

Für Eisenbahnbrücken ist eine Belastung für Dienstgehewege von 5 kN/m^2 vorgesehen. Auf den Restflächen der Straßenfahrbahn sind jedoch nur $2,5 \text{ kN/m}^2$ vorgeschrieben. Das unflexible Anwenden der Norm würde zu einer unlogischen und unterschiedlichen Restflächenbelastung im Straßen- und im Schienenbereich der Brücke führen. Es wird daher für alle Bereiche mit $2,5 \text{ kN/m}^2$ gerechnet.

Ein in den Normen nicht geregeltes Problem stellt das gleichzeitige Auftreten von Straßen und Eisenbahnlasten bei kombinierten Brücken dar. Im Eurocode1 wird darauf verwiesen, dass die erforderlichen Nachweise vom Bauherrn festgelegt oder genehmigt werden müssen (vgl. ENV 1991-1 Abschnitt 3). Es ist klar, dass die Wahrscheinlichkeit des Auftretens beider Einwirkungen zum gleichen Zeitpunkt an der für ein Tragwerksteil ungünstigsten Stelle geringer ist als die Wahrscheinlichkeit jeder Verkehrsart einzeln. Eine Abminderung der Verkehrslasten für diesen Fall ist sinnvoll. Die zuständige Behörde gibt anhand von Verkehrsprognosen Kombinationen der verschiedenen Einwirkungen vor. Für die Diplombearbeitung musste hierfür eine sinnvolle Annahme getroffen werden.

Für Eisenbahnbrücken mit mehr als zwei Gleisen wird in der Norm folgendermaßen vorgegangen. Es sind entweder alle Gleise mit 75% des Lastmodells 71 oder zwei Gleise mit 100% zu belasten. Dieses Prinzip der Abminderung der gesamten Belastung bei gleichzeitigem Auftreten aller Verkehrsbelastungen wird übernommen. Dazu ist der Abminderungsfaktor zu 0,8 gewählt worden. Somit treten folgende vier Kombinationen der Verkehrsarten auf:

- 100% der Straßenlasten
- 100% der Eisenbahnlasten
- 100% der Straßenlasten und ein Zug
- 80% Straßenverkehr und Eisenbahnverkehr mit zwei Zügen.

Es wird gehofft, dass diese Annahme sinnvoll ist und die Beanspruchungen der Realität mit ausreichendem Sicherheitsabstand repräsentiert. In der Entwurfsbearbeitung zeigte sich, dass für die mittleren Bögen und Hänger die abgeminderte Vollbelastung zu den größten Tragwerksbeanspruchungen führt.

5.2 Bogenquerschnitte

Die Netzwerkbögen zeichnen sich durch eine geringe Biegung in den Bogenquerschnitten aus. Die dominierende Schnittkraft ist Normalkraft. Da die Bögen durch die Hänger und den Windverband gleichmäßig gestützt werden, sind die Knicklängen sehr kurz und es können schlanke Querschnitte aus hochfestem Stahl gewählt werden.

In den äußeren Bogenebenen kann ein gewalztes Breitflanschprofil der Firma ARBED W360x410x744 [4] verwendet werden. Da die Biegemomente aus der Ebene infolge Windlasten und Stabimperfektionen für Stabilitätsversagen aus der Ebene erheblich größer sind, wird das Profil um 90° gedreht, so dass die Biegung aus der Bogenebene um die starke Achse erfolgt. Die Konstruktion der Bögen aus Walzprofilen ist eine sehr wirtschaftliche Lösung. Es müssen keine aufwendigen Schweißarbeiten, wie bei einem Kastenquerschnitt, durchgeführt werden. Die Bogengeometrie der Teilsegmente kann zum Beispiel vom Anbieter ARBED mit geringen

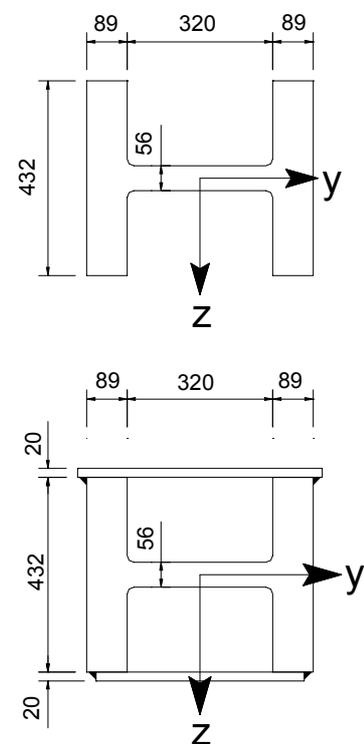


Abbildung 7: Querschnitte äußere Bögen

Toleranzen geliefert werden. Im unteren Bogenteil, vom Bogenfußpunkt bis zum Windportal, werden 20-mm-Bleche zur Verstärkung des Querschnitts benötigt. Alternativ kann in diesem Bereich ein stärkeres Profil W360x410x990 [4] verwendet werden. Als Vorteil für das Aufschiessen der Bleche wurde die Möglichkeit des Füllens des Hohlraums mit Beton gewertet. Dies könnte beim Lastfall Fahrzeuganprall von Vorteil sein.

In den mittleren Bogenebenen ist aufgrund der großen Beanspruchung die Wahl eines geschweißten Kastenquerschnitts unumgänglich. Die Höhe und Breite des Kastens beträgt 1000 mm. Im Bereich zwischen den Windportalen ist die Blechdicke der Stege und Flansche 75 mm, in den Bereichen unter dem Windportal sind 85 mm starke Bleche notwendig (vgl. Abbildung 8). Am Bogenfußpunkt verbreitert sich der Querschnitt auf eine Breite von 1420 mm. Da dies auch der Achsabstand der beiden Topflager ist, kann die Vertikalkomponente der Bogennormalkraft direkt von den Auflagern aufgenommen werden. Das untere Flanschblech des Bogenprofils ist um 300 mm nach oben eingerückt. Die Befestigungsbleche der Hänger können dann von außen an die Stegbleche angeschweißt werden. Der Verlust an Biegesteifigkeit in der Bogenebene ist hinnehmbar, da die größten Biegemomente infolge Windbelastung entstehen und Biegung um die z - Achse verursachen.

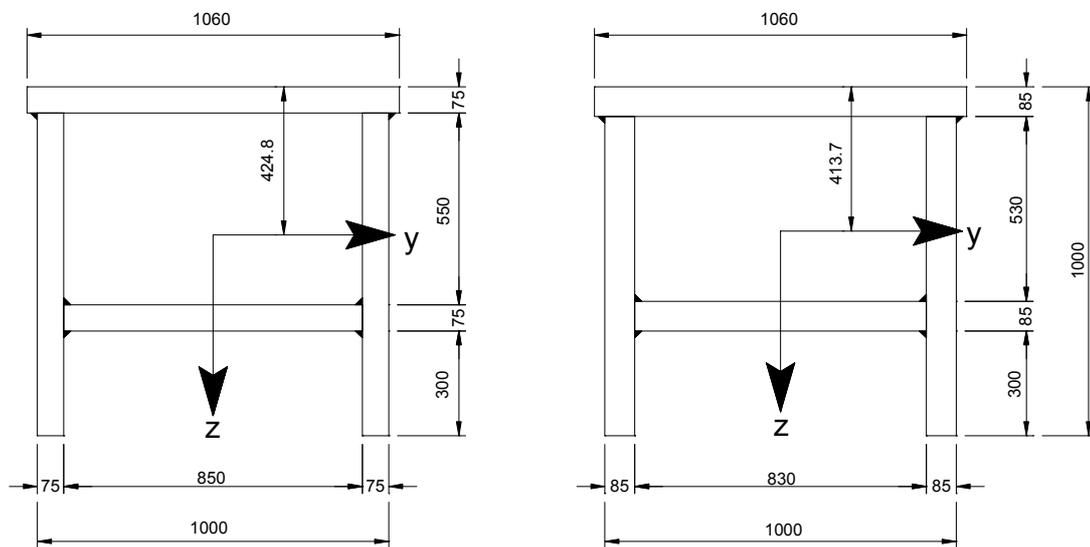


Abbildung 8: Querschnitte innere Bögen

Wie schon erwähnt ist der Bogen bei Netzwerkbrücken sehr gut elastisch gestützt. Die Knicklängen sind sehr klein und führen damit fast zwangsläufig zum Einsatz von hochfesten Stählen. Für diesen Entwurf wird der Stahl S 460 ML verwendet. Dieser thermomechanisch behandelte Stahl wird von ARBED für Breitflanschprofile und bis zu 125 mm dicken Blechen unter der

Bezeichnung HISTAR[®] angeboten. Diese hochwertigen Feinkornbaustähle zeichnen eine Kombination von geringen Legierungsgehalten, hohen Streckgrenzen, exzellente Zähigkeiten auch bei tiefen Temperaturen sowie eine ausgezeichnete Schweißbarkeit aus ([4] EUROPROFILARBED). Weiterhin ist eine Abminderung der Stahlfestigkeit in Abhängigkeit von den Blechdicken bei der Verwendung von HISTAR[®] 460L nicht notwendig. Diese zusätzliche Tragreserve wurde für die Nachweisführung nicht in Anspruch genommen, sondern strikt nach Eurocode 3 vorgegangen.

Die einzeln gelieferten Bogensegmente sollen mit durchgeschweißten Schweißnähten auf der Baustelle verbunden werden. Dies soll eine Schwächung des Bogenquerschnitts an den Stossstellen vermeiden und die Kerbung des Materials im Hinblick auf die Ermüdung minimieren. Jedoch erfordert eine solche Verbindung der Bogenteile größeren Arbeitsaufwand, um die qualitativ hochwertigen Schweißverbindungen herzustellen.

5.3 Windportal und Windverband

Die zwei Windverbände befinden sich über den Straßenfahrbahnen. Aus ästhetischen Gründen wurde ein Rautenfachwerk gewählt (vgl. Seiten 23 und 24, Abbildungen 10 und 11), obwohl es Nachteile gegenüber einem einfachen Strebenfachwerk im Montageaufwand und Materialverbrauch hat. Es könnte auch ein Vierendeel- Verband gewählt werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die dadurch größeren Momentenbeanspruchungen im Bogen einen kräftigeres Bogenprofil nötig machen könnten. Über der Eisenbahnfahrbahn ist ein Portalkreuz vorgesehen, das die beiden Portalrahmen verbindet.

Das Portalkreuz soll aus warmgewalzten quadratischen Hohlprofilen 300x16, der Windverband aus quadratischen Hohlprofilen 250x16 im unteren Bereich und 250x12,5 im oberen Bogenbereich gefertigt werden. Die Stahlgüte soll S 355 betragen.

Der Anschluss der Windverbandsstäbe wurde in dem vorliegenden Entwurf geschweißt nachgewiesen. Es kann natürlich auch eine geschraubte Verbindung erfolgen. Dies ist für die Montage vorteilhaft. Ein Schraubanschluss am Breitflanschprofil der äußeren Bögen ist problemlos herzustellen. An den Stegen des Hohlkastenquerschnitts der inneren Bogenebenen kann das allerdings nicht so einfach erfolgen. Eine Lösung würde das Herstellen von Löchern mit Gewinde an den Verbindungsstellen sein.

5.4 Hänger

In jeder Bogenebene sind 60 aus Rundstählen bestehende Hänger angeordnet. Die Durchmesser in den äußeren Bogenebenen betragen 60 mm, in den inneren 90 mm. Auch hier ist der Einsatz des hochfesten Stahls 460 ML vorteilhaft. Durch die Verwendung dieser Hängerstangen entfallen bei der Montage aufwendige Justierungs- und Vorspannarbeiten, die bei Seilen notwendig sind. Die geringere Tragfähigkeit der Rundstähle gegenüber Seilen ist aufgrund der größeren Hängeranzahl und damit geringeren Bemessungszugkräfte hinnehmbar.

Der Hänger und insbesondere die Hängeranschlüsse müssen sowohl die Anforderungen der Tragfähigkeit, als auch die der Ermüdungssicherheit erfüllen.

Die Hänger sollen nicht genau in der Bogenebene liegen. Die nach rechts bzw. nach links geneigten Hängerstangen sollen um jeweils den halben Durchmesser aus der Ebene versetzt werden. Damit soll Biegung in den Hängern an den Kreuzungen vermieden werden. Das dadurch auftretende Torsionsmoment in den Bögen kann ohne weiteres aufgenommen werden.

Die Anschlüsse an den Bögen erfolgen mit vorgespannten gleitfesten Schrauben. Dies soll vor allem die Montage vereinfachen, da normalgroße Schraubenlöcher mit 1 mm Lochspiel verwendet werden können. Komplizierte Schweißarbeiten oder das Aufreiben der Schraubenlöcher für Passbolzen entfallen damit. Die Schrauben sind für den Zustand der Tragfähigkeit gleitfest. Dies soll zusätzliche Verformungen durch Schlupf verhindern.

Ein wichtiger Punkt bei Stabbogenbrücken ist die Begrenzung der Spannungsspiele durch wirbelerregte Querschwingungen oder Regen-Wind-induzierte Schwingungen in den Hängern und Hängeranschlüssen. Insbesondere bei neu errichteten Bogenbrücken in Deutschland mit vertikalen Hängern traten vermehrt Schäden auf. An den Kreuzungen sollen die Hänger deshalb miteinander verbunden werden, zum Beispiel durch Schellen oder elastische Kunststoffbänder. Dies verhindert das Aneinanderschlagen der Hänger und verringert die Empfindlichkeit der Hänger gegenüber Querschwingungen deutlich. Weiterhin führt diese Verbindung dazu, dass ein Hänger allein praktisch nicht angeregt werden kann. Die benachbarten Hänger werden mit verformt und haben deswegen dämpfende Wirkung. Bei Netzwerkbögen wird daher gesagt, dass wirbelerregte Querschwingungen nicht gefährlich sein werden.

Der außergewöhnliche Lastfall Hängerausfall infolge Fahrzeuganpralls ist bei Netzwerkbögen nicht bemessungsrelevant. Durch die große Anzahl der Hänger und die reduzierten Sicherheitsbeiwerte für diese Bemessungssituation, wird die Grenze der Tragfähigkeit erst bei Ausfall von mehreren Hängern und großen Lasten erreicht werden.

Für den möglichen Fall, dass Hänger durch Fahrzeuganprall beschädigt worden sind und ausgetauscht werden müssen, könnte wie folgt vorgegangen werden: die Hängerstange wird unterhalb der Beschädigung durchtrennt und kann, da oben mit Schrauben befestigt, ausgebaut werden. Der neue Teil des Hängers hat genau die geometrisch notwendige Länge minus der Schweißnaht mit Beachtung der voraussichtlichen Schweißnahtschrumpfung. Der Hänger wird an den Bogen geschraubt und in seiner vorgesehenen Neigung positioniert. Um die Lücke zwischen dem stehen gebliebenen und dem neuen Teil zu schließen, wird der Hänger auf ein bis zwei Meter erwärmt. Nach dem Zusammenschweißen ist der Hänger genauso lang wie vorher und erhält damit auch die berechnete Normalkraft.

5.5 Betonuntergurt

Der Betonuntergurt besteht aus zwei 60 cm hohen und 1,80 m breiten äußeren Kantbalken, zwei Straßenfahrbahnen, die ihre Dicke von 35 cm außen auf 62,5 cm im inneren Bereich vergrößern, zwei inneren 80 cm hohen und 3,0 m breiten Längsbalken sowie der Eisenbahnfahrbahn mit einer Dicke von 70 bis 76 cm (vgl. Abbildung 6).

Die Hauptbelastung des Betonuntergurtes entsteht aus Biegung in Querrichtung und Normalkraft infolge Bogenschubs in Längsrichtung. Da der Abstand der Bogenebenen 14,0 m ist, muss die Fahrbahn quer vorgespannt werden, um vertretbare Plattendicken und Verformungen zu erhalten. Dies geschieht mit DYWIDAG Litzenspanngliedern 6812 aller 50 cm. Für die Längsvorspannung werden in dem äußeren Kantbalken vier DYWIDAG 6827 und in den mittleren Bogenebenen 14 DYWIDAG 6837 Spannglieder verwendet.

Zum Einsatz kommt ein Beton mit einer Festigkeitsklasse von C50/60. Der Betonstahl ist hochduktiler gerippter Stabstahl mit einer Nennstreckgrenze von 500 N/mm².

Die Verankerungen der Längsspannglieder werden nach dem endgültigen Vorspannen in dem Endquerträger einbetoniert und sind damit optimal vor Korrosion geschützt. Für die Ankerköpfe der Querspannglieder sind zwei Möglichkeiten denkbar. Nach dem Quervorspannen könnte ein etwa 15 cm

breiter Streifen nachträglich an den Plattenrand betoniert werden, der die Spannköpfe mit ausreichender Betondeckung umhüllt. Eine andere Möglichkeit ist das Abdecken der Verankerungen mit einer vom Hersteller gelieferten Kappe und das Auspressen des Hohlraumes mit einem dauerhaften korrosionshemmenden Fett. Da diese Variante einen zusätzlichen Nassprozess erspart, wurde sich in dieser Arbeit dafür entschieden.

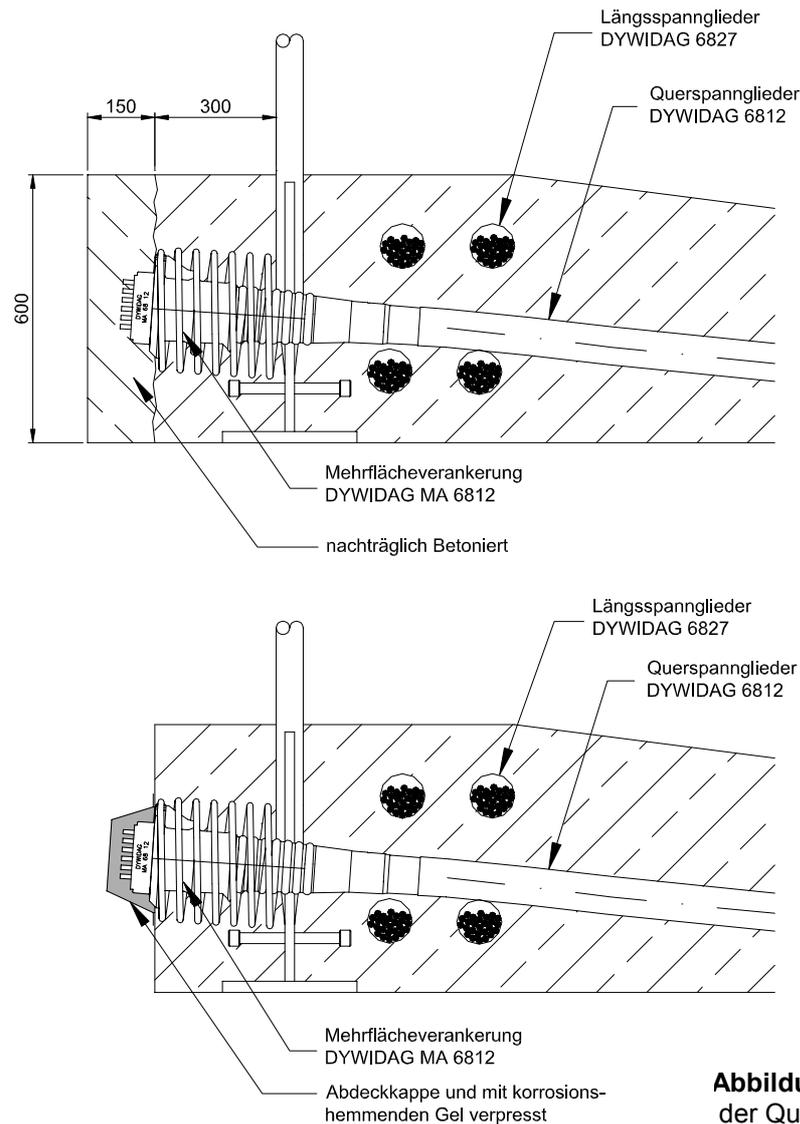


Abbildung 9: Schutz der Querspanngliederankerungen vor Korrosion

5.6 Ansichten

Nachfolgend sind die Quer-, Längs- und Draufsicht des Tragwerkes eingeordnet. Sie sollen einen genaueren Eindruck von dem Brückentragwerk ermöglichen.

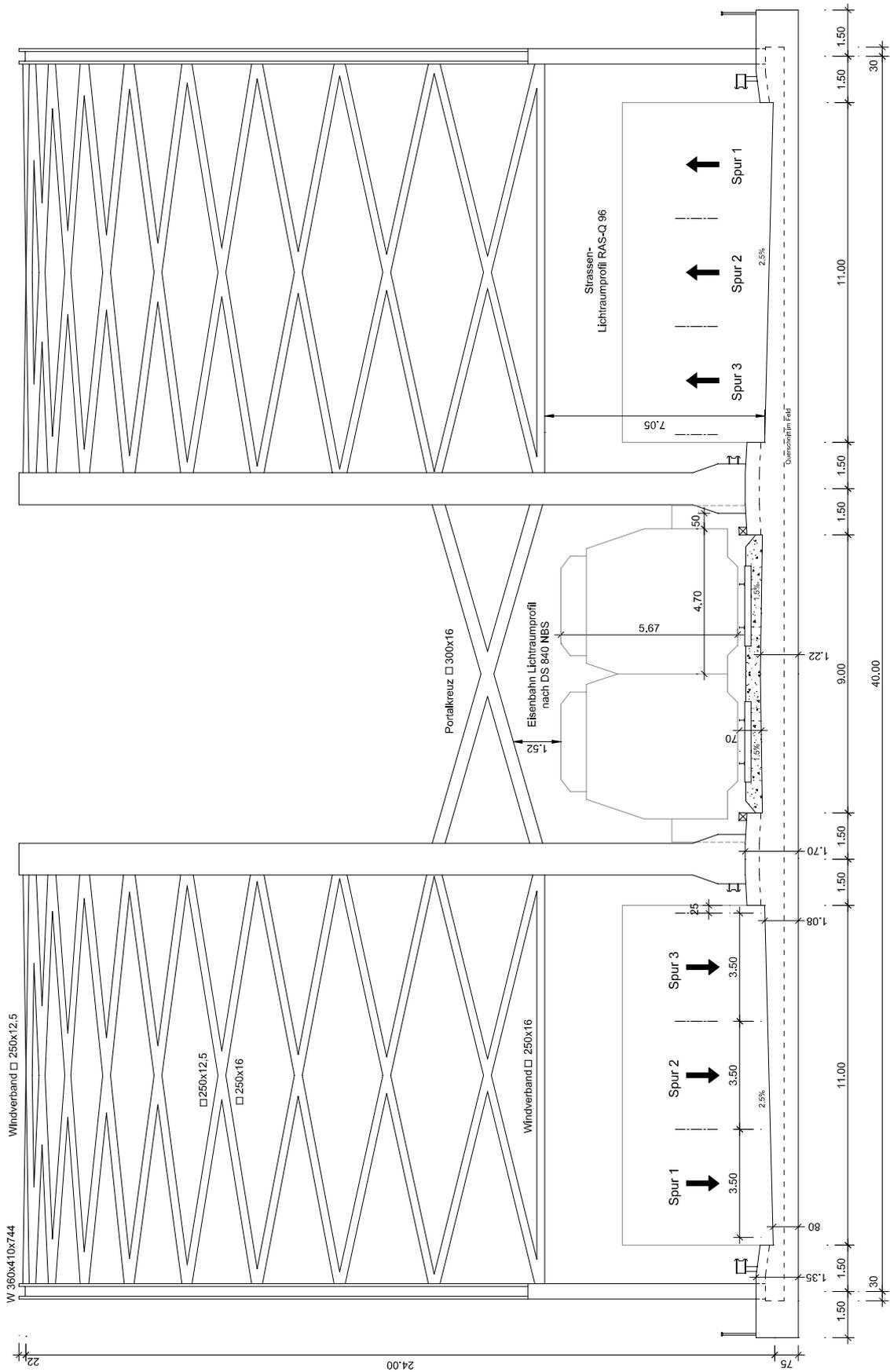


Abbildung 10: Queransicht

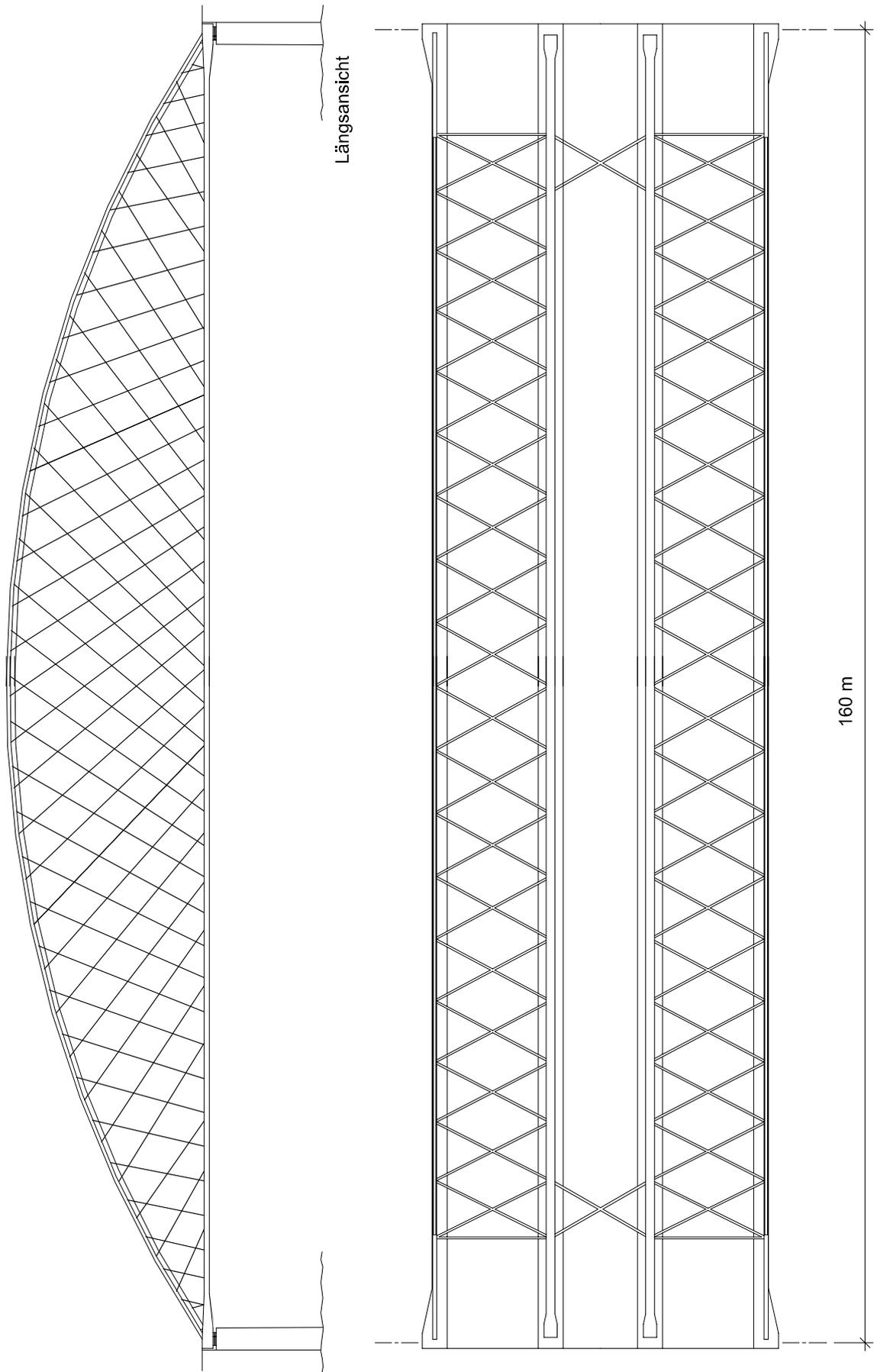


Abbildung 11 Längs- und Draufsicht

160 m

6. Berechnung und Nachweisführung

6.1 Bögen

6.1.1 Stabilitätsversagen aus der Ebene

Die Eigenformermittlung des Tragwerkes erfolgte nach Theorie erster Ordnung mit den Massen des Konstruktionseigengewichts und den Ausbaulasten. Die erste Eigenform zeigt ein seitliches Ausweichen der Bogenebenen. Die Eigenfrequenz beträgt 0,75 Hz (vgl. Abbildung 12).

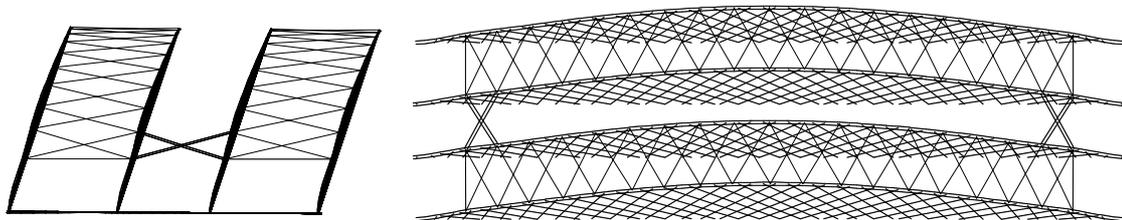


Abbildung 12: 1.Eigenfrequenz, 0,75 Hz

Der Stabilitätsnachweis gegen Ausweichen aus der Ebene geschieht nach Theorie zweiter Ordnung. Die Verformungen der ersten Eigenform werden so skaliert, dass der Maximalwert der Horizontalverschiebung $e=L/500=320$ mm beträgt. Die Verkehrslasten wurden jeweils so platziert, dass sich die maximalen Schnittgrößen in den äußeren bzw. inneren Bogenquerschnitten ergaben. Dafür wurden die in Kapitel C ermittelten Einflusslinien der Bogennormalkraft in Querrichtung benutzt. Mit dem Tragsicherheitsnachweis für die so ermittelten Schnittgrößen ist der Stabilitätsnachweis erbracht worden. Bei Ansatz der Windlasten als dominierende Einwirkung wurden mit diesen Imperfektionen die maximalen Schnittgrößen des Portalkreuzes und des Windverbandes bestimmt.

6.1.2 Stabilitätsversagen in der Bogenebene

Eine wichtige Feststellung für den Stabilitätsnachweis Ausweichen in der Ebene ist, dass es bei halbseitiger Belastung zu keinem Hängerausfall im Grenzzustand der Tragfähigkeit kommt. Daher erfolgt der Nachweis nicht, wie bei klassischen Stabbogenbrücken oder bei Netzwerkbögen mit Hängerausfall, unter Halblast. Somit braucht für das Knicken des Bogens in der Ebene auch keine maßgebende Eigenform ermittelt werden, in der ausgefallene Hänger aus dem FE- Modell entfernt würden.

In den Abbildungen 13 bis 16 sind alle Eigenformen dargestellt, die eine Vertikalverformung des Tragwerks aufweisen. Bemerkenswert ist, dass wie in dem Entwurf einer Eisenbahn- Netzwerkbogenbrücke von STEIMANN, U [17] die 19. Eigenform mit der vorgeschlagenen Knickfigur von TVEIT, P. [19] übereinstimmt. Es ist deutlich zu sehen wie sich die Anzahl der in den Eigenformen enthaltenen Sinuswellen erhöht. Die 3. Eigenfrequenz zeigt eine symmetrische Verformung in Form einer Sinushalbwelle. Diese Eigenform wird nicht als maßgebende Knickfigur interpretiert. Es kann kein Stabilitätsversagen außer dem Durchschlagen des Bogens erkannt werden. Diese Eigenschwingung könnte mit der Längsschwingung des einfachen Eulerstabes verglichen werden, die bei einem Stab auch nicht als mögliches Stabilitätsversagen interpretiert wird. Für den Nachweis wurde die 8. Eigenform verwendet. Sie hat die niedrigste Eigenfrequenz der möglichen Knickfiguren. Es ist damit am wenigsten Energie nötig, um das Tragwerk in diesen Nachbarzustand zu versetzen. Als maßgebende Belastung wirkt Volllast, die nach den Einflusslinien der Normalkraft der Bögen für die Querrichtung aufgestellt wird.

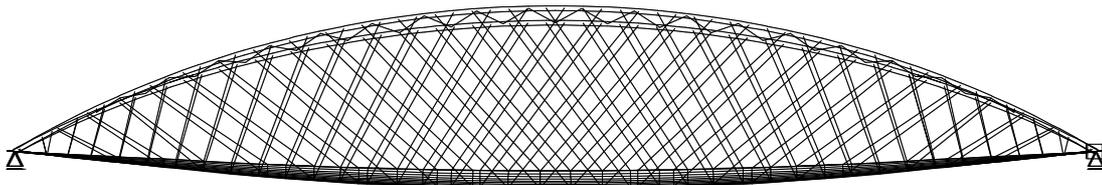


Abbildung 13: 3.Eigenform 1,27Hz

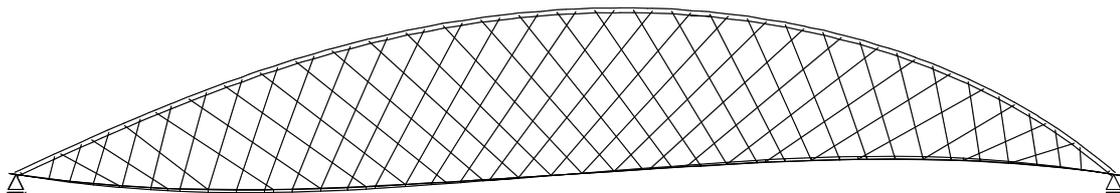


Abbildung 14: 8.Eigenform 2,18Hz

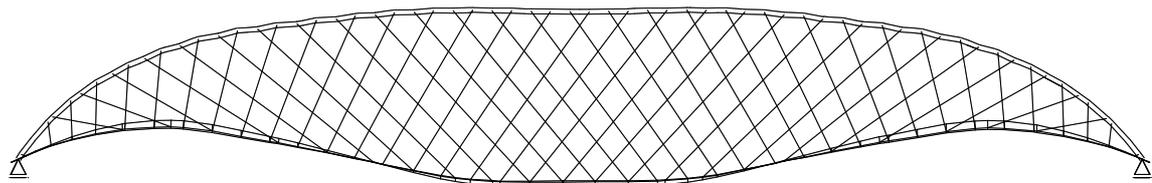


Abbildung 15: 12.Eigenform 2,77Hz

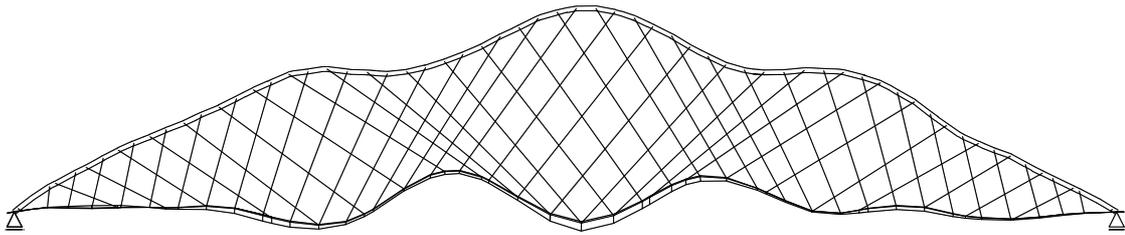


Abbildung 16: 19. Eigenform 3,52 Hz

Abschließend kann gesagt werden, dass Stabilitätsversagen in der Ebene für Netzwerkbögen nicht, wie oft bei klassischen Stabbogenbrücken, eine für die Tragwerksbemessung maßgebende Beanspruchung darstellt.

6.1.3 Ermüdung der Bögen

Alle Nachweise der Ermüdung werden mit dem vereinfachten Verfahren nach Eurocode 3 Teil 2 geführt (vgl. Anhang D, Abschnitte 1.1.4, 1.2.4, 2.1.4 und 2.2.4). Es erfolgt ein Vergleich der einwirkenden schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten mit den Ermüdungsfestigkeiten. Die zu erwartende Lebensdauer soll 100 Jahre betragen.

Für die Ermittlung der Ermüdungsbeanspruchung aus LKW-Verkehr ist das Lastmodell 3 des Eurocode 1 Teil 3 verwendet worden. Vorausgesetzt werden eine Spur mit Schwerlastverkehr je Fahrtrichtung und ein Verkehrsaufkommen von 2.000.000 LKW pro Jahr.

Bei der Ermüdungsbeanspruchung aus Eisenbahnbelastung sind folgende Annahmen getroffen worden. Für die Verkehrszusammensetzung der Strecke ist ein „gewöhnlicher Verkehr“ angenommen worden. Dieser Standardmischverkehr (vgl. ENV 1991-3, Anhang F) soll mit einem jährlichen Verkehrsaufkommen von 30.000.000 t pro Fahrspur auftreten. Diese vorausgesetzten mittleren Werte führen zu einer moderaten Ermüdungsbelastung. Eine besonders schwere Beanspruchung zu wählen, erschien nicht sinnvoll, da ein Verkehr mit einem hohen Anteil an schwerem Güterverkehr als sehr unwahrscheinlich eingeschätzt wird. Letztendlich muss die zuständige Behörde die Werte des Verkehrs angeben.

Für die Ermittlung der schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreite aus der LKW und Eisenbahnbelastung wurde nach folgender vereinfachten Methode vorgegangen: der Anpassungsbeiwert λ_4 für das gleichzeitige Auftreten von zwei Zügen ist für das gesamte Spannungsspiel infolge Straßenlasten und zwei Zügen verwendet worden. Diese Vereinfachung liegt auf der sicheren Seite und es konnte damit die Ermüdungssicherheit nachgewiesen werden.

Die Ermüdungsnachweise der Bögen ergaben, dass weder die äußeren noch die inneren Bögen ermüdungsgefährdet sind. Die maximale schädigungsäquivalente Spannungsschwingbreite beträgt für den äußeren Bogen $22,8 \text{ N/mm}^2$ und für die inneren $27,8 \text{ N/mm}^2$. Diese Spannungsspiele liegen unter der Ermüdungsfestigkeit der ungünstigsten Kerbgruppe 36 mit einer zulässigen Schwingbreite von $31,3 \text{ N/mm}^2$. Ursache dafür ist vor allem das sehr kleinen Verhältnis von ermüdungswirksamer Verkehrlast zu den ständigen Lasten, das typisch für große Spannweiten ist und zu einer geringeren Ermüdungsbeanspruchung führt. Das Verhältnis beträgt in den äußeren Bögen 0,08; in den inneren 0,28.

6.2 Windportal und Windverband

Für die Bemessung der Stäbe wird der Stabilitätsnachweis maßgebend, der mit dem Ersatzstabverfahren durchgeführt wurde.

Als maßgebende Lastkombination für den Nachweis des Windverbandes wurden Wind als dominierende Belastung, Verkehr und die Imperfektionen für das Stabilitätsversagen aus der Ebene ($e=L/500$) verwendet. Dies liegt auf der sicheren Seite, da nach ENV 1993-1, Kap. 5.2.4.4 nur eine maximale Vorverformung von $e=0,827 \cdot L/500$ für die Bögen anzusetzen wäre.

Untersuchungen von TEICH, S und WENDLIN, S [18] haben gezeigt, dass eine Anregung von runden Windverbandsstäben durch Windeinwirkung vernachlässigbar klein ist. Diese Aussage wird auch für die gewählten quadratischen Querschnittsprofile angenommen. Es erfolgt daher keine Untersuchung der Stäbe auf wirbelerregte Schwingungen.

6.3 Hänger

6.3.1 Suche einer vorteilhaften Hängeranordnung

Die Anordnung der Hänger ist bei Netzwerkbögen von zentraler Bedeutung. Bei der Suche nach einem annähernd optimalen Hängernetz sollten folgende Kriterien berücksichtigt werden.

- Minimierung der Biegemomente im Bogen und Untergurt
- ausreichend Widerstand des Tragwerkes gegen Hängerausfall
- gleichmäßig kleine maximale Hängerkräfte
- geringe Spannungswechsel infolge Ermüdungsbelastungen
- ästhetisches Erscheinungsbild

Um zu einem Hängernetz zu gelangen, das all diese Bedingungen in befriedigendem Maß erfüllt, muss bei jedem Brückenentwurf systematisch vorgegangen werden.

Die Anordnung der Hänger, insbesondere deren Neigung, hängt von vielen Faktoren ab, die bei jedem Entwurf anders sind, unter anderem vom Verhältnis der ständigen Lasten zu den Verkehrslasten, dem Verhältnis von gleichmäßig verteilten Lasten und konzentrierten Lasten, der Spannweite sowie den Steifigkeiten des Bogens und des Untergurtes. Für jedes dieser oben genannten Kriterien kann ein optimales Hängernetz gefunden werden. Das Tragwerk stellt dann natürlich einen Kompromiss zwischen den abzuwägenden Anforderungen dar.

Um den Bogen mit der vorhandenen Hängernzahl am Besten gegen Ausweichen in der Ebene zu stützen und eine gleichmäßige Momentenbeanspruchung im Bogen zu erhalten, sollten die Hänger einzeln in gleichen Abständen am Bogen befestigt werden. Dadurch wird die größtmögliche Anzahl an Stützstellen und damit eine Minimierung der Biegemomente erreicht.

Ergebnisse zu Untersuchungen und hilfreiche Diagramme zur Problematik der Hängeranordnungen findet man in den Veröffentlichungen von TVEIT, PER [19, 20].

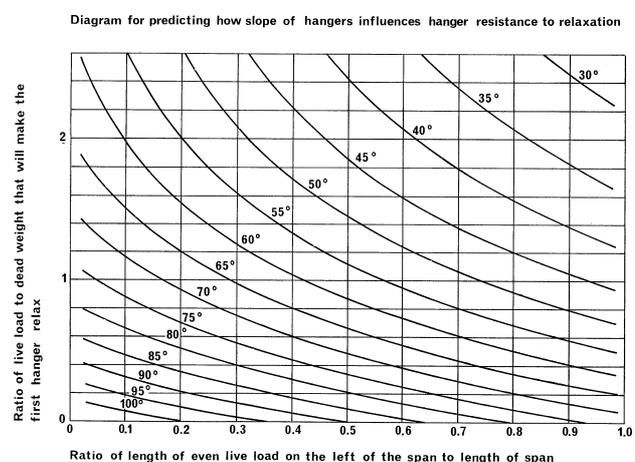


Abbildung 17: Hängerausfall für einen Bogenstich 0,15-L

Generelle Aussagen, ob Hänger bei einem Kriterium steiler oder flacher geneigt sein sollen, können nicht gemacht werden. In der Diplomarbeit von BRUNN, B. und SCHANACK, F. [16] wurden zum Thema Hängeroptimierung zahlreiche Untersuchungen an einer Eisenbahnnetzwerkbogenbrücke gemacht. Sie fanden für jedes Kriterium eine optimale Hängeranordnung. Bei flacher oder steiler Stellung der Hänger entfernt man sich natürlich vom Optimum. Allgemein kann zum Thema Hängerneigung gesagt werden, dass bei flacher geneigten Hängern der Widerstand gegen Hängerausfall zunimmt und die Ermüdungsbeanspruchung abnimmt.

Die vorliegende Hängeranordnung wurde mit den zum damaligen Zeitpunkt vorliegenden Ergebnissen der Untersuchungen von BRUNN, B. und SCHANACK, F. [16] gefunden. Die Grundidee für die von ihnen vorgeschlagene Hängeranordnung geht davon aus, dass zwei gegenseitig geneigte Hänger am Bogen ein Paar bilden, deren Resultierende bei Gleichlast und einem ideal gelagerten Bogen in Radiale Richtung zeigt (vgl. Abbildung 18). Will man gleiche Hängerkräfte und kleine Biegemomente bei Gleichlast erhalten, müssen sich die Hängerkreuzungen auf dem Radius des Bogens befinden. Der zu variierende Parameter ist der Winkel zwischen Hänger und Radius an der ersten Hängerkreuzung unter dem Bogen. Dieser Winkel ist so zu wählen, dass kleine Biegemomente, kleine Spannungsspiele und kleine Hängerkräfte bei den möglichen Laststellungen entstehen.

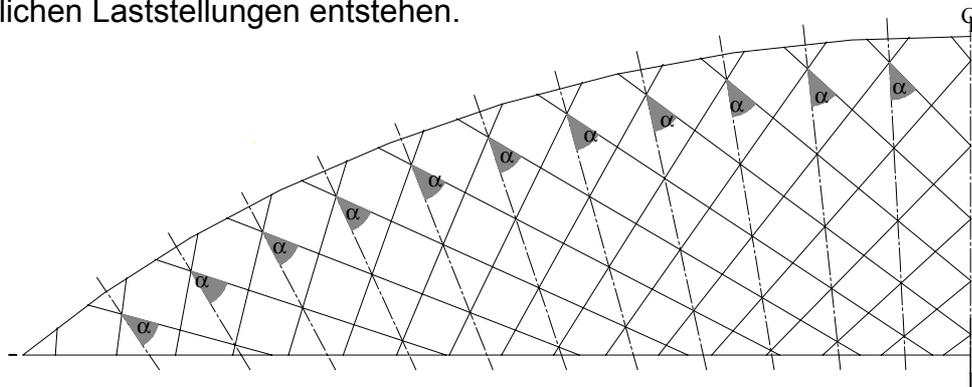


Abbildung 18: für Optimierung zu variierender Winkel, [16]

Bei einem Winkel von 35° ergaben sich vernünftige Ergebnisse sowohl für die inneren als auch die äußeren Bogenebenen. Die Abstände der Hängeranschlüsse der äußeren Hänger an den Bogen wurden dann händisch verändert bis befriedigende Ergebnisse vorlagen (vgl. Abbildung 19). Die verwendete Hängeranordnung kann damit nicht als optimiert betrachtet werden, da keine systematische Untersuchung stattgefunden hat. Trotzdem wurden mit dem gewählten Arrangement gute Ergebnisse in Bezug auf Hängerausfall und Ermüdung erzielt. Besonders positiv ist, dass unter Halblast im Zustand der Tragfähigkeit keine Hängerausfälle zu verzeichnen sind. Der Bogen wird damit für Ausweichen in der Bogenebene sehr gut gestützt.

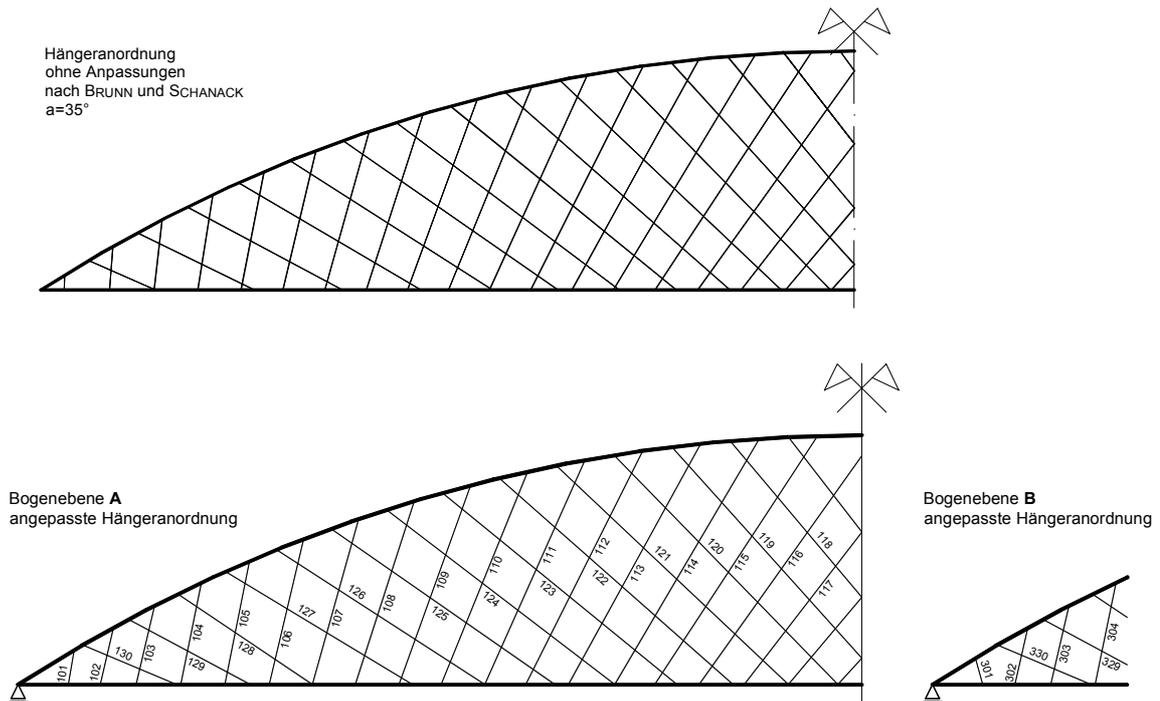


Abbildung 19: Hängeranordnung mit 35° und angepasste Anordnung

Wie schon erwähnt ist eine Anpassung der außen liegenden Hänger an das vorliegende Tragwerk nötig. Der Grund liegt vor allem in der Störung des Tragverhaltens des Bogens durch die Einspannung in den Untergurt am Bogenfußpunkt.

Diese Störung ist besonders ausgeprägt in den mittleren Bogenebenen. Dies liegt höchstwahrscheinlich am ungünstigen Verformungsverhalten der Fahrbahnplatte und der hohen Steifigkeit des Längsträgers. Die gleiche Hängeranordnung wie in Bogenebene A führt in den mittleren Ebenen zum Ausfall des Hängers 302. Erst die Änderung der Neigungsrichtung des ersten Hängers lässt ihn wieder aktiv werden. Trotzdem ist dieser Effekt noch in den maximal auftretenden Hängerkräften abzulesen. Die ersten beiden nach rechts geneigten Hänger, Nummer 302 und 303, haben aus Eigengewicht eine deutlich geringere Normalkraft als die anderen, die alle eine etwa gleiche Belastung erfahren (vergleiche Tabelle C-2). Hänger 302 hat beispielsweise eine Normalkraft von 467 kN aus Eigengewicht. Die durchschnittliche Hängerkraft ist bei Eigengewicht jedoch 954 kN. Auch eine Veränderung der Neigung der beiden Hänger brachte im Rahmen eines noch gleichmäßig aussehenden Netzes keine grundlegenden Verbesserungen. Ignoriert man diese „Ausreißer“ beträgt die kleinste Hängerkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit 84% der maximal auftretenden Seilnormalkraft. Der „Problemhänger“ 302 hat jedoch nur 56 % des maßgebenden Hängers.

Als abschließende Bemerkung zur Suche einer Hängeranordnung muss noch erwähnt werden, dass das bloße Übernehmen einer als optimal betrachteten Hängeranordnung eines anderen Netzwerk Bogens vermieden werden sollte, sofern die Belastungen, Spannweiten und Steifigkeiten nicht ungefähr übereinstimmen. Bei der Entwurfbearbeitung hat solch ein Vorgehen und das anschließende Ändern einzelner Hänger nicht zu konstruktiven Ergebnissen führt.

Zur den ästhetischen Anforderungen ist soviel zu sagen: am Beginn der Entwurfsbearbeitung wurde davon ausgegangen, dass in allen Bogenebenen eine gleiche Hängeranordnung verwendet werden sollte, um ein gleichmäßiges Bild in der Ansicht zu erhalten. Im Nachhinein muss diese Annahme etwas revidiert werden. Die Gleichmäßigkeit des Hängernetzes ergibt sich für den Betrachter nur, wenn er senkrecht auf die Bogenebenen schaut. Ob die Hängeranordnung dann trotz ihrer Transparenz noch als dominierende Struktur wahrzunehmen ist, bleibt zweifelhaft. Ungeachtet dessen ist anzunehmen, dass bei einem seitlichen Blickwinkel die verschiedenen Hängerebenen optisch nicht mehr stark zu unterscheiden sind. Unterstellt man die Richtigkeit dieser Aussage, könnten vielleicht unterschiedliche Hängernetze in den inneren und äußeren Bogenebenen für ein optimales Tragwerk eine bessere Entscheidung sein.

6.3.2 Hängerbesfestigungen an den Bögen

Für die Konstruktive Ausbildung der Hängeranschlüsse hat die Ermüdungssicherheit eine außerordentliche Bedeutung. Die Hänger sind einer hohen Wechselbeanspruchung infolge Verkehrslasten ausgesetzt.

Die Befestigung der Hänger an den äußeren Bögen erfolgt durch eine an den Hängern mit Stumpfnähten angeschweißte Lasche, die zwischen zwei an den Flanschen geschweißte Übertragungsbleche geschraubt wird. Es werden sechs vorgespannte gleitfeste Schrauben der Größe M22 10.9 für die Übertragung der Maximalkraft von 975 kN verwendet. Um große Kräfte ohne Schlupf übertragen zu können, ist eine Rauigkeit der Kontaktflächen notwendig, die der Kategorie C nach ENV 1993 Teil 1, Kap. 6.5.8.3 entsprechen. Dies bedeutet, dass durch Sandstrahlen, Aluminisieren oder Alkali-Zink-Silikatanstriche ein Reibbeiwert der Kontaktflächen von mindestens $\mu=0,5$ erreicht werden muss.

Die beiden Übertragungsbleche am Bogenprofil werden umlaufend im der Werkstatt angeschweißt. Bei einem Blech können Kehlnähte verwendet werden, für das zweite ist eine V-Naht notwendig. Um für den Abstand zwischen den Blechen genau die Dicke der Lasche an dem Hänger zu erhalten, sollte beim Anschweißen des zweiten Übertragungsblechs ein Futterblech

zwischen geschraubt werden, das die Dicke der Hängerlasche hat. Dies ist besonders wichtig, da bei gleitfesten Verbindungen die Kontaktflächen knirsch aneinander liegen müssen.

Das Laschenblech wird mit einer K-Naht an den Hänger geschweißt. Alle Nähte sollen nachträglich glatt geschliffen werden.

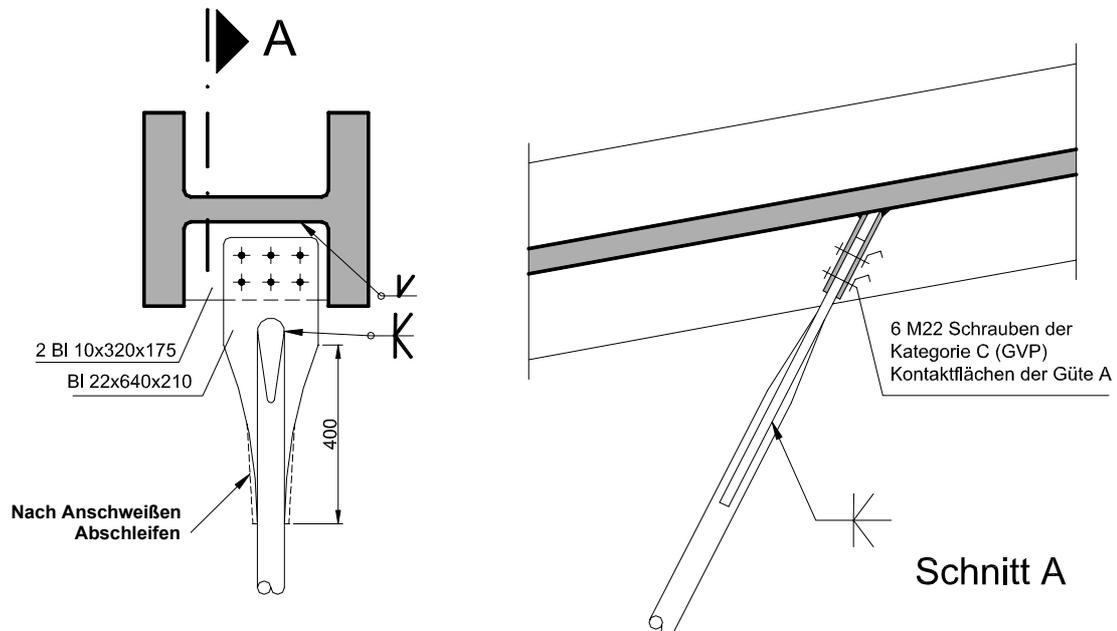


Abbildung 20: Hängeranschluss äußere Bogenebenen

Der Ermüdungsnachweis konnte schon mit der Addition der Spannungsschwingbreiten aus Straßenlasten und Eisenbahnlasten geführt werden. Auf eine genaue Ermittlung der der wirksamen Spannungsspiele wurde daher verzichtet.

Ein sehr kritischer Punkt ist der Übergang des Laschenblechs zum Hängerquerschnitt. Dort kann ein Riss ausgehend vom Ende der Flankennaht in das Hängermaterial entstehen. Durch einen allmählichen kontinuierlichen Übergang erfolgt eine ermüdungsgerechte Ausbildung. Dies geschieht mit einem ausgerundetem Laschenblech und dem Glattschleifen nach dem Anschweißen. Bei der Einordnung dieses Konstruktionsdetails in die Kerbgruppe 90 wurde auf den Artikel von GÜNTER, G.H./ SEDLACEK, G. ET AL. [5] in der Zeitschrift STAHLBAU und ENV 1993-2 Tabelle L4 Bezug genommen. Damit konnte der Nachweis der Ermüdungssicherheit erbracht werden.

Der zweite kritische Punkt ist das Ende des Hängers. Auch hier ist die Gefahr von Rissen, die von der Schweißnaht ausgehend in das Laschenmaterial verlaufen. Der Rundquerschnitt der Hängerstange soll mindestens mit einer Neigung von 1:4 auf die Dicke der Lasche auslaufen und am Ende mit einer rund verlaufenden Naht mit der Lasche verbunden sein.

Diese Form soll Kerbungen reduzieren, die beispielsweise bei einer rechtwinkligen Kreuzung der Flankennähte und der Naht an der Stirnseite des Hängers entstehen könnten. Bei der Einordnung in die Kerbgruppen wird dies jedoch nicht berücksichtigt. Der Kerbfall ist 90, gemäß ENV 1993-2 Tabelle L3.

Die Hängerbefestigung an den mittleren Bögen erfolgt ähnlich wie bei den äußeren. Am Hänger wird eine Lasche nach dem gleichen Schema angeschweißt. Diese wird mit gleitfesten vorgespannten Schrauben an ein Blech geschraubt, das zwischen den Stegen eingeschweißt ist (vgl. Abbildung 21). Da die Verbindung nur einschnittig geführt wird, sind 18 Schrauben der Größe M30 10.9 notwendig, um die Maximalkraft von 2362 kN zu übertragen. Auf die Ausführung einer zweiseitigen Verbindung wie in den äußeren Bogenebenen wurde mit Rücksichtnahme auf die Einfachheit der Montage verzichtet, da die Anordnung der vielen Schrauben kein Problem ist. Um einen unkomplizierten Hängeranschluss ausbilden zu können, wurde die untere Flanschplatte des Hohlkastens 300 mm nach oben gerückt. Für den Bogenquerschnitt hat dies kaum Nachteile, da die größte Biegung aus der Bogenebene heraus geschieht. Damit ist es jedoch möglich, das Lastübertragungsblech von außen zwischen die Stege zu schweißen. Die aufwendigere Methode Hänger an Hohlkastenquerschnitte zu befestigen, wie sie zum Beispiel die DEUTSCHE BAHN mit der DS 804 in Detailrichtzeichnung STB 20 vorschlägt, kann dadurch vermieden werden.

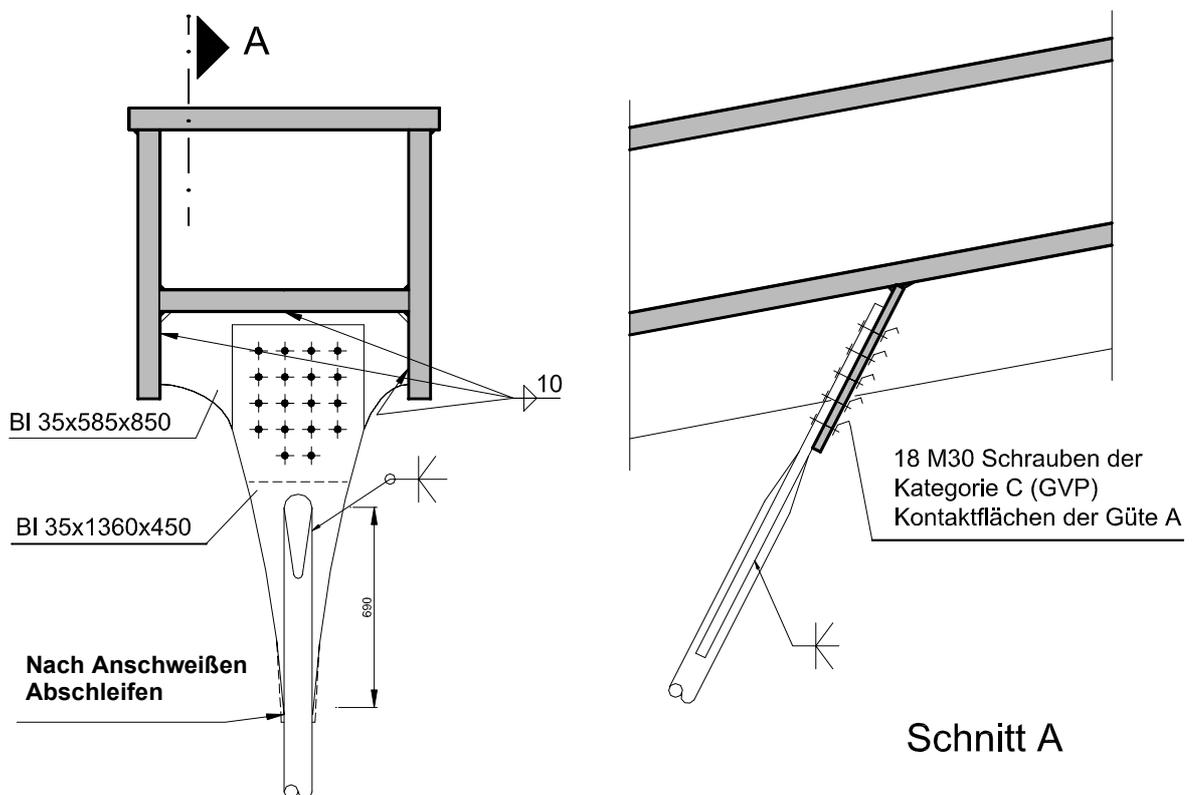


Abbildung 21: Hängeranschluss innere Bogenebenen

Für den Nachweis der Ermüdungssicherheit des Hängeranschlusses in den mittleren Bogenebenen musste für den Übergang der Lasche in den Hänger auf die Schadensakkumulation nach ENV 1993-1 Kapitel 9.5.2.2 (3) zurückgegriffen werden. Es zeigte sich, dass der Schwerlastverkehr bei der angenommenen Verkehrstärke keinen Schaden an diesem Punkt hervorruft. Die Spannungsschwingbreite aus dem Lastmodell 3 lag unterhalb des Schwellenwertes der Ermüdungsfestigkeit der Kerbgruppe 90 von $\Delta\sigma_L/\gamma_F=34,3 \text{ N/mm}^2$. Die Summe der Schäden aus Eisenbahn- und Schwerlastverkehr blieb damit unter 1,0 und der Nachweis konnte erbracht werden (vgl. Anhang D, Kap. 2.2.3).

6.3.3 Hängerbefestigung am Betongurt

Die Befestigung der Hänger am Betonuntergurt erfolgt in einem ähnlichen Konstruktionsdetail, wie es STEIMANN, U. in [17] in seiner Diplomarbeit eines Eisenbahn-Netzwerkbogens vorschlägt. An die Hängerstangen wird ein Laschenblech angeschweißt. Die Vertikalkomponente der Normalkraft wird in ein horizontales Lasteinleitungsblech an der Unterseite der Fahrbahnplatte übertragen. Den horizontalen Anteil leiten Kopfbolzendübel in den Betongurt (siehe Abbildung 22). Da die Konstruktionsdicke der Längsbalken, am Rand 60 cm, in den mittleren Bogenebenen 80 cm, sehr groß ist, müssen keine zusätzlichen Bügel als Durchstanzbewehrung angeordnet werden. Lediglich an den Hängerbefestigungen der äußeren Bögen ist eine Erhöhung der Oberflächenbewehrung auf $13,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ in Querrichtung nötig (vgl. Kapitel D-1.2.3 und D-2.2.3).

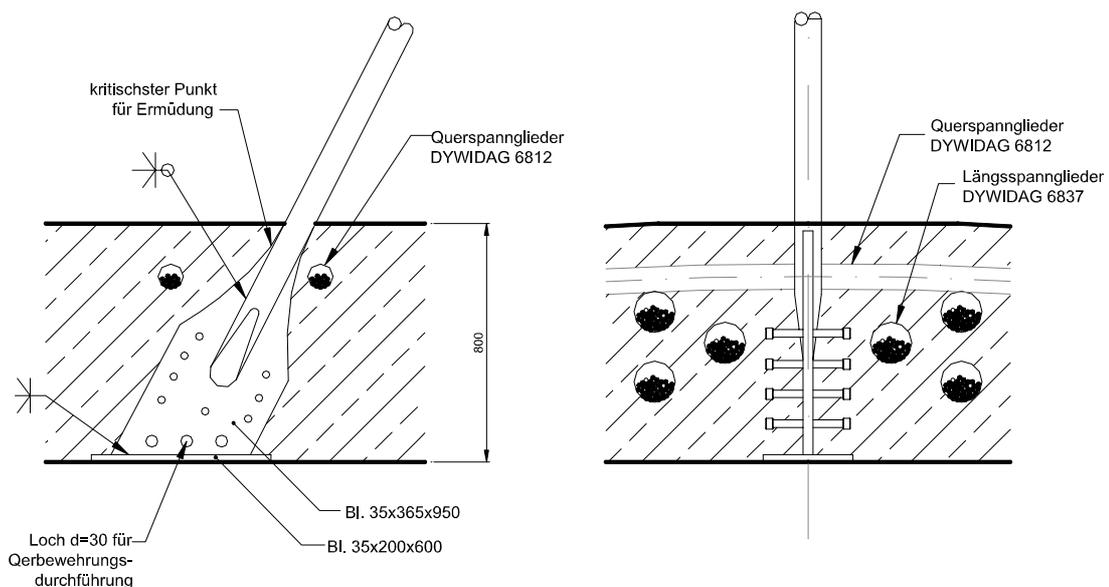


Abbildung 22: Hängeranschluss am Betonuntergurt innere Bogenebenen

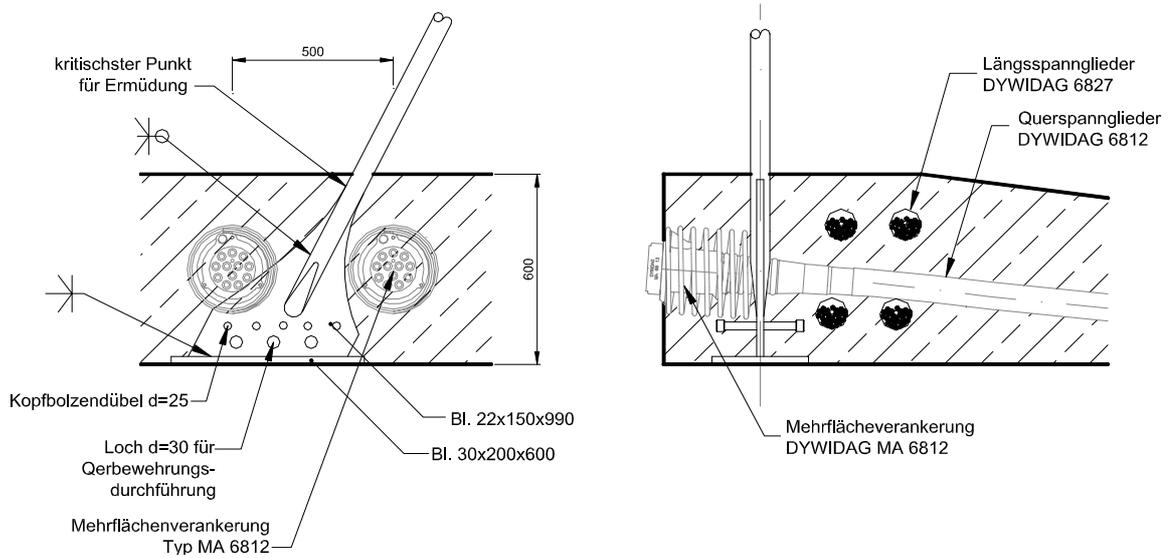


Abbildung 23: Hängeranschluss am Betonuntergurt
äußere Bogenebenen Variante 1

Für die Hängerverankerungen an den Außenebenen sind zwei konstruktive Möglichkeiten denkbar. In Abbildung 23 werden die Verankerungen der Querspannglieder seitlich so verzogen, dass sie neben der Hängerlaschen liegen. Alle Teile des Anschlusses liegen dann im Beton des Randbalkens. Durch das leichte Versetzen der Querspannglieder ergeben sich keine Zusatzbeanspruchungen, die nachgewiesen werden müssten.

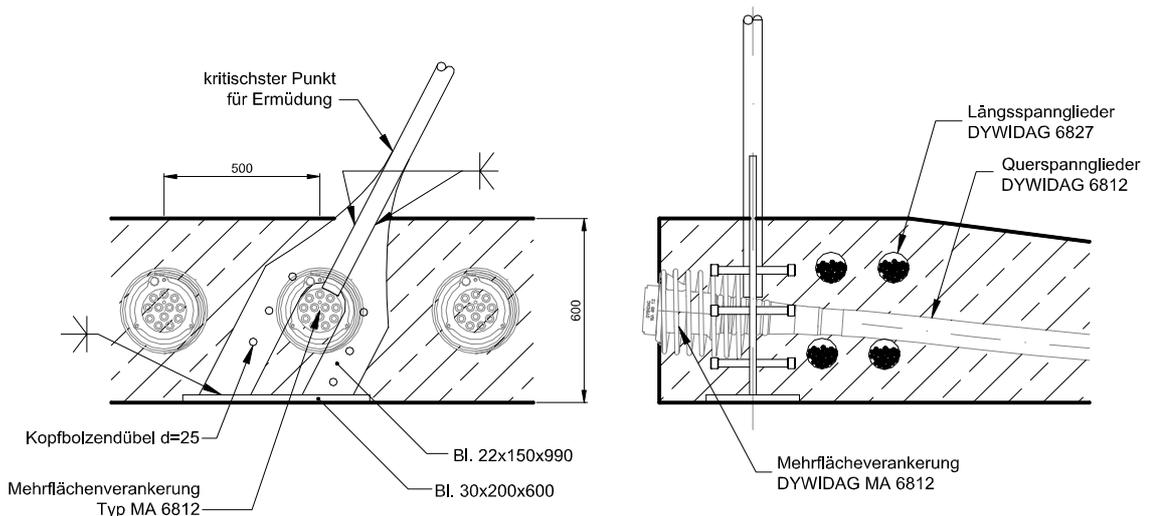


Abbildung 24: Hängeranschluss am Betonuntergurt
äußere Bogenebenen Variante 2

Eine andere Möglichkeit wird in Abbildung 24 gezeigt. An den Hänger werden zwei Laschen geschweißt. Zwischen ihnen bleibt ein Abstand, der es ermöglicht, dass die trompetenförmige Aufweitung der Spanngliedverankerung durchgeführt werden kann. Die Spannglieder müssen dann so versetzt werden, dass sie entweder durch die Öffnung zwischen den Laschen verlaufen oder neben der Hängerbefestigung liegen. Der Anschluss ist bei dieser Variante immer von Betondruckspannungen aus der Quervorspannung umgeben. Das ist sehr vorteilhaft, da die Reibkräfte die bei der Lastabtragung mitwirken dann sehr groß sind. Die Normalspannungen im Beton wirken auch günstig in Bezug auf das Durchstanzen. Nachteilig ist jedoch, dass die Laschen über den Beton hinausragen. Aus ästhetischen Gründen sollte das vermieden werden. Weiterhin liegen bei den Brücken in Norwegen gute Erfahrungen mit Hängern vor, deren Anschlüsse sich ganz im Beton befinden.

Für die Ermüdung sind die Nachweise analog zu führen zu denen der Hängerbefestigung am Bogen. Als zusätzlicher Kerbfall tritt das Anschweißen der Kopfbolzendübel auf. Da die Dimensionierung der Bleche großzügig erfolgen kann und der maßgebende Kerbfall wie an dem oberen Anschluss der Übergang der Lasche an den Hänger ist, wurde auf die Ermüdungsnachweise verzichtet.

Der untere Hängeranschluss muss weiterhin so konstruiert werden, dass der temporäre Untergurt angeschlossen werden kann. Am einfachsten ist dies mit einer Schraubenverbindung, wie in Abbildung 41 dargestellt, möglich.

6.4 Spannbetonuntergurt

6.4.1 Schläffe Bewehrung

In der Abbildung 25 und in der Tabelle 1 ist die notwendige schläffe Bewehrung dargestellt. Sie ergibt sich aus der Mindestbewehrung, die die Risschnittgröße abdecken muss, oder aus den Tragsicherheitsnachweisen. Die Bügelbewehrung entspricht der Mindestbügelbewehrung nach ENV 1992-1 (5.4.2.2).

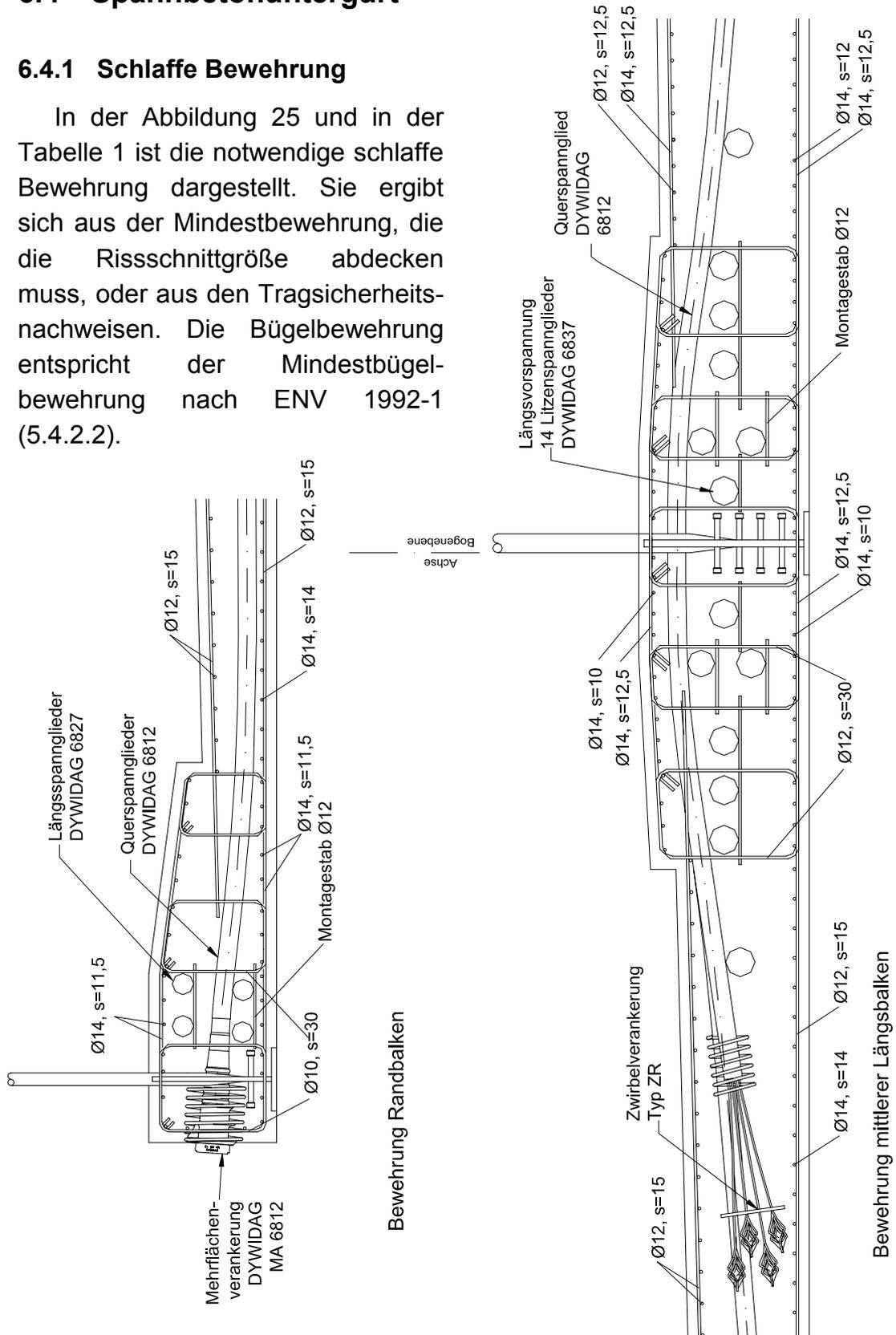


Abbildung 25: notwendige schläffe Bewehrung

Schlaaffe Bewehrung des Betonuntergurt								
	Randbalken		Randfeld		Längsbalken		Mittelfeld	
	Ø [mm] s=[cm]	vorh. a _s [cm ² /m]	Ø [mm] s=[cm]	vorh. a _s [cm ² /m]	Ø [mm] s=[cm]	vorh. a _s [cm ² /m]	Ø [mm] s=[cm]	vorh.a _s [cm ² /m]
Unter- gurt								
Quer oben/unten	Ø14 s=11,5	13,39	Ø12 s=15	7,54	Ø14 s=12,5	12,34	Ø14 s=12,5	12,34
Längs unten	Ø14 s=11,5	13,39	Ø14 s=14	11,0	Ø14 s=10	15,39	Ø14 s=12	12,83
Längs oben	Ø14 s=11,5	13,39	Ø12 s=15	7,54	Ø14 s=10	15,39	Ø12 s=12,5	9,05
Bügel	6x Ø10 s=30	15,8	-		10x Ø12 s=30	37,55	-	
Endquer- träger								
Quer oben/unten	Ø14 s=13,5	11,4	Ø14 s=13,5	11,4	Ø14 s=13,5	11,4	Ø14 s=13,5	11,4
Längs oben/unten	Ø20 s=11	28,56	Ø20 s=11	28,56	Ø20 s=11	28,56	Ø20 s=11	28,56
Bügel	4 Ø12/m s=25	18,08	4 Ø12/m s=25	18,08	4 Ø12/m s=25	18,08	4 Ø12/m s=25	18,08

Tabelle 1: benötigte schlaffe Bewehrung

6.4.2 Quervorspannung

Der Betonuntergurt besitzt zwei Tragfunktionen. Zum einen wirkt er als Zugband des gesamten Tragwerks, das den Bogenschub aufnimmt, zum anderen müssen die Belastungen durch Radlasten und Eisenbahnverkehr abgetragen werden. Zur Aufnahme der enormen Zugkräfte aus Bogenschub wird der der Untergurt längs vorgespannt. Da die Biegemomente in Querrichtung infolge des 14,0 m großen Abstandes der Bogenebenen im Randfeld und der großen Eisenbahnlasten nicht mehr durch eine schlaff bewehrte Betonplatte abzudecken sind, muss auch quer vorgespannt werden.

In der Vorbemessung wurde der erforderliche Querschnitt des Betonuntergurt ermittelt. Die Dicke wird hauptsächlich durch die Beanspruchung in Querrichtung bestimmt. Es stellte sich heraus, dass eine große statische Höhe im Bereich der Stützung durch die mittleren Bögen und im Fahrbahnbereich der Eisenbahn nötig ist. Begründet ist dies in dem Stützmoment, das durch die statisch unbestimmte Wirkung der Quervorspannung noch erhöht wird, und dem beträchtlichen Abstand der maximalen und minimalen Momentenhüllkurven, wie in Abbildung 26 zu erkennen ist. Aus diesen Gründen ist das Quergefälle der Straße von 2,5% für

die Erhöhung des Querschnitts verwendet worden. Den Betrag der Quervorspannung und die Fahrbahndicken sind im Rahmen der Vorbemessung so gewählt worden, dass im Gebrauchszustand unter charakteristischen Belastungskombinationen keine Zugspannungen auftreten, die größer als die mittlere Betonzugfestigkeit sind. Dies stellt vor allem sicher, dass keine Steifigkeitsänderungen des Betons durch gerissene Zugzonen auftreten und im FE - Modell immer mit dem mittleren E- Modul des Betons gerechnet werden kann.

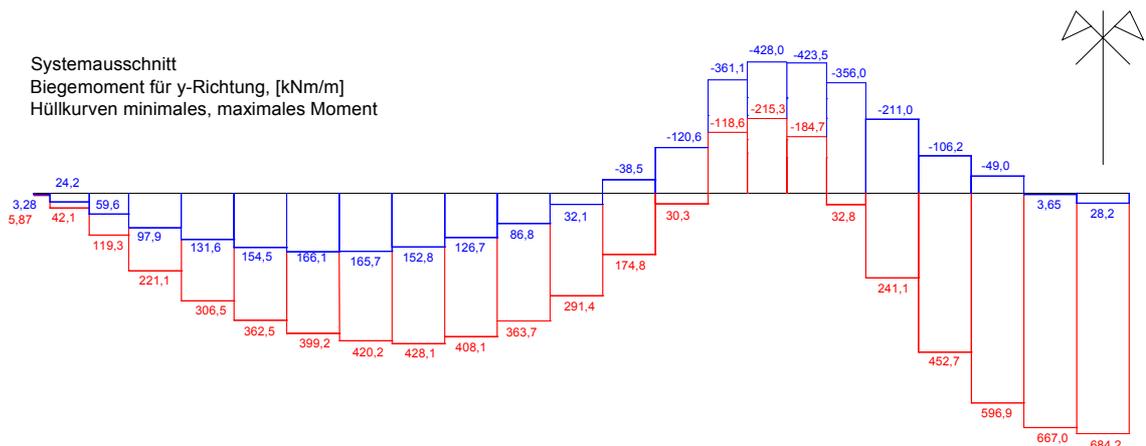
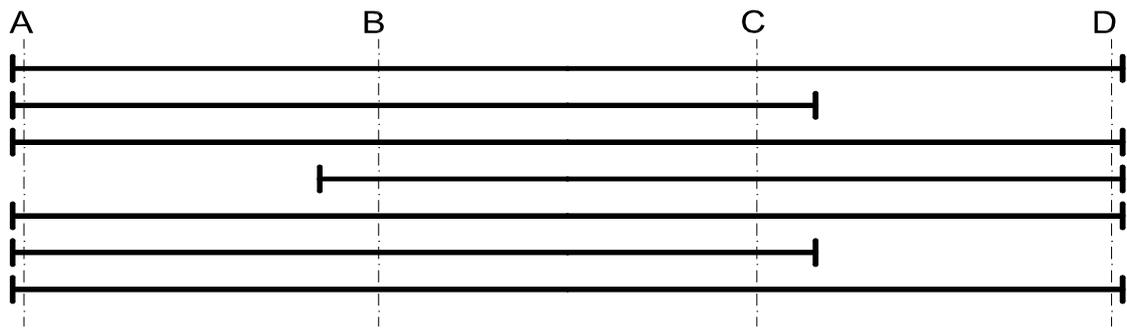


Abbildung 26: Hüllkurve der Momente Gebrauchszustand unter charakteristischen Lasten

Um die Hüllkurzen der maßgebenden Schnittgrößen der Fahrbahnplatte in Querrichtung zu erhalten, wurden die Fahrspuren des Lastmodells 1 für Einwirkungen aus Straßenverkehr in den maßgebenden Kombinationen mit und ohne Eisenbahnlasten aufgebracht. Um in jedem Element die maximalen und minimalen Beanspruchungen zu erhalten, werden für jede Kombination der Verkehrslasten die Fahrspuren und Radlasten aller 20 cm in Querrichtung aufgesetzt. Aus dieser Fülle von Lastfällen sind mit dem SOFiStiK Modul MAXIMA die Hüllkurven von Spannungen und Schnittkräften ermittelt worden. Die Laststellungen können in dem Anhang B (Vorbemessung) den Abbildungen B-6 bis B-10 entnommen werden.

Für die Quervorspannung werden DYWIDAG 6812 Litzenspannglieder mit nachträglichem Verbund verwendet. Der Achsabstand beträgt 50 cm. Wie in Abbildung 27 zu sehen ist, verläuft jedes zweite Spannglied über die gesamte Untergurtbreite. Es wird von beiden Seiten vorgespannt. Die anderen werden nur in einem Randfeld und im Mittelfeld verlegt. Diese Spannglieder werden von links oder von rechts her immer im Wechsel eingebaut.

**Abbildung 27:** Anordnung der Querspannglieder

6.4.3 Längsvorspannung

Wie schon erwähnt, müssen die Längsspannglieder den beträchtlichen Zugkräften aus Bogenschub entgegen wirken. Weiterhin soll der Querschnitt auch im Zustand der Tragfähigkeit gut überdrückt sein. Dies reduziert vor allem die einzulegende Längsbewehrung in den Feldmitten. Aus diesem Grund werden in den inneren Bogenebenen zwei Spannglieder mehr, als in der Vorbemessung bestimmt, eingelegt. Die Längsbiegemomente in den Längsbalken sind aufgrund der kurzen Abstände der Hängerbefestigungen sehr klein. Eine Anpassung des Spanngliedverlaufes an diese Momente ist daher nicht sinnvoll.

Die äußeren Längsbalken werden mit vier Litzenspanngliedern DYWIDAG 6827 vorgespannt. Ihre gemeinsame Wirkungslinie liegt im Schwerpunkt des Längsbalkens. Dies ist wichtig für den Bauzustand; wenn der fertig gestellte Kantbalken teilweise vorgespannt wird, sollen keine Momente aus Vorspannung auftreten. Für die inneren Bogenebenen werden 14 Litzenspannglieder DYWIDAG 6837 verwendet. Die sechs inneren haben ihre Resultierende im Schwerpunkt des Längsbalkens. Sie werden zum Vorspannen im Bauzustand verwendet. Alle 14 Spannglieder wirken ungefähr in der Schwerachse des gesamten Untergurtes (vgl. Abbildung 32).

6.4.4 Endquerträger

Die Abmessungen des Endquerträgers ergeben sich aus den notwendigen Verziehungslängen und Verankerungen der Längsspannglieder der mittleren Bogenebenen. Der Endquerträger ist 45 cm dicker als die Fahrbahnplatte. Die Breite beträgt 2,50 m Auf eine Länge von 4,20 m erfolgt ein kontinuierlicher Übergang in die Platte (vgl. Abbildungen 29 bis 33).

Der Endquerträger muss zum einen die Verkehrslasten zu den Auflagern leiten, wenn diese direkt am Brückenbeginn stehen. Um die Hüllkurven der maßgebenden Schnittgrößen des Endquerträgers zu erhalten, werden, wie bei der Bemessung des Untergurtes in Querrichtung, die Fahrspuren des Lastmodells 1 für Einwirkungen aus Straßenverkehr in maßgebenden Kombinationen mit und ohne Eisenbahnlasten aufgebracht. Die Fahrspuren und Radlasten für jede Kombination der Verkehrslasten sind dann alle 20 cm in Querrichtung aufgesetzt worden. Aus dieser Fülle von Lastkombinationen sind mit dem SOFiSTiK Modul MAXIMA die Hüllkurven von Spannungen und Schnittkräften ermittelt worden. Die Laststellungen können im Anhang B (Vorbemessung) Abbildungen B-6 bis B10 entnommen werden. Durch die Einspannung des Endquerträgers durch die jeweils zwei Topflager an den Lagerungen der Bogenebenen sind die Biegemomente und Durchbiegungen relativ klein.

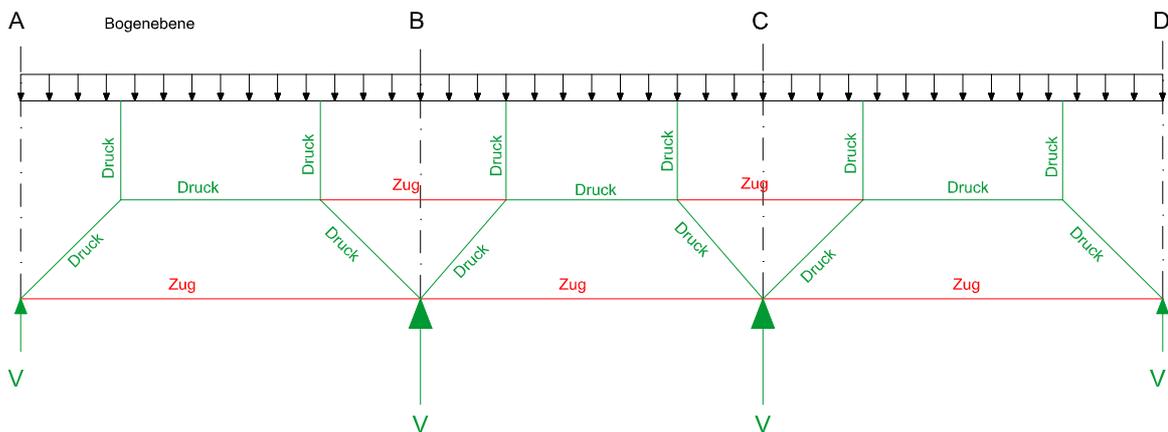


Abbildung 28: Stabwerkmodell für Einleitung der Längsvorspannung

Die zweite wichtige Funktion des Endquerträgers besteht in der Aufnahme der aus der Umlenkung der Längsvorspannung entstehenden beträchtlichen Querkzugkräfte. Abbildung 28 zeigt das Stabwerkmodell für die Einleitung der Vorspannkkräfte. Um diese Kräfte aufnehmen, wird der Endquerträger mit 7 durchlaufenden Spanngliedern DYWIDAG 6827 von beiden Seiten her vorgespannt. Die Ermittlung der nötigen Vorspannkraft erfolgte am dreidimensionalen FE-Modell. Im Gebrauchszustand sollen unter charakteristischen Lasten keine Zugspannungen auftreten, die größer sind als die mittlere Betonzugfestigkeit. Im Gebrauchszustand unter quasi-ständigen Lastkombinationen muss der gesamte Querschnitt überdrückt sein. Im Nachhinein ist zu sagen, dass bei einer anderen Spanngliedanordnung die Anzahl der Spannglieder reduziert werden könnte. Sehr wahrscheinlich ist es vorteilhafter jedes zweite oder sogar jedes Spannglied nur über ein Rand- und Mittelfeld verlaufen zu lassen.

6.5 Bogenfußpunkt, Verankerung der Längsspannglieder

Die kompliziertesten Detailpunkte der ganzen Konstruktion sind die Bogenfußpunkte. Es müssen die Längsspannglieder und die Querspannglieder des Endquerträgers verankert sowie die Auflagerkräfte in die Topflager eingeleitet werden.

Ein Teil der Bogennormalkräfte wird durch Reibung und konstruktiv an den Stegblechen angeordnete Kopfbolzendübel in den Beton geleitet. Die Einspannmomente um die Achsen in Vertikal- und Längsrichtung werden vollständig durch Betonpressung in den Endquerträger übertragen. Für die Biegemomente um die Brückenquerachse kann dies nicht durch Kontakt erfolgen. Bei Brückenbelastung ist die Verdrehungsrichtung von Bogen und Platte entgegengesetzt. Der Winkel zwischen Bogenendtangente und Plattenlängsachse versucht sich zu vergrößern. Dadurch müssen am Austritt des Bogens aus dem Beton Zugkräfte zwischen Bogenprofil und Betonuntergurt übertragen werden, um die einspannende Wirkung zu erzielen. Deshalb sollen hauptsächlich die Stegplatten das Moment um die Y-Achse aufnehmen. Sie leiten es in das Lagerblech, welches es dann mittels Pressung in den Längsbalken überträgt.

Die Verankerung der Längsspannglieder erfolgt durch eine kräftige Verankerungsplatte, in die Löcher geschnitten werden. Die Verankerungsscheiben mit den Sicherungskeilen der Litzen befinden sich dann direkt an diesem Stahlblech. Die trompetenförmigen Aufweitungen der Spanngliederverankerungen können an die Rückseite mit Kehlnähten angeheftet werden. Da die Verankerungsplatte die Vorspannung auf eine sehr große Betonfläche verteilt, wird gesagt, dass eine besondere Wendelbewehrung nicht notwendig ist. Diese Aussage ist, bei einem spezifischen Bauvorhaben mit dem Anbieter der Spannglieder zu verifizieren.

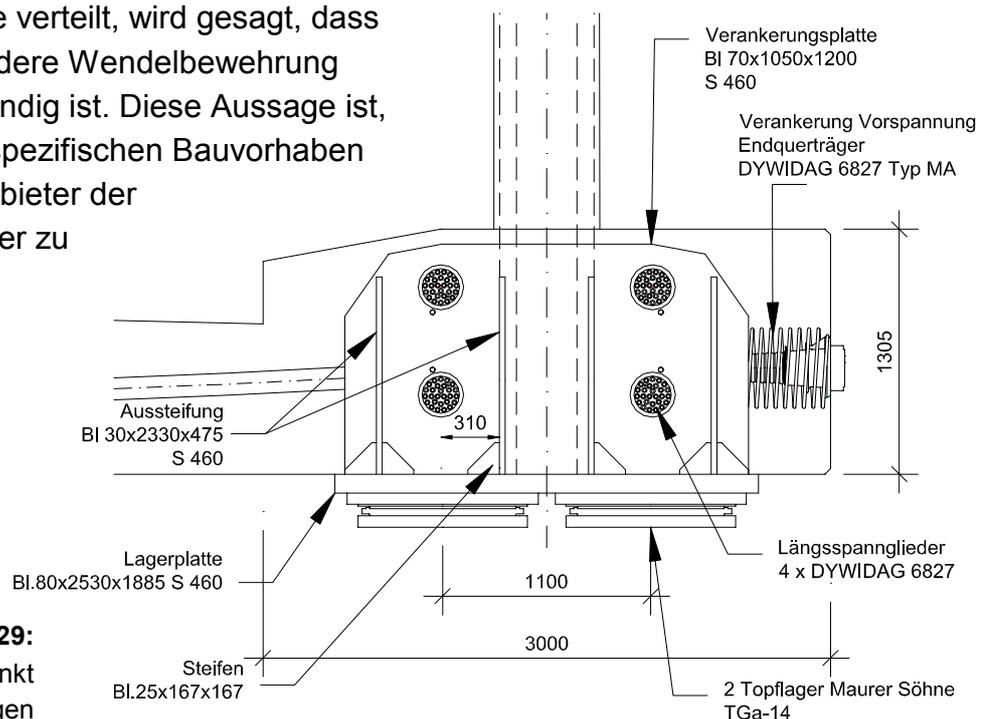


Abbildung 29:
Bogenfußpunkt
äußere Bögen

In den äußeren Bogenebenen werden die Flansche des H - Profils mit einer Stumpfnahht auf kräftige Stegblechplatten geschweißt (vgl. Abbildung 29, 30). Diese sind mit starken Kehlnähten oder K-Nähten mit der Lagerplatte und der Verankerungsplatte verbunden. Durch die Anordnung der Stegbleche soll einerseits die horizontale bzw. vertikale Komponente der Bogennormalkraft auf eine große Schweißnahtlänge verteilt und zum zweiten die oben genannte Biegung in Brückenlängsrichtung übertragen werden. Ein Teil der Vertikalkomponente wird über die Verankerungsplatte in die Lager übertragen. Ein anderer Teil der Vertikalkomponente der Bogennormalkraft wird durch Reibung und Kopfbolzendübel an den Beton abgegeben, der es an die Lager leitet. Die Quantifizierung dieser Kraftverteilung erfordert aufwendige Untersuchungen, die nicht durchgeführt wurden.

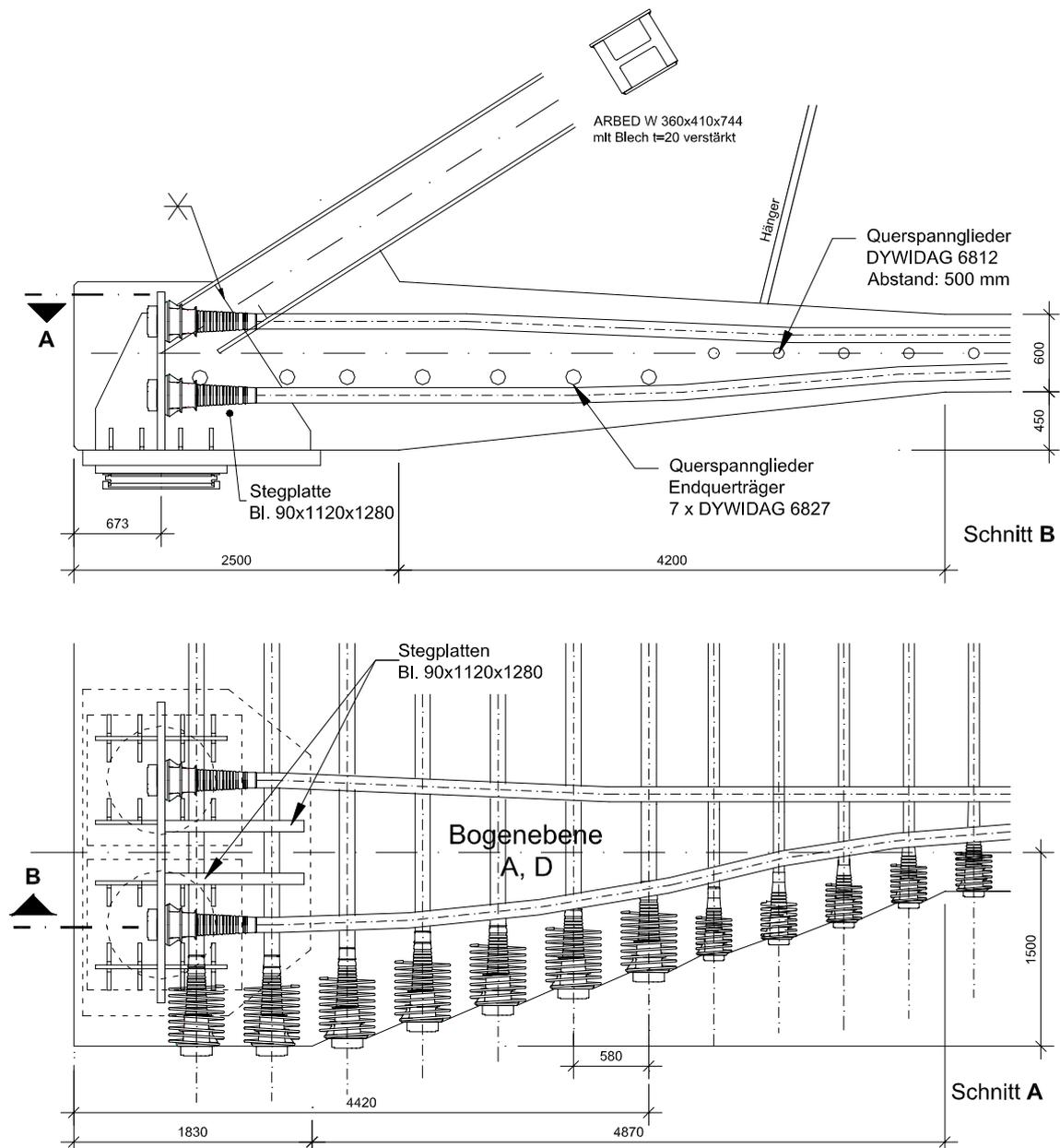
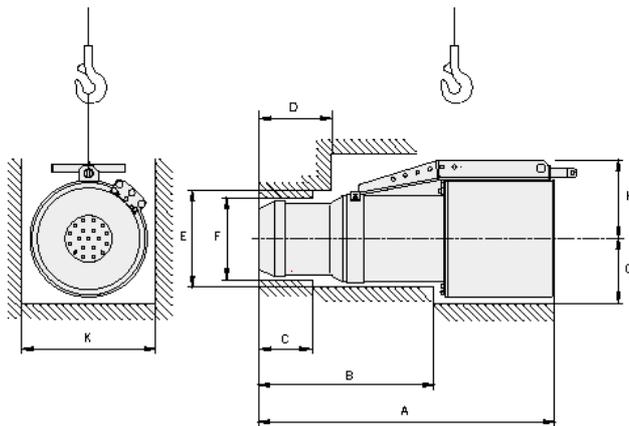


Abbildung 30: Schnitte Bogenfußpunkt äußere Bögen

Die Abstände der Aussteifungen über dem Lager ergeben sich aus dem notwendigen Platzbedarf der Spanngliedpressen. Für die Längsspannglieder vom Typ DYWIDAG 6827 ist der Presstyp 6.800 notwendig. Es muss mindestens ein Abstand von 310 mm zur Spanngliedachse eingehalten werden (vgl. Abbildung 31 und Tabelle 2). Der Nachweis der Aussteifungen wird vor allem für die Bauzustände erfolgen, wenn die stählerne Fußpunktkonstruktion noch nicht oder nur teilweise in Beton eingegossen ist.



**Abmessungen und
Ausparungen [mm]**

Pressen-Typ	6.800	9.750
A	1.421	1.470
C	80	120
B,D,E	-	-
F	330	380
G	310	390
H	410	550
K	620	740

Abbildung 31, Tabelle 2:
Ausparungen für Spannpressen [3]

Der Schwerpunkt der Verankerungen der Längsspannglieder soll mit dem des Randbalkens übereinstimmen. Dies ist im Hinblick auf die Bauphasen von Bedeutung. Der Kantbalken wird vor dem Gießen der Fahrbahnplatte betoniert und teilweise vorgespannt. Aus dieser Vorspannung sollen keine Momente entstehen, die den Träger ungünstig verformen könnten.

In den inneren Bogenebenen wird das Bogenprofil vor dem Bogenfußpunkt von 915 mm Achsabstand der Stege auf 1420 mm aufgeweitet. Dadurch wird die Vertikalkomponente der Bogennormalkraft direkt in die Topflager geleitet. Zwischen den Stegblechplatten ist genug Platz, um 6 Spannglieder DYWIDAG 6837 zu verankern. Da diese sechs Spannglieder in der Bauphase genutzt werden sollen, um den Bogenschub aufzunehmen, muss die Resultierende der Verankerungen in seinem Schwerpunkt liegen. Die Achsabstände dieser inneren Spannglieder sind entsprechend den Vorgaben von DYWIDAG für Spannpressen. Der Grund hierfür liegt auch in dem Bauablauf. Diese Spannglieder werden mehrmals während des Baufortschritts angespannt, bis sie ihre endgültige Vorspannkraft besitzen. Demzufolge müssen die Litzen ein längeres Stück aus der Verankerung überstehen. Damit trotzdem die Pressen angesetzt werden können, werden die Achsabstände dementsprechend gewählt. Für die äußeren sechs Spannglieder, die noch an dem Stahlblech verankert sind, ist der Abstand derart minimiert, dass nur noch der Pressenkopf zwischen die Ankerscheiben passt. Jedes Spannglied muss mit einem Mal auf

seine volle Vorspannung vorgespannt werden. Die Litzen werden dann abgeschnitten, damit die Presse umgesetzt und die anderen vorgespannt werden können. Die zwei im Beton verankerten Spannglieder sind nicht für die Aufnahme des Bogenschubs nötig. Sie sollen den Beton im Zustand der Tragfähigkeit ausreichend längs überdrücken, um die benötigte Längsbewehrung zu reduzieren.

Der Schwerpunkt aller Längsspannglieder liegt etwa im Schwerpunkt des Teils des Betonuntergurtes, der von der Mitte der Straßenfahrbahn bis zu Mitte der Eisenbahnfahrbahn reicht.

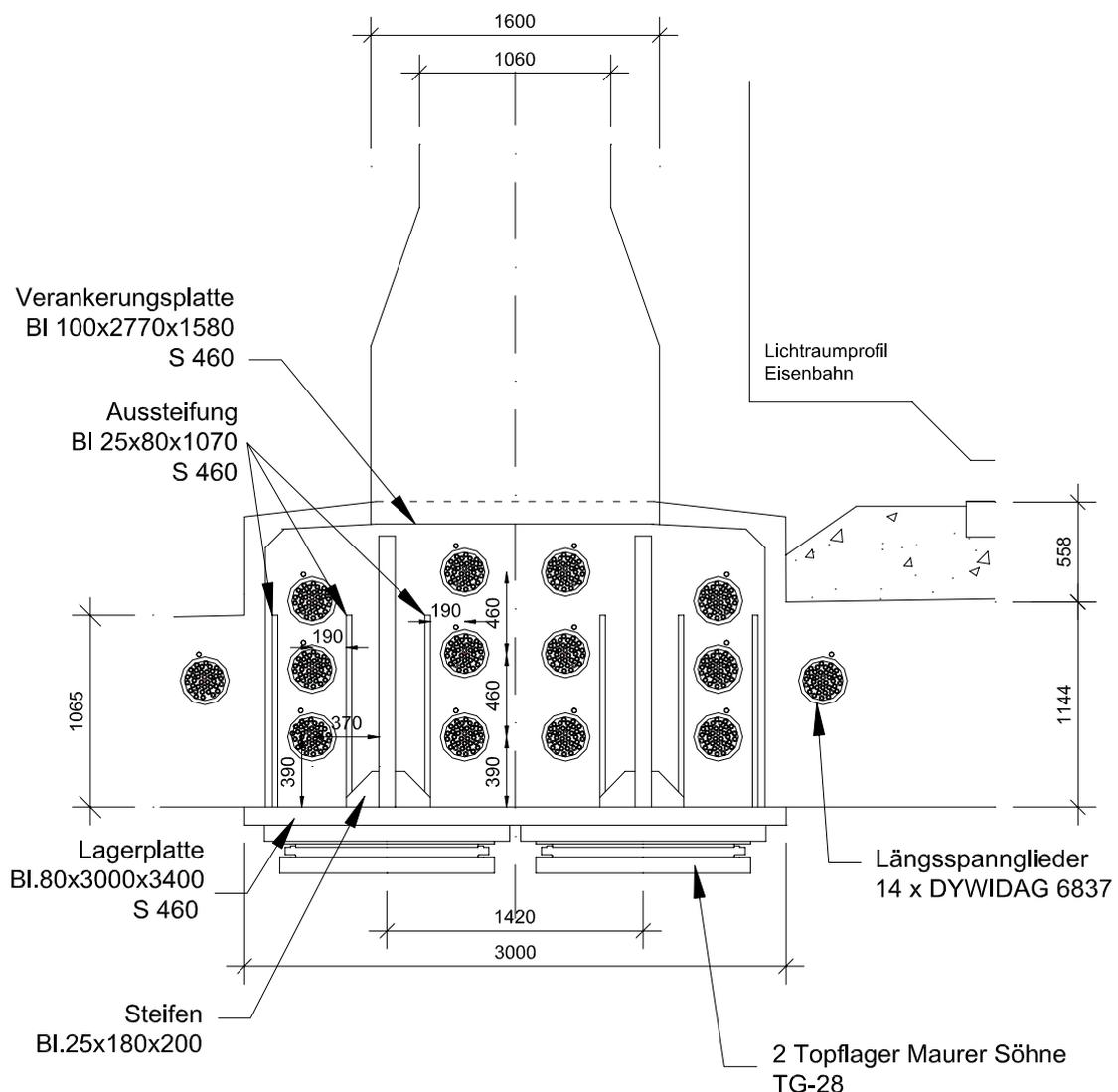


Abbildung 32: Bogenfußpunkt innere Bögen
Spanngliederverankerungen

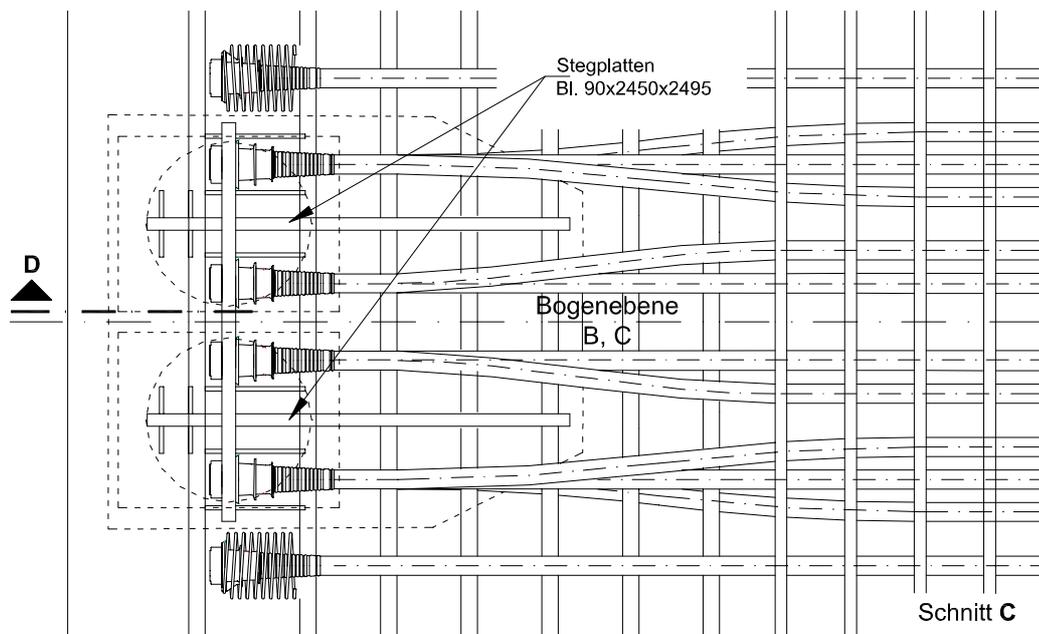
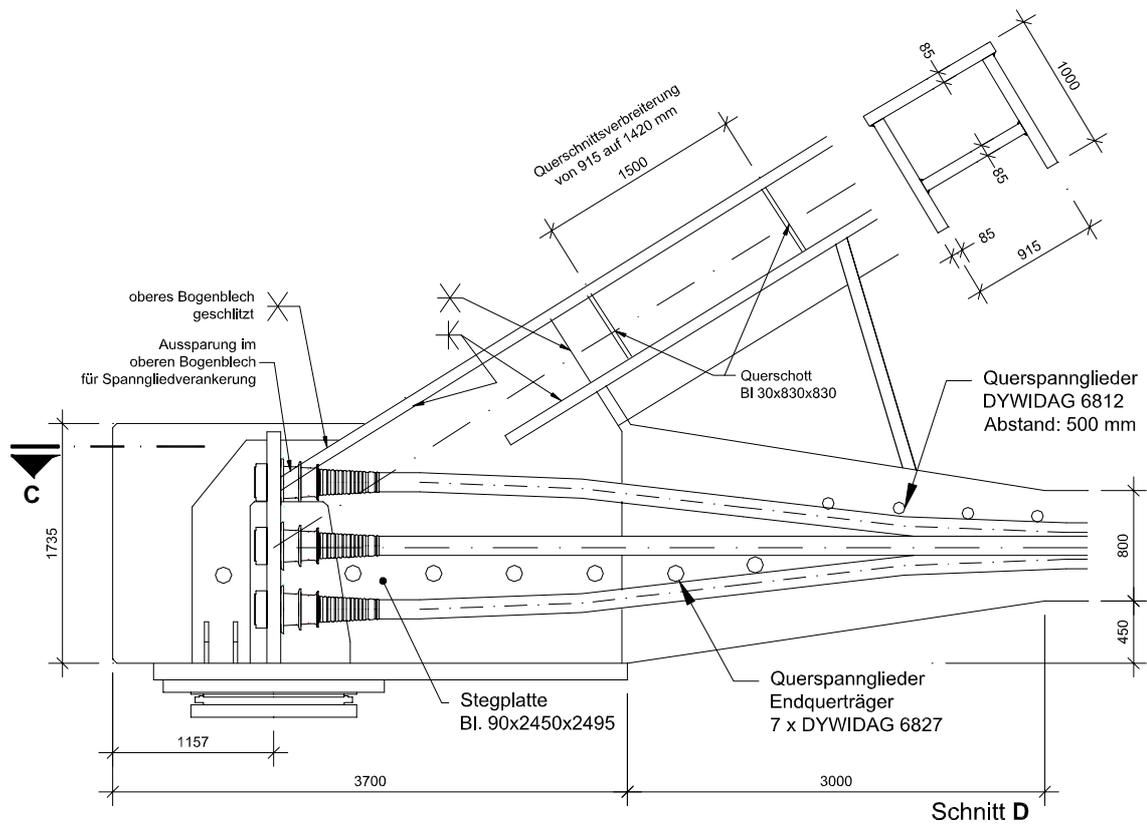


Abbildung 33: Schnitte Bogenfußpunkt innere Bögen

6.6 Lagerung der Brücke

Unter jedem Bogenfußpunkt der Brücke werden zwei Topflager verwendet. Diese Anordnung von einem Lagerpaar bewirkt eine Einspannung und ist sehr günstig für das Stabilitätsverhalten der Bögen und die Durchbiegung des Endquerträgers.

In dieser Entwurfsarbeit erfolgte die Auswahl der Lager aus dem Angebot der Firma MAURERSÖHNE [9]. An den äußeren Bogenebenen sind zwei Topflager der Größe TGa 14 vorgesehen. Die maximale Auflagerkraft beträgt 13,3 MN. Für die inneren Bogenebenen werden zwei Topflager TG 28 verwendet. Die größte Auflagerkraft 26,6 MN kann damit abgetragen werden. Durch eine exzentrische Anordnung der Lagerpaare könnte eine gleichmäßigere Ausnutzung der Topflager erreicht werden. Dies wurde allerdings in dieser Diplomarbeit nicht untersucht.

Die maximale Lagerverschiebung beträgt 145,3 mm, die Topflager haben eine zulässige Exzentrizität von 150 mm.

Das Lagerschema der Brücke ist in der nachfolgenden Abbildung 33 dargestellt. Der Festpunkt wurde an einem inneren Bogen gewählt, da die horizontalen Kräfte zum Beispiel aus Bremsen bei Eisenbahnlasten größer sind als aus Straßenverkehr.

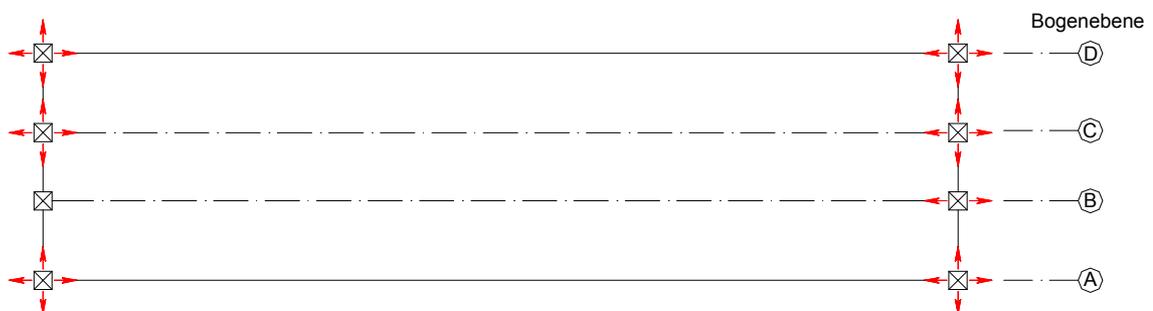


Abbildung 34: Lagerschema

Die zulässige Horizontalkraft eines Lagers in der festgehaltenen Richtung beträgt 10% der zulässigen Vertikalkraft des Lagers. Dies ist für die auftretenden Brems- und Schlingerkräfte ausreichend. Es muss keine zusätzliche Festhaltekonstruktion wie zum Beispiel ein Knaggenkasten, vorgesehen werden.

6.7 Verformungen

Netzwerkbögen sind grundsätzlich sehr steife Konstruktionen. Probleme mit den Durchbiegungen sollten nicht auftreten.

Der Eurocode ENV 1991-3 schreibt nur zulässige Durchbiegungen für Eisenbahnverkehr vor. Bei einem Zug sollte die maximale Durchbiegung $L/600$ nicht übersteigen. In der Vorschrift DS 804 der DEUTSCHEN BAHN wird ein sehr viel strengerer Wert von maximal $L/1000$ für zwei Züge gefordert.

Bei einer vollen Belastung der zwei Gleise und der Straße mit dem Lastmodell 71 bzw. Lastmodell 1 ist die größte maximale Durchbiegung in Brückenmitte unter der mittleren Bogenebene 76,6 mm infolge Verkehr (vgl. Anhang C, Kap. 6.2, Tabelle C-13 und Anhang D, Kap. 7). Wird die Durchbiegung infolge Eigengewicht durch eine Überhöhung der Fahrbahnplatte ausgeglichen, sind die Vorgaben beider Vorschriften erfüllt.

Die größte Gesamtdurchbiegung tritt auch bei der mittleren Bogenebene bei zwei Zügen und Straßenverkehr auf. Nimmt man auch hier die Abminderung von 80% für gleichzeitiges Auftreten, wie im Kapitel 3.1.7 diskutiert, ergeben sich 240,1 mm. Dies entspricht einem Verhältnis zur Spannweite von $L/666$. In der äußeren Bogenebene tritt die größte Gesamtvertikalverformung von 280 mm bei Straßenverkehr und einem Zug auf. Das entspricht einem Verhältnis von $L/571$. Da der Betonuntergurt längs und quer vorgespannt ist, wird ein Übergang des Querschnittes in den gerissenen Zustand nicht erfolgen. Die Verformungen sind deswegen mit dem mittleren E-Modul des Betons berechnet worden.

Weiterhin ist eine maximal zulässige Endtangentialverdrehung in der Gleisachse vorgeschrieben. Nach Eurocode ENV1991-3 Anhang G werden maximal 3,5 mrad bei einem Zug erlaubt, nach DS 804 4,0 mrad. Die maximal auftretende Endtangentialverdrehung in Gleisachse entsteht bei zwei Zügen und Straßenbelastung (nach Kap. 3.1.7 auf 80% abgemindert). Sie beträgt 1,6 mrad.

Für den Wert der Überhöhung werden für das vorliegende Tragwerk 240 mm vorgeschlagen. Auch unter ästhetischen Gesichtspunkten ist dies von Vorteil, da dadurch ein „optisches durchhängen“ der Brücke vermieden wird.

7. Materialverbrauch

Für die Einschätzung von Brücken spielen wirtschaftliche Aspekte und dabei vor allem Baukosten eine zentrale Rolle. Die Entscheidung für ein bestimmtes Tragwerk wird unter anderem durch die Materialkosten beeinflusst. Vor allem die Einschätzung des Stahlgewichts ist für jeden Entwurf notwendig. Im Verhältnis zu Beton stellt der Baustahl mit seinem hohem Material- und Verarbeitungskosten trotz seines geringeren Gewichts einen wichtigen Teil der Baukosten dar.

In der Tabelle 4 sind die benötigten Materialmengen zusammengestellt. Die gesamte Stahlmenge beträgt 1740 Tonnen, davon sind 1230 Tonnen reiner Baustahl und 513 Tonnen Bewehrungs- und Spannstahl. Die Nutzfläche der Brücke soll wie folgt definiert werden: zweimal die 11 m breiten Straßenfahrbahnen sowie die Eisenbahnfahrbahn, die aus den zwei 4,70 m breiten Lichtraumprofilen und zwei 0,75 m Dienstgehwegen besteht. Mit 160 m Spannweite ergibt sich daraus die Nutzfläche zu 5584 m². Das auf die Brückennutzfläche bezogene Stahlgewicht beträgt damit 312 kg/m². Rechnet man den temporären Untergurt ein, ergeben sich 418 kg/m².

Aufgrund der Kombination von Eisenbahn und Straßenverkehr ist jedoch ein direkter Vergleich mit bestehenden Brücken ähnlichen Typs schwierig, da schlicht keine vergleichbaren Bogenbrücken mit Betonuntergurt und kombinierter Verkehrsbelastung vorhanden sind. Dennoch soll mit Hilfe des Artikels im Stahlbau von HERZOG, M [34] und einiger bereits gebauter Straßenbrücken mit Betonuntergurt eine Einschätzung erfolgen.

Aus dem Diagramm von HERZOG für Eisenbahnbogenbrücken wird mit orthotroper Fahrbahnplatte und einer Spannweite von 160 ein Wert von etwa 7,8 t pro Meter und Gleis abgelesen. Das ergibt ein Stahlgewicht von 2496 t. Der Anteil der orthotropen Fahrbahn, Quer- und Längsträger wird etwa mit 55% eingeschätzt. Es verbleiben 1123 t Baustahl.

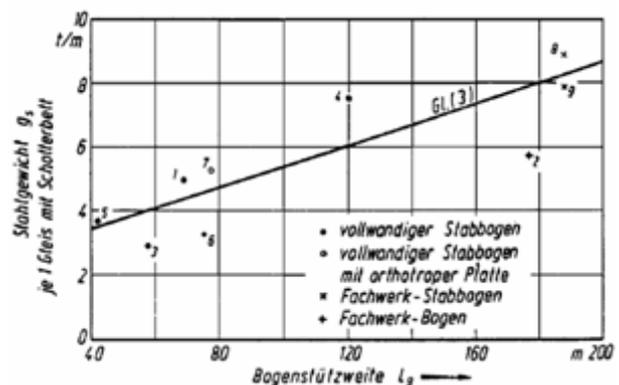


Abbildung 34: Stahlgewichte von Eisenbahnbrücken, HERZOG [...]

Bauwerk	Stützweite [m]	Brückenfläche [m ²]	Baustahlverbrauch [t]	Baustahlgewicht [kg/m ²]
1 Hafenbrücke Riesa	77	1078	480	445
2 Brücke über Tiroler Ache	84	2730	905	332
3 Amper Brücke bei Inning	85	-	-	304
4 Weserbrücke Holzminden	89	1335	450	337
5 Brücke über Datteln-Hann-Kanal bei Waltrop	93,6	1147	545	475
6 Saalebrücke bei Calbe	100	-	-	347
7 Kanalbrücke bei Rheine	105	-	-	329
8 Elbbrücke Dömitz	178	2732	1831	670

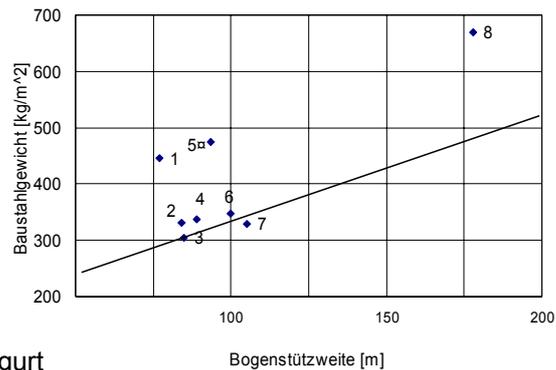


Tabelle 3, Abbildung 36: Stahlgewichte von Straßenbogenbrücken mit Betonuntergurt

Aus verschiedenen Veröffentlichungen über Straßenbogenbrücken mit Stahlbeton- oder Spannbetonuntergurt wurde die Tabelle 3 mit dem Verbrauch an Baustahl zusammengestellt. Die eingezeichnete Gerade soll die untere Grenze des benötigten Baustahls beschreiben. Für eine 160 m lange Straßenbrücke wird ein Wert von circa 440 kg/m² abgelesen. Die Nutzbreite für den Straßenverkehr beträgt 22 m. Das benötigte Stahlgewicht ergibt sich damit zu 1548 Tonnen.

Da durch die Kombination beider Verkehrstypen auf einer Brücke sicherlich weiteres Gewicht erspart werden kann, wird die Summe des notwendigen Baustahls einer Eisenbahn- bzw. Straßenbrücke auf 80% reduziert. Eine Bogenbrücke mit vertikalen Hängern und Stahlbeton oder Spannbetonuntergurt würde demzufolge etwa 2137 Tonnen Baustahl erfordern.

Vergleicht man die erforderlichen 1230 Tonnen Baustahl des erarbeiteten Entwurfs mit dem Materialverbrauch konventioneller Bogenbrücken kann eine Einsparung von etwa 42% erreicht werden. Selbst bei einer vollen Anrechnung des temporären Untergrundes beträgt die Einsparung 14,5%.

Die Materialersparnis kann einmal durch die schlankere Ausbildung der Bogenquerschnitte unter Nutzung hochfester Stähle erklärt werden. Zum zweiten ist zu sagen, dass bei den meisten Straßenbrücken, die für den Vergleich herangezogen wurden, der Untergrund mit stählernen Versteifungs- und Querträgern ausgeführt worden ist. Durch die höhere Hängeranzahl, die geringen Abstände der Hängeranschlüsse am Betonuntergurt und die geringen Biegemomente sind bei Netzwerkbögen diese Träger nicht notwendig. Der Untergrund kann als schlanke, längs und quer vorgespannte Betonplatte ausgebildet werden.

Trotz der Vorteile des Netzwerk Bogens hinsichtlich der Materialersparnis darf sich die Betrachtung der Baukosten nicht darauf beschränken. So sollte unbedingt der Einfluss der örtlichen Gegebenheiten auf das Montageverfahren sowie die Herstellungs- und Transportkosten bei der Suche nach der wirtschaftlichsten Lösung beachtet werden.

MATERIALVERBRAUCH						
BAUSTAHL	Bauteil	Stahlgüte	Querschnittsfläche [cm ²]	Länge [m]	Masse [kg/m] [t]	
	äußere Bögen, W360x410x744	S 460 ML	948.0	278.0	751.76	208.99
	innerer Bögen, Hohlkasten	S 460 ML	2820.0	278.0	2236.26	621.68
	äußerer Portalstiele	S 460 ML	1147.0	61.0	909.57	55.45
	innerer Portalstiele	S 460 ML	3162.0	61.0	2507.47	152.86
	äußere Ankerplatten	S 460 ML	1552.0 kg/Stk			6.21
	innerer Ankerplatten	S 460 ML	2429.0 kg/Stk			9.72
	äußere Fußplatte	S 460 ML	3017.0 kg/Stk			12.07
	innere Fußplatte	S 460 ML	6470.0 kg/Stk			25.88
	Windverband	S 355	117.0	515.2	92.78	47.80
Windverband	S 355	147.0	700.0	116.57	81.60	
Portalkreuz	S 355	179.0	28.6	141.95	4.06	
(Stahldichte $\rho=7,93 \text{ g/cm}^3$ incl. Verbindungen)					Zwischensumme Baustahl	1226.31
BETONSTAHL	Bewehrungart	Stäbe pro m	zu bewehrende Fläche b [m] l [m]	Masse [kg/m] [t]		
	Randbalken längs Ø14/11,5	8.70	3.6 162.0	1.210	6.14	
	Randfeld längs unten Ø14/14	7.14	22.0 148.0	1.210	28.13	
	Randfeld längs oben Ø12/15	6.67	22.0 148.0	0.888	19.29	
	Mittelbalken längs Ø14/10	10.00	6.0 162.0	1.210	11.76	
	Mittelfeld längs unten Ø14/12	8.33	9.0 148.0	1.210	13.43	
	Mittelfeld längs oben Ø12/12,5	8.00	9.0 148.0	0.888	9.46	
	Randbalken quer Ø14/11,5	8.70	162.0 3.6	1.210	6.14	
	Randfeld quer Ø12/15	6.67	148.0 22.0	0.888	19.29	
	Mittelfeld+Längsbalken quer Ø14/12,5	8.00	148.0 15.0	1.210	21.49	
	Bügel Randbalken	17.20 m/m	324	0.888	4.95	
	Bügel Mittelbalken	34.44 m/m	324	1.210	13.50	
	Endquerträger längs Ø14/13,5	7.41	14.0 40.6	1.210	5.10	
	Endquerträger quer Ø20/11	9.09	40.6 14.0	2.470	12.76	
Bügel Endquerträger	75.33 m/m	40.3	1.210	3.67		
Zwischensumme Baustahl					175.10	
Erhöhung des Betonstahls um 15% aufgrund unberücksichtigter Bewehrung und Übergreifungslängen					201.36	
SPANNSTAHL	DYWIDAG Litzen prEN 10138	Anzahl	l [m]	Masse [kg/m] [t]		
	Querspannglieder 6812	102	40.6	14.16	58.64	
	Spannglieder Endquerträger 6827	16	40.6	31.86	20.70	
	Längsspannglieder 6827	7	160.5	31.86	35.79	
	Längsspannglieder 6837	28	160.3	43.66	195.90	
Zwischensumme Spannstahl					311.03	
GESAMTMASSE STAHL [t]					1738.70	
BETON	Beton C 50/60	Querschnittsfläche [m ²]	l [m]	Dichte [kg/dm ³]	Masse [t]	
	Fahrbahnplatte	24.05	151.0	2.56	9296.77	
	Endquertäger	42.30	11.0	2.56	1191.17	
Summe Beton [t]					10487.94	

Tabelle 4: Materialverbrauch

8. Montage

8.1 Allgemeine Betrachtungen

Von beachtlicher Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit von Brücken sind effiziente Baumethoden. Schon beim Entwurf muss auf die zur Verfügung stehenden Montageverfahren Rücksicht genommen werden. Nachfolgend sollen einige Möglichkeiten für den Bau von Netzwerkbrücken erläutert werden.

Wie im Stahlbau im Allgemeinen üblich, sollten möglichst große Teile im Werk vorgefertigt werden, da dort hohe Genauigkeit, Qualität und Wirtschaftlichkeit gewährleistet werden können. Die Größe der Segmente hängt dabei von den Transportmöglichkeiten zum Brückenstandort ab. In unwegsamen bergigen Gegenden können durch den Straßentransport nur Tragwerksteile von kleinen Abmessungen und Tonnagen zur Baustelle befördert werden und dabei hohe Kosten verursachen.

Bei kleineren Spannweiten kann dann eine Montage auf einem Gerüst eine gute Möglichkeit sein. Für die zwei in den 1960er Jahren in Norwegen errichteten Straßennetzwerkbrücken in Steinkjer (80m) und Bolstadstraumen (84m) wurde ein Holzgerüst mit in das Flussbett gerammten Pfählen verwendet.

Eine weitere Möglichkeit ist das komplette Montieren der Brücke und das Betonieren des Untergurtes im Werk oder neben dem Standort der Brücke. Durch Einschieben des Tragwerks mittels Vorschubpressen oder Einheben der gesamten Brücke mit sehr leistungsfähigen Kranen kann das Positionieren an der endgültigen Stelle erfolgen. Die letzte Möglichkeit bietet sich insbesondere für Brücken über Meeresarme oder breite Flüsse an, wo Pontons und Schwimmkrane eingesetzt werden können. In Japan wurde so beispielsweise die 254 m lange Shinhamadera Brücke versetzt (vergleiche Abbildung 36).



Abbildung 36: Transport der Shinhamadera Brücke, Japan 1991, 254 m

Netzwerkbögen mit Untergurten aus Spannbeton stellen aufgrund des großen Eigengewichts allerdings sehr hohe Anforderungen an die Hebeteknik. Aus diesem Grund schlägt PER TVEIT [21] einen temporären Untergurt aus Stahl vor. Dieser besteht aus Längs- und Querträgern sowie einem aussteifenden Windverband. Zusammen mit dem Stahl des Bogens entsteht eine sehr leichte Stahlstruktur, die von zwei Kranen an den Enden gehoben werden kann. Der temporäre Untergurt trägt auch die Schalung für das Betonieren des Untergurtes. Das zusätzlich benötigte Stahlgewicht beträgt etwa 15% bis 25% des Baustahles des Netzwerkbogens (TVEIT, P [19]). Der temporäre Untergurt sollte aus Walzprofilen und mit einfachen Schraubverbindungen konstruiert werden. Bei der Errichtung mehrerer ähnlicher Netzwerkbögen kann dieser oft wieder verwendet werden.

Da sich der vorliegende Entwurf vorrangig als Nebenspannweite einer Meeresüberquerung oder eines breiten Flusses eignet, bietet sich das Einschwimmen von Teilen der Brücke durch Schwimmkrane und Pontons an. Dafür wurden die notwendigen Querschnitte der Haupttragwerksteile des temporären Untergurtes ermittelt.

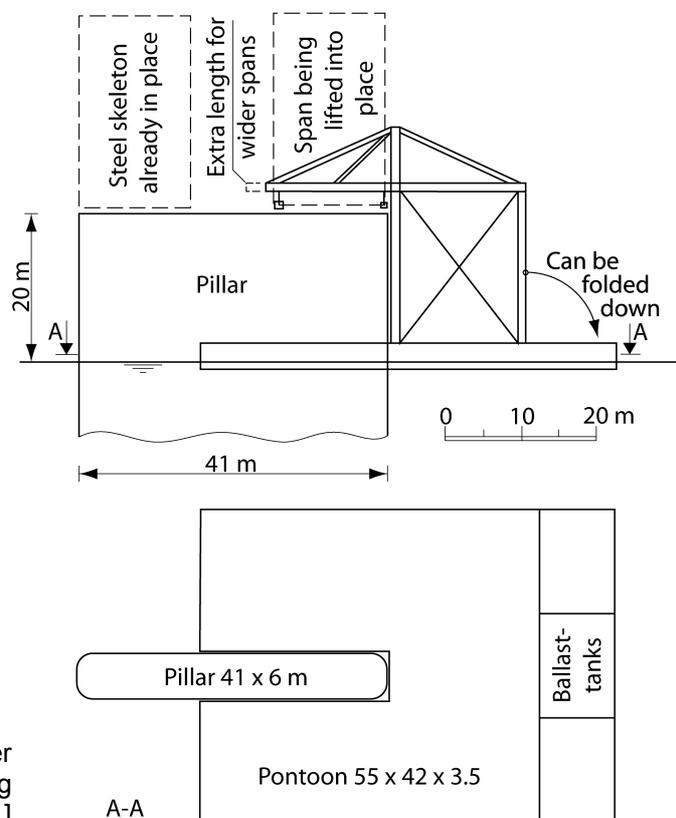


Abbildung 38: Einheben der Stahlstruktur, Vorschlag TVEIT, P [21]

8.2 Temporärer Untergurt

Der temporäre Untergurt besteht aus Längsträgern HEM 220 bzw. HEM 300 der Güte 460, Querträgern HEA 550 der Güte 355 und einem aussteifenden Windverband aus Winkelprofilen der Güte 235. Der Windverband dient zur Stabilisierung und zum Ableiten der horizontalen Belastungen. Die Querträger tragen die Lasten beim Betonieren zu den Längsträgern. Die Querträger unter der Straßenfahrbahn erhalten auch Kräfte aus Windbeanspruchung.

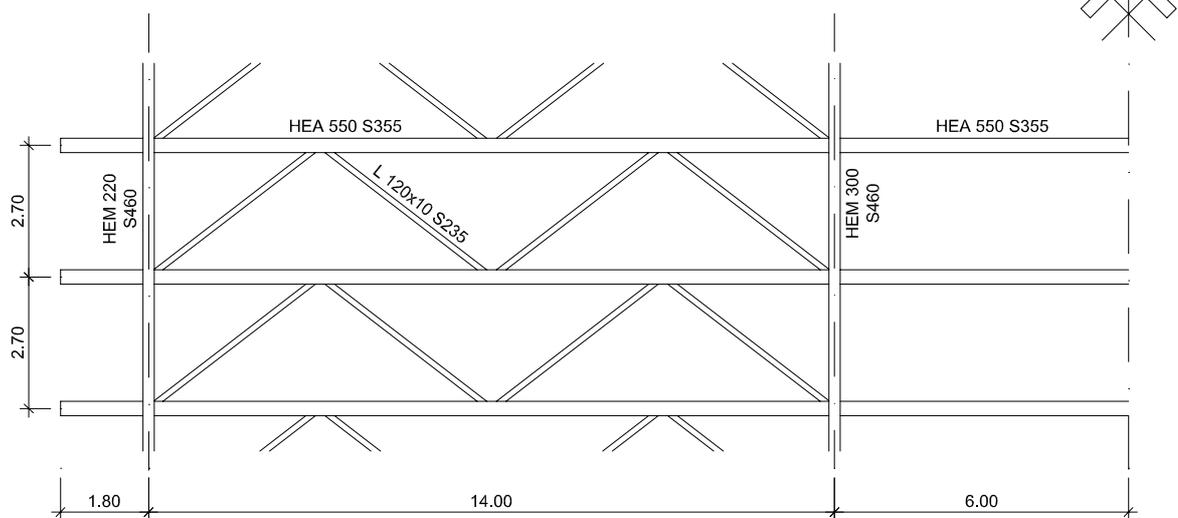


Abbildung 39: Temporärer Untergurt

Die Hauptbeanspruchung der temporären Längsträger besteht aus der Zugkraft infolge Bogenschub. Diese maßgebende Beanspruchung entsteht, wenn auf der Schalung die gesamte Bewehrung eingebaut wurde und die Längsspannglieder noch nicht mit für die Abtragung des Bogenschubs herangezogen werden. Die Biegebeanspruchung ist in dieser Phase gering. Erst beim Betonieren der Längsträger und danach bei der Herstellung der Fahrbahnplatte sind sie größer. Da aber die Abstände der Hänger klein sind und die Entlastung der Normalkraft durch die Längsspannglieder erfolgt, ist dieser Zustand für die Bemessung nicht maßgebend.

Der Bogenschub der inneren Bogenebenen ist wesentlich größer. Er erfordert ein HEM 300. Nachteilig daran ist, dass bei dessen Trägerhöhe von 340 mm eine Differenz zu den 200 mm hohen Schalungsträgern von 140 mm besteht, die mit einem Kantholz ausgeglichen werden muss.

Eine Alternative wäre das Aufnehmen des Bogenschubes schon in den ersten Bauphasen mit Spanngliedern. Der temporäre Längsträger würde dadurch wesentlich entlastet. Die oberen zwei Längsspannglieder des mittleren Längsbalkens könnten, wie in Abbildung 40 dargestellt, etwa 1,50 m über dem Temporären Untergurt verlegt werden. Sie sind durch an den Hängerkreuzungen befestigte Haltekonstruktionen fixiert. Diese Spannglieder können den gesamten Bogenschub bis zum Anspannen der Längsspannglieder im mittleren Längsträger aufnehmen. Ungünstig daran ist allerdings, dass bei einem kleineren Profil des temporären Längsträgers, etwa einem HEM 220, der Anschluss des Hängers schwierig wird. In Abbildung 41 ist der Anschluss an ein HEM 300 gezeigt. Dessen Flanschbreite von 310 mm lässt die Montage mit vier Schrauben M27 gerade noch zu.

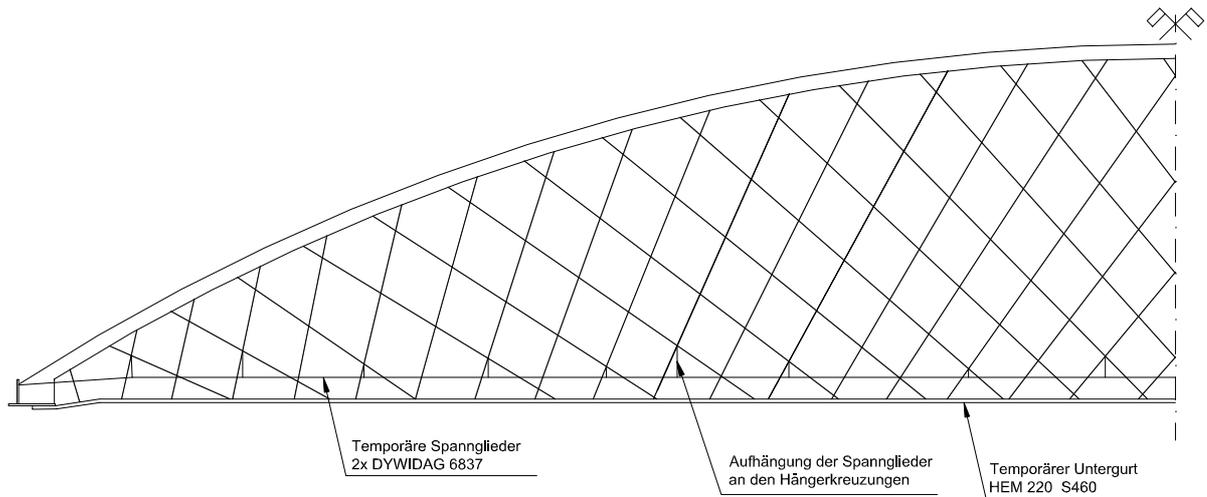


Abbildung 40: Temporäre Spanngliederführung zur Aufnahme des Bogenschubs beim Transport des Stahlskeletts

Alle Verbindungen des Temporären Untergurtes sollen aus Schraubverbindungen bestehen. Die Bemessung wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Ein ausgewähltes konstruktives Beispiel ist in Abbildung 41, die Verbindung mittlerer Längsträger und Querträger sowie Längsträger und Hänger zu sehen.

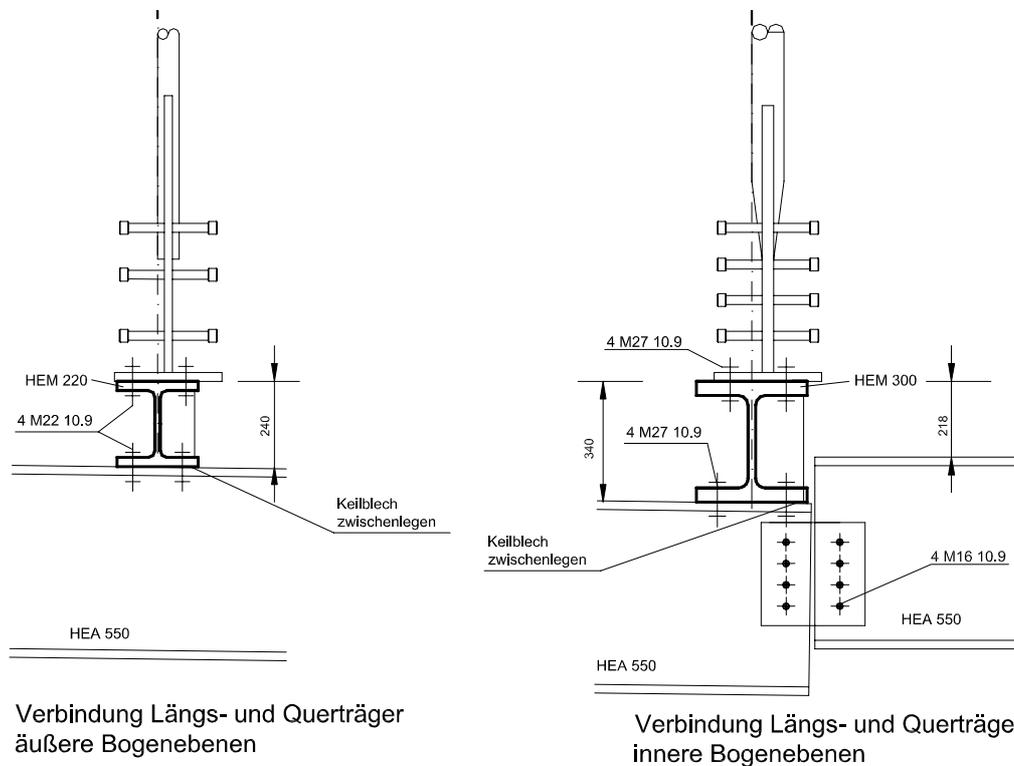


Abbildung 41: Anschlüsse Hänger, Querträger mit Längsträger temporärer Untergurt

Das hohe Stahlgewicht des temporären Untergurtes entsteht vor allem durch die große notwendige Anzahl an Querträgern. Die Anzahl erhöht sich durch die drei Fahrbahnen; Netzwerkbrücken mit zwei Bogenebenen besitzen nur eine. Für den Querträgerabstand wurde die Tragfähigkeit der Schalungsträger H 20 N der Firma DOKA [1] angenommen. Wenn ein Schalungssystem verwendet wird, das höhere Spannweiten als 2,70 zulässt, kann erheblich Stahl gespart werden. Auch die Verwendung von S 460 für die Querträger könnte in Erwägung gezogen werden.

MATERIALVERBRAUCH Temporärer Untergurt					
	Bauteil	Stahlgüte	Länge [m]	[kg/m]	[t]
BAUSTAHL	HEM 220	S 460	320	117	37,44
	HEM 300	S 460	320	189	60,48
	HEA 550	S 355	2659,6	166	441,5
	Winkel 120x10	S 235	2122	18,2	38,62
	Summe				578,0

Tabelle 5: Materialverbrauch temporärer Untergurt

8.3 Bauablauf

Nachfolgend soll kurz der Bauablauf für den bearbeiteten Entwurf der Netzwerkbogenbrücke erläutert werden. Es wird davon ausgegangen, dass der Brückenstandort so liegt, dass Schwimmkrane das Stahlskelett transportieren und am endgültigen Standort absetzen können.

1. Montage der Bögen und des Temporären Untergurtes

Die Montage des Bogens sollte auf einem Gerüst erfolgen. Es werden jeweils zwei Stahlskelette, bestehend aus einem äußeren und ein inneren Bogen, mit einem temporären Untergurt und dem Windverband hergestellt. Der Einbau der Hänger erfolgt zuletzt. Sie werden vom Werk mit der exakten Länge angeliefert. Da der Bogen abschnittsweise durch das Gerüst gelagert ist, biegt er sich nicht durch. Die Hänger können spannungsfrei eingebaut werden. Ein Nachjustieren ist nicht erforderlich. Um ein Durchhängen der Hängestangen beim Einbau zu verhindern, werden sie auf ein durch einen Kran gehaltenes C-Profil gelegt (TEICH. S / WENDELIN, S [18]). Wenn der Kraftschluss mit dem Untergurt zum Abtrag des Bogenschubs erfolgt ist, kann der Abtransport erfolgen.

Die Montage der Bögen und des Temporären Untergurtes sollte in der Nähe des zukünftigen Standortes erfolgen, so dass das fertige Stahltragwerk von Schwimmkranen abgeholt wird. Am idealsten wäre ein Stahlbaubetrieb mit Hafenzugang. Der Transport könnte dann auf Pontons erfolgen. Eine äußere und innere Bogenebene, der Windverband sowie der temporäre Untergurt wiegen etwa 860 Tonnen. Das Stahlskelett sollte von zwei Schwimmkranen auf den Pfeilern zu positionieren sein. In Japan gibt es Krane der Klasse SHINKENTYUU [10], die 1.400 Tonnen heben können. In Norwegen bietet die Firma UGLAND den Schwimmkran HLV UGLEN [23] an, der eine Kapazität von 600 Tonnen hat. Mit zwei Kranen dieser Bauart sollte ein Heben der Stahlkonstruktion möglich sein.



Abbildung 41: Schwimmkran UGLEN der Firma UGLAND [23], Norwegen

Eine Arbeitserleichterung könnte das Auslegen der Schalung vor dem Brückentransport sein. Die schwierigen Schalarbeiten in großer Höhe werden dann minimiert. Allerdings geht das mit einer Erhöhung des Transportgewichtes einher.

Wenn die zwei Stahlskelette am Brückenstandort abgesetzt worden sind, werden die Querträger des Temporären Untergurtes zwischen den mittleren Bogenebenen eingefügt und das Portalkreuz montiert.



Abbildung 42: Schwimmkran SHINKENTYUU, Japan

2. Schalen, Bewehren, Betonieren der Endquerträger

Für die Schalung wurde bei der Berechnung des Querträgerabstandes von dem System der Firma DOKA [1] ausgegangen. Die Schalplattendicke beträgt 18 mm. Die 20 cm hohen und maximal 3,60 m langen Schalträger werden je nach Dicke des Betons in Abständen von 42 cm bis 25 cm verlegt. Da der Abstand zwischen Querträger und Plattenunterseite jedoch mehr als 20 cm ist, muss ein zusätzliches Kantholz auf die Querträger gelegt werden. Dies kann auch die notwendige Überhöhung erzeugen, die aufgrund der Durchbiegung der Querträger beim Betonieren notwendig ist. Die Obergurte der Querträger sollten mit konstruktiven Maßnahmen so an den Schalungsträgern befestigt werden, dass sie gegen Biegedrillknicken gehalten sind. Dies gilt besonders für die Träger unter der Eisenbahnfahrbahn, da dort keine Windverbandstreben am oberen Flansch befestigt sind.

Als erstes muss der Endquerträger betoniert werden. Die Umlenkung der Längsspannglieder soll innerhalb des Endquerträgers erfolgen. Beim Betonieren der Längsbalken können diese Spannglieder dann leicht angespannt werden und zum Abtrag des Bogenschubs herangezogen werden. Die Umlenkkräfte werden dann vom Endquerträger aufgenommen.

3. Betonieren der Längsbalken

Wie schon erwähnt müssen die Längsspannglieder vor dem Betonieren der Längsträger leicht angespannt werden, um den zusätzlichen Bogenschub infolge des Eigengewichts des Frischbetons aufzunehmen. Zu diesem Zeitpunkt sollte der Endquerträger auch schon eine leichte Vorspannung erhalten, um Risse infolge von Umlenkkräften zu vermeiden. Um Hängerrelaxationen beim Betonieren der Längsbalken zu minimieren, wird

die gesamte schlaffe Armierung und Spannbewehrung schon auf der Brücke verteilt. Das Schlaffwerden von Hängern, deren untere Verbindung im frischen Beton liegt, sollte vermieden werden. Für eine 100 m lange Eisenbahnbrücke mit ähnlicher Hängeranordnung wurde von BRUNN und SCHANACK [16] gefunden, dass bei einem Beginn in Brückenmitte und gleichzeitigem Betonieren zu den beiden Brückenenden hin, keine Hänger ausfallen. Eine genaue Untersuchung der Betoniersequenzen sollte dennoch für jede Brücke erfolgen, da Unterschiede durch die Hängeranordnung auftreten können.

4. Betonieren der Fahrbahnplatten

Vor dem Herstellen der Fahrbahnplatte werden die Längsspannglieder in den Längsbalken für den zu erwartenden Bogenschub vorgespannt. Um die auftretenden Zugkräfte im Endquerträger infolge Kraftumlenkung zu überdrücken, sollte auch dessen Vorspannung vorher erhöht werden. Um die Einleitung von Druckkräften in die Längsträger des temporären Untergurtes infolge Längsvorspannung zu vermeiden, könnte dieser von dem Bogenfußpunkt entkoppelt werden. Das Schlaffwerden der Hänger wird hier nicht problematisch sein, da der Hängeranschluss bereits im erhärteten Längsbalken liegt. Durch die Verbindung der Hänger in den Kreuzungspunkten wird ein starkes Ausknicken der schlaffen Hänger nicht geschehen. Die Verformungen des Tragwerks durch Schlaffwerden einzelner Hänger sind für das Betonieren der Platte unbedenklich. Trotzdem sollte eine genaue Untersuchung erfolgen. Bei Auftreten von massiven Hängerausfällen ist dem durch eine spezielle Betonierreihenfolge entgegenzuwirken.

5. Endgültiges Vorspannen, Demontage des temporären Untergurtes

Nach dem Abbinden des Betons des Untergurtes erfolgt die Vorspannung der Längsspannglieder auf das endgültige Maß. Die Quervorspannung wird aufgebracht, die Spanngliedhüllrohre mit Verpressmörtel ausgefüllt, die Köpfe der Querspannglieder abgedeckt und mit einem korrosionshemmenden Fett verpresst. Danach werden die letzten Teile der Endquerträger betoniert und die Demontage des temporären Untergurtes beginnt. Hinweise und Überlegungen dazu sind in TVEIT, P [19] zu finden.

9. Zusammenfassung

In dieser Diplomarbeit wurde das Tragwerk einer 160 m spannenden kombinierten Straßen-Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücke unter Verwendung des Europäischen Normenkonzepts entworfen, konstruktiv durchgebildet und berechnet.

Für den Entwurf wurden sinnvolle Annahmen getroffen, insbesondere bezüglich der Verkehrs- und Windbelastung. Die Schwerpunkte lagen in der Wahl eines vorteilhaften Hängernetzes, in Stabilitätsuntersuchungen der vier Bogenebenen, der Konstruktion eines über die Bogenebenen durchgehenden längs und quer vorgespannten Betonuntergurtes, der Durchbildung der wichtigsten konstruktiven Details unter Beachtung der Ermüdungsbeanspruchung und in Überlegungen zu wirtschaftlichen Herstellungs- und Montageverfahren. Die Ergebnisse dieser einzelnen Punkte werden nachfolgend kurz zusammengestellt.

Die Wahl des Hängernetzes nach dem von BRUNN und SCHANACK [16] vorgeschlagenem System mit Anpassungen im unteren Bogenbereich lieferte gute Ergebnisse für alle Bogenebenen in Bezug auf Hängerkräfte, Ermüdungsbeanspruchung und Widerstand gegen Hängerausfall. In den inneren Bogenebenen werden die Hänger am Bogenfußpunkt infolge der großen Steifigkeit des quer durchgehenden Untergurtes anders belastet als die gleichen Hänger in den äußeren Ebenen. Dies musste mit einer Umstellung der Hängeranordnung berücksichtigt werden. Das Übernehmen einer bei anderen Netzwerkbogenbrücken als optimal betrachteten Hängeranordnung brachte aufgrund der Abhängigkeit einer guten Anordnung von vielen Faktoren, wie der Verkehrsbelastung, Spannweite, Steifigkeiten der Bögen und Gurte, keine befriedigenden Ergebnisse.

Die Stabilitätsuntersuchungen der Bögen wurden nach Theorie zweiter Ordnung und den Ansatz von Vorverformungen durchgeführt. Dafür sind die Eigenwerte und Eigenformen ermittelt worden. Die Imperfektionen ergaben sich aus einer Skalierung der maßgebenden Eigenform. Bei der gewählten Hängeranordnung tritt kein Schlaffwerden von Hängern im Zustand der Tragfähigkeit auf. Dadurch wurde der Lastfall Ausweichen des Bogens aus der Ebene unter Halblast nicht maßgebend. Die Bogenquerschnitte erhalten ihre größten Beanspruchungen unter den Imperfektionen für Ausweichen aus der

Ebene und Vollast. Für die äußeren Bogenebenen kann ein gewalztes Breitflanschprofil verwendet werden, für die inneren Bögen ist ein geschweißter Hohlkasten notwendig.

Bei der Konstruktion des Betonuntergurtes war das maßgebende Kriterium die Begrenzung der Betonzugspannungen unter der mittleren Betonzugfestigkeit im Gebrauchszustand unter nicht häufigen Lasten. Die Vorspannkraft, der Spanngliedverlauf und die Querschnittshöhe wurden nach dieser Vorgabe entwickelt. Durch die vielen möglichen Laststellungen und der statischen Unbestimmtheit in Querrichtung ist ein kräftiger Querschnitt an der Stützung durch die mittleren Bogenebenen und im Mittelfeld notwendig. Nur eine 70 cm dicke Fahrbahnplatte im Eisenbahnbereich und ein 80 cm starker Längsbalken können ein Reißen des Querschnitts verhindern. Daraus wird abgeleitet, dass die Konstruktion eines in Querrichtung über mehrere Bogenebenen durchgehenden Betonuntergurt nicht mit einer sehr schlanken Platte möglich ist. Die Erhöhung des Eigengewichts durch die große Plattendicke ergibt für die Anwendung des Netzwerk Bogens als Tragwerk allerdings keine Nachteile. Die Dimensionierung der Längsvorspannung sollte nicht nur nach dem aufzunehmenden Bogenschub erfolgen. Eine zusätzliche Vorspannung in Längsrichtung, die den Querschnitt auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit moderat überdrückt, reduziert die einzulegende Längsbewehrung und gewährleistet eine hohe Dauerhaftigkeit durch geringe Rissbildung.

Die konstruktive Durchbildung der Hänger und Hängeranschlüsse erfolgte unter Berücksichtigung der Ermüdungsbeanspruchung. Es zeigte sich, dass runde Hängerstangen bei ermüdungsgerechter Konstruktion unter der angenommenen Ermüdungsbelastung verwendet werden können. Die Bögen sind aufgrund des hohen Anteils des Eigengewichts nicht ermüdungsgefährdet. Ebenso wurden die Fußpunkte der Bögen konstruktiv durchgebildet.

Weiterhin sind grundlegende Überlegungen zum Bau und zur Montage der Brücke gemacht worden. Unter Verwendung eines temporären Untergurtes kann das Stahlskelett in zwei Teilen auf Pontons transportiert und mit zwei Schwimmkränen auf die Unterbauten gehoben werden.

Abschließend kann gesagt werden, dass der Netzwerkbogen sich auch bei einer Kombination von Straßen- und Eisenbahnverkehr sehr gut eignet. Das berechnete Tragwerk erfüllt alle Anforderungen an Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit. Bei effizienten Baumethoden sind Netzwerkbögen eine sehr wirtschaftliche Lösung.

Um die Verbreitung und Anwendung des Netzwerkbogens in Zukunft zu erhöhen, wären Untersuchungen zu folgende Punkte von Interesse:

- Erstellen einer ingenieurmäßig vereinfachten Systematik zum Entwerfen eines annähernd optimalen Hängernetzes unter vertretbarem Zeitaufwand
- Untersuchungen zum integrieren von Teilen des Temporären Untergurtes in das endgültige Tragwerk
- Ausbilden des Bogens unter Verwendung von Hochleistungsbeton
- Untersuchungen zu Fahrbahnausführungen in Verbundbauweise
- dynamische Untersuchungen zur Bestimmung des Schwingbeiwertes φ für die Hänger in Netzwerkbögen bei Eisenbahnbrücken
- Analyse des Kraftflusses im Bogenfußpunkt zwischen Stahl- und Betonbauteilen und Schlussfolgerungen für eine vorteilhafte konstruktive Durchbildung

Literaturverzeichnis

- [1] DOKA UK FORMWORK TECHNOLOGIES LTD:
"Doka formwork beams H16/H 20 D-List of items", Maidstone, Kent, United Kingdom, 2003
<http://www.doka.com/imperia/md/content/doka/english/listofitems/29.pdf>
- [2] CORUS TUBES STRUCTURAL & CONVEYANCE BUSINESS:
"Celcius® structural hollow sections", Corby, Northants, United Kingdom, 2003
<http://www.corustubes.com>
- [3] DYWIDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL:
"DYWIDAG Bonded Post-Tensioning Systems", Southam, Warwickshire, United Kingdom, 2003
<http://www.dywidag-systems.com>
- [4] EUROPROFIL:
"Verkaufsprogramm PROFILARBED", Esch-sur-Alzette, Luxembourg
<http://www.europrofil.lu>
- [5] GÜNTHER G. H., HORTMANN M., SCHWARZKOPF D., SEDLACEK G., BOHMANN D.:
"Dauerhafte Ausführung von Hängeranschlüssen an stählernen Bogenbrücken", Stahlbau 69, Heft 11, pp.894-908, Berlin, Germany, 2000
- [6] GRAßE W.:
"Einführung DIN Fachbericht 101 – Lasten und Einwirkungen auf Brücken einschließlich Kombinationsregeln", G-M-G Ingenieurpartnerschaft, Dresden, Germany, 2002
http://www.gmg-resden.de/publikationen/FB_101.pdf
- [7] GRAßE W.:
"Studienmaterial Stahlbrückenbau", Lehrstuhl für Stahlbau, Technische Universität Dresden, Germany, 2001
- [8] HERZOG, M.:
"Stahlgewichte moderner Eisenbahn- und Straßenbrücken", Der Stahlbau, 9 (1975), Seite 280-282
- [9] MAURERSÖHNE & Co.KG:
"Informationen zu Topflagern", München, Germany, 2003
<http://www.maurer-soehne.com>
- [10] MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES LTD. KOBE SHIPYARD & MACHINERY WORKS
<http://www.sdia.or.jp/mhikobe-e/products/ships/kaiyou/1400.htm>
- [11] NAKAI H., KITADA T., KUNIHIRO M., KITAZAWA M., HASINO F.:
"Proposition of Methods for Checking the Ultimate Strength of Arch Ribs in Steel Nielsen-Lohse Bridges", Stahlbau 68 (1999), Heft 9, Seite 129-137

- [12] PACKER J. A., WARDENIER J., KUROBANE Y, DUTTA D., YEOMANS N.:
„Knotenverbindungen aus rechteckigen Hohlprofilen unter vorwiegend ruhender Beanspruchung“, in: CIDECT – COMITE INTERNATIONAL POUR LE DEVELOPPEMENT ET L'ÉTUDE DE LA CONSTRUCTION TUBULAIRE (Hrsg.): Konstruieren mit Stahlhohlprofilen, TÜF Rheinland, Köln, 1993
- [13] PETERSEN C.:
„Stahlbau – Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten“, Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig, 1988
- [14] SCHNEIDER K.-J.:
„Bautabellen für Ingenieure“, 13. Auflage, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1998
- [15] SOFISTIK AG.:
„Allgemeine Statik finiter Element Strukturen“, Handbuch zur Software, Oberschleissheim, 2000
- [16] SCHANACK F., BRUNN B.:
„Berechnung einer zweigleisigen Eisenbahn-Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzepts“, unveröffentlichte Diplomarbeit, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Technische Universität Dresden, 2003
- [17] STEIMANN U.:
„Berechnung und Konstruktion einer stählernen Eisenbahn-Stabbogenbrücke mit Netzwerkhängern“, Diplomarbeit, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Technische Universität Dresden, 2002
- [18] TEICH S., WENDELIN S.:
„Vergleichsrechnung einer Netzwerkbogenbrücke unter Einsatz des Europäischen Normenkonzepts“, Diplomarbeit, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Technische Universität Dresden, 2001
<http://pchome.grm.hia.no/~pert/>
- [19] TVEIT P.:
„The Network Arch – An Extended Manuscript from 21 Lectures in 12 Countries“, Internet Edition, Grimstad, Norwegen, Mai 2001
<http://pchome.grm.hia.no/~pert/>
- [20] TVEIT P.:
„The Design of Network Arches“, The Structural Engineer 44(1966), Heft 7, Seite 247 - 259
- [21] TVEIT P.:
„Revision of - Erection of Optimal Network Arches“, Grimstad, Norwegen, Mai 2003
<http://pchome.grm.hia.no/~pert/>
- [22] TVEIT P.:
„Preliminary Design of Network Arch Roadbridges. Examples with Spans of 135 and 160 m.“, Workshop on Innovation in Bridge Engineering. The Structural Bridge & Structural Engineer. Journal of the Indian national group of the International association for bridge & structural engineering, march 2003, Vol.33 No.1, New Dehli, Page I-1 to I-17
<http://pchome.grm.hia.no/~pert/>
- [23] UGLAND CONSTRUCTION AS.:
The J.J. Uglund Companies, Uglund Construction AS, Kirkegt. 2, P.O. Box 360, N-4002 Stavanger, Norway
<http://www.jjuc.no/onimages/standard.pdf>

Abbildungsverzeichnis

Hauptteil

Abbildung 1:	Hängeranordnung des Entwurfs der Åkviksundbrücke	7
Abbildung 2:	Verformungsverhalten unter Halblast bei verschiedenen Hängergeometrien	8
Abbildung 3:	Biegemomenteinflusslinien von Netzwerk- und Stabbogen, [19].....	9
Abbildung 4:	Vergleich der Stahlgewichte verschiedener Spannweiten von Eisenbahnbrücken, Tveit, P [19].....	10
Abbildung 5:	Bolstradstraumenbrücke, Norwegen	11
Abbildung 6:	Querschnitt in Tragwerksmitte	13
Abbildung 7:	Querschnitte äußere Bögen.....	17
Abbildung 8:	Querschnitte innere Bögen	18
Abbildung 9:	Schutz der Querspanngliedverankerungen vor Korrosion	22
Abbildung 10:	Queransicht.....	23
Abbildung 11:	Längs- und Draufsicht.....	24
Abbildung 12:	1.Eigenfrequenz, 0,75 Hz.....	25
Abbildung 13:	3.Eigenform, 1,27Hz	26
Abbildung 14:	8.Eigenform, 2,18Hz	26
Abbildung 15:	12.Eigenform, 2,77Hz	26
Abbildung 16:	19.Eigenform, 3,52Hz	27
Abbildung 17:	Hängerausfall für einen Bogenstich $0,15 \cdot L$, TVEIT, P [19].....	29
Abbildung 18:	für Optimierung zu variierender Winkel, [16]	30
Abbildung 19:	Hängeranordnung mit 35° und angepasste Anordnung	31
Abbildung 20:	Hängeranschluss äußere Bogenebenen	33
Abbildung 21:	Hängeranschluss innere Bogenebenen.....	34
Abbildung 22:	Hängeranschluss am Betonuntergurt innere Bogenebenen.....	35
Abbildung 23:	Hängeranschluss am Betonuntergurt äußere Bogenebenen Variante 1	36
Abbildung 24:	Hängeranschluss am Betonuntergurt äußere Bogenebenen Variante 2.....	36
Abbildung 25:	notwendige schlaffe Bewehrung im Untergurt	38
Abbildung 26:	Hüllkurve der Momente Gebrauchszustand unter charakteristischen Lasten.....	40
Abbildung 27:	Anordnung der Querspannglieder.....	41
Abbildung 28:	Stabwerkmodell für Einleitung der Längsvorspannung	42
Abbildung 29:	Bogenfußpunkt äußere Bögen.....	43
Abbildung 30:	Schnitte Bogenfußpunkt äußere Bögen.....	44

Abbildung 31:	Aussparungen für Spannpressen [3]	45
Abbildung 32:	Bogenfußpunkt innere Bögen	46
Abbildung 33:	Schnitte Bogenfußpunkt innere Bögen	47
Abbildung 34:	Lagerschema	48
Abbildung 35:	Stahlgewichte von Eisenbahnbrücken, HERZOG [8]	50
Abbildung 36:	Stahlgewichte on Straßenbogenbrücken mit Betonuntergurt	51
Abbildung 37:	Transport der Shinhamadera Brücke.....	53
Abbildung 38:	Einheben der Stahlstruktur [21]	54
Abbildung 39:	Temporärer Untergurt	55
Abbildung 40:	Temporäre Spanngliedführung	56
Abbildung 41:	Anschlüsse Hänger, Querträger mit Längsträger temporärer Untergurt	56
Abbildung 42:	Schwimmkran UGLEN der Firma UGLAND CONSTRUCTION AS [23], Norwegen.....	58
Abbildung 43:	Schwimmkran SHINKENTYUU, Japan	58

Anhang A LASTANNAHMEN

Abbildung A-1:	Aufteilung der Straßenfahrbahn in Fahrstreifen.....	A-4
Abbildung A-2:	Lastmodell 71.....	A-5
Abbildung A-3:	vereinfachtes Lastmodell UIC71	A-5
Abbildung A-4:	außergewöhnliche Bemessungssituation 1	A-12
Abbildung A-5:	außergewöhnliche Bemessungssituation 2	A-12
Abbildung A-6:	Lastmodell 3 für Ermüdung.....	A-13

Anhang B VORBEMESSUNG

Abbildung B-1:	Querschnitt der Vorbemessung	B-2
Abbildung B-2:	ständige Lasten.....	B-4
Abbildung B-3:	Laststellung maximale Beanspruchung Bogenebene A	B-4
Abbildung B-4:	Laststellungen maximale Beanspruchung Bogenebene B	B-4
Abbildung B-5:	Plattenmodell für Bemessung in Querrichtung	B-9
Abbildung B-6:	Laststellungen für max. Moment im Randfeld	B-10
Abbildung B-7:	Laststellungen für min. Moment im Randfeld	B-10
Abbildung B-8:	Laststellungen für max. Stützmoment	B-10
Abbildung B-9:	Laststellungen für max. Moment im Mittelfeld	B-10
Abbildung B-10:	Laststellungen für min. Moment im Mittelfeld	B-10
Abbildung B-11:	Hüllkurve der Momente im Gebrauchszustand.....	B-11
Abbildung B-12:	Anordnung der Querspannglieder.....	B-12
Abbildung B-13:	Umlenkräfte bei 1000 kN/m Vorspannung.....	B-13
Abbildung B-14:	Vorspannmomente für 1000 kN/m Vorspannung	B-10
Abbildung B-15:	Hüllkurve der Momente im Gebrauchszustand.....	B-11

Anhang C FEM- BERECHNUNG

Abbildung C-1:	dreidimensionales FE-Modell.....	C-2
Abbildung C-2:	Bogenquerschnitte	C-3
Abbildung C-3:	Hänger mit Knotennummern.....	C-4
Abbildung C-4:	Draufsicht auf Fahrbahn des FE Modells	C-5
Abbildung C-5:	Modellierung der Fahrbahn und des Endquerträgers	C-6
Abbildung C-6:	Modellierung des Bogenfusspunktes.....	C-7
Abbildung C-7:	Lagerschema	C-7
Abbildung C-8:	1. Eigenform 0,75 Hz	C-8
Abbildung C-9:	8. Eigenform 2,18 Hz	C-8
Abbildung C-10:	2. Eigenform 0,94 Hz	C-9
Abbildung C-11:	3. Eigenform 1,27 Hz	C-9
Abbildung C-12:	4. Eigenform 1,31 Hz	C-9
Abbildung C-13:	5. Eigenform 1,53 Hz	C-9
Abbildung C-14:	6. Eigenform 1,83 Hz	C-10
Abbildung C-15:	7. Eigenform 1,98 Hz	C-10
Abbildung C-16:	19. Eigenform 3,52 Hz	C-10
Abbildung C-17:	Hängerkräfte Eigengewicht Bogenebene A.....	C-11
Abbildung C-18:	Hängerkräfte Verkehr Bogenebene A.....	C-11
Abbildung C-19:	Hängerkräfte Eigengewicht Bogenebene B.....	C-12
Abbildung C-20:	Hängerkräfte Verkehr Bogenebene B.....	C-13
Abbildung C-21:	Hängereinflusslinien Wanderlast in Längsrichtung.....	C-14
Abbildung C-22:	Hängereinflusslinie Wanderlast in Querrichtung.....	C-14
Abbildung C-23:	Einflusslinie Bogennormalkraft, Wanderlast in Querrichtung	C-14
Abbildung C-24:	Schnittgrößen Lastkombination 101	C-15
Abbildung C-25:	Schnittgrößen Lastkombination 102	C-16
Abbildung C-26:	Spanngliedverlauf in der Fahrbahn.....	C-20
Abbildung C-27:	Schnittgrößen der Quervorspannung.....	C-21
Abbildung C-28:	Ausschnitt der Brücke für Schnittgrößendarstellungen.....	C-23
Abbildung C-29:	max. Momente in Querrichtung $t=\infty$, GZT	C-24
Abbildung C-30:	min. Momente in Querrichtung $t=\infty$, GZT	C-24
Abbildung C-31:	max. Querkräfte in Querrichtung $t=\infty$,GZT	C-25
Abbildung C-32:	min. Querkräfte in Querrichtung $t=\infty$,GZT	C-25
Abbildung C-33:	Normalkräfte infolge Längsvorspannung in Brückenmitte	C-29
Abbildung C-34:	min. Momente in Längsrichtung $t=\infty$, GZT.....	C-30
Abbildung C-35:	max. Momente in Längsrichtung $t=\infty$, GZT.....	C-30
Abbildung C-36:	zugehörige. Normalkraft zu maximalen Momente in Längsrichtung $t=\infty$, GZT	C-31
Abbildung C-37:	in Längsrichtung $t=\infty$,GZT.....	C-31
Abbildung C-38:	Maßgebende Querkraft im Endquerträger, $t=\infty$, GZT.....	C-35
Abbildung C-39:	minimalen und maximalen Momente mit dazuge- hörigen Normalkräften, Endquerträger, $t=\infty$, GZT	C-36
Abbildung C-40:	Normalkraft im EQT infolge Längsvorspannung, $t=\infty$,GZT.....	C-36

Abbildung C-41:	minimalen und maximalen Momente in Brückenlängsrichtung, Endquerträger, $t=\infty$, GZT	C-37
Abbildung C-42:	Normalkräfte im Windverband und Portalkreuz, GZT	C-37
Abbildung C-43:	minimale Spannungen Plattenoberseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination, $t=\infty$, GZG	C-40
Abbildung C-44:	maximale Spannungen Plattenoberseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination, $t=\infty$, GZG	C-40
Abbildung C-45:	minimale Spannungen Plattenunterseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination, $t=\infty$, GZG	C-41
Abbildung C-46:	maximale Spannungen Plattenunterseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination, $t=\infty$, GZG	C-41
Abbildung C-47:	Spannungen Plattenoberseite in Querrichtung bei quasi ständiger Belastung, $t=\infty$, GZG	C-42
Abbildung C-48:	Spannungen Plattenunterseite in Querrichtung bei quasi ständiger Belastung, $t=\infty$, GZG	C-42
Abbildung C-49:	maximale Spannungen Plattenoberseite in Längsrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination, $t=\infty$, GZG	C-42
Abbildung C-50:	maximale Spannungen Plattenunterseite in Längsrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination, $t=\infty$, GZG	C-43
Abbildung C-51:	maximale Spannungen Plattenunterseite in Längsrichtung bei quasi ständiger Belastung, $t=\infty$, GZG	C-44
Abbildung C-52:	minimale Spannungen Plattenunterseite in Längsrichtung bei quasi ständiger Belastung, $t=\infty$, GZG	C-43
Abbildung C-53:	maximale obere und untere Spannungen in Brückenquerrichtung bei quasi ständiger Belastung EQT, $t=\infty$, GZG	C-43
Abbildung C-54:	obere und untere Spannungen in Brückenquerrichtung bei nicht häufiger Belastung EQT, $t=\infty$, GZG	C-43

Anhang D NACHWEISE

Abbildung D-1:	Querschnitt Bogenebene A	D-3
Abbildung D-2:	Verstärkter Querschnitt Ebene A	D-3
Abbildung D-3:	Hängeranschluss Bogenebene A	D-10
Abbildung D-4:	Ermüdungsrelevante Stellen Hängeranschluss BE A	D-13
Abbildung D-5:	Querschnitt Bogenebene B	D-17
Abbildung D-6:	Verstärkter Querschnitt Ebene B	D-17
Abbildung D-7:	Hängeranschluss Bogenebene B	D-23
Abbildung D-8:	Ermüdungsrelevante Stellen Hängeranschluss BE B	D-27
Abbildung D-9:	Rissschnittgröße Längsrichtung Straßenfahrbahn	D-37
Abbildung D-10:	Rissschnittgröße Längsrichtung Eisenbahnfahrbahn	D-37
Abbildung D-11:	Rissschnittgröße Querrichtung Straßenfahrbahn	D-44
Abbildung D-12:	Rissschnittgröße Querrichtung Eisenbahnfahrbahn	D-44
Abbildung D-13:	vereinfachtes Stabwerkmodell für Längsvorspannung	D-57
Abbildung D-14:	Rissschnittgröße Brückenquerrichtung Endquerträger	D-58
Abbildung D-15:	Belastungen der Schalungsträger	D-69
Abbildung D-16:	Belastung äußere temporäre Querträger	D-71
Abbildung D-17:	Belastung innere temporäre Querträger	D-71
Abbildung D-18:	Lage des temporären Spanngliedes	D-74

Tabellenverzeichnis

Hauptteil

Tabelle 1:	benötigte schlaffe Bewehrung.....	39
Tabelle 2:	Aussparungen für Spannpressen [3] Hängergeometrien	45
Tabelle 3:	Stahlgewichte von Straßenbogenbrücken mit Betonuntergurt	51
Tabelle 4:	Materialverbrauch	52
Tabelle 5:	Materialverbrauch temporärer Untergurt	57

Anhang B VORBEMESSUNG

Tabelle B-1:	Geometrie der Quervorspannung	B-13
Tabelle B-2:	Randspannungen in Querrichtung $t=0$	B-15
Tabelle B-3:	Randspannungen in Querrichtung $t=\infty$	B-17

Anhang C FEM- BERECHNUNG

Tabelle C-1:	Koordinaten der Hängerknoten.....	C-4
Tabelle C-2:	Hängerkräfte Bogenebene A	C-12
Tabelle C-3:	Hängerkräfte Bogenebene B	C-13
Tabelle C-4:	Schnittgrößen LK 101, 103 Bogenebene A	C-15
Tabelle C-5:	Schnittgrößen LK 105 Bogenebene A	C-16
Tabelle C-6:	Schnittgrößen LK 102, 104 Bogenebene B	C-17
Tabelle C-7:	Schnittgrößen LK 106 Bogenebene B	C-18
Tabelle C-8:	maßgebende Schnittgrößen LK 111 bis 103, Untergurt in Querrichtung, GZT	C-23
Tabelle C-9:	maßgebende Schnittgrößen LK 111 bis 103, Untergurt in Längsrichtung, GZT	C-29
Tabelle C-10:	Parabelgleichungen des Spanngliedverlaufes und Umlenk- kräfte Endquerträger	C-33
Tabelle C-11:	Maßgebende Auflagerreaktionen.....	C-38
Tabelle C-12:	Bogenschnittgrößen im Gebrauchszustand unter charakteristischen Belastungen.....	C-39
Tabelle C-13:	Vertikalverformungen und Endtangentenverdrehungen	C-39
Tabelle C-14:	Spannungen in Querrichtung im Gebrauchszustand.....	C-43
Tabelle C-15:	Spannungen in Längsrichtung im Gebrauchszustand	C-45
Tabelle C-16:	Ermüdungsbeanspruchung Randbogen	C-47
Tabelle C-17:	Ermüdungsbeanspruchung Hänger 127	C-47
Tabelle C-18:	Ermüdungsbeanspruchung innere Bogen	C-48
Tabelle C-19:	Ermüdungsbeanspruchung Hänger 327	C-48

Normenverzeichnis

- DIN V ENV 1991-1-1
Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 1: Grundlagen der Tragwerksplanung
(Dezember 1995)
- DIN V ENV 1991-2-1
Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 2-1: Wichten, Eigenlasten, Nutzlasten
(Januar 1996)
- ENV 1991-2-4
Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 2-4: Windlasten
(Englische Fassung, Mai 1995)
- DIN V ENV 1991-2-5
Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 2-5: Temperatureinwirkungen
(Januar 1999)
- DIN V ENV 1991-3
Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkung auf Tragwerke
Teil 3: Verkehrslasten auf Brücken
(August 1996)
- NS - ENV 1992-1-1
Eurocode 2: Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken
Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
(norwegische Ausgabe in Englisch, Februar 1993)
- DIN V ENV 1992-2
Eurocode 2: Planung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken
Teil 2: Betonbrücken
(Oktober 1997)
- DIN V ENV 1993-1
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau
(April 1993)
- DIN V ENV 1993-2
Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
Teil 2: Stahlbrücken
(Februar 2001)
- DS 804 (B6)
Deutsche Bahn AG: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke
(September 2000)

Anhang A

LASTANNAHMEN UND LASTKOMBINATIONEN

0. Inhaltsverzeichnis

1. Ständige Einwirkungen	
1.1. Konstruktionseigengewicht	3
1.2. Ausbaulasten	3
1.3. Längsvorspannung der Betonplatte.....	3
2. Veränderliche Einwirkungen	
2.1. Einwirkungen aus Straßenverkehr	4
2.2. Verkehrslast aus Fußgängerkehr	4
2.3. Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr.....	5
2.4. Verkehrslast auf Dienstwegen.....	6
2.5. Seitenstoß (Schlingerkraft des Zuges).....	6
2.6. Anfahren und Bremsen	6
2.7. Wind quer zur Brücke.....	6
2.8. Temperatureinwirkungen.....	9
3. Außergewöhnliche Einwirkungen	
3.1. Anpralllasten von Straßenfahrzeugen.....	11
3.2. abirrende Radlast	11
3.3. Entgleisung auf der Brücke	11
3.4. Anpralllasten von Schienenfahrzeugen.....	12
3.5. Fahrleitungsbruch.....	13
4. Einwirkungen für Ermüdung	
4.1. Einwirkungen aus Straßenverkehr	13
4.2. Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr.....	13
5. Ermittlung der Verkehrsbelastung	
5.1. Gleichzeitiges Auftreten von Eisenbahn- und Straßenverkehr	14
5.2. Verkehrslastfallgruppen.....	14
6. Lastfallkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit	
6.1. LK 101... 104 Stabilitätsversagen der Bögen aus der Ebene.....	15
6.2. LK 105... 108 Stabilitätsversagen der Bögen in der Ebene.....	16
6.3. LK 109... 110 Laststellungen für die maximalen Hängerkräfte.....	17
6.4. LK 111... 114 Bemessung des Betongurtes und Endquerträgers.....	18
6.5. LK 115,116 Lastkombination für Seitenstabilität und Standsicherheit. 19	
7. Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
7.1. LK201... 202 Bogenschnittgrößen im Gebrauchszustand.....	20
7.2. LK 203 Spannungsnachweis der Dekompression der Platte.....	20
7.3. LK 204...207 Spannungsnachweis der Platte quer und längs.....	21
7.4. LK 208...211 Rissbreitebeschränkung der Platte, Endquerträger.....	22
7.5. LK 212 Verformungen unter Wind.....	22

1. Ständige Einwirkungen

1.1 Konstruktionseigengewicht

Das Konstruktionseigengewicht wird von dem FEM-Programm SOFiSTiK über die Querschnittflächen der Elemente berechnet.

Folgende Wichten wurden verwendet:

*ENV 1991-2-1
Kap. 4.2*

Spannbeton:	$\gamma_c=25,0 \text{ kN/m}^3$
Stahl:	$\gamma_s=78,5 \text{ kN/m}^3$

1.2 Ausbaulasten

Für das Eigengewicht der Fahrbahnen und Brückenausrüstung wurden folgende Lasten angenommen:

Gussasphalt	$\gamma_s=25,0 \text{ kN/m}^3$	<i>ENV 1991-2-1 Kap. 4.2</i>
Bei einer Dicke der Fahrbahn von ca. 8,5cm	$g_A=2,125 \text{ kN/ m}^2$	
Geländer und Leitplanken	$g=1,0 \text{ kN/ m}$	
Leitungen	$g=1,0 \text{ kN/ m}$	
Schotterbett in Regelbauweise, 2 gleisig	$g_{F,k}=105 \text{ kN/m}$	<i>DS 804 Abs. 34</i>
Bei einer Fahrbahnbreite von 8,40m	$g_{F,k}=12,5 \text{ kN/m}^2$	

1.3 Längsvorspannung der Betonplatte

Die Vorspannkkräfte sind eine äußere Belastung auf das Tragwerk. Die Ermittlung der Vorspannkkräfte erfolgt im Rahmen der Vorbemessung im Anhang B, für die Längsvorspannung im Kapitel B-3 und für die Quervorspannung im Kapitel B-2.

In Längsrichtung wirkt im Bereich der Längsträger hauptsächlich eine Zugkraft infolge des Bogenschubs. Die Biegemomente sind aufgrund des geringen Hängerabstandes relativ gering. Die Litzenspannglieder liegen deshalb im Schwerpunkt der des Betongurtes. Der Beton der Brücke wird somit in Längsrichtung zentrisch vorgespannt.

Die Querspannglieder werden mit veränderlicher Höhe in der Fahrbahnplatte eingelegt, da Beanspruchung in Querrichtung aus Biegung besteht.

Der Teilsicherheitsbeiwert der Vorspannung ist für die Grenzzustände Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit 1,0.

*ENV 1992-2
Kap. 2.3.3*

$$\gamma_P = 1,0$$

2. Veränderliche Einwirkungen

2.1 Einwirkungen aus Straßenverkehr

Gemäß Eurocode 1 Abschnitt 4.2 wird das Lastmodell 1 für die Fahrbahn verwendet

ENV 1991-3
Kap. 4.1

Die 11 m breiten Fahrbahnen je Richtung werden getrennt in Fahrstreifen von je 3 m Breite unterteilt.

Fahrbahnbreite $w=11m$ $9m < w < 12m$

Anzahl der Fahrstreifen $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$

Breite der Restfläche $b_R = w - n_l \cdot 3$
 $b_R = 11m - 3 \cdot 3m = 2m$

ENV 1991-3
Kap. 4.3

Lastmodell 1	Fahrstreifen 1	$q_{1,k}=9,0 \text{ kN/m}^2$	$Q_{1,k}=300 \text{ kN}$
	Fahrstreifen 2	$q_{2,k}=2,5 \text{ kN/m}^2$	$Q_{2,k}=200 \text{ kN}$
	Fahrstreifen 3	$q_{3,k}=2,5 \text{ kN/m}^2$	$Q_{3,k}=100 \text{ kN}$
	Fahrstreifen 4 bis 6	$q_{4,5,6,k}=2,5 \text{ kN/m}^2$	
	Restfläche	$q_{R,k}=2,5 \text{ kN/m}^2$	

Die aufgetragenen Achslasten Lasten ergeben sich zu $\alpha_{Qi}Q_{ki}$ bzw. $\alpha_{qi}q_{ki}$.

Mit den Anpassungsfaktoren $\alpha_{Qi}=\alpha_{qi}=\alpha_{qR}=1,0$

Die Aufstandsflächen der Radlasten beträgt 40x40cm. Die Lastausbreitung im Asphalt und bis zur Mitte der Fahrbahnplatte ist mit 45 Grad anzunehmen

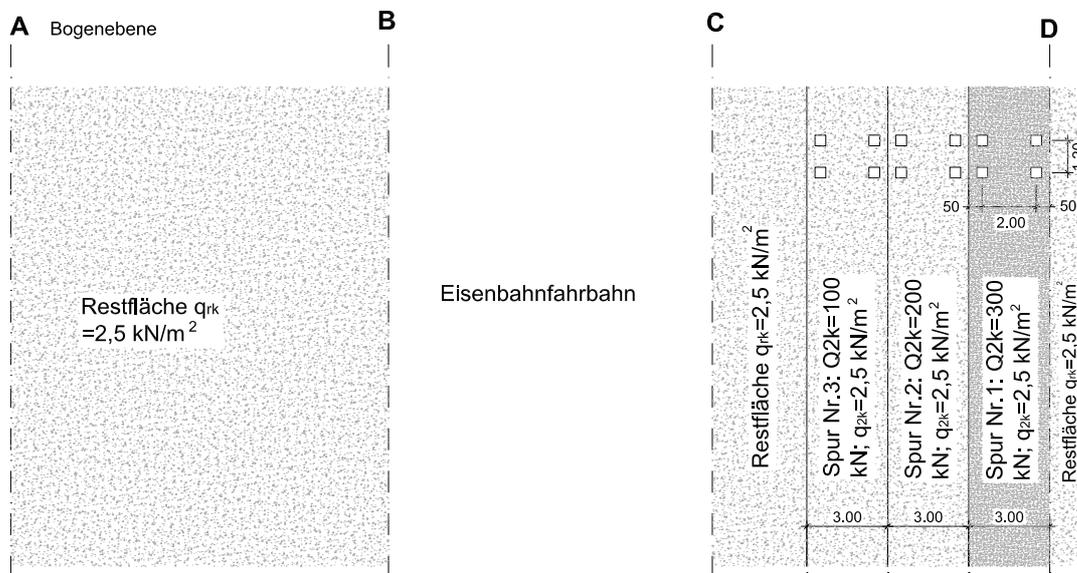


Abbildung A-1 Aufteilung in Fahrstreifen

2.2 Verkehrslast aus Fußgängerverkehr

ENV 1991-3
Kap. 5.3.2.1

Einwirkungen aus Geh- und Radfahrerverkehr werden mit $q_{fk}=5,0 \text{ kN/m}^2$ angesetzt, in Kombination mit Verkehrsbelastung auf den Fahrspuren jedoch nur $q_{fk}^*=2,5 \text{ kN/m}^2$.

2.3 Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr

Die vertikalen Lasten aus Eisenbahnverkehr werden mit dem Lastbild LM71 abgebildet. Dieses Modell beinhaltet normalen Eisenbahnverkehr in Europa mit einer maximalen Geschwindigkeit von 160km/h.

ENV 1991-3
Kap. 6.3

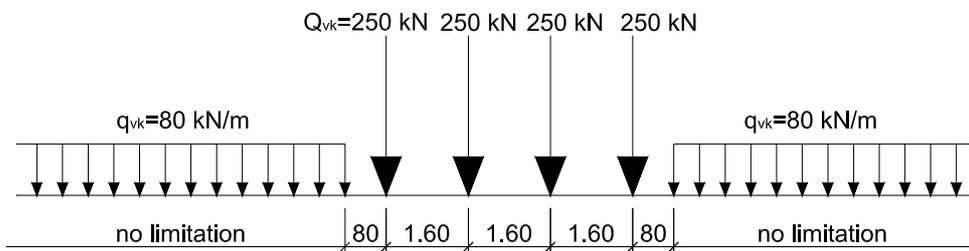


Abbildung A-2 LM 71

Die zusätzlichen Belastungen infolge Schwingungen durch Gleis- und Radunebenheiten werden mit dem Schwingfaktor Φ berücksichtigt. Für „normal unterhaltene Gleise“ berechnet er sich wie folgt:

ENV 1991-3
Kap. 6.4.3.2 (b)

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73 \quad \text{mit:} \quad 1,0 \leq \Phi \leq 2,0$$

Faktor für Bauteile des Haupttragwerks (Bogen, Hänger, Fahrbahnplatte längs):

ENV 1991-3
Tab. 6.2, Z. 5.5

Maßgebende Länge für Bögen $L_\Phi = 0,5 \cdot 160\text{m} = 80\text{ m}$

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{80} - 0,2} + 0,73 \quad \Phi = 1,0$$

Faktor für den Endquerträger und die Quertragwirkung der Fahrbahnplatte:

ENV 1991-3
Tab. 6.2, Z. 5.5

Maßgebende Länge quer $L_\Phi = 3 \cdot 12\text{m} = 36\text{ m}$

$$\Phi = \frac{2,16}{\sqrt{36} - 0,2} + 0,73 \quad \Phi = 1,1$$

Durch die Lastverteilende Wirkung des Schotterbettes können die Einzellasten in Längs- und Querrichtung verteilt werden.

Für die Bemessung der Stahlbauteile und der Fahrbahnplatte werden die konzentrierten Lasten gemäß dem vereinfachten Lastmodell UIC71 der Vorschrift für Eisenbahnbrücken der DEUTSCHEN BAHN, DS 804 als Linienlast modelliert. Quer wird die Last auf 3,0m verteilt.

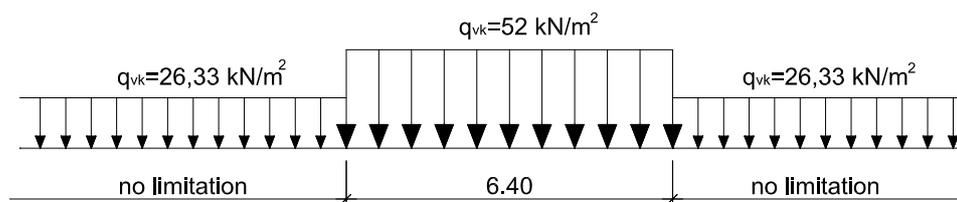


Abbildung A-3 vereinfachtes Lastmodell UIC 71

2.4 Verkehrslast auf Dienstwegen

Auf Dienstwegen neben den Gleisen soll eine Verkehrsflächenlast von 5 kN/m^2 ungünstig angesetzt werden. Da aber für die Straßenlasten die Restflächenbelastung nur $2,5\text{ kN/m}^2$ beträgt würde der Straßen und der Eisenbahnbereich unterschiedlich belastet. Dies wäre widersprüchlich. Für die Bearbeitung des Entwurfs wird deswegen die Restflächenbelastung von $2,5\text{ kN/m}^2$ auch auf die Flächen neben den Gleisen angesetzt. Sie wird bei den Lastkombinationen nicht mehr separat erwähnt.

ENV 1991-3
Kap. 6.3.6.2

2.5 Seitenstoß (Schlingerkraft des Zuges)

Der charakteristische Wert des horizontal in Oberkante Schiene rechtwinklig zur Gleisachse angreifenden Seitenstoßes ist mit $Q_{sk}=100\text{ kN}$ anzunehmen. Der Seitenstoß ist immer mit der Vertikallast zu kombinieren.

ENV 1991-3
Kap. 6.5.2

2.6 Anfahren und Bremsen

(a) Straßenverkehr

Lasten aus Bremsen und Anfahren für den Straßenverkehr wirken in der ungünstigsten Fahrspur in Längsrichtung in Höhe der Fahrbahnoberkante.

ENV 1991-3
Kap. 4.4.1

$$Q_{ik}=0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k})+0,10\alpha_{1k}q_{1k}\cdot w_l \cdot L \leq 800\text{ kN}$$

$$Q_{ik}=288+0,9w_l \cdot L \quad \text{in KN} \quad L=160\text{m}$$

$$Q_{ik}=720\text{ kN je Fahrtrichtung}$$

(b) Eisenbahn

Lasten aus Bremsen und Anfahren eines Zuges wirken in der Höhe der Gleisoberkante in Längsrichtung.

ENV 1991-3
Kap. 6.5.3

Anfahren: 33 kN/m auf einer Länge von 30,3m
Bremsen: 20 kN/m auf der gesamten Brückenlänge

2.7 Wind quer zur Brücke

Die Windeinwirkung auf das Tragwerk wird gemäß ENV-2-4 ermittelt. Dabei wird das vereinfachte Verfahren für Brücken mit einer Spannweite kleiner 200 m angewandt. Die Windeinwirkung in Brückenlängsrichtung wird als nicht bemessungsrelevant erachtet.

Für das Bauwerk soll angenommen werden, dass es im Küstenbereich stehen könnte und zum Beispiel einen Meeresarm überspannt. Die Fahrbahnplatte befindet sich 30 m über dem Meeresspiegel, um der Hochseeschifffahrt genügend Lichtraumprofil zu bieten.

statische Ersatzlast: $F_w=q_{ref}\cdot c_e\cdot c_d\cdot c_r\cdot A_{ref}$

ENV 1991-2-4
Kap. 6.1

Luftdichte $\rho=1,25\text{ kg/m}^3$

Die angenommene Bezugswindgeschwindigkeit entspricht bei Einordnung in die deutsche Windkarte der Windzone III. Alle Beiwerte werden zu 1,0 gesetzt.

$$V_{ref}=V_{ref,0}\cdot c_{DIR}\cdot c_{TEM}\cdot c_{ALT}=32,0\text{ m/s}$$

ENV 1991-2-4
Kap. 7.1

Bezugsstaudruck: $\rho_{\text{ref}}=0,5 \cdot \rho \cdot v_{\text{ref}}^2$ $\rho_{\text{ref}}=640 \text{ N/m}^2$

Die angenommenen Verhältnisse entsprechen der Geländekategorie I. Mit einer durchschnittlichen Höhe des Bogens über Gelände von 45 m ergibt sich nach Bild 8.3 der Standortbeiwert C_e zu:

$$C_e=3,88$$

ENV 1991-2-4
Kap. 8.5
Kap. 9.3

Der dynamische Beiwert c_d ist nach Bild 9.4 $c_d=0.87$

Kraftbeiwert c_f zur Berücksichtigung der Geometrie werden für den Überbau, die Bögen und die Hänger getrennt ermittelt.

(a) Für die Fahrbahn ohne Verkehrsband

Höhe der Betonfahrbahn mit Schotterbett und 4 m hohes Verkehrsband (Eisenbahn)

$$b=0,50+0,70 \quad b=1,20\text{m}$$

Breite der Fahrbahn: $d=40,3\text{m}$

Daraus folgt aus Bild 10.11.2 des Eurocodes 2 Teil 4 der Kraftbeiwert in x-Richtung

$$c_{f,x,0}=1,3$$

ENV 1991-2-4
Kap. 10.11

Der Abminderungsfaktor ψ aufgrund der Schlankheit ist nach Bild 10.14.1 zu bestimmen.

$$\psi=0,96$$

ENV 1991-2-4
Kap. 10.14

$$c_{f,x}=c_{f,x,0} \cdot \psi_{\lambda,x} \quad \underline{c_{f,x}=1,25}$$

(b) Für die Fahrbahn mit Verkehrsband

Höhe der Betonfahrbahn mit Schotterbett und 4m hohes Verkehrsband (Eisenbahn)

$$b=0,50+0,70+4,0 \quad b=5,20\text{m}$$

Breite der Fahrbahn: $d=40,3\text{m}$

Daraus folgt aus Bild 10.11.2 des Eurocodes 2 Teil 4 der Kraftbeiwert in x-Richtung

$$c_{f,x,0}=1,0$$

ENV 1991-2-4
Kap. 10.11

Der Abminderungsfaktor ψ aufgrund der Schlankheit ist nach Bild 10.14.1 zu bestimmen.

$$\psi=0,82$$

ENV 1991-2-4
Kap. 10.14

$$c_{f,x}=c_{f,x,0} \cdot \psi_{\lambda,x} \quad \underline{c_{f,x}=0,82}$$

(c) für den Bogen

$$c_f=c_{f,0} \cdot \psi \cdot \gamma \cdot \psi_{\lambda}$$

Höhe des Hohlkastens $b=1,0\text{m}$
Breite des Hohlkastens $d=1,0\text{m}$

Daraus folgt aus Bild 10.5.1 des Eurocodes 2 Teil 4 der Kraftbeiwert in x-Richtung

$$c_{f,0}=2,1$$

Da der Bogenquerschnitt scharfkantige Ecken hat, ist

$$\psi_r=1,0$$

ENV 1991-2-4
Kap. 10.5

Der Abminderungsfaktor bezüglich der Schlankheit ist mit einem von Völligkeitsgrad $\varphi=1$ nach Bild 10.14.1 zu bestimmen.

ENV 1991-2-4
Kap. 10.14

$$\lambda=l/b \quad \lambda=160/1,10=145,45$$

$$\psi_\lambda=0,97$$

$$c_f=2,1 \cdot 1,0 \cdot 0,97 \quad \underline{c_f=2,04}$$

(d) für die Hänger

$$c_f=c_{f,0} \cdot \psi_\lambda$$

ENV 1991-2-4
Kap. 10.8

$$Re = \frac{b \cdot v_m(z_e)}{\nu}$$

b...Durchmesser; angenommen

$$b=125\text{mm}$$

ν ...kinematische Viskosität von Luft

$$\nu=15 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$$

v_m ...mittlere Windgeschwindigkeit

$$v_m=c_r(z) \cdot c_t(z) \cdot v_{\text{ref}}$$

Rauhigkeitsbeiwert c_r

ENV 1991-2-4
Kap. 8.1
Kap. 8.2
Kap. 8.3

$$c_r(z)=k_T \cdot \ln(z/z_0) \quad k_T=0,17 \quad z_0=0,01$$

$$z=50\text{m}+15/2\text{m} \quad z=57,5\text{m}$$

$$c_r(z)=1,47$$

Topographiebeiwert $c_T=1,0$

$$v_m=1,47 \cdot 1,0 \cdot 32,0 \quad v_m=47,04$$

$$Re=0,125 \cdot 47,04 / 15 \cdot 10^{-6}$$

$$Re=3,92 \cdot 10^5$$

ENV 1991-2-4
Tab. 10.8.1

Für die Rauhigkeit k der Hänger wird aufgesprühte Farbe angenommen.

$$k=0,02 \text{ mm}$$

Damit ergibt sich der Kraftbeiwert mit $k/b=1,6 \cdot 10^{-4}$ und der Re-Zahl zu:

ENV 1991-2-4
Bild. 10.8.2

$$\underline{c_{f,0}=0,59}$$

Aufgrund des großen Abstandes zwischen den Bogenebenen und des geringen Völligkeit der Netzwirkbögen wird auf der sicheren Seite liegend auf die gegenseitige Abschattung bei Wind in Querrichtung nicht beachtet.

Es ergeben sich folgende Linienlasten infolge Wind quer zur Brückenachse

(a) für die Fahrbahn ohne Verkehrsband:

$$f_{w,t}=0,64 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,88 \cdot 0,87 \cdot 1,25$$

$$\underline{f_{w,t}=2,70 \text{ kN/m}^2}$$

Für die Angriffsfläche A_{ref} ist die Fahrplatte, die Geländer und Leiteinrichtungen mitzubeachten. Es sind zwei durchlässige Geländer und vier Leitplanken vorhanden.

ENV 1991-2-4
Bild 10.11.4
Tab. 10.11.1

$$\text{Höhe } d=1,20\text{m}+2\cdot 0,3\text{m}+4\cdot 0,3\text{m} \quad d=3,0\text{m}$$

$$f_{w,t}=2,70\text{kN/m}^2\cdot 3,0\text{m} \quad f_{w,t}=8,1 \text{ kN/m}$$

(b) für die Fahrbahn mit einem 4m hohem Verkehrsband:

$$f_{w,tt}=0,64\text{kN/m}^2\cdot 3,88\cdot 0,87\cdot 0,82 \quad f_{w,tt}=\underline{1,77 \text{ kN/m}^2}$$

$$f_{w,t}=1,77\text{kN/m}^2\cdot (1,20\text{m}+4,0\text{m}) \quad f_{w,t}=9,20 \text{ kN/m}$$

(c) für die Bögen:

$$f_{w,a}=0,64\text{kN/m}^2\cdot 3,88\cdot 0,87\cdot 2,04 \quad f_{w,a}=\underline{4,41 \text{ kN/m}^2}$$

für Bogen American Wide Flange W14x16x500:

$$f_{w,a}=4,41\text{kN/m}^2\cdot 0,498\text{m} \quad f_{w,a}=3,52\text{kN/m}$$

für Bogen mit $d=1,0\text{m}$:

$$f_{w,a}=4,41\text{kN/m}^2\cdot 1,0\text{m} \quad f_{w,a}=4,41\text{kN/m}$$

(d) für Hänger:

$$f_{w,h}=0,64\text{kN/m}^2\cdot 3,88\cdot 0,87\cdot 0,59 \quad f_{w,h}=\underline{1,27 \text{ kN/m}^2}$$

für Hänger mit $d=125\text{mm}$:

$$f_{w,a}=1,27\text{kN/m}^2\cdot 0,125\text{m} \quad f_{w,h}=0,16\text{kN/m}$$

für Hänger mit $d=75\text{mm}$:

$$f_{w,a}=1,27\text{kN/m}^2\cdot 0,075\text{m} \quad f_{w,h}=0,096\text{kN/m}$$

Wind als Auftriebsbelastung wird in dieser Entwurfsarbeit nicht berücksichtigt.

2.8 Temperatureinwirkungen

(a) Konstanter Temperaturanteil:

Die extremalen charakteristischen Außenlufttemperaturen werden wie folgt gewählt.

$$T_{\min}=-24,0^{\circ}\text{C} \quad T_{\max}=+37,0^{\circ}\text{C}$$

Einf. DIN-FB 101 [6]
Seite 39

Gemäß Eurocode wird die Brücke in die Gruppe 3 eingeordnet (Fahrbahnplatten oder Überbauten sind aus Beton).

Die charakteristischen Werte der Bauteiltemperaturen werden aus dem Diagramm 6.1 abgelesen.

ENV1991-2-5
Kap.6.1.3

$$T_{e,\min}=-17,0^{\circ}\text{C} \quad T_{e,\max}=-38,0^{\circ}\text{C}$$

Bei einer angenommenen Aufstelltemperatur von $T_0=10^\circ\text{C}$ ergeben sich folgende Temperaturschwankungen

$$\Delta T_{N,\text{neg}}=-27\text{K}$$

$$\Delta T_{N,\text{pos}}=+28\text{K}$$

$$\text{Gesamt } \Delta T_N=55^\circ\text{C}$$

(b) Konstanter Temperaturanteil speziell für Brückenlager:

Für die Bemessung der Lager muss bei unbekannter mittlerer Bauwerkstemperatur zusätzlich eine Schwankung der gleichmäßig verteilten Bauteiltemperatur von $\Delta T_N=\pm 20\text{K}$ angenommen. Bei dem vorliegenden Brückenentwurf wird vorausgesetzt, dass die mittlere Bauwerkstemperatur bei der Lagerherstellung bekannt ist. Die zusätzliche Schwankung kann dann auf $\Delta T_N=\pm 10\text{K}$ reduziert werden.

ENV 1991-2-5
Kap. 6.1.3.3 (4)

(c) Linearer Temperaturunterschied

Für den Fall, dass die Oberseite wärmer ist als die Unterseite, ist ein Temperaturunterschied von $\Delta T_{M,\text{pos}}=+15\text{K}$ anzusetzen, wenn die Oberseite kälter ist $\Delta T_{M,\text{neg}}=-8\text{K}$. In der Längsrichtung ist das Bauwerk statisch bestimmt gelagert. Es treten also keine Schnittgrößen infolge linearen Temperaturunterschiedes auf. Nur eine größere Durchbiegung bei einer kälteren Oberseite durch die Krümmung der Fahrbahnplatte nach unten ist zu beachten. In Querrichtung ist die Platte statisch unbestimmt und auftretende Schnittgrößen durch linearen Temperaturunterschied müssen beachtet werden.

ENV 1991-2-5
Tab. 6.1

(d) Unterschied der Temperatur zwischen Bogen und Fahrbahn

Es ist ein Temperaturunterschied von $\Delta T=\pm 15\text{K}$ zwischen Bogen mit den Hängern und der Betonfahrbahn zu berücksichtigen

ENV 1991-2-5
Kap. 6.1.6

(f) Lagerlängskräfte infolge Temperatureinwirkung

Da der Dehnweg der Brücke mit 160m länger als 90m ist, müssen Schienenauszüge an dem beweglichen Überbauende angeordnet werden. Die entstehenden horizontalen Auflagerkräfte sind:

ENV 1991-3
Kap. 6.5.4.2 (2)P
Kap. 6.5.4.3

$$F_{Tk}[\text{kN}]=\pm(400+5\cdot L_T[\text{m}]) \leq 1100 \text{ kN je Gleis}$$

$$\text{mit } L_T=160\text{m}$$

$$F_{Tk}=\pm 1100 \text{ kN pro Gleis}$$

3. Außergewöhnliche Einwirkungen

Außergewöhnliche Einwirkungen wurden in der Entwurfsarbeit nicht nachgewiesen. Es wird davon ausgegangen, dass sie für die primären Tragwerksteile nicht bemessungsrelevant werden. Nachfolgend sind die eigentlich zu berücksichtigenden Lasten aufgeführt.

3.1 Anpralllasten von Straßenfahrzeugen

Anprall auf tragende Bauteile:

Für den Lastfall Anprall eines Fahrzeuges an tragende Bauteile sind folgende Anpralllasten im Eurocode 1 festgelegt.

*ENV 1991-3
Kap. 4.7.3.4
Kap. 4.7.2.1*

1000 kN in Fahrtrichtung und 500 kN in Querrichtung in einer Höhe von 1,25m über der Fahrbahnebene wirkend.

Sollten zusätzliche Schutzmaßnahmen zwischen Fahrbahn und diesen Bauteilen vorgesehen sein, kann diese Last von der zuständigen Behörde abgemindert werden. Soweit nicht anderweitig festgelegt, wirken diese Lasten nicht gleichzeitig mit anderen veränderlichen Lasten.

Anprall auf Schrammborde:

Die Einwirkung von Anpralllasten auf den Schrammbord wird nicht untersucht. Diese Last ist maßgebend für die Befestigung Kappen an der Fahrbahnplatte. Die Ausbildung von Kappen ist bei der vorliegenden Brückenkonstruktion jedoch nicht vorgesehen.

*ENV 1991-3
Kap. 4.7.3.2*

3.2 abirrende Radlast

Aufgrund einer nicht ausreichend steifen Schutzeinrichtung ist die Berücksichtigung einer Achslast neben außerhalb der Fahrbahn erforderlich. Es wird dabei vom ungünstigsten Fall ausgegangen, in dem eine Achse des Fahrstreifens 2 des Lastmodells 1 einen Meter hinter der deformierbaren Schutzeinrichtung steht.

*ENV 1991-3
Kap. 4.7.3.1 (2)*

Die Radlast $\alpha_{Q2}Q_{k2}$ beträgt 200 kN bei einem Radabstand von 2,00 m. Die Radaufstandsfläche ist quadratisch mit einer Seitenlänge von 0,40 m anzusetzen.

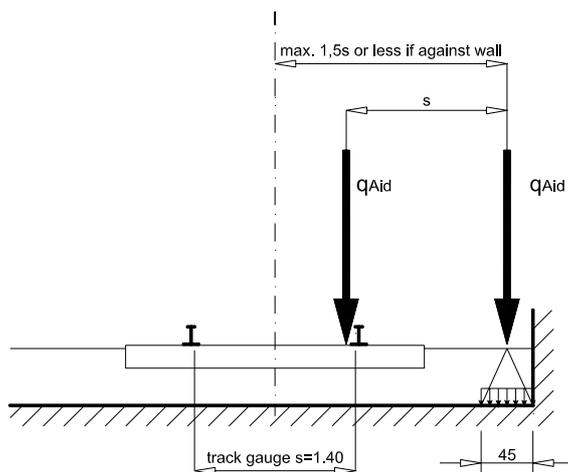
Für den Entwurf des Nachweises wurde diese Belastung nicht beachtet, da sie höchstwahrscheinlich nicht maßgebend wird.

3.3 Entgleisung auf der Brücke

Es sind zwei Bemessungssituationen zu berücksichtigen:

Bemessungssituation I:

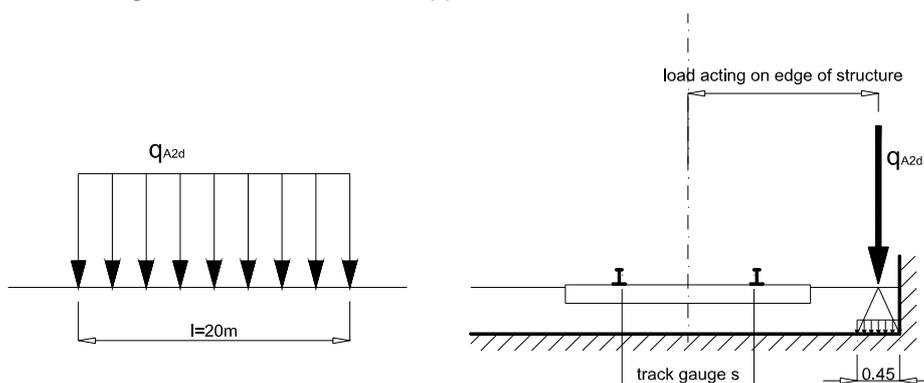
Entgleisen von Lokomotive oder schweren Güterwagen, bei denen die entgleisten Fahrzeuge im Gleisbereich auf der Brücke bleiben. Die vertikalen Linienlasten haben einen Bemessungswert von $q_{A1d}=50$ kN/m auf einer Länge von 6,40m mit einem Abstand von 1,40m.



ENV 1991-3
Abs. 6.7.1

Abbildung A-4 Bemessungssituation I

Bemessungssituation II: Entgleisung von Lokomotive oder schweren Wagen, bei denen die entgleisten Fahrzeuge im Gleisbereich bleiben und nicht von der Brücke fallen, sondern auf ihrer Kante liegen bleiben. Die Brücke darf in der Bemessungssituation II weder Umkippen noch zusammenbrechen.



ENV 1991-3
Abs. 6.7.1

Abbildung A-5 Bemessungssituation II

Bei diesen außergewöhnlichen Lastfällen sind keine anderen veränderlichen Einwirkungen zu berücksichtigen. Sie könnten nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte maßgebend sein. Bei weitergehender Untersuchung kann, wenn erforderlich, an den eventuell notwendigen Stellen Zulage von schlaffer Bewehrung erfolgen. Auch ein Umkippen der Brücke bei Entgleisung ist nicht möglich, weil die Eisenbahngleise zwischen den beiden mittleren Bogenebenen liegen. Deshalb erfolgt keine Bearbeitung dieser Belastungen in dieser Arbeit.

3.4 Anpralllasten von Schienenfahrzeugen

Für Anpralllasten von entgleisten Schienenfahrzeugen auf oberhalb liegende Tragwerksteile wird im Eurocode 1 auf die zuständigen Behörden verwiesen. Im vorliegenden Entwurf ist ein lichter Abstand von etwas mehr als drei Meter zwischen Gleisachse und Bogen vorhanden. Nach der Richtlinie der Deutschen Bahn, DS 804, ist für Stützkonstruktionen mit einem Abstand von mehr als 3 m zur Gleisachse keine Anpralllast vorzusehen. Auf jeden Fall ist dieser besondere Lastfall mit dem Betreiber der Eisenbahn und den Behörden abzustimmen. Im dem vorliegenden Entwurf wird davon ausgegangen, dass ein Anprall nicht berücksichtigt werden muss bzw. nicht maßgebend ist.

DS 804
Tab. G-2

3.5 Fahrleitungsbruch

Für die Folge eines Fahrleitungsbruches werden in Richtung des intakten Teils der Fahrleitung ein Bemessungswert von 20kN zu berücksichtigen.

*ENV 1991-3
Abs. 6.7.2*

Die Konstruktion und Befestigungen der Oberleitung können je nach Streckenbetreiber und zuständigen Behörde sehr unterschiedlich sein. Es wird daher im Rahmen der Diplombearbeitung auf eine Annahme der konstruktiven Durchbildung der Oberleitungsbefestigung verzichtet. Dies geschieht mit dem Hinweis, dass ein Oberleitungsbruch sicherlich nicht bemessungsrelevant für Haupttragwerksteile sein wird.

4. Einwirkungen für Ermüdung

4.1 Einwirkungen aus Straßenverkehr

Die Ermittlung der Schnittkräfte aus Straßenverkehr für den vereinfachten Ermüdungsnachweise wird mit Lastmodell 3 des Eurocodes durchgeführt. Die Anzahl der zu erwartenden Lastkraftwagen, die Streifen mit Schwerlastanteil und ob eventuell mehrere Einzelfahrzeuge in einem Fahrstreifen angesetzt sollen, muss von den Behörden für das spezielle Projekt festgelegt werden. Hier wird ein Fahrstreifen mit Schwerlastanteil gewählt, mit einem Verkehrsaufkommen $N_{\text{obs}} = 2 \cdot 10^6$ Lastkraftwagen pro Jahr. Das Lastmodell besteht aus 4 Achsen mit 120 kN pro Achse.

*ENV 1991-3
Abs. 4.6.4*

*ENV 1991-3
Tab. 4.5*

*ENV 1993-2
Abs. 9.2.2*

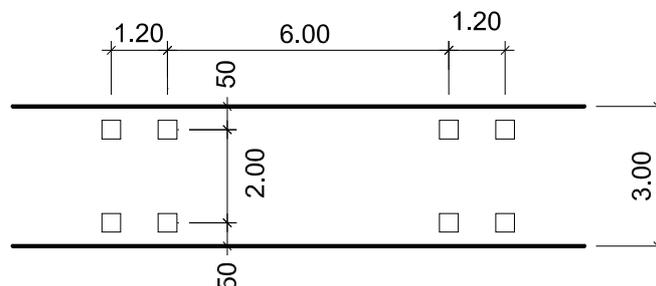


Abbildung A-6: Lastmodell 3

4.2 Einwirkungen aus Eisenbahnverkehr

Für den vereinfachten Nachweis werden die charakteristischen Werte des Lastmodells 71 mit dynamischem Beiwert ϕ angesetzt.

*ENV 1993-2
Abs. 9.2.3*

5. Ermittlung der Verkehrsbelastung

5.1 Gleichzeitiges Auftreten von Eisenbahn- und Straßenverkehr

Von großer Bedeutung für das Bemessen der Brückenkonstruktion ist das Einschätzen, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Verkehrslasten aus Straßenverkehr und Eisenbahn gleichzeitig auftreten können.

Im Eurocode 1-3 wird darauf verwiesen, dass bei kombinierten Straßen- und Eisenbahnverkehr die Gleichzeitigkeit des Auftretens der Einwirkungen und die erforderlichen Nachweise vom Bauherrn festgelegt werden müssen. Dies erfordert eine umfangreiche Untersuchung über den zu erwartenden Verkehr. Kennt man die Wahrscheinlichkeitsverteilungen für das Auftreten der maximalen Belastung durch Zugverkehr und für die Straße können Kombinationsregeln aufgestellt werden. Die Wahrscheinlichkeit, dass beide Belastungen an der ungünstigsten Stelle gemeinsam auftreten werden, ist geringer als für jede einzelne Verkehrsart. Eine Abminderung der Lasten für vollen Eisenbahn und Straßenverkehr ist damit sinnvoll.

*ENV 1991-3
Abschnitt 3, (6)P*

Für Eisenbahnbrücken mit mehr als zwei Gleisen wird in der Norm folgendermaßen vorgegangen. Es sind entweder zwei Gleise mit dem vollen Lastmodell 71 oder alle Gleise mit 75% des Lastmodells 71 zu belasten. Dieses Prinzip der Lastabminderung wird übernommen. Die vollen Lasten werden angesetzt, wenn nur beide Gleise belastet sind oder ein Gleis und die Straße. Sind beide Gleise und die Straße belegt, so wird die gesamte Verkehrsbelastung mit einem Abminderungsfaktor multipliziert. Dieser Faktor wird mit 0,8 gewählt.

*ENV 1991-3
Kap. 6.8.1*

5.2 Verkehrslastfallgruppen

Eisenbahn: Die Verkehrslastfallgruppen für mehrkomponentige Einwirkungen werden nach Eurocode 1 Kap. 6 gebildet. Folgende Gruppen wurden für den Entwurf verwendet:

*ENV 1991-3
Tab. 6.6*

Gruppe 11: $1,0 \cdot LM71 + 0,5 \cdot \text{Bremsen} + 1,0 \cdot \text{Seitenstoss}$

Gruppe 12: $1,0 \cdot \text{unbelasteter Zug} + 0,5 \cdot \text{Seitenstoss}$

Gruppe 13: $1,0 \cdot LM71 + 1,0 \cdot \text{Bremsen} + 0,5 \cdot \text{Seitenstoss}$

Straßenverkehr: gemäß Eurocode 1 Abschnitt 4.5.

*ENV 1991-3
Tab. 4.4*

Gruppe 1: $1,0 \cdot LM1 + \text{abgeminderte Belastung der Fußwege}$

Gruppe 2: häufiger Wert des LM1 + Bremsen + Zentrifugallasten

Die Gruppe zwei wird entsprechend der Bemerkung EC1-3 4.5.2.1 als nicht bemessungsrelevant erachtet

6. Lastfallkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.1 LK 101... 104 Stabilitätsversagen der Bögen aus der Ebene

Die folgenden Lastkombinationen werden für den Stabilitätsnachweis „Knicken aus der Ebene“ benötigt. Die Verkehrslasten befinden sich auf der gesamten Brückenlänge. Es entsteht das größte Biegemoment um die Starke Achse des Bogenprofils und die maßgebenden Schnittkräfte des Windverbandes und Portalkreuzes. Als Imperfektion wird die erste Eigenform skaliert und als Vorverformung auf das Tragwerk gebracht.

Kap. C-1.5.1

*ENV 1991-1
Kap. 9.4.1*

$$\sum \gamma_G \cdot G + \psi_{01} \cdot \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombination 101:

Es befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und ein Zug auf der vollen Länge der Brücke. Dies ist maßgebend für die Nachweise der äußeren Bögen.

*ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2*

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Gruppe1} + 1,45 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + y\text{-Imperfektionen}$$

Kombination 102:

Es befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und zwei Zügen auf der Brücke. Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert. Diese Kombination wird maßgebend für die Nachweise der inneren Bögen.

*ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1*

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot (1,5 \cdot \text{Gruppe1} + 1,45 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe11}) + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + y\text{-Imperfektionen}$$

Kombination 103:

Die dominierende Einwirkung ist Wind. Weiterhin befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und ein Zug auf der Brücke.

*ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2*

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,8 \cdot 1,5 \cdot (0,75 \cdot \text{TS} + 0,4 \cdot \text{UDL}) + 0,8 \cdot 1,45 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + y\text{-Imperfektionen}$$

Kombination 104:

Die dominierende Einwirkung ist Windbelastung. Es befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und zwei Zügen auf der Brücke. Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert.

*ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1*

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot (0,75 \cdot \text{TS} + 0,4 \cdot \text{UDL}) + 0,8 \cdot 0,8 \cdot 1,45 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + y\text{-Imperfektionen}$$

G... Eigenlasten

P... Vorspannung, insbesondere die Wirkung des statisch unbestimmten Teils der Quervorspannung

Gruppe 1: Einwirkungen aus Straßenverkehr wirkt auf voller Brückenlänge entsprechend den Einflusslinien in Abbildung C-23 ungünstig für die Bogenebene A; (TS...Achslasten und UDL...Flächenlasten) *Kap. C-4.3
Abb. C-23*

Gruppe 11: Lastmodell 71 für Belastung durch Eisenbahnverkehr wirkt mit Querezzentrität von 8 cm auf voller Brückenlänge, Loks stehen in der Mitte; Schwingfaktor $\varphi=1,0$
Bremsen des Zuges und Seitenstoß in Höhe Schienenoberkante

Windbelastung wirkt auf alle Tragwerksteile und dem Verkehrsband

Temperaturbelastung besteht aus einem Temperaturunterschied zwischen Bogen und Fahrbahn von 15 Kelvin. Der Bogen ist wärmer.

Imperfektionen des Bogens für das Ausweichen aus der Bogenebene nach Kapitel C 1.3, C-5.1, C-5.2

Kap. C-1.3, C-5.1

6.2 LK 105... 108 Stabilitätsversagen der Bögen in der Ebene

Die folgenden Lastkombinationen wurden für den Stabilitätsnachweis „Knicken in der Ebene“ untersucht. Die Verkehrslasten befinden sich bei den Kombinationen 107,108 und 109 auf der gesamten Brückenlänge, die Kombinationen 110, 111, 112 haben eine halbseitige Verkehrsbelastung. Es entsteht das größte Biegemoment um die schwache Achse des Bogenquerschnitts. Als Imperfektion wird die achte Eigenform skaliert und als Vorverformung auf das Tragwerk gebracht.

Kap. C-1.3, C-1.5.2

$$\sum \gamma_G \cdot G + \psi_{01} \cdot \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombination 105: Volllast Straßenverkehr, ein Zug

Es befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und ein Zug auf der vollen Länge der Brücke.

$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Gruppe1} + 1,45 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + z\text{-Imperfektionen}$

*ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2*

Kombination 106: Volllast Straßenverkehr, zwei Züge

Es befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und zwei Zügen auf der Brücke. Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert. Diese Kombination wird maßgebend für die Nachweise der inneren Bögen.

$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot (1,5 \cdot \text{Gruppe1} + 1,45 \cdot 2x\text{Gruppe11}) + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + z\text{-Imperfektionen}$

*ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1*

Kombination 107: Halblast Straßenverkehr und ein Zug

Sollte im Zustand der Tragfähigkeit Hängerausfall auftreten, kann halbseitige Verkehrsbelastung maßgebend werden.

$$1,0 \cdot G_1 + 0,95 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Gruppe}1 + 1,45 \cdot \text{Gruppe}11 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + z\text{-Imperfektionen}$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2

Kombination 108: Halblast Straßenverkehr und beide Züge

Sollte im Zustand der Tragfähigkeit Hängerausfall auftreten, kann diese halbseitige Verkehrsbelastung maßgebend für die inneren Bögen werden. Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert.

$$1,0 \cdot G_1 + 0,95 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot (1,5 \cdot \text{Gruppe}1 + 1,45 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe}11) + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T + z\text{-Imperfektionen}$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1

G... Eigenlasten

P... Vorspannung, insbesondere die Wirkung des statisch unbestimmten Teils der Quervorspannung

Gruppe 1: Einwirkungen aus Straßenverkehr wirkt auf voller Brückenlänge entsprechend den Einflusslinien in Abbildung C-23 ungünstig für die Bogenebene A; (TS...Achslasten und UDL...Flächenlasten)

Gruppe 11: Lastmodell 71 wirkt mit Querezentrität von 8cm auf, Loks stehen in der Mitte; der Schwingfaktor $\varphi=1,0$; Bremsen des Zuges und Seitenstoß in Höhe Schienenoberkante

Windbelastung wirkt auf alle Tragwerksteile und dem Verkehrsband

Temperaturbelastung besteht aus einem Temperaturunterschied zwischen Bogen und Fahrbahn von 15 Kelvin. Der Bogen ist wärmer.

Kap. C-5.2

Imperfektionen des Bogens für das Ausweichen in der Bogenebene nach Kapitel C 1.3, C-5.1.2, C-5.2.1

6.3 LK 109... 110 Laststellungen für die maximalen Hängerkräfte

Die Verkehrslasten der folgenden Kombinationen sollen entsprechend den Einflusslinien der maßgebenden Hänger in Kap. C-4.3 aufgestellt werden.

Kombination 109: Straßenverkehr und ein Zug als Verkehrslast

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Gruppe}1 + 1,45 \cdot \text{Gruppe}11 + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T$$

Kombination 110: Straßenverkehr und beide Züge als Verkehrslast

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot (1,5 \cdot \text{Gruppe}1 + 1,45 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe}11) + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T$$

G... Eigenlasten

P... Vorspannung, insbesondere die Wirkung des statisch unbestimmten Teils der Quervorspannung

Gruppe 1: Einwirkungen aus Straßenverkehr wirkt entsprechend der Hängereinflusslinie

Gruppe 11: Lastmodell 71 für wirkt mit Querexzentrizität von 8cm entsprechend der Einflusslinie; Schwingfaktor $\varphi=1,0$
Bremsen des Zuges und Seitenstoß in Höhe Schienenoberkante

Temperaturbelastung besteht aus einem Temperaturunterschied zwischen Bogen und Fahrbahn von 15 Kelvin. Der Bogen ist wärmer.

6.4 LK 111... 114 Bemessung des Betonuntergurtes und Endquerträgers

Für die Bemessung der Platte in Längs- und Querrichtung der Platte werden die Lasten in Brückenmitte gestellt, für den Endquerträger an den Überbauenden. Vier Kombinationen der verschiedenen Verkehrsarten sind maßgebend. Nur Straßenverkehr, nur Zugverkehr sowie Zug und Straßenverkehr kombiniert. Die Lage und Reihenfolge der Fahrspuren der Straße variieren dabei. Durch SOFiSTiK wird die Hüllkurve der Schnittgrößen ermittelt Diese Kombinationen ergeben auch die maximalen Auflagerreaktionen.

Kombination 111: nur Straßenverkehr

Es befinden sich nur Verkehrslasten aus Straßenverkehr auf der vollen Länge der Brücke. Dies wird maßgebend für die Nachweise der äußeren Bögen.

ENV 1991-3
Tab. C1, C2

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot Gr.1 + 0,3 \cdot 1,5 \cdot Wind + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T$$

Kombination 112: Straßenverkehr und ein Zug

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Gruppe1} + 1,45 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot Wind + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T$$

Kombination 113: zwei Züge und Straßenverkehr

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1

Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot (1,5 \cdot \text{Gruppe1} + 1,45 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe11}) + 0,6 \cdot 1,5 \cdot Wind + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T$$

Kombination 114: zwei Züge

ENV 1991-3
Tab. G1, G2

$$1,35 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,45 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot 1,5 \cdot Wind + 0,6 \cdot 1,5 \cdot \Delta T$$

Gruppe11 für Belastung durch Eisenbahnverkehr wirkt mit Querezentrität auf der gesamten Brückenlänge, Schwingfaktor für die Querrichtung beträgt $\varphi=1,1$

Temperaturbelastung besteht aus einem linearen Temperaturunterschied in der Betonplatte von 15 Kelvin bei wärmerer Oberseite, bzw. 8 Kelvin bei kälterer Oberseite.

6.5 LK 115,116 Lastkombination für Seitenstabilität und Standsicherheit

Für die Seitenstabilität können zwei Lastkombinationen maßgebend werden. Mit diesen Kombinationen wird geprüft, dass keine Lager abheben.

Kombination 115: Wind und unbeladener Zug

$$1,0 \cdot G_1 + 0,95 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Wind} + 0,8 \cdot 1,0 \cdot \text{Gruppe12}$$

Kombination 116: Wind Eigengewicht

$$1,0 \cdot G_1 + 0,95 \cdot G_2 + 1,0 \cdot P + 1,5 \cdot \text{Wind}$$

7. Lastkombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

7.1 LK201... 202 Bogenschnittgrößen im Gebrauchszustand

Gemäß EC3-2 müssen die Spannungen unter charakteristischen Lasten begrenzt werden. Dazu werden die folgenden Lastkombinationen für den Nachweis des Bogens benötigt:

ENV 1993-2
Abs. 4.3

Kombinationsregel: $\sum G + Q_{k,1} + \sum \psi_{oi} \cdot Q_{k,i}$

ENV 1991-1
Abs. 9.5.2

Kombination 201:

Es befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und ein Zug auf der vollen Länge der Brücke

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,0 \cdot \text{Gruppe1} + 1,0 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2

Kombination 202:

Es befinden sich Verkehrslasten aus Straßenverkehr und zwei Zügen auf der Brücke. Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert. Diese Kombination wird maßgebend für die Nachweise der inneren Bögen.

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot (1,0 \cdot \text{Gruppe1} + 1,0 \cdot 2 \times \text{Gruppe11}) + 0,6 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1

7.2 LK 203 Spannungsnachweis der Dekompression der Platte.

Die Dekompression muss für Bauwerke der Kategorie C unter quasi-ständigen Lasten erfolgen. Die Spanngliedspannung ist unter dieser Lastkombination auch beschränkt.

ENV 1992-2
Abs. 4.4.1
Tab. 4.118

$$\sum G + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

ENV 1991-1
Abs. 9.5.2

Lastkombination 203: $1,0 \cdot G + 0,5 \cdot \Delta T$

G... Eigenlasten

Temperaturbelastung besteht aus einem Temperaturunterschied zwischen Bogen und Fahrbahn von ± 15 Kelvin für die Plattenlängsrichtung und einem linearer Temperaturunterschied von 15K bei wärmere Plattenoberseite oder 8K bei kältere Plattenoberseite in Brückenquerrichtung.

7.3 LK 204...207 Spannungsnachweis der Platte in Quer- und Längsrichtung.

Die Betondruckspannungen sollen unter nicht-häufigen Lasten beschränkt werden. Dafür werden folgende vier Lastkombinationen untersucht. Nur Straßenverkehr, nur Zugverkehr und Zug und Straßenverkehr kombiniert. Die Lage und Reihenfolge der Fahrspuren der Straße variieren dabei. Durch SOFiSTiK wird die Hüllkurve der Schnittgrößen ermittelt.

ENV 1992-2
Abs. 4.4.1 (103)

$$\sum G + \psi'_{1i} \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{k,1}$$

Kombination 204: nur Straßenverkehr

Es befinden sich nur Verkehrslasten aus Straßenverkehr auf der vollen Länge der Brücke.

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot Gr.1 + 0,3 \cdot Wind + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2

Kombination 205: Straßenverkehr und ein Zug

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot Gruppe1 + 1,0 \cdot Gruppe11 + 0,6 \cdot Wind + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2

Kombination 206: zwei Züge und Straßenverkehr

Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert.

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot (0,8 \cdot Gruppe1 + 1,0 \cdot 2 \cdot Gruppe11) + 0,6 \cdot Wind + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1

Kombination 207: zwei Züge

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,0 \cdot 2 \cdot Gruppe11 + 0,6 \cdot Wind + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. G1, G2

Gruppe11 für Belastung durch Eisenbahnverkehr wirkt mit Schwingfaktor für die Querrichtung $\varphi=1,1$, längs $\varphi=1,0$

Temperaturbelastung besteht in Querrichtung aus einem linearen Temperaturunterschied in der Betonplatte von 15 Kelvin bei wärmerer Oberseite, bzw. 8 Kelvin bei kälterer Oberseite. In Längsrichtung aus ± 15 K Unterschied zwischen Bogen und Untergurt.

7.4 LK 208...211 Rissbreitebeschränkung der Platte, Endquerträger

Für Bauwerke der Kategorie C ist die Rissbreite unter häufigen Lastkombinationen nachzuweisen.

ENV 1992-2
Tab. 4.118
Abs. 4.4.2

$$\sum G + \psi_1 \cdot Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

ENV 1991-1
Abs. 9.5.2

Kombination 208: nur Straßenverkehr

Es befinden sich nur Verkehrslasten aus Straßenverkehr auf der vollen Länge der Brücke

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + (0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL) + 0,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2

Kombination 209: Straßenverkehr und ein Zug

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + (0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL) + 0,8 \cdot \text{Gruppe11} + 0,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2

Kombination 210: zwei Züge und Straßenverkehr

Die gesamte Verkehrslast wird auf 80% abgemindert

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,8 \cdot ((0,75 \cdot TS + 0,4 \cdot UDL) + 0,6 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe11}) + 0,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. C1, C2
Tab. G1, G2
siehe A-5.1

Kombination 211: zwei Züge

$$1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 0,6 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe11} + 0,5 \cdot \text{Wind} + 0,6 \cdot \Delta T$$

ENV 1991-3
Tab. G1, G2

Gruppe11 für Belastung durch Eisenbahnverkehr wirkt mit Schwingfaktor für die Querrichtung $\varphi=1,1$ und $\varphi=1,0$ längs

Temperaturbelastung besteht aus einem linearen Temperaturunterschied in der Betonplatte von 15 Kelvin bei wärmerer Oberseite, bzw. 8 Kelvin bei kälterer Oberseite.

7.5 LK 212 Verformungen unter Wind

Das Lichtraumprofil soll unter charakteristischen Einwirkungskombinationen eingehalten werden. Dies ist nur für die Eisenbahn von Bedeutung.

ENV 1993-2
Abs. 4.5

Kombination 212: $1,0 \cdot G + 1,0 \cdot P + 1,0 \cdot \text{Wind} + 0,8 \cdot 2 \cdot \text{Gruppe11} + 0,6 \cdot \Delta T$

ENV 1991-3
Tab. G1, G2

Anhang B

VORBEMESSUNG

0. Inhaltsverzeichnis

1. Vorbemessung der Bögen und Hänger	
1.1 Querschnitt	2
1.2 Vorbemessung der Bogen und Hänger.....	3
1.3 Lastannahmen für die Vorbemessung	3
1.4 Schnittgrößen für Bogen und Hängervorbemessung.....	4
1.5 Hänger und Bogenvorbemessung Ebene A.....	5
1.6 Hänger und Bogenvorbemessung Ebene B.....	7
2. Quervorspannung der Fahrbahnplatte	
2.1 Erläuterungen.....	9
2.2 Einwirkungen und maßgebende Schnittgrößen.....	9
2.3 Spanngliedverlauf und Ermittlung der Vorspannmomente	11
2.4 Ermittlung der Vorspannkraft im Gebrauchszustand	14
3. Längsvorspannung	
3.1 Bogenebene A	
3.1.1 Querschnittswerte	18
3.1.2 Spannkraft zum Zeitpunkt $t=\infty$	19
3.2 Bogenebene B	
3.2.1 Querschnittswerte	20
3.2.2 Spannkraft zum Zeitpunkt $t=\infty$	21

1. Vorbemessung der Bögen und Hänger

1.1 Querschnitt

Im Laufe der Vorbemessung wurde klar, dass ein Querschnitt, der zur Mitte hin größer wird, insbesondere für die Gewährleistung der Rissefreiheit in Querrichtung im Gebrauchszustand von Vorteil ist.

Für den ersten Schritt der Vorbemessung wurde von folgendem Plattenquerschnitt ausgegangen:

In den Bogenebenen A und D wird die Dicke des Randträgers mit 42 cm gewählt. Im äußeren Bereich der Fahrbahnen ist die Platte 30 cm dick. Zum Brückeninneren hin verdickt sich die Fahrbahn mit 2,5% auf 57,5 cm. Der innere Längsbalken soll 70 cm dick sein. In der Mitte der Fahrbahn der Eisenbahn wird mit ca. 61,5 cm Plattendicke geplant.

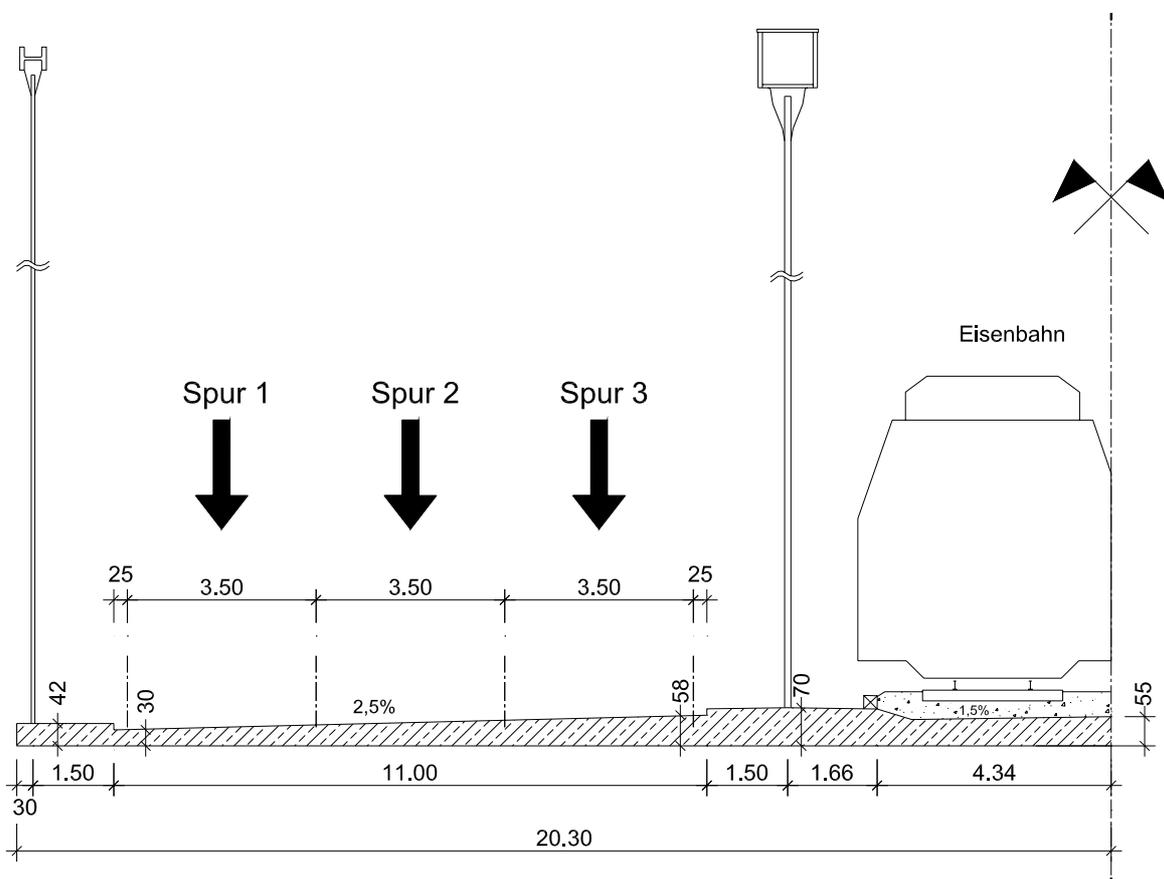


Abbildung B-1 Querschnitt der Vorbemessung

Bei der Vorbemessung zeigte der Quervorspannung sich jedoch, dass die Dicke des Querschnitts im Straßenbereich um 5cm, die Längsbalken um 10cm und in der Eisenbahn um 20 cm vergrößert werden muss.

Kap. B 2.4

1.2 Vorbemessung der Bogen und Hänger

Die Vorbemessung geschieht in Anlehnung an die Veröffentlichungen von PER TVEIT „Preliminary Design of Network Arch Road Bridges“ [22] und „The Network Arch“ [19].

Tveit, P. [19], [22]

Die Geometrie des Bogens soll ein Kreisbogen sein. Der Stich wird mit 15% der Spannweite festgelegt.

Um die Einwirkungen der Fahrbahnplatte auf die Hänger und Bögen zu ermitteln, wird im ersten Schritt der Vorbemessung die Platte in Querrichtung grob als Durchlaufträger von einem Meter Breite über drei Felder vereinfacht.

Es werden die maximalen Lagerreaktionen infolge Eigengewicht, Gleichlasten und konzentrierte Lasten aus Verkehr ermittelt.

Mit Hilfe der Einflusslinien des norwegischen Entwurfs einer Netzwirkbogenbrücke über den Åkviksund werden die maximalen Normalkräfte im Bogen und des maßgebenden Hänger ermittelt.

Die Hänger werden für die ermittelte Maximalkraft vorberechnet. Die notwendige Querschnittsfläche der Bogen wird nach Formeln aus [20], [22] TVEIT, P. berechnet. Auf einen Knicknachweis der Bögen wird in der Vorbemessung verzichtet. Die Arbeiten von WENDLIN, S. und TEICH, S. sowie STEIMANN, U. haben gezeigt, dass dieser für die Vorbemessung nicht maßgebend war.

*Teich, Wendlin, [18]
S. B-10
Steimann, U. [17]
S. B-11*

1.3 Lastannahmen für die Vorbemessung

Für die Vorbemessung wurden etwas andere Lastannahmen verwendet, als in Anhang A beschrieben. Der Vollständigkeit wegen sind sie nachfolgend aufgeführt.

Eigenlast:

-Stahlbeton:		25 kN/m ³
-geschätzte Eigenlast von Bogen A mit Hängern:		9,5 kN/m
-geschätzte Eigenlast von Bogen B mit Hängern:		25,0 kN/m
-ca. 8,5cm Fahrbahnbelag:	25 kN/m ³	2,125 kN/m ²
-8,40m breites Schotterbett:	105 kN/m	11,7 kN/m ²
-Leitplanken:		1,0 kN/m
-Geländer:		1,0 kN/m

Verkehrslasten:

-Dienstgehwege:		5,0 kN/m ²
Streckenlast LM 71 (auf 3m verteilt)	80 kN/m	26,7 kN/m ²
-Die Streckenlast der Lok des LM71 wird auf eine einzige Einzellast umgerechnet.	4·250kN-6,40m	80kN/m ² 488kN
-Fahrstreifen 1:	$q_{1k}=9,0 \text{ kN/m}^2$	$Q_{1k}=300\text{kN}$
-Fahrstreifen 2:	$q_{2k}=2,5 \text{ kN/m}^2$	$Q_{2k}=200\text{kN}$
-Fahrstreifen 3:	$q_{3k}=2,5 \text{ kN/m}^2$	$Q_{3k}=100\text{kN}$
-Fahrstreifen 4 bis 6:	$q_{4,5,6k}=2,5 \text{ kN/m}^2$	
-Restfläche:	$q_{Rk}=2,5 \text{ kN/m}^2$	

Die zwei Doppelachsen in werden zu einer Doppelachse zusammengezogen und auf dem Dreifeldträger ungünstig platziert.

1.4 Schnittgrößen für Bogen und Hängervorbemessung

Das stark vereinfachte Modell der Fahrbahnplatte in Querrichtung ist ein Dreifeldträger, dessen Auflagerkräfte für die Vorbemessung des Bogens und der Hänger benutzt werden. Diese werden an einem Plattenstreifen von einem Meter Breite mit dem Programm SOFiSTiK ermittelt.

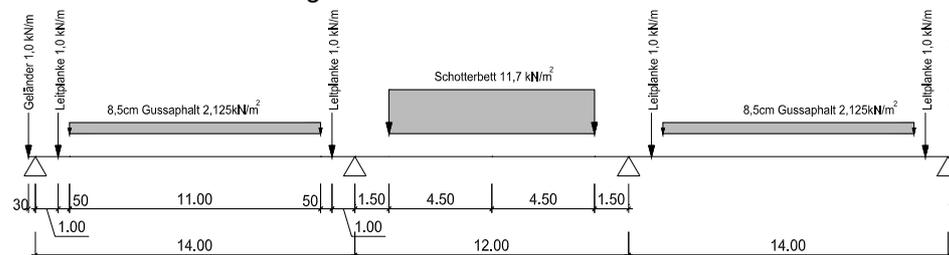


Abbildung B-2 ständige Lasten

Für die ständigen Lasten wirken (Abb. B-2):
 in Bogenebene A: 60 kN/m
 in Bogenebene B: 269 kN/m



Abbildung B-3 Laststellung maximale Beanspruchung Bogen A

Die Beanspruchung der Bogenebene A durch Verkehrslasten ist (Abb. B-3)

- infolge Flächenlasten: 28 kN/m
- infolge konzentrierter Lasten: 604 kN

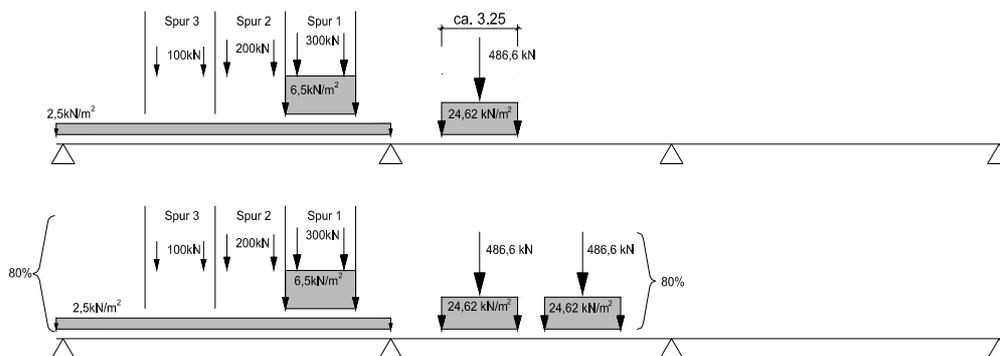


Abbildung B-4 maßgebende Laststellung für Bogenebene B

Die Beanspruchung der Bogenebene B durch Verkehrslasten ist (Abb. B-4)

- (1) volle Belastung der Gleise, keine Belastung auf der Straße
 Auflagerlasten infolge Linienlasten: $p=85 \text{ kN/m}$
 Auflagerlasten infolge Punktlasten: $P=518 \text{ kN}$
- (2) Belastung eines der Gleise und ungünstige Belastung der Straße
 Auflagerlasten infolge Linienlasten: $p=108 \text{ kN/m}$
 Auflagerlasten infolge Punktlasten: $P=1570 \text{ kN}$
- (3) 80% der vollen Belastung der Gleise und 80% der Lasten der Straße
 Auflagerlasten infolge Linienlasten: $p=110 \text{ kN/m}$
 Auflagerlasten infolge Punktlasten: $P=1385 \text{ kN}$

1.5 Hänger und Bogenvorbemessung Ebene A

Auflagerkraft infolge permanenter Lasten: $g=60 \text{ kN/m}$

Kap. B-1.4

Auflagerkraft infolge Streckenlasten von Verkehr: $p=28 \text{ kN/m}$
 Auflagerkraft infolge Punktlasten von Verkehr: $P=604 \text{ kN}$

Hänger:

Folgende Werte wurden der Einflusslinie des Hängers 108 der Netzwerkbogenbrücke in Äkviksund entnommen. Die Flächen wurden bereits mit dem Verhältnis der Spannweiten multipliziert. Für die Ordinaten der Einflusslinie spielt die unterschiedliche Spannweite keine Rolle.

Tveit, P. [22]

positive Einflussfläche	$A_{\text{pos}}=7,34\text{m}$
negative Einflussfläche	$A_{\text{neg}}=3,58\text{m}$
Summe der Einflussflächen	$A_{\text{Sum}}=3,76\text{m}$
maximale Ordinate der Einflusslinie	$E_{\text{max}}=0,30$
minimale Ordinate der Einflusslinie	$E_{\text{min}}=-0,16$

Hängerkräfte im Zustand der Gebrauchtauglichkeit

maximale Hängerkraft:

$$\begin{aligned} \max F_h &= 3,76 \text{ m} \cdot 60 \text{ kN/m} + 7,34 \text{ m} \cdot 28 \text{ kN/m} + 0,3 \cdot 604 \text{ kN} \\ \max F_h &= 612 \text{ kN} \end{aligned}$$

minimale Hängerkraft:

$$\begin{aligned} \min F_h &= 3,76 \text{ m} \cdot 60 \text{ kN/m} - 3,58 \text{ m} \cdot 28 \text{ kN/m} - 0,16 \cdot 604 \text{ kN} \\ \min F_h &= 287,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Hänger hat immer Zug im Zustand der Gebrauchtauglichkeit

Grenzzustand der Tragfähigkeit: $\gamma_G=1,35$ $\gamma_P=1,5$

$$\max F_{hd} = \gamma_G \cdot (A_{\text{Sum}} \cdot g) + \gamma_P \cdot (A_{\text{pos}} \cdot p + E_{\text{max}} \cdot P)$$

$$\max F_{hd} = 1,35 \cdot (3,76 \text{ m} \cdot 60 \text{ kN/m}) + 1,5 \cdot (7,34 \text{ m} \cdot 28 \text{ kN/m} + 0,3 \cdot 604 \text{ kN})$$

$$\max F_{hd} = 884,64 \text{ kN}$$

Wird für die Hänger ein Stahl S 460ML mit einer Streckgrenze von $f_y=430 \text{ N/mm}^2$ verwendet, ergibt sich folgender Hängerquerschnitt.

$$\begin{aligned} \text{notwendig } A &= 1,1 \cdot 884,6 \cdot 10^3 / 430 \\ \text{notwendig } A &= 2263,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

bei einem runden Hängerquerschnitt ist ein Durchmesser von

$$d = \sqrt{4 \cdot A / \pi} \quad d=53,7 \text{ mm} \quad \text{gew. } d=60 \text{ mm}$$

Bogen:

Normalkräfte im Bogen:

(a) Mit Einflusslinien der Äkviksund-Brücke

Auch hier kann für die Vorbemessung auf die Netzwerkbogenentwurf für Äkviksund zurückgegriffen. Die Werte der Einflusslinie für den Hochpunkt des Bogens werden übernommen und die Fläche mit dem Verhältnis der Spannweiten multipliziert.

Tveit, P [22]
S.11

positive Einflussfläche	135,2m
maximale Ordinate der Einflusslinie	1,7

Grenzzustand der Tragfähigkeit: $\gamma_G=1,35$ $\gamma_P=1,5$

$$\max N_d = \gamma_G \cdot A_{\text{Sum}} + \gamma_P \cdot (A_{\text{pos}} \cdot p + E_{\text{max}} \cdot P)$$

$$\max N_d = 1,35[135,2m(60kN/m+9,5kN/m)] + 1,5(135,2m \cdot 28kN/m + 1,7 \cdot 604kN)$$

$$\max N_d = 19903,7 \text{ kN}$$

(b) mit der Bemessungsformel in TVEIT, P [20]

Die Normalkräfte im Bogen können überschläglich für eine Gleichlast auch mit der Bemessungsformel in TVEIT, P [20]. bestimmt werden. Das Ergebnis passt sehr gut mit dem der Einflusslinien überein.

Tveit, P [20]

$$N_{d,0} = \frac{-1}{\cos(\nu_0)} \left(\frac{q_d \cdot (L-x) \cdot x}{2 \cdot h} + \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_d \cdot (\cot(\nu_h))^2 \right)$$

Spannweite L	L=160 m
Bogenstich h	h=24 m
Bemessungspunkt x	x=80 m
Bogeneigung ν_0 am Bemessungspunkt	$\nu_0=0^\circ$
Durchschnittliche Hängerneigung ν_h am Bemessungspunkt	$\nu_h=61,5^\circ$

Eigengewicht $g=60+9,5=69,5 \text{ kN/m}$

Verkehr Die Einzellast von $P=604 \text{ kN}$ wird in eine äquivalente Streckenlast umgerechnet. Es werden die Momente eines Einfeldträgers für eine Einzellast mit dem einer Flächenlast gleichgesetzt.

$$\frac{P \cdot l}{4} = \frac{p \cdot l^2}{8} \rightarrow q = \frac{2 \cdot P}{l}$$

$$p = 28 + \frac{604 \cdot 2}{160} \quad p = 35,55 \text{ kN/m}$$

Bemessungsgleichlast $q_k=105,1 \text{ kN/m}$

$$q_d = 1,35 \cdot 69,5 + 1,5 \cdot 35,55$$

$$q_d = 147,15 \text{ kN/m}$$

$$N_{d,0} = -20140,6 \text{ kN}$$

Querschnittswahl des Bogens:

Für den Bogen wird ein Stahl S 460ML mit einer Streckgrenze von $f_y=430\text{N/mm}^2$ verwendet. Es ergibt sich nach der Vorbemessungsformel in TVEIT, P. [21] folgende Querschnittsfläche.

$$\text{notwendig } A=1,4 \cdot N_D / f_{yD}$$

*Tveit, P [22]
S.11*

Der Faktor von 1,4 soll zusätzliche Beanspruchung durch Biegung berücksichtigen.

$$\text{notwendig } A=1,4 \cdot 1,1 \cdot 20140,6 \cdot 10^3 / 430$$

$$\text{notwendig } A=72131,3 \text{ mm}^2$$

Es wird ein Europäisches Stützen-Breitflanschprofil **HD 400 x 744°** ausgewählt. $A=94839 \text{ mm}^2$

Andere Bezeichnungen für dieses Profil sind ARBED W360x410x744, oder American Wideflange W14x16x500

1.6 Hänger und Bogenvorbemessung Ebene B

Auflagerkraft infolge permanenter Lasten: $g=269 \text{ kN/m}$

Kap. B-2.1

Auflagerkraft infolge Streckenlasten von Verkehr: $p=110 \text{ kN/m}$

Auflagerkraft infolge Punktlasten von Verkehr: $P=1570 \text{ kN}$

Hänger:

Die Werte der Einflusslinie sind die gleichen wie in Bogenebene A.

S. B-5

Hängerkräfte im Zustand der Gebrauchtauglichkeit

maximale Hängerkraft:

$$\begin{aligned} \max F_h &= 3,76\text{m} \cdot 269\text{kN/m} + 7,34\text{m} \cdot 110\text{kN/m} + 0,3 \cdot 1570\text{kN} \\ \max F_h &= 2289,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

minimale Hängerkraft:

$$\begin{aligned} \min F_h &= 3,76\text{m} \cdot 269\text{kN/m} - 3,58\text{m} \cdot 110\text{kN/m} - 0,16 \cdot 1570\text{kN} \\ \min F_h &= 366,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

immer Zug im Hänger im
Gebrauchszustand

Grenzzustand der Tragfähigkeit: $\gamma_G=1,35$

$\gamma_P=1,5$

$$\max F_{hd} = \gamma_G \cdot (A_{\text{Sum}} \cdot g) + \gamma_P \cdot (A_{\text{pos}} \cdot p + E_{\text{max}} \cdot P)$$

$$\begin{aligned} \max F_{hd} &= 1,35 \cdot (3,76\text{m} \cdot 269\text{kN/m}) + 1,5 \cdot (7,34\text{m} \cdot 110\text{kN/m} + 0,3 \cdot 1570\text{kN}) \\ \max F_{hd} &= 3283,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Wird für die Hänger ein Stahl S 460ML mit einer Streckgrenze von $f_y=430\text{N/mm}^2$ verwendet, ergibt sich folgender Hängerquerschnitt.

$$\text{notwendig } A=1,1 \cdot 3283 \cdot 10^3 / 430$$

$$\text{notwendig } A=8398,5 \text{ mm}^2$$

bei einem runden Hängerquerschnitt ist der notwendige Durchmesser

$$d = \sqrt{4 \cdot A / \pi} \quad d=103,4 \text{ mm} \quad \text{gew. } d=105\text{mm}$$

Bogen:

Normalkräfte im Bogen:

- (a) Mit den Einflusslinien der Äkviksundbrücke:
Für Werte der Einflusslinie des Bogens der Netzwerkbogenbrücke
Äkviksund siehe Bogenebene A

Tveit, P [22]
S.11

siehe S. B-6

Grenzzustand der Tragfähigkeit: $\gamma_G=1,35$ $\gamma_P=1,5$

$$\max N_d = \gamma_G \cdot A_{\text{Sum}} \cdot g + \gamma_P (A_{\text{pos}} \cdot p + E_{\text{max}} \cdot P)$$

$$\max N_d = 1,35 [135,2 \text{m} (269 \text{kN/m} + 25 \text{kN/m})] + 1,5 (135,2 \text{m} \cdot 110 \text{kN/m} + 1,7 \cdot 1570 \text{kN})$$

$$\max N_d = 79972,4 \text{ kN}$$

- (b) Mit der Bemessungsformel in [3] TVEIT, P. für eine Gleichlast:

$$N_{d,0} = \frac{-1}{\cos(\nu_0)} \left(\frac{q_d \cdot (L-x) \cdot x}{2 \cdot h} + \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_d \cdot (\cot(\nu_h))^2 \right)$$

Spannweite L $L=160 \text{ m}$ Bogenstich h $h=24 \text{ m}$ Bemessungspunkt x $x=80 \text{ m}$ Bogeneigung ν_0 am Bemessungspunkt $\nu_0=0^\circ$ Durchschnittliche Hängerneigung ν_h
am Bemessungspunkt $\nu_h=61,5^\circ$ Eigengewicht $g=269+25=294 \text{ kN/m}$ Tveit, P [20]
S.11Verkehr Die Einzellast von $P=1570 \text{ kN}$ wird in eine äquivalente Streckenlast umgerechnet.

$$p = 110 + \frac{1570 \cdot 2}{160} \quad p = 129,63 \text{ kN/m}$$

Bemessungsgleichlast $q_k=423,63 \text{ kN/m}$
 $q_d=1,35 \cdot 294 + 1,5 \cdot 129,63$

$$q_d=591,33 \text{ kN/m}$$

$$N_{d,0} = -80936,9 \text{ kN}$$

Querschnittswahl des Bogens:

Für den Bogen wird ein Stahl S 460ML mit einer Streckgrenze von $f_y=430 \text{ N/mm}^2$ verwendet. Es ergibt sich nach der Vorbemessungsformel in [2] TVEIT, P. folgende Querschnittsfläche.

$$\text{notwendig } A = 1,4 \cdot N_D / f_{yD}$$

Der Faktor von 1,4 soll zusätzliche Beanspruchung durch Biegung berücksichtigen.

$$\text{notwendig } A = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 80936,9 \cdot 10^3 / 430$$

$$\text{notwendig } A = 289867,1 \text{ mm}^2 \quad A = 2898,7 \text{ cm}^2$$

Es wird ein geschweißter Hohlkasten gewählt mit den Außenmassen $1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$ mit 85 mm dicken Blechen

$$\text{vorh. } A = 3111 \text{ cm}^2$$

2. Quervorspannung der Fahrbahnplatte

2.1 Erläuterungen

Die Vorbemessung der Fahrbahnplatte erfolgt im Zustand der Gebrauchstauglichkeit. Die auftretenden Spannungen sollen die Zugfestigkeit des Betons nicht überschreiten. In einem iterativen Prozess wurden der Spanngliedverlauf, die Vorspannkraft und die Querschnittsabmessungen so gewählt, dass ein Reißen des Betons unter charakteristischen Belastungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nicht auftritt.

Die Fahrbahnplatte wird mit finiten Elementen modelliert. Die Auflagerungen durch die Bögen werden für die Vorbemessung starr angenommen. Die Länge des Plattenmodells wird zu 40 m gewählt. Es wird davon ausgegangen, dass damit der Einfluss der Querabtragung der Punktlasten durch die Platte ausreichend genau erfasst wird.

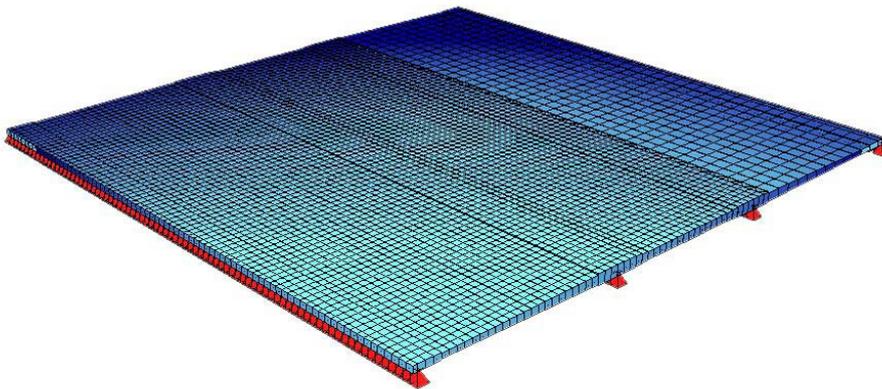


Abbildung B-5 Plattenmodell

Der Verlauf des Spanngliedes wird mit Parabeln beschrieben. Die Vorspannmomente werden mit dem Verfahren der Umlenkkräfte auf die Platte aufgebracht.

2.2 Einwirkungen und maßgebende Schnittgrößen

Mit folgenden Lasten und Laststellungen, die in den Abbildungen B-6 bis B-10 dargestellt sind, wurden die Hüllkurven des maximalen und minimalen maßgebenden Momentes ermittelt.

Die Lasten aus Straßenverkehr wurden von einem Fahrbahnrand zum anderen in einer Schrittweite von 20 cm geführt. Damit sind die maßgebenden Schnittgrößen an jeder Stelle der Fahrbahn mit hinreichender Genauigkeit ermittelt.

Für gleichzeitiges Auftreten von voller Gleisbelastung und Straßenbelastung wird wie unter Kap. A-5.1 vorgegangen, d.h. die gesamten Verkehrslasten werden auf 80% abgemindert.

Eigengewicht der Fahrbahnplatte wird von SOFiSTiK mit 25 kN/m^2 berücksichtigt. Die Aufstandsflächen der Radlasten wurden für die Vorbemessung vereinfachend für eine Plattendicke von 35cm und einen Ausbreitungswinkel von 45° ermittelt.

In den nachfolgenden Skizzen sind die untersuchten Laststellungen dargestellt.

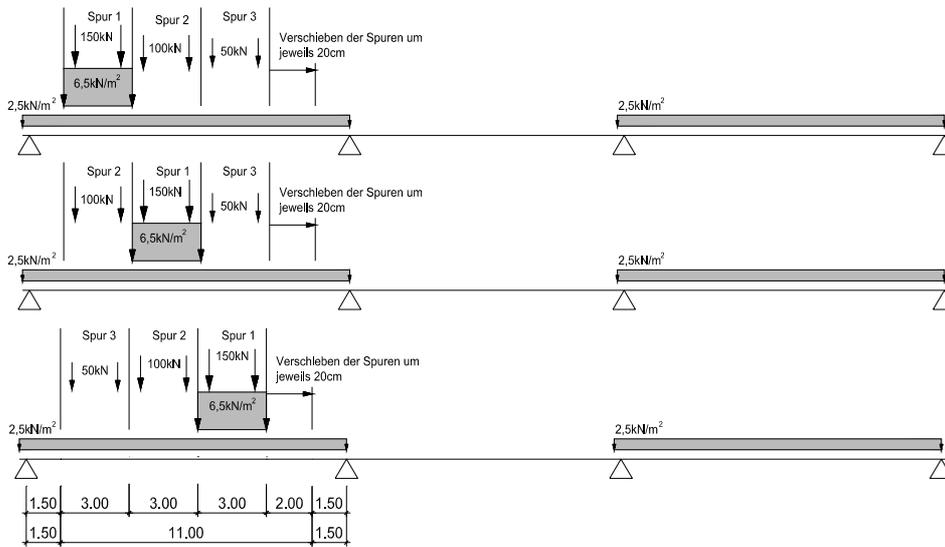


Abbildung B-6 Laststellungen für das maximale Moment im Randfeld



Abbildung B-7 Laststellungen für das minimale Moment im Randfeld und über Stütze B

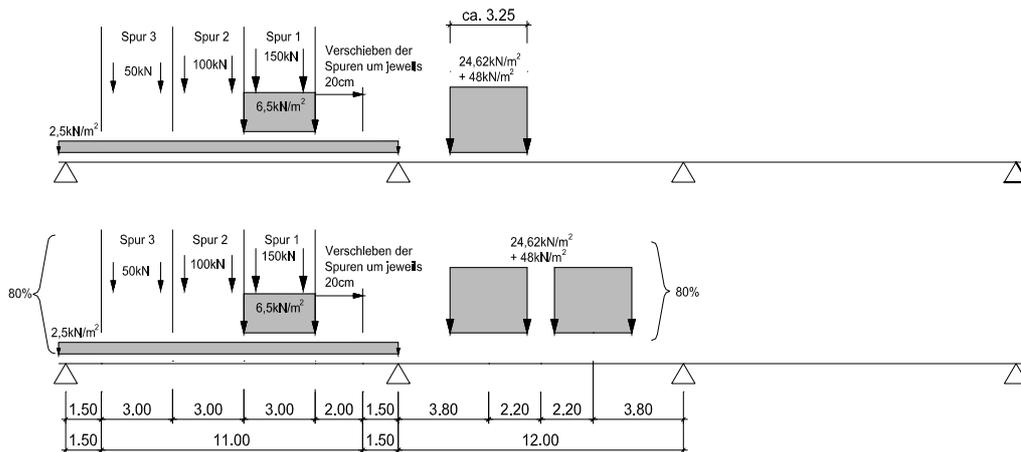


Abbildung B-8 Laststellungen für das maximale Stützmoment

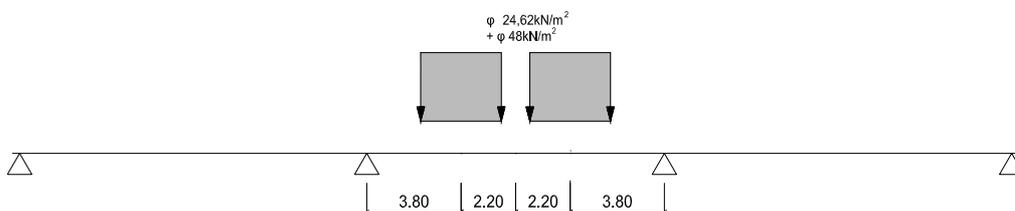


Abbildung B-9 Laststellung für das maximale Moment im Mittelfeld

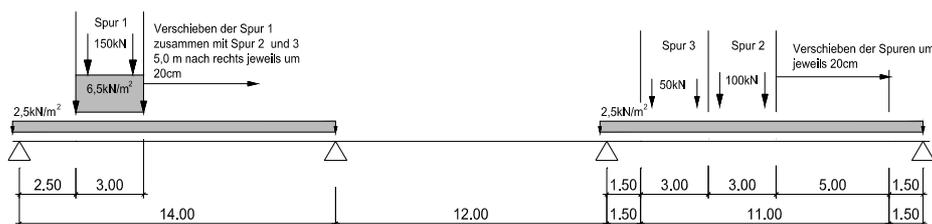


Abbildung B-10 Laststellung für das minimale Moment im Mittelfeld

Die Hüllkurven für die maßgebenden Momente wurden mit den Lastkombinationen, nur Konstruktionseigengewicht bzw. gesamte ständige Lasten mit der jeweiligen ungünstigsten Verkehrslaststellung ermittelt. Maßgebend wurde dabei immer die Kombination mit Verkehr.

Nachfolgend sind die Hüllkurven für das maximale und minimale Moment an einem Schnitt durch Plattenmitte im Gebrauchslastniveau für charakteristische Lasten dargestellt.

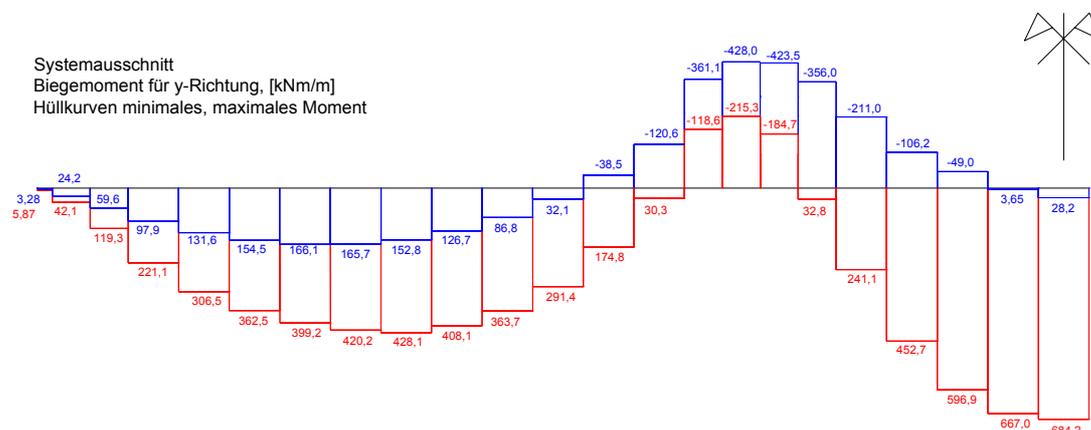


Abbildung B-11 Hüllkurve der Momente Gebrauchszustand

2.3 Spanngliedverlauf und Ermittlung der Vorspannmomente

Spanngliedwahl

Für die Vorbemessung der Quervorspannung werden 0,6“ Litzenspannglieder vom Typ 6812 prEN 10138 der Firma DYWIDAG gewählt.

Querschnittsfläche:	$A_p=12 \cdot 150 \text{ mm}^2$	$A_p=1800 \text{ mm}^2$	[3] DYWIDAG
Zugfestigkeit:	$f_{pk}=1770 \text{ N/mm}^2$		
0,1% Dehngrenze	$f_{p0.1k}=1500 \text{ N/mm}^2$		
E- Modul:	$E_s=200.000 \text{ N/mm}^2$		
Außendurchmesser Hüllrohr:	$d_{od}=85 \text{ mm}$		
Innendurchmesser Hüllrohr:	$d_{id}=80 \text{ mm}$		

Die Exzentrizität des Spanngliedes von der Achse des Hüllrohres wird mit einem Sechstel des Innendurchmessers angenommen.

$ex=13,3 \text{ mm}$

Reibung: $\mu=0,19$
 ungew. Umlenkwinkel: $k=0,3 \text{ } ^\circ/\text{m}$

Betondeckung:

Das Brückenbauwerk wird in die Umweltklasse 4b eingeordnet, Außenbauteile mit Frost in salzhaltiger Luft.

Betonstahl: $\min c=40 \text{ mm}$ $\Delta h=10 \text{ mm}$
 $\text{nom } c=50 \text{ mm}$

ENV 1992-1-1
 Tab.4.1

Spannstahl: minimale Betondeckung zum Hüllrohr
 $\min c_p=\max(50 \text{ mm}, d_{od})$ $\min c_p=85 \text{ mm}$
 $\Delta h=10 \text{ mm}$ $\text{nom } c_p=95 \text{ mm}$

ENV 1992-1-1
 4.1.3.3 (12)

Spanngliedgeometrie:

Vertikale Mindesthöhe der Hüllrohrachse zum Rand des Querschnittes:
 Für den Bewehrungsstahl längs und quer wird $d_s=10 \text{ mm}$ angenommen.

$$d_p=\max(\text{nom } c_p+d_{od}/2, \text{nom } c+2\cdot d_s+d_{od}/2)$$

$$d_p=135 \text{ mm}$$

Vertikale Mindesthöhe der Spannstahlachse vom Zugzonerand des Tragwerksquerschnitts an den Scheitelpunkten

$$d'_p=d_p+ex \quad d'_p=14,8 \text{ cm}$$

Zwangspunkte des Spanngliedverlaufes sind:

Spanngliedbeginn bzw. Ende in der Hälfte der Dicke der Randträger.
 $y=21 \text{ cm}$

äußerer Bordstein: $y \leq 30\text{cm} - 13,5 \text{ cm}$

Scheitelpunkt im Randfeld $y \geq 14,8 \text{ cm}$

innerer Bordstein: $y \leq 57,5\text{cm} - 13,5 \text{ cm}$

Scheitelpunkt in mittlerer Bogenebene $y=70\text{cm} - 14,8 \text{ cm}$

Scheitelpunkt im Mittelfeld $y \geq 14,8 \text{ cm}$

Die Spannglieder liegen in einem Abstand von 50 cm. Jedes zweite Spannglied läuft über die gesamte Brückenbreite. Die anderen liegen nur in einer Straßenfahrbahn und im Mittelfeld. Sie haben einen Festanker im Randfeld nahe der mittleren Bogenebene.

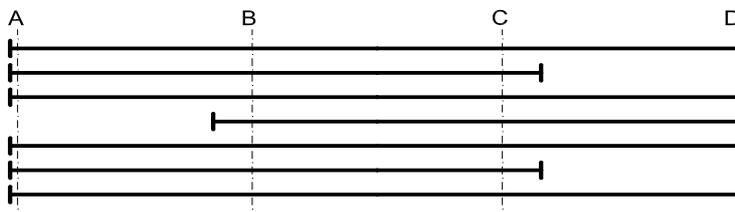


Abbildung B-12 Anordnung der Querspannglieder

Randfeld				Mittelfeld																	
Zwangspunkte																					
	x [m]	y [cm]			x [m]	y [cm]															
Startpunkt	0.00	25.00		Startpunkt	0.00	55.20															
unterer Scheitelpunkt	8.00	14.80		Wendepunkt	0.55	-															
Wendepunkt	11.50	-		Scheitelpunkt	6.00	14.80															
oberer Scheitelpunkt	14.00	55.20																			
Parameter der Parabeln $y(x)=ax^2+bx+c$																					
$a_1=$	0.159	cm/m^2	$a_3=$	-2.693	cm/m^2	$a_4=$	-12.242	cm/m^2													
$b_1=$	-2.550	cm/m	$b_3=$	75.41	cm/m	$b_4=$	0.00	cm/m													
$c_1=$	25.000	cm	$c_3=$	-472.69	cm	$c_4=$	55.200	cm													
$a_2=$	1.924	cm/m^2	$a_5=$	1.235	cm/m^2	$b_5=$	-14.826	cm/m													
$b_2=$	-30.781	cm/m	$c_5=$	59.277	cm	$c_5=$	59.277	cm													
$c_2=$	137.924	cm																			
Spannliedverlauf																					
Station	[m]	0.0	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0	12.5	14	0.5	2.0	3.5	5.0	6.5	8.0	9.5	11.0	
SG-Höhe	[cm]	25.0	21.5	18.8	16.8	15.4	14.8	16.7	26.8	44.4	49.1	55.2	52.1	34.6	22.5	16.0	15.1	19.7	29.9	45.7	
Umlenkräfte $u = 8 Z_0 f / l^2$																					
$f_1=$	10.20	cm	$f_3=$	16.83	cm	$f_1=$	3.70	cm													
$l_1=$	16.00	m	$l_3=$	5.00	m	$l_4=$	1.10	m													
$u_1/Z_0=$	-0.0031875	$/m$	$u_3/Z_0=$	0.0538667	$/m$	$u_4/Z_0=$	0.2448485	$/m$													
$f_2=$	23.57	cm	$Z_0 \dots$ Vorspannkraft		$f_2=$	44.48	cm														
$l_2=$	7.00	m			$l_5=$	12.00	m														
$u_2/Z_0=$	-0.0384762	$/m$			$u_5/Z_0=$	-0.0247095	$/m$														

Tabelle B-1 Geometrie der Quervorspannung

Die Vorspannmomente wurden für eine Vorspannung von 1000 kN/m mit folgendem Lastbild ermittelt.

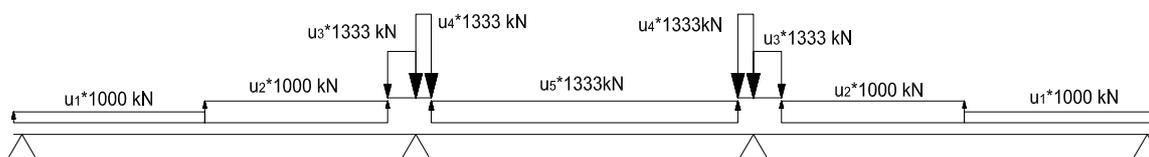


Abbildung B-14 Umlenkräfte bei 1000 kN/m Vorspannung

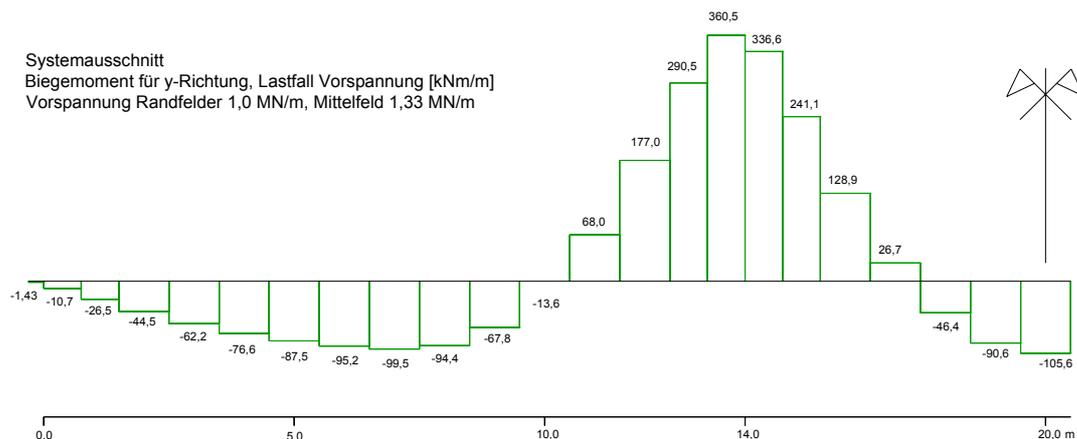


Abbildung B-15 Vorspannmomente für P=1,0MN/m

2.4 Ermittlung der Vorspannkraft im Gebrauchszustand

Die Vorbemessung wird für charakteristische Lasten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit durchgeführt. Die Spannungen werden zum Zeitpunkt $t=0$ und $t=\infty$ aller 1 m aufgelistet. Für die Spannungsermittlung werden für die Abschätzung der notwendigen Vorspannkraft nicht die ideellen Widerstandsmomente verwendet, sondern nur die Brutto-Querschnittswerte.

Die Vorspannung wird so gewählt, dass die Zugspannungen die Zugfestigkeit zu keinem Zeitpunkt überschreiten. Auf der sicheren Seite liegend wurde für $t=0$ keine Verluste aus Reibung eingerechnet. Zum Zeitpunkt $t=\infty$ ist die Spannkraft abgemindert um den Verlust durch Kriechen und Schwinden, Spannstahlrelaxation und Reibungsverluste, die in der Mitte der Platte auftreten. Keilschlupf wird im Rahmen der Vorbemessung nicht beachtet

Die gewählten Litzenspannglieder sind DYWIDAG 6812:

$$P_{\text{Streck}} = A_P \cdot f_{y,0.1k} \quad P_{\text{Streck}} = 1800 \text{mm}^2 \cdot 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{\text{Streck}} = 2700 \text{ kN pro Spannglied}$$

Vorgespannt wird mit 2133 kN pro Spannglied. Aufgrund der statischen Unbestimmtheit kann nicht mit der maximalen Strecklast vorgespannt werden, da sonst die Randspannungen die mittlere Betonzugfestigkeit überschreiten würde.

$$P_0 = 2000 \text{ kN pro Spannglied}$$

$$P_0 = 3,0 \text{ MN/m}$$

Wie in Kapitel B-1.1 bereits erwähnt, zeigte sich bei der Vorbemessung der Querrichtung, dass die Der Betonuntergurt dicker gemacht werden muss.

- Randbalken: $d=60 \text{ cm}$
- Fahrbahnplatte: $d=35 \text{ cm} \dots 62,5 \text{ cm}$ (2,5% nach außen fallend)
- mittlerer Längsbalken: $d=80 \text{ cm}$
- Eisenbahn: $d=70 \text{ cm} \dots 76 \text{ cm}$ (1,5% Dachgefälle)

Vorspannung zum Zeitpunkt t=0	
Randfelder	$P_0 = 3.00 \text{ MN/m}$
Mittelfelde	$P_0 = 4.00 \text{ MN/m}$

Beton C50/60			
Betonfestigkeit	$f_{ck} =$	50	N/mm ²
zul. Betondruckspannung	$0.6 \cdot f_{ck} =$	30	N/mm ²
mittlere Zugfestigkeit	$f_{ctm} =$	4.1	N/mm ²
unterer 5% Fraktilwert f_{ct}	$f_{ctk 0.05} =$	2.9	N/mm ²

Station m	Plattendicke d cm	Betondeckungsfläche A_c m ²	W_c des Brutto-Querschn. cm ³ /m ²	massgebende Momente g_1+g_2+q		Vorspannmoment für $P=1000\text{kN/m}$ kNm/m	Randspannungen zum Zeitpunkt t=0 infolge			
				max kNm/m	min kNm/m		max Moment σ_{oben} σ_{unten}		min Moment σ_{oben} σ_{unten}	
-0.30	60.00	0.55	6.000	0.0	0.0	0.0	-5.45	-5.45	-5.45	-5.45
0.00	60.00	0.55	6.000	5.9	3.3	-1.4	-5.48	-5.43	-5.44	-5.47
0.75	60.00	0.60	6.000	42.1	24.2	-10.7	-5.17	-4.83	-4.87	-5.13
1.50	35.00	0.35	2.042	119.3	59.6	-26.5	-10.52	-6.62	-7.60	-9.55
2.50	37.50	0.38	2.344	221.1	97.9	-44.5	-11.74	-4.26	-6.48	-9.52
3.50	40.00	0.40	2.667	306.5	131.6	-62.2	-12.00	-3.00	-5.44	-9.56
4.50	42.50	0.43	3.010	362.5	154.5	-76.6	-11.47	-2.65	-4.56	-9.56
5.50	45.00	0.45	3.375	399.2	166.1	-87.5	-10.72	-2.62	-3.81	-9.52
6.50	47.50	0.48	3.760	420.2	165.7	-95.2	-9.90	-2.74	-3.13	-9.50
7.50	50.00	0.50	4.167	428.1	152.8	-99.5	-9.11	-2.89	-2.50	-9.50
8.50	52.50	0.53	4.594	408.1	126.7	-94.4	-8.43	-3.00	-2.31	-9.12
9.50	55.00	0.55	5.042	363.7	86.8	-67.8	-8.63	-2.28	-3.14	-7.77
10.50	57.50	0.58	5.510	291.4	32.1	-13.6	-9.77	-0.67	-5.06	-5.38
11.50	60.00	0.60	6.000	174.8	-38.5	58.0	-10.81	0.81	-7.26	-2.74
12.50	62.50	0.63	6.510	30.3	-120.6	177.0	-13.42	3.82	-11.10	1.50
13.25	80.00	0.80	10.667	-118.6	-361.1	290.5	-12.06	0.41	-9.78	-0.21
14.00	80.00	0.80	10.667	-215.3	-428.0	360.0	-13.11	1.46	-11.11	1.11
14.75	80.00	0.80	10.667	-184.7	-423.5	336.6	-12.74	1.09	-10.50	0.50
15.50	70.00	0.70	8.167	32.6	-356.0	241.1	-14.97	1.66	-10.21	-1.22
16.50	71.50	0.72	8.520	241.1	-211.0	128.9	-12.96	-0.07	-7.66	-3.53
17.50	73.00	0.73	8.882	452.7	-106.2	26.7	-11.48	-1.29	-5.19	-5.77
18.50	74.50	0.75	9.250	596.9	-49.0	-46.4	-10.32	-2.19	-3.33	-7.40
19.50	76.00	0.76	9.627	667.0	3.7	-90.6	-9.37	-2.89	-2.48	-8.05
20.50	77.50	0.78	10.010	684.2	28.2	-105.6	-8.83	-3.19	-2.28	-8.04

Zugspannungen

Tabelle B-2 Randspannungen zum Zeitpunkt t=0

Die Verluste durch Schwinden, Kriechen und Relaxation werden an der Stelle $x=6 \text{ m}$ abgeschätzt.

Bauteildicke: im Mittel ca 55cm/m

wirksame Bauteildicke: $d=2 \cdot A_c / U$ $A_c=0,55\text{m}^2/\text{m}$
 $U=2,0\text{m}/\text{m}$

$d=550\text{mm}$

Kriechzahl, $t=28$ Tage, 80% relative Luftfeuchte

$\varphi_{\infty t=28}=1,5$

Endschwindmaß: $\varepsilon_{cs,\infty}=-28 \cdot 10^{-5}$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_S + \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi_\infty \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_P}{A_C} \cdot \left(1 + \frac{A_C}{I_C} \cdot z_{CP}^2\right)} \cdot A_P \quad \text{ENV1992-1-1} \\ \text{4.2.3.5.5 (9)}$$

Verhältnis der E-Moduli: E_S/E_C $E_C=37000 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha=5,4$

Relaxation: Verlust nach 1000h laut DYWIDAG 2,5%

$$\sigma_P \approx 0,85 \sigma_{pg0} \quad \Delta \sigma_{pr} = 0,85 \cdot 2000 / 1,8 \cdot 2,5\%$$

$$\Delta \sigma_{pr} = -23,6 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Der Verlust durch Relaxation} \\ \text{ist bei } t=\infty \text{ etwa dreimal größer} \\ \text{als bei } t=1000\text{h}$$

Moment infolge g1: $m=135 \text{ kNm/m}$

Moment infolge g2: $m=2 \text{ kNm/m}$

Vorspannmoment: $m=93 \text{ kNm/m}$

Querschnittshöhe bei $x=6\text{m}$ $d=41 \text{ cm}$

$$I_C = 5,743 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Lage des Spannstahls: $15,4 \text{ cm}$ von UK Platte $z_{CP}=5,1 \text{ cm}$

$$W_{CP} = 0,1126 \text{ m}^3$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Eigengewicht:

$$\sigma_{Cg} = m_g / W_{cp} \quad \sigma_{Cg} = 1,23 \text{ N/mm}^2$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Vorspannung:

$$\sigma_{Cp0} = -P / A_C \quad \sigma_{Cp0} = -4,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{-28 \cdot 10^{-5} \cdot 200000 - 50,4 + 5,4 \cdot 1,5 \cdot (1,23 - 4,9)}{1 + 5,4 \cdot \frac{2700}{410 \cdot 1000} \left(1 + \frac{0,41}{5,743 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,051^2\right)} \cdot 2700$$

$$\Delta P_{P,C+S} = -135 \cdot \text{kN/m}$$

Verlust durch Reibung in der Mitte der Fahrbahn:

$$\Sigma \alpha = 30^\circ \quad (\text{über SG-Gleichungen ermittelt})$$

$$\Delta P_\mu = P_0 \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}\right) \quad k = 0,3^\circ/\text{m}$$

$$\mu = 0,19$$

$$\Delta P_0 = -356 \text{ kN/m}$$

Damit ergibt sich die Spannkraft nach Schwinden, Kriechen, Relaxation und Reibung zu:

$$P_{t=\infty} = 3000 - 135 - 356 \quad P_{t=\infty} = 2509 \text{ kN/m}$$

Vorspannung zum Zeitpunkt $t = \infty$	
Randfelder	$P_0 = 2.50 \text{ MN/m}$
Mittelfeld	$P_0 = 3.33 \text{ MN/m}$

Beton C50/60			
Betonfestigkeit	$f_{ck} =$	50	N/mm^2
zul. Betondruckspannung	$0.6 \cdot f_{ck} =$	30	N/mm^2
mittlere Zugfestigkeit	$f_{ctm} =$	4.1	N/mm^2
unterer 5% Fraktilwert f_{ct}	$f_{ctk 0.05} =$	2.9	N/mm^2

Station m	Plattendicke d cm	Betonfläche A_c m^2	W_c des Brutto- Querschn. $\text{cm} \cdot \text{m}^2$	massgebende Momente $g_1 + g_2 + q$		Vorspann- moment für $P = 1000 \text{ kN/m}$ kNm/m	Randspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ infolge			
				max kNm/m	min kNm/m		max Moment		min Moment	
							σ_{oben}	σ_{unten}	σ_{oben}	σ_{unten}
-0.30	60.00	0.55	6.000	0.0	0.0	0.0	-4.55	-4.55	-4.55	-4.55
0.00	60.00	0.55	6.000	5.9	3.3	-1.4	-4.58	-4.51	-4.54	-4.55
0.75	60.00	0.60	6.000	42.1	24.2	-10.7	-4.42	-3.91	-4.12	-4.21
1.50	35.00	0.35	2.042	119.3	59.6	-26.5	-9.74	-4.54	-6.82	-7.47
2.50	37.50	0.38	2.344	221.1	97.9	-44.5	-11.35	-1.98	-6.10	-7.24
3.50	40.00	0.40	2.667	306.5	131.6	-62.2	-11.91	-0.59	-5.35	-7.15
4.50	42.50	0.43	3.010	362.5	154.5	-76.6	-11.56	-0.20	-4.65	-7.11
5.50	45.00	0.45	3.375	399.2	166.1	-87.5	-10.90	-0.21	-4.00	-7.12
6.50	47.50	0.48	3.760	420.2	165.7	-95.2	-10.11	-0.42	-3.34	-7.19
7.50	50.00	0.50	4.167	428.1	152.8	-99.5	-9.30	-0.70	-2.70	-7.30
8.50	52.50	0.53	4.594	408.1	126.7	-94.4	-8.51	-1.02	-2.38	-7.14
9.50	55.00	0.55	5.042	363.7	86.8	-67.8	-8.40	-0.69	-2.91	-6.19
10.50	57.50	0.58	5.510	291.4	32.1	-13.6	-9.02	0.32	-4.31	-4.38
11.50	60.00	0.60	6.000	174.8	-38.5	58.0	-9.50	1.16	-5.94	-2.39
12.50	62.50	0.63	6.510	30.3	-120.6	177.0	-11.26	3.26	-8.94	0.94
13.25	80.00	0.80	10.667	-118.6	-361.1	290.5	-9.86	0.16	-7.59	-0.74
14.00	80.00	0.80	10.667	-215.3	-428.0	360.0	-10.59	0.88	-8.59	0.26
14.75	80.00	0.80	10.667	-184.7	-423.5	336.6	-10.32	0.62	-8.09	-0.25
15.50	70.50	0.71	8.284	32.6	-356.0	241.1	-12.40	1.38	-7.71	-1.75
16.50	72.00	0.72	8.640	241.1	-211.0	128.9	-11.15	0.36	-5.92	-3.34
17.50	73.50	0.74	9.004	452.7	-106.2	26.7	-10.30	-0.26	-4.10	-4.97
18.50	75.00	0.75	9.375	596.9	-49.0	-46.4	-9.57	-0.78	-2.68	-6.20
19.50	76.50	0.77	9.754	667.0	3.7	-90.6	-8.87	-1.28	-2.07	-6.64
20.50	78.00	0.78	10.140	684.2	28.2	-105.6	-8.42	-1.54	-1.95	-6.60

Zugspannungen

Tabelle B-3 Randspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$

Wie aus den Tabellen B-2 und B-3 zu erkennen ist treten zu keinem Zeitpunkt und Laststellung Betonzugspannungen auf, die größer als die Betonzugfestigkeit ist.

3. Längsvorspannung

3.1 Bogenebene A

Die Vordimensionierung der Längsvorspannung wird wie für die Querrichtung im Gebrauchszustand durchgeführt. Zum Zeitpunkt $t=\infty$ sollen alle durch Bogenschub auftretende Zugkräfte im Untergurt überdrückt werden.

Nach der Formel für die Vorbemessung nach [20] TVEIT,P. ergibt sich die Normalkraft im Untergurt wie folgt.

$$N_{k,U} = \frac{q_d \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot h} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_d \cdot (\cot(\nu_h))^2$$

Spannweite L	L=160 m
Bogenstich h	h=24 m
Bemessungspunkt x	x=80 m
Bogeneigung ν_0 am Bemessungspunkt	$\nu_0=0^\circ$
Durchschnittliche Hängerneigung ν_h am Bemessungspunkt	$\nu_h=61,5^\circ$

$$q_k=105,1 \text{ kN/m}$$

$$N_{k,U}=13641,5 \text{ kN}$$

Bei angenommenen Verlusten der Spannkraft durch Reibung, Schwinden, Kriechen und Relaxation von 20 % ist die minimal nötige Spannstahlfläche:

$$A_P = N_{k,U} / 0,8 \cdot f_{p,0.1k} \quad f_{p,0.1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$A_P = 11367,5 \text{ mm}^2$$

DYWIDAG[3]

Es werden 4 Litzenspannglieder prEN 6827 der Firma DYWIDAG gewählt

$$A_P = 27 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot 4 = 16200 \text{ mm}^2$$

3.1.1 Querschnittswerte

Spannglied: prEN 6827 DYWIDAG

Zugfestigkeit:	$f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$
0,1% Dehngrenze	$f_{p0.1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$
E- Modul:	$E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$
Außendurchmesser Hüllrohr:	$d_{od} = 118 \text{ mm}$
Innendurchmesser Hüllrohr:	$d_{id} = 110 \text{ mm}$

Reibung:	$\mu = 0,2$
ungew. Umlenkwinkel:	$k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$

$$\text{Streckkraft: } P_{\text{streck}} = 6075 \text{ kN/Spannglied}$$

verwendeter Beton: C50/60 $E_c = 37000 \text{ N/mm}^2$

Bruttoquerschnittswerte: $A_c = 2,784 \text{ m}^2$ $U = 14,84 \text{ m}$

Bauteildicke: im Mittel ca 38 cm
wirksame Bauteildicke: $d = 2 \cdot A_c / U$ $d = 375,2 \text{ mm}$

Der Spannstahl liegt in der Schwerachse des Untergurtes $z_{CP} = 0$

3.1.2 Spannkraft zum Zeitpunkt $t=\infty$

Die Verluste durch Schwinden, Kriechen und Relaxation werden in der Mitte des Untergurtes abgeschätzt.

Vorspannkraft: $P_0 = 0,9 \cdot P_{\text{streck}}$ $P_0 = 21870 \text{ kN}$ ENV 1992-1-1
4.2.3.5.4 (P)2

Kriechzahl, $t=28$ Tage, 80% relative Luftfeuchte

$$\varphi_{\infty t=28} = 1,6$$

Endschwindmaß: $\varepsilon_{cs,\infty} = -30,5 \cdot 10^{-5}$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_s + \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi_{\infty} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_P}{A_C} \cdot \left(1 + \frac{A_C}{I_C} \cdot z_{CP}^2\right)} \cdot A_P \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{\infty})$$
ENV1992-1-1
4.2.3.5.5 (9)

Verhältnis der E-Moduli: E_s/E_C $\alpha = 5,4$

Relaxation: Verlust nach 1000h laut DYWIDAG 2,5%

$$\sigma_P \approx 0,85 \sigma_{pg0} \quad \Delta \sigma_{pr} = 0,85 \cdot \sigma_{pg0} \cdot 2,5\%$$

$$\sigma_{pg0} = 21870/16200 \quad \sigma_{pg0} = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{pr} = -28,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Der Verlust durch Relaxation}$$

$$3 \Delta \sigma_{pr} = -86,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ist bei } t=\infty \text{ etwa dreimal größer}$$

als bei $t=1000\text{h}$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Eigengewichts:

$$\sigma_{Cg} = N_g/A_C$$

$$N_{gU} = \frac{q_g \cdot (L-x) \cdot x}{2 \cdot h} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_g \cdot (\cot(v_h))^2$$

mit $q_g = 69,5 \text{ kN/m}$

$$N_{g,U} = 9020,8 \text{ kN} \quad \sigma_{Cg} = 3,24 \text{ N/mm}^2$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Vorspannung:

$$\sigma_{Cp0} = -P/A_C \quad \sigma_{Cp0} = -21,87 \cdot 10^3 / (2,784)$$

$$\sigma_{Cp0} = -7,855 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = \frac{-30,5 \cdot 10^{-5} \cdot 200000 - 86,0625 + 5,4 \cdot 1,6 \cdot (3,24 - 7,855)}{1 + 5,4 \cdot \frac{16200}{2,784 \cdot 10^6}} \cdot 16200$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = -2825,9 \text{ kN}$$

Verlust durch Reibung in der Mitte der Fahrbahn:

$$\Sigma \alpha = 20^\circ \quad (\text{geschätzt})$$

$$\Delta P_{\mu} = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)})$$

$$\Delta P_0 = -3113,75 \text{ kN} \quad k = 0,3^\circ/\text{m}; \quad x = 80 \text{ m}$$

$$\mu = 0,2$$

Damit ergibt sich die Spannkraft nach Schwinden, Kriechen, Relaxation und Reibung zu:

$$P_{t=\infty}=21870-2825,9-3113,75$$

$$P_{t=\infty}=15930 \text{ kN} > N_{k,U}=13641,5 \text{ kN}$$

3.2 Bogenebene B

Ermittlung der Zugkraft im Gebrauchszustand:

Nach der Formel für die Vorbemessung nach [3] TVEIT,P. ergibt sich die Normalkraft im Untergurt wie folgt.

$$N_{k,U} = \frac{q_d \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot h} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_d \cdot (\cot(\nu_h))^2 \quad \text{TVEIT [20]}$$

Spannweite L	L=160 m
Bogenstich h	h=24 m
Bemessungspunkt x	x=80 m
Bogeneigung ν_0 am Bemessungspunkt	$\nu_0=0^\circ$
Durchschnittliche Hängerneigung ν_h am Bemessungspunkt	$\nu_h=61,5^\circ$

$$q_k = q_k = 423,63 \text{ kN/m}$$

$$N_{k,U} = 54985,4 \text{ kN}$$

Bei angenommenen Verlusten der Spannkraft durch Reibung, Schwinden, Kriechen und Relaxation von 20 % ist die minimal nötige Spannstahlfläche:

$$A_P = N_{k,U} / 0,8 \cdot f_{p,0.1k} \quad f_{p,0.1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$$

$$A_P = 45821,1 \text{ mm}^2$$

Es werden 12 Litzenspannglieder prEN 6837 der Firma DYWIDAG gewählt

$$A_P = 37 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot 12 = 66600 \text{ mm}^2$$

3.2.1 Querschnittswerte

Spannglied: prEN 6837 DYWIDAG

Zugfestigkeit:	$f_{pk} = 1770 \text{ N/mm}^2$
0,1% Dehngrenze	$f_{p0.1k} = 1500 \text{ N/mm}^2$

E- Modul:	$E_S = 200.000 \text{ N/mm}^2$
-----------	--------------------------------

Streckkraft:	$P_{streck} = 8325 \text{ kN} / \text{Spannglied}$
--------------	--

Außendurchmesser Hüllrohr:	$d_{od} = 100 \text{ mm}$
Innendurchmesser Hüllrohr:	$d_{id} = 95 \text{ mm}$

Reibung:	$\mu = 0,2$
ungew. Umlenkwinkel:	$k = 0,3 \text{ } ^\circ/\text{m}$

verwendeter Beton:	C50/60	$E_C = 37000 \text{ N/mm}^2$
--------------------	--------	------------------------------

Bruttoquerschnittwerte: $A_c=7,51 \text{ m}^2$ $U=26,24 \text{ m}$

Bauteildicke: im Mittel ca 58 m

wirksame Bauteildicke: $d=2 \cdot A_c / U$ $d=572,4 \text{ mm}$

Der Spannstahl liegt in der Schwerachse des Untergurtes
 $Z_{CP}=0$

3.2.2 Spannkraft zum Zeitpunkt $t=\infty$

Die Verluste durch Schwinden, Kriechen und Relaxation werden in der Mitte des Untergurtes abgeschätzt.

Vorspannkraft: $P_0=89910$

Kriechzahl, $t=28$ Tage, 80% relative Luftfeuchte

$$\varphi_{\infty t=28}=1,5$$

Endschwindmaß: $\varepsilon_{cs,\infty}=-28 \cdot 10^{-5}$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_s + \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi_{\infty} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{CP}^2\right)} \cdot A_p$$

ENV1992-1-1
4.2.3.5.5 (9)

Verhältnis der E-Moduli: E_s/E_c $\alpha=5,4$

Relaxation: Verlust nach 1000h laut DYWIDAG 2,5%

$$\sigma_p \approx 0,85 \sigma_{pg0} \quad \Delta \sigma_{pr} = 0,85 \cdot \sigma_{pg0} \cdot 2,5\%$$

$$\sigma_{pg0} = 89910 / 66600 \quad \sigma_{pg0} = 1350 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{pr} = -28,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Der Verlust durch Relaxation}$$

$$3 \Delta \sigma_{pr} = -86,1 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ist bei } t=\infty \text{ etwa dreimal größer}$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Eigengewichts:

$$\sigma_{Cg} = N_g / A_c$$

$$N_{gU} = \frac{q_g \cdot (L-x) \cdot x}{2 \cdot h} - \frac{1}{2} \cdot h \cdot q_g \cdot (\cot(v_h))^2 \quad \text{TVEIT [20]}$$

mit $q_g=294 \text{ kN/m}$

$$N_{g,U}=38159,9 \text{ kN} \quad \sigma_{Cg}=5,08 \text{ N/mm}^2$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Vorspannung:

$$\sigma_{Cp0} = -P / A_c \quad \sigma_{Cp0} = -89910 \cdot 10^{-3} / (7,51)$$

$$\sigma_{Cp0} = -11,97 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = \frac{-28 \cdot 10^{-5} \cdot 200000 - 86 + 5,4 \cdot 1,5 \cdot (5,08 - 12)}{1 + 5,4 \cdot \frac{66600}{7,51 \cdot 10^6}} \cdot 66600$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = -10807 \cdot \text{kN}$$

Verlust durch Reibung in der Mitte der Fahrbahn:

$$\Sigma \alpha = 20^\circ \quad (\text{geschätzt})$$

$$\Delta P_{\mu} = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}) \quad k = 0,3^\circ/\text{m}; \quad x = 80 \text{ m}$$

$$\Delta P_0 = -11105,3 \text{ kN} \quad \mu = 0,2$$

Damit ergibt sich die Spannkraft nach Schwinden, Kriechen, Relaxation und Reibung zu:

$$P_{t=\infty} = 89910 - 10807 - 11105,3$$

$$P_{t=\infty} = 67997,7 \text{ kN} \quad > \quad N_{k,U} = 54985,4 \text{ kN}$$

In der späteren Berechnung zeigte sich, dass eine größere Längsvorspannung sich positiv auf die Rissbreite und die einzulegende Längsbewehrung auswirkt. Es werden 14 Längsspannglieder Typ 6837 notwendig werden.

Anhang C

FEM BERECHNUNG

0. Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeines	2
2. Modell der Finiten-Element-Berechnung	
2.1 Verwendete Elemente	3
2.2 Modellierung der Bögen	3
2.3 Hänger, Windverband, Portal	4
2.4 Fahrbahnplatte und Endquerträger	5
2.5 Lagerung des Überbaus	7
3. Ermittlung der Eigenfrequenzen und Eigenformen	8
4. Ermittlung der Einflusslinien und Hängerkräfte	
4.1 Hängerkräfte in Bogenebene A	11
4.2 Hängerkräfte in Bogenebene B	12
4.3 Einflusslinien der maßgebenden Hänger und der Bögen	14
5. Grenzzustand der Tragfähigkeit	
5.1 Bogenebene A	
5.1.1 Stabilitätsversagen Ausweichen aus der Ebene	15
5.1.2 Stabilitätsversagen in der Ebene	16
5.1.3 maximale Normalkraft im Hänger 106	16
5.2 Bogenebene B	
5.2.1 Stabilitätsversagen aus der Ebene	17
5.2.2 Stabilitätsversagen in der Ebene	18
5.2.3 maximale Normalkraft im Hänger 305	18
5.3 Betonfahrbahn	
5.3.1 Vorspannung Quer	19
5.3.2 maßgebende Schnittkräfte in Querrichtung	23
5.3.3 Längsvorspannung	26
5.3.4 maßgebende Schnittgrößen in Längsrichtung	29
5.4 Endquerträger	
5.4.1 Vorspannung	32
5.4.2 maßgebende Schnittgrößen Brückenquerrichtung	35
5.4.3 maßgebende Schnittgrößen Brückenlängsrichtung im Endquerträger	36
5.5 Windverband und Windportal	37
5.6 Auflagerreaktionen	38
6. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	
6.1 Schnittgrößen der Bögen im Gebrauchszustand der Gebrauchstauglichkeit	39
6.2 Vertikalverformungen	39
6.3 Betonfahrbahn	
6.3.1 maßgebende Spannungen Querrichtung	39
6.3.2 maßgebende Spannungen in Längsrichtung	43
6.3.3 Spannungen in Querrichtung	46
7. Schnittgrößen für Ermüdung	
7.1 Bogenebene A	47
7.2 Bogenebene B	48

1. Allgemeines

Die Berechnungen der Schnittgrößen und Verformungen erfolgten an einem dreidimensionalen Modell aus finiten Elementen.

Es wurde das Softwarepaket für Studenten der Firma SOFiSTiK® verwendet.

Die Schnittgrößen und die Verformungen wurden mit dem Modul ASE ermittelt. Die Stabilitätsnachweise der Bögen erfolgten nach Theorie zweiter Ordnung und aus den Eigenformen abgeleiteten Vorverformungen.

Die Eigenformen wurden auch mit dem Modul ASE nach Theorie erster Ordnung berechnet.

Die Einflusslinien sowie maximale und minimale Hängerkräfte sind zuerst mit dem Modul ELSE nach linearer Theorie ermittelt worden. Die Normalkräfte der maßgebenden Hänger wurden danach mit den nach ermittelten Einflusslinien aufgestellten Lasten errechnet.

Für die Querrichtung wurde ein Modell mit einem in den maßgebenden Bereichen verfeinertem Netz der Fahrbahnplatte erstellt. Die Quervorspannung ist mit dem Modul für Spannglieder GEOS aufgebracht worden.

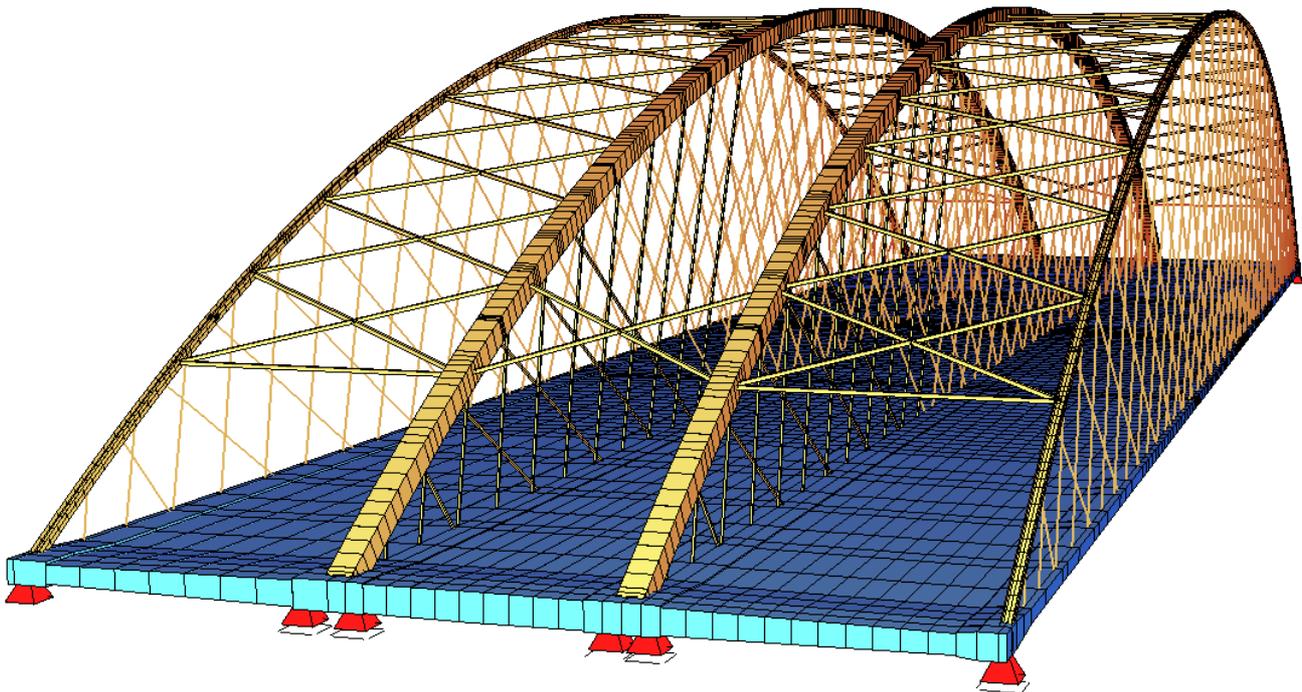


Abbildung C-1 dreidimensionales FE Modell

2. Modell der Finiten-Element-Berechnung

2.1 Verwendete Elemente

Die Modellierung des Tragwerkes erfolgte mit der Finiten-Element-Methode. Dabei wurden folgende Elementarten verwendet: Stabelemente, Seilelemente, Fachwerkelemente und Schalenelemente. Die FE-Methode beruht auf der Weggrößenmethode. Die Unbekannten sind die Verschiebungen der Elementknoten. Diese werden nach dem energetischen Prinzip des Minimums der Formänderungsarbeit ermittelt. Mit der Gesamtsteifigkeitsmatrix können dann die Knotenverschiebungen und damit die Schnittkräfte ermittelt werden.

[15] SOFiSTiK

- Schalenelement: Flaches Dreiecks- oder Viereckselement mit Biege- und Membranwirkung. Die Plattentragwirkung basiert auf der Mindlinschen Plattentheorie. Die Formulierung des Membranspannungszustandes erfolgt entweder durch einen klassischen isoparametrischen Spannungsansatz oder nach dem nichtkonformen Ansatz von Wilson und Taylor.
- Stabelement: Beliebige gevoutetes Stabelement mit zwei Knoten, die jeweils 6 Freiheitsgrade besitzen. Dieses Element beinhaltet Schubverformungen und kann mit Gelenkwirkungen ausgestattet werden.
- Fachwerk- und Seilelemente: Diese Elemente können nur Normalkräfte übertragen. Bei Berechnung mit nichtlinearem Materialgesetz nehmen Seile keine Druckkräfte auf. Ein Seildurchhang wird bei geometrisch nichtlinearer Rechnung (TH. II. Ordnung) mit berücksichtigt.

2.2 Modellierung der Bögen

Die Spannweite der Brücke ist 160 m, der Bogenstich ist 24 m und der Bogenradius demnach 145,33 m. Die Bogenform wurde mit geraden Stabelementen als Polygonzug modelliert. Die Abstände der Hängerpunkte im mittleren Bereich betragen 2,82 m. Mit zwei Zwischenknoten innerhalb der Hängeranschlüsse ist die Länge eines Stabes 0,94 m. Die Koordinaten der Hängerpunkte des Bogens sind in der Tabelle C-1 aufgelistet. Die äußeren Bögen bestehen aus einem gewalzten Breitflanschprofil ARBED W360x410x744 der Güte S 460. Die inneren Bögen haben einen geschweißten Kastenquerschnitt auch mit der Güte S 460. Bis zum Windportal sind die Blechdicken 85 mm im mittleren Bogenbereich sind sie 75 mm.

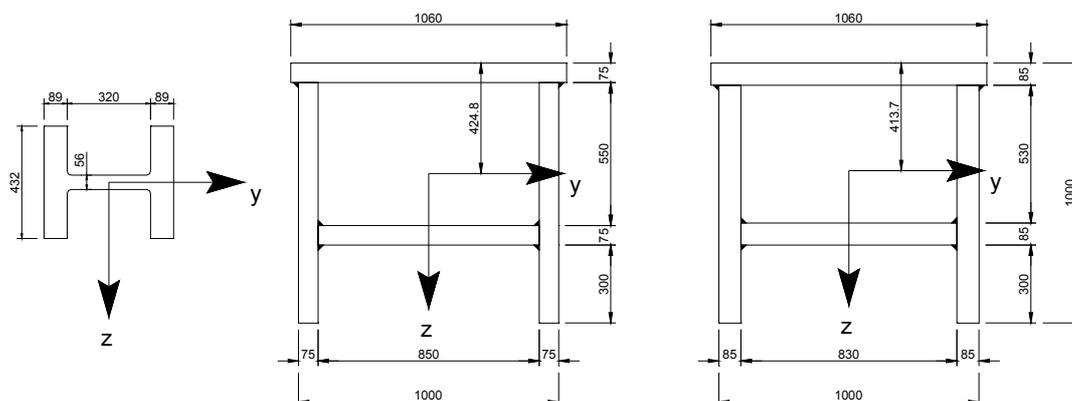


Abbildung C-2 Bogenquerschnitte

2.3 Hänger, Windverband, Portal

Die Hänger werden mit dem Elementtyp SEIL modelliert. Die Stahlgüte ist S 460, der Durchmesser ist für die äußeren Bögen 60 mm, für die inneren 90 mm. Die Koordinaten können der Tabelle C-1 entnommen werden. Das Portalkreuz besteht aus quadratischen Hohlprofilen 300x300x16, der Windverband aus quadratischen Hohlprofilen 250x250x16 bzw. 250x250x12,5.

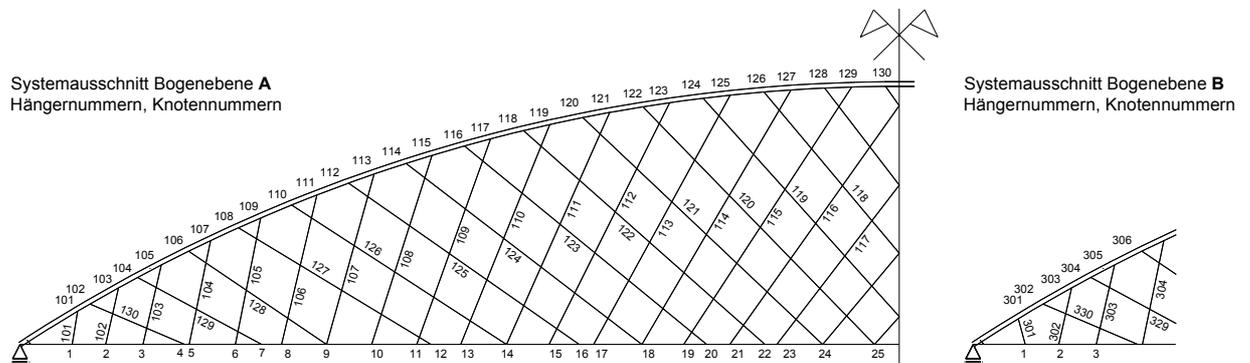


Abbildung C-3 Hänger mit zugehörigen Knotennummern

Koordinaten der Hängerknoten				
Bogen			Fahrbahn	
nr	x	z	nr	x
101	5.3	-3.3	1	4.8
301	4.0	-2.5	2	7.8
102	6.1	-3.8	3	11.2
103	9.0	-5.5	4	15.0
104	10.5	-6.3	5	15.4
105	12.9	-7.6	6	19.6
106	15.2	-8.7	7	22.0
107	17.4	-9.8	8	23.8
108	19.7	-10.9	9	27.9
109	22.0	-11.9	10	32.0
110	24.5	-13.0	11	36.1
111	27.1	-14.0	12	37.4
112	29.7	-15.0	13	40.1
113	32.3	-15.9	14	44.3
114	34.9	-16.8	15	48.1
115	37.6	-17.7	16	50.9
116	40.2	-18.5	17	52.2
117	42.9	-19.2	18	56.6
118	45.6	-19.9	19	60.4
119	48.3	-20.5	20	62.5
120	51.0	-21.1	21	64.6
121	53.8	-21.6	22	67.8
122	56.5	-22.1	23	68.9
123	59.2	-22.5	24	73.0
124	62.0	-22.9	25	77.7
125	64.8	-23.2		
126	67.5	-23.5		
127	70.3	-23.7		
128	73.1	-23.8		
129	75.8	-23.9		
130	78.6	-24.0		

Tabelle C-1 Koordinaten der Hängerknoten

2.4 Fahrbahnplatte und Endquerträger

Die Fahrbahnplatte wurde mit rechteckigen QUAD Elementen generiert. Außer für das Modell mit der Quervorspannung wurden immer Elemente mit Knotenpunkten in der Mitte der Elementdicke verwendet. Für alle Untersuchungen in Plattenquerrichtung, in der die mit dem Modul GEOS modellierte Quervorspannung einging, ist mit QUAD Elementen gearbeitet worden, deren Knotenlage an der Plattenunterseite ist. Für die Schnittgrößen der Platte mit Längsvorspannung sind Elemente mit mittlerer Knotenlage verwendet worden, da die Längsvorspannung als äußere Knotenlasten modelliert wurde. Bei Knoten, die unten liegen, treten dann Exzentrizitäten auf.

Die Berechnung der Vorspannung des Endquerträgers ist nicht mit dem GEOS Modul erfolgt. Die Vorspannung wurde durch äußere Lasten nach der Methode der Umlenkwinkel erzeugt. Deshalb sind auch hier Elemente mit mittleren Knotenlage verwendet worden.

Alle Plattendicken entsprechen den tatsächlichen Werten des Querschnitts. Die Abschnitte mit Gefälle können in SOFiSTiK durch Elemente mit veränderlicher Dicke modelliert werden (vgl. Abbildung C-5).

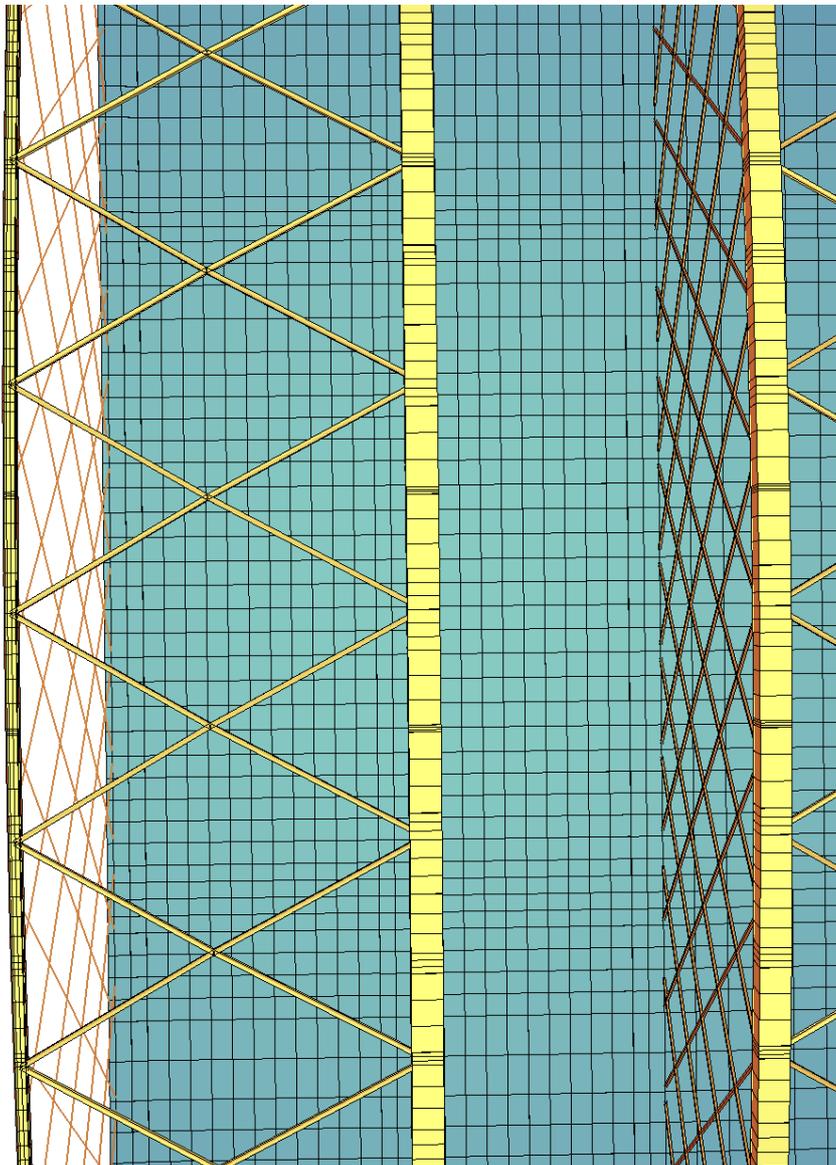
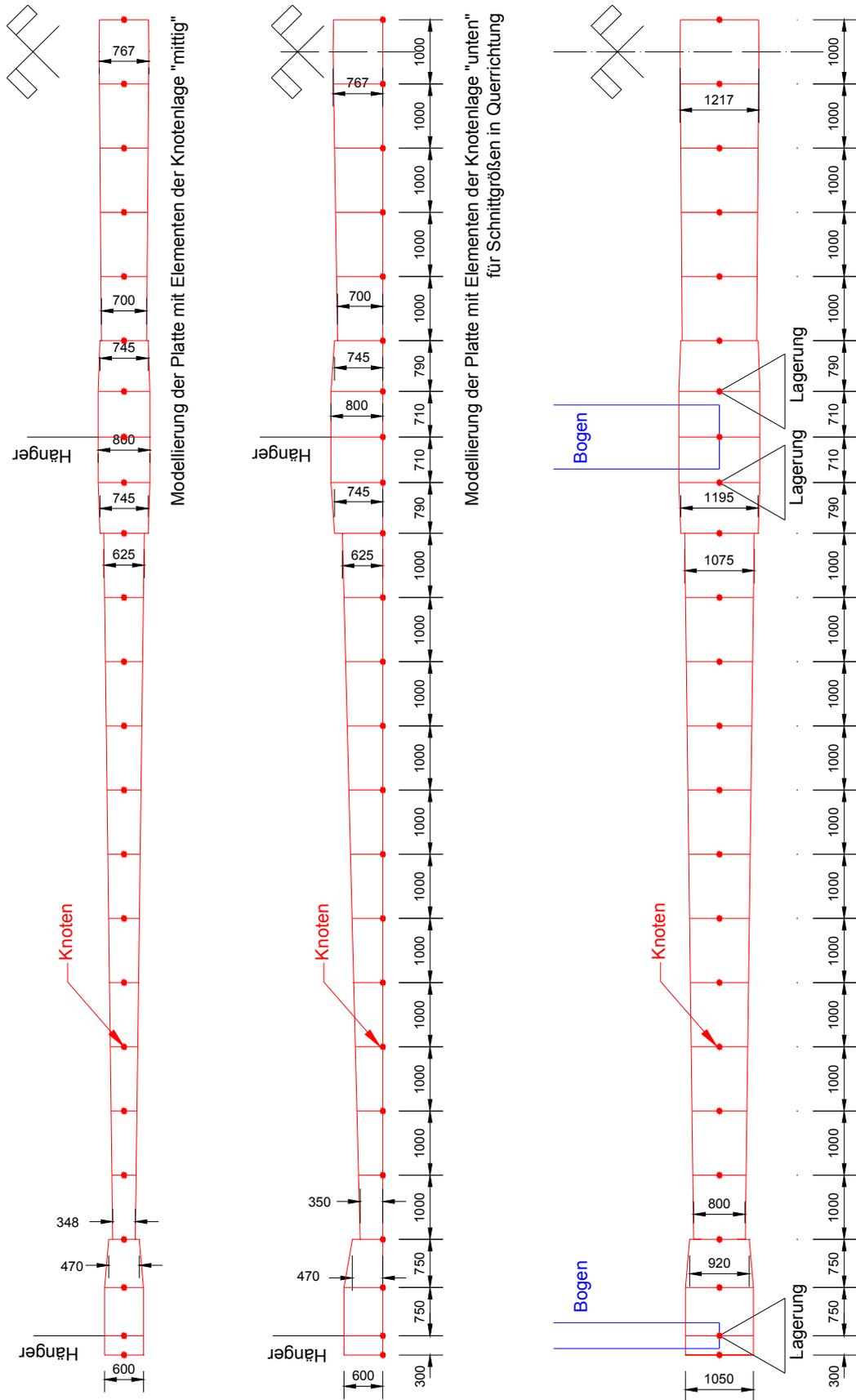


Abbildung C-4 Draufsicht auf Fahrbahn



Modellierung des Endquerträgers mit Elementen der Knotenlage "mittig"
Abbildung C-5 Modellierung der Fahrbahn und des Endquerträgers

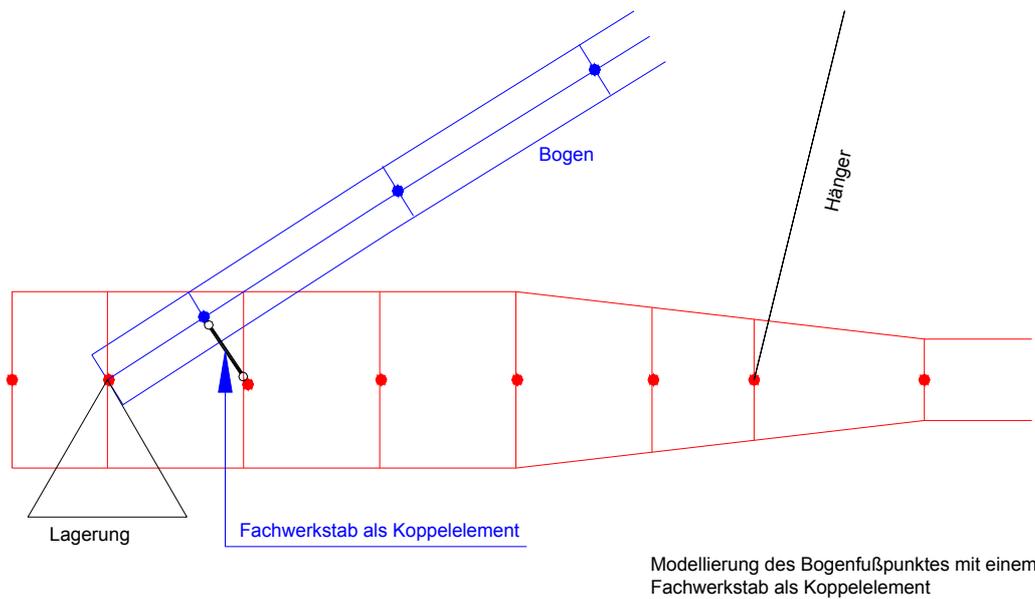


Abbildung C-6 Modellierung des Bogenfußpunktes

2.5 Lagerung des Überbaus

Für die Lagerung des Brückentragwerks ist statisch bestimmt. Die Verschiebungsmöglichkeiten der Lager sind in folgender Skizze dargestellt:

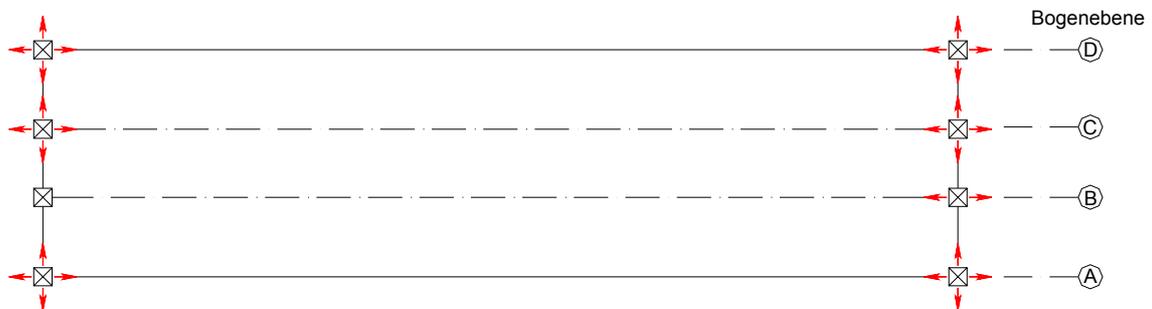


Abbildung C-7 Lagerschema

Für jeden Lagerungspunkt werden zwei Topflager verwendet. Die zwei Lager der inneren Bogenebenen sind, wie in Abbildung C-1 ersichtlich, separat modelliert worden. Ihr Abstand zur Bogenachse beträgt 0,71 m. Die Einspannwirkung durch die zwei Topflager an den äußeren Bogenebenen wird durch eine Festhaltung der Knotenverdrehung um Brückenlängsachse simuliert.

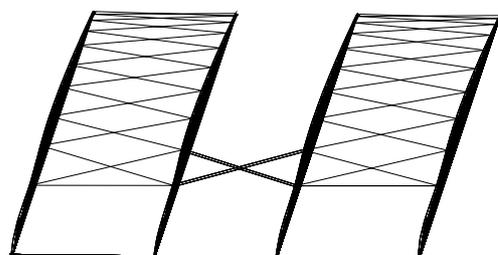
3. Ermittlung der Eigenfrequenzen und Eigenformen

Mit dem SOFiSTiK Modul ASE erfolgte die Ermittlung der ersten 20 Eigenfrequenzen mit zugehörigen Eigenformen nach der direkten Methode von LANZOS. Dabei ist mit Theorie I. Ordnung gerechnet worden.

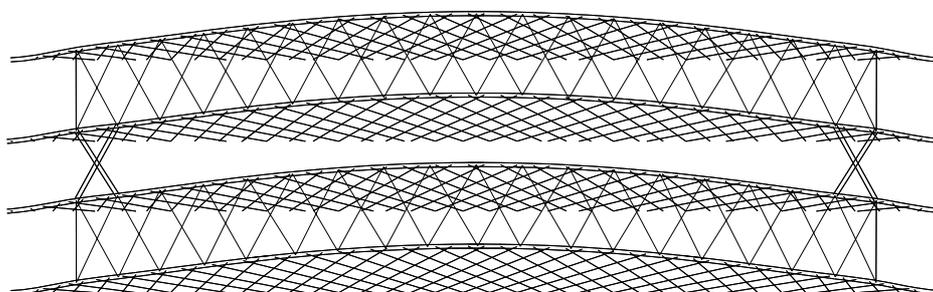
[15] SOFiSTiK

Für das Ausweichen aus der Ebene ist die erste Eigenform die maßgebende Knickfigur. Für den Lastfall Halblast fallen im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine Hänger aus (Lastkombinationen 107-108). Daher brauchen für die Ermittlung der maßgebenden Eigenform für das Ausweichen in der Ebene keine Hänger entfernt werden. Die 8. Eigenform zeigt eine Verformung in der Bogenebene, die als eine Knickfigur interpretiert werden kann. Sie hat die niedrigste Frequenz für die in Frage kommenden Formen. Deshalb wird gesagt, dass sie der energieärmste Nachbarzustand des Systems ist und wird folglich als maßgebende Knickfigur betrachtet. Die Verformungen der dritten und vierten Eigenfrequenz sind keine Knickfiguren. Das gleichmäßige Vertikalschwingen des ganzen Bogens in einer Sinushalbwelle kann kein Hinweis für Stabilitätsversagen in der Ebene sein, wenn man vom Durchschlagen des Bogens absieht.

Kap. A-6.2
Kap. C-1.4



Längsansicht



Draufsicht

Abbildung C-8 1.Eigenform 0,75Hz

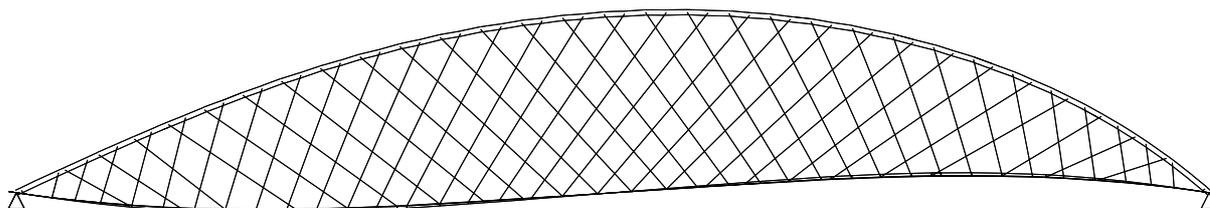


Abbildung C-9 8.Eigenform 2,18Hz

Informativ werden nachfolgend die zweite bis sechste und die neunzehnte Eigenformen dargestellt:

2. Eigenform:

Horizontale Schwingung der Bögen
 $f = 0,94 \text{ Hz}$

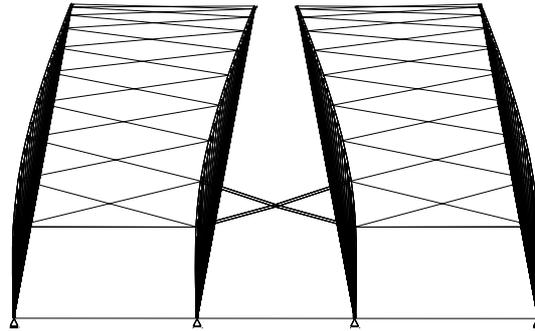


Abbildung C-10 2.Eigenform

3. Eigenform:

Vertikale Schwingung eines
 äußeren Bogens in einer Sinus-
 halbwellen sowie vertikales Schwingen
 der Platte
 $f = 1,27 \text{ Hz}$

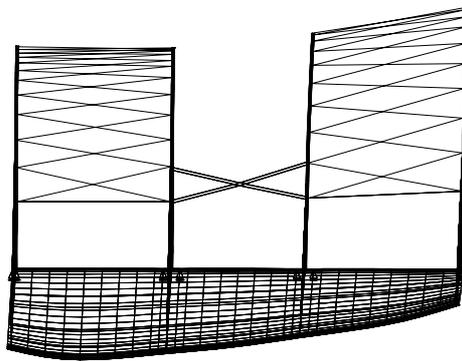


Abbildung C-11 3.Eigenform

4. Eigenform:

Vertikale antisymmetrische Schwingungen
 der Bögen und der Platte in einer
 Sinushalbwellen
 $f = 1,31 \text{ Hz}$

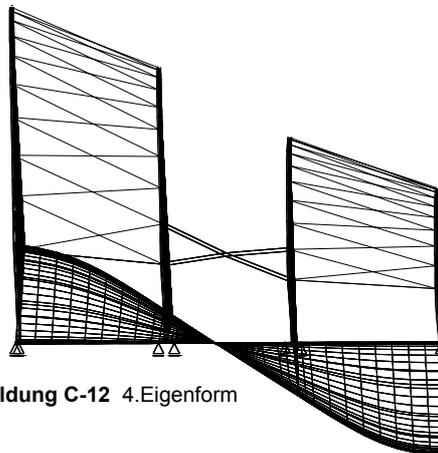


Abbildung C-12 4.Eigenform

5. Eigenform:

Horizontale Schwingung
 der Bögen
 $f = 1,53 \text{ Hz}$

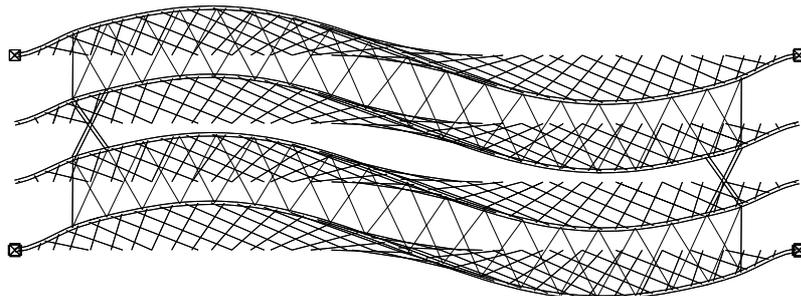


Abbildung C-13 5.Eigenform

6. Eigenform:

Horizontale Schwingung des Betongurtes
 $f = 1,83 \text{ Hz}$

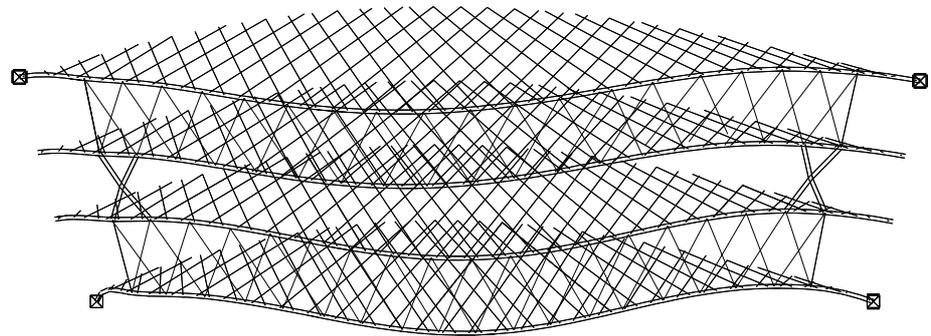


Abbildung C-14 6.Eigenform

7. Eigenform:

Horizontale Schwingung der Bögen
 $f = 1,98 \text{ Hz}$

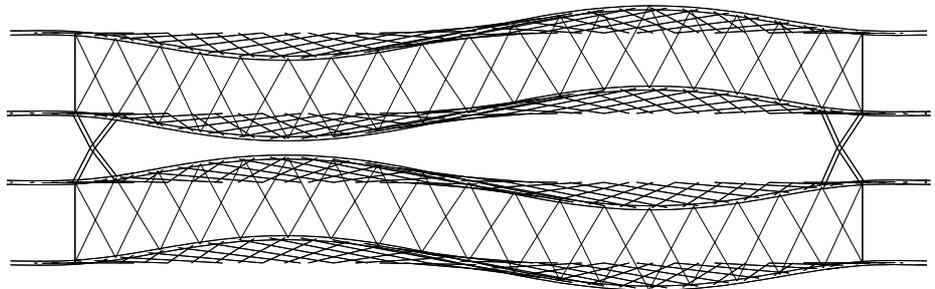


Abbildung C-15 7.Eigenform

19. Eigenform:

Vertikale Schwingung der Bögen und der Platte. $f = 3,52 \text{ Hz}$

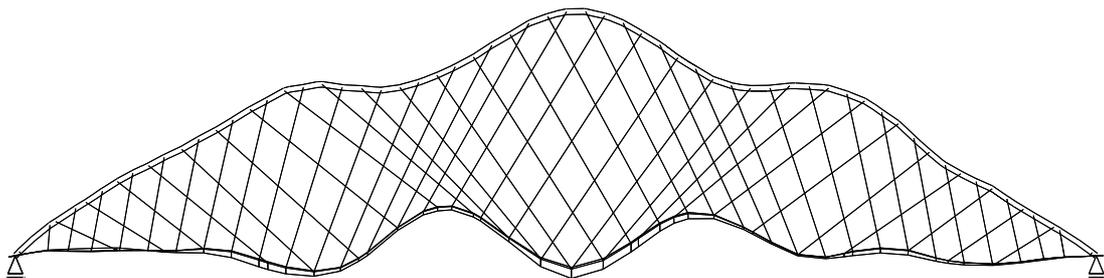


Abbildung C-16 19.Eigenform

Diese Eigenform entspricht in etwa der vorgeschlagenen Knickverformung von TVEIT, P [19]. Aufgrund der vorgesehenen Verformung für Ausweichen in der Ebene nach deutscher Norm DIN 18800 T.2 Abschnitt 6, die der 8. Eigenform ähnelt und dem Ergebnis des Vergleichs beider Verformung in der der Diplomarbeit von STEIMANN, U. [17] wird diese Knickfigur nicht verwendet.

4. Ermittlung der Einflusslinien und Hängerkräfte

4.1 Hängerkräfte in Bogenebene A

Hängerkräfte aus ständigen Lasten:

Die Hänger werden ständig durch Eigengewicht und der statisch unbestimmten Wirkung der Quervorspannung belastet. Aus Eigengewicht ergeben sich folgende Hängerkräfte.

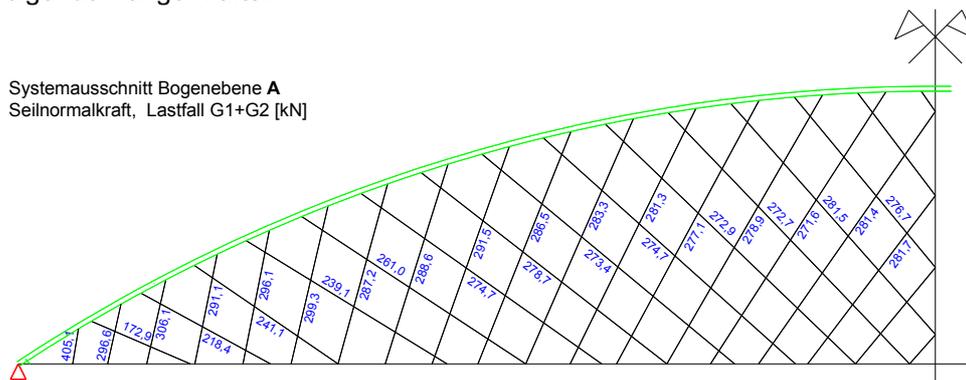


Abbildung C-17 Hängerkräfte Eigengewicht Bogenebene A

Hängerkräfte aus Verkehr

Die Hängerkräfte aus Verkehr wurden mit dem SOFiSTiK- Modul ELSE nach Theorie erster Ordnung berechnet. Das Modul errechnet erst die Einflusslinien und verteilt dann die Lasten aus Straßenverkehr und Eisenbahndementsprechend (LK 109).

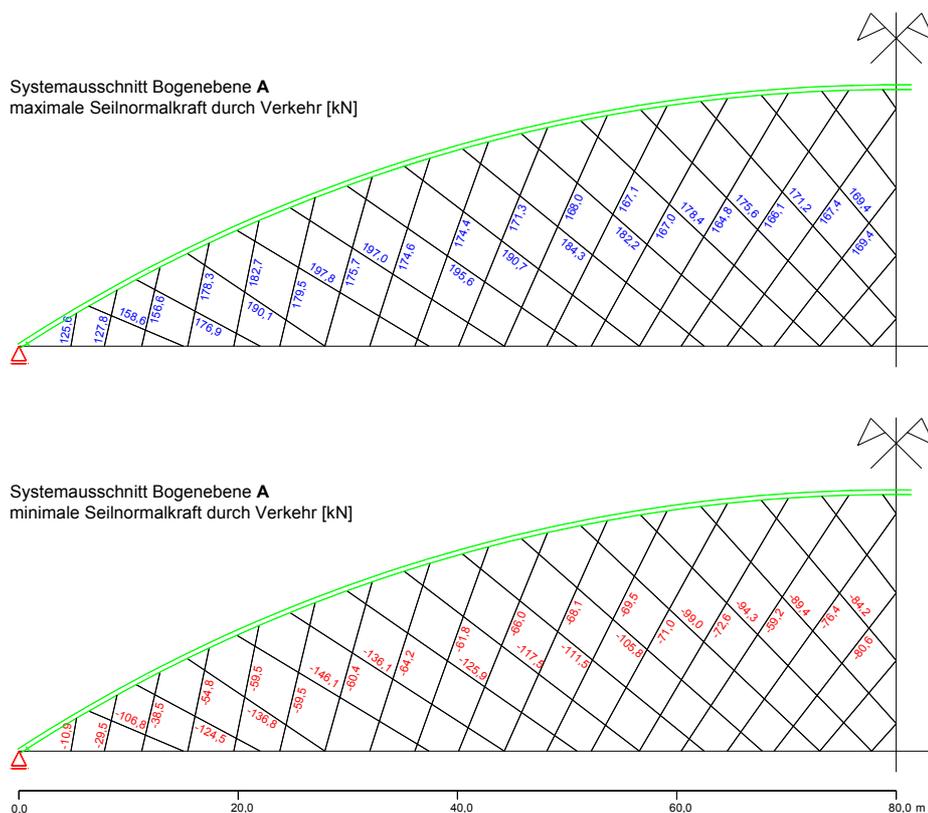


Abbildung C-18 Hängerkräfte Verkehr Bogenebene A

Übersicht der auftretenden Hängerkräfte in kN Bogenebene A									
Hänger Nr	Eigen- gewicht G	Vor- spannung P	Verkehr		delta N	GZG		GZT	
			max N	min N		max N	min N	1.35G+1.0P+ 1.5Q	1.0G+1.0P+1 .5 Q
101	405.1	-15.7	125.6	-10.9	136.5	515.0	378.5	719.6	373.1
102	296.6	32.9	127.8	-29.5	157.3	457.3	300.0	625.0	285.3
103	306.1	100.5	156.6	-38.5	195.1	563.2	368.1	748.6	348.9
104	291.1	117.3	148.3	-54.8	203.1	556.7	353.6	732.7	326.2
105	296.1	136.3	182.7	-59.5	242.2	615.1	372.9	810.1	343.2
106	299.3	139.9	179.5	-59.5	239.0	618.7	379.7	813.2	350.0
107	287.2	137.6	175.7	-60.4	236.1	600.5	364.4	788.9	334.2
108	288.6	138.2	174.6	-64.2	238.8	601.4	362.6	789.7	330.5
109	291.5	137.8	174.4	-61.8	236.2	603.7	367.5	792.9	336.6
110	286.5	132.4	171.3	-66.0	237.3	590.2	352.9	776.1	319.9
111	283.3	128.9	168.0	-68.1	236.1	580.2	344.1	763.4	310.1
112	281.3	125.7	167.1	-69.5	236.6	574.1	337.5	756.1	302.8
113	277.1	121.4	167.0	-99.0	266.0	565.5	299.5	746.0	250.0
114	278.9	119.9	164.8	-94.3	259.1	563.6	304.5	743.6	257.4
115	271.6	114.8	166.1	-89.4	255.5	552.5	297.0	730.6	252.3
116	281.4	115.7	167.4	-84.2	251.6	564.5	312.9	746.7	270.8
117	281.7	113.2	169.4	-80.6	250.0	564.3	314.3	747.6	274.0
118	276.7	109.2	169.4	-84.2	253.6	555.3	301.7	736.8	259.6
119	281.5	108.7	171.2	-89.4	260.6	561.4	300.8	745.5	256.1
120	272.7	103.0	175.6	-94.3	269.9	551.3	281.4	734.5	234.3
121	272.9	100.5	178.4	-99.0	277.4	551.8	274.4	736.5	224.9
122	274.7	98.5	182.2	-105.8	288.0	555.4	267.4	742.6	214.5
123	273.4	95.7	184.3	-11.5	195.8	553.4	357.6	741.2	351.9
124	278.7	97.1	190.7	-117.5	308.2	566.5	258.3	759.4	199.6
125	274.7	96.4	195.6	-125.9	321.5	566.7	245.2	760.6	182.3
126	261.0	92.6	197.0	-136.1	333.1	550.6	217.5	740.5	149.5
127	239.1	89.8	197.8	-146.1	343.9	526.7	182.8	709.3	109.8
128	241.1	110.4	190.1	-136.8	326.9	541.6	214.7	721.0	146.3
129	218.4	153.3	176.9	-124.5	301.4	548.6	247.2	713.5	185.0
130	172.9	243.3	158.6	-106.8	265.4	574.8	309.4	714.6	256.0

maßgebende Hänger

Tabelle C-2 Hängerkräfte Bogenebene A

4.2 Hängerkräfte in Bogenebene B

Die Hänger werden ständig durch Eigengewicht und der statisch unbestimmten Wirkung der Quervorspannung belastet. Aus Eigengewicht ergeben sich folgende Hängerkräfte.

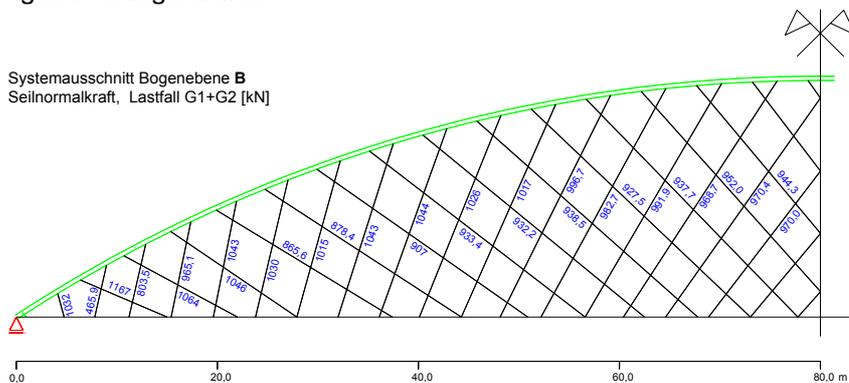


Abbildung C-19 Hängerkräfte Eigengewicht Bogenebene B

Hängerkräfte aus Verkehr (LK 109,110)

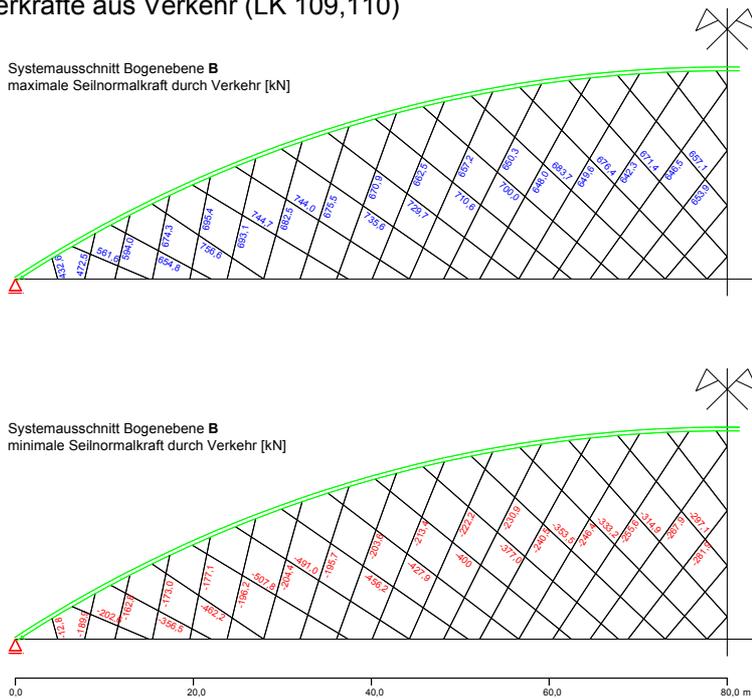


Abbildung C-20
Hängerkräfte Verkehr
Bogenebene B

Übersicht der auftretenden Hängerkräfte in kN Bogenebene B

Hänger Nr	Eigen- gewicht G	Vor- spannung P	Verkehr		delta N	GZG		GZT	
			max N	min N		max N	min N	1.35G+1.0P+1 5Q	1.0G+1.0P +1.5 Q
301	1032.0	-74.3	432.6	-12.8	445.4	1390.3	944.9	1967.8	938.5
302	465.9	-42.4	472.5	-189.9	662.4	896.0	233.6	1295.3	138.7
303	803.5	-94.4	594.0	-162.8	756.8	1303.1	546.3	1881.3	464.9
304	965.1	-118.9	674.3	-173.0	847.3	1520.5	673.2	2195.4	586.7
305	1043.0	-127.4	695.4	-177.1	872.5	1611.0	738.5	2323.8	650.0
306	1030.0	-124.9	693.1	-196.2	889.3	1598.2	708.9	2305.3	610.8
307	1015.0	-120.4	682.5	-204.4	886.9	1577.1	690.2	2273.6	588.0
308	1043.0	-118.6	675.5	-195.7	871.2	1599.9	728.7	2302.7	630.9
309	1044.0	-114.8	670.9	-203.6	874.5	1600.1	725.6	2301.0	623.8
310	1026.0	-109.6	662.5	-213.4	875.9	1578.9	703.0	2269.3	596.3
311	1017.0	-105.2	657.2	-222.2	879.4	1569.0	689.6	2253.6	578.5
312	996.7	-100.2	650.3	-230.9	881.2	1546.8	665.6	2220.8	550.2
313	982.7	-96.0	648.0	-240.5	888.5	1534.7	646.2	2202.6	526.0
314	991.9	-93.2	649.6	-246.4	896.0	1548.3	652.3	2220.3	529.1
315	968.7	-88.2	642.3	-255.6	897.9	1522.8	624.9	2183.0	497.1
316	970.4	-85.5	646.5	-267.9	914.4	1531.4	617.0	2194.3	483.1
317	970.0	-82.2	653.9	-281.9	935.8	1541.7	605.9	2208.2	465.0
318	944.3	-76.3	657.1	-297.1	954.2	1525.1	570.9	2184.2	422.4
319	952.0	-74.0	671.4	-314.9	986.3	1549.4	563.1	2218.3	405.7
320	937.7	-69.8	676.4	-333.2	1009.6	1544.3	534.7	2210.7	368.1
321	927.5	-65.8	683.7	-353.5	1037.2	1545.4	508.2	2211.9	331.5
322	938.5	-63.3	700.0	-377.0	1077.0	1575.2	498.2	2253.7	309.7
323	932.2	-59.4	710.6	-400.0	1110.6	1583.4	472.8	2265.0	272.8
324	933.4	-56.1	729.7	-427.9	1157.6	1607.0	449.4	2298.5	235.5
325	907.0	-51.0	735.6	-456.2	1191.8	1591.6	399.8	2276.9	171.7
326	878.4	-47.0	744.0	-491.0	1235.0	1575.4	340.4	2254.8	94.9
327	865.6	-48.5	744.7	-507.8	1252.5	1561.8	309.3	2237.1	55.4
328	1046.0	-78.1	756.6	-462.2	1218.8	1724.5	505.7	2468.9	274.6
329	1064.0	-100.9	654.8	-356.6	1011.4	1617.9	606.5	2317.7	428.2
330	1167.0	-131.1	561.6	-202.6	764.2	1597.5	833.3	2286.8	732.0

maßgebende Hänger

Tabelle C-3 Hängerkräfte Bogenebene B

4.3 Einflusslinien der maßgebenden Hänger und des Bogenscheitelpunktes

Die Einflusslinien maßgebenden Hänger für den Grenzzustand der Tragfähigkeit 106 und 305 sowie 127 und 327 für die Ermüdung sowie die Einflusslinien der Bogennormalkraft in der Querrichtung sind mit dem SOFiSTiK Modul ELSE ermittelt.

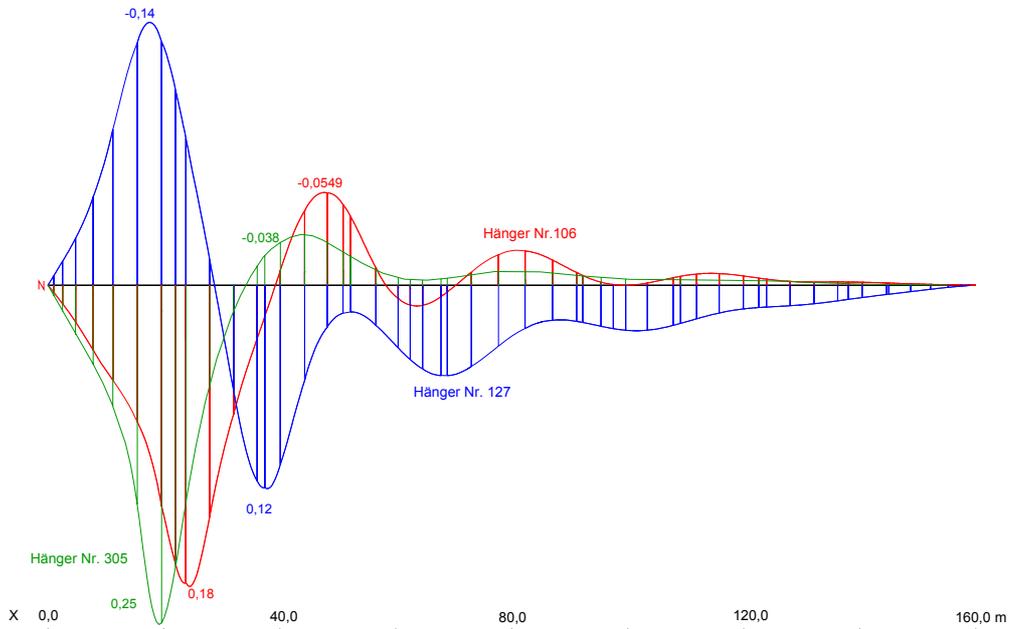


Abbildung C-21 Hängereinflusslinien Längsrichtung

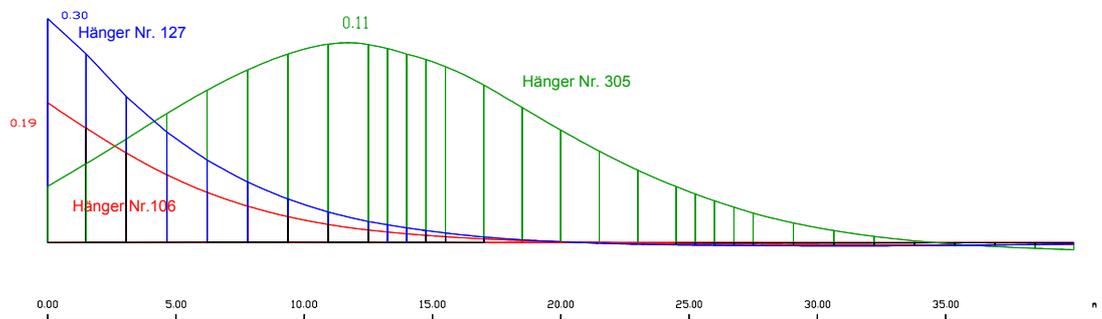


Abbildung C-22 Hängereinflusslinien Querrichtung

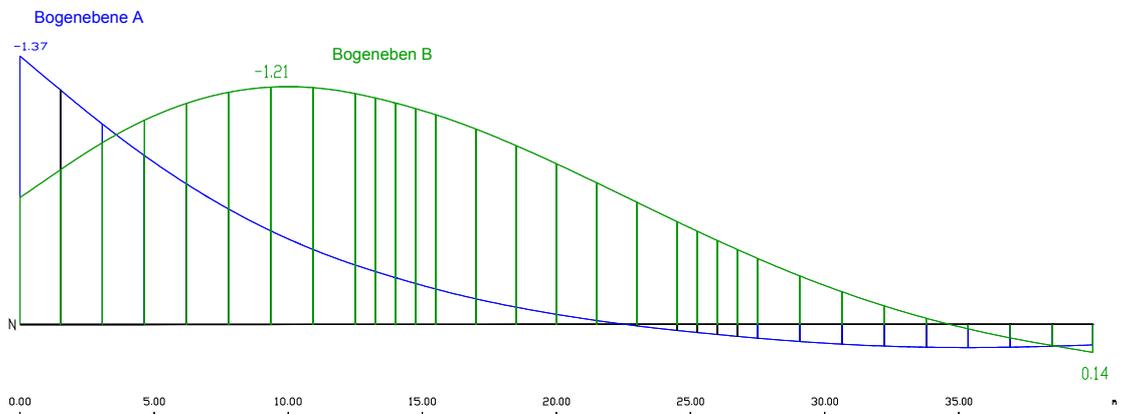


Abbildung C-23 Einflusslinie Bogennormalkraft im Scheitelpunkt für Querrichtung

5. Grenzzustand der Tragfähigkeit

5.1 Bogenebene A

5.1.1 Stabilitätsversagen Ausweichen aus der Ebene

Das Stabilitätsproblem, Ausknicken aus der Ebene, wird in ein Spannungsproblem mit dem Ansatz von Imperfektionen und der Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung überführt. Die erste Eigenform wird so skaliert, dass die größte Auslenkung $e=l/500$ beträgt. Der Eurocode 3 stellt keine Vorverformungen für bereit. Deshalb wurde dieser Wert der DIN 18800 T.2 entnommen.

$$e=l/500 \quad e=320 \text{ mm}$$

Die maßgebenden Lastkombinationen sind 101 und 103 aufgestellt nach der Einflusslinie in Abbildung C-23.

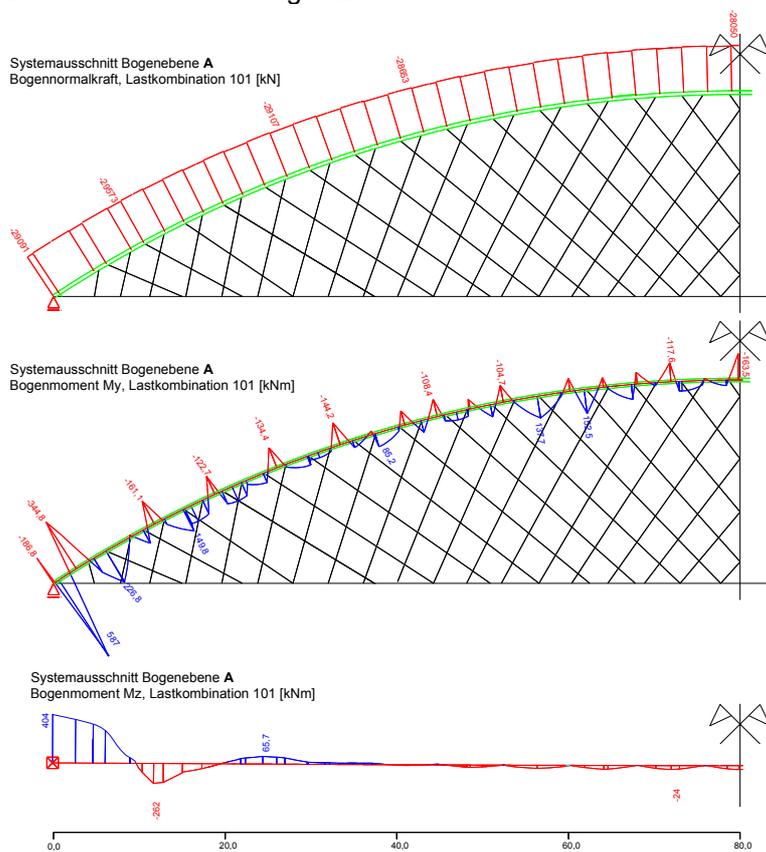


Abbildung C-24 Schnittgrößen Lastkombination 101

Schnittgrößen Bogenebene A				
	Lastkombination 101		Lastkombination 103	
	Bogenfußpunkt	Anschluss Windportal	Bogenfußpunkt	Anschluss Windportal
N [kN]	29901	29573	27523	27853
M _y [kNm]	587	226	570	173
M _z [kNm]	404	262	750	405
V _z [kN]	1052	152	1005	265
V _y [kN]	162	101	452	149

Tabelle C-4 Schnittgrößen LK 101, 103 Bogenebene A

5.1.2 Stabilitätsversagen in der Ebene

Auch das Stabilitätsproblem, Ausknicken in der Bogenebene, wird mit Vorverformungen und Theorie II. Ordnung gelöst. Für die Imperfektionen wird die achte Eigenform nach DIN 18800 auf das Maximalmaß von $e=l/400$ skaliert.

$$e=l/400 \quad e=400 \text{ mm}$$

Bei einer halbseitigen Belastung mit dem Teilsicherheitsbeiwert für das Konstruktionseigengewicht von $\gamma_{g1}=1,0$ und $\gamma_{g2}=0,95$ der Ausbaulasten tritt kein Hängerausfall auf (LK 107). Damit wird das Ausweichen in der Ebene nicht unter halbseitiger Last passieren. Für Platzierung der Verkehrslasten in Querrichtung ist die Einflusslinie für die Normalkraft benutzt worden (Abb. C-23).

Als Belastung wirkt Lastkombination 105.

Schnittgrößen Bogenebene A (LK 105)		
	Bogenfußpunkt	Windportal
N [kN]	-29837	-29538
My [kNm]	573	-258
Mz [kNm]	385	-166

Tabelle C-5 Schnittgrößen LK 105 Bogenebene A

5.1.3 Laststellung für maximalen Normalkraft im Hänger 106

Die Lastkombination 109 wird gemäß den Einflusslinien in den Abbildungen C-21 und C-22 für Längs und Querrichtung des Hängers 106 ungünstig aufgebracht.

maximale Normalkraft: $\max. N_{sd} = 975,2 \text{ kN}$

5.2 Bogenebene B

5.2.1 Stabilitätsversagen aus der Ebene

Das Stabilitätsproblem, Ausknicken aus der Ebene, wird auf ein Spannungsproblem mit dem Ansatz von Imperfektionen überführt. Die erste Eigenform wird so skaliert, dass die größte Auslenkung $e=l/500$ beträgt. Der Eurocode 3 stellt keine Vorverformungen für bereit. Deshalb wurde dieser Wert der DIN 18800 T.2 entnommen.

$$e=l/500 \quad e=320 \text{ mm}$$

Die maßgebenden Lastkombinationen sind 102 und 104 aufgestellt nach der Einflusslinie in Abbildung C-23.

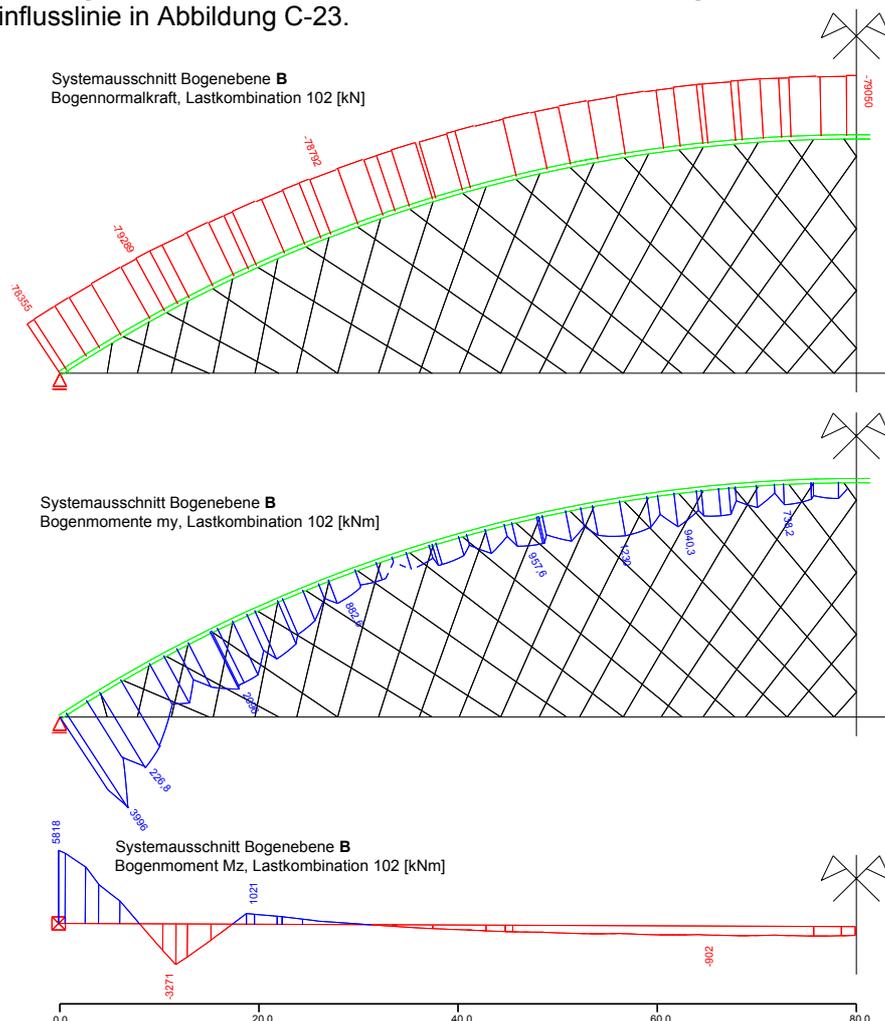


Abbildung C-25 Schnittgrößen Lastkombination 102 Bogenebene B

Schnittgrößen Bogenebene B				
	Lastkombination 102		Lastkombination 104	
	Bogenfußpunkt	Anschluss Windportal	Bogenfußpunkt	Anschluss Windportal
N [kN]	79837	79289	71989	72176
M_y [kNm]	3996	2095	3506	1717
M_z [kNm]	5818	3217	8980	5245
V_z [kN]	1240	458	1062	660
V_y [kN]	839	526	1206	1134

Tabelle C-6 Schnittgrößen LK 102, 104 Bogenebene A

5.2.2 Stabilitätsversagen in der Ebene

Auch das Stabilitätsproblem, Ausknicken in der Bogenebene, wird mit Vorverformungen und Theorie II. Ordnung gelöst. Für die Imperfektionen wird die achte Eigenform nach DIN 18800 auf das Maximalmaß von $e=l/400$ skaliert.

$$e=l/400 \quad e=400 \text{ mm}$$

Bei einer halbseitigen Belastung mit dem Teilsicherheitsbeiwert für das Konstruktionseigengewicht von $\gamma_{g1}=1,0$ und $\gamma_{g2}=0,95$ der Ausbaulasten tritt kein Hängerausfall auf. Damit wird das Ausweichen in der Ebene nicht unter halbseitiger Last passieren. Die Verkehrslasten wurden entsprechend der Einflusslinie der Bogenormalkraft aufgebracht (Abb. C-20).

Als Belastung wirkt Lastkombination 106

Schnittgrößen Bogenebene B (LK 106)			
	Bogenfußpunkt	Windportal	Im Bogen
N [kN]	-79837	-79880	-79568
My [kNm]	4081	2750	1834
Mz [kNm]	5163	-3171	-890

Tabelle C-7 Schnittgrößen LK 106 Bogenebene B

5.2.3 Laststellung für maximalen Normalkraft im Hänger 305

Die Lastkombination 110 wird gemäß den Einflusslinien des Hängers 305 ungünstig aufgebracht (Abbildung C-21, C-22). Und ergibt die größte Hängerkraft.

maximale Normalkraft: $\max. N_{sd} = 2362,0 \text{ kN}$

5.3 Betonfahrbahn

5.3.1 Vorspannung Quer

Die Vorspannung kann in SOFiSTiK mit dem Modul GEOS modelliert werden. Dann müssen jedoch Flächenelemente mit einer unteren Knotenlage verwendet werden. Die Längsvorspannung ist als äußere Druckkraft aufgebracht. Dies bedeutet, dass die Schnittgrößen für Längs- und Quervorspannung in separaten Modellen ermittelt werden. Für die Ermittlung der Schnittkräfte in den Bögen und für die Hängerkräfte ist die Auflagerwirkung des statisch unbestimmten Teils der Quervorspannung auf die Längsbalken ermittelt und als Linienlast auf die Längsbalken aufgebracht worden.

Es werden Spannglieder Typ DYWIDAG 6812 aller 50cm verwendet. Jedes Zweite Spannglied ist durchlaufend. Die anderen verlaufen nur über ein Randfeld und das Mittelfeld (siehe Abb. C-26).

Werte des Spannglieds:	nach prEN 10138	6812
Querschnittsfläche:	$A_p=12 \cdot 150 \text{ mm}^2$	$A_p=1800 \text{ mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{pk}=1770 \text{ N/mm}^2$	
0,1% Dehngrenze	$f_{p0.1k}=1500 \text{ N/mm}^2$	
E- Modul:	$E_s=200.000 \text{ N/mm}^2$	
Außendurchmesser Hüllrohr:	$d_{od}=85 \text{ mm}$	
Innendurchmesser Hüllrohr:	$d_{id}=80 \text{ mm}$	
Die Exzentrizität:	$ex= d_{id}/6$	$ex=13,33 \text{ mm}$
Reibung:	$\mu=0,19$	$k=0,3 \text{ } ^\circ/\text{m}$
Betondeckung nom c=	9,5 cm	

Vorspannung je Spannglied: 1960 kN gewählt

Der Spanngliedverlauf wird zwischen den Zwangspunkten mit einer Splinefunktion generiert. Eine 10% Überspannung gegenüber der gewählten Vorspannung erfolgt durch SOFiSTiK, um Reibverluste zu minimieren. Die Verluste durch Reibung werden bei der Spannkraftermittlung berücksichtigt

Vorgegebene Zwangspunkte der Hüllrohrachsen:

durchlaufendes Spannglied

Starthöhe am Rand :	$x=0,0\text{m}$	$z=27 \text{ cm}$
Scheitelpunkt im Randfeld:	$x=8,0\text{m}$	$z=13,5 \text{ cm}$
Wendepunkt im Randfeld:	$x=13\text{m}$	
Scheitelpunkt Stützung:	$x=14\text{m}$	$z=62 \text{ cm}$
Wendepunkt im Mittelfeld:	$x=14,55\text{m}$	
Scheitelpunkt im Mittelfeld	$x=20\text{m}$	$z=13,5 \text{ cm}$
	...symmetrisch weiter	

Spannglied über zwei Felder:

Starthöhe am Rand:	$x=0,0\text{m}$	$z=27 \text{ cm}$
Scheitelpunkt im Randfeld:	$x=8,0\text{m}$	$z=13,5 \text{ cm}$
Wendepunkt im Randfeld:	$x=13\text{m}$	
Scheitelpunkt Stützung:	$x=8,0\text{m}$	$z=62 \text{ cm}$
Wendepunkt im Mittelfeld:	$x=14,55\text{m}$	
Scheitelpunkt im Mittelfeld	$x=20\text{m}$	$z=23,5 \text{ cm}$
Wendepunkt im Mittelfeld:	$x=25,45\text{m}$	
Scheitelpunkt Stützung:	$x=26\text{m}$	$z=62 \text{ cm}$
Wendepunkt im Randfeld:	$x=27,5\text{m}$	$z=31,25 \text{ cm}$
Festanker	$x=28,5$	$z=30 \text{ cm}$

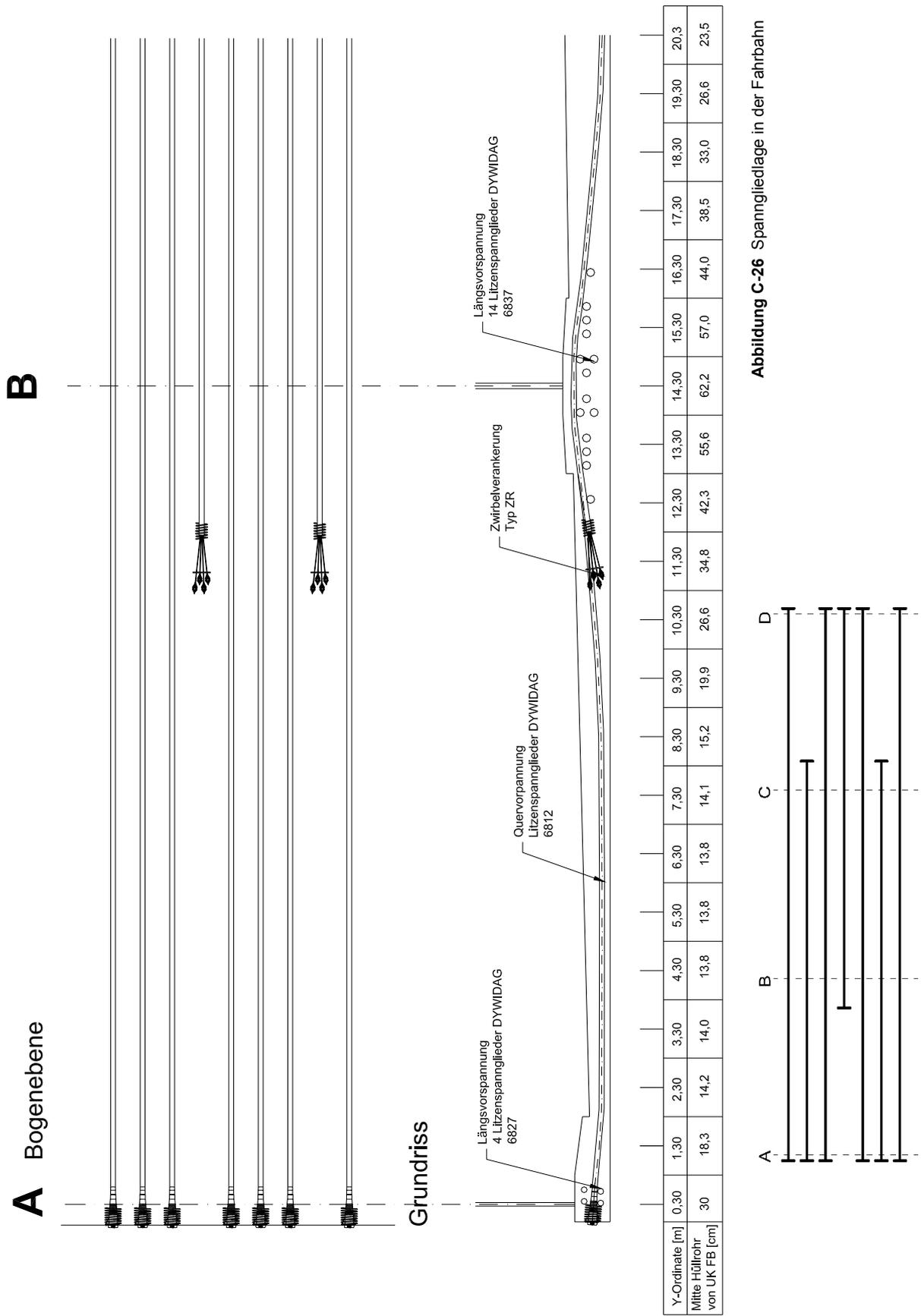


Abbildung C-26 Spanngliedlage in der Fahrbahn

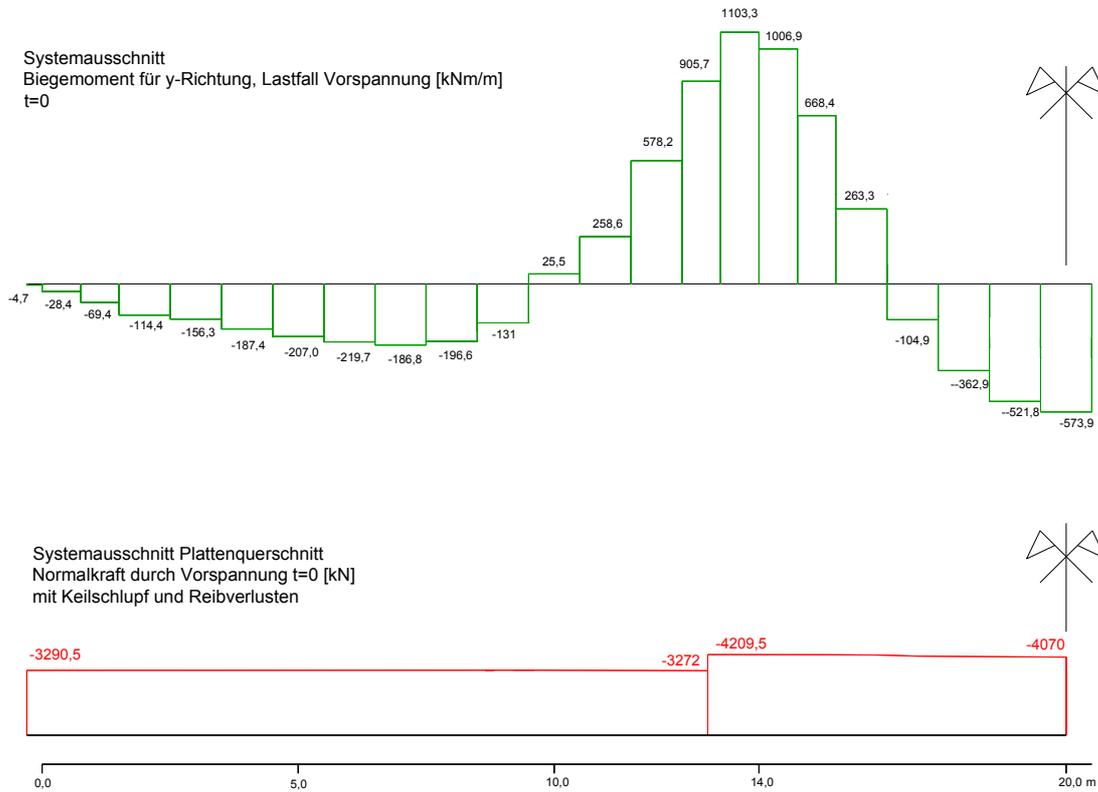


Abbildung C-27 Schnittgrößen der Quervorspannung t=0

Die Auflagerreaktionen durch die statische Unbestimmtheit auf die Längsbalken:

Bogenebene A: $R=+56,3$ kN/m (wirkt belastend, für Hänger)

Bogenebene B: $R=-56,3$ kN/m (wirkt entlastend für Hänger)

Kriechen und Schwinden

Die Verluste durch Schwinden, Kriechen und Relaxation werden an der Stelle $x=6m$ abgeschätzt.

Bauteildicke: im Mittel ca 65cm/m

wirksame Bauteildicke: $d=2 \cdot A_c / U$ $A_c=0,65m^2/m$
 $U=2,0m/m$

$d=650mm$

Kriechzahl, $t=28$ Tage, 80% relative Luftfeuchte

$\varphi_{\infty t=28}=1,5$

Endschwindmaß: $\varepsilon_{CS,\infty}=-28 \cdot 10^{-5}$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_S + \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi_\infty \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_P}{A_C} \cdot \left(1 + \frac{A_C}{I_C} \cdot z_{CP}^2\right)} \cdot A_P$$

Verhältnis der E-Moduli: E_S/E_C $E_C=37000 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha=5,4$

Relaxation: Verlust nach 1000h laut DYWIDAG 2,5%

vorh. Spannung: Vorspannkraft im Randfeld: 3790 kN/m
 Spannstahlquerschnitt (1,5 SG/m)

$$A_P=2700 \text{ mm}^2 \cdot 1,5$$

$$\sigma_{pg0}=3,8 \cdot 10^6 \text{ N} / (1,5 \cdot 2700 \text{ mm}^2)$$

$$\sigma_{pg0}=938 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_P \approx 0,85 \sigma_{pg0}$$

$$\Delta\sigma_{pr}=0,85 \cdot 938 \cdot 2,5\%$$

$$\Delta\sigma_{pr}=-20 \text{ N/mm}^2$$

Der Verlust durch Relaxation
 ist bei $t=\infty$ etwa dreimal größer
 als bei $t=1000\text{h}$

$$3\Delta\sigma_{pr}=-60 \text{ N/mm}^2$$

Moment infolge EG: $m=160 \text{ kNm/m}$

Vorspannmoment: $m=-250 \text{ kNm/m}$

Querschnittshöhe bei $x=8\text{m}$ $d=48\text{cm}$

$$I_C=9,22 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Lage des Spannstahls: 15,1cm von UK Platte $z_{CP}=8,9 \text{ cm}$

$$W_{CP}=0,0104 \text{ m}^3$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Eigengewichts:

$$\sigma_{Cg}=m_g/W_{cp}$$

$$\sigma_{Cg}=1,5 \text{ N/mm}^2$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Vorspannung:

$$\sigma_{Cp0}=-P / A_C + m_g / W_{cp}$$

$$\sigma_{Cp0}=-6,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{-28 \cdot 10^{-5} \cdot 200000 - 87,42 + 5,4 \cdot 1,5 \cdot (1,5 - 6,35)}{1 + 5,4 \cdot \frac{4050}{48 \cdot 1000} \left(1 + \frac{0,48}{9,22 \cdot 10^{-3}} \cdot 0,089^2\right)} \cdot 4050$$

$$\Delta P_{P,C+S} = -318 \cdot \text{kN/m}$$

5.3.2 maßgebende Schnittkräfte in Querrichtung

Nachfolgend sind die einhüllenden Momente und Querkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Querrichtung gezeigt. Die Vorzeichen der Momente in den Darstellungen müssen gewechselt werden, um die maximalen Feldmomente mit positiven Vorzeichen zu erhalten. Die Quervorspannung ist in den Schnittgrößen enthalten. Die Querkräfte wurden am äußeren Durchmesser des Durchstanzkegels der Hängerverbindung abgelesen.

Die Verkehrslasten wurden in der Mitte der Brücke platziert. Für die Laststellungen der Straßenlasten in Querrichtung ist wie in der Vorbemessung vorgegangen worden (siehe Kap. B.-2.2). Die Radlasten wurden auf eine Aufstandsfläche von 95cmx95 cm verteilt (angenommene Lastausbreitung im Beton 45°). Die Radlasten sind für jede mögliche Radstellung aller 20cm in Querrichtung aufgestellt worden (siehe Abb. B-6 bis B-10). Das Modul MAXIMA ermittelte aus der Fülle dieser modellierten Lastfälle für jedes Element die maximale bzw. minimale Schnittkraft.

Untersucht wurden die Lastkombinationen 111 bis 114 zum Zeitpunkt $t=\infty$, sowie der Lastfall nur Konstruktionseigengewicht und Quervorspannung zum Zeitpunkt $t=0$.

Dargestellt ist immer der folgende Systemausschnitt des Betongurtes.

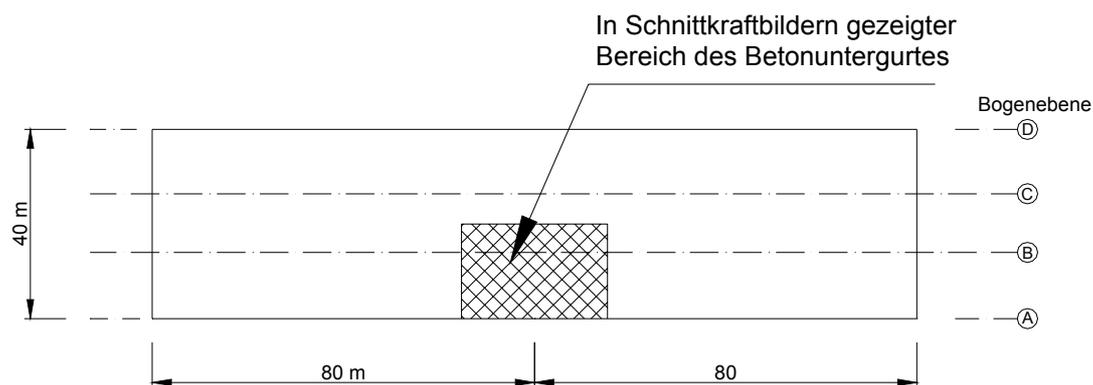


Abbildung C-28 Ausschnitt der gezeigten Schnittgrößen

Maßgebende Schnittgrößen Querrichtung, $t=\infty$, GZT				
	Y- Koord. [m]	Max. Moment [kNm/m]	Min. Moment [kNm/m]	Max. Querkraft [kN/m]
Am äußeren Hänger	0	-	-	219
Äußerer Rand der Straßenfahrbahn	1,5	132,4	-8,83	196
Mitte der Straßenfahrbahn	7,0	417	-138	-
Innerer Rand der Straße	12,5	374	-494,7	320
Stützmoment	14,0	683,9	-1121	512
Kleinste Dicke des Mittelfeldes	15,5	117,3	-482,5	357
Brückenmitte	20,0	458	-660	-

Tabelle C-8 Maßgebende Schnittkräfte Querrichtung LK111 bis 114

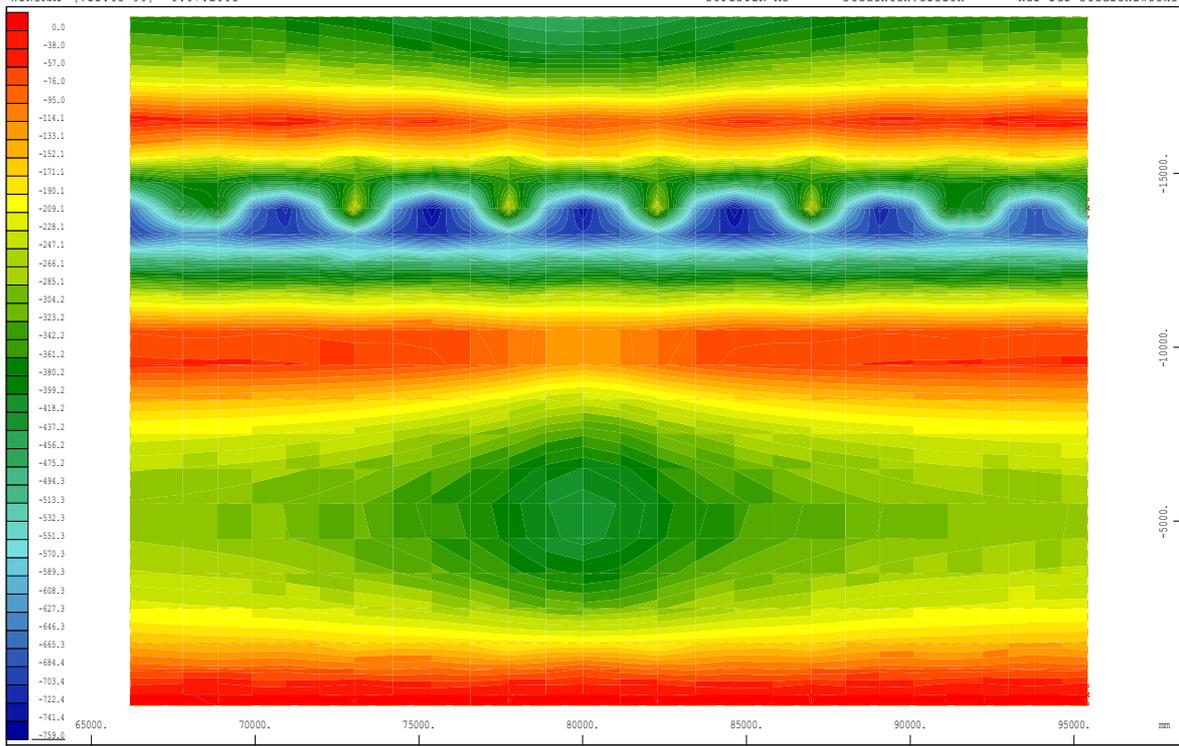


Abbildung C-29 maximale Momente in Querrichtung $t=\infty$ [kNm/m]

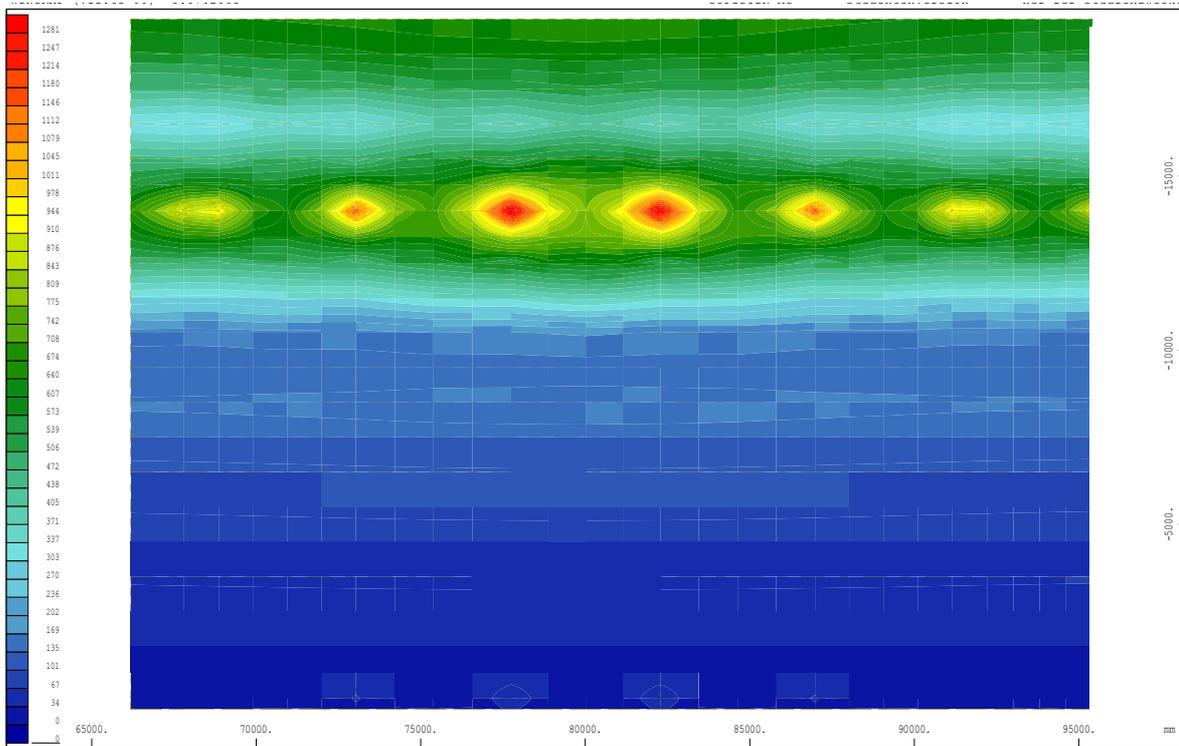


Abbildung C-30 minimale Momente in Querrichtung $t=\infty$ [kNm/m]

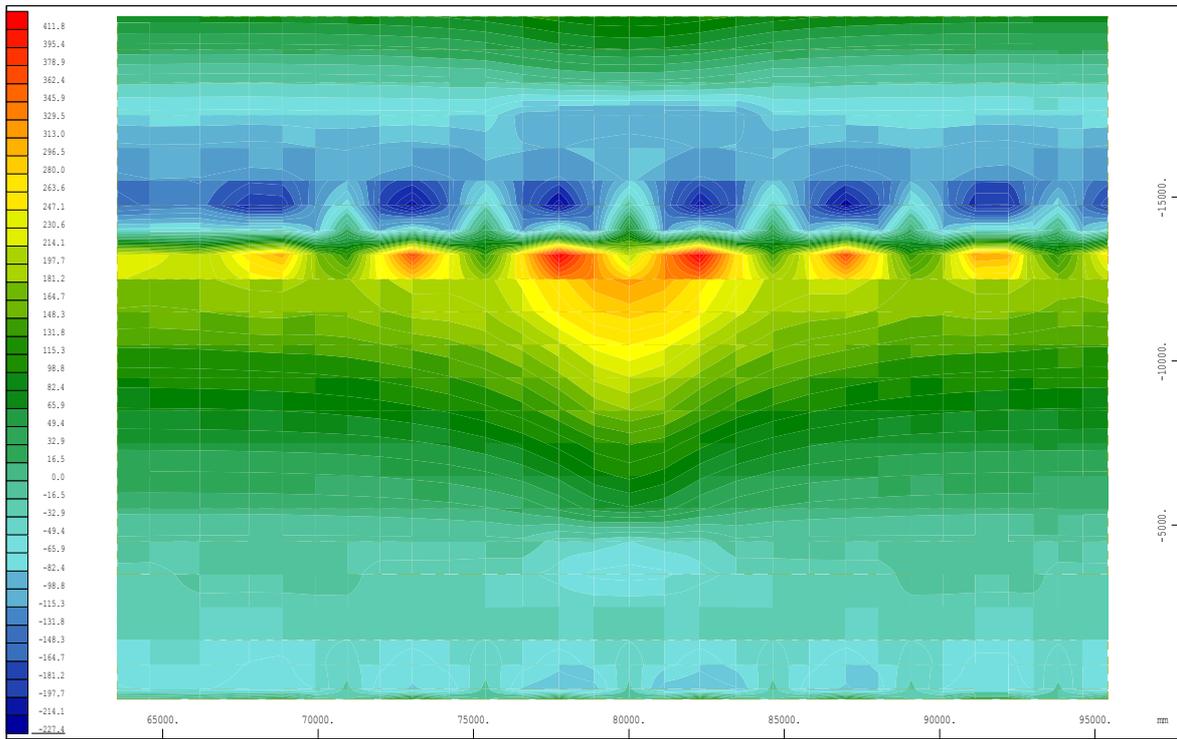


Abbildung C-31 maximale Querkraft in Querrichtung $t = \infty$ [kN/m]

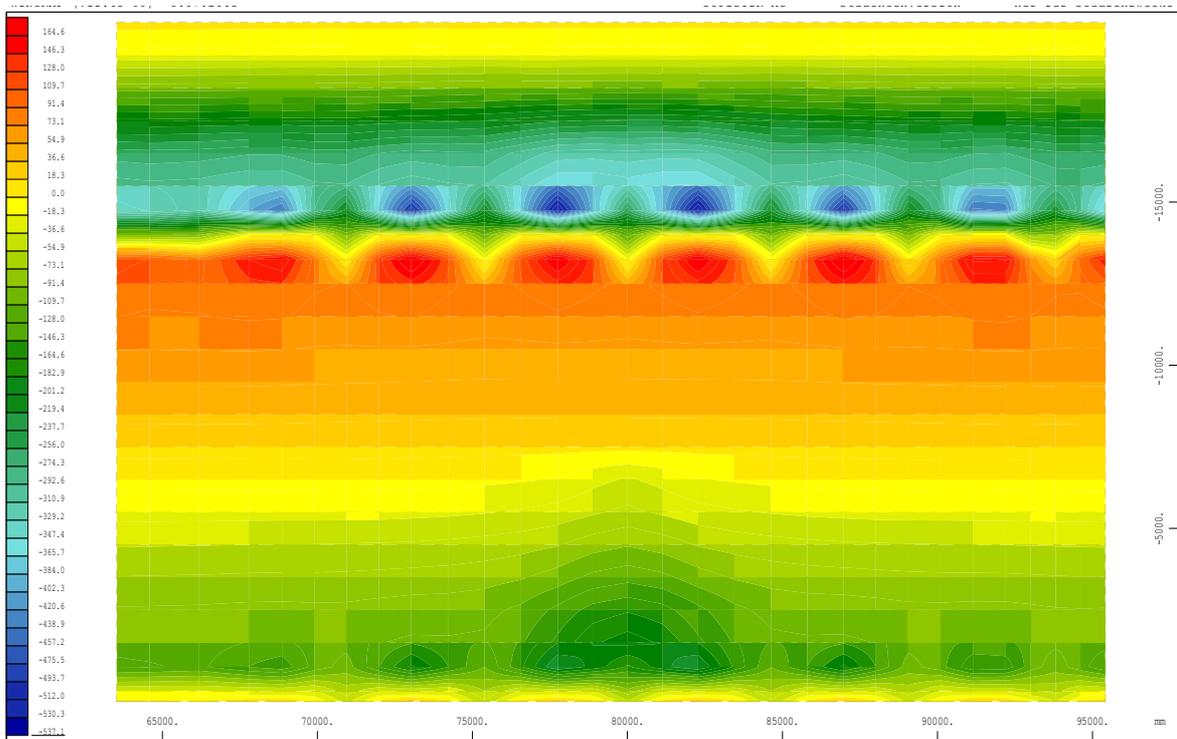


Abbildung C-32 minimale Querkraft in Querrichtung $t = \infty$ [kN/m]

5.3.3 Längsvorspannung

Die Längsvorspannung wird als äußere Normalkraft auf den Betonuntergurt aufgebracht. Die Randbogenebenen werden mit 4 Spanngliedern DYWIDAG Typ 6827 vorgespannt, die mittleren Längsbalken mit 14 Spanngliedern vom Typ 6837.

Spannkraftverluste der Vorspannung des Randbalkens:

Die Spannglieder am äußeren Randbalken werden zu 5% an der Spannstelle überspannt. Dies wird toleriert, da die Spanngliedspannungen durch Kriechen und Schwinden noch abnehmen. Weiterhin liegt das Spannglied mittig und es entsteht deshalb kein Spannungszuwachs aus später hinzukommenden Einwirkungen. Die Nachweise zum Zeitpunkt $t=\infty$ sind erfüllt. (siehe Anhang D Kap. 4.1.3)

*analog zu
[14] Schneider, 13.A.
S. 5.123*

$$\text{Vorspannkraft:} \quad P_0 = 1,05 \cdot P_{\text{streck}} \quad P_0 = 25215 \text{ kN}$$

Verlust durch Reibung in der Mitte der Fahrbahn:
Die Umlenkwinkel wurden aus CAD-Zeichnung entnommen.

$$2 \text{ Spannglieder:} \quad \alpha = 9,6^\circ + 23,2^\circ = 32,8^\circ$$

$$2 \text{ Spannglieder} \quad \alpha = 9,6^\circ + 9,8^\circ = 19,4^\circ$$

$$\Delta P_{\mu} = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}) \quad k = 0,3^\circ/\text{m}; \quad x = 80 \text{ m}$$

$$\mu = 0,2$$

$$\Delta P_{\mu 1} = -2267,5 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 2} = -1772,3 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu} = -4039,8 \text{ kN}$$

$$P_{0\mu} = 21175,2 \text{ kN}$$

Die Verluste durch Schwinden, Kriechen und Relaxation werden in der Mitte des Untergrundes abgeschätzt.

$$\text{wirksame Bauteildicke:} \quad d = 2 \cdot A_c / U \quad A_c = 3,20 \text{ m}^2$$

$$U = 14,6 \text{ m}$$

$$d = 438 \text{ mm}$$

Kriechzahl, $t=28$ Tage, 80% relative Luftfeuchte

$$\varphi_{\infty t=28} = 1,572$$

$$\text{Endschwindmaß:} \quad \varepsilon_{cs, \infty} = -31,2 \cdot 10^{-5}$$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_s + \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi_{\infty} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cpo})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{CP}^2\right)} \cdot A_p$$

*ENV1992-1-1
4.2.3.5.5 (9)*

$$\text{Verhältnis der E-Moduli:} \quad E_s/E_c \quad \alpha = 5,4$$

Relaxation: Verlust nach 1000h laut DYWIDAG 2,5%

$$\begin{aligned} \sigma_p &\approx 0,85 \cdot \sigma_{pg0} & \Delta\sigma_{pr} &= 0,85 \cdot \sigma_{pg0} \cdot 2,5\% \\ \sigma_{pg0} &= 21175/16200 & \sigma_{pg0} &= 1307 \text{ N/mm}^2 \\ \Delta\sigma_{pr} &= -27,8 \text{ N/mm}^2 & & \text{Der Verlust durch Relaxation} \\ & & & \text{ist bei } t=\infty \text{ etwa dreimal größer} \\ & & & \text{als bei } t= 1000\text{h} \\ 3\Delta\sigma_{pr} &= -83,3/\text{mm}^2 & & \end{aligned}$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Eigengewichts aus Vorbemessung Anhang B Kap. B-3.2.2

$$\sigma_{Cg} = 3,24 \text{ N/mm}^2$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Vorspannung:

$$\sigma_{Cp0} = -P / A_C \quad \sigma_{Cp0} = -21,175 / (3,2)$$

$$\sigma_{Cp0} = -6,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = \frac{-31,2 \cdot 10^{-5} \cdot 200000 - 83,3 + 5,4 \cdot 1,572 \cdot (3,24 - 6,62)}{1 + 5,4 \cdot \frac{16200}{3,2 \cdot 10^6} \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,572)} \cdot 16200$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = -2658 \cdot \text{kN}$$

Damit ergibt sich die Spannkraft nach Schwinden, Kriechen, Relaxation und Reibung zu:

$$P_{t=\infty} = 21175 - 2658$$

$$P_{t=\infty} = 18516 \text{ kN}$$

Spannkraftverluste der Vorspannung des inneren Längsbalkens:

Die Spannglieder am inneren Längsbalken werden zu 5% an der Spannstelle überspannt. Dies wird toleriert, da die Spanngliedspannungen durch Kriechen und Schwinden noch abnehmen. Weiterhin liegt das Spannglied mittig im Querschnitt und es entsteht deshalb kein Spannungszuwachs aus später hinzukommenden Einwirkungen. Die Nachweise der Spannstahlspannung zum Zeitpunkt $t=\infty$ sind erfüllt. (siehe Anhang D Kap. 4.1.3)

*analog zu
[14] Schneider, 13.A.
S. 5.123*

$$\text{Vorspannkraft:} \quad P_0 = 1,05 \cdot P_{\text{streck}} \quad P_0 = 1,05 \cdot 1,5 \cdot 37 \cdot 150 \text{ kN}$$

$$P_0 = 110139 \text{ kN} \quad P_0 = 7867 \text{ kN / SG}$$

Verlust durch Reibung in der Mitte der Fahrbahn:
Die Umlenkwinkel wurden aus CAD-Zeichnung entnommen.

$$\begin{aligned} 4 \text{ Spannglieder} & \quad \alpha = 0 \\ 4 \text{ Spannglieder:} & \quad \alpha = 8,4^\circ + 14,4^\circ = 22,8^\circ \\ 2 \text{ Spannglieder:} & \quad \alpha = 13^\circ \\ 4 \text{ Spannglieder} & \quad \alpha = 17,8^\circ + 10,6^\circ = 28,4^\circ \end{aligned}$$

$$\Delta P_{\mu} = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}) \quad k=0,3^{\circ}/\text{m}; \quad x=80 \text{ m}$$

$$\mu=0,2$$

$$\Delta P_{\mu 1} = -2529 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 2} = -4545,4 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 3} = -1906 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 4} = -5260 \text{ kN}$$

$$\hline \Delta P_{\mu} = -14241 \text{ kN}$$

$$P_{0\mu} = 95898 \text{ kN}$$

Die Verluste durch Schwinden, Kriechen und Relaxation werden in der Mitte des Untergurtes abgeschätzt.

wirksame Bauteildicke: $d = 2 \cdot A_c / U$ $A_c = 8,76 \text{ m}^2$
 $U = 26 \text{ m}$

$$d = 673 \text{ mm}$$

Kriechzahl, $t=28$ Tage, 80% relative Luftfeuchte

$$\varphi_{\infty t=28} = 1,5$$

Endschwindmaß: $\varepsilon_{CS, \infty} = -28 \cdot 10^{-5}$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_S + \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi_{\infty} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_P}{A_C} \cdot \left(1 + \frac{A_C}{I_C} \cdot z_{CP}^2\right)} \cdot A_P \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{\infty})$$

Verhältnis der E-Moduli: E_S/E_C $\alpha = 5,4$

Relaxation: Verlust nach 1000h laut DYWIDAG 2,5%

$$\sigma_P \approx 0,85 \sigma_{pg0} \quad \Delta \sigma_{pr} = 0,85 \cdot \sigma_{pg0} \cdot 2,5\%$$

$$\sigma_{pg0} = 95898 / 77700 \quad \sigma_{pg0} = 1234 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_{pr} = -26,2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Der Verlust durch Relaxation}$$

$$3 \Delta \sigma_{pr} = -78,7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ist bei } t = \infty \text{ etwa dreimal größer}$$

$$\quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \text{als bei } t = 1000\text{h}$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Eigengewichts aus Vorbemessung Kap. B-3.2.2

$$\sigma_{Cg} = 5,08 \text{ N/mm}^2$$

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Vorspannung:

$$\sigma_{Cp0} = -P / A_C \quad \sigma_{Cp0} = -110,139 / (8,76)$$

$$\sigma_{Cp0} = -10,941 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = \frac{-28 \cdot 10^{-5} \cdot 200000 - 78,7 + 5,4 \cdot 1,5 \cdot (5,08 - 10,94)}{1 + 5,4 \cdot \frac{77700}{8,76 \cdot 10^6} \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,5)} \cdot 77700$$

$$\Delta P_{P,C+S+R} = -12784 \cdot \text{kN}$$

Damit ergibt sich die Spannkraft nach Schwinden, Kriechen, Relaxation und Reibung zu:

$$P_{t=\infty} = 110139 - 12784 - 14241$$

$$P_{t=\infty} = 83114 \text{ kN}$$

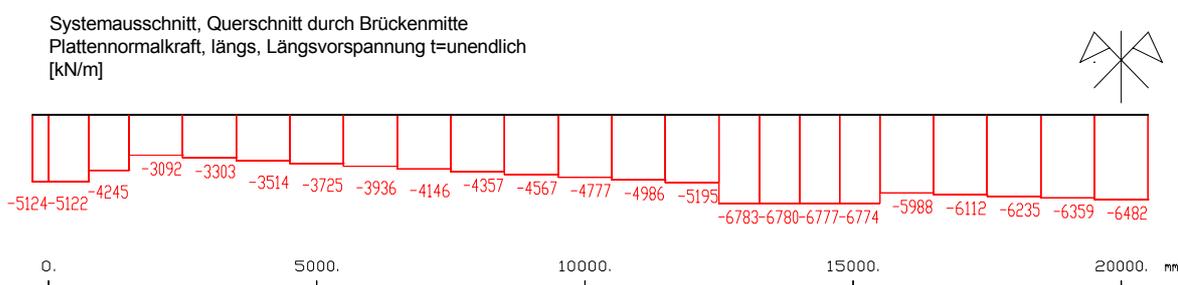


Abbildung C-33 Normalkraft infolge Längsvorspannung in Brückenmitte, t=∞

5.3.4 maßgebende Schnittgrößen in Längsrichtung

Nachfolgend sind die einhüllenden Momente und Querkräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Längsrichtung gezeigt. Die Vorzeichen der Momente in den Darstellungen müssen gewechselt werden, um die maximalen Feldmomente mit positiven Vorzeichen zu erhalten. Die Längsvorspannung ist bei der Schnittgrößenermittlung nicht enthalten. Die Schnittgrößen sind für die Lastkombinationen 111 bis 114 ermittelt worden.

Die Querkräfte wurden am äußeren Rundschnitt des Durchstanzkegels abgelesen.

Maßgebende Schnittgrößen Längsrichtung, t=∞ GZT					
	Y- Koord. [m]	Maximale. Moment		Min. Moment [kNm/m]	Max. Querkraft [kN/m]
		M [kNm/m]	Zugehörige Normalkraft [kN/m]		
Äußerer Randbalken	0	541	4159	-287	217
Äußerer Rand der Straßenfahrbahn	1,5	188	2506	18	53
Mitte der Straßenfahrbahn	ca.7,0	346	2985	52,9	-
Innerer Rand der Straße	-	-	-	-	86
Innerer Längsbalken	14,0	620	6408	-370	357
Kleinste Dicke des Mittelfeldes	15,5	-	-	-	83
Brückenmitte	20,0	546	5842	125	-

Tabelle C-9 Maßgebende Schnittkräfte Längsrichtung LK111 bis 114

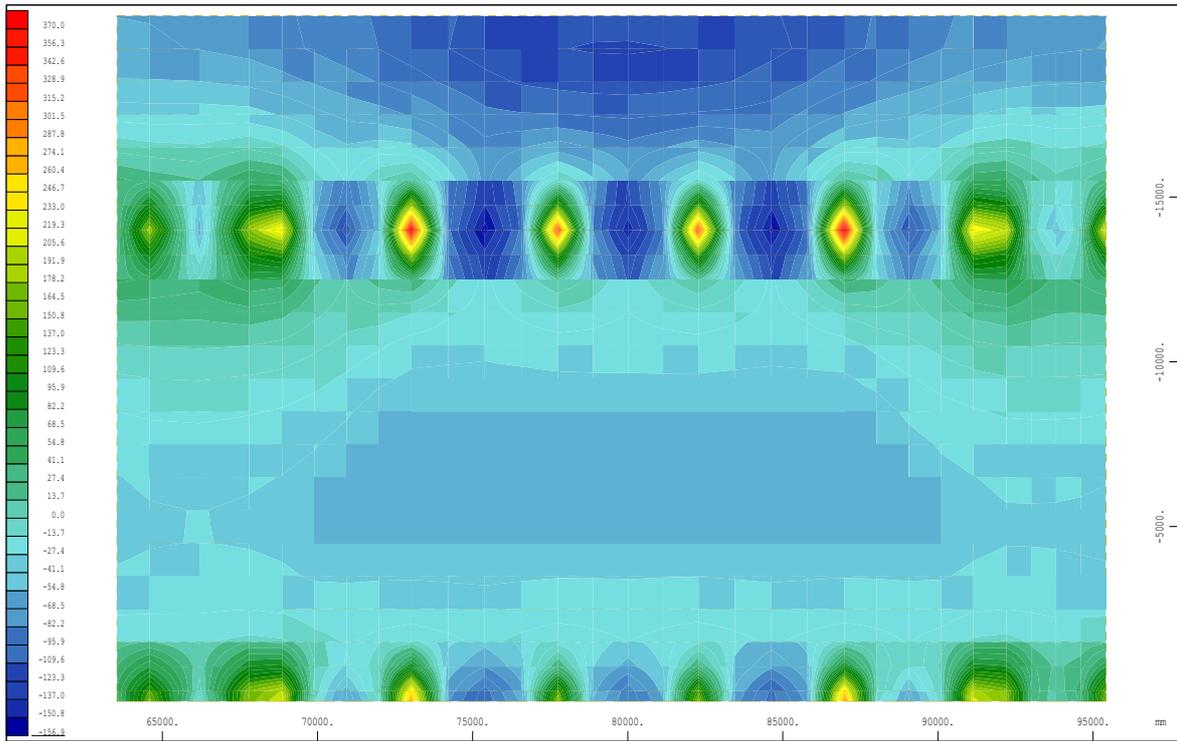


Abbildung C-34 minimale Momente in Längsrichtung $t=\infty$ [kNm/m]

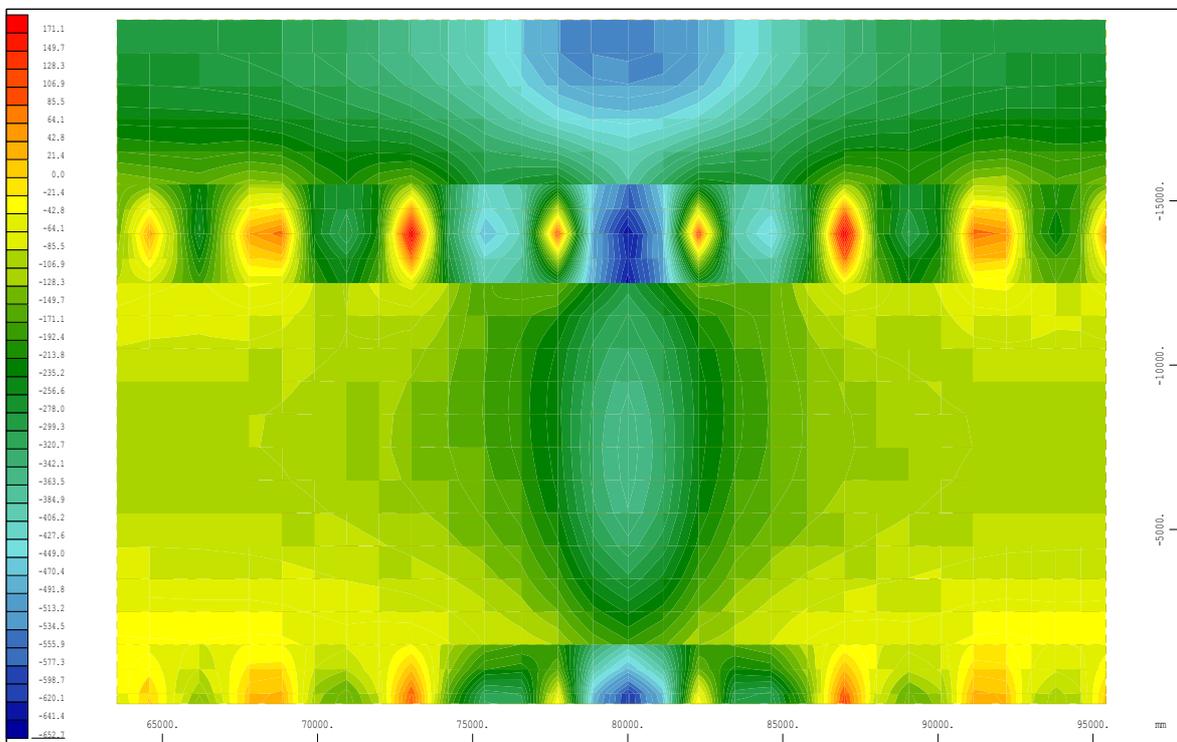


Abbildung C-35 maximale Momente in Längsrichtung $t=\infty$ [kNm/m]

Systemausschnitt, Querschnitt durch Brückenmitte

zugehörige Plattennormalkraft, längs,
zu maßgebenden Momenten in Längsrichtung
Lastkombinationen 111 bis 114 [kN/m]

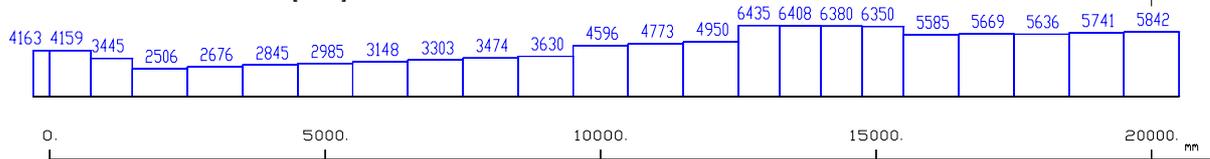


Abbildung C-36 zugehörige Normalkraft zu maximale Momente in Längsrichtung $t=\infty$

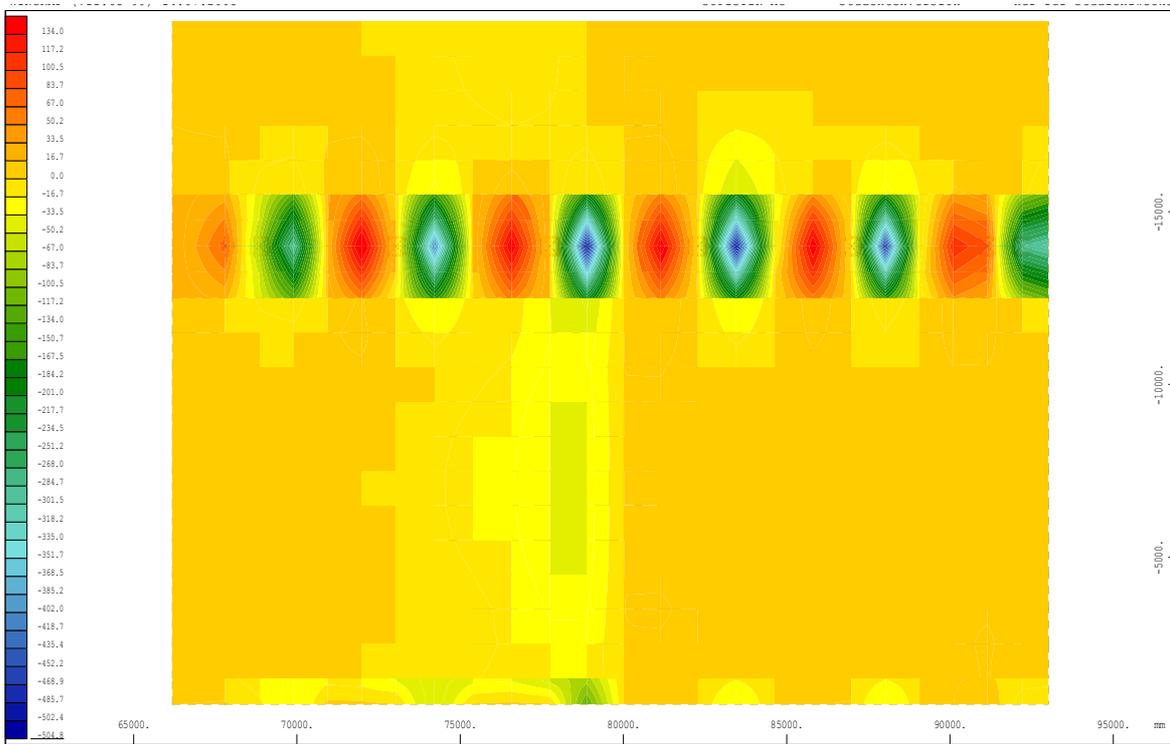


Abbildung C-37 Maßgebende Querkraft in Längsrichtung $t=\infty$ [kN/m]

5.4 Endquerträger

5.4.1 Vorspannung

Die Vorspannung im Endquerträger soll die Zugkräfte überdrücken, die durch die Spannkraftumlenkung entstehen (siehe Abb. D-13). Die Vorspannkraft wurde so gewählt, dass im Gebrauchszustand unter quasi ständigen Lasten keine Zugspannungen im Endquerträger entstehen.

Die Vorspannung wurde mit der Methode der Umlenkwinkel ermittelt. Der Spanngliedverlauf ist leicht parabolisch. Die ermittelte äquivalente Flächenlast aus der Spanngliedkrümmung und die Normalkraft wurden als äußere Belastung aufgebracht. Das Spannglied verläuft durch den gesamten Endquerträger und wird von beiden Seiten vorgespannt.

Es wurden sieben Spannglieder der Firma DYWIDAG verwendet, die über die gesamte Breite des Querschnittes verlaufen.

SG Art:	nach prEN 10138	6827
Querschnittsfläche:	$A_p=27 \cdot 150 \text{ mm}^2$	$A_p=4050 \text{ mm}^2$
Zugfestigkeit:	$f_{pk}=1770 \text{ N/mm}^2$	
0,1% Dehngrenze	$f_{p0.1k}=1500 \text{ N/mm}^2$	
E- Modul:	$E_s=200.000 \text{ N/mm}^2$	
Außendurchmesser Hüllrohr:	$d_{od}=118 \text{ mm}$	
Innendurchmesser Hüllrohr:	$d_{id}=110 \text{ mm}$	
Die Exzentrizität des Spanngliedes von der Achse des Hüllrohres wird mit einem Sechstel des Innendurchmessers angenommen.		$ex=18,33 \text{ mm}$
Reibung:	$\mu=0,2$	
ungew. Umlenkwinkel:	$k=0,3 \text{ }^\circ/\text{m}$	
Betondeckung nom c=	128 cm	

Vorspannung je Spannglied: 5250 kN

Zwangspunkte der Hüllrohrachsen:

Starthöhe am Rand:	$x=0,0\text{m}$	$z=55 \text{ cm}$
1. Wendepunkt im Randfeld:	$x=0,5\text{m}$	$z=53,75 \text{ cm}$
Scheitelpunkt im Randfeld:	$x=4,0$	$z=45 \text{ cm}$
2. Wendepunkt im Randfeld:	$x=11\text{m}$	
Scheitelpunkt Stützung:	$x=14,0\text{m}$	$z=65 \text{ cm}$
Wendepunkt im Mittelfeld:	$x=16,5\text{m}$	
Scheitelpunkt im Mittelfeld	$x=20\text{m}$	$z=60 \text{ cm}$
symmetrisch weiter	

Randfeld						Mittelfeld															
Zwangspunkte																					
	x [m]		y [cm]				x [m]		y [cm]												
Startpunkt	0.00		55.00			Startpunkt	0.00		65.00												
erster Wendepunkt	0.50					Wendepunkt	2.50		-												
unterer Scheitelpunkt	4.00		45.00			Scheitelpunkt	6.00		60.00												
zweiter Wendepunkt	11.00		-																		
oberer Scheitelpunkt	14.00		65.00																		
Parameter der Parabeln $y(x)=ax^2+bx+c$																					
a ₁ =	-5.000	cm/m ²	a ₃ =	0.286	cm/m ²	a ₅ =	-0.333	cm/m ²													
b ₁ =	0.000	cm/m	b ₃ =	-2.286	cm/m	b ₅ =	0.00	cm/m													
c ₁ =	55.000	cm	c ₃ =	49.571	cm	c ₅ =	65.000	cm													
a ₂ =	0.714	cm/m ²	a ₄ =	-0.667	cm/m ²	a ₆ =	0.238	cm/m ²													
b ₂ =	-5.714	cm/m	b ₄ =	18.667	cm/m	b ₆ =	-2.857	cm/m													
c ₂ =	56.429	cm	c ₄ =	-65.667	cm	c ₆ =	68.571	cm													
Spanngliedverlauf																					
Station [m]	0.0	1.5	3.0	4.5	6.0	7.5	9.0	10.5	12.0	12.5	14	0.5	2.0	3.5	5.0	6.5					
SG-Höhe [cm]	55.0	49.5	45.7	45.1	46.1	48.5	52.1	57.1	62.3	63.5	65.0	64.9	63.7	61.5	60.2	60.1					
Höhe über UK Platte [cm]																					
Station x [m]	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	17.0	18.0	19.0	20.0	21.0
Umlenkkräfte $u = 8 Z_0 f / l^2$																					
f ₁ =	1.25	cm	f ₃ =	14.00	cm	f ₁ =	-2.92	cm													
l ₁ =	1.00	m	l ₃ =	14.00	m	l ₄ =	5.00	m													
u ₁ /Z ₀ =	0.1000000	/m	u ₃ /Z ₀ =	-0.0057143	/m	u ₄ /Z ₀ =	-0.0093333	/m													
f ₂ =	8.75	cm	f ₄ =	6.00	cm	f ₂ =	8.57	cm													
l ₂ =	7.00	m	l ₄ =	6.00	m	l ₅ =	12.00	m													
u ₂ /Z ₀ =	-0.0142857	/m	u ₄ /Z ₀ =	0.0133333	/m	u ₅ /Z ₀ =	-0.0047619	/m													
Z ₀ ... Vorspannkraft																					

Tabelle C-10 Parabelgleichungen des Spanngliedverlaufes und Umlenkkräfte im Endquerträger

Spannverluste:

Kriechen und Schwinden

Die Verluste durch Schwinden, Kriechen und Relaxation werden an der Stelle x=6m abgeschätzt.

Bauteildicke: im Mittel ca 101cm/m

wirksame Bauteildicke: $d=2 \cdot A_c / U$ $A_c=4,0 \text{ m}^2$
 $U=9,0 \text{ m}$

$d=889\text{mm}$

Kriechzahl, t=28 Tage, 80% relative Luftfeuchte

$$\varphi_{\infty t=28}=1,5$$

Endschwindmaß: $\varepsilon_{CS,\infty}=-28 \cdot 10^{-5}$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_s + \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi_{\infty} \cdot (\sigma_{eg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_P}{A_C} \cdot \left(1 + \frac{A_C}{I_C} \cdot z_{CP}^2\right)} \cdot A_P$$

Verhältnis der E-Moduli: E_S/E_C $E_C=37000 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha=5,4$

Relaxation: Verlust nach 1000h laut DYWIDAG 2,5%

vorh. Spannung: Vorspannkraft auf 4m
des Querträgers: 42000 kN

Spannstahlquerschnitt

$$A_P=4050 \text{ mm}^2 \cdot 8$$

$$\sigma_{pg0}=42 \cdot 10^6 \text{ N} / (8 \cdot 4050 \text{ mm}^2)$$

$$\sigma_{pg0}=1296 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_P \approx 0,85 \sigma_{pg0}$$

$$\Delta \sigma_{pr}=0,85 \cdot 1296 \cdot 2,5\%$$

$$\Delta \sigma_{pr}=-27,55 \text{ N/mm}^2$$

Der Verlust durch Relaxation
ist bei $t=\infty$ etwa dreimal größer
als bei $t=1000\text{h}$

$$3\Delta \sigma_{pr}=-82,64 \text{ N/mm}^2$$

Das Spannglied liegt im Querschnitt meist mittig, die Spannungen im Beton in der Spanngliedfaser infolge Eigengewicht werden daher vernachlässigt.

Spannung im Beton in Höhe des Spanngliedes infolge Vorspannung:

$$\sigma_{Cp0} = -P / A_C$$

$$\sigma_{Cp0} = -42,0 / 4,0$$

$$\sigma_{Cp0} = -10,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta P_{P,C+S} = \frac{-28 \cdot 10^{-5} \cdot 200000 - 82,64 + 5,4 \cdot 1,5 \cdot (-10,5)}{1 + 5,4 \cdot \frac{8 \cdot 4050}{4,04 \cdot 10^6} (1+0) \cdot (1+0,8 \cdot 1,5)} \cdot 4050 \cdot 8$$

$$\Delta P_{P,C+S} = -6545,2 \cdot \text{kN}$$

Verlust durch Reibung in der Mitte der Fahrbahn:

$$\Sigma \alpha = 10,31^\circ$$

$$\Delta P_{\mu} = P_0 \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)}) \quad k=0,3^{\circ}/m; \quad x=20 \text{ m}$$

$$\mu=0,2$$

$$\Delta P_{\mu} = -2324,8 \text{ kN/m}$$

Damit ergibt sich die Spannkraft nach Schwinden, Kriechen, Relaxation und Reibung zu:

$$P_{t=\infty} = 42000 - 6545,2 - 2324,8$$

$$P_{t=\infty} = 33130 \text{ kN/m}$$

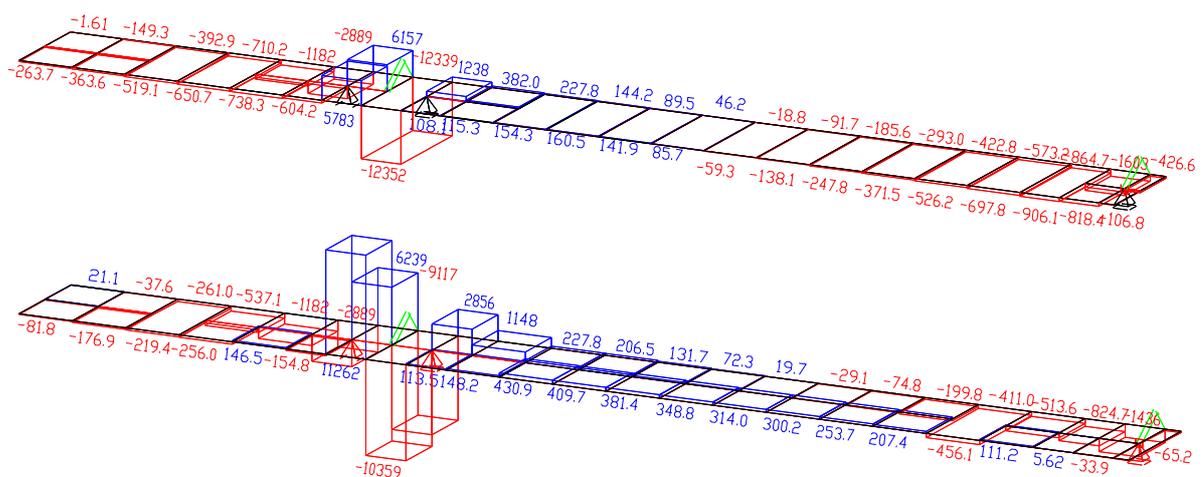
Diese Ermittlung der Verluste aus Kriechen ist sehr auf der sicheren Seite, da infolge der Querkraft durch die Längsvorspannung ein großer Teil der Vorspannkraft im Querträger aufgehoben und nicht kriecherzeugend wirkt. Da aber keine genaue Prognose möglich ist wann die volle Vorspannung längs erfolgt, ist dies eine konservative Einschätzung.

5.4.2 maßgebende Schnittgrößen Brückenquerrichtung

Nachfolgend sind die maßgebenden Querkräfte sowie die Hüllmomente und die dazugehörigen Normalkräfte aus Lastkombination 111 bis 114 dargestellt der ersten zwei Elementreihen dargestellt. (Quer und Längsvorspannung enthalten). Die Hüllkurve wurde wieder mit dem Modul MAXIMA erzeugt. Die untersuchten Laststellungen entsprechen den Bildern in der Vorbemessung B-6 bis B-10

Die Schnittkräfte an den inneren Auflagern sind nicht sehr aussagekräftig, da die Lagerung mit Knotenfesthaltungen sehr ungenau ist. Eigentlich muss hier eine bessere Modellierung mit der Abbildung der Topflager erfolgen.

Um die üblichen Vorzeichen der Momente zu erhalten, müssen sie mit (-1) multipliziert werden.



Systemausschnitt Endquerträger
maßgebende Querkräfte Querrichtung [kN/m]

Abbildung C-38 Maßgebende Querkraft im Endquerträger für Brückenquerrichtung $t = \infty$ [kN/m]

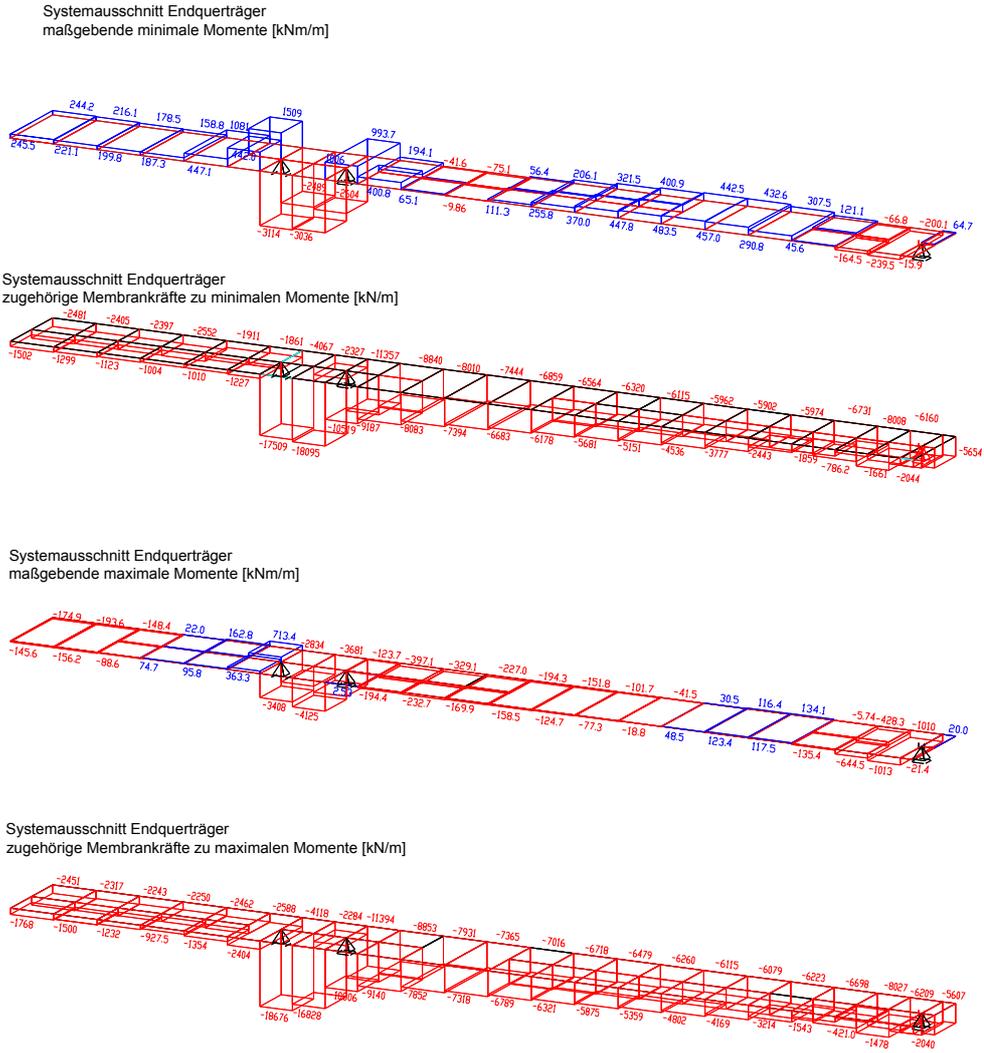


Abbildung C-39 Maßgebende Minimale und Maximale Moment mit dazugehöriger Normalkraft im Endquerträger für Brückenquerrichtung $t=\infty$ [kNm/m]

5.4.3 maßgebende Schnittgrößen Brückenlängsrichtung im Endquerträger

Da im Endquerträger noch keine Längsvorspannung wirkt muss dort mehr schlaaffe Bewehrung eingelegt werden. Für diese Bemessung sind nachfolgend die notwendigen Schnittgrößen abgebildet.

6656	12436	19739	23444
-7417	-10019	-12330	-15419
-4982	-4915	-4939	462.9
-2719	-2078	-3944.6	-186.4
-1838	-826.2	-123.1	105.3
-1284	-505.6	-24.9	0.701
-1065	-400.9	-61.2	5.39
-1051	-421.4	-85.4	-10.3
-1223	-529.2	-134.1	-17.5
-1599	-758.9	-209.5	-38.1
-2273	-1174	-382.0	-45.5
-3356	-2026	-652.5	-186.8
-5230	-3520	-1779	-123.1
-7441	-7859	-3048	-1549
-11065	-14251	-18045	1429
-12259	-17522	-27537	54762
-12955	-17511	-27312	-54737
-11418	-14572	-18358	1529
-8486	-8763	-3308	-1539
-6456	-4242	-2042	-154.0
-4694	-2756	-894.2	-238.1
-3853	-1993	-650.7	-90.7
-3602	-1810	-547.5	-107.1

Systemausschnitt Endquerträger
Längsvorspannung [kN/m]

Abbildung C-40 Normalkraft aus Längsvorspannung im Endquerträger $t=\infty$ [kNm/m]

-135.6	-113.9	34.5	215.5
-143.4	-093.7	141.6	63.6
-72.6	33.3	70.2	17.7
-5.69	34.6	58.3	38.5
30.7	74.7	60.0	21.5
49.1	95.2	72.8	24.2
55.6	101.3	76.5	24.6
53.2	100.3	75.4	24.0
49.3	98.9	76.7	24.9
38.1	94.9	79.1	26.4
22.3	91.0	84.7	29.3
21.6	98.9	117.6	44.6
-1.62	176.7	243.9	93.0
-6.60	288.8	506.2	312.7
-32.9	409.7	1622	1479
-68.5	701.8	1061	692.5
-78.5	700.5	1027	988.3
-68.3	406.3	1683	1554
-68.6	265.3	498.5	888.3
-89.7	123.6	238.4	96.8
-101.9	54.7	120.9	46.5
-105.5	26.3	76.8	30.0
-109.6	23.6	72.0	29.2

Systemausschnitt Endquerträger
maximales Moment längs (ohne Längsvorspannung) [kNm/m]

6672	10795	11322	9294
6033	7516	9494	1394
3757	3786	1890	1493
2458	1978	892.1	-38.0
1829	1341	591.5	172.9
1378	997.3	400.2	68.0
1041	698.5	250.3	53.1
828.6	520.4	172.7	31.2
733.3	447.8	130.5	22.3
769.4	479.4	130.7	18.6
974.0	665.0	186.1	30.6
1420	1326	480.6	72.1
2618	2405	1096	319.9
3944	4738	2917	582.4
6654	10758	7423	4215
6601	14356	24715	4221
6612	14824	24663	-3368
6218	11210	8132	3932
4084	5946	2777	-298.7
2989	3416	1313	356.8
2460	1775	812.3	139.9
2026	1339	548.2	101.1
1864	1175	466.3	84.4

Systemausschnitt Endquerträger
zugehörige Membrankräfte zu maximalen Momente (ohne Längsvorspannung) [kN/m]

Abbildung C-41 maximale Momente und dazugehörige Normalkräfte in Brückenlängsrichtung in Endquerträger ohne Längsvorspannung

5.5 Windverband und Windportal

Vereinfachend werden für die Ermittlung der maßgebenden Schnittkräfte des Windverbandes und des Portalrahmens die Imperfektionen für das Ausweichen der Bögen aus der Bogenebene heraus verwendet. Die Lastkombinationen 101 und 102 wurden verwendet. Die Momente im Portalrahmen sind vernachlässigbar klein und werden nicht mit aufgeführt.

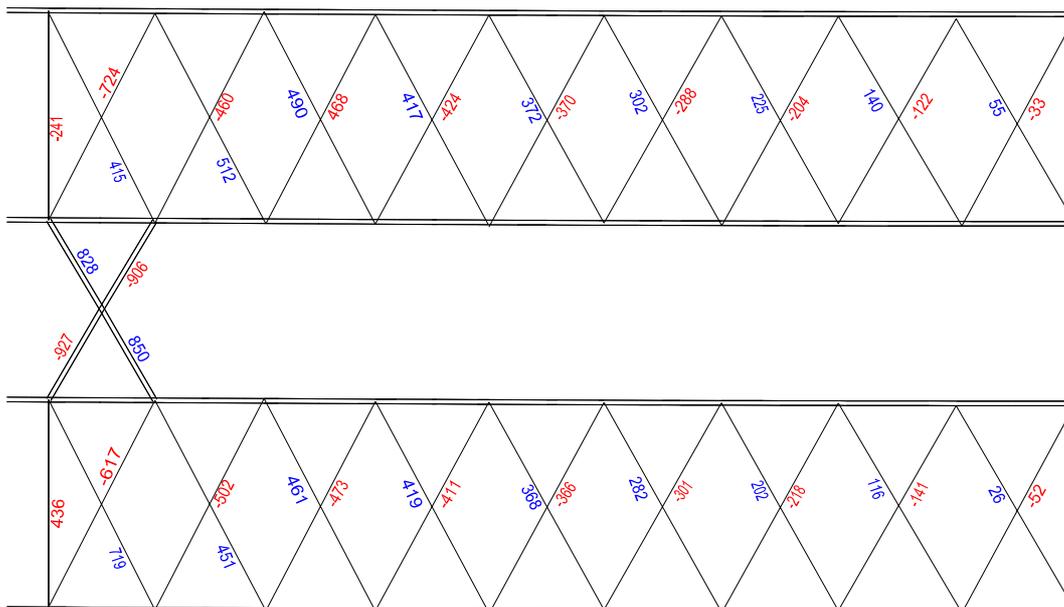


Abbildung C-42 Normalkräfte im Windverband und Portalkreis

5.6 Auflagerreaktionen

Die maßgebenden Auflagerreaktionen entstehen unter Lastkombination 111 bis 114 (Verkehr und Wind), sowie Lastkombination 115 bis 116 (Wind und unbelasteter Zug, nur Wind). Für die äußere Bogenebene stehen die Doppelachsen am äußeren Bordstein, für die innere Bogenebene sind beide LM71 auf dem Endquerträger und die Doppelachsen stehen am inneren Bordstein.

Die inneren Auflager wurden als Doppellager mit einem Abstand von 1420 mm modelliert. Das Auflager der äußeren Bogen wird für Verdrehungen um die x-Achse (Längsachse) festgehalten. Da dort auch zwei Lager verwendet werden sollen, kann das Moment als Kräftepaar von diesen Topflagern aufgenommen werden.

Auflager				
	Bogenebene A		Bogenebene B	
	Normalkraft	Moment	Normalkraft erstes Lager	Normalkraft zweites Lager
Maximale Reaktion	17588 kN	4958 kNm	26633 kN	20355 kN
Minimale Reaktion	10391 kN	2043 kNm	10745 kN	9662 kN

Tabelle C-11 Maßgebende Auflagerreaktionen

Auf eine Auflistung der Horizontalkräfte wird verzichtet, da weder der Unterbau noch der Knaggenkäfig bemessen wird.

6. Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.1 Schnittgrößen der Bögen im Gebrauchszustand der Gebrauchtauglichkeit

Schnittgrößen im Zustand der Gebrauchstauglichkeit (LK 201, 202)						
	Bogenebene A			Bogenebene B		
	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	N [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Bogenfußpunkt	22128	406	142	55770	2900	3458
Windportal	22238	133	-36	56480	1391	1780
Bogenhauptteil	22150	113	21	56118	630	500

Tabelle C-12 Bogenschnittgrößen Gebrauchszustand unter charakteristischen Lasten

6.2 Vertikalverformungen

Verformungen						
	Bogenebene A	Randfeld	Bogenebene B	Mittelfeld	Auflagerver-drehung Bogenebene A	Auflagerver-drehung Bogenebene B
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mrad]	[mrad]
G1+G2	217	197,5	178,5	171,5	6,3	5,37
LM 1 Außenrand	51,9	52,5	29,2	19,8	1,11	0,44
LM 1 im Randfeld	46,8	49,5	27	14	0,96	0,65
LM1 am Innenrand	41,9	45	30	15	0,91	0,66
Ein Zug	11,9	23,2	26,5	27,8	0,46	0,69
Zwei Züge	14,1	27,7	46,6	52,6	0,247	1,26

Tabelle C-13 Vertikalverformungen und Endtangentialverdrehungen

6.3 Betonfahrbahn

6.3.1 maßgebende Spannungen Querrichtung

Nachfolgend sind die maßgebenden Spannungen in Querrichtung für nicht häufige Lastkombinationen (LK 204 bis 207) dargestellt (einhüllende Spannungen). Weiterhin sind die Spannungen für quasi-ständige Lasten (LK 203) gezeigt. Auf die Spannungsbilder für den Lastfall nach Vorspannen wurde verzichtet.

Die Spannungen werden für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise der Platte benötigt.

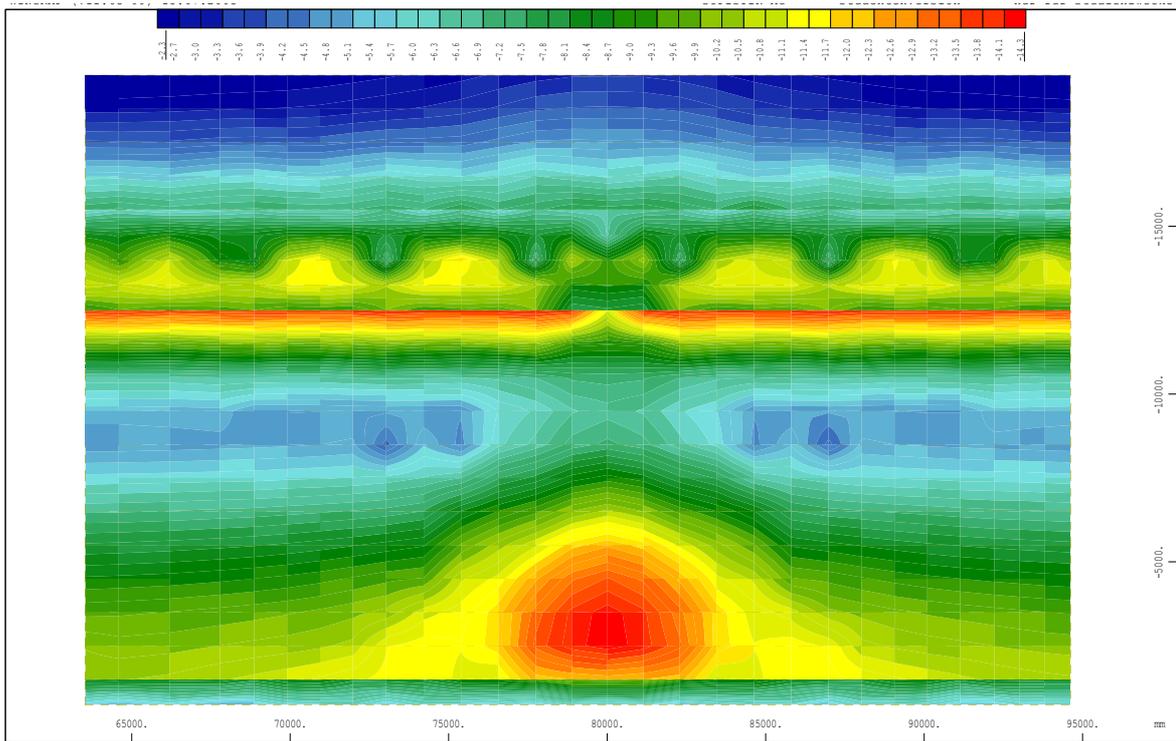


Abbildung C-43 minimale Spannungen der Plattenoberseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination

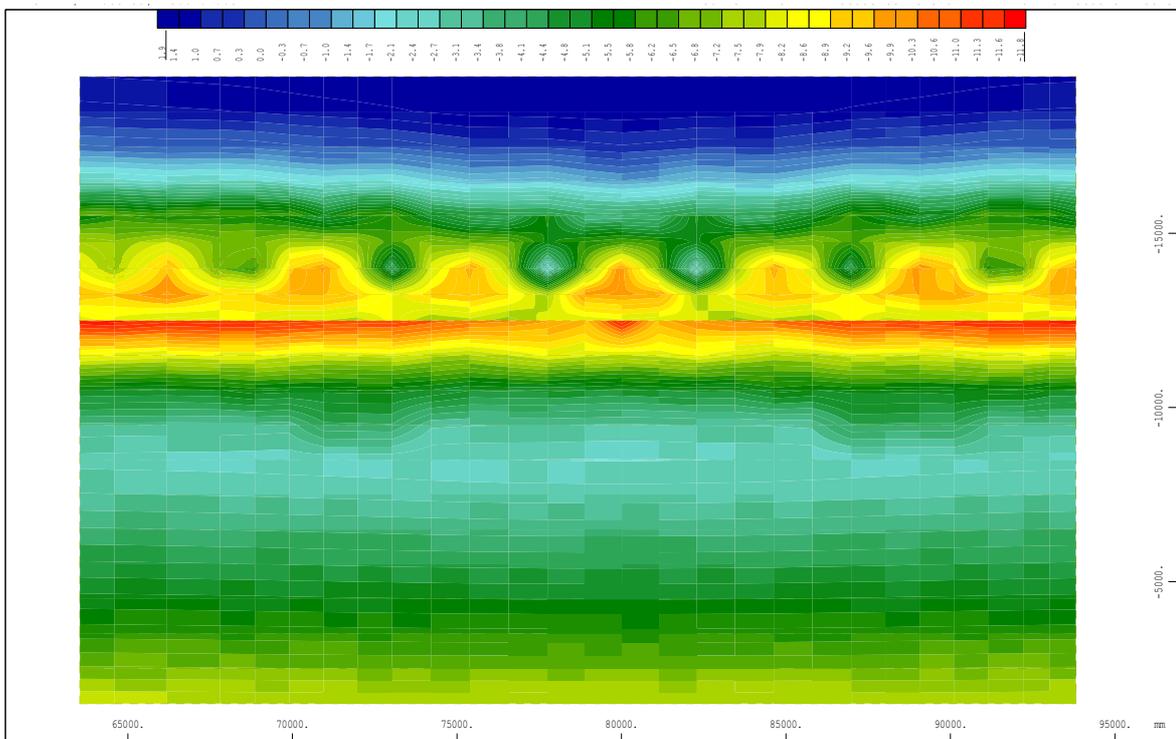


Abbildung C-44 maximale Spannungen der Plattenoberseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination

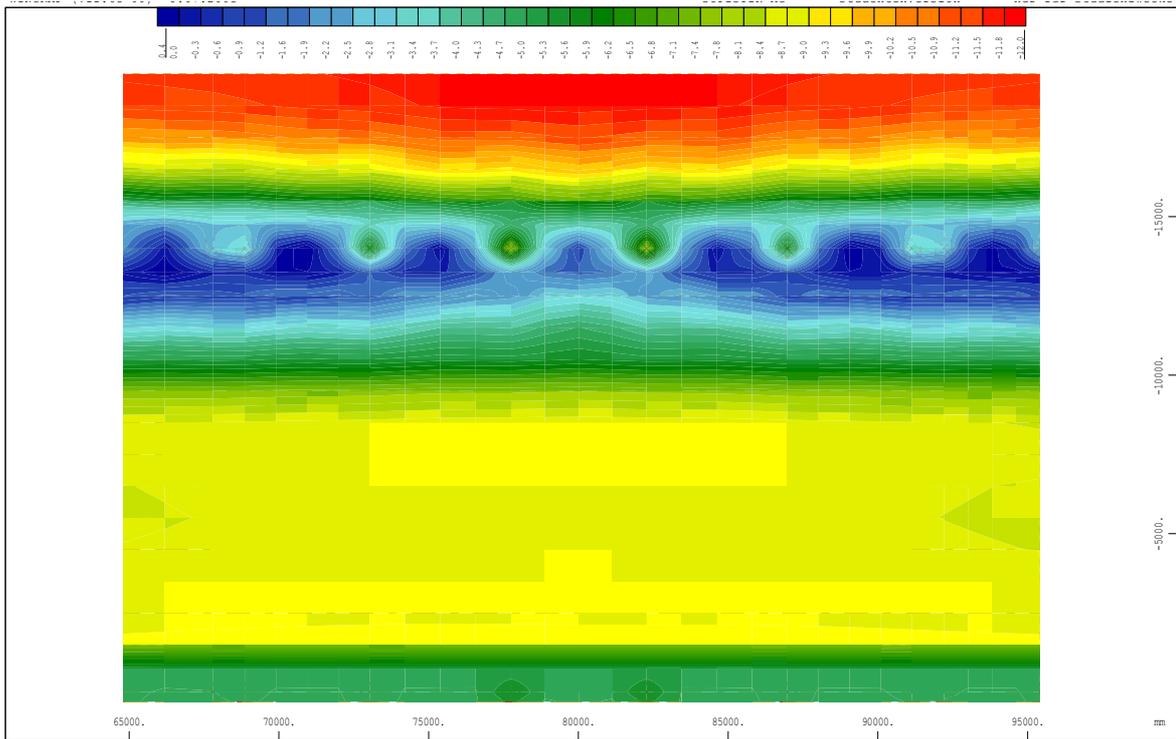


Abbildung C-45 minimale Spannungen der Plattenunterseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination

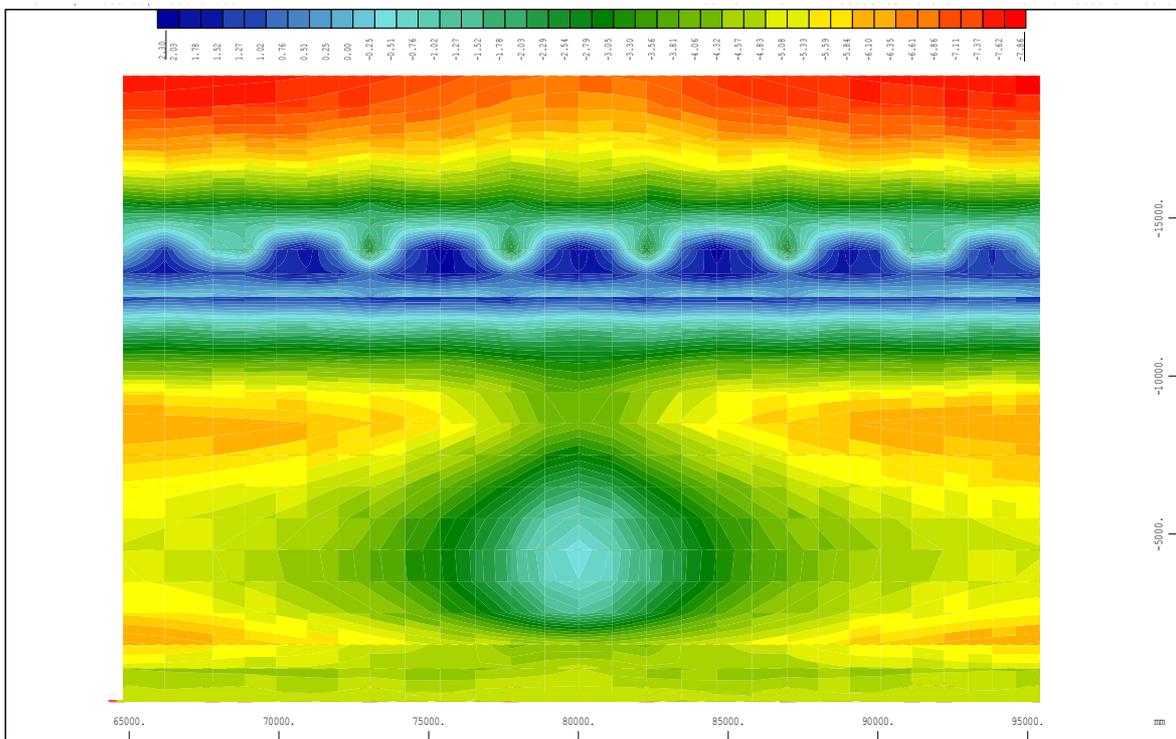


Abbildung C-46 maximale Spannungen der Plattenunterseite in Querrichtung bei nicht häufiger Belastungskombination

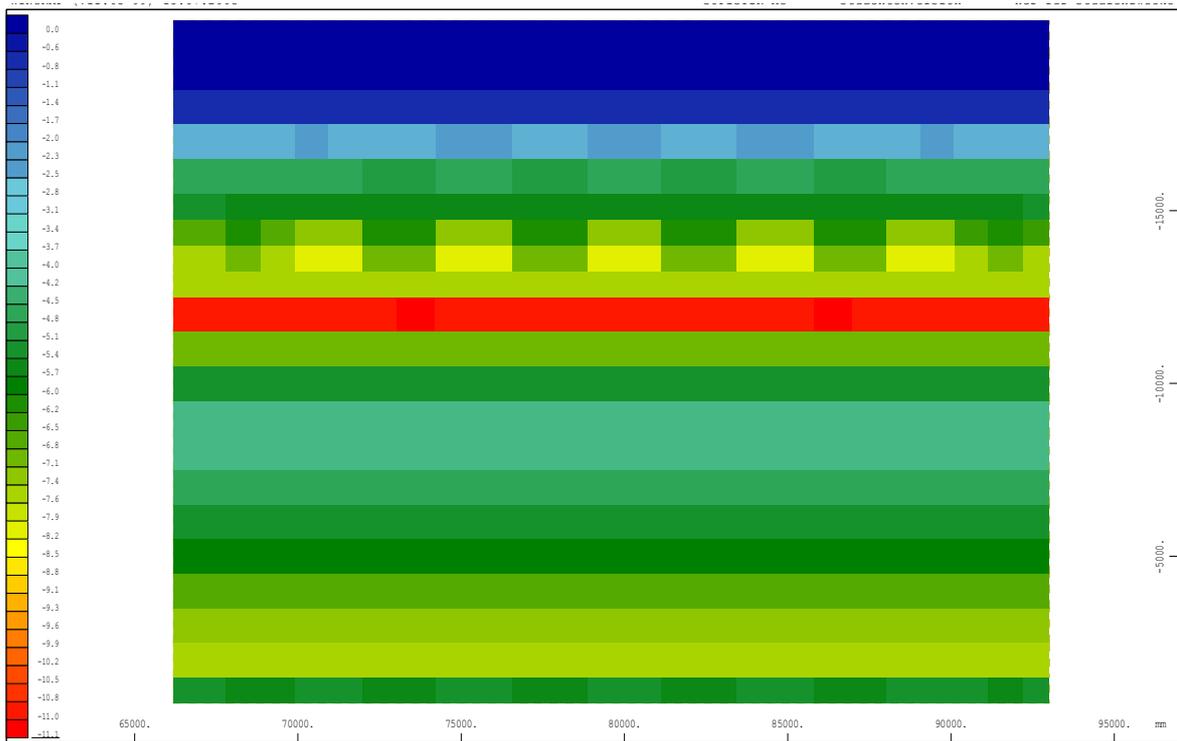


Abbildung C-47 Spannungen der Plattenoberseite in Querrichtung bei quasi ständiger Belastung (Lk 204)

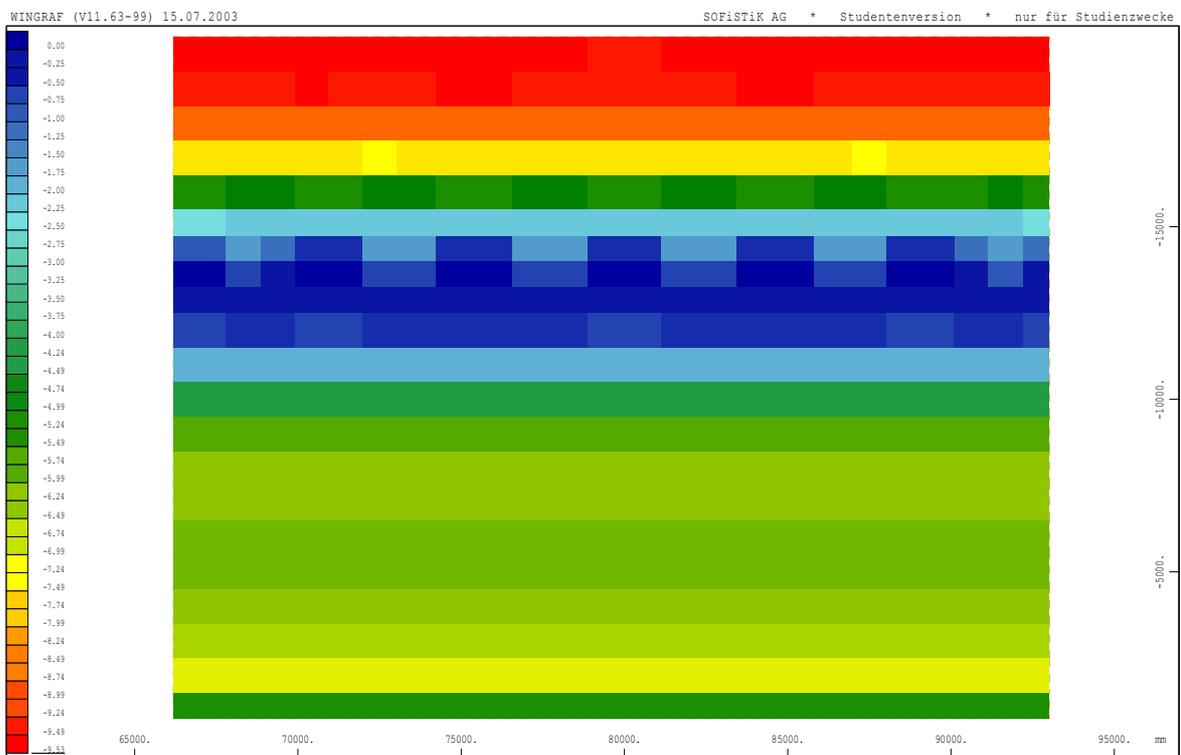


Abbildung C-48 Spannungen der Plattenunterseite in Querrichtung bei quasi ständiger Belastung (Lk 204)

Spannungen in Querrichtung GZG					
		Nicht-häufige Einwirkung, $t=\infty$		Quasi- ständige Einwirkung, $t=\infty$	Nach Vorspannen G1+P, $t=0$
		max σ [N/mm ²]	min σ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]	σ [N/mm ²]
Randfeld	oben	-1,7	-14	6,1	-7,8
	unten	-0,51	-8,7	6,7	-9,3
Mittlere Bogenebene	oben	1,9	-14,3	-11,1	-14,2
	unten	2,3	-5,9	0	2,2
Mittelfeld	oben	1,9	-5,0	0	0,8
	unten	-6,1	-12	-9,53	-12,1

Tabelle C-14 Spannungen im Gebrauchszustand in Querrichtung

6.3.2 maßgebende Spannungen in Längsrichtung

Nachfolgend sind die maßgebenden Spannungen in Längsrichtung für nicht häufige Lastkombinationen (LK 204 bis 207) dargestellt (einhüllende Spannungen). Auf die Spannungsbilder für quasi-ständige Lasten (LK 203) und den Lastfall nach Vorspannen wurde verzichtet.

Die Spannungen werden für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise der Platte benötigt.

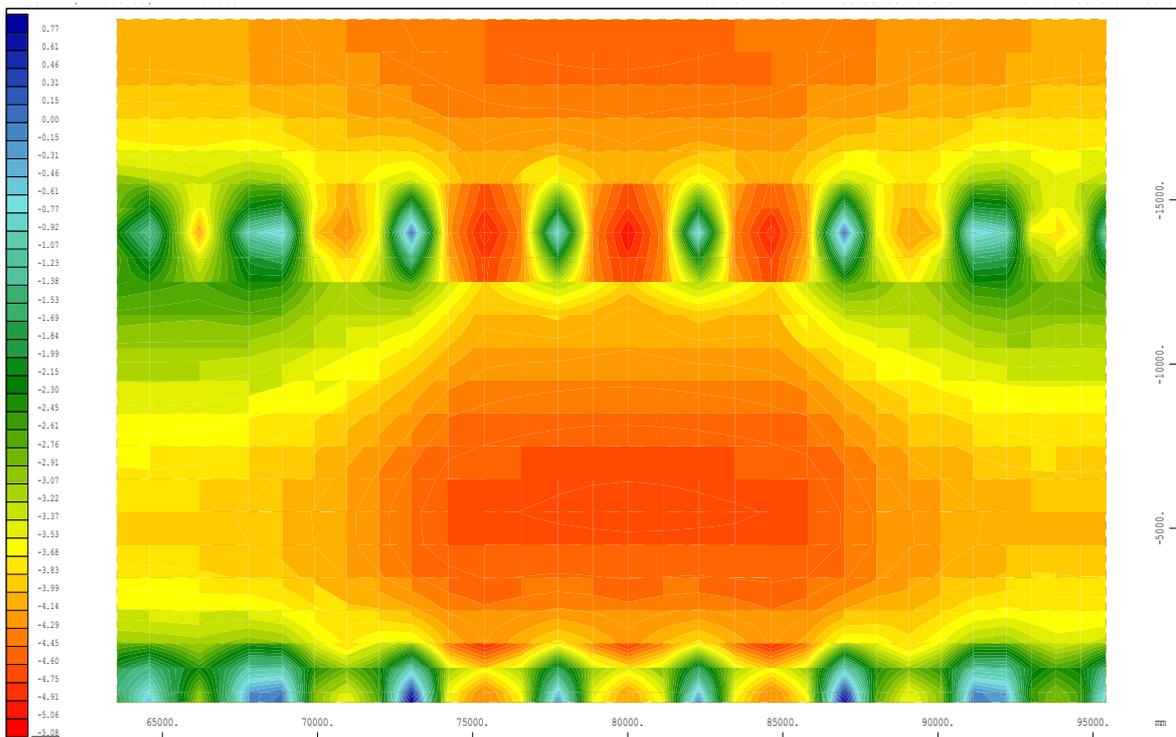


Abbildung C-49 maximale obere Längsnormalspannungen bei nicht häufigen Belastungen

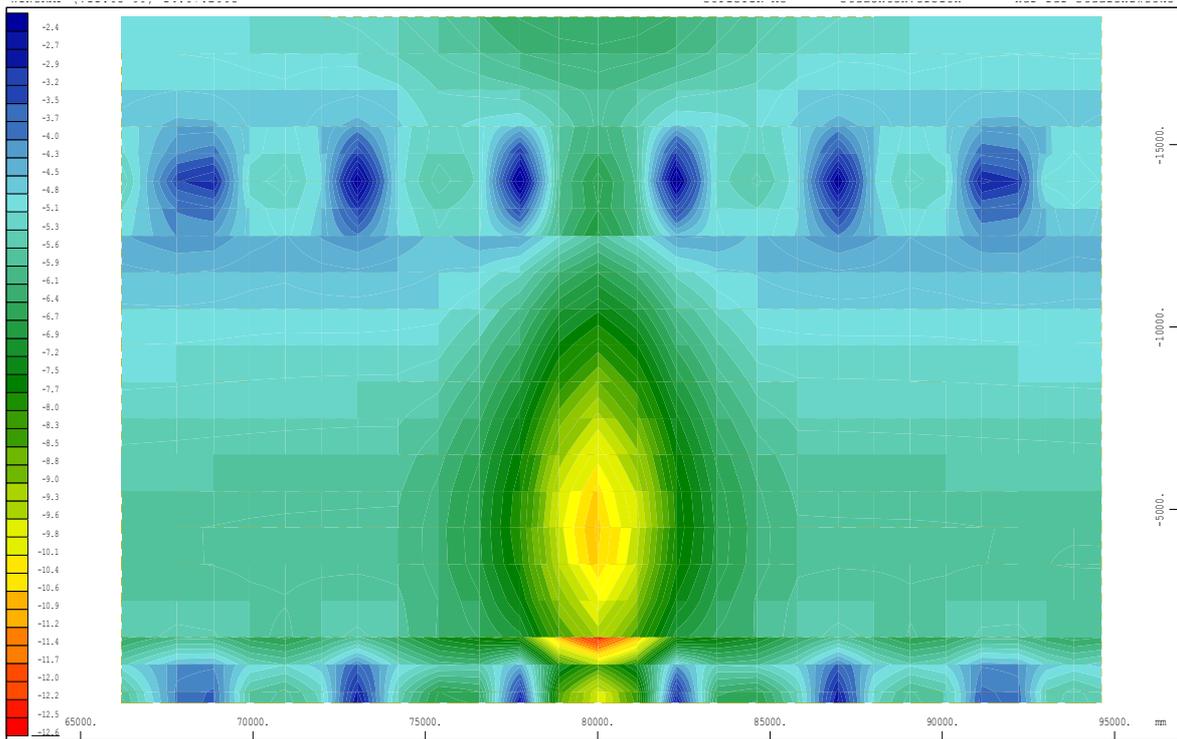


Abbildung C-50 minimale obere Längsnormalspannungen bei nicht häufigen Belastungen

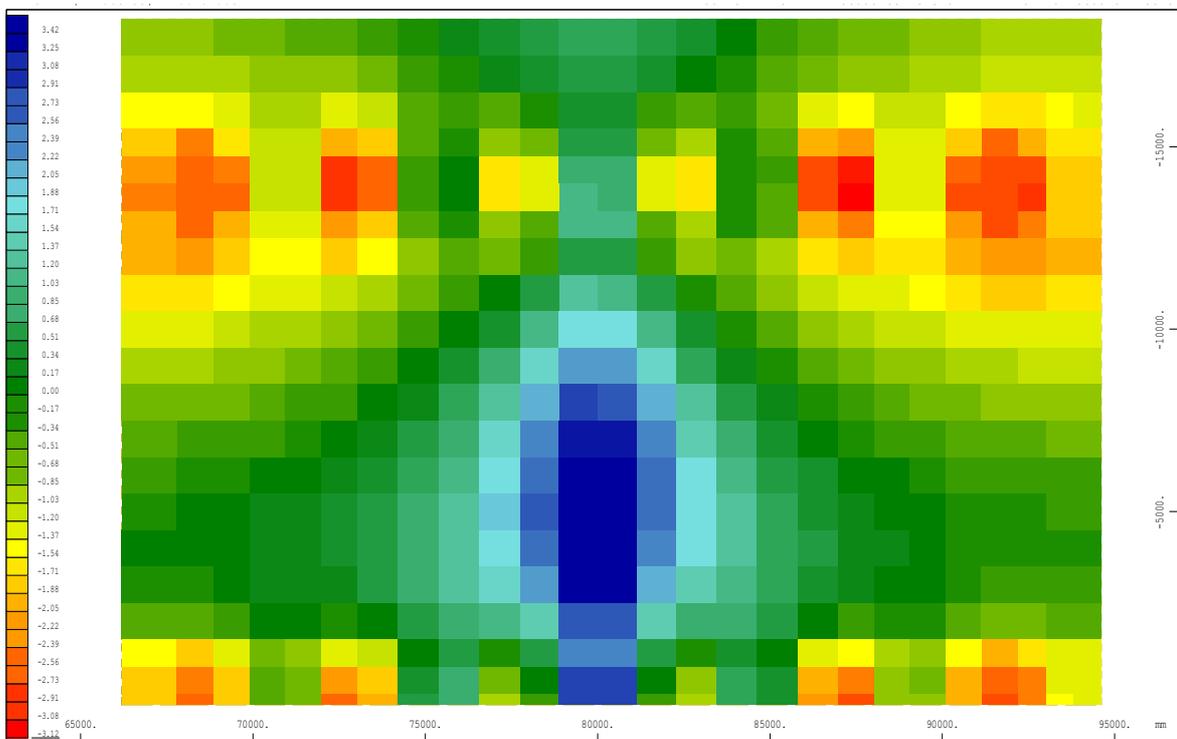


Abbildung C-51 maximale untere Längsnormalspannungen bei nicht häufiger Belastung

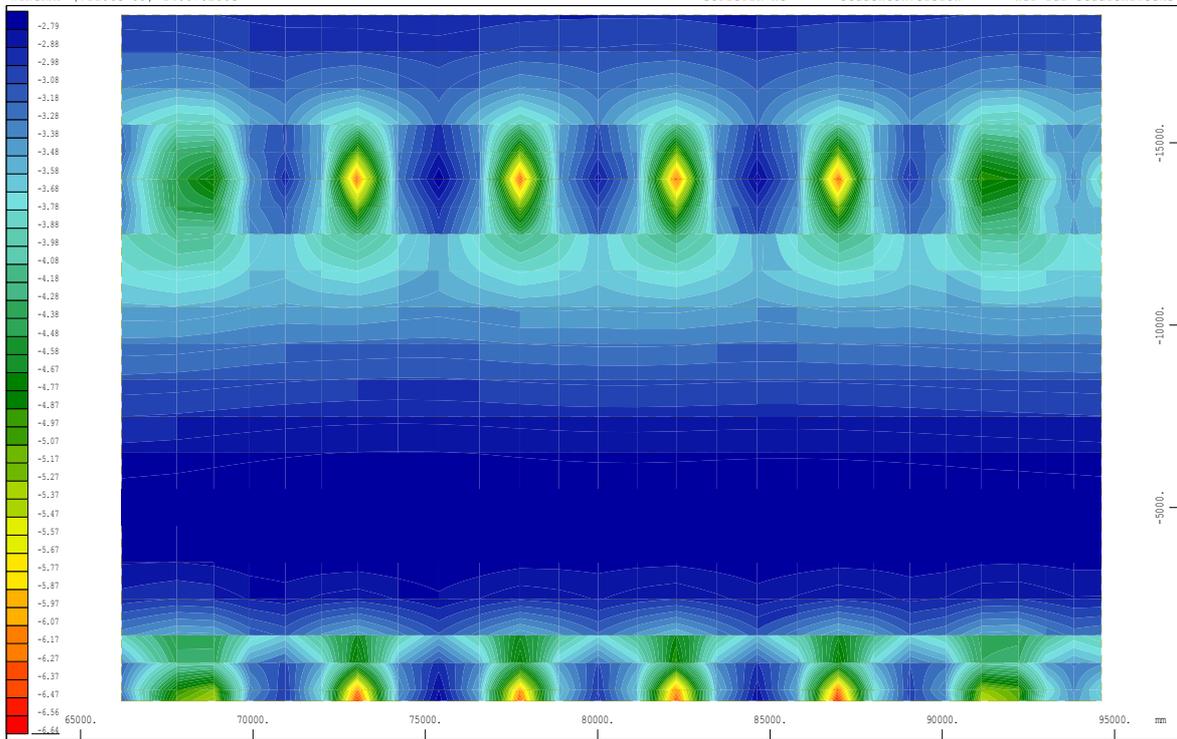


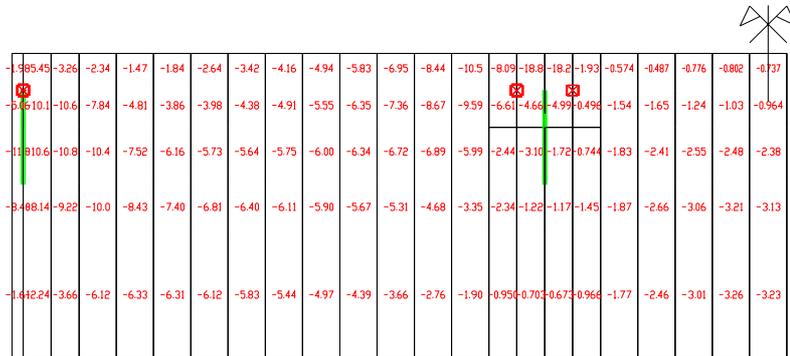
Abbildung C-52 minimale unter Längsnormalspannungen bei nicht häufiger Belastung

Spannungen in Längsrichtung GZG					
		Nicht-häufige Einwirkung, $t=\infty$		Quasi-ständige Einwirkung, $t=\infty$	Nach Vorspannen G_1+P , $t=0$
		max σ [N/mm ²]	min σ [N/mm ²]	max σ [N/mm ²]	min σ [N/mm ²]
Erste Bogenebene	oben	0,77	-10,0	-2,18	-7,56
	unten	3,02	-6,64	-2,35	-7,68
Randfeld	oben	-4,0	-10,4	-5,15	-7,44
	unten	3,42	-2,8	-2,3	-4,2
Mittlere Bogenebene	oben	0,0	-7,0	-2,27	-7,2
	unten	1,5	-6,4	-2,7	-4,96
Mittelfeld	oben	-3,8	-6,1	-5,14	-6,8
	unten	0,51	-3,2	-3,3	-5,0

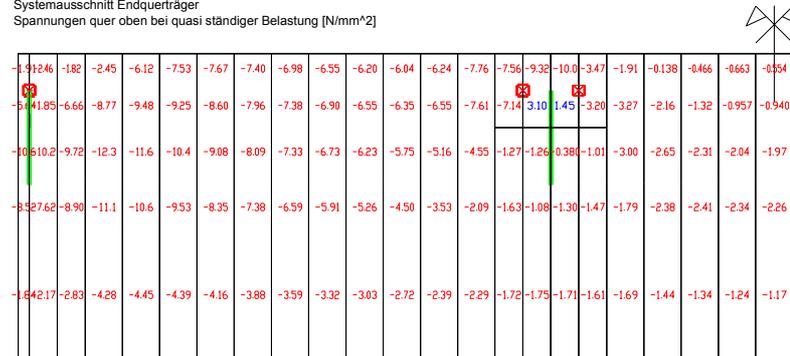
Tabelle C-15 Spannungen im Gebrauchszustand in Längsrichtung

6.3.3 Spannungen in Querrichtung

Nachfolgend sind die Randspannungen im Endquerträger für quasi Ständige Lasten (LK 203) und nicht häufige Lastkombinationen aufgeführt.

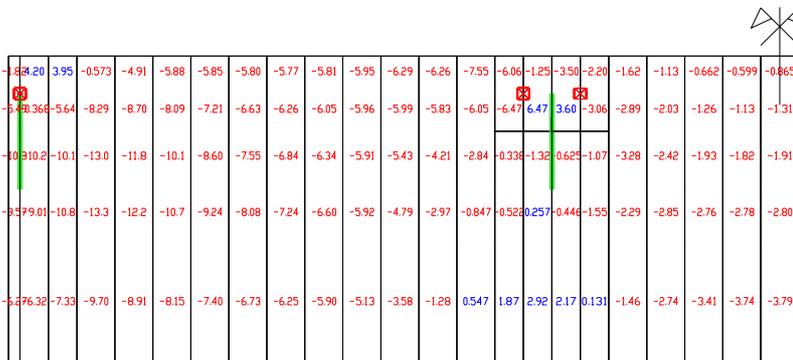


Systemausschnitt Endquerträger
Spannungen quer oben bei quasi ständiger Belastung [N/mm²]

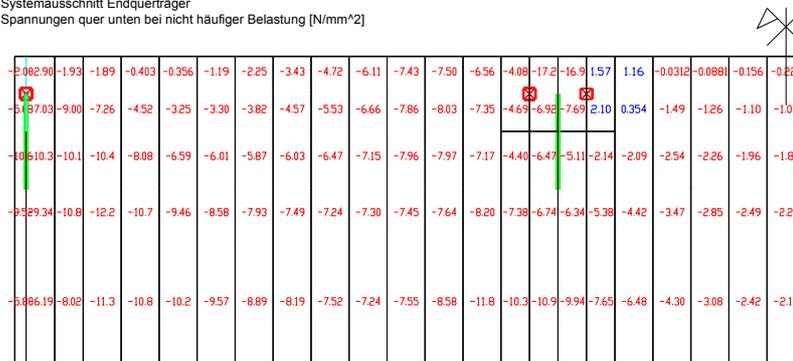


Systemausschnitt Endquerträ
Spannungen quer unten bei q

Abbildung C-53 obere und untere Randspannungen Endquerträger bei quasi-ständigen Lasten



Systemausschnitt Endquerträger
Spannungen quer unten bei nicht häufiger Belastung [N/mm²]



Systemausschnitt Endquerträger
Spannungen quer oben bei nicht häufiger Belastung

Abbildung C-54 Randspannungen nicht häufige Lasten

7. Schnittgrößen für Ermüdung

7.1 Bogenebene A

Schnittgrößen durch Verkehr (Ermüdung) Bogenebene A						
	Bogenfußpunkt		Windportal		Im Bogen	
	N [kN]	My [kNm]	N [kN]	My [kNm]	N [kN]	My [kNm]
Lastmodell 3	-440	40	-438	38	461	26
Erstes Gleis belastet	-823	≈ 0	-771	≈ 0	-849	≈ 0
Zweites Gleis belastet	-51	≈ 0	-57	≈ 0	-93	≈ 0

Tabelle C-16 Ermüdungsbeanspruchung Randbogen

Der Hänger 127 erleidet die größten Spannungswechsel infolge Normalkraft. Für die Ermüdungsbeanspruchung durch Verkehrslasten wird das Lastmodell 3 verwendet. Es wird gemäß der Einflusslinie des Hängers (siehe, Abb. C-18) platziert. Die Eisenbahnbelastung des ersten Gleises trägt auch etwas zur Ermüdung bei.

Verkehrsbelastung Hänger 127			
	Lastmodell 3	Erstes Gleis mit LM 71 belastet	Zweites Gleis mit LM 71 belastet
Max. N	41,6	29,8	≈ 0
Min. N	-58	-8,35	≈ 0

Tabelle C-17 Ermüdungsbeanspruchung Hänger 127

7.2 Bogenebene B

Schnittgrößen durch Verkehr (Ermüdung) Bogenebene B						
	Bogenfußpunkt		Windportal		Im Bogen	
	N [kN]	My [kNm]	N [kN]	My [kNm]	N [kN]	My [kNm]
Lastmodell 3	-552	108	-566	118,4	-568	85
Erstes Gleis belastet	-6453	308	-6506	323	-6344	145
Zweites Gleis belastet	-4578	175	-4633	189	-4603	101

Tabelle C-18 Ermüdungsbeanspruchung mittlere Bögen

In der Bogenebene B ist der Hänger 327 mit dem größten Spannungsspiel durch Verkehr belastet. Es werden die minimalen und maximalen Hängerkräfte durch Straßenverkehr, einem Zug auf dem ersten Gleis und einem Zug auf dem zweiten Gleis berechnet. Dabei werden die Lastmodelle 3 bzw. 71 nach der Einflusslinie des Hängers (siehe Abb. C-18) platziert.

Verkehrsbelastung Hänger 327			
	Lastmodell 3	Erstes Gleis mit LM 71 belastet	Zweites Gleis mit LM 71 belastet
Max. N	48,7	372,9	253,9
Min. N	-65,5	-257,4	-156,3

Tabelle C-19 Ermüdungsbeanspruchung Hänger 327

Anhang D

NACHWEISE

0. Inhaltsverzeichnis

1. Bogenebene A	
1.1 Bogen A	
1.1.1 Querschnittswerte	3
1.1.2 Nachweise für Ausweichen aus der Ebene.....	4
1.1.3 Nachweise für Ausweichen in der Ebene.....	6
1.1.4 Ermüdung.....	7
1.1.5 Gebrauchstauglichkeit.....	9
1.2 Hänger	
1.2.1 Tragfähigkeit des Hängerquerschnittes	9
1.2.2 Hängerbefestigung am Bogen	10
1.2.3 Hängerbefestigung am Betonuntergurt.....	12
1.2.4 Ermüdungsnachweise.....	13
1.3 Bogenfußpunkt Ebene A	15
2. Bogenebene B	
2.1 Bogen B	
2.1.1 Querschnittswerte	17
2.1.2 Nachweise für Ausweichen aus der Ebene.....	18
2.1.3 Nachweise für Ausweichen in der Ebene.....	20
2.1.4 Ermüdung.....	21
2.1.5 Gebrauchstauglichkeit.....	22
2.2 Hänger	
2.2.1 Tragfähigkeit des Hängerquerschnittes	23
2.2.2 Hängerbefestigung am Bogen	23
2.2.3 Hängerbefestigung am Betongurt	26
2.2.4 Ermüdungsnachweise Hänger 327	27
2.3 Bogenfußpunkt Ebene B	31
3. Windportal und Windverband	
3.1 Windportal	
3.1.1 Querschnittswerte	33
3.1.2 Nachweise für maßgebende Schnittgrößen.....	33
3.1.3 Anschluss an den Bogen.....	34
3.1.4 Kreuzungspunkt	34
3.2 Windverbandsstreben	
3.2.1 Querschnittswerte	35
3.2.2 Nachweise.....	35
3.2.3 geschweißter Anschluss an Bögen	36
4. Fahrbahnplatte aus Beton	
4.1 Plattenlängsrichtung	
4.1.1 Mindestbewehrung	37
4.1.2 Bruchsicherheitsnachweise.....	38
4.1.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise.....	40
4.1.4 Querkrafttragfähigkeit.....	42
4.2 Plattenquerrichtung	
4.2.1 Mindestbewehrung	43
4.2.2 Nachweis im Bruchzustand	44
4.2.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise.....	52
4.2.4 Querkrafttragfähigkeit.....	54

5. Endquerträger	
5.1 Mindestbewehrung	57
5.2 Bruchsicherheitsnachweis Brückenquerrichtung	58
5.3 Bruchsicherheitsnachweis Brückenlängsrichtung	60
5.4 Gebrauchstauglichkeitsnachweise	61
5.5 Querkrafttragfähigkeit	62
6. Lagerbemessung	
6.1 Nachweis der zulässigen Auflagerkräfte	66
6.2 Nachweis der horizontalen Verschiebungen	67
7. Einhaltung der zulässigen Verformungen	68
8. Temporärer Untergurt	
8.1 Lastannahmen	69
8.2 Schalung und Schalungsträger	69
8.3 Querträger:	70
8.4 Längsträger	72

1. Bogenebene A

1.1 Bogen A

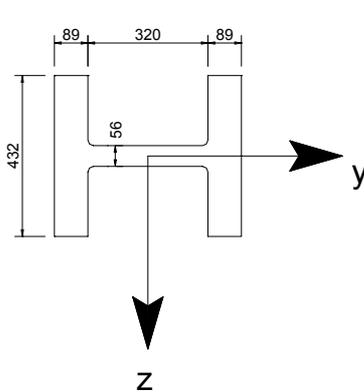
1.1.1 Querschnittswerte

Eigenschaften des verwendeten Baustahls S460 ML

$$f_y = 430 \text{ N/mm}^2 \quad f_u = 550 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Querschnitt im Bogen: ARBED Breitflanschprofil W360x410x744



$$A = 948 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,y} = 5552 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,y} = 8549 \text{ cm}^3$$

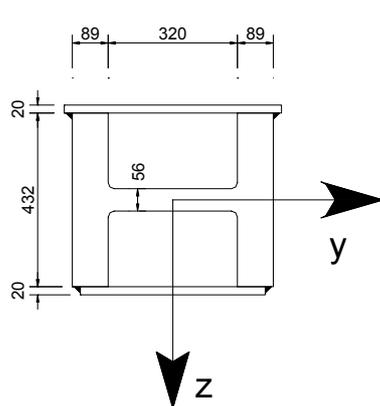
$$W_{el,z} = 13740 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 17170 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 119900 \text{ cm}^4 \quad I_z = 342100 \text{ cm}^4$$

Knickspannungslinie d, Querschnittsklasse 1

Abbildung D-1 Querschnitt Bogenebene A

Im Bereich des Bogenfußpunktes bis zum ersten Stab des Windverbandes wird der Querschnitt verstärkt mit zwei aufgeschweißten 20 mm dicken Blechen.



$$A = 1147,2 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,y} = 9391,7 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,y} = 11062,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 15356,2 \text{ cm}^3 \quad W_{pl,z} = 25149,4 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 221643,4 \text{ cm}^4 \quad I_z = 382368,7 \text{ cm}^4$$

Einordnung in die Querschnittsklasse

ENV 1991-1
Tafel 5.3.1

$$b/t_f \leq 33\varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{235 / 430} = 0,74$$

$$320/20 = 16 \leq 33 \cdot 0,74 = 24,4$$

Querschnittsklasse 1 Knickspannungslinie d,

Abbildung D-2 verstärkter Querschnitt im Bogenfußpunkt Bogenebene A

1.1.2 Nachweise für Ausweichen aus der Ebene

Der Nachweis des Bogenquerschnittes für das Ausweichen aus der Ebene wird an der Anschlussstelle des ersten Windportalstabes geführt. Der Nachweis des verstärkten Profils erfolgt am Bogenfußpunkt. Die Schnittgrößen aus der Berechnung zweiter Ordnung können Anhang C Tab. C-4 entnommen werden.

Lastkombination 101 (Verkehr dominierend)

Nachweis des Breitflanschprofils:

Anhang C
Tab. C-4

Bemessungsschnittgrößen:

$$\begin{array}{lll} N_{sd}=29753 \text{ kN} & & M_{z,sd}=262 \text{ kNm} \\ M_{y,sd}=226 \text{ kNm} & & V_{y,sd}=101 \text{ kN} \\ V_{z,sd}=152 \text{ kN} & & \end{array}$$

Querkraftnachweis in z-Richtung:

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} \cdot A_{\text{Flansche}} \quad V_{z,Rd} = \frac{43}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \cdot 2 \cdot 43,2 \cdot 8,89 = 17335,1 \text{ kN}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.7

Der Querkrafteinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände:

$$\begin{array}{ll} N_{Rd} = 948,1 \cdot 43,0 / 1,1 & N_{Rd} = 37062,1 \text{ kN} \\ M_{y,pl,Rd} = 8549 \cdot 43,0 / 1,1 & M_{y,pl,Rd} = 3341,9 \text{ kNm} \\ M_{z,pl,Rd} = 17170 \cdot 43,0 / 1,1 & M_{z,pl,Rd} = 6711,9 \text{ kNm} \end{array}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,pl,Rd}} + \frac{M_{z,pl,Sd}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1,0$$

Nachweis

$$\frac{29753}{37062} + \frac{226}{3341,9} + \frac{262}{6712} = 0,91 \leq 1,0$$

Nachweis des verstärkten Profils:

Bemessungsschnittgrößen:

$$\begin{array}{lll} N_{sd}=29753 \text{ kN} & & M_{z,sd}=404 \text{ kNm} \\ M_{y,sd}=587 \text{ kNm} & & V_{y,sd}=162 \text{ kN} \\ V_{z,sd}=1052 \text{ kN} & & \end{array}$$

Anhang C
Tab. C-4

Querkraftnachweise sind erfüllt mit weniger als 50%

Der Querkrafteinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände:

$$\begin{array}{ll} N_{Rd} = 1147,2 \cdot 43,0 / 1,1 & N_{Rd} = 44845,1 \text{ kN} \\ M_{y,pl,Rd} = 11062 \cdot 43,0 / 1,1 & M_{y,pl,Rd} = 4324,2 \text{ kNm} \\ M_{z,pl,Rd} = 25149,4 \cdot 43,0 / 1,1 & M_{z,pl,Rd} = 9831,1 \text{ kNm} \end{array}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.7

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,pl,Rd}} + \frac{M_{z,pl,Sd}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{29753}{44845} + \frac{587}{4324,2} + \frac{404}{9831,1} = 0,84 \leq 1,0 \quad \text{NW erfüllt!}$$

Lastkombination 103 (Wind dominierend)Nachweis des Breitflanschprofils:

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{sd}=27853 \text{ kN} \quad M_{y,sd}=173 \text{ kNm} \quad M_{z,sd}=405 \text{ kNm}$$

$$V_{z,sd}=265 \text{ kN} \quad V_{y,sd}=149 \text{ kN}$$

Anhang C
Tab. C-4

Querkraftnachweis in z-Richtung:

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} \cdot A_{\text{Flansche}} \quad V_{z,Rd} = \frac{43}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \cdot 2 \cdot 43,2 \cdot 8,89 = 17335,1 \text{ kN}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.7

Der Querkrafteinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände:

$$N_{Rd} = 948,1 \cdot 43,0 / 1,1 \quad N_{Rd} = 37062,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 8549 \cdot 43,0 / 1,1 \quad M_{y,pl,Rd} = 3341,9 \text{ kNm}$$

$$M_{z,pl,Rd} = 17170 \cdot 43,0 / 1,1 \quad M_{z,pl,Rd} = 6711,9 \text{ kNm}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,pl,Rd}} + \frac{M_{z,pl,Sd}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{27853}{37062} + \frac{173}{3341,9} + \frac{405}{6712} = 0,86 \leq 1,0$$

Nachweis des verstärkten Profils:

Bemessungsschnittgrößen:

$$N_{sd}=27853 \text{ kN} \quad M_{y,sd}=570 \text{ kNm} \quad M_{z,sd}=750 \text{ kNm}$$

$$V_{z,sd}=1005 \text{ kN} \quad V_{y,sd}=452 \text{ kN}$$

Anhang C
Tab. C-4

Querkraftnachweise sind erfüllt mit weniger als 50%

ENV 1993-1
Kap. 5.4.7

Der Querkrafteinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände:

$$N_{Rd} = 1147,2 \cdot 43,0 / 1,1 \quad N_{Rd} = 44845,1 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 11062 \cdot 43,0 / 1,1 \quad M_{y,pl,Rd} = 4324,2 \text{ kNm}$$

$$M_{z,pl,Rd} = 25149,4 \cdot 43,0 / 1,1 \quad M_{z,pl,Rd} = 9831,1 \text{ kNm}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,pl,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,pl,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{27853}{44845} + \frac{570}{4324,2} + \frac{750}{9831,1} = 0,83 \leq 1,0 \quad \text{NW erfüllt!}$$

1.1.3 Nachweise für Ausweichen in der Ebene

Lastkombination 105

Nachweis des Breitflanschprofils:

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sd}=29538 \text{ kN}$
 $M_{y, sd}=258 \text{ kNm}$ $M_{z, sd}=166 \text{ kNm}$

*Anhang C
Tab. C-5*

Querkraftnachweise sind erfüllt mit weniger als 50%!

*ENV 1993-1
Kap. 5.4.7*

Der Querkrafterfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände: $N_{Rd} = 948,1 \cdot 43,0/1,1$ $N_{Rd}=37062,1 \text{ kN}$
 $M_{y, pl, Rd}=8549 \cdot 43,0/1,1$ $M_{y, pl, Rd}=3341,9 \text{ kNm}$
 $M_{z, pl, Rd}=17170 \cdot 43,0/1,1$ $M_{z, pl, Rd}=6711,9 \text{ kNm}$

*ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1*

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y, Sd}}{M_{y, pl, Rd}} + \frac{M_{z, Sd}}{M_{z, pl, Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{29538}{37062} + \frac{258}{3341,9} + \frac{166}{6712} = 0,899 \leq 1,0$$

Nachweis des verstärkten Profils:

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sd}=29837 \text{ kN}$
 $M_{y, sd}=573 \text{ kNm}$ $M_{z, sd}=385 \text{ kNm}$

*Anhang C
Tab. C-5*

Querkraftnachweise sind erfüllt mit weniger als 50%!

*ENV 1993-1
Kap. 5.4.7*

Der Querkrafterfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände: $N_{Rd} = 1147,2 \cdot 43,0/1,1$ $N_{Rd}=44845,1 \text{ kN}$
 $M_{y, pl, Rd}=11062 \cdot 43,0/1,1$ $M_{y, pl, Rd}=4324,2 \text{ kNm}$
 $M_{z, pl, Rd}=25149,4 \cdot 43,0/1,1$ $M_{z, pl, Rd}=9831,1 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y, Sd}}{M_{y, pl, Rd}} + \frac{M_{z, pl, Sd}}{M_{z, pl, Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{29837}{44845} + \frac{573}{4324,2} + \frac{385}{9831,1} = 0,84 \leq 1,0 \quad \text{NW erfüllt!}$$

*ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1*

1.1.4 Ermüdung

Der äußere Bogen wird durch Straßenverkehr und den Eisenbahnverkehr auf Ermüdung beansprucht. Der Nachweis der Ermüdung wird nach dem vereinfachten Verfahren nach Eurocode 3 Teil 2 mittels Vergleich der schädigungsäquivalenten Schwingbreiten mit der Ermüdungsfestigkeit geführt.

ENV 1993-2
Kap. 9.5.1

$$\text{Nachweis: } \Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{MF} \quad \gamma_{MF}=1,15$$

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda \cdot \varphi_2 \cdot \Delta\sigma_P$$

Die Bemessungsschnittgrößen aus dem Lastmodell 3 für Ermüdung sind:

Anhang C
Tab. C-15

$$N=461 \text{ kN} \quad M=\pm 40 \text{ kNm}$$

$$\text{Anpassungswert für die Einwirkungsseite: } \varphi_2=1$$

$$\text{Anpassungswert } \lambda \quad \lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

$$\lambda_1=1,0$$

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{N_0} \right)^{1/5} \quad Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i \cdot Q_0^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

ENV 1993-2
Kap. 9.5.2

$$Q_0=480 \text{ kN} \quad Q_{m1}=480$$

$$\text{Anzahl der Fahrspuren: } n=1$$

Kap. A-4.1

$$\text{Anzahl der erwarteten LKW/Jahr: } N_{0ob}=2 \cdot 10^6$$

(hoher LKW Anteil, da drei Fahrstreifen)

$$\lambda_2=1,585$$

$$\lambda_3=1,0 \quad \text{Bemessungsdauer 1 Jahr}$$

$$\lambda_4=1,0 \quad \text{eine Fahrspur mit LKW-Anteil}$$

$$\rightarrow \lambda=1,585$$

Die Bemessungsgrößen aus Eisenbahnverkehr sind:

Anhang C
Tab. C-15

$$\begin{array}{ll} \text{erste Gleis ist belastet:} & N=849 \text{ kN} \quad M=0 \text{ kNm} \\ \text{zweites Gleis ist belastet:} & N=93 \text{ kN} \quad M=0 \text{ kNm} \end{array}$$

$$\text{Anpassungswert } \lambda \quad \lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

ENV 1993-2
Kap. 9.5.3

$$\text{Spannweitenbeiwert: } L=160\text{m, Verkehr nach EC-Mix}$$

$$\lambda_1=0,6$$

$$\text{Verkehrstärkenbeiwert: angenommenes Verkehrsaufkommen} \\ 30 \times 10^6 \text{ t/Jahr}$$

$$\lambda_2=1,04$$

Lebensdauerbeiwert : angenommene Lebensdauer von 100 Jahren

$$\lambda_3 = 1,0$$

Gleichzeitigkeitsbeiwert: Berücksichtigt die Häufigkeit der Gleichzeitigkeit der ungünstigen Lasten.

$$\Delta N_{\text{ein LM71}} / \Delta N_{\text{zwei LM71}}$$

$$849 / (849 + 93) = 0,9$$

$$\lambda_4 = 0,9$$

Hierbei stellt sich wieder das Problem des Gleichzeitigen Auftretens von Eisenbahnlasten und Straßenlasten. Die Begegnungshäufigkeit des Zugverkehrs geht mit 12% in λ_{EB4} ein. Geht man dann von dem schlimmsten Fall aus, dass sich bei zwei Zügen auch ungünstigster LKW-Verkehr auf der Brücke befindet, kann λ_4 für das gesamte Spannungsspiel verwendet werden. Dies ist eine sehr konservative Annahme. Da der Nachweis so geführt werden kann, ist eine genauere Untersuchung, z.B. durch Schadensakkumulation nicht notwendig.

Daraus ergeben sich das maßgebende Spannungsspiel zu:

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda_4 \cdot (\lambda_{1,EB} \cdot \lambda_{2,EB} \cdot \lambda_{3,EB} \cdot \varphi_2 \cdot \Delta \sigma_{P,EB} + \lambda_{1,SV} \cdot \lambda_{2,EB} \cdot \lambda_{3,SV} \cdot \Delta \sigma_{P,SV})$$

oder auf die Schnittgrößen angewandt:

$$\Delta N_{E2} = 0,9 \cdot (0,6 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot (849 + 93) + 1,0 \cdot 1,585 \cdot 1,0 \cdot 461)$$

$$\Delta N_{E2} = 1186,64 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{y,E2} = 0,9 \cdot (0,6 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot (0 + 0) + 1,0 \cdot 1,585 \cdot 1,0 \cdot 40)$$

$$\Delta M_{y,E2} = 57,1 \text{ kNm}$$

Spannungsschwingbreite im schwächeren Bogenquerschnitt:

$$\Delta \sigma_{E2} = \frac{\Delta N_{E2}}{A} + \frac{\Delta M_{y,E2}}{W_{y,el,unten}} \quad \Delta \sigma_{E2} = \frac{1186,6}{948} + \frac{5710}{5552}$$

$$\Delta \sigma_{E2} = 22,8 \text{ N/mm}^2$$

Der schlechteste Kerbfall der auftritt ist Kerbgruppe 56 bei einem Schweißanschluss einer Windverbandsstrebe an den Flansch.

ENV 1993-2
Tab. L4

$$\Delta \sigma_{E2} \leq 56 / 1,15 = 48,7 \text{ N/mm}^2$$

Aufgrund der sehr kleinen Spannungsschwingbreite sind die äußeren Bogenebenen nicht ermüdungsgefährdet.

1.1.5 Gebrauchstauglichkeit

Gemäß EC3-2, Abschnitt 4.2 sind die Spannungen infolge seltener Lastkombinationen zu begrenzen.

ENV 1993-2
Kap.4.3

Nachweis des Breitflanschprofils:

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sk}=22238 \text{ kN}$
 $M_{y,sk}=133 \text{ kNm}$ $M_{z,sk}=36 \text{ kNm}$

Anhang C
Tab. C-12

Der Querkraftereinfluss wird vernachlässigt, da die Schubspannung sehr klein ist.

Widerstände: $A=948 \text{ cm}^2$

$$W_{el,y}=5552 \text{ cm}^3 \quad W_{el,z}=13740 \text{ cm}^3$$

$$\sqrt{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau^2)} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad \gamma_M=1,0$$

ENV 1993-2
Kap.4.3

$$\text{N.W: } \sqrt{\left(\left(\frac{22238}{948} + \frac{13300}{5552}\right)^2 + \left(\frac{3600}{13740}\right)^2\right)} = 25,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_y}{1,0} = 43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Nachweis des verstärkten Profils am Bogenfußpunkt:

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sk}=22128 \text{ kN}$
 $M_{y,sk}=406 \text{ kNm}$ $M_{z,sk}=142 \text{ kNm}$

Anhang C
Tab. C-12

Der Querkraftereinfluss wird vernachlässigt, da die Schubspannung sehr klein ist.

Widerstände: $A=1147,2 \text{ cm}^2$

$$W_{el,y}=9391,7 \text{ cm}^3 \quad W_{el,z}=15356 \text{ cm}^3$$

$$\sqrt{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau^2)} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad \gamma_M=1,0$$

$$\text{N.W: } \sqrt{\left(\left(\frac{22128}{1147,2} + \frac{40600}{9391,7}\right)^2 + \left(\frac{14200}{15356}\right)^2\right)} = 23,6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_y}{1,0} = 43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

erfüllt!

1.2 Hänger

1.2.1 Tragfähigkeit des Hängerquerschnittes

Material: S460 ML $f_{yk}=430 \text{ N/mm}^2$ $f_u=550 \text{ N/mm}^2$

Kreisquerschnitt: $d=60 \text{ mm}$ $A=2827,4 \text{ mm}^2$

Maximale Hängerkraft: $N_{sd}=975,2 \text{ kN}$

Grenzzugkraft: $N_{Rd}=A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
 $N_{Rd}=1105,3 \text{ kN}$

Anhang C
Kap. C-5.1.3

Nachweis: $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{975,2}{1105,3} = 0,88 \leq 1,0$

1.2.2 Hängerbefestigung am Bogen

Stahlsorte der verwendeten Bleche für den Hängeranschluss:

S460 ML $f_{yk}=430 \text{ N/mm}^2$ $f_u=550 \text{ N/mm}^2$

An den Hänger wird mit Stumpfnähten eine Lasche angeschweißt, die mit gleitfesten Schrauben zwischen zwei Bleche geschraubt werden, die an den Flanschen und Steg des Bogens eingeschweißt werden.

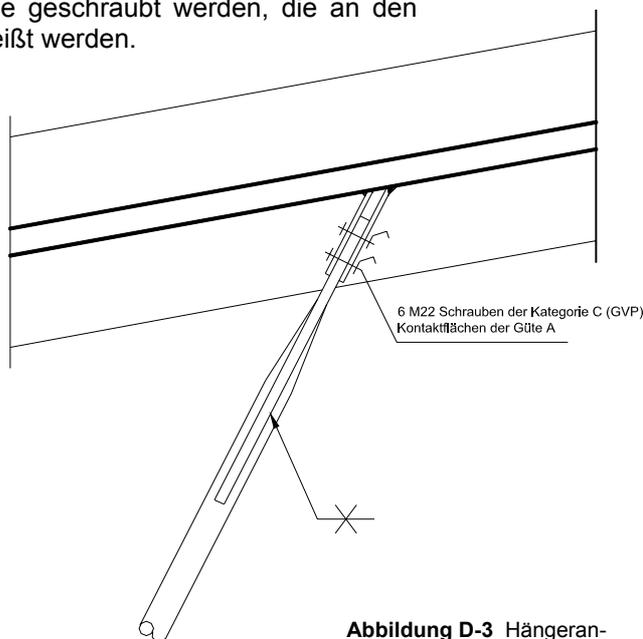
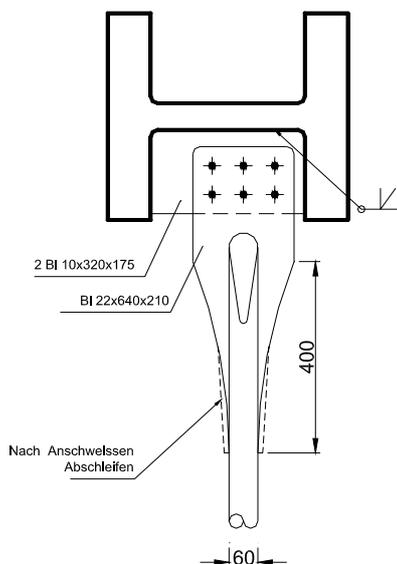


Abbildung D-3 Hängeranschluss Bogenebene A

Nachweis der Stumpfnah an den Hänger:

Aufgrund des Rundschleifens der Laschen wird angenommen, dass die Schweißnaht auf einer effektiven Länge von 200 mm die Kraft übertragen kann.

ENV 1993-1
Kap. 6.6.6.1

Grenzkraft der durchgeschweißten V-Naht entspricht der Grenzkraft der Stahlasche.

$$f_{V,d} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{460}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 241,4 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{R,W,d} = 241,6 \cdot 22 \cdot 200 \qquad F_{R,W,d} = 1063 \text{ kN / Schweißnaht}$$

$$\text{N.W.: } 2 \cdot 1063 \text{ kN} = 2126 \geq N_{S,d} = 975,2 \text{ kN} \qquad \text{N.W. erfüllt!}$$

Nachweis der Lasche:

Es wird eine Lasche, 22mm dick, 210mm breit verwendet. Sie ist durch die Schraubenlöcher geschwächt. Es werden vorgespannte gleitfeste Schrauben verwendet. Der Nachweis der Laschen muss dann mit der Nettofläche geführt werden.

ENV 1993-1
Kap. 6.5.3.1 (4)

Schrauben: M22 Schaftdurchmesser: ds=23 mm
Lochdurchmesser ds=24 mm

$$A_{net} = 22 \cdot (210 - 3 \cdot 24) = 3036 \text{ mm}^2$$

$$N_{R,d} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M0} \qquad N_{R,d} = 3036 \cdot 460 / 1,1$$

$$N_{R,d} = 1269,6 \geq N_{S,d} = 975,2 \text{ kN} \qquad \text{N.W. erfüllt!}$$

Nachweis der Schrauben:

Es werden sechs vorgespannte Schrauben M22 (10.9) verwendet. Die Verbindung soll im Zustand der Tragfähigkeit gleitfest sein (Kategorie C). Die Berührungsflächen der Laschen und des Lastübertragungsbleches müssen vorbehandelt werden, so dass sie der Güteklasse A entsprechen.

$$f_{u,b}=1000 \text{ N/mm}^2 \quad f_{y,b}=900 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Spannungsquerschnitt } A_s=3,03 \text{ cm}^2$$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
S.8.81

1. Gleiten der Schrauben:

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{MS}} \cdot F_{P,cd}$$

ENV 1993-1
Kap.6.5.8.1

Anzahl der Scherfugen:	$n=2$
Beiwert für normale Löcher:	$k_s=1,0$
Reibbeiwert (Güte A):	$\mu=0,5$
Sicherheitsbeiwert:	$\gamma_{MS}=1,25$

$$\text{Vorspannkraft: } F_{P,cd}=0,7 \cdot f_{u,b} \cdot A_s \quad F_{P,cd}=212,1 \text{ kN}$$

$$F_{S,Rd} = 169,7 \text{ kN}$$

$$\text{NW.: } 6 \cdot 169,7 \text{ kN} = 1018,1 \text{ kN} \geq N_{S,d} = 975,2 \text{ kN} \text{ erfüllt!}$$

2. Lochleibung der Bleche:

mit 2x10mm sind die Übertragungsbleche maßgebend

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d_L \cdot t}{\gamma_{MS}}$$

ENV 1993-1
Kap.6.5.3

Abstände der Schrauben:	Randabstände e_1, e_2 :	40 mm
	Längsabstand p_1 :	60 mm
	Querabstand p_2 :	65 mm

mit den Abständen ergibt sich der Wert α zu 0,555

Lochdurchmesser ist 24 mm

Blechdicke ist 2x10 mm

$$F_{b,Rd}=293,2 \text{ kN / Schraube} \quad \rightarrow \quad \text{NW erfüllt!}$$

Nachweis der Schweißnaht des Lastübertragungsbleches an das Bogenprofil

Ein Blech kann mit Flankenkehlnähten angeschweißt werden. Das andere muss mit einer V-Naht mit dem Bogenprofil verbunden werden.

Auf der sicheren Seite liegend werden nur die vertikalen Schweißnähte für die Lastübertragung herangezogen.

Dicke des Blechs:	$t=10 \text{ mm}$
Schweißnahtdicke:	$a=9 \text{ mm}$
Länge der Schweißnaht:	$l_w=130 \text{ mm}$

Tragfähigkeit des Grundmaterials:	$F_{v,d} = \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \cdot t$	<i>ENV 1993-1 Kap. 6.6.6.1</i>
	$F_{v,d} = 53,11 \text{ kN/cm}$	
Tragfähigkeit der Schweißnaht:	$F_{v,w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \cdot a$	<i>ENV 1993-1 Kap. 6.6.5.3</i>
	Korrelationsfaktor $\beta_w = 0,95$ Sicherheitsbeiwert $\gamma_{Mw} = 1,25$ Bruchfestigkeit des Stahls $f_u = 550 \text{ N/mm}^2$	
	$F_{v,w,d} = 24,06 \text{ kN/cm}$	
NW:	$4 \cdot 24,06 \text{ kN/cm} \cdot 13 \text{ cm} = 1251,4 \text{ kN} \geq N_{s,d} = 975,2 \text{ kN}$	erfüllt!

1.2.3 Hängerbefestigung am Betonuntergurt

Nachfolgend soll gezeigt werden, dass die Verankerung der Hänger möglich ist. Die horizontale Komponente wird mit Kopfbolzendübel übertragen. Dieser Nachweis der Kopfbolzendübel wird hier nicht geführt.

Der erste Hänger ist der am steilsten geneigte. Mit dessen Neigung (89°) und der maximalen auftretenden Hängerkraft wird das Durchstanzen nachgewiesen.

$$N_{sd} = 975 \text{ kN}$$

$$h = 60 \text{ cm} \quad \text{nom } c = 5,0 \text{ cm} \quad ds \leq 20 \text{ mm}$$

$$d = 54 \text{ cm} \quad b_w = 1,0 \text{ m}$$

Für das untere horizontale Blech wird angenommen, dass es ausreichend Biegesteif ist, seine Maße werden mit $30 \times 200 \times 600$ gewählt

Nachweis:	$\nu_{sd} \leq \nu_{Rd}$	$\nu_{sd} = V_{sd} \cdot \beta / u$	<i>ENV 1992-1 Kap. 4.3.4.3</i>
-----------	--------------------------	-------------------------------------	------------------------------------

u Umfang des kritischen Rundschnittes, die Hängerverankerung ist 30cm vom Plattenrand entfernt

$$u = (2 \cdot 30 + 20 + 60 + 1,5 \cdot \pi \cdot 54) \quad u = 394,5$$

$$\beta = 1,0 \quad \text{da keine Momente im Hänger}$$

$$\nu_{sd} = 247 \text{ kN/m}$$

vorhandene Längsbewehrung:	$a_s \geq 13,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ (siehe Bruchsicherheits- NW)	<i>Kap. D- 4.2.1</i>
----------------------------	---	----------------------

$$\rho_{1x} = 13 / (100 \cdot 54) \quad \rho_{1x} = 0,0024$$

für die Querbewehrung wird der gleiche Bewehrungsgrad eingelegt wie in Längsrichtung

$$\rho_{1y} = 0,0024$$

Die vorhandene Normalkraft aus Quervorspannung wird nicht für den Nachweis angesetzt, da einige Hänger in Gebieten liegen können, die noch nicht vollständig von der Vorspannung gedrückt werden.

$$\sigma_{cpy} = 0,0 \text{ N/mm}^2$$

Die vorhandene Normalkraft bei in Längsrichtung kann aus dem Bruchsicherheitsnachweis des Randbalkens für das maximale Moment entnommen werden. Sie wird stellvertretend für die vorhandene Längskraft bei maximaler Hängerkraft verwendet.

Kap. D- 4.1.2

$$N = 963 \text{ kN/m (Druck!) } \sigma_{cp} = 963000 / (600 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cpx} = 1,61 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cpy} + \sigma_{cpx}) / 2$$

Bewehrungsgrad: $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} + (\sigma_{cp0} / f_{yd}) \leq 0,015$

$$= 0,00424 \qquad f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswiderstand:

$$V_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot d \qquad \tau_{Rd} \text{ nach DAFSTB-RI, Tab. R4}$$

[14] SCHNEIDER, 13 A. S. 5.64

$$V_{Rd} = 0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00424) \cdot 0,54$$

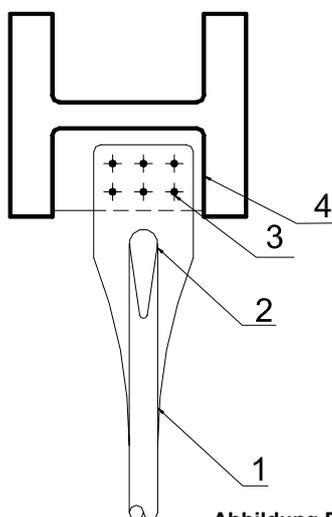
$$V_{Rd} = 244 \text{ kN/m}$$

Nachweis: $V_{sd} / V_{Rd} \leq 1,0 \qquad 247,2 / 244 = 1,01 \approx 1,0$

Der Nachweis gilt als erfüllt, zumal der Hänger mit der maximalen Kraft flacher geneigt ist als der erste Hänger. Damit ist die Durchstanzlast kleiner als 247 kN/m.

1.2.4 Ermüdungsnachweise

Die Ermüdung des Hängeranschlusses wird an 4 Stellen nachgewiesen.



- 1. Riss im Hänger, Kerbgruppe 90
- 2. Riss an der Stumpfnahse, K 90
- 3. Riss am Schraubenloch, Kerbgruppe 112
- 4. Riss in der Schweißnaht, Kerbgruppe 80

ENV 1993-2
Tab. L4

Tab. L3

Tab. L1

Tab. L5

Nachweis:

$$\Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$$

$$\gamma_{Mf} = 1,15$$

ENV 1993-2
Kap. 9.5.1

Abbildung D-4
Ermüdungsrelevante Stellen

Normalkraft im Hänger aus Ermüdungslasten

Aus Lastmodell 3: max. N = 58,0 kN
min. N = -41,6 kN

Anhang C
Tab. C-17

Anpassungswert: $\lambda \cdot \varphi_2 = 1,585$ siehe 1.1.5

Kap. D- 1.1.4

Aus Eisenbahn: erster Zug: max. N = 29,8,0 kN
min. N = -8,35 kN
zweiter Zug: max. N = 0 kN
min. N = 0 kN

Anhang C
Tab. C-17

Anpassungswert λ $\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$

$\lambda_1 = 0,6$ $\lambda_2 = 1,04$ $\lambda_3 = 1,0$
(siehe Ermüdungsnachweis Bogenebene A)

Kap. D- 1.1.4

Gleichzeitigkeitsbeiwert: Berücksichtigt die Häufigkeit der Gleichzeitigkeit der ungünstigen Lasten.

$$\Delta N_{\text{ein LM71}} / \Delta N_{\text{zwei LM71}} = 1,0$$

$$\lambda_4 = 1,0$$

Die Nachweise können schon erbracht werden, bei der Addition beider Ermüdungsbeanspruchungen. Deshalb wird auf eine Schadensakkumulation verzichtet.

$$\Delta N_{E2} = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \Delta N_{\text{Straße}} + \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \cdot \Delta N_{\text{Eisenbahn}}$$

$$\Delta N_{E2} = 1,585 \cdot (58,0 + 41,6) + 0,6 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot (29,8 + 8,0)$$

$$\Delta N_{E2} = 181,45 \text{ kN}$$

1. Riss im Hänger

Spannungsschwingbreite: $\Delta \sigma_{E2} = (181,45) \cdot 4 / (\pi \cdot d^2)$
 $\Delta \sigma_{E2} = 64,2 \text{ N/mm}^2$

Der Kerbfall wird in die Gruppe 90 eingeordnet

ENV 1993-2
Tab. L4
[5] SEDLACEK

NW: $64,2 \text{ N/mm}^2 \leq 90 / 1,15 = 78,3 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

2. Riss an Rundung der Stumpfnah in der Lasche

Laschendicke: t=22 mm
Laschenbreite: b=210 mm
Lochdurchmesser: d=60 mm

Spannungsschwingbreite: $\Delta \sigma_{E2} = (181,45) / (2,2 \cdot 15,0)$
 $\Delta \sigma_{E2} = 55,0 \text{ N/mm}^2$

Der Kerbfall wird in die Gruppe 90 eingeordnet

ENV 1993-2
Tab. L3

NW: $55,0 \text{ N/mm}^2 \leq 90 / 1,15 = 78 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

3. Riss in der Lasche an Schraubenlöchern

Laschendicke: $t=22$ mm
 Laschenbreite: $b=210$ mm
 Lochdurchmesser M22: $d=24$ mm

Spannungsschwingbreite: $\Delta\sigma_{E2} = (181,45)/(2,2 \cdot 13,8)$
 $\Delta\sigma_{E2} = 65,7$ N/mm²

ENV 1993-2
 Tab. L1

Der Kerbfall wird in die Gruppe 112 eingeordnet

NW: $65,7$ N/mm² \leq $112 / 1,15 = 97,4$ N/mm² erfüllt!

4. Riss in der Schweißnaht.

Eins der zwei Lastübertragungsbleche kann mit Kehlnähten an den Bogen geschweißt werden. In dieser Naht kann ein Riss entstehen.

beanspruchte Schweißnahtlänge: $l_w=130$ mm
 Schweißnahtdicke. $a=4$ mm

Spannungsschwingbreite: $\Delta\sigma_{E2} = (181,45)/(8 \cdot 0,4 \cdot 13,0)$
 $\Delta\sigma_{E2} = 43,6$ N/mm²

ENV 1993-2
 Tab. L5

Der Kerbfall wird in die Gruppe 80 eingeordnet

NW: $43,6$ N/mm² \leq $80 / 1,15 = 69,67$ N/mm² erfüllt!

1.3 Bogenfußpunkt Ebene A

Der Bogenfußpunkt ist ein sehr kompliziertes Detail, das eigentlich genauer untersucht werden müsste. Dies kann im Rahmen dieser Arbeit leider nicht geschehen. Im Folgenden soll daher nur sehr vereinfacht gezeigt werden, dass die gewählte konstruktive Durchbildung möglich ist.

Die Flansche des Profils sollen mit einer Stumpfnah auf die vertikalen Stegplatten angeschweißt werden. Die obere Verstärkungsplatte des Bogenquerschnitts kann bis zwischen den Stegplatten zur Verankerungsplatte weitergeführt werden. Sie soll mit Kehlnähten an die umliegenden vertikalen Bleche angeschweißt werden. Das untere Verstärkungsblech soll nur solange zwischen die beiden Stegplatten geführt werden, bis die Normalkraft über Flankenkehlnähte abgeführt ist. Von den kräftigen Stegplatten wird der vertikale Anteil der Bogenkraft in die Verankerungsplatte geleitet. Dort wird dieser Teil in die Auflagerungen und der Bogenschub in den Betonuntergurt abgeleitet.

vgl. Hauptteil
 Abb. 28 bis 31

Ein Teil der Bogennormalkraft wird durch Reibung und konstruktiv an den Stegplatten angebrachte Kopfbolzendübel in den Beton übertragen und entlastet damit die stählerne Fußpunktstruktur. Dies wird in der folgenden Überschlagsrechnung nicht beachtet.

Die Momente um die vertikale und um die Längsachse werden über Betonpressung übertragen. Die Momente um die Querachse sollen durch die Stegplatten in die Lagerplatte abgetragen werden und dort über Pressung in den Untergurt geleitet werden.

Im Folgenden werden die Spannungen in der Stumpfnah zwischen Verankerungsblech und Stegplatten sowie in der Verankerungsplatte errechnet, die durch die Bogennormalkraft entstehen.

Bogennormalkraft:	N _{sd} =29837 kN	<i>Anhang C Tab. C-5</i>
Neigung des Bogens am Fußpunkt:	33,4°	
Vertikalkomponente:	V _{sd} = sin(33,4)·29837 V _{sd} = 16424 kN	
Horizontalkomponente:	H _{sd} = cos(33,4)·29837 H _{sd} = 24909 kN	

Stumpfnahf Stegplatte an Verankerungsplatte:

Länge der Stumpfnahf:	ca. 1000 mm	<i>vgl. Hauptteil Abb. 28 bis 31</i>
Dicke Verankerungsplatte:	70 mm	
Dicke der Stegplatte:	90 mm	

Schubspannung: $\tau = 0,5 \cdot 16424 / (100 \cdot 7)$
 $\tau = 117 \text{ N/mm}^2$

Zugspannungen: $\sigma = 0,5 \cdot 24909 / (100 \cdot 9)$
 $\sigma = 138,4 \text{ N/mm}^2$

Vergleichsspannung: $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 246 \cdot \text{N/mm}^2$

zul $\sigma = 430 / 1,1 = 391 \text{ N/mm}^2$

voh. $\sigma_v = 246 < \text{zul } \sigma = 391 \text{ N/mm}^2$

Es verbleibt noch eine Reserve der Tragfähigkeit für die Belastung durch die Momente

Spannungen in der Verankerungsplatte:

Die Auflagerachsen liegen 1100mm voneinander entfernt. Die Vertikalkraft muss durch die Verankerungsplatte auf beide Lager verteilt werden.

Abstand der Stegplatten:	350mm	<i>vgl. Hauptteil Abb. 28 bis 31</i>
Abstand der Lagerachsen:	1100mm	
Höhe der Verankerungsplatte:	1200mm	

Biegung: Moment: $M_{sd} = 8212 \cdot (0,55 - 0,175) = 3079,5 \text{ kNm}$

$W = (120^2 \cdot 7) / 6 = 16800 \text{ cm}^3$

$\sigma = 307950 / 24529,2 = 183,3 \text{ N/mm}^2$

Schub: $\tau = 0,5 \cdot 16424 / (120 \cdot 7)$
 $\tau = 97,7 \text{ N/mm}^2$

Vergleichsspannung: $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 249,5 \cdot \text{N/mm}^2$

zul $\sigma = 430 / 1,1 = 391 \text{ N/mm}^2$

voh. $\sigma_v = 188 < \text{zul } \sigma = 391 \text{ N/mm}^2$

2. Bogenebene B

2.1 Bogen B

2.1.1 Querschnittswerte

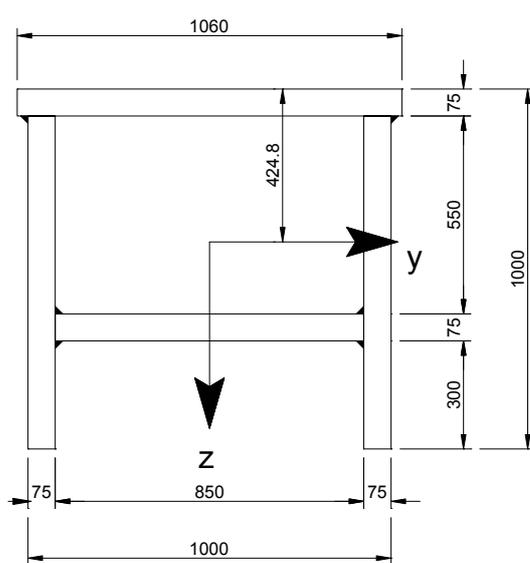
Eigenschaften des verwendeten Baustahls S460 ML

$$f_y = 430 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 550 \text{ N/mm}^2$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Querschnitt im Bogen: geschweißter Hohlkasten aus 75 mm Blechen



$$A = 2820 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,y,unten} = 47374 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,y,oben} = 64147 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 79666 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 96469 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 2724967 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 3983281 \text{ cm}^4$$

Knickspannungslinie b,

Einordnung des überstehenden Stegbleches in die Querschnittsklasse nach EC3-1 Tafel 5.3.1

Abbildung D-5 Querschnitt mittlere Bögen

$$c/t_f \leq 9\varepsilon$$

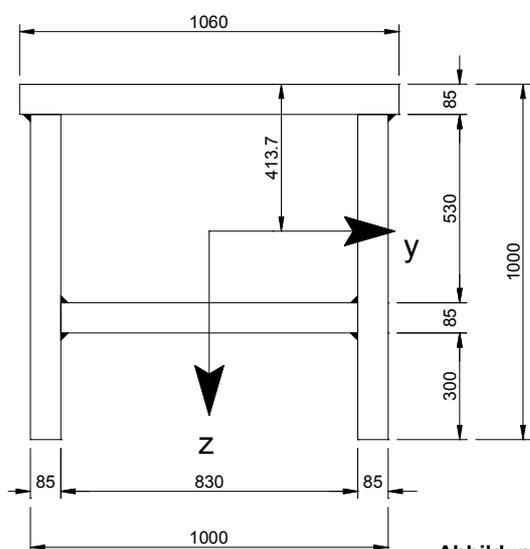
$$\varepsilon = \sqrt{235 / 430} = 0,74$$

$$300/75 = 4 \leq 9 \cdot 0,74 = 6,66$$

Querschnittsklasse 1

ENV 1993-1
Tafel 5.3.1

Im Bereich des Bogenfußpunktes bis zum ersten Stab des Windverbandes wird der Querschnitt verstärkt stärker ausgebildet, mit 85 mm dicken Blechen



$$A = 3162 \text{ cm}^2$$

$$W_{el,y,unten} = 51336 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,y,oben} = 727484 \text{ cm}^3$$

$$W_{el,z} = 87569 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} = 108808 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 3009735 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 4378473 \text{ cm}^4$$

Knickspannungslinie b,
Querschnittsklasse 1

Abbildung D-6 Querschnitt mittlere Bögen am Fußpunkt

2.1.2 Nachweise für Ausweichen aus der Ebene

Der Nachweis des dünneren Bogenquerschnittes für das Ausweichen aus der Ebene wird an der Anschlussstelle des ersten Windportalstabes geführt. Der Nachweis des stärkeren Profils erfolgt am Bogenfußpunkt. Die Schnittgrößen aus der Berechnung zweiter Ordnung können Tabelle C-6 entnommen werden.

Lastkombinationen 101,102 (Verkehr dominierend)

Nachweis des Querschnitts im Bogen:

Bemessungsschnittgrößen:	$N_{sd}=79289 \text{ kN}$	
	$M_{y,sd}=2095 \text{ kNm}$	$M_{z,sd}=3271 \text{ kNm}$
	$V_{z,sd}=458 \text{ kN}$	$V_{y,sd}=526 \text{ kN}$

Anhang C
Tab. C-6

Der Querkrafteinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände:	$N_{Rd}=2820 \cdot 43,0/1,1$	$N_{Rd}=110236 \text{ kN}$
	$M_{y,el,Rd}=47374,3 \cdot 43,0/1,1$	$M_{y,el,Rd}=18519 \text{ kNm}$
	$M_{z,el,Rd}=79665,6 \cdot 43,0/1,1$	$M_{z,el,Rd}=31142 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,el,Rd}} \leq 1,0$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1

$$\frac{79880}{110236} + \frac{2095}{18519} + \frac{3271}{31142} = 0,94 \leq 1,0$$

Nachweis des verstärkten Profils am Bogenfußpunkt:

Bemessungsschnittgrößen:	$N_{sd}=78355 \text{ kN}$	
	$M_{y,sd}=3996 \text{ kNm}$	$M_{z,sd}=5818 \text{ kNm}$
	$V_{z,sd}=1240 \text{ kN}$	$V_{y,sd}=839 \text{ kN}$

Anhang C
Tab. C-6

Der Querkrafteinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände:	$N_{Rd}=3162 \cdot 43,0/1,1$	$N_{Rd}=123605 \text{ kN}$
	$M_{y,el,Rd}=51336 \cdot 43,0/1,1$	$M_{y,el,Rd}=20068 \text{ kNm}$
	$M_{z,el,Rd}=87569,5 \cdot 43,0/1,1$	$M_{z,el,Rd}=34232 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{z,el,Rd}} \leq 1,0$$

ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1

$$\frac{78355}{123605} + \frac{3996}{20068} + \frac{5818}{34232} = 1,0 \leq 1,0$$

Lastkombinationen 103,104 (Wind dominierend)Nachweis des Querschnitts im Bogen:

Bemessungsschnittgrößen:	$N_{sd}=72176 \text{ kN}$	$M_{z,sd}=5245 \text{ kNm}$	<i>Anhang C Tab. C-6</i>
	$M_{y,sd}=1717 \text{ kNm}$	$V_{y,sd}=1134 \text{ kN}$	
	$V_{z,sd}=640 \text{ kN}$		

Querkräftenachweis:

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} \cdot A_{\text{Flansche}} \quad V_{z,Rd} = \frac{43}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \cdot 2 \cdot 85 \cdot 7,5 = 28775,7 \cdot \text{kN}$$

Die Nachweise der Querkräfte sind in beiden Richtungen mit sehr viel weniger als 50% erfüllt. Der Querkraftereinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände:	$N_{Rd} = 2820 \cdot 43,0/1,1$	$N_{Rd} = 110236 \text{ kN}$
	$M_{y,el,Rd} = 47374,3 \cdot 43,0/1,1$	$M_{y,el,Rd} = 18519 \text{ kNm}$
	$M_{z,el,Rd} = 79665,6 \cdot 43,0/1,1$	$M_{z,el,Rd} = 31142 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,el,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{72176}{110236} + \frac{1717}{18519} + \frac{5245}{31142} = 0,916 \leq 1,0$$

*ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1*

Nachweis des verstärkten Profils am Bogenfußpunkt:

Bemessungsschnittgrößen:	$N_{sd}=71989 \text{ kN}$	$M_{z,sd}=8980 \text{ kNm}$	<i>Anhang C Tab. C-6</i>
	$M_{y,sd}=3506 \text{ kNm}$	$V_{y,sd}=1206 \text{ kN}$	
	$V_{z,sd}=1062 \text{ kN}$		

zul. Querkraft:

$$V_{z,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} \cdot A_{\text{Flansche}} \quad V_{z,Rd} = \frac{43}{\sqrt{3} \cdot 1,1} \cdot 2 \cdot 83 \cdot 85 = 31545 \cdot \text{kN}$$

Der Querkraftnachweis ist in beide Richtungen mit weniger als 50% erfüllt. Der Querkraftereinfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Um den Nachweis zu erbringen, muss hier das plastische Grenzmoment für die z-Achse verwendet werden. Da es sich jedoch um die Querschnittsklasse 1 handelt, ist dies möglich

Widerstände:	$N_{Rd} = 3162 \cdot 43,0/1,1$	$N_{Rd} = 123605 \text{ kN}$
	$M_{y,el,Rd} = 51336 \cdot 43,0/1,1$	$M_{y,el,Rd} = 20068 \text{ kNm}$
	$M_{z,pl,Rd} = 108808 \cdot 43,0/1,1$	$M_{z,el,Rd} = 42534 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,el,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{71989}{123605} + \frac{3506}{20068} + \frac{8980}{42534} = 0,968 \leq 1,0$$

*ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1*

2.1.3 Nachweise für Ausweichen in der Ebene

Nachweis des Querschnitts im Bogen:

Anhang C
Tab. C-7

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sd}=79880$ kN
 $M_{y,sd}=2750$ kNm $M_{z,sd}=3171$ kNm

Der Querkrafterfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände: $N_{Rd}=2820 \cdot 43,0/1,1$ $N_{Rd}=110236$ kN
 $M_{y,el,Rd}=47374,3 \cdot 43,0/1,1$ $M_{y,el,Rd}=18519$ kNm
 $M_{z,el,Rd}=79665,6 \cdot 43,0/1,1$ $M_{z,el,Rd}=31142$ kNm

ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,el,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{79880}{110236} + \frac{2750}{18519} + \frac{3171}{31142} = 0,97 \leq 1,0$$

Nachweis des verstärkten Profils am Bogenfußpunkt:

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sd}=79837$ kN
 $M_{y,sd}=4081$ kNm $M_{z,sd}=5063$ kNm

Anhang C
Tab. C-7

Der Querkrafterfluss kann bei dem Biege- und Längskraftnachweis vernachlässigt werden.

Widerstände: $N_{Rd}=3162 \cdot 43,0/1,1$ $N_{Rd}=123605$ kN
 $M_{y,el,Rd}=51336 \cdot 43,0/1,1$ $M_{y,el,Rd}=20068$ kNm
 $M_{z,el,Rd}=87569,5 \cdot 43,0/1,1$ $M_{z,el,Rd}=34232$ kNm

ENV 1993-1
Kap. 5.4.8.1

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{z,el,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{79837}{123605} + \frac{4081}{20068} + \frac{5063}{34232} = 0,997 \leq 1,0$$

2.1.4 Ermüdung

Anhang C
Tab. C-18

Die Bemessungsschnittgrößen aus dem Lastmodell 3 (Straßenverkehr) für Ermüdung sind:

$$N=568 \text{ kN} \quad M=118,4 \text{ kNm}$$

$$\text{Anpassungswert } \lambda \quad \lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

$$\lambda_1=1,0 \quad \lambda_2=1,585 \quad \lambda_3=1,0 \quad \lambda_4=1,0$$

(Ermittlung der λ -Werte siehe Ermüdungsnachweis Bogenebene A)

$$\rightarrow \lambda = 1,585$$

Die Bemessungsgrößen aus Eisenbahnverkehr sind:

Anhang C
Tab. C-18

$$\begin{array}{ll} \text{erste Gleis ist belastet:} & N=6506 \text{ kN} \quad M=323 \text{ kNm} \\ \text{zweites Gleis ist belastet:} & N=4633 \text{ kN} \quad M=189 \text{ kNm} \end{array}$$

Anpassungswert für die Einwirkungsseite ist in den Schnittgrößen schon enthalten: $\varphi_2=1$

$$\text{Anpassungswert } \lambda \quad \lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

Kap. D-1.1.4

$$\lambda_1 = 0,6 \quad \lambda_2 = 1,04 \quad \lambda_3 = 1,0$$

(siehe Ermüdungsnachweis Bogenebene A)

Gleichzeitigkeitsbeiwert: Berücksichtigt die Häufigkeit der Gleichzeitigkeit der ungünstigen Lasten.

$$\Delta N_{\text{ein LM71}} / \Delta N_{\text{zwei LM71}} \quad 6506 / (6506 + 4633) = 0,58$$

$$\lambda_4 = 0,72$$

Hierbei stellt sich wieder das Problem des Gleichzeitigen Auftretens von Eisenbahnlasten und Straßenlasten. Die Begegnungshäufigkeit des Zugverkehrs geht mit 12% in λ_4 ein. Geht man dann von dem schlimmsten Fall aus, dass sich bei zwei Zügen auch ungünstigster LKW-Verkehr auf der Brücke befindet, kann der λ_4 -Wert des Eisenbahnverkehrs für das gesamte Spannungsspiel verwendet werden. Dies sollte eine sehr konservative Annahme sein. Eine genaue Untersuchung, z.B. durch die Methode der Schadensakkumulation ist nicht nötig, da so der Nachweis erbracht werden kann.

Daraus ergeben sich das maßgebende Spannungsspiel zu:

$$\Delta \sigma_{E2} = \lambda_4 \cdot (\lambda_{1,EB} \cdot \lambda_{2,EB} \cdot \lambda_{3,EB} \cdot \varphi_2 \cdot \Delta \sigma_{P,EB} + \lambda_{1,SV} \cdot \lambda_{2,SV} \cdot \lambda_{3,SV} \cdot \Delta \sigma_{P,SV})$$

oder auf die Schnittgrößen angewandt:

$$\Delta N_{E2} = 0,72 \cdot (0,6 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot (6506 + 4633) + 1,0 \cdot 1,585 \cdot 1,0 \cdot 568)$$

$$\Delta N_{E2} = 5652,7 \text{ kN}$$

$$\Delta M_{y,E2} = 0,72 \cdot (0,6 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot (323 + 189) + 1,0 \cdot 1,585 \cdot 1,0 \cdot 118,4)$$

$$\Delta M_{y,E2} = 365,1 \text{ kNm}$$

Spannungsschwingbreite im schwächeren Bogenquerschnitt:

$$\Delta\sigma_{E2} = \frac{\Delta N_{E2}}{A} + \frac{\Delta M_{y,E2}}{W_{y,el,unten}} \quad \Delta\sigma_{E2} = \frac{5653}{2820} + \frac{36500}{47374}$$

$$\Delta\sigma_{E2} = 27,8 \text{ N/mm}^2$$

Der schlechteste Kerbfall der auftreten könnte ist Kerbgruppe 36. Der Nachweis wird erfüllt.

$$\Delta\sigma_{E2} = 27,8 \text{ N/mm}^2 \leq 36 / 1,15 = 31,3 \text{ N/mm}^2$$

Damit ist der Ermüdungsnachweis für den Bogen erbracht.

2.1.5 Gebrauchstauglichkeit

Gemäß EC3-2, Abschnitt 4.2 sind die Spannungen infolge seltener Lastkombinationen zu begrenzen.

ENV 1993-2
Kap. 4.3

Nachweis im Bogen:

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sk} = 56480 \text{ kN}$
 $M_{y,sk} = 1391 \text{ kNm}$ $M_{z,sk} = 1700 \text{ kNm}$

Anhang C
Tab. C-12

Der Querkrafteinfluss wird vernachlässigt, da die Schubspannung sehr klein ist.

Widerstände: $A = 2820 \text{ cm}^2$ $W_{el,z} = 79666 \text{ cm}^3$

$W_{el,y,unten} = 47374 \text{ cm}^3$ $W_{el,y,oben} = 64147 \text{ cm}^3$

$$\sqrt{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau^2)} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad \gamma_M = 1,0$$

$$\text{N.W: } \sqrt{\left(\left(\frac{56480}{2820} + \frac{139100}{47374}\right)^2 + \left(\frac{170000}{79666}\right)^2\right)} = 23,1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_y}{1,0} = 43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Nachweis des verstärkten Profils am Bogenfußpunkt:

Nachweis des Breitflanschprofils:

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sk} = 55770 \text{ kN}$
 $M_{y,sk} = 2900 \text{ kNm}$ $M_{z,sk} = 3458 \text{ kNm}$

Anhang C
Tab. C-12

Der Querkrafteinfluss wird vernachlässigt, da die Schubspannung sehr klein ist.

Widerstände: $A = 3162 \text{ cm}^2$

$W_{el,y,unten} = 51336 \text{ cm}^3$ $W_{el,y,oben} = 727484 \text{ cm}^3$ $W_{el,z} = 87569 \text{ cm}^3$

$$\sqrt{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau^2)} \leq \frac{f_y}{\gamma_M} \quad \gamma_M = 1,0$$

$$\text{N.W: } \sqrt{\left(\left(\frac{55770}{3162} + \frac{290000}{51336}\right)^2 + \left(\frac{345800}{87569}\right)^2\right)} = 23,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{f_y}{1,0} = 43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

erfüllt!

2.2 Hänger

2.2.1 Tragfähigkeit des Hängerquerschnittes

Material: S460 ML $f_{yk}=430 \text{ N/mm}^2$

Kreisquerschnitt: $d=90\text{mm}$ $A=6361 \text{ mm}^2$

Maximale Hängerkraft: $N_{sd}=2362 \text{ kN}$

Grenzzugkraft: $N_{Rd}=A \cdot f_y / \gamma_{M0}$
 $N_{Rd}=2486 \text{ kN}$

Anhang C
Kap. 5.2.3

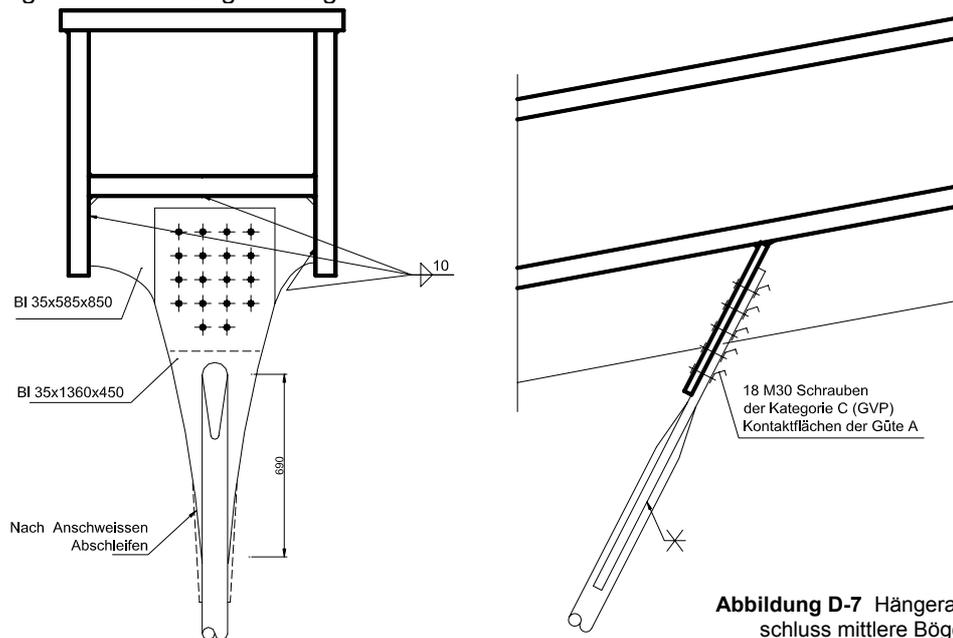
Nachweis: $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{2362}{2486} = 0,95 \leq 1,0$

2.2.2 Hängerbefestigung am Bogen

Stahlsorte der verwendeten Bleche für den Hängeranschluss:

S460 ML $f_{yk}=430 \text{ N/mm}^2$ $f_u=550 \text{ N/mm}^2$

An den Hänger wird mit Stumpfnähten eine Lasche angeschweißt, die mit gleitfesten Schrauben an ein Blech geschraubt wird, das zwischen den Stegblechen des Bogens eingeschweißt wird.



Nachweis der Lasche an den Hänger:

Aufgrund des Rundschleifens der Laschen wird angenommen, dass die Schweißnaht auf einer effektiven Länge von 400 mm die Kraft übertragen kann.

Grenzkraft der durchgeschweißten Naht entspricht der Grenzkraft der Stahllasche.

$$f_{V,d} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{460}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 241,4 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{R,W,d} = 241,6 \cdot 35 \cdot 400 \quad F_{R,W,d} = 3382 \text{ kN / Schweißnaht}$$

$$\text{N.W.: } 2 \cdot 3382 \text{ kN} = 6764 \geq N_{s,d} = 2362 \text{ kN} \quad \text{N.W. erfüllt!}$$

Nachweis der Lasche:

Es wird ein 35mm dickes, 450mm breites Blech verwendet. Am Ende der Hängerstange ist die Stumpfnah rund, um Kerbungen in der Naht zu reduzieren. Es werden 18 vorgespannte gleitfeste Schrauben M30 verwendet. Der Nachweis der Laschen muss dann mit der Nettofläche geführt werden.

ENV 1993-1
Kap. 6.5.3.1 (4)

Nachweis an den Schraubenlöchern:

Schrauben: M30 Schaftdurchmesser: ds=31 mm
Lochdurchmesser ds=32 mm

$$A_{\text{net}} = 35 \cdot (450 - 5 \cdot 32) = 10150 \text{ mm}^2$$

$$N_{R,d} = A_{\text{net}} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad N_{R,d} = 10150 \cdot 460 / 1,1$$

$$N_{R,d} = 4244 \geq N_{S,d} = 2362 \text{ kN} \quad \text{N.W. erfüllt!}$$

Nachweis am Ende der Stumpfnah:

Hängerdurchmesser ds=90 mm
Breite der Lasche b=310 mm

$$A_{\text{net}} = 35 \cdot (310 - 90) = 7700 \text{ mm}^2$$

$$N_{R,d} = A_{\text{net}} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad N_{R,d} = 7700 \cdot 460 / 1,1$$

$$N_{R,d} = 3220 \geq N_{S,d} = 2362 \text{ kN} \quad \text{N.W. erfüllt!}$$

Nachweis der Schrauben:

Es werden 18 vorgespannte Schrauben M30 (10.9) verwendet. Die Verbindung soll im Zustand der Tragfähigkeit gleitfest sein (Kategorie C). Die Berührungsflächen der Laschen und des Lastübertragungsbleches müssen vorbehandelt werden, so dass sie der Güteklasse A entsprechen.

$$f_{u,b} = 1000 \text{ N/mm}^2 \quad f_{y,b} = 900 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Spannungsquerschnitt } A_s = 4,59 \text{ cm}^2$$

1. Gleiten der Schrauben:

$$F_{S,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\gamma_{MS}} \cdot F_{P,cd}$$

ENV 1993-1
Kap. 6.5.8.1

Anzahl der Scherfugen: n=1
Beiwert für normale Löcher: k_s=1,0
Reibbeiwert (Güte A): μ=0,5
Sicherheitsbeiwert: γ_{MS}=1,25
Spannungsquerschnitt: A_s=5,61 cm²

$$\text{Vorspannkraft: } F_{P,cd} = 0,7 \cdot f_{u,b} \cdot A_s \quad F_{P,cd} = 392,7 \text{ kN}$$

$$F_{S,Rd} = 157 \text{ kN je Schraube}$$

$$\text{NW.: } 18 \cdot 157 \text{ kN} = 2827 \text{ kN} \geq N_{S,d} = 2362 \text{ kN} \quad \text{erfüllt!}$$

Die Schnittkräfte ergeben sich bei einer Ausmitte des Hängers von $d/2=47,5$ mm zu:

$$\begin{aligned} \text{Auflager A:} & 1049 \text{ kN} \\ \text{Auflager B:} & 1313 \text{ kN} \\ \text{Moment:} & 49565 \text{ kN}\cdot\text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Biegespannungen:} \quad \sigma = M / W & \quad W = (51)^2 \cdot 3,5 / 6 \\ & \quad W = 1517 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma = 49565 / 1517 \quad \sigma = 327 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Schubspannungen:} \quad \tau = V / A & \quad \tau = 1313 / (51 \cdot 3,5) \\ & \quad \tau = 73,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Nachweis:} \quad \frac{\sigma}{f_y / \gamma_M} + \frac{\tau \cdot \sqrt{3}}{f_y / \gamma_M} \leq 1,0$$

$$\frac{327}{430 / 1,1} + \frac{73,5 \cdot \sqrt{3}}{460 / 1,1} = 0,87 \leq 1,0$$

2.2.3 Hängerbefestigung am Betongurt

Nachfolgend soll gezeigt werden, dass die Verankerung der Hänger möglich ist. Die Horizontalkomponente soll über Kopfbolzendübel übertragen werden. Auf die Bemessung wird jedoch verzichtet.

Der zweite Hänger ist der am steilsten geneigte. Mit dessen Neigung (78°) und der maximalen auftretenden Hängerkraft wird das Durchstanzen nachgewiesen.

*Anhang c
Kap. C-5.2.3*

$$N_{sd} = 2362 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} h &= 80 \text{ cm} & \text{nom } c &= 5,0 \text{ cm} & d_s &\leq 20 \text{ mm} \\ d &= 74 \text{ cm} & b_w &= 1,0 \text{ m} \end{aligned}$$

Für das untere horizontale Blech wird angenommen, dass es ausreichend Biegesteif ist, seine Masse werden mit $30 \times 200 \times 600$ gewählt

*ENV 1992-1
Kap. 4.3.4.3*

$$\text{Nachweis:} \quad \nu_{sd} \leq \nu_{Rd} \quad \nu_{sd} = V_{sd} \cdot \beta / u$$

u Umfang des kritischen Rundschnittes

$$u = (2 \cdot 20 + 2 \cdot 60 + 2 \cdot 1,5 \cdot \pi \cdot 74) \quad u = 857$$

$\beta = 1,0$ da keine Momente im Hänger

$$\nu_{sd} = 275,5 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{vorhandene Längsbewehrung:} & \quad a_s \geq 15,24 \text{ cm}^2/\text{m} \\ & \quad (\text{siehe Bruchsicherheits- NW}) \end{aligned}$$

$$\rho_{1x} = 15,24 / (100 \cdot 74) \quad \rho_{1x} = 0,00206$$

*Kap. D-4.1.2
oder
Tabelle 1, Hauptteil*

$$\begin{aligned} \text{vorhandene Querbewehrung:} & \quad a_s \geq 11,59 \text{ cm}^2/\text{m} \\ & \quad (\text{siehe Mindestbewehrung quer}) \end{aligned}$$

Kap. D-4.2.1

$$\rho_{1x} = 11,59 / (100 \cdot 74) \qquad \rho_{1x} = 0,00157$$

vorhandene Normalkraft aus Quervorspannung:

$$N = 3882 \text{ kN/m (Druck!) } \sigma_{cp} = 3,882 \cdot 10^6 / (800 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cpy} = 4,85 \text{ N/mm}^2$$

Die vorhandene Normalkraft bei in Längsrichtung kann aus dem Bruchsicherheitsnachweis des Randbalkens für das maximale Moment entnommen werden. Sie wird stellvertretend für die vorhandene Längskraft bei maximaler Hängerkraft verwendet.

Kap. D-4.1.2

$$N = 372 \text{ kN/m (Druck!) } \sigma_{cp} = 3,72 / (800 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cpx} \approx 0,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cpy} + \sigma_{cpx}) / 2$$

Bewehrungsgrad: $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} + (\sigma_{cp0} / f_{yd}) \leq 0,015$

$$= 0,0074 \qquad f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswiderstand:

[14] SCHNEIDER, 13.A S. 5.64

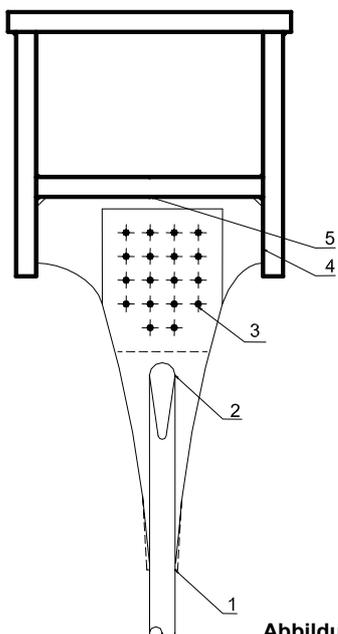
$$V_{Rd} = T_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot d \qquad T_{Rd} \text{ Nach DAFSTB-RI, Tab. R4}$$

$$V_{Rd} = 0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0074) \cdot 0,74$$

$$V_{Rd} = 365 \text{ kN/m}$$

Nachweis: $V_{sd} / V_{Rd} \qquad 275,5 / 365 = 0,75 \leq 1,0 \qquad \text{erfüllt!}$

2.2.4 Ermüdungsnachweise Hänger 327



Die Ermüdung des Hängeranschlusses wird an fünf Stellen nachgewiesen.

1. Riss im Hänger, Kerbgruppe 90
2. Riss an Stumpfnahtrundung in Lasche, K 90
3. Riss am Schraubenloch, Kerbgruppe 112
4. Riss in der Schweißnaht, Kerbgruppe 80
5. Riss im Übertragungsblech, Kerbgruppe 100

Nachweis:

$$\Delta\sigma_{E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \qquad \gamma_{Mf} = 1,15$$

Abbildung D-8 Ermüdungsrelevante Stellen Hängeranschluss mittlere Bögen

Normalkraft im Hänger aus Ermüdungslasten:

Aus Straßenverkehr:	max.N=48,7	min.N=-65,5
ein Gleis ist belastet:	max.N=372,9	min.N=-257,4
zweites Gleis belastet:	max.N=253,9	min.N=-156,3

Anhang C
Tab. C-19

Der Nachweis am Punkt 1 wird mit der Methode der Schadensakkumulation geführt.

Die Nachweispunkte 2 bis 5 können mit dem vereinfachten Methode geführt werden, wenn angenommen wird das zwei Züge mit den Straßenlasten gleichzeitig auftreten. (Anpassungswert λ_4 der Eisenbahn wird für das gesamte Spannungsspiel verwendet, analog zu 2.1.4)

$$\Delta\sigma_{E2} = \lambda_4 \cdot (\lambda_{1,EB} \cdot \lambda_{2,EB} \cdot \lambda_{3,EB} \cdot \varphi_2 \cdot \Delta\sigma_{P,EB} + \lambda_{1,SV} \cdot \lambda_{2,SV} \cdot \lambda_{3,SV} \cdot \Delta\sigma_{P,SV})$$

bzw. die maßgebenden Normalkräfte:

$$\Delta N_{E2} = 0,72 \cdot (0,6 \cdot 1,04 \cdot 1,0 \cdot (372,9 + 253,9 + 257,4 + 156,3) + 1,0 \cdot 1,585 \cdot 1,0 \cdot (48,7 + 65,5))$$

$$\Delta N_{E2} = 598 \text{ kN}$$

2. Riss an Rundung der Stumpfnah

Lochdurchmesser	ds=90 mm
Breite der Lasche	b=295 mm

$$A_{\text{net}} = 35 \cdot (310 - 90) = 7700 \text{ mm}^2$$

Spannungsschwingbreite:	$\Delta\sigma_{E2} = (598)/(77)$
	$\Delta\sigma_{E2} = 77,6 \text{ N/mm}^2$

ENV 1993-2
Tab. L3

Der Kerbfall wird in die Gruppe 90

NW:	$77,6 \text{ N/mm}^2 \leq 90 / 1,15 = 78,26 \text{ N/mm}^2$	erfüllt!
-----	---	----------

3. Riss in der Lasche an Schraubenlöchern

Blechbreite:	b = 540
Blechdicke:	t = 35 mm
Schaftdurchmesser:	ds=31 mm
Lochdurchmesser	ds=32 mm
Schrauben:	M30

$$A_{\text{net}} = 35 \cdot (450 - 5 \cdot 32) = 10150 \text{ mm}^2$$

Spannungsschwingbreite:	$\Delta\sigma_{E2} = (598)/(101,50)$
-------------------------	--------------------------------------

$$\Delta\sigma_{E2} = 58,9 \text{ N/mm}^2$$

ENV 1993-2
Tab. L1

Der Kerbfall wird in die Gruppe 112 eingeordnet

NW:	$58,9 \text{ N/mm}^2 \leq 112 / 1,15 = 97,4 \text{ N/mm}^2$	erfüllt!
-----	---	----------

4. Riss in der Kehlnaht Übertragungsblech-Stegblech:

beanspruchte Schweißnahtlänge: $l_w=210 \text{ mm}$
 Schweißnahtdicke: $a=12 \text{ mm}$

Spannungsschwingbreite: $\Delta\sigma_{E2} = (598)/(4 \cdot 1,2 \cdot 20,1)$
 $\Delta\sigma_{E2} = 62 \text{ N/mm}^2$

ENV 1993-2
 Tab. L5

Der Kerbfall wird in die Gruppe 80 nach eingeordnet

NW: $62 \text{ N/mm}^2 \leq 80/1,15 = 69,67 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

4. Riss im Übertragungsblech an der Kehlnaht zum Gurtblech

Da der Abstand zwischen den Stegblechen sehr groß ist, soll kurz in einem sehr groben Nachweis die Einhaltung der Spannungen im Übertragungsblech nachgewiesen werden. Das Blech wird dabei sehr vereinfacht als Balken auf zwei Stützen angesehen. Das untere Flanschblech des Hohlkastens kann zu dessen statischer Höhe mit hinzugerechnet werden, oder es könnte eine mitwirkende Plattenbreite ermittelt werden.

Dicke des Blechs: $t=35 \text{ mm}$
 Höhe des Blechs: $h=585+75 - 5 \cdot 30 = 510 \text{ mm}$
 Breite des Blechs: $b=850 \text{ mm}$

Die Schnittkräfte ergeben sich bei einer Ausmitte des Hängers von $d/2=47,5 \text{ mm}$ zu:

Auflager A: $265,6 \text{ kN}$
 Auflager B: $332,4 \text{ kN}$
 Moment: $11219,1 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

Biegespannungen: $\sigma = M / W$ $W = (51)^2 \cdot 3,5 / 6$
 $W = 1517 \text{ cm}^3$

$$\sigma = 11219,1 / 1517 \quad \sigma = 75,9 \text{ N/mm}^2$$

Schubspannungen: $\tau = V / A$ $\tau = 332,4 / (51 \cdot 3,5)$
 $\tau = 18,6 \text{ N/mm}^2$

Vergleichsspannung: $\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$

$$\Delta\sigma_{E2} = \sqrt{75,9^2 + 3 \cdot 18,6^2} = 82,5 \cdot \text{N/mm}^2$$

ENV 1993-2
 Tab. L2

Der Kerbfall wird in die Gruppe 100 eingeordnet

NW: $82,5 \text{ N/mm}^2 \leq 100/1,15 = 86,956 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

1. Riss im Hänger:

Für den Nachweis der Ermüdung am Hänger wird das Verfahren der Schadensakkumulation nach EC3, Kap. 9.5.2.2 geführt. Dabei wird die Ermüdungsfestigkeitskurve mit $m=3$ bis $\Delta\sigma_D$, $m=5$ bis $\Delta\sigma_L$ und einer Ermüdungsfestigkeit bei $N=100 \text{ Mio.}$ verwendet.

ENV 1993-1
 Kap. 9.5.2.2

$$D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1,0 \quad \text{Summe der Schäden muss } < 1,0 \text{ sein}$$

n_i ... Spannungsspiele im Nutzungszeitraum
 N_i ... Anzahl der Spannungsspiele die Ermüdungsversagen verursacht.

Der Kerbfall wird in die Gruppe 90 nach EC3-2, Tabelle L4 eingeordnet.
 Damit ergibt sich:

ENV 1993-2
 Tab. L5

Dauerfestigkeit: $\Delta\sigma_D = 66 \text{ N/mm}^2$ $N = 5 \cdot 10^6$

ENV 1993-1
 Tab. 9.6.1

Schwellwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L = 36 \text{ N/mm}^2$ $N = 10^8$

Ermittlung der Spannungsschwingbreite und ertragbaren Spannungsspielzahl für Eisenbahnbelastung:

$\lambda_1 = 0,6$ $\lambda_2 = 1,04$ $\lambda_3 = 1,0$ $\lambda_4 = 0,72$
 (siehe 2.1.4)

Kap. D-2.1.4

Damit erfolgt eine Umrechnung der Spannungsschwingbreite auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsspiele

$$\Delta\sigma_i = \lambda \cdot \Delta N \cdot 4 / (d^2 \cdot \pi)$$

$$\Delta\sigma_i = 0,45 \cdot (372,9 + 253,9 + 257,4 + 156,3) \cdot 4 / (9^2 \cdot \pi)$$

$$\Delta\sigma_i = 73,5 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungsschwingbreite liegt oberhalb der Dauerfestigkeit für $5 \cdot 10^6$ Spannungsspiele. Die ertragbaren Spiele errechnen sich wie folgt:

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_i} \right)^3 \quad \gamma_{Mf} = 1,15 \quad \gamma_{Ff} = 1,0$$

ENV 1993-1
 Kap. 9.5.2.2

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{66 / 1,15}{72,5} \right)^3 \quad N_i = 2,48 \cdot 10^6$$

Ermittlung der Spannungsschwingbreite und ertragbaren Spannungsspielzahl für Straßenbelastung:

$\lambda_1 = 1,0$ $\lambda_2 = 1,585$ $\lambda_3 = 1,0$ $\lambda_4 = 1,0$

Kap. D-1.1.4

Damit erfolgt eine Umrechnung der Spannungsschwingbreite auf $2 \cdot 10^6$ Spannungsspiele

$$\Delta\sigma_i = \lambda \cdot \Delta N \cdot 4 / (d^2 \cdot \pi)$$

$$\Delta\sigma_i = 1,585 \cdot (48,7 + 65,5) \cdot 4 / (9^2 \cdot \pi)$$

$$\Delta\sigma_r = 28,5 \text{ N/mm}^2 < \Delta\sigma_L = 36 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungsschwingbreite liegt unterhalb des Schwellenwertes der Ermüdungsfestigkeit bei 10^8 Spannungsspielen. Die Ermüdungslasten aus Straßenverkehr richten damit keinen Schaden an.

$$N_i = \infty$$

Nachweis:
$$D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{2 \cdot 10^6}{2,48 \cdot 10^6} + \frac{2 \cdot 10^6}{\infty} = 0,81 \leq 1,0 \quad \text{erfüllt!}$$

2.3 Bogenfußpunkt Ebene B

Kap. D-1.3

Es gelten die gleichen Vorbemerkungen wie zum Fußpunkt in Bogenebene A. Die Verteilung der Momente auf die Stahlkonstruktion kann nicht genau ermittelt werden. Hauptsächlich werden die Momente jedoch durch Betonpressung übertragen werden.

Die Stege des Hohlkastens werden vor dem Bogenfußpunkt von 915mm Achsabstand auf 1420mm aufgeweitet. Sie sind damit genau zentrisch über den Topflagern.

Ein Teil der Bogennormalkraft wird durch Reibung und konstruktiv an den Stegplatten angebrachte Kopfbolzendübel in den Beton übertragen. Sie entlasten damit die stählerne Fußpunkt konstruktion. Dies wird in der folgenden Überschlagsrechnung nicht beachtet.

Im Folgenden werden die Aufweitung des Querschnitts sowie die Stumpfnah zwischen Verankerungsblech und Stegplatten nachgewiesen (unter Vernachlässigung des Mitwirkens des Betons und der Momente)

Bogennormalkraft: $N_{sd} = 79837 \text{ kN}$

Anhang C
Tab. C-7

Neigung des Bogens am Fußpunkt: $33,4^\circ$

Vertikalkomponente: $V_{sd} = \sin(33,4^\circ) \cdot 79837$
 $V_{sd} = 43948 \text{ kN}$

Horizontalkomponente: $H_{sd} = \cos(33,4^\circ) \cdot 79837$
 $H_{sd} = 66651 \text{ kN}$

Die Umlenkkräfte bei der Aufweitung des Querschnitts werden durch eingeschweißte Querschotte aufgenommen.

vgl. Hauptteil,
Abbildung 32 bis 33

Länge der Verbreiterung
von 915mm auf 1420 mm $l = 1500 \text{ mm}$

Querschott mit $t=30$

Aufweitungswinkel: $\tan \alpha = (1420-915) / (2 \cdot 1500)$
 $\tan \alpha = 0,16833 \quad \alpha = 9,46^\circ$

Umlenkkraft: $U = 0,25 \cdot N_{sd} \cdot \tan \alpha$
 $U = 3359,4 \text{ kN}$

Einordnung des Querschottes in die Querschnittsklasse 2

$$\text{vorh. } d/t = 830 / 30 = 27,67$$

$$\text{grenz. } d/t = 38 \cdot \varepsilon = 38 \cdot \sqrt{235 / 430} = 28,1$$

Es besteht keine Beulgefahr bei Druckspannungen

Nachweis:

$$\text{vorh. } \sigma = 3359,4 / (3,0 \cdot 83) = 135,0 \text{ N/mm}^2 < 430 \text{ N/mm}^2 / 1,1 = 390 \text{ N/mm}^2$$

ENV 1993-1
Tab. 5.3.1

Stumpfnahnt Stegplatte an Verankerungsplatte:

Länge der Stumpfnahnt:	1500 mm
Dicke Verankerungsplatte:	90 mm
Dicke der Stegplatte:	90 mm

vgl. Hauptteil,
Abbildung 32 bis 33

Schubspannung: Etwa $\frac{3}{4}$ der Vertikalkomponente einer Stegplatte müssen noch durch die Stumpfnahnt zum Verankerungsblech

$$\tau = 0,5 \cdot \frac{3}{4} \cdot 43948 / (150 \cdot 9)$$

$$\tau = 122 \text{ N/mm}^2$$

Zugspannungen: $\sigma = 0,5 \cdot 66651 / (150 \cdot 9)$
 $\sigma = 249 \text{ N/mm}^2$

Vergleichsspannung: $\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = 320 \text{ N/mm}^2$

$$\text{zul } \sigma = 430 / 1,1 = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{vorh. } \sigma_v = 320 < \text{zul } \sigma = 391 \text{ N/mm}^2$$

3. Windportal und Windverband

3.1 Windportal

Für das Portal Kreuz zwischen den mittleren Bogenebenen werden warmgewalzte quadratische Hohlprofile 300x300x16, EN 10210 S355J2H, verwendet. Der Anschluss an die Bögen und des Kreuzungspunktes wird durch eine Schweißverbindung erfolgen.

3.1.1 Querschnittswerte

Eigenschaften des verwendeten Baustahls S355

$f_y=355 \text{ N/mm}^2$	$f_u=510 \text{ N/mm}^2$	[2] CORUS GROUP
$E=210000 \text{ N/mm}^2$	Eigengewicht: $g=1,378 \text{ kN/m}$	
$A=179 \text{ cm}^2$	Wanddicke: $t=16,0 \text{ mm}$	
$W_{el}=1590 \text{ cm}^3$	$W_{pl}=1895 \text{ cm}^3$	
$I=23850 \text{ cm}^4$	$i=11,5 \text{ cm}$	

Knickspannungslinie a, Querschnittsklasse 1

3.1.2 Nachweise für maßgebende Schnittgrößen

Es wird der Nachweis erbracht für den Stabilitätsnachweis, Ausknicken aus der Ebene des Windkreuzes.

maßgebende Länge: $l=14,3 \text{ m}$

Bemessungsschnittgrößen:	$N_{sd}=927 \text{ kN}$	
	$M_{y,sd}=g \cdot l^2 / 8$	$M_{y,sd}=1,35 \cdot 35,22 \text{ kNm}$

Anhang C
Abb. C-42

Der Querkraftnachweis ist erfüllt!

Widerstände:	$N_{Rd}=179 \cdot 35,5 / 1,1$	$N_{Rd}=5776,8 \text{ kN}$
	$M_{y,el,Rd}=1590 \cdot 35,5 / 1,1$	$M_{y,el,Rd}=513,14 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{sd}}{\chi \cdot N_{Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{y,pl,Rd}} \leq 1,0 \quad k_y \leq 1,5$$

Schlankheit:	$\lambda=l/i$	$\lambda=14,3 / 0,115$	$\lambda=124,35$
--------------	---------------	------------------------	------------------

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 1,63 \quad \chi=0,32$$

Ablesen aus Tab.5.5.2 EC3-1

$$NW: \frac{927}{0,32 \cdot 5776,8} + \frac{1,5 \cdot 1,35 \cdot 35,22}{513,2} = 0,66 \leq 1,0 \quad \text{erfüllt!}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.5.4
Kap. 5.5.1.1

3.1.3 Anschluss an den Bogen

Der Anschluss an die mittleren Bögen wird mit umlaufenden Kehlnähten realisiert.

Dicke des Blechs: $t=16$ mm
 Schweißnahtdicke: $a=9$ mm
 Länge der Schweißnaht: $l_w=4 \times 300$ mm

Tragfähigkeit der Schweißnaht:
$$F_{v,w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \cdot a$$

ENV 1993-1
 Kap. 6.6.5.3

Korrelationsfaktor $\beta_w=0,90$
 Sicherheitsbeiwert $\gamma_{Mw}=1,25$
 Bruchfestigkeit des Stahls $f_u=510$ N/mm²

$$F_{v,w,d}=23,56 \text{ kN/cm}$$

NW: $4 \cdot 23,56 \text{ kN/cm} \cdot 30 \text{ cm} = 2826 \text{ kN} \geq N_{S,d} = 927 \text{ kN}$ erfüllt!

3.1.4 Kreuzungspunkt

In dem Kreuzungspunkt des Windportals läuft ein Hohlprofil durch, das andere wird mit Y-Nähten angeschlossen.

Im Eurocode 3 Anhang K sind keine Regeln für die Bemessung von Knoten mit Profilen gleicher Breite enthalten. Deshalb werden aus den Bemessungshilfen des Verbandes CIDECT die Formeln für Gurtstegversagen, Durchstanzen des Gurtsstabflansches und mitwirkende Breite verwendet.

Kreuzungswinkel der Stäbe: $\Theta=65,82^\circ$

Gurtstegversagen:
$$N_{RD} = \frac{f_y \cdot t_0}{\sin(\Theta)} \left(\frac{2 \cdot h}{\sin(\Theta)} + 10 \cdot t \right)$$

$$N_{RD} = \frac{35,5 \cdot 1,6}{\sin(65,8)} \left(\frac{2 \cdot 30}{\sin(65,8)} + 10 \cdot 1,6 \right) = 5092 \cdot \text{kN}$$

mitwirkende Breite: $N_{R,d} = f_y \cdot t \cdot (2 \cdot h - 4 \cdot t + 2 \cdot b_e)$ $b_e = 160$ mm

$$N_{R,d} = 35,5 \cdot 1,6 \cdot (2 \cdot 30 - 4 \cdot 1,6 + 2 \cdot 16) \quad N_{R,d} = 4862 \text{ kN}$$

Durchstanzen:
$$N_{RD} = \frac{f_y \cdot t_0}{\sqrt{3} \cdot \sin(\Theta)} \left(\frac{2 \cdot h}{\sin(\Theta)} + 2 \cdot b_{e,P} \right)$$

$$N_{RD} = \frac{35,5 \cdot 1,6}{\sqrt{3} \cdot \sin(65,8)} \left(\frac{2 \cdot 30}{\sin(65,8)} + 2 \cdot 16 \right) = 3515,5 \cdot \text{kN}$$

Grenzkraft der Schweißnaht: Auf der sicheren Seite liegend wird die Kraft nur den Schweißnähten zugewiesen, an denen die Stege der Hohlprofile übereinander liegen.

Dicke des Blechs: $t=16$ mm
 Schweißnahtdicke: $a=10$ mm
 Länge der Schweißnaht: $l_w=2 \times 300$ mm

Tragfähigkeit der Schweißnaht:
$$F_{v,w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \cdot a$$

Korrelationsfaktor $\beta_w=0,90$

Sicherheitsbeiwert $\gamma_{Mw}=1,25$

Bruchfestigkeit des Stahls $f_u=510 \text{ N/mm}^2$

$$F_{v,w,d}=26,17 \text{ kN/cm}$$

NW: $2 \cdot 26,17 \text{ kN/cm} \cdot 30 \text{ cm} = 1570 \text{ kN} \geq N_{s,d} = 927 \text{ kN}$ erfüllt!

3.2 Windverbandsstreben

Für das Windverbandstreben werden auch warmgewalzte quadratische Hohlprofile nach EN 10210 S355J2H verwendet. Im unteren Viertel des Windverbands ist Größe 250x250x16 in dem mittleren Teil 250x250x 12,5 vorgesehen. Der Anschluss an die Bögen kann durch eine Schweißverbindung oder geschraubt erfolgen.

3.2.1 Querschnittswerte

Eigenschaften des verwendeten Baustahls S355

[2] Corus Group

$$f_y=355 \text{ N/mm}^2 \quad f_u=510 \text{ N/mm}^2 \quad E=210000 \text{ N/mm}^2$$

250x250x16:

Eigengewicht: $g=1,13 \text{ kN/m}$

$A=147 \text{ cm}^2$	Wanddicke:	$t=16,0 \text{ mm}$
$W_{el}=1061 \text{ cm}^3$		$W_{pl}=1280 \text{ cm}^3$
$I=13267 \text{ cm}^4$		$i=9,5 \text{ cm}$

Knickspannungslinie a, Querschnittsklasse 1

3.2.2 Nachweise

Es wird der Nachweis erbracht für den Stabilitätsnachweis, Biegung mit Längskraft

maßgebende Länge: $l=14,53 \text{ m}$

unterer Teil des Windverbandes: 250x250x16

Anhang C
Abb. C-42

Bemessungsschnittgrößen: $N_{sd}=724 \text{ kN}$

$$M_{y,sd} = \gamma \cdot g \cdot l^2 / 8 \quad M_{y,sd} = 1,35 \cdot 29,82 \text{ kNm}$$

Der Querkraftnachweis ist erfüllt!

Widerstände: $N_{Rd} = 147 \cdot 35,5 / 1,1 \quad N_{Rd} = 4744,1 \text{ kN}$

$$M_{y,pl,Rd} = 1280 \cdot 35,5 / 1,1 \quad M_{y,pl,Rd} = 454,4 \text{ kNm}$$

Schlankheit: $\lambda = l/i \quad \lambda = 14,53 / 0,095 \quad \lambda = 152,95$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 2,0$$

$$\chi = 0,222$$

Ablese aus Tab.5.5.2 EC3-1

$$\text{NW: } \frac{N_{Sd}}{\chi \cdot N_{Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{y,pl,Rd}} \leq 1,0 \quad k_y \leq 1,5$$

$$\frac{724}{0,222 \cdot 4744} + \frac{1,5 \cdot 1,35 \cdot 29,82}{454,4} = 0,82 \leq 1,0 \quad \text{erfüllt!}$$

ENV 1993-1
Kap. 5.5.4
Kap. 5.5.1.1

3.2.3 geschweißter Anschluss an Bögen

Knotenstabilität:

Die Stabilität des Knotens der Windverbandstreben mit dem H-Profil des äußeren Bogens wird nach EC3-1 Anhang K Tabelle K.8.2 nachgewiesen.

ENV 1993-1
Tab. K.8.2

Die Querschnitte befinden sich innerhalb des Bereichs der Tabelle K.8.1

Überlappung der WV-Streben:

$$\lambda_{OV} = q / p \quad q = 13 \text{ cm} \quad p = 25,8 \text{ cm}$$

$$\lambda_{OV} = 50,4\%$$

$$N_{i,Rd} = f_{yi} \cdot t_i \cdot (2 \cdot h_i - 4 \cdot t_i + b_{eff} + b_{0,OV})$$

$$b_{eff} = t_w + 2 \cdot r + 7 \cdot t_f \cdot f_{yo} / f_{yi}$$

$$b_{eff} = 55,6 + 2 \cdot 15 + 7 \cdot 88,9 \cdot 430 / 355$$

$$b_{eff} = 83,9 \text{ cm} \leq b_i$$

$$b_{eff} = 25 \text{ cm}$$

$$b_{0,OV} = 16 \text{ cm}$$

$$N_{i,Rd} = 35,5 \cdot 1,6 \cdot (2 \cdot 25 - 4 \cdot 1,6 + 25 + 16)$$

$$N_{i,Rd} = 2249,3 \text{ kN}$$

Schweißnaht: Es wird eine umlaufende Kehlnaht am Flansch des Bogens und an der Überlappung gewählt.

Für den Nachweis wird auf der sicheren Seite liegend nicht beachtet, dass ein Teil der Normalkraft durch die Schweißnaht an der Überlappung der Verbandstreben direkt übertragen wird.

Dicke des Blechs: $t = 16 \text{ mm}$
Schweißnahtdicke: $a = 8 \text{ mm}$
Länge der Schweißnaht: $l_w = 2 \times 300 \text{ mm}$

$$\text{Tragfähigkeit der Schweißnaht: } F_{v,w,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \cdot a$$

ENV 1993-1
Kap. 6.6.5.3

Korrelationsfaktor $\beta_w = 0,90$

Sicherheitsbeiwert $\gamma_{Mw} = 1,25$

Bruchfestigkeit des Stahls $f_u = 510 \text{ N/mm}^2$

$$F_{v,w,d} = 20,93 \text{ kN/cm}$$

$$\text{NW: } 3 \cdot 20,93 \text{ kN/cm} \cdot 25 \text{ cm} = 1570 \text{ kN} \geq N_{S,d} = 724 \text{ kN} \quad \text{erfüllt!}$$

4. Fahrbahnplatte aus Beton

4.1 Plattenlängsrichtung

4.1.1 Mindestbewehrung

Diese soll verhindern, dass sich breite Risse infolge rechnerisch nicht berücksichtigtem Zwang, Einspannungen oder Abweichen von der Vorspannung bilden.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.2.2.3

$$\rho_s = \frac{0,8 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s}$$

$k_c = 0,4$	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung bei der Rissbildung, hier k_c für Biegung
$k = 1,0$	Beiwert zur Berücksichtigung der sekundären Rissbildung
f_{ctm}	mittlere Zugfestigkeit von C50/60 = $4,1 \text{ N/mm}^2$
σ_s	erlaubte Stahlspannung für $\varnothing 14, \varnothing 16$ Stäbe = 200 N/mm^2

Der Bewehrungsgrad wird auf die Betonfläche A_{ct} bezogen, die kurz vor der Rissbildung Zugspannungen erhält.

Mindestbewehrung in der Straßenfahrbahn:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 4146 \text{ kN/m}$
mittlere Dicke des Querschnitts: $d = 48,75 \text{ cm}$

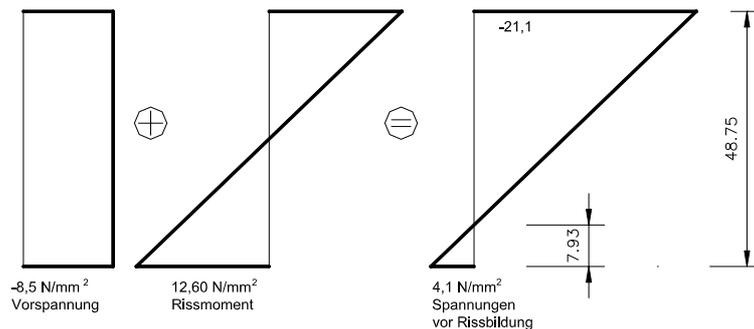


Abbildung D-9 Risschnittgröße Längsrichtung Straßenfahrbahn

$$a_s = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 4,1 \cdot 7,93 \cdot 100 / (200) \quad a_s = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung in der Eisenbahnfahrbahn:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 6482 \text{ kN/m}$
mittlere Dicke des Querschnitts: $d = 75 \text{ cm}$

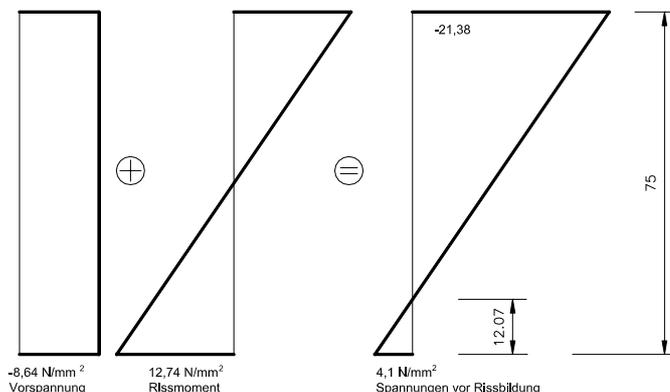


Abbildung D-10 Risschnittgröße Längsrichtung Eisenbahnfahrbahn

$$a_s = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 4,1 \cdot 12,07 \cdot 100 / (200) \quad a_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.1.2 Bruchsicherheitsnachweise

Die Nachweise erfolgen für den Zeitpunkt $t=\infty$

An folgenden Stellen wird der Bruchsicherheitsnachweis für das maximale und minimale Momente erbracht:

1. Nachweis im äußeren Randbalken
2. Nachweis in der Mitte der Straßenfahrbahn
3. Nachweis im inneren Längsbalken
4. Nachweis in Brückenmitte

Materialeigenschaften:

Beton:	C50/60	$f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c=1,5$
Betonstahl:	BSt 500S	$f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s=1,15$
Spannstahl:	nach Zulassung DYWIDAG prEN10138		
		$f_{p0,1k}=1500 \text{ N/mm}^2$	$f_{pk}=1770 \text{ N/mm}^2$

Die Spannung ist auf $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s$ begrenzt

Im äusseren Randbalken liegen 4 Spannglieder vom Typ DyWidAG 6827, in den inneren Längsbalken 14 Spannglieder vom Typ 6837

1. Nachweis am äußeren Randbalken

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment:	$m_{Sd}=541 \text{ kNm/m}$
zugehörige Normalkraft:	$n=4159$
Normalkraft aus Längsvorspannung:	$n_{t=\infty}=-5122 \text{ kN/m}$
	$n_{Sd}=-963 \text{ kN/m}$

Anhang C
Tab C-9
Abb. C-33

Das Spannglied liegt annähernd in der Mitte des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

Betondeckung:	nom $c=5,0 \text{ cm}$
Betonstahldurchmesser:	20 mm
Querschnittshöhe:	$h=60 \text{ cm}$
statische Höhe:	$d=54 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 541 + 963 \cdot (0,54 - 0,6/2)$$

$$M_{sds} = 772,12 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sds} = \frac{0,772}{1,0 \cdot 0,54^2 \cdot 33,3}$

[14] SCHNEIDER, 13.A
Tafel 2a, S. 5.148

$$\mu_{Sd} = 0,08$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,085$

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{Sd} \quad a_s = (0,085 \cdot 100 \cdot 54 \cdot 3,33 - 963) / 43,5$$

$$a_s = 13,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Diese Bewehrung wird sowohl oben als auch unten eingelegt.

2. Nachweis im Randfeld

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{Sd}=346 \text{ kNm/m}$
 zugehörige Normalkraft: $n=2985$

Anhang C
 Tab C-9
 Abb. C-33

Normalkraft aus Längsvorspannung: $n_{t=\infty}=-3725 \text{ kN/m}$
 $n_{Sd}=-740$

Das Spannglied liegt annähernd in der Mitte des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

Betondeckung: nom c= 5,0cm
 Betonstahldurchmesser: 20 mm
 Querschnittshöhe: h=48,75 cm
 statische Höhe: d=42,75 cm

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 346 + 740 \cdot (0,4275 - 0,4875/2)$$

$$M_{sds} = 482 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{Sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{Sds} = \frac{0,482}{1,0 \cdot 0,4275^2 \cdot 33,3}$

$$\mu_{Sd} = 0,08$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,085$

[14] SCHNEIDER, 13.A
 Tafel 2a, S. 5.148

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,085 \cdot 100 \cdot 42,75 \cdot 3,33 - 740) / 43,5$$

$a_s = 10,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ Diese Bewehrung wird unten eingelegt.

3. Nachweis am inneren Längsbalken

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{Sd}=620 \text{ kNm/m}$
 zugehörige Normalkraft: $n=6408$

Anhang C
 Tab C-9
 Abb. C-33

Normalkraft aus Längsvorspannung: $n_{t=\infty}=-6780 \text{ kN/m}$
 $n_{Sd}=-372$

Das Spannglied liegt annähernd in der Mitte des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

Betondeckung: nom c= 5,0cm
 Betonstahldurchmesser: 20 mm
 Querschnittshöhe: h=80 cm
 statische Höhe: d=74 cm

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 620 + 372 \cdot (0,74 - 0,8/2)$$

$$M_{sds} = 746,5 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{Sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{Sds} = \frac{0,7465}{1,0 \cdot 0,74^2 \cdot 33,3}$

$$\mu_{Sd} = 0,041$$

[14] SCHNEIDER, 13.A
 Tafel 2a, S. 5.148

Ablezen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,042$

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,042 \cdot 100 \cdot 74 \cdot 3,33 - 372) / 43,5$$

$a_s = 15,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ Diese Bewehrung wird unten und oben eingelegt.

4. Nachweis im Mittelfeld

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{sd} = 546 \text{ kNm/m}$
zugehörige Normalkraft: $n = 5842$

Normalkraft aus Längsvorspannung: $n_{t=\infty} = -6482 \text{ kN/m}$

$$n_{sd} = -640$$

Anhang C
Tab C-9
Abb. C-33

Das Spannglied liegt annähernd in der Mitte des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$
Betonstahldurchmesser: 20 mm
Querschnittshöhe: $h = 75 \text{ cm}$
statische Höhe: $d = 69 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h - d/2) \quad M_{sds} = 546 + 640 \cdot (0,69 - 0,75/2)$$

$$M_{sds} = 747,6 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sds} = \frac{0,748}{1,0 \cdot 0,69^2 \cdot 33,3}$

[14] SCHNEIDER, 13.A
Tafel 2a, S. 5.148

$$\mu_{sd} = 0,05$$

Ablezen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,052$

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,052 \cdot 100 \cdot 69 \cdot 3,33 - 640) / 43,5$$

$a_s = 12,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ Diese Bewehrung wird unten eingelegt.

4.1.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Rissbreite und Dekompression:

Es wird davon ausgegangen, dass ein Bauwerk der Kategorie C nach EC2-2 vorliegt. Dies müsste im Realfall von der zuständigen Behörde bestätigt werden.

Dekompression:

Aus Kategorie C folgt, dass der Dekompressionsnachweis unter quasi ständigen Lasten zu führen ist. Für das Tragwerk sind das nur Eigenlasten und Ausbaulasten und Temperatur.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Aus Tabelle C-15 ist zu erkennen, dass für diesen Lastfall keine Zugspannungen auftreten.

Rissbreite:

Die Rissbreite muss bei einer Bauwerkskategorie C unter häufigen Lasten eingehalten sein. Treten unter dieser Lastkombination keine Zugspannungen auf, die größer sind als die mittlere Betonzugfestigkeit, ist die ermittelte Mindestbewehrung für den Rissbreitennachweis ausreichend.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.2.3

Die Tabelle C-15 zeigt die auftretenden Spannungen zum Zeitpunkt $t=\infty$ für nicht häufige Lasten. Da schon bei dieser Lastkombination keine Zugspannungen auftreten, die größer als f_{ctm} sind, ist der Nachweis für die Rissbreite mit dem Einlegen der Mindestbewehrung nach 4.1.2 erbracht.

Anhang C
Tabelle C-15

Beschränkung der Betonspannungen im Gebrauchszustand:

1. Beim Eintragen der Vorspannung soll die Betondruckspannung auf $0,45 \cdot f_c(t)$ beschränkt werden, wenn nichtlineares Kriechen nicht berücksichtigt wird.

Betongüte: C50/60
angenommener Zeitpunkt des Vorspannens: nach 28 Tagen

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

$$\text{zul. } \sigma_C = 0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{zul. } \sigma_C = 22,5 \text{ N/mm}^2$$

Aus Tabelle C-15 ist ersichtlich das die maximale Druckspannung unter dem zulässigen Wert liegt.

$$\text{vorhandene max. } \sigma_C = 7,7 \text{ N/mm}^2 < \text{zul. } \sigma_C = 22,5 \text{ N/mm}^2$$

2. Die Betondruckspannungen sollten unter nicht-häufigen Einwirkungskombinationen und dem charakteristischen Wert der Vorspannung auf $0,6 \cdot f_{ck}$ beschränkt werden.

Betongüte: C50/60

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

$$\text{zul. } \sigma_C = 0,6 \cdot f_{ck} \quad \text{zul. } \sigma_C = 30 \text{ N/mm}^2$$

Aus Tabelle C-15 ist ersichtlich das die maximale Druckspannung unter dem zulässigen Wert liegt.

$$\text{vorhandene max. } \sigma_C = 10,4 \text{ N/mm}^2$$

Beschränkung der Spanngliedspannungen im Gebrauchszustand:

Die Spannungen in den Spanngliedern unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination soll nach Abzug der Spannverluste $0,65 \cdot f_{pk}$ nicht überschreiten.

$$\text{zul. } \sigma_{SG} = 0,65 \cdot 1770 = 1150,5 \text{ N/mm}^2$$

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Im Spannglied entstehen infolge quasi-ständigen Lasten nur Spannungen infolge der Vorspannkraft

Äußerer Längsbalken:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 18516 \text{ kN}$

4 Spannglieder mit je 27 Litzen $A_p = 150 \text{ mm}^2 \cdot 27 \cdot 4 = 16200 \text{ mm}^2$

Anhang C
Kap. 5.3.3

Spannung im Spannglied: $\sigma_{SG} = (P_{\infty}) / A_p \quad \sigma_{SG} = (18,5 \cdot 10^6) / 16200$

N.W.: $\text{vorh. } \sigma_{SG} = 1142 \text{ N/mm}^2 < \text{zul. } \sigma_{SG} = 1150,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{erfüllt!}$

Inneren Längsbalken:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 83114 \text{ kN}$

Anhang C
Kap. 5.3.3

14 Spannglieder mit je 37 Litzen

$$A_p = 150 \text{ mm}^2 \cdot 37 \cdot 14 = 777000 \text{ mm}^2$$

Spannung im Spannglied: $\sigma_{SG} = (P_{\infty}) / A_p \quad \sigma_{SG} = (83,1 \cdot 10^6) / 777000$

N.W.: vorh. $\sigma_{SG} = 1070 \text{ N/mm}^2 < \text{zul. } \sigma_{SG} = 1150,5 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

4.1.4 Querkrafttragfähigkeit

Die Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung wird an dem äußeren Rundschnitt um die Hänger geführt. Die Definition des Rundschnittes kann dem Durchstanznachweis der unteren Hängerbefestigungen entnommen werden.

Der Bemessungswiderstand der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung ergibt sich aus:

ENV 1992-1
Kap. 4.3.2.3

$$V_{RD} = (\tau_{RD} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

τ_{RD} Grundwert der Schubspannung, für C50/60 $\tau_{RD} = 0,33 \text{ N/mm}^2$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
S. 5.64

k 1,0, keine gestaffelte Bewehrung

ρ_1 Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$

d statische Höhe

σ_{cp} Längsnormalspannung, z.B. aus Vorspannung

b_w kleinste Querschnittsbreite

1. Nachweis am äußeren Längsbalken:

Bemessungsquerkraft: $Q_{sd} = 301 \text{ kN/m}$

Anhang C
Tab. C-9

$h = 60 \text{ cm}$

nom $c = 5,0 \text{ cm}$

$ds \leq 20 \text{ mm}$

$d = 54 \text{ cm}$

$b_w = 1,0 \text{ m}$

vorhandene Längsbewehrung:

$a_s \geq 13,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

(siehe Bruchsicherheits- NW)

Kap. D-4.1.2

$$\rho_1 = 13 / (100 \cdot 54)$$

$$\rho_1 = 0,0024$$

Die vorhandene Normalkraft bei maximalem Moment in Längsrichtung kann aus dem Bruchsicherheitsnachweis des Randbalkens entnommen werden. Sie wird stellvertretend für die vorhandene Längskraft bei maximaler Querkraft verwendet.

$$N = 963 \text{ kN/m (Druck!) } \quad \sigma_{cp} = 963000 / (600 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 1,61 \text{ N/mm}^2$$

Anhang C
Tab. C-9
Abb. C-33

$$V_{RD} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0024) + 0,15 \cdot 1,61) \cdot 1,0 \cdot 0,54$$

$$V_{RD} = 0,361 \text{ MN/m}$$

Der Nachweis der Betondruckstrebe wurde geprüft, ist jedoch nicht maßgebend.

Nachweis: $Q_{sd} = 301 \text{ kN/m} < V_{RD} = 361 \text{ kN/m}$ erfüllt!

Es muss jedoch eine Mindestbügelbewehrung von $\rho=0,0013$ eingelegt werden.

ENV 1992-1
Kap. 5.4.2.2

$$\min a_{sB\ddot{u}} = 0,0013 \cdot 54 \cdot 100 = 7,02 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Breite des Kantbalkens: 1,80m

gewählt: 6-schnittige Bügel aller 30cm Ø10

2. Nachweis am inneren Längsbalken:

Anhang C
Tab. C-9

Bemessungsquerkraft: $Q_{sd}=357 \text{ kN/m}$

$h=80 \text{ cm}$ $\text{nom } c=5,0 \text{ cm}$ $d_s \leq 20 \text{ mm}$
 $d=74 \text{ cm}$ $b_w=1,0 \text{ m}$

vorhandene Längsbewehrung: $a_s \geq 15,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
(siehe Bruchsicherheits- NW)

Kap. D-4.1.2
oder
Hauptteil, Tab. 1

$$\rho_1 = 15,24 / (100 \cdot 74) \qquad \rho_1 = 0,00206$$

Die vorhandene Normalkraft bei maximalem Moment in Längsrichtung kann aus dem Bruchsicherheitsnachweis des Randbalkens entnommen werden. Sie wird stellvertretend für die vorhandene Längskraft bei maximaler Querkraft verwendet.

Anhang C
Tab. C-9
Abb. C-33

$$N = 372 \text{ kN/m (Druck!)} \quad \sigma_{cp} = 372000 / (800 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 0,465 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RD} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00206) + 0,15 \cdot 0,465) \cdot 1,0 \cdot 0,74$$

$$V_{RD} = 0,365 \text{ MN/m}$$

Nachweis: $Q_{sd}=357 \text{ kN/m} > V_{RD}=365 \text{ kN/m}$ NW erfüllt!

ENV 1992-1
Kap. 5.4.2.2

Es muss jedoch eine Mindestbügelbewehrung von $\rho=0,0013$ eingelegt werden.

$$\min a_{sB\ddot{u}} = 0,0013 \cdot 74 \cdot 100 = 9,62 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Breite des Kantbalkens: 3,0 m

gewählt: 10-schnittige Bügel aller 30cm Ø12

4.2 Plattenquerrichtung

4.2.1 Mindestbewehrung

Diese soll verhindern, dass sich breite Risse infolge rechnerisch nicht berücksichtigtem Zwang, Einspannungen oder Abweichen von der Vorspannung bilden.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.2.2.3

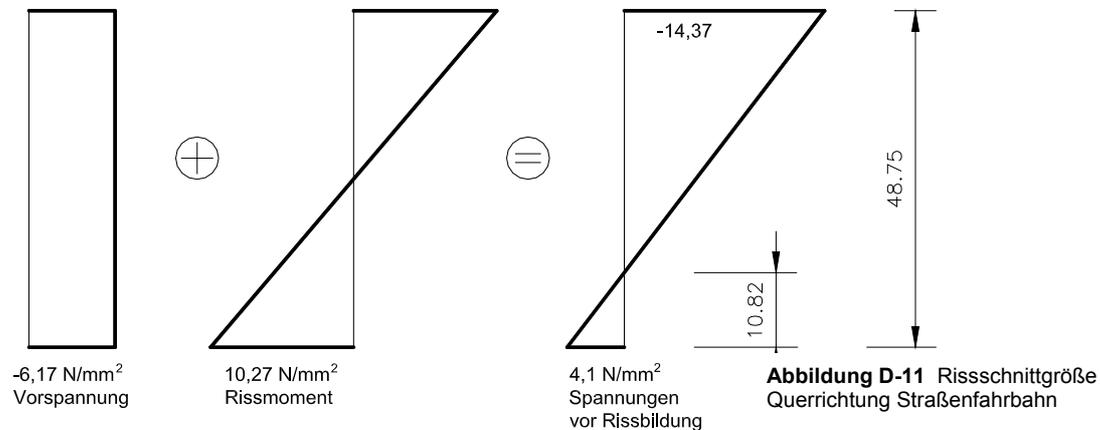
$$\rho_s = \frac{0,8 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s}$$

$$k_c = 0,4 \qquad k = 1,0 \qquad f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2 \qquad \sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2$$

Erläuterungen zu den Werten siehe Kap. D-4.1.1

Mindestbewehrung in der Straßenfahrbahn:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 2963 \text{ kN/m}$
 mittlere Dicke des Querschnitts: $d = 48,75 \text{ cm}$

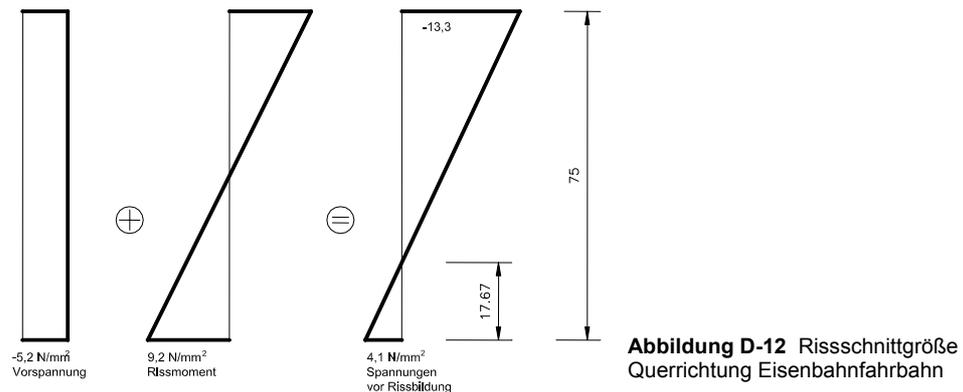


$$a_s = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 4,1 \cdot 10,82 \cdot 100 / (200)$$

$$a_s = 7,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung in der Eisenbahnfahrbahn:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 3821 \text{ kN/m}$
 mittlere Dicke des Querschnitts: $d = 75 \text{ cm}$



$$a_s = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 4,1 \cdot 17,67 \cdot 100 / (200)$$

$$a_s = 11,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.2.2 Nachweis im Bruchzustand

Die Nachweise erfolgen für den Zeitpunkt $t = \infty$. Eigentlich müssen einige Nachweise zum Zeitpunkt kurz nach dem Aufbringen der Quervorspannung erfolgen. Die Momente sind jedoch nur unwesentlich größer, was sich mit der dann noch höheren Vorspannung wieder ausgleicht. Die Nachweise sind dann immer noch erfüllt.

An folgenden Stellen wird der Bruchsicherheitsnachweis für das maximale und minimale Momente erbracht:

1. Nachweis bei der kleinsten Plattendicke
2. Nachweis in der Mitte der Straßenfahrbahn
3. Nachweis am Rand inneren Rand der Straßenfahrbahn
4. Nachweis im inneren Längsbalken
5. Nachweis bei der kleinsten Plattendicke der Eisenbahnfahrbahn
6. Nachweis in Brückenmitte

Materialeigenschaften:

Beton: C50/60 $f_{ck}=50 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_C=1,5$
 Betonstahl: BSt 500S $f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_S=1,15$
 Spannstahl: nach Zulassung DYWIDAG prEN10138

$$f_{p0,1k}=1500 \text{ N/mm}^2 \quad f_{pk}=1770 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannung ist auf $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_S$ begrenzt

Spannglied 6812 aller 66,7 cm in Randfeldern,
 aller 50 cm in Mittelfeldern.

1. Nachweis an der kleinsten Plattendicke

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{Sd}=132 \text{ kNm/m}$

Minimales Moment: $m_{Sd}=-8,83 \text{ kNm/m}$

zugehörige Normalkraft $n_{Sd}=-3290,5-\Delta N_{S+K}=-3290,5+318$

$n_{Sd}=-2972 \text{ kN/m}$

Anhang C

Tab. C-8

Anhang C

Abb. C-27

Kap. 5.3.1

Das Spannglied liegt annähernd in der Mitte des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

Betondeckung: nom $c=5,0 \text{ cm}$

Betonstahldurchmesser: 20 mm

Querschnittshöhe: $h=35 \text{ cm}$

statische Höhe: $d=29 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 132 + 2972 \cdot (0,29 - 0,35/2)$$

$$M_{sds} = 622,4 \text{ kNm}$$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{Sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{Sds} = \frac{0,622}{1,0 \cdot 0,29^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{Sd} = 0,222 > \lim \mu_{Sds} = 0,206$$

Das zulässige bezogene Moment für C50/60 ohne Druckbewehrung wird überschritten. Es muss Druckbewehrung eingelegt werden.

[14] SCHNEIDER, 13.A.

Ablesen aus Tabelle 2c mit $\xi=0,35$, $d_2/d=0,2$: $\omega_1=0,26$

$$\omega_2=0,026$$

$$a_{S1} = (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{Sd} \quad a_{S1} = (0,26 \cdot 100 \cdot 39 \cdot 33,3 - 2972) / 43,5$$

$$a_{S1} = -10,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{S2} = (\omega_2 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) / \sigma_{Sd} \quad a_{S2} = 5,772 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Kap. D-4.2.1

Es ist keine zusätzliche untere schlaffe Bewehrung nötig. Die notwendige obere Bewehrung ist geringer als die Mindestbewehrung. Der Nachweis für das minimale Moment erübrigt sich damit.

2. Nachweis in der Plattenmitte des Randfeldes

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{sd}=417,1 \text{ kNm/m}$ Minimales Moment: $m_{sd}=-138 \text{ kNm/m}$ Anhang C
Tab. C-8zugehörige Normalkraft $n_{sd}=-3281,25-\Delta N_{S+K}=-3290,5+318$
 $n_{sd}=-2963 \text{ kN/m}$ (Vorspannung)Anhang C
Abb. C-27
Kap. 5.3.1

2.a) Nachweis für das größte Moment:

Das Spannglied liegt 15,133 cm unter der Schwereachse des Querschnitts.

Abb. C-26

Querschnittshöhe: $h=48,75 \text{ cm}$ statische Höhe: $d=33,6 \text{ cm}$ $M_{sdp} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2)$ $M_{sdp}=417+2963 \cdot (0,336-0,4875/2)$ $M_{sdS}=690 \text{ kNm}$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{sdp} = \frac{M_{sdp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu_{sdp} = \frac{0,69}{1,0 \cdot 0,336^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{sd} = 0,18$$

Ablesen aus Bemessungsdiagramm mit 2% Stahldehnungen:

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 1a, S. 5.146Stahldehnung $\varepsilon_s = 0,85\%$,

Das ergäbe eine Theoretische Spannstahlspannung von:

$$\sigma = E \varepsilon_s \quad \sigma = 1950000 \cdot 0,85\% = 1675 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannstahlspannung wird aber auf $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 1385 \text{ N/mm}^2$ begrenzt.Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,198$ [14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$\text{erf. } a_p = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) / \sigma_{sp} \quad a_p = (0,198 \cdot 100 \cdot 33,6 \cdot 3,33) / 138,5$$

$$\text{erf. } a_p = 16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{vorh } a_p = 1,5 \cdot 1,5 \text{ cm}^2 \cdot 12$$

$$\text{vorh } a_p = 27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1,5 Spannglieder pro Meter mit 12
Litzen je Spannglied und 150 mm^2 je
LitzeNachweis: $\text{vorh. } a_p = 27 > \text{erf } a_p = 16,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

2.b) Nachweis für das minimale Moment:

Das Spannglied liegt für das minimale Moment nicht in der Zugzone des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegnachweis herangezogen werden.

Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$

Betonstahldurchmesser: 20 mm

Querschnittshöhe: $h = 48,75 \text{ cm}$

statische Höhe: $d=42,75 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 138 + 2963 \cdot (0,4275 - 0,4875/2)$$

$$M_{sds} = 680,45 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sds} = \frac{0,68}{1,0 \cdot 0,4275^2 \cdot 33,3}$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$\mu_{sds} = 0,111$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,12$

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,12 \cdot 100 \cdot 42,75 \cdot 3,33 - 2963) / 43,5$$

$a_s = -28,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ Es ist keine zusätzliche schlaffe Bewehrung an der Plattenoberseite für das minimale Moment nötig

3. Nachweis der Straßenfahrbahn am inneren Rand

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{sd} = 374 \text{ kNm/m}$

Minimales Moment: $m_{sd} = -494,7 \text{ kNm/m}$

zugehörige Normalkraft $n_{sd} = -4209 - \Delta N_{s+k} = -4209 + 318$

$n_{sd} = -3891 \text{ kN/m}$

Anhang C
Tab. C-8

Anhang C
Abb. C-27
Kap. 5.3.1

3.a) Nachweis für das Maximale Moment:

Da das Spannglied oberhalb der Mitte des Querschnitts liegt, kann daher nicht für den Biegnachweis herangezogen werden.

Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$

Betonstahldurchmesser: 20 mm

Querschnittshöhe: $h = 62,5 \text{ cm}$

statische Höhe: $d = 56,5 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 374 + 3891 \cdot (0,565 - 0,625/2)$$

$$M_{sds} = 967,4 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sds} = \frac{0,967}{1,0 \cdot 0,565^2 \cdot 33,3}$

$$\mu_{sds} = 0,091$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,096$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,096 \cdot 100 \cdot 56,5 \cdot 3,33 - 3891) / 43,5$$

erf. $a_s = -47 \text{ cm}^2/\text{m}$ Es ist keine zusätzliche schlaffe untere Bewehrung nötig.

3.b) Nachweis für das kleinste Moment:

Das Spannglied liegt $48,7 \text{ cm}$ über Unterkante der Platte

Querschnittshöhe: $h = 62,5 \text{ cm}$

statische Höhe: $d = 48,7 \text{ cm}$

Anhang C
Kap. C-5.3.1
Abb. C-26

$$M_{sdp} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sdp} = 494,7 + 3891 \cdot (0,487 - 0,625/2)$$

$$M_{sds} = 1173 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{sdp} = \frac{M_{sdp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sdp} = \frac{1,173}{1,0 \cdot 0,487^2 \cdot 33,3}$

$$\mu_{sdp} = 0,15$$

Ablesen aus Bemessungsdiagramm mit 2% Stahldehnungen:

Stahldehnung $\varepsilon_s = 1,1\%$, $\sigma = E \varepsilon_s$
 Das ergäbe eine zu hohe theoretische Spannstahlspannung
 Die Spannstahlspannung wird aber auf $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 1385 \text{ N/mm}^2$
 begrenzt.

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,17$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$\text{erf. } a_p = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) / \sigma_{sp} \quad a_p = (0,17 \cdot 100 \cdot 48,7 \cdot 3,33) / 138,5$$

$$\text{erf. } a_p = 20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

vorh $a_p = 2 \cdot 1,5 \text{ cm}^2 \cdot 12$ 2 Spannglieder pro Meter mit 12
 vorh $a_p = 36 \text{ cm}^2/\text{m}$ Litzen je Spannglied und 150 mm^2 je
Litze

Nachweis: $\text{vorh. } a_p = 36 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{erf. } a_p = 20 \text{ cm}^2/\text{m}$

4. Nachweis der Betonfahrbahn an der Stützung durch die innere Bogenebene

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{sd} = 683 \text{ kNm/m}$
 Minimales Moment: $m_{sd} = -1121 \text{ kNm/m}$

Anhang C
Tab. C-8

zugehörige Normalkraft $n_{sd} = -4200 - \Delta N_{s+k} = -4200 + 318$
 $n_{sd} = -3882 \text{ kN/m}$

Anhang C
Abb. C-27
Kap. 5.3.1

4.a) Nachweis für das Maximale Moment:

Das Spannglied liegt am oberen Rand des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis der unteren Bewehrungslage herangezogen werden.

Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$
 Betonstahldurchmesser: 20 mm
 Querschnittshöhe: $h = 80 \text{ cm}$
 statische Höhe: $d = 74 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 683 + 3882 \cdot (0,74 - 0,8/2)$$

$$M_{sds} = 2004,9 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sds} = \frac{2,005}{1,0 \cdot 0,74^2 \cdot 33,3}$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$\mu_{sds} = 0,11$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,119$

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,119 \cdot 100 \cdot 74 \cdot 3,33 - 3882) / 43,5$$

erf. $a_s = -22 \text{ cm}^2/\text{m}$ Es ist keine zusätzliche schlaffe untere Bewehrung nötig.

4.b) Nachweis für das kleinste Moment:

Das Spannglied liegt 17,8 cm unterhalb des oberen Querschnittsrandes. *Abb. C-26*

Querschnittshöhe: $h = 80 \text{ cm}$
 statische Höhe: $d = 62,2 \text{ cm}$

$$M_{sdp} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sdp} = 1121 + 3882 \cdot (0,622 - 0,8/2)$$

$$M_{sds} = 1982,8 \text{ kNm}$$

bezogenes Moment: $\mu_{sdP} = \frac{M_{sdP}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sdP} = \frac{1,983}{1,0 \cdot 0,622^2 \cdot 33,3}$

$$\mu_{sdP} = 0,154$$

Ablesen aus Bemessungsdiagramm mit 2% Stahldehnungen:

$$\text{Stahldehnung } \varepsilon_s = 1,1\%, \quad \sigma = E \cdot \varepsilon_s$$

Das ergäbe eine zu hohe theoretische Spannstahlspannung
 Die Spannstahlspannung wird aber auf $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 1385 \text{ N/mm}^2$ begrenzt.

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,17$

[14] SCHNEIDER, 13.A. Tafel 2a, S. 5.148

$$\text{erf. } a_p = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) / \sigma_{SP} \quad a_p = (0,17 \cdot 100 \cdot 62,2 \cdot 3,33) / 138,5$$

$$\text{erf. } a_p = 26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

vorh $a_p = 2 \cdot 1,5 \text{ cm}^2 \cdot 12$ 2 Spannglieder pro Meter mit 12
 vorh $a_p = 36 \text{ cm}^2/\text{m}$ Litzen je Spannglied und 150 mm^2 je Litze

Nachweis: vorh. $a_p = 36 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{erf } a_p = 26 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Nachweis der Platte an dünnsten Stelle der Eisenbahnfahrbahn

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{sd} = 117,3 \text{ kNm/m}$
 Minimales Moment: $m_{sd} = -482,5 \text{ kNm/m}$

*Anhang C
 Tab. C-8*

zugehörige Normalkraft $n_{sd} = -4190 - \Delta N_{S+K} = -4190 + 318$
 $n_{sd} = -3872 \text{ kN/m}$

*Anhang C
 Abb. C-27
 Kap. 5.3.1*

5.a) Nachweis für das Maximale Moment:

Das Spannglied liegt oberhalb der Querschnittsmitte und kann daher nicht für den Biegenachweis der unteren Bewehrungslage herangezogen werden.

Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$
 Betonstahldurchmesser: 20 mm
 Querschnittshöhe: $h = 70 \text{ cm}$
 statische Höhe: $d = 64 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sds} = 117 + 3872 \cdot (0,64 - 0,7/2)$$

$$M_{sds} = 1240 \text{ kNm}$$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{\text{Sds}} = \frac{M_{\text{Sds}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{Cd}}} \quad \mu_{\text{Sds}} = \frac{1,24}{1,0 \cdot 0,64^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{\text{Sd}} = 0,09$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,096$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$a_{\text{S}} = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{\text{cd}} + N_{\text{sd}}) / \sigma_{\text{Sd}} \quad a_{\text{S}} = (0,096 \cdot 100 \cdot 44 \cdot 3,33 - 3872) / 43,5$$

erf. $a_{\text{S}} = -56 \text{ cm}^2/\text{m}$ Es ist keine zusätzliche schlaffe untere Bewehrung nötig.

5.b) Nachweis für das kleinste Moment:

Das Spannglied liegt 15,7 cm oberhalb der Querschnittsmitte.

Abb. C-26

Querschnittshöhe: $h = 70 \text{ cm}$
statische Höhe: $d = 50,7 \text{ cm}$

$$M_{\text{sdP}} = M_{\text{sd}} - N_{\text{sd}} \cdot (h - d/2) \quad M_{\text{sdP}} = 482,5 + 3882 \cdot (0,507 - 0,7/2)$$

$$M_{\text{sdS}} = 1091,5 \text{ kNm}$$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{\text{sdP}} = \frac{M_{\text{sdP}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{Cd}}} \quad \mu_{\text{sdP}} = \frac{1,1}{1,0 \cdot 0,507^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{\text{Sd}} = 0,13$$

Ablesen aus Bemessungsdiagramm mit 2% Stahldehnungen:

$$\text{Stahldehnung } \varepsilon_{\text{S}} = 1,35\%, \quad \sigma = E \cdot \varepsilon_{\text{S}}$$

Das ergäbe eine zu hohe theoretische Spannstahlspannung

Die Spannstahlspannung wird aber auf $0,9 \cdot f_{\text{pk}} / \gamma_{\text{S}} = 1385 \text{ N/mm}^2$ begrenzt.

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,1422$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$\text{erf. } a_{\text{P}} = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{\text{cd}}) / \sigma_{\text{SP}} \quad a_{\text{P}} = (0,142 \cdot 100 \cdot 50,7 \cdot 3,33) / 138,5$$

$$\text{erf. } a_{\text{P}} = 17,3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{vorh } a_{\text{P}} = 2 \cdot 1,5 \text{ cm}^2 \cdot 15$$

$$\text{vorh } a_{\text{P}} = 36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2 Spannglieder pro Meter mit 12
Litzen je Spannglied und 150 mm^2 je
Litze

Nachweis: $\text{vorh. } a_{\text{P}} = 36 \text{ cm}^2/\text{m} > \text{erf } a_{\text{P}} = 17,3 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Nachweis in Brückenmitte

Bemessungsschnittgrößen:

$$\text{Maximales Moment: } m_{\text{Sd}} = 458 \text{ kNm/m}$$

$$\text{Minimales Moment: } m_{\text{Sd}} = -660 \text{ kNm/m}$$

$$\text{zugehörige Normalkraft } n_{\text{Sd}} = -4070 - \Delta N_{\text{S+K}} = -4070 + 318$$

$$n_{\text{Sd}} = -3752 \text{ kN/m} \quad (\text{Vorspannung})$$

Anhang C
Tab. C-8

Anhang C
Abb. C-27
Kap. 5.3.1

5.a) Nachweis für das größte Moment:

Anhang C
Abb. C-26

Das Spannglied liegt 24,9 cm über dem unteren Querschnittsrand.

Querschnittshöhe: $h=76$ cm
statische Höhe: $d=51,1$ cm

$$M_{sdP} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sdP} = 458 + 3752 \cdot (0,511 - 0,76/2)$$

$$M_{sdS} = 949,5 \text{ kNm}$$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{sdP} = \frac{M_{sdP}}{b \cdot d^2 \cdot f_{Cd}} \quad \mu_{sdP} = \frac{0,9495}{1,0 \cdot 0,511^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{sdP} = 0,11$$

Ablesen aus Bemessungsdiagramm mit 2% Stahldehnungen:

Stahldehnung $\varepsilon_s = 1,7\%$,

Das ergäbe eine Theoretische Spannstahlspannung von:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon_s \quad \sigma = 1950000 \cdot 0,017 = 1675 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannstahlspannung wird aber auf $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 1385 \text{ N/mm}^2$ begrenzt.Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,119$

$$\text{erf. } a_P = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}) / \sigma_{SP} \quad a_P = (0,119 \cdot 100 \cdot 51,1 \cdot 3,33) / 138,5$$

$$\text{erf. } a_P = 14,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{vorh. } a_P = 2 \cdot 1,5 \text{ cm}^2 \cdot 15$$

$$\text{vorh. } a_P = 36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2 Spannglieder pro Meter mit 12
Litzen je Spannglied und 150 mm^2 je
LitzeNachweis: $\text{vorh. } a_P = 36 > \text{erf. } a_P = 14,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

5.b) Nachweis für das minimale Moment:

Das Spannglied liegt für das minimale Moment nicht in der Zugzone des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0$ cm

Betonstahldurchmesser: 20 mm

Querschnittshöhe: $h=76$ cmstatische Höhe: $d=70$ cm

$$M_{sdS} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) \quad M_{sdS} = 660 + 3752 \cdot (0,7 - 0,76/2)$$

$$M_{sdS} = 1860,6 \text{ kNm}$$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{sdS} = \frac{M_{sdS}}{b \cdot d^2 \cdot f_{Cd}} \quad \mu_{sdS} = \frac{1,86}{1,0 \cdot 0,7^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{sdS} = 0,114$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,12$ SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.148

$$a_S = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{Sd} \quad a_S = (0,12 \cdot 100 \cdot 70 \cdot 3,33 - 3752) / 43,5$$

$$a_S = -21,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es ist keine zusätzliche schlaife Bewehrung an
der Plattenoberseite für das minimale Moment
nötig

4.2.3 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Rissbreite und Dekompression:

Es wird davon ausgegangen, dass ein Bauwerk der Kategorie C nach EC2-2 vorliegt. Dies müsste im Realfall von der zuständigen Behörde bestätigt werden.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Dekompression:

Aus Kategorie C folgt, dass der Dekompressionsnachweis unter quasi ständigen Lasten zu führen ist. Für das Tragwerk sind das nur Eigenlasten und Ausbaulasten und Temperatur.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.2.3

Aus Tabelle C-14 ist zu erkennen, dass für diesen Lastfall keine Zugspannungen auftreten.

Anhang C
Tabelle C-14

Rissbreite:

Die Rissbreite muss bei einer Bauwerkskategorie C unter häufigen Lasten eingehalten sein. Treten unter dieser Lastkombination keine Zugspannungen auf, die größer sind als die mittlere Betonzugfestigkeit, ist die ermittelte Mindestbewehrung für den Rissbreitennachweis ausreichend.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Die Tabelle C-14 zeigt die auftretenden Spannungen zum Zeitpunkt $t=\infty$ für nicht häufige Lasten. Da schon bei dieser Lastkombination keine Zugspannungen auftreten, die größer als f_{ctm} sind ist der Nachweis für die Rissbreite mit dem Einlegen der Mindestbewehrung nach 4.2.1 erbracht

Beschränkung der Betonspannungen im Gebrauchszustand:

1. Beim Eintragen der Vorspannung soll die Betondruckspannung auf $0,45 \cdot f_{ct}(t)$ beschränkt werden, wenn nichtlineares Kriechen nicht berücksichtigt wird.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Betongüte: C50/60
angenommener Zeitpunkt des Vorspannens: nach 28 Tagen

$$\text{zul. } \sigma_C = 0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{zul. } \sigma_C = 22,5 \text{ N/mm}^2$$

Anhang C
Tabelle C-14

Aus Tabelle C-14 ist ersichtlich dass die maximale Druckspannung unter dem zulässigen Wert liegt.

$$\text{vorhandene max. } \sigma_C = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

2. Die Betondruckspannungen sollten unter nicht-häufigen Einwirkungskombinationen und dem charakteristischen Wert der Vorspannung auf $0,6 \cdot f_{ck}$ beschränkt werden.

Betongüte: C50/60

$$\text{zul. } \sigma_C = 0,6 \cdot f_{ck} \quad \text{zul. } \sigma_C = 30 \text{ N/mm}^2$$

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Aus Tabelle C-14 ist ersichtlich dass die maximale Druckspannung unter dem zulässigen Wert liegt.

$$\text{vorhandene max. } \sigma_C = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

Anhang C
Tabelle C-14

Auch wenn die Spannungen von SOFiSTiK nicht mit dem ideellen Querschnitt errechnet wurden, ist der Nachweis erbracht, da noch ausreichend Reserve besteht.

Beschränkung der Spanngliedspannungen im Gebrauchszustand:

Die Spannungen in den Spanngliedern unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination soll nach Abzug der Spannverluste $0,65 \cdot f_{pk}$ nicht überschreiten.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

$$\text{zul. } \sigma_{SG} = 0,65 \cdot 1770 = 1150,5 \text{ N/mm}^2$$

Im Spannglied entstehen infolge quasi-ständigen Lasten Spannungen infolge der Vorspannkraft und aus Momenten infolge Ausbaulasten. Der Nachweis wird in der Mitte des Randfeldes und der Mitte des Mittelfeldes geführt. Der Nachweis mit den Betonquerschnitten, nicht mit den ideellen Widerstandsmomenten, liegt für die Spanngliedspannungen auf der sicheren Seite.

Mitte Randfeld:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 2963 \text{ kN/m}$
Moment durch Ausbaulasten bei $h=42,5 \text{ cm}$: $m=13,8 \text{ kNm/m}$

Anhang C
Abb. C-27

1,5 SG je Meter mit je 12 Litzen $A_p = 150 \text{ mm}^2 \cdot 12 \cdot 1,5 = 2700 \text{ mm}^2/\text{m}$

Spanngliedlage: 14,8 cm vom unteren Rand

Spannung im Betonquerschnitt in der SG-Faser:

$$\sigma_{c,SG} = \frac{1380 \cdot 12 \cdot 5,45}{42,5^3 \cdot 100} = 0,012 \cdot \text{N/mm}^2$$

Verhältnis der E-Moduli: $\alpha = E_p / E_c \quad \alpha = 195 / 37 = 5,27$

Spannung im Spannglied: $\sigma_{SG} = (P_\infty) / A_p + \alpha \cdot \sigma_{c,SG}$
 $\sigma_{SG} = (2,963 \cdot 10^6) / 2700 + 0,012 \cdot 5,27$

N.W.: vorh. $\sigma_{SG} = 1097,5 \text{ N/mm}^2 < \text{zul. } \sigma_{SG} = 1150,5 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

Mitte Mittelfeld:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 3752 \text{ kN/m}$
Moment durch Ausbaulasten bei $h=76 \text{ cm}$: $m=107,7 \text{ kNm/m}$

Anhang C
Abb. C-27

2 SG je Meter mit je 12 Litzen $A_p = 150 \text{ mm}^2 \cdot 12 \cdot 2 = 3600 \text{ mm}^2/\text{m}$

Spanngliedlage: 24,9 cm vom unteren Rand

Spannung im Betonquerschnitt in der SG-Faser:

$$\sigma_{c,SG} = \frac{10770 \cdot 12 \cdot 13,1}{76^3 \cdot 100} = 0,4 \cdot \text{N/mm}^2$$

Verhältnis der E-Moduli: $\alpha = E_p / E_c \quad \alpha = 5,27$

Spannung im Spannglied: $\sigma_{SG} = (P_\infty) / A_p + \alpha \cdot \sigma_{c,SG}$
 $\sigma_{SG} = (3,752 \cdot 10^6) / 3600 + 0,4 \cdot 5,27$

N.W.: vorh. $\sigma_{SG} = 1044,3 \text{ N/mm}^2 < \text{zul. } \sigma_{SG} = 1150,5 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

4.2.4 Querkrafttragfähigkeit

Die Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung wird an dem äußeren Rundschnitt des Durchstanzkegels um die Hänger und an den dünnsten Stellen der Platte geführt.

1. Nachweis am äußeren Rundschnitt
2. Nachweis bei der kleinsten Plattendicke in der Straßenfahrbahn
3. Nachweis am Rand inneren Rand der Straßenfahrbahn
4. Nachweis im inneren Längsbalken
5. Nachweis bei der kleinsten Plattendicke der Eisenbahnfahrbahn

Der Bemessungswiderstand der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung ergibt sich aus:

ENV 1992-1
Kap. 4.3.2.3

$$V_{RD} = (\tau_{RD} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

τ_{RD}	Grundwert der Schubspannung, für C50/60 $\tau_{RD} = 0,33 \text{ N/mm}^2$
k	1,0, keine gestaffelte Bewehrung
ρ_1	Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$
d	statische Höhe
σ_{cp}	Längsnormalspannung, z.B. aus Vorspannung
b_w	kleinste Querschnittsbreite

[14] SCHNEIDER, 13.A.
S. 5.64

1. Nachweis am äußeren Längsbalken:

Anhang C
Tab. C-8

Bemessungsquerkraft: $Q_{sd} = 219 \text{ kN/m}$

h=60 cm	nom c=5,0 cm	ds ≤ 20 mm
d=54 cm	$b_w = 1,0 \text{ m}$	

vorhandene Querbewehrung: $a_s \geq 7,1 \text{ cm}^2/\text{m}$
(siehe Mindestbewehrung)

Kap. D-4.2.1

$$\rho_1 = 7,1 / (100 \cdot 54) \qquad \rho_1 = 0,0013$$

Die vorhandene Normalkraft aus Quervorspannung wird nicht für den Nachweis angesetzt, da einige Hänger in Gebieten liegen können, die noch nicht vollständig von der Vorspannung gedrückt werden.

$$\sigma_{cp} = 0 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RD} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0013) + 0,15 \cdot 0) \cdot 1,0 \cdot 0,54$$

$$V_{RD} = 0,223 \text{ MN/m}$$

Nachweis: $Q_{sd} = 219 \text{ kN/m} < V_{RD} = 223 \text{ kN/m}$ erfüllt!

2. Nachweis am äußeren Fahrbahnrand:

Anhang C
Tab. C-8

Bemessungsquerkraft: $Q_{sd} = 196 \text{ kN/m}$

h=35 cm	nom c=5,0 cm	ds ≤ 20 mm
d=29 cm	$b_w = 1,0 \text{ m}$	

vorhandene Querbewehrung: $a_s \geq 7,1 \text{ cm}^2/\text{m}$
(siehe Mindestbewehrung)

Kap. D-4.2.1

$$\rho_1 = 7,1 / (100 \cdot 29) \qquad \rho_1 = 0,0024$$

Kap. D-4.2.2

Die vorhandene Normalkraft entsteht durch Vorspannung nach Schwinden und Kriechen.

$$N = 2972 \text{ kN/m (Druck!)} \quad \text{siehe Biegebruch-nachweis}$$

$$\sigma_{cp} = 2,975 \cdot 10^6 / (350 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 8,5 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RD} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0024) + 0,15 \cdot 8,5) \cdot 1,0 \cdot 0,29$$

$$V_{RD} = 0,494 \text{ MN/m}$$

Nachweis: $Q_{sd} = 196 \text{ kN/m} < V_{RD} = 494 \text{ kN/m}$ erfüllt!

3. Nachweis am inneren Fahrbahnrand:

Bemessungsquerkraft: $Q_{sd} = 320 \text{ kN/m}$

$h = 62,5 \text{ cm}$ $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$ $ds \leq 20 \text{ mm}$

$d = 56,5 \text{ cm}$ $b_w = 1,0 \text{ m}$

Anhang C
Tab. C-8

vorhandene Querbewehrung: $a_s \geq 7,1 \text{ cm}^2/\text{m}$
(siehe Mindestbewehrung)

$$\rho_1 = 7,1 / (100 \cdot 56,5) \quad \rho_1 = 0,00125$$

Kap. D-4.2.1

Die vorhandene Normalkraft entsteht durch Vorspannung nach Schwinden und Kriechen.

$$N = 3891 \text{ kN/m (Druck!)} \quad \text{siehe Bruchnachweis}$$

$$\sigma_{cp} = 3,891 \cdot 10^6 / (625 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 6,22 \text{ N/mm}^2$$

Kap. D-4.2.2

$$V_{RD} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00125) + 0,15 \cdot 6,22) \cdot 1,0 \cdot 0,565$$

$$V_{RD} = 0,760 \text{ MN/m}$$

Nachweis: $Q_{sd} = 320 \text{ kN/m} < V_{RD} = 760 \text{ kN/m}$ erfüllt!

4. Nachweis am inneren Längsbalken:

Bemessungsquerkraft: $Q_{sd} = 512 \text{ kN/m}$

$h = 80 \text{ cm}$ $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$ $ds \leq 20 \text{ mm}$

$d = 74 \text{ cm}$ $b_w = 1,0 \text{ m}$

Anhang C
Abb. C-8

vorhandene Längsbewehrung: $a_s \geq 11,6 \text{ cm}^2/\text{m}$
(siehe Mindestbewehrung)

$$\rho_1 = 11,6 / (100 \cdot 74) \quad \rho_1 = 0,00156$$

Kap. D-4.2.1

Die vorhandene Normalkraft entsteht durch Vorspannung nach Schwinden und Kriechen.

$$N = 3882 \text{ kN/m (Druck!)} \quad \text{siehe Biegebruch-nachweis}$$

$$\sigma_{cp} = 3,882 \cdot 10^6 / (80 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 4,85 \text{ N/mm}^2$$

Kap. D-4.2.2

$$V_{RD} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00156) + 0,15 \cdot 4,85) \cdot 1,0 \cdot 0,74$$

$$V_{RD} = 0,557 \text{ MN/m}$$

Nachweis: $Q_{sd} = 512 \text{ kN/m} > V_{RD} = 557 \text{ kN/m}$ NW erfüllt!

5. Nachweis am der dünnsten Stelle des Mittelfeldes:Bemessungsquerkraft: $Q_{sd}=357 \text{ kN/m}$ Anhang C
Tab. C-8

$h=70 \text{ cm}$	$\text{nom } c=5,0 \text{ cm}$	$ds \leq 20 \text{ mm}$
$d=64 \text{ cm}$	$b_w=1,0 \text{ m}$	

vorhandene Längsbewehrung:	$a_s \geq 11,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ (siehe Mindestbewehrung)
----------------------------	---

Kap. D-4.2.1

$\rho_1=11,6/(100 \cdot 64)$	$\rho_1=0,0018$
------------------------------	-----------------

Die vorhandene Normalkraft entsteht durch Vorspannung nach Schwinden und Kriechen.

$N = -3872 \text{ kN/m}$ (Druck!)	siehe Biegebruch- nachweis
-----------------------------------	-------------------------------

Kap. D-4.2.2

$$\sigma_{cp} = 3,872 \cdot 10^6 / (700 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 5,53 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RD}=(0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2+40 \cdot 0,0018)+0,15 \cdot 5,53) \cdot 1,0 \cdot 0,64$$

$$V_{RD}=0,8 \text{ MN/m}$$

Nachweis: $Q_{sd}=357 \text{ kN/m} > V_{RD}=800 \text{ kN/m}$ NW erfüllt!

5. Endquerträger

Der Endquerträger hat mehrere Aufgaben. Zum einen muss er die Verkehrslast zu den Auflagern leiden, zum anderen sind die beträchtlichen Zugkräfte aus der Ausbreitung der Längsvorspannung aufzunehmen. Auf die Ermittlung dieser Querszugkräfte mit einem Stabwerkmodell wird verzichtet. Die Vorspannung des Endquerträgers wird mit Hilfe des FE-Modells dimensioniert, so dass im Gebrauchszustand keine Zugspannungen auftreten, die größer als die Zugfestigkeit des Betons sind. Für quasi ständige Lasten soll der Querschnitt immer überdrückt sein.

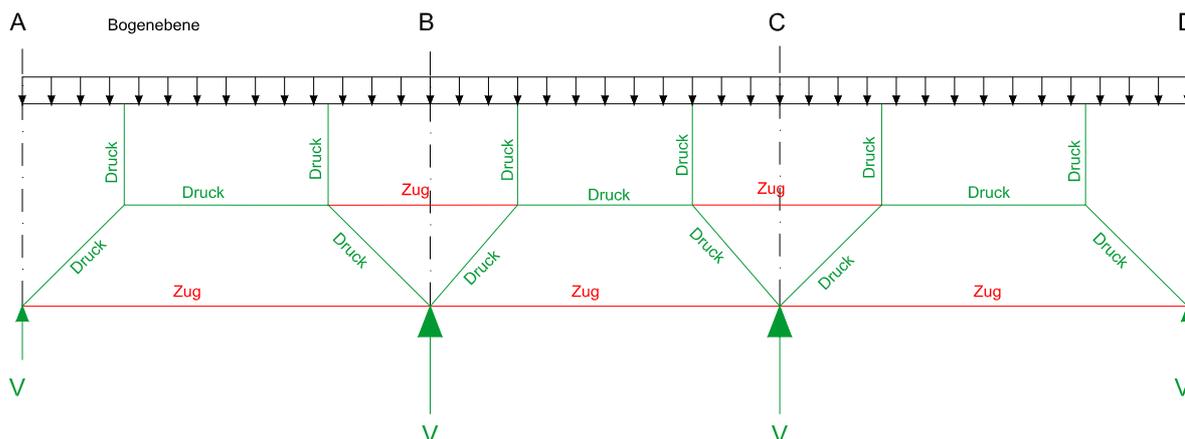


Abbildung D-13 Vereinfachtes Modell Stabwerkmodell für Eintragung der Längsvorspannung

Der Endquerträger ist 2,50 m breit und 45 cm dicker als die Betonplatte. Der Übergang erfolgt allmählich über eine Länge von 4,20 m. Die ersten 4,40 m werden 7 Spannglieder DyWidAG 6827 verlegt.

5.1 Mindestbewehrung

Diese soll verhindern, dass sich breite Risse infolge rechnerisch nicht berücksichtigtem Zwang, Einspannungen oder Abweichen von der Vorspannung bilden.

ENV 1992-2
Kap. 4.4.2.2.3

Mindestbewehrungsgrad:

$$\rho_s = \frac{0,8 \cdot k_c \cdot k \cdot f_{ctm}}{\sigma_s}$$

$k_c = 0,4$

$k = 1,0$

$f_{ctm} = 4,1 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 200 \text{ N/mm}^2$

Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung bei der Rissbildung, hier k_c für Biegung
Beiwert zur Berücksichtigung der sekundären Rissbildung
mittlere Zugfestigkeit von C50/60
erlaubte Stahlspannung für Ø14, Ø16
Bewehrungsstäbe bei Spannbetonbauteilen

Der Bewehrungsgrad wird auf die Betonfläche A_{ct} bezogen, die kurz vor der Rissbildung Zugspannungen erhält.

Mindestbewehrung in Brückenquerrichtung:

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 33130 \text{ kN/m}$
 mittlere Dicke des Querschnitts: $d = 1,01 \text{ m}$
 Breite des Querschnitts: $b = 4,0 \text{ m}$

Anhang C
 Kap. 5.4.1

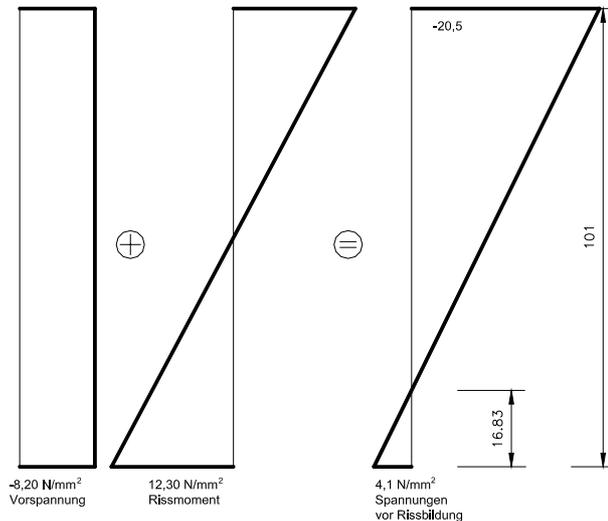


Abbildung D-14 Risschnittgröße im Endquerträger in Brückenquerrichtung

$$a_s = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 4,1 \cdot 16,83 \cdot 100 / (200) \quad a_s = 11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mindestbewehrung des Endquerträgers in Brückenlängsrichtung:

Die Längsvorspannung hat sich noch nicht in den gesamten Querschnitt verteilt und kann daher nicht angesetzt werden. Die Höhe des Zugkeils beträgt demnach $d/2 = 101 / 2 = 50,5 \text{ cm}$

Die erlaubte Stahlspannung für Stahlbetonbauteile mit $\varnothing 20$ ist 240 N/mm^2 .

$$a_s = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 4,1 \cdot 50,5 \cdot 100 / (240)$$

$$a_s = 27,6 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt: } \varnothing 20, s = 11 \text{ cm} \\ \text{vorh. } a_s = 28,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.2 Bruchsicherheitsnachweis Brückenquerrichtung

Die Nachweise erfolgen für den Zeitpunkt $t = \infty$. Eigentlich müssen einige Nachweise zum Zeitpunkt kurz nach dem Aufbringen der Quervorspannung erfolgen. Die Momente sind jedoch nur unwesentlich größer, was sich mit der dann noch höheren Vorspannung wieder ausgleicht. Die Nachweise sind dann immer noch erfüllt.

An folgenden Stellen wird der Bruchsicherheitsnachweis für das maximale und minimale Momente erbracht:

1. Nachweis am betragsmäßig größten Moment im Randfeld
2. Nachweis an inneren Stützung
3. Nachweis in Brückenmitte

Materialeigenschaften:

Beton: C50/60 $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1,5$
 Betonstahl: BSt 500S $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$
 Spannstahl: nach Zulassung DYWIDAG prEN10138

$$f_{p0,1k}=1500 \text{ N/mm}^2 \quad f_{pk}=1770 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannung ist auf $0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s$ begrenzt

ENV 1992-2
Kap. 4.2.3.3.3

Spannglied 6827 aller 58 cm

1. Nachweis des größten Moments im Randfeld

Anhang C
Abb. C-39

Bemessungsschnittgrößen:

$$\begin{aligned} \text{Maximales Moment:} \quad m_{Sd} &= 124 \text{ kNm/m} \\ \text{Minimales Moment:} \quad m_{Sd} &= -483,5 \text{ kNm/m} \\ \text{zugehörige Normalkraft} \quad n_{Sd} &= -4536 \end{aligned}$$

Das Spannglied liegt annähernd in der Mitte des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

$$\begin{aligned} \text{Betondeckung:} \quad & \text{nom } c = 5,0 \text{ cm} \\ \text{Betonstahldurchmesser:} \quad & 20 \text{ mm} \\ \text{Querschnittshöhe:} \quad & h = 85 \text{ cm} \\ \text{statische Höhe:} \quad & d = 79 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{sds} &= M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) & M_{sds} &= 483,5 + 4536 \cdot (0,79 - 0,85/2) \\ M_{sds} &= 2138,64 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{bezogenes Moment:} \quad \mu_{sds} &= \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{Cd}} & \mu_{sds} &= \frac{2,14}{1,0 \cdot 0,79^2 \cdot 33,3} \\ \mu_{sds} &= 0,103 \end{aligned}$$

$$\text{Ablesen aus Tabelle mit 20\% Stahldehnungen:} \quad \omega = 0,11$$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.164

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{Cd} + N_{sd}) / \sigma_{Sd} \quad a_s = (0,11 \cdot 100 \cdot 79 \cdot 3,33 - 4536) / 43,5$$

$$a_s = -37,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es ist keine zusätzliche schlaffe Bewehrung nötig. Der Nachweis für das minimale Moment erübrigt sich damit, da $|\max m_{Sd}| > |\min m_{Sd}|$

2. Nachweis Stützung

Bemessungsschnittgrößen:

$$\begin{aligned} \text{Minimales Moment:} \quad m_{Sd} &= -1509 \text{ kNm/m} \\ \text{Maximales Moment:} \quad m_{Sd} &= -123 \text{ kNm/m} \\ \text{zugehörige Normalkraft} \quad n_{Sd} &= -1227 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Anhang C
Abb. C-39

$$\begin{aligned} \text{Querschnittshöhe:} \quad & h = \text{ca } 160 \text{ cm} \\ \text{statische Höhe:} \quad & d = 164 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{sdp} &= M_{sd} - N_{sd} \cdot (h-d/2) & M_{sdp} &= 1509 + 1227 \cdot (0,154 - 0,160/2) \\ M_{sdp} &= 1599,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{bezogenes Moment:} \quad \mu_{sdp} &= \frac{M_{sdp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{Cd}} & \mu_{sdp} &= \frac{1,6}{1,0 \cdot 1,54^2 \cdot 33,3} \\ \mu_{sdp} &= 0,02 \end{aligned}$$

$$\text{Ablesen aus Tabelle mit 20\% Stahldehnungen:} \quad \omega = 0,0204$$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.164

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{Cd} + N_{sd}) / \sigma_{Sd} \quad a_s = (0,0204 \cdot 100 \cdot 154 \cdot 3,33 - 1227) / 43,5$$

$$a_s = -4,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Es ist keine zusätzliche schlaffe Bewehrung nötig. Der Nachweis für das minimale Moment erübrigt sich damit, da $|\max m_{Sd}| > |\min m_{Sd}|$

3. Nachweis kleinste Plattendicke der EisenbahnfahrbahnAnhang C
Abb. C-39

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{sd} = -1081 \text{ kNm/m}$
zugehörige Normalkraft $n_{sd} = -1227$

Das Spannglied liegt annähernd in der Mitte des Querschnitts und kann daher nicht für den Biegenachweis herangezogen werden.

Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$
Betonstahldurchmesser: 20 mm
Querschnittshöhe: $h = 115 \text{ cm}$
statische Höhe: $d = 109 \text{ cm}$

$$M_{sds} = M_{sd} - N_{sd} \cdot (h - d/2) \quad M_{sds} = 1081 + 1227 \cdot (0,109 - 0,115/2)$$

$$M_{sds} = 14712,9 \text{ kNm}$$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sds} = \frac{1,713}{1,0 \cdot 1,09^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{sd} = 0,043$$

[14] SCHNEIDER, 13.A.
Tafel 2a, S. 5.164Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $\omega = 0,0447$

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,0447 \cdot 100 \cdot 109 \cdot 3,33 - 1227) / 43,5$$

$$a_s = 9,1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die notwendige Bewehrung ist mit dem Einlegen der Mindestbewehrung ($11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$) abgedeckt.

Kap. D-5.1

5.3 Bruchsicherheitsnachweis Brückenlängsrichtung

Da die Längsvorspannung nach dem SOFiSTiK Modell erst nach etwa 5,0m wirkt, wird für die Momente in Längsrichtung der Brücke der Nachweis im Endquerträger geführt.

Der Nachweis wird vereinfachend im Randfeld mit dem maximalen Moment aus Brückenmitte geführt.

Materialeigenschaften:

Beton: C50/60 $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_c = 1,5$
Betonstahl: BSt 500S $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\gamma_s = 1,15$ **1. Nachweis des größten Moments im Randfeld**

Bemessungsschnittgrößen:

Maximales Moment: $m_{sd} = 101 \text{ kNm/m}$
zugehörige Normalkraft $n_{sd} \approx 0$ Anhang C
Abb. C-41Betondeckung: $\text{nom } c = 5,0 \text{ cm}$
Betonstahldurchmesser: 20 mm
Querschnittshöhe: $h = 93 \text{ cm}$
statische Höhe: $d = 86 \text{ cm}$

$$M_{sds} = 110 \text{ kNm / m}$$

$$\text{bezogenes Moment: } \mu_{sds} = \frac{M_{sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_{sds} = \frac{0,10}{1,0 \cdot 0,83^2 \cdot 33,3}$$

$$\mu_{sd} = 0,014$$

Ablesen aus Tabelle mit 20% Stahldehnungen: $w = 0,014$ [14] SCHNEIDER, 13.A.
 $\zeta = 0,98$ Tafel 2a, S. 5.164

$$a_s = (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{sd}) / \sigma_{sd} \quad a_s = (0,014 \cdot 100 \cdot 83 \cdot 3,33) / 43,5$$

$$a_s = 8,89 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{vorh. Mindestbewehrung} = 28,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

vorhandene Stahlspannung: $\sigma_s = M_{sd} / (\zeta \cdot d \cdot a_s)$
 $\sigma_s = 101 / (0,98 \cdot 0,83 \cdot 28,56)$
 $\sigma_s = 43,47 \text{ N/mm}^2$

Da die vorhandene Spannung im Bewehrungsstahl schon bei charakteristischen Lasten so gering ist, erübrigt sich der Nachweis der Rissbreite in der Gebrauchstauglichkeit.

5.4 Gebrauchstauglichkeitsnachweise

Rissbreite und Dekompression:

Es wird davon ausgegangen, dass ein Bauwerk der Kategorie C nach EC2-2 vorliegt. Dies müsste im Realfall von der zuständigen Behörde bestätigt werden. ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Dekompression:

Aus Kategorie C folgt, dass der Dekompressionsnachweis unter quasi ständigen Lasten zu führen ist. Für das Tragwerk sind das nur Eigenlasten und Ausbaulasten und Temperatur, LK 203.

Aus Abbildung C-47 ist zu erkennen, dass für diesen Lastfall keine Zugspannungen auftreten. Anhang C
Abb. C-53

Rissbreite Querrichtung der Brücke:

Die Rissbreite muss bei einer Bauwerkskategorie C unter häufigen Lasten eingehalten sein. Treten unter dieser Lastkombination keine Zugspannungen auf, die größer sind als die mittlere Betonzugfestigkeit, ist die ermittelte Mindestbewehrung für den Rissbreitennachweis ausreichend.

Die Abbildung C-54 zeigt die auftretenden Spannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ für nicht häufige Lasten. Da schon bei dieser Lastkombination keine Zugspannungen auftreten, die größer als f_{ctm} sind ist der Nachweis für die Rissbreite mit dem Einlegen der Mindestbewehrung nach 5.1 erbracht.

Die Zugspannungen im Beton über der Auflager der mittleren Bögen wird ignoriert. Sie tritt sehr wahrscheinlich nicht auf, da die Modellierung durch Knotenauflagerungen nicht dem tatsächlichen Zustand der flächigen Lagerung durch die Topflager entspricht.

Rissbreite in Brückenlängsrichtung:

Da die Stahlspannung schon unter charakteristischen Lasten nur $43,0 \text{ N/mm}^2$ beträgt, ist der Nachweis auch für häufige Lasten erfüllt. Kap. D-5.3

$$\text{vorh. } \sigma_s = 42 \text{ N/mm}^2 < \text{zul. } \sigma_s = 160 \text{ N/mm}^2$$

(für Ø20 und Spannbetonbauteile)

Beschränkung der Betondruckspannungen im Gebrauchszustand:ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

1. Beim Eintragen der Vorspannung soll die Betondruckspannung auf $0,45 \cdot f_{ct}(t)$ beschränkt werden, wenn nichtlineares Kriechen nicht berücksichtigt wird.

Betongüte: C50/60
angenommener Zeitpunkt des Vorspannens: nach 28 Tagen

$$\text{zul. } \sigma_C = 0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{zul. } \sigma_C = 22,5 \text{ N/mm}^2$$

Die Werte der Betondruckspannungen überschreiten diesen Wert beim Anspannen nicht (ohne Nachweis).

ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

2. Die Betondruckspannungen sollten unter nicht-häufigen Einwirkungskombinationen und dem charakteristischen Wert der Vorspannung auf $0,6 \cdot f_{ck}$ beschränkt werden.

Betongüte: C50/60 $\text{zul. } \sigma_C = 0,6 \cdot f_{ck}$ $\text{zul. } \sigma_C = 30 \text{ N/mm}^2$

$$\text{vorhandene max. } \sigma_C = 17,0 \text{ N/mm}^2$$

Beschränkung der Spanngliedspannungen im Gebrauchszustand:ENV 1992-2
Kap. 4.4.1.1

Die Spannungen in den Spanngliedern unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination soll nach Abzug der Spannverluste $0,65 \cdot f_{pk}$ nicht überschreiten.

$$\text{zul. } \sigma_{SG} = 0,65 \cdot 1770 = 1150,5 \text{ N/mm}^2$$

Im Spannglied entstehen infolge quasi-ständigen Lasten Spannungen infolge der Vorspannkraft und aus Momenten infolge Ausbaulasten. Da das Spannglied fast immer in Querschnittsmitte liegt, werden zusätzliche Spannungen aus Eigengewicht vernachlässigt.

Anhang C
Kap. 5.4.1

Vorspannung nach Schwinden und Kriechen: $P = 33130 \text{ kN}$

8 Spannglieder je Meter mit je 27 Litzen

$$A_p = 150 \text{ mm}^2 \cdot 27 \cdot 7 = 28350 \text{ mm}^2$$

Spannung im Spannglied: $\sigma_{SG} = (P_{\infty}) / A_p$
 $\sigma_{SG} = (33,13 \cdot 10^6) / 28350$

N.W.: $\text{vorh. } \sigma_{SG} = 1168 \text{ N/mm}^2 \approx \text{zul. } \sigma_{SG} = 1150,5 \text{ N/mm}^2$ erfüllt!

5.5 Querkrafttragfähigkeit

Die Querkrafttragfähigkeit des Endquerträgers wird an den dünnsten Stellen geführt, d.h.:

1. Nachweis am Rand äußeren Rand der Straßenfahrbahn
2. Nachweis am Rand internen Rand der Straßenfahrbahn
3. Nachweis bei der kleinsten Plattendicke der Eisenbahnfahrbahn

Der Bemessungswiderstand der Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung ergibt sich aus:

ENV 1992-1
Kap. 4.3.2.3

$$V_{RD1} = (\tau_{RD} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

τ_{RD}	Grundwert der Schubspannung, für C50/60 $\tau_{RD}=0,33 \text{ N/mm}^2$	[14] Schneider, 13.A. S. 5.64
k	1,0, keine gestaffelte Bewehrung	
ρ_1	Längsbewehrungsgrad $\rho_1=A_{s1}/(b_w \cdot d) \leq 0,02$	
d	statische Höhe	
σ_{cp}	Längsnormalspannung, z.B. aus Vorspannung	
b_w	kleinste Querschnittsbreite	

1. Nachweis am Rand äußeren Rand der Straßenfahrbahn:Bemessungsquerkraft: $Q_{sd}=906 \text{ kN/m}$ Anhang C
Abb. C-38

h=80 cm nom c=5,0 cm ds ≤ 20 mm
d=74 cm b_w=1,0 m

vorhandene Bewehrung: a_s ≥ 11,04 cm²/m
(siehe Mindestbewehrung)

Kap. D-5.1

$$\rho_1 = 11,04 / (100 \cdot 74) \qquad \rho_1 = 0,0015$$

Die vorhandene Normalkraft bei maximalem Moment in Längsrichtung kann aus Anhang C entnommen werden. Sie wird stellvertretend für die vorhandene Längskraft bei maximaler Querkraft verwendet.

Anhang C
Abb. C-39

$$N = 786 \text{ kN/m (Druck!)} \quad \sigma_{cp} = 786000 / (800 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 0,98 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RD1} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0015) + 0,15 \cdot 0,98) \cdot 1,0 \cdot 0,74$$

$$V_{RD1} = 0,4057 \text{ MN/m}$$

$$Q_{sd1} = 906 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 405,7 \text{ kN/m}$$

Es muss Schubbewehrung eingelegt werden! Die Bemessung erfolgt mit dem Standartverfahren (Druckstrebenneigung 45°).

ENV 1992-1
Kap. 4.3.2.4.3

$$V_{WD} = V_{SD} - V_{CD} \qquad V_{CD} = V_{RD1}$$

$$V_{WD} = 906 - 405,7 = 499,3 \text{ kN/m}$$

$$a_{SW} = V_{WD} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd})$$

$$a_{SW} = 0,4993 / (0,9 \cdot 74 \cdot 435) \qquad a_{SW} = 17,22 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

4-schnittige Bügel aller 25cm 17,22 / 16 = 1,076 cm²
gewählt: Ø12

Nachweis der Betondruckstrebe:

$$V_{RD2} = 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$$

ENV 1992-1
Kap. 4.3.2.3

$$\nu = 0,7 \cdot f_{CK} / 200 \geq 0,5 \qquad \text{für Beton} \leq \text{C50/60}$$

$$\nu = 0,7 \cdot 50 / 200 = 0,45 \qquad \nu = 0,5$$

$$V_{RD2} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 50 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 0,74 \qquad V_{RD2} = 8,325 \text{ MN/m}$$

Die Reduzierung der Aufnehmbaren Querkraft bei Längsdruck nach ist nach folgender Gleichung zu bestimmen:

$$V_{RD2,red} = 1,67 \cdot V_{RD2} \cdot (1 - \sigma_{cp,eff} / f_{cd}) \leq V_{RD2}$$

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{Sd} - A_{S2} \cdot f_{yd}) / A_c$$

führt bei Ansatz der ungünstigsten Normalkraft (Vorspannkraft) zu keiner kleineren aufnehmbaren Querkraft.

$$V_{RD2} = 8,325 \text{ MN/m} < V_{RD1} + V_{WD} \quad \text{Druckstrebenversagen ist nicht maßgebend!}$$

Mindestschubbewehrung nach EC2 für Betonstahl S500

ENV 1992-1
Kap. 5.4.2.2

$$\text{Mindestbewehrungsgrad: } \rho = 0,0013$$

$$\min a_{sBü} = 0,0013 \cdot 74 \cdot 100 = 9,62 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$\min a_{sBü} < \text{vorh. } a_{sW} = 17,22 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Der Mindestbügelabstand ist 300 mm

2. Nachweis am Rand inneren Rand der Straßenfahrbahn:

Anhang C
Abb. C-38

Bemessungsquerkraft: $Q_{sd} = 1148 \text{ kN/m}$

$$h = 107,5 \text{ cm} \quad \text{nom } c = 5,0 \text{ cm} \quad ds \leq 20 \text{ mm}$$

$$d = 101,5 \text{ cm} \quad b_w = 1,0 \text{ m}$$

$$\text{vorhandene Bewehrung: } a_s \geq 11,04 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{(siehe Mindestbewehrung)}$$

Kap. D-5.1

$$\rho_1 = 11,04 / (100 \cdot 1,015) \quad \rho_1 = 0,00108$$

Die vorhandene Normalkraft bei maximalem Moment in Längsrichtung kann aus Anhang C entnommen werden. Sie wird stellvertretend für die vorhandene Längskraft bei maximaler Querkraft verwendet.

Anhang C
Abb. C-39

$$N = 7852 \text{ kN/m (Druck!)} \quad \sigma_{cp} = 7852000 / (1015 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 7,735 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RD1} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00108) + 0,15 \cdot 7,7) \cdot 1,0 \cdot 1,015$$

$$V_{RD1} = 1,59 \text{ MN/m}$$

$$Q_{sd1} = 1590 \text{ kN/m} < V_{RD1} = 1148 \text{ kN/m}$$

Es muss nur die Mindestschubbewehrung eingelegt werden!
Die Schubbewehrung, die am äußeren Rand notwendig ist, wird jedoch überall eingelegt.

Nachweis der Betondruckstrebe ist nicht maßgebend!

Mindestschubbewehrung nach EC2 für Betonstahl S500

ENV 1992-1
Kap. 5.4.2.2

$$\text{Mindestbewehrungsgrad: } \rho = 0,0013$$

$$\min a_{sBü} = 0,0013 \cdot 101,5 \cdot 100 = 13,195 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

$$\min a_{sBü} < \text{vorh. } a_{sW} = 17,22 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

Der Mindestbügelabstand ist 300 mm

3. Nachweis am Rand der Eisenbahnfahrbahn:Anhang C
Abb. C-38Bemessungsquerkraft: $Q_{sd}=1082 \text{ kN/m}$

$h=115 \text{ cm}$	$\text{nom } c=5,0 \text{ cm}$	$d_s \leq 20 \text{ mm}$
$d=109 \text{ cm}$	$b_w=1,0 \text{ m}$	

vorhandene Bewehrung:	$a_s \geq 11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ (siehe Mindestbewehrung)
-----------------------	--

Kap. D-5.1

$$\rho_1 = 11,04 / (100 \cdot 109) \quad \rho_1 = 0,00101$$

Die vorhandene Normalkraft bei maximalem Moment in Längsrichtung kann aus *Anhang C* entnommen werden. Sie wird stellvertretend für die vorhandene Längskraft bei maximaler Querkraft verwendet.

Anhang C
Abb. C-39

$$N = 1010 \text{ kN/m (Druck!)} \quad \sigma_{cp} = 1010000 / (1150 \cdot 1000)$$

$$\sigma_{cp} = 0,88 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RD1} = (0,33 \cdot 1,0 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,001) + 0,15 \cdot 0,88) \cdot 1,0 \cdot 1,09$$

$$V_{RD1} = 0,590 \text{ MN/m}$$

$$Q_{sd1} = 1082 \text{ kN/m} > V_{RD1} = 590 \text{ kN/m}$$

Es muss Schubbewehrung eingelegt werden! Die Bemessung erfolgt mit dem Standartverfahren (Druckstrebenneigung 45°).

ENV 1992-1
Kap. 4.3.2.4.3

$$V_{WD} = V_{SD} - V_{CD} \quad V_{CD} = V_{RD1}$$

$$V_{WD} = 1082 - 590 = 492 \text{ kN/m}$$

$$a_{SW} = V_{WD} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd})$$

$$a_{SW} = 0,492 / (0,9 \cdot 1,09 \cdot 435) \quad a_{SW} = 11,5 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

4-schnittige Bügel aller 25cm $\varnothing 12$

Nachweis der Betondruckstrebe wird nicht maßgebend!

Mindestschubbewehrung und Bügelabstände sind eingehalten.

6. Lagerbemessung

6.1 Nachweis der zulässigen Auflagerkräfte

Bogenebene A

Die äußeren Auflager bestehen aus jeweils 2 Topflagern TGa14 der Firma MAURER SÖHNE. Die Auflagerung wurde als Punktlager mit einer Behinderung der Verdrehung um die Brückenlängsachse im FE-Modell abgebildet. Der Abstand der beiden Lager beträgt 1,10m.

[9] MAURER SÖHNE

Lagertyp: Maurer-Söhne TGa14, allseitig beweglich
Zulässige Druckkraft: 14000 kN

maximale Belastungen der Lager: $N_{Sd,z}=17588$ kN $M_{Sd,x}=4958$

Anhang C
Tab. C-11

Belastung äußeres Lager: $N = 17588 / 2 - 4958 / 1,10$
 $N = 4286$ kN

Belastung inneres Lager: $N = 17588 / 2 + 4958 / 1,10$
 $N = 13301$ kN

Minimale Belastung der Lager: $N_{Sd,z}=10391$ kN $M_{Sd,x}=2043$

Belastung äußeres Lager: $N = 10391 / 2 - 2043 / 1,10$
 $N = 3338,2$ kN

Belastung inneres Lager: $N = 10391 / 2 + 2043 / 1,10$
 $N = 70523$ kN

Es treten keine abhebenden Kräfte auf!

Nachweis der maximalen Auflagerkraft:

$$\text{vorh.}N = 13301 \text{ kN} < \text{zul.}N = 14000 \text{ kN}$$

Bogenebene B

Die inneren Auflager bestehen aus jeweils 2 Topflagern TG28 der Firma MAURER SÖHNE. Die Auflagerung wurde durch zwei Punktlager mit einem Abstand von 1,42m modelliert.

Lagertyp: Maurer-Söhne TG28
Zulässige Druckkraft: 28000 kN

[9] MAURER SÖHNE

maximale Belastungen der Lager:

Belastung äußeres Lager: $N = 26603$
Belastung inneres Lager: $N = 203655$

Anhang C
Tab. C-11

minimale Belastung der Auflager

Belastung äußeres Lager: $N = 10745$
Belastung inneres Lager: $N = 9662$

Es treten keine abhebenden Kräfte auf.

Nachweis der maximalen Auflagerkraft:

$$\text{vorh.}N = 26633 \text{ kN} < \text{zul.}N = 28000 \text{ kN}$$

6.2 Nachweis der horizontalen Verschiebungen

Verschiebungen in Brückenlängsrichtung setzen sich aus Temperaturverformungen sowie Kriechen und Schwinden zusammen.

Anhang A
Kap. 2.8

$$\text{Temperatur: } \Delta T_{N,\text{neg}} = -27\text{K} + 10\text{K} \qquad \Delta T_{N,\text{pos}} = +28\text{K} + 10\text{K}$$

ENV 1991-2-5
Kap. 6.1.3.3

Für Lagerbemessung muss die Temperaturdifferenz um 10K erhöht werden.

$$\text{Ausdehnungskoeffizient für Beton } \alpha_{T,C} = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

damit ergeben sich die Temperaturverformungen zu:

$$\begin{aligned} \Delta L_{T,\text{neg}} &= -37 \cdot 10^{-5} \cdot 160000 = -59,2 \text{ mm} \\ \Delta L_{T,\text{pos}} &= +38 \cdot 10^{-5} \cdot 160000 = +60,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

Schwinden und Kriechen:

$$\varepsilon_{c,SK} = \varepsilon_{c,s} + \frac{\varphi_{u,28} \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp})}{E_c}$$

$$\varphi_{u,28} = 1,5 \qquad \varepsilon_{c,SK} = -28 \cdot 10^{-5} \qquad E_c = 370000$$

Für die Kriecherzeugende Betonspannung wurde der Mittelwert der Betonspannung aus Tabelle C-15 für G1+P zum Zeitpunkt $t=0$ verwendet.

$$\sigma_{cg} + \sigma_{cp} = -6,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{c,SK} = -53,8 \cdot 10^{-5}$$

damit ergeben sich die Schwind- und Kriechverformungen zu:

$$\Delta L_{S+K} = -53,8 \cdot 10^{-5} \cdot 160000 = -86,1 \text{ mm}$$

Gesamtverschiebung:

$$\begin{aligned} \Delta L_{\text{pos}} &= +60,8 \text{ mm} \\ \Delta L_{\text{neg}} &= -59,2 \text{ mm} - 86,1 \text{ mm} = 145,25 \text{ mm} < \text{zul. } 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

[9] MAURER SÖHNE

Die maximale Verschiebung für die ausgewählten Lager TGA14 bzw. TG28 beträgt 150mm. Der Nachweis ist damit erbracht.

7. Einhaltung der zulässigen Verformungen

Vertikalverformungen

Die Fahrbahnplatte soll mit einer Überhöhung gefertigt werden, die der Verformungen aus Eigengewicht entspricht. Daher muss nur der Verformungsanteil aus Verkehr betrachtet werden

Entwurfsgeschwindigkeit: $v = 160 \text{ km/h}$

Der Eurocode trifft nur Aussagen über zulässige Vertikalverformungen für Brücken mit einer Spannweite von 90 m bis 120 m

*ENV 1991-3
Kap. G-3.1.3*

zul. $\delta = l/600$ für Belastung mit einem Zug zul. $\delta = 266 \text{ mm}$

vorhandene Durchbiegung bei einem Zug in Brückenmitte:

vorh. $\delta = 27,8 \text{ mm} < 266 \text{ mm}$

*Anhang C
Tab. C-13*

maximale Durchbiegung, bei zwei Zügen und Straßenverkehr

vorh. $\delta = 52,6 \text{ mm} + 15 \text{ mm} = 67,6 < 266 \text{ mm}$

informativ werden die Gesamtverformungen genannt.

Die maximale Gesamtdurchbiegung tritt an der äußeren Bogenebene auf. Bei voller Verkehrslast tritt folgende Verschiebung auf.

vorh. $\delta = 283 \text{ mm}$ entspricht: $\frac{L}{565}$

Die maximale Gesamtdurchbiegung der inneren Bogenebene bei voller Verkehrslast ist:

vorh. $\delta = 243 \text{ mm}$ entspricht: $\frac{L}{658}$

Endtangentialverdrehung

*ENV 1991-3
Kap. G-3.1.2.3*

Grenzwert nach Eurocode für einen Zug: $3,5 \text{ mrad}$

Vorhandene Verdrehung durch einen Zug: vorh. $\varphi = 0,69 \text{ mrad} < \text{zul. } \varphi$

*Anhang C
Tab. C-13*

8. Temporärer Untergurt

Eine genaue Ermittlung der Schnittgrößen mit einem FE- Modell konnte leider aus Zeitgründen in dieser Arbeit nicht erfolgen. Ein sehr ausführliche Bemessung und Untersuchung der Bauzustände für eine 100 m lange Eisenbahnbrücke ist in der Arbeit von BRUNN & SCHANACK [16] zu finden. Nachfolgend sind die notwendigen Längs- und Querträger mit Handformeln bemessen worden.

8.1 Lastannahmen

Frischbeton:	26 kN/m ³
Überhöhungsholz:	0,18 kN/m
Schalhaut d=18 cm	0,23 kN/m ³
Schalungsträger:	0,051 kN/m

ENV 1991-2-1
Kap. 4.2

DOKA [1]

Querträger Randfeld HEA 550:	1,66 kN/m
Querträger Mittelfeld HEA 550:	1,66 kN/m
Längsträger HEM 220:	0,889 kN/m
Längsträger HEM 220:	1,57 kN/m
Winkel 110x10:	0,166 kN/m

Windlast aus Anhang A, Kap. 2.7 $f_{w,t}=2,7 \text{ kN/m}^2$

Anhang A
Kap. 2.7

Höhe der Längsträger: 200 mm; 270 mm
Höhe der Schalung: 800 mm
Baugeländer: ca. 100 mm

$$w = 2,7 \cdot (0,27+0,8+0,1) = 3,159 \text{ kN/m}$$

8.2 Schalung und Schalungsträger

Der Abstand der Querträger beträgt 2,70m, für die Schalungsträger werden 3,60m lange, 200 mm hohe Träger der Firma DOKA verwendet (H20 N 3,60m).

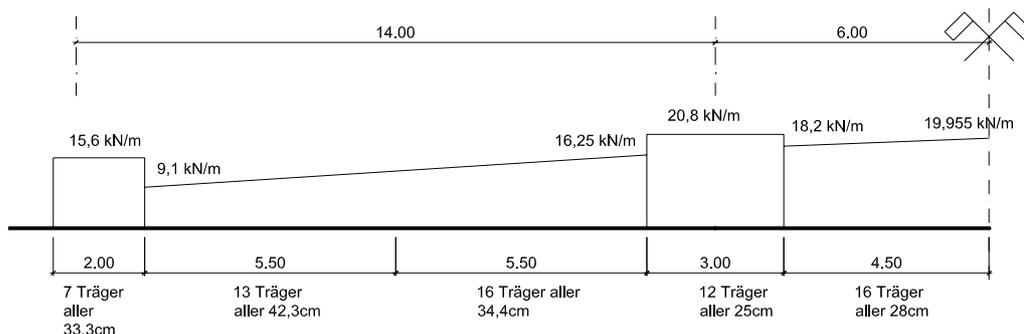


Abbildung D-15 Belastung der Schalungsträger

Durchbiegung der Schalung zwischen den Schalungsträgern:

$$\text{zul.: } \delta: \delta=L/300 \quad \delta=422/300 \quad \delta=1,41 \text{ mm}$$

anhand eines beidseitig eingespannten Trägers

$$\text{max. } \delta < 1/384 \cdot (q \cdot L^4) / (EI) \quad E=8000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{max } \delta < \frac{0,208 \cdot 42,2^4}{384 \cdot 800 \cdot 48,6} = 0,44 \cdot \text{mm} < \text{zul.} \delta = 1,41 \cdot \text{mm} \quad \text{ok!}$$

Nachweis der Tragfähigkeit der Schalungsträger:

Laut DOKA beträgt die Momententragfähigkeit eines Trägers 5 kNm. Die zu überspannende Länge ist 2,70m. Die 3,60 m langen Träger überlappen sich über den Querträgern auf 90 cm Länge.

DOKA [1]

Belastungen der Schalungsträger:

Randbalken:	$q = 15,6 \cdot 0,333 + 0,051$ $q = 5,2458 \text{ kN/m}$
Randfeld Teil 1:	$q = 12,675 \cdot 0,423 + 0,051$ $q = 5,4125 \text{ kN/m}$
Randfeld Teil 2:	$q = 16,25 \cdot 0,344 + 0,051$ $q = 5,64 \text{ kN/m}$
Mittelbalken:	$q = 20,8 \cdot 0,25 + 0,051$ $q = 5,251 \text{ kN/m}$
Mittelfeld Teil 1:	$q = 19,077 \cdot 0,28 + 0,051$ $q = 5,4 \text{ kN/m}$

Biegemomente im Feld- und Stützbereich werden anhand von Tabellen für Durchlaufträger ermittelt.

Stützmoment: $M_{sd} = -0,117 \cdot q \cdot l^2 \cdot \gamma_G$
 $M_{sd} = -0,117 \cdot 5,4 \cdot 2,70^2 \cdot 1,35$
 $M_{sd} = -6,2 \text{ kNm}$

Nachweis: $M_{sd} = 6,2 \text{ kNm} < \text{zul. } M = 2 \cdot 5 \text{ kNm} = 10 \text{ kNm}$ ok!

Feldmoment: $M_{sd} \approx 0,09 \cdot q \cdot l^2 \cdot \gamma_G$
 $M_{sd} \approx 0,09 \cdot 5,4 \cdot 2,70^2 \cdot 1,35$
 $M_{sd} \approx 4,77 \text{ kNm}$

Nachweis: $M_{sd} = 4,77 \text{ kNm} < \text{zul. } M = 5 \text{ kNm}$ ok!

Die Nachweise der Durchbiegung $\text{vorh. } \delta < \delta = L/300 = 9 \text{ mm}$ sind auch erfüllt!

8.3 Querträger:

Stahlgüte: S355

Es wird angenommen, dass durch entsprechende konstruktive Maßnahmen, der Obergurt durch die Schalungsträger gegen seitliches Ausweichen gehalten ist.

Randfeld: „Verschmieren“ des Gewichts der Schalungsträger und Schalhaut zu einer Gleichlast.

64 Träger auf 20,50 m $g = 0,051 \text{ kN/m}$
 Überlappung: 90cm

$g = 2,7 \cdot 0,018 \cdot 0,23 + 64 \cdot 2,7 \cdot 0,051 / 20,5 \cdot 3,6 / 2,7 = 0,57 \text{ kN/m}$

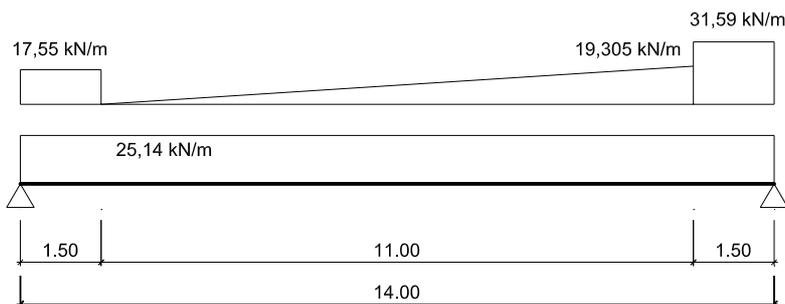


Abbildung D-16: Belastung äußere Querträger

Aus Vereinfachungsgründen wird das Moment in der Mitte des Querträgers ermittelt.

Auflagerkraft rechts:

$$B = (17,55 \cdot 1,5^2 / 2 + 1/3 \cdot 11^2 \cdot 19,305 + 13,25 \cdot 31,59 \cdot 1,5) / 14 + 25,14 \cdot 7$$

$$B = 277,9 \text{ kN}$$

charakteristisches Moment durch Auflasten:

$$M_k = -34,79 \cdot 7^2 / 2 - 1/3 \cdot 9,6525 \cdot 5,5^2 - 21,9375 \cdot 1,5 \cdot 6,25 + 277,9 \cdot 7$$

$$M_k = 789,9 \text{ kNm}$$

Es wird ein HEA 550 gewählt, $g = 1,66 \text{ kN/m}$ S355
 $W_y = 4150 \text{ cm}^3$ $A = 212 \text{ cm}^2$

$$M_{sd} = 1,35 \cdot (789,9 + 1,66 \cdot 14^2 / 8) \quad M_{sd} = 1121 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 1,5 \cdot 253 \text{ kN} \quad \text{aus Wind}$$

$$N_{sd} = 379 \text{ kN}$$

Nachweis:

$$\sigma_{sd} = \frac{112100}{4150} + \frac{379}{212} = 28,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \text{zul.}\sigma = \frac{35,5}{1,1} = 32,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

erfüllt!

Mittelfeld:

Eigengewicht der Schalung:

22 Träger auf 6,0 m $g = 0,051 \text{ kN/m}$
 Überlappung: 90cm

$$g = 2,7 \cdot 0,018 \cdot 0,23 + 22 \cdot 2,7 \cdot 0,051 / 6,0 \cdot 3,6 / 2,7 = 0,68 \text{ kN/m}$$

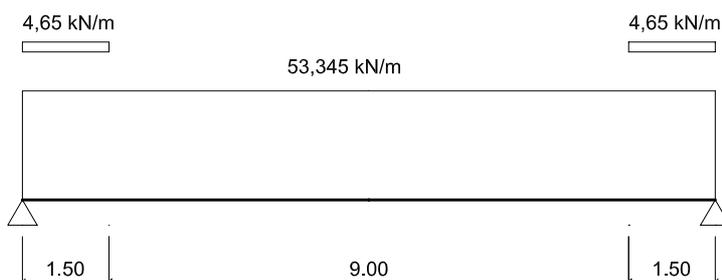


Abbildung D-17: Belastung innere temporäre Querträger

charakteristisches Moment durch Auflasten:

$$M_k = 53,345 \cdot 12^2 / 8 - 4,65 \cdot 1,5 \cdot 5,25 + 4,65 \cdot 1,5 \cdot 6$$

$$M_k = 965 \text{ kNm}$$

Es wird ein HEA 550 gewählt, $g = 1,66 \text{ kN/m}$ S355
 $W_y = 4150 \text{ cm}^3$

$$M_{sd} = 1,35 \cdot (965 + 1,66 \cdot 12^2 / 8) \quad M_{sd} = 1336 \text{ kNm}$$

$$\text{Nachweis: } \sigma_{sd} = \frac{133600}{4150} = 32,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < \text{zul.} \sigma = \frac{35,5}{1,1} = 32,3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

8.4 Längsträger

Stahlgüte: S460

Äußerer temporärer Längsträger:

Der maßgebende Lastfall für die Längsträger geht davon aus, dass nach dem Betonieren der Endquerträger die gesamte Schalung, Bewehrung mit Spanngliedern auf der Brücke ausgelegt wurde, ohne die Längsspannglieder unter den Bögen teilweise vorzuspannen. Dies geschieht spätestens vor dem Betonieren der Längsbalken.

Eigengewicht: Bogen: 104,5 t
 Portalstiel: 27,75 t
 Windverband: 32,35 t

Schalung: $0,57/2,7 = 0,211 \text{ kN/m}^2$
 Breite des eingeschalteten Bereichs mit äußerer Arbeitsplattform (1,50m) circa 9 m
 $g = 1,9 \text{ kN/m}$

Bewehrung: ca. 58,7 t

Temp. Untergurt: - 61 Querträger HEA 550
 $l = 9 \text{ m}$, $g = 1,66 \text{ kN/m}$
 - Längsträger HEM 220, $g = 1,17 \text{ kN/m}$

Hauptteil
 Tab. 4

$$g = 9,81 \cdot (104,5 + 27,75 + 32,35 + 58,7) / 160 + 9 \cdot 61 \cdot 1,66 / 160 + 1,17$$

$$g = 20,3 \text{ kN/m}$$

Ermittlung der Zugkraft im Untergurt nach der Formel in [..]

$$Z_U = \frac{q \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot f} - \frac{1}{2} \cdot f \cdot q \cdot (\cot \alpha)^2$$

Hängerneigung α ca. 55°

Bogenstich: $f = 24 \text{ m}$
 Spannweite: $L = 160 \text{ m}$
 Stelle x : $x = 80 \text{ m}$

TVEIT [20]

$Z_U = 2584,9 \text{ kN}$ infolge Eigengewicht.

$$\text{Infolge Wind: } M = w \cdot l^2 / 8 \quad M = 3,159 \cdot 160^2 / 8 \quad M = 10109 \text{ kNm}$$

$$\text{Kraft in den Längsträgern: } N = M / 14 \text{ m} = 722 \text{ kN}$$

$$V = w \cdot l / 2 = 252,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,35 \cdot 2585 + 1,5 \cdot 722 = 4572,7 \text{ kN}$$

Biegemoment aus Querträger:

maximale Abstand zwischen Hängern 4,30m

Last aus Querträger: Träger, Schalung, Bewehrung

$$V=9 \cdot 1,66 + 2,7 \cdot 1,9 + 2,7 \cdot 58,9 \cdot 9,81 / 160$$

$$V=29,82 \text{ kN}$$

Moment für beidseitig eingespannten Träger:

$$M = P \cdot l / 8 = 29,82 \cdot 4,30 / 8 = 16,028 \text{ kNm}$$

$$M_{Sd} = 1,35 \cdot 16,028 = 21,64 \text{ kNm}$$

Nachweis HEM 220: $W_y = 1220 \text{ cm}^3$

Nettofläche: Abzug von zwei M20 Schraubenlöcher

$$A = 149 - 2 \cdot 2,1 \cdot 2,6 = 138 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_M \cdot N_{Sd}}{A \cdot f_y} + \frac{\gamma_M \cdot M_{Sd}}{W_y \cdot f_y} \leq 1,0 \quad \frac{1,1 \cdot 4572,7}{138 \cdot 46} + \frac{1,1 \cdot 1600}{1220 \cdot 46} = 0,82 < 1,0$$

erfüllt!

Innerer temporärer Längsträger:

Den Bogenschub des inneren Bogens können entweder zwei temporär verlegte Spannglieder aufnehmen, oder ein großes HEM Profil.

Bis die Spannglieder des Randbalkens verlegt sind und für den Bogenschub herangezogen werden, könnten die zwei oberen Spannglieder des Längsbalkens temporär den Schub aufnehmen (Abb. D-18). Wenn die ohne Krümmung verlaufenden Längsspannglieder und die schlaffe Bewehrung des Längsbalkens eingelegt sind, wird auf diese Spannglieder umgespannt. Im Folgenden wird nachgewiesen, dass der Bogenschub durch zwei DYWIDAG 6837 aufgenommen werden kann oder wie im äußeren Randbalken ein HEM-Profil möglich ist.

*Hauptteil
Tab. 4*

Eigengewicht: Bogen: 311 t
Portalstiel: 76,43 t
Windverband: 32,35 t

Schalung: $0,57/2,7 = 0,211 \text{ kN/m}^2$
Breite des eingeschalteten Bereichs 13 m
 $g = 2,744 \text{ kN/m}$

Bewehrung: ca. 165 t

Temp. Untergurt: - 61 Querträger HEA 550
 $l = 13 \text{ m}$, $g = 1,66 \text{ kN/m}$
- Längsträger, $g = 1,57 \text{ kN/m}$

$$g = 9,81 \cdot (311 + 76,43 + 32,35 + 165) / 160 + 13 \cdot 61 \cdot 1,66 / 160 + 1,57$$

$$g = 47,55 \text{ kN/m}$$

TVEIT [20]

Ermittlung der Zugkraft im Untergurt nach der Formel in [..]

$$Z_U = \frac{q \cdot (L - x) \cdot x}{2 \cdot f} - \frac{1}{2} \cdot f \cdot q \cdot (\cot \alpha)^2 \quad \text{Hängerneigung } \alpha \text{ ca. } 55^\circ$$

Bogenstich: $f = 24 \text{ m}$
Spannweite: $L = 160 \text{ m}$
Stelle x: $x = 80 \text{ m}$

$Z_U=6054$ kN infolge Eigengewicht.
 Infolge Wind: $M=w \cdot l^2 / 8$ $M=3,159 \cdot 160^2 / 8$ $M=10109$ kNm

Kraft in den Längsträgern: $N=M / 14m = 722$ kN

$N_{Sd} = 1,35 \cdot 6054 + 1,5 \cdot 722 = 9257$ kN

Biegemoment aus Querträger:
 maximale Abstand zwischen Hängern 4,30m

Last aus Querträger: Träger, Schalung, Bewehrung

$V=9 \cdot 1,66 + 2,7 \cdot 1,9 + 2,7 \cdot 58,9 - 9,81 / 160$
 $V=29,82$ kN

Moment für beidseitig eingespannten Träger:
 $M= P \cdot l / 8 = 29,82 \cdot 4,30 / 8 = 16,028$ kNm

$M_{Sd} = 1,35 \cdot 16,028 = 21,64$ kNm

Für die Aufnahme des Bogenschubs könnten neben dem temporären Untergurt auch zwei der Längsspannglieder DYWIDAG 6837 verwendet werden. Sie werden leicht vorgespannt, so dass sie straff sind und den temporären Untergurt entlasten.

Zugfestigkeit: $f_{pk} = 1770$ N/mm²

Spannstahlquerschnitt: $A_p = 2 \cdot 37 \cdot 150 = 11100$ mm²
 Zulässige Spannung: $0,65 \cdot f_{pk} = 1150,5$ N/mm²

Aufnehmbare Zugkraft: zul. $N_p = 1,1505 \cdot 11100 = 12770,55$ kN

Der gesamte Bogenschub kann von den temporär verlegten Spanngliedern aufgenommen werden. Für den Temporären Untergurt würde das gleiche Profil wie im äußeren Bogen verwendet werden.

zul. = 12770,55 kN > vorh. N = 8172 kN

Der temporäre Längsträger wird nur durch Wind und aus Biegung belastet. Der Nachweis erübrigt sich.

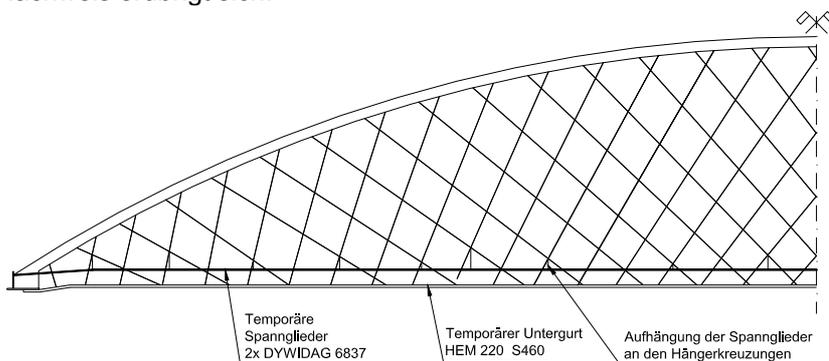


Abbildung D-18:
 Lage des temporären Spanngliedes

oder Verwendung eines HEM 300: $W_y = 3480$ cm³
 Nettofläche: Abzug von zwei M27 Schraubenlöcher
 $A = 303 - 2 \cdot 2,8 \cdot 3,9 = 281$ cm²

$$\frac{\gamma_M \cdot N_{Sd}}{A \cdot f_y} + \frac{\gamma_M \cdot M_{Sd}}{W_y \cdot f_y} \leq 1,0 \qquad \frac{1,1 \cdot 9257}{281 \cdot 46} + \frac{1,1 \cdot 2164}{3480 \cdot 46} = 0,81 < 1,0$$

erfüllt!