

Inhalt

1 Einleitung	5
1.1 Motivation.....	7
1.2 Aufgabenstellung	8
2 Die externe Vorspannung im Brückenbau	9
2.1 Grundlagen.....	10
2.1.1 Einteilung der Vorspannung.....	10
2.1.2 Grundlagen zur Dimensionierung der Vorspannung	12
2.1.2.1 Dauerhaftigkeit	12
2.1.2.3 Tragsicherheit	16
2.1.2.4 Gebrauchstauglichkeit	18
2.1.3 Kosten	19
2.2 Kabelsysteme	20
2.2.1 VBT-Spannsysteme.....	20
2.2.2 externe Kabel	24
2.3 Ausbildungsdetails	25
2.3.1 Verankerung.....	25
2.3.2 Kabel.....	25
2.3.3 Umlenkungen	26
2.3.4 Koppelstellen.....	26
3 Grundlagen der Schwingungslehre	27
3.1 Einführung.....	27
3.2 Definitionen.....	28
3.3 Der lineare Einmassenschwinger	30

3.3.1 Diskrete Fouriertransformation (DFT) und Fast Fouriertransformation (FFT).....	31
3.4 Der lineare Mehrmassenschwinger	32
3.5 Bestimmung der Kabelkraft auf Basis von Eigenfrequenzmessungen.....	33
3.5.1 Das massebehaftete Seil im statischen Gleichgewicht	33
3.5.2 Freie Schwingung eines idealen Seiles.....	35
3.5.3 Bestimmung der Eigenfrequenzen eines idealen Seiles	38
3.6 Eigenfrequenzen unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit	39
3.7 Messtechnische Verfahren zur Bestimmung der dynamischen Eigenschaften von Tragwerken	40
3.7.1 Methoden der erzwungenen Anregung.....	40
3.7.2 Methode der ambienten Anregung	42
4 Monitoring im Brückenbau	44
4.1 Einführung.....	44
4.1.1 Früherkennung von Schäden	45
4.1.2 Schadensbeobachtung	46
4.1.3 Erfassung von Grundlagendaten.....	47
4.2 Zuverlässigkeitsindex und Sensitivitätsanalyse.....	48
4.2.1 Allgemeines	48
4.2.2 Verbesserung der Datenbasis durch Messungen	49
4.3 Messung an der Brücke Zeislmauer	51
4.3.1 Messdurchführung.....	52
4.4 FE - Modellierung	53
4.5 Ergebnisse der Messungen	54
4.5.1 Temperatur	54
4.5.2 Beschleunigung	55
4.5.3 Einsenkungsmessung	56
4.5.4 Eigenfrequenz	58

4.5.5 Zusammenfassung	61
5 YH Brücke	62
5.1 Einleitung	62
5.2 Tragwerk	65
5.2.1 Tragwerk	65
5.2.2 Bauabschnitte und Herstellungsfolgen	66
5.2.3 Externe Vorspannung	68
5.2.4 Brückenlager und Fahrbahnübergänge	68
5.3 Unterbau	69
5.3.1 Gründung	69
5.3.2 Widerlager und Pfeiler	69
5.3.3 Bauablauf	70
6 FE-Vergleichsberechnungen mit Sofistik	71
6.1 Finite Elemente Methode (FEM)	71
6.1.1 FEM in der Baudynamik	73
6.2 Modellbildung und Parameterstudie	74
6.3 Ermittlung der Eigenfrequenzen	76
6.4 Untersuchungen der Einflussgrößen	77
6.4.1 Einfluss der Kabelmasse	78
6.4.2 Einfluss der Querschnittsfläche	78
6.4.3 Einfluss der Biegesteifigkeit	79
6.4.4 Einfluss der Kabellänge	80
6.4.5 Einfluss der Vorspannkraft	81
6.4.6 Einfluss der Lagerung	82
6.5 Einfluss der Kontaktlänge auf die Eigenfrequenz	84
6.5.1 Einfluss der Kontaktlänge	85

6.5.2 Berechnung der Eigenfrequenz über Impulsschlag	86
7 Schlussfolgerungen	88
7.1 FE Berechnung	88
7.2 Einflussgrößen.....	89
7.3 Änderung des Auflagepunktes am Umlenksattel während der Schwingung.....	90
Literaturverzeichnis.....	91

1 Einleitung

Der Amerikaner Jackson hat 1886 den ersten Vorschlag gemacht, Beton vorzuspannen. 1888 meldete W. Döhring aus Berlin ein Patent an, welches zur Rissminimierung im Spannbett gespannte Drahteinlagen in Platten, Latten und Balken vorsah. Ab 1907 wurden auf Vorschlag von Mathias Koenen an der TH Stuttgart erste Versuche mit einer im gespannten Zustand einbetonierten Bewehrung durchgeführt. Allerdings war die aufgebrachte Vorspannkraft aufgrund einer niedrigen Stahlspannung von 60 N/mm^2 durch Schwinden und Kriechen fast völlig wirkungslos. 1919 verwendete der böhmische Ingenieur Karl Wettstein für dünne Betonbretter Klaviersaiten aus hochfestem Stahl mit hoher Spannung und hatte Erfolg, die Gründe für das Funktionieren der dünnen Bretter führte er aber nicht auf das Vorspannen zurück. Erst der Amerikaner Dill erkannte 1923, dass hochfeste Drähte mit hoher Spannung notwendig sind. Als Vater des heutigen Spannbetons muss der französische Ingenieur Eugene Freyssinet bezeichnet werden. Er erkannte schnell die große Bedeutung des Vorspannens und widmete sich intensiv dieser Technik. Er schuf durch seine Untersuchungen über das Kriechen und Schwinden des Betons sowie den Einsatz von hochfesten stark vorgespannten Drähten die notwendigen Voraussetzungen zum erfolgreichen Vorspannen von Beton. Von 1928 bis 1936 ließ er sich verschiedene Erfindungen in Bezug auf Spannpressen und Verankerungen von Spanngliedern mit hochfestem Stahl und Stahlspannungen von 400 N/mm^2 patentieren. Freyssinet errichtete die ersten Spannbetonbauwerke, die sowohl aus im Spannbett vorgespannten als auch mit Kabel vorgespannten Elementen bestanden. Die erste Spannbetonbrücke Deutschlands stand in Aue und überführte eine Straße mit einer maximalen Spannweite von 69 m über das Bahnhofsgelände. Diese wurde von Franz Dischinger mit einer externen Vorspannung entworfen und 1937 erbaut. In Deutschland sind in der Nachkriegszeit und bis in die 1990er Jahre nur Spannglieder mit nachträglichem Verbund im Brückenbau eingesetzt worden. Dabei befinden sich die Spannglieder im Betonquerschnitt des Überbaues und werden durch Zementleim, der nach dem Spannen in die Spannkäule eingepresst wird, in den Brückenüberbau einbetoniert und stellen einen Verbund zwischen Tragwerk und Spannglied dar. Infolgedessen sind die für das Tragverhalten einer Brücke entscheidenden Spannglieder nicht oder kaum mehr prüfbar. Dieser Nachteil kann durch die Verwendung externer Spannglieder vermieden werden. Das sind Spannglieder, die nicht "einbetoniert", sondern frei im Hohlkasten geführt werden. Über massive Querträger, an denen die Spannglieder verankert sind, werden die Spannkraften in den Querschnitt eingeleitet. Der von Spannkäulen freie oder geringer ausgelastete Überbauquerschnitt erlaubt zudem eine höhere Betonqualität, weil er leichter zu betonieren ist, so dass diese Konstruktionsvariante zu einem robusteren Bauwerk von größter Dauerhaftigkeit führt. Die externen Spannglieder aus hochfestem Stahl sind zweifach gegen Korrosion geschützt: eingehüllt von einer Schutzfettschicht (sekundärer Korrosionsschutz) verlaufen sie in Kunststoffrohren (primärer Korrosionsschutz). So entsteht eine sehr wartungsfreundliche Konstruktion. Die Spannglieder sind bauartbedingt prüf-, nachspann- und auswechselbar. Ein weiterer Vorteil ist, dass das Verpressen der Spannkäule auf der Baustelle entfällt.

Externe Spannglieder werden zum einen bei Sanierungen und nachträglichen Bauwerksverstärkungen, zum anderen aber auch beim Neubau größerer Brücken vorgesehen. Bei der Sanierung und Verstärkung hat man durch die externen Spannglieder die Möglichkeit, die Spannglieder an der Außenseite des Überbaues anzubringen. Durch die werkseitige Ummantelung der einzelnen Spannlitzen mit einem PE-Schutz ist ein dauerhafter Korrosionsschutz gewährleistet. Beim Neubau von Brücken hat sich häufig eine Mischbauweise sowohl mit externen Spanngliedern als auch mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund etabliert.

1.1 Motivation

Brücken mit Hohlkastenquerschnitt sind heute meist mit externen Spanngliedern anzutreffen. In Deutschland ist das bereits die Regelbauweise. Durch die freie Zugänglichkeit der Spannglieder ergibt sich neben den erwähnten Vorteilen auch die Möglichkeit durch eine Schwingungsmessung die Kraft in den externen Spanngliedern zu bestimmen. Der Baudynamik kommt eine immer größere Bedeutung zu, da die baulynamischen Mess-, Berechnungs- und Prognoseverfahren durch die heutige Technik bessere Anwendungsmöglichkeiten finden. In der Baudynamik gibt es noch ein großes Forschungspotenzial da sie im Bauingenieurwesen noch ein Randbereich ist der erst seit relativ kurzer Zeit zur Anwendung kommt. Durch die Vorspannung und Einsatz von hochfestem Beton sind schlankere Bauteile in Hinblick auf die Verformung möglich. Dadurch kommt es fallweise zu höheren Schwingungsanfälligkeiten, was sich dann auch auf die Ermüdung auswirkt. Zusätzlich werden Konstruktionen durch die immer größer werdenden Ansprüche an Brücken im Hinblick auf Zuverlässigkeit sowie die gestiegenen zulässigen Verkehrslasten in den letzten Jahrzehnten immer mehr beansprucht. Dies führt zu einer größeren Bedeutung der Ermüdungsfestigkeit. Ziel ist es daher durch die Untersuchung ausgewählter Parameter eine Prognose der Lebenserwartung durchzuführen. Heute hat die Bauwerksinstandhaltung eine besondere Notwendigkeit, da viele bestehende Brücken in den 60er und 70er Jahren gebaut wurden. Dabei kommt auch dem Bauwerksmonitoring eine große Bedeutung zu. In China, Japan und den USA wird sehr viel in Bauwerksmonitoring und Bauwerksüberwachung investiert. Auch in Österreich beginnt sich der Markt wegen dem kritischen Alter der Tragwerke hierfür zu öffnen. Es kommt es zu einer Verschiebung des vorhandenen Budgets von Neubau in Richtung Erhaltung und Instandsetzung. Da Brücken im Infrastrukturnetz von großer Bedeutung für eine Volkswirtschaft sind, ist es Zielführend die Nutzungsdauer auch unter steigenden Lasten zu verlängern. Es ist notwendig Prüfverfahren zu entwickeln, welche objektive und zuverlässige Ergebnisse liefern ohne dass dabei der Verkehrsfluss beeinträchtigt wird. Um die Sicherheit zu erhöhen und eine bessere Investitionsplanung zu erreichen ist die Zuverlässigkeit der Bauwerksüberwachung von größter Bedeutung. Es ist zu entscheiden, welche Bauwerke zuerst saniert werden müssen und welche sensiblen Bauwerke verstärkt und in Folge überwacht werden müssen.

1.2 Aufgabenstellung

Im Zuge dieser Diplomarbeit sollen Schwingungsmessungen an externen Spanngliedern durchgeführt und die Einflussgrößen näher untersucht werden um dadurch die tatsächlich wirksamen Kräfte in den Spanngliedern bestimmen zu können. Bei Schrägseilen hat sich die Kraftbestimmung durch dynamische Messungen bereits als Standardanwendung etabliert. Bei externen Spanngliedern gibt es hingegen zahlreiche Einflussgrößen die eine Kraftbestimmung durch Messungen erschweren. In dieser Arbeit werden theoretische Betrachtungen den praktischen Untersuchungen, für welche Messungen an einem realen Brückentragwerk durchgeführt werden, sowie den Berechnungen mittels Finiten-Elementen gegenübergestellt und verglichen. Dabei soll insbesondere der Einfluss der freien Schwingungslänge bestimmt werden, auf welche sich Ungenauigkeiten durch unklare geometrische Randbedingungen auswirken. Denn Beginn dieser Arbeit bildet der Einblick in die Grundlagen der externen Vorspannung im Brückenbau. Die Kabelsysteme sowie Ausbildungsdetails werden zum großen Teil anhand der Unterlagen der Firma VBT hier dargestellt. Ein weiterer Punkt, auf den hier genauer eingegangen wird, ist das Monitoring im Brückenbau. Es folgt ein Kapitel bezüglich Grundlagen der Schwingungsmessung. Für die Einflussgrößen auf die Genauigkeit werden Ergebnisse einer Parameteruntersuchung an den Schrägseilen der Donaubrücke Tulln analysiert. Weiters wird die YH-Brücke der österreichischen Bundesbahn genauer beschrieben, an welcher Studien durchgeführt werden. Die Vergleichsberechnungen für diese Diplomarbeit erfolgen mit dem FE-Programm Sofistik. Anschließend wird die Arbeit zusammengefasst und die Ergebnisse dargestellt.

2 Die externe Vorspannung im Brückenbau

Als Spannbeton versteht man eine spezielle Bauweise, bei der die Tragwerke oder Bauteile aus Stahlbeton zusätzlichen Kräften unterworfen werden, die aus einer Vorspannkraft resultieren. Diese Kräfte überlagern sich mit den äußeren Lasten. Sie werden so gewählt, dass sie den äußeren Lasten möglichst entgegenwirken und damit den Spannungs- und Verformungszustand der Konstruktion günstig beeinflussen. Die Spannkkräfte werden in der Regel durch Vorspannen hochfester Bewehrungsstähle (Spannstähle) erzeugt. Sie werden direkt im Tragwerk verankert und erzeugen einen inneren Gleichgewichtszustand, einen Selbstspannungszustand. Bei statisch bestimmten Konstruktionen entstehen durch das Spannen der Spannstähle keine zusätzlichen Auflagerkräfte. Wenn sich die aus der Vorspannung resultierenden Verformungen nicht ungehindert entwickeln können, entsteht ein Zwang. Dieses Phänomen tritt nur bei statisch unbestimmten Systemen auf, wie beispielsweise bei Durchlaufträgern. Es führt zu Auflagerreaktionen und Zwangsschnittgrößen, ähnlich wie bei behinderter Temperaturverformungen. Durch das Vorspannen werden also Spannungen in das Tragwerk eingetragen, die den Spannungen aus den äußeren Lasten entgegenwirken. Bei voller Vorspannung, also wenn die Zugspannungen durch die Vorspannung vollständig überdrückt werden, können keine Risse in der Biegezugzone entstehen. Bei teilweise vorgespannten Konstruktionen entstehen zwar in den höchstbeanspruchten Querschnitten Risse in der Biegezugzone, insgesamt reduziert die Vorspannung aber die Rissbildung. Die Querschnittsverdrehung (Krümmung) und damit die Verformung (Durchbiegung) nehmen stark ab. Dadurch werden schlankere bzw. wesentlich größere Spannweiten möglich. [1]

Nur mit Hilfe von Vorspannung können Massivbrücken über größere Spannweiten geführt werden. Die Spannglieder können einerseits im Inneren des Betonquerschnittes liegen. Bei der internen Vorspannung wird in den Beton ein Rohr eingelegt damit der darin liegende Spannstahl vorgespannt werden kann. Andererseits können die Spannglieder außerhalb des Betonquerschnittes geführt werden, dann spricht man von externer Vorspannung.

Die deutsche „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ wurde 1998 eingeführt. Diese gilt nur für Brücken mit Hohlastenquerschnitt, also für größere Tal- und Flussbrücken. Die kleineren und mittleren Brücken, die den überwiegenden Anteil am Brückenbestand haben, sind hiervon nicht betroffen. Die Richtlinie unterscheidet zwischen der „Vorspannung ausschließlich mit externen Spanngliedern“ und der „Mischbauweise“. Bei Vorspannung ausschließlich mit externen Spanngliedern liegen sämtliche Spannglieder in Brückenlängsrichtung außerhalb des Betonquerschnittes im Innern des Kastenquerschnittes. Bei der Mischbauweise liegt ein Teil der Längsspannglieder über die gesamte Spanngliedlänge im Verbund mit dem umgebenden Beton, die anderen Längsspannglieder sind externe Spannglieder im Innern des Kastenquerschnittes. Bei dieser Bauweise sind Spannglieder in den Stegen nicht zulässig. Bei Brücken mit externen

Spanngliedern ist jedoch die Herstellung mit einem höheren Aufwand bei der technischen Bearbeitung und der Ausführungsplanung verbunden. Eine sorgfältige Arbeitsvorbereitung der Bauausführung ist unerlässlich. Das Planungsbüro, der Spannverfahren-Anwender und die Partner für die Gerüste und Schalungen sind rechtzeitig in die Bauablaufplanung mit einzubeziehen. Regional unterschiedlich werden in Querrichtung schlaff bewehrte oder vorgespannte Fahrbahnplatten im Brückenbau bevorzugt. Diese sind aber immer mit internen Spanngliedern ausgerüstet. [19]

2.1 Grundlagen

2.1.1 Einteilung der Vorspannung

Einteilung nach Grad der Vorspannung:

Volle Vorspannung:

Wenn man die Vorspannkraft so groß wählt, dass unter allen möglichen Lastkombinationen des Gebrauchszustandes an keiner Stelle des Tragwerkes im Beton Biegezugspannungen auftreten, so spricht man von einer vollen Vorspannung. Dies ist allerdings praktisch nicht möglich, da nicht alle während der Nutzungsdauer auftretenden Einwirkungen vorhersehbar sind. Man muss also auch bei voller Vorspannung eine risseverteilende und rissbreitenbegrenzende schlaffe Mindestbewehrung vorsehen. In den Anfängen des Spannbetonbaues wurden generell voll vorgespannte Konstruktionen ausgeführt, heute findet diese nur noch in Ausnahmefällen Anwendung, wenn Rissefreiheit gefordert ist. [1]

Vorgespannter Stahlbeton:

Da das Prinzip der vollen Vorspannung in vielen Fällen nicht zur optimalen Lösung in wirtschaftlich und statisch-konstruktiver Hinsicht führt, ist es meist zweckmäßiger, Risse zuzulassen und die Vorspannung beispielsweise so zu wählen, dass unter den ständig einwirkenden Lasten keine Risse auftreten. Risse, die sich unter der Nutzlast bilden, schließen sich wieder bei Wegfallen der Nutzlasten. Um zu große Rissbreiten zu verhindern, ist eine schlaffe Bewehrung vorzusehen. Die Vorteile beider Bewehrungsarten kommen in einer konstruktiv sinnvollen und wirtschaftlichen Kombination zum Tragen. [1]

Einteilung nach Arten der Vorspannung:Vorspannung mit sofortigem Verbund:

Vor allem bei Betonfertigteilen wird dieses Verfahren angewendet, wo dünne Spanndrähte oder Litzen zwischen ortsfesten Verankerungskonsolen gespannt werden. Diese verlaufen gewöhnlich gerade, das Einbringen und Verdichten des Betons erfolgt erst nach dem Spannen. Aus wirtschaftlichen Gründen wird normalerweise gleich eine Serie von Spannbetonfertigteilen hergestellt. Die Drähte werden nach dem Erhärten des Betons von den externen Verankerungen gelöst und die nunmehr freie Vorspannkraft wird über die Verbundwirkung vom Spanndraht auf den Beton übertragen. Da der Beton durch das Vorspannen eine Stauchung erfährt, nimmt die Vordehnung im Spanndraht um diese Betonstauchung ab. Das heißt, der Großteil der ursprünglich aufgebracht initialen Vorspannkraft bleibt als effektiv wirksame Vorspannung erhalten. [1]

Vorspannung mit nachträglichem Verbund:

Hier werden Spannkabeln entweder vor dem Betonieren oder auch nachher (Durchschubkabel) in die Hüllrohre eingefädelt. Haltebügel sind für die gewünschte Lage des Hüllrohres vor dem Betoniervorgang erforderlich. Hinsichtlich der Kabelführung hat man einen relativ großen Spielraum. Dies wird auch ausgenutzt und man wählt einen Kabelverlauf so dass die Umlenkkräfte und die Verankerungskräfte den äußeren Lasten möglichst effizient entgegenwirken. Nach dem Erhärten des Betons werden die Spannglieder mittels spezieller, hydraulischer Spannpressen gefasst, gespannt und verankert. Nach dem Spannen wird der Zwischenraum zwischen dem Spannstahl und dem Hüllrohr mit einem speziellen Injektionsmörtel ausgepresst, was dann zum sog. Verbund führt. Das Injektionsgut ist gleichzeitig der Korrosionsschutz für den Spannstahl. Der Nachteil dieses Verfahrens ist, dass man nachher nicht mehr überprüfen kann, ob die Hüllrohre vollständig ausgefüllt sind. [1]

Vorspannung ohne Verbund:

Die Forderung nach einer einfachen Überprüfbarkeit des Erhaltungszustandes der Spannkabel führte zu dieser Entwicklung. Bei dieser Methode wird der Korrosionsschutz beim Herstellen der Kabel aufgebracht. Das Hüllrohr weist einen nur geringfügig größeren Innendurchmesser auf als der Spannstahl. Der Zwischenraum wird meist mit einem speziellen fettähnlichen Mineralölprodukt ausgefüllt, welches die Reibung stark reduziert und den Korrosionsschutz gewährleistet. Der wesentlich geringere Hüllrohrdurchmesser bringt statische und konstruktive Vorteile. Deswegen hat sich diese Bauweise besonders bei Plattentragwerken (z.B. Flachdecken) wegen der naturgemäß geringen Dicke durchgesetzt. Ein weitere Vorteil ist die mögliche Nachspannbarkeit und erforderlichenfalls Austauschbarkeit. Der Nachteil ist ein höherer Stahlbedarf, da der Spannstahl im Grenzzustand der Tragfähigkeit meist nicht bis zum Fließen ausgenutzt wird. [1]

Externe Vorspannung:

Bei außerhalb des Betons geführten Spanngliedern kann man den Erhaltungszustand kontrollieren, wobei die kritischen Bereiche der Anker- und Umlenkstellen nur bedingt zugänglich sind. Beschädigte Kabel können unter Verkehr, ohne Einschränkung der Nutzung ausgetauscht werden. Durch die externe Anordnung der Kabel sind schmalere Stege und damit leichtere Tragwerke möglich. Wegen der Gefahr von Brandeinwirkung und Attentaten, kommen meist Tragwerke mit Kastenquerschnitt zum Einsatz. Dabei ordnet man die Spannglieder im Inneren des Querschnittes an, verliert dabei allerdings an statischer Nutzhöhe. Externe Spannglieder werden häufig über Umlenksättel geführt. Dadurch erreicht man eine polygonale Spanngliedführung mit konzentrierten Umlenkkräften an den Knickstellen, welche der Querkraft aus den äußeren Lasten entgegen wirken. Man kann externe Vorspannungen natürlich auch außerhalb des Querschnittes in Form von Unter- oder Überspannungen (z.B. Schrägseilbrücken) realisieren. [1]

2.1.2 Grundlagen zur Dimensionierung der Vorspannung

2.1.2.1 Dauerhaftigkeit

Unter Dauerhaftigkeit versteht man, dass die Gebrauchstauglichkeit, Standfestigkeit und Stabilität eines Tragwerks während einer vorgesehenen Nutzungsdauer ohne wesentlichen Verlust der Nutzungseigenschaften bei angemessenem Instandhaltungsaufwand erhalten bleibt. Durch die Betrachtung der geplanten Nutzung, der Lebensdauer, der Einwirkungen und durch Planung der Instandhaltung wird der notwendige Schutz des Tragwerks sichergestellt. Dabei muss die mögliche Bedeutung von direkten und indirekten Einwirkungen, von Umgebungsbedingungen und daraus folgenden Auswirkungen berücksichtigt werden. Dichtheit, Qualität und Dicke der Betondeckung sowie die Rissbildung sind für den Schutz vor Bewehrungskorrosion von Bedeutung. Die Dichtheit und die Qualität der Betondeckung werden durch das Begrenzen des Wasserzementwertes und durch die Forderung nach einem Mindestzementgehalt erreicht. Beides darf einer Mindestbetondruckfestigkeitsklasse zugeordnet werden. Bei Korrosionsgefahr, dürfen Befestigungsmittel aus Metall verwendet werden, wenn sie durch eine Beschichtung geschützt sowie zugänglich und austauschbar sind. Wenn dies nicht der Fall, ist in der Regel korrosionsbeständiges Material zu verwenden. Es gibt aber auch besondere Anforderungen, die über diesen Abschnitt hinausgehen.

Die Umgebungsbedingungen, die nicht bei den Nachweisen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit direkt berücksichtigt werden und welchen ein Tragwerk oder Teile des Tragwerkes ausgesetzt sind, sind durch chemische und physikalische Einflüsse gekennzeichnet. Die Umgebungsbedingungen werden nach der Tabelle 2.1 eingeteilt. Zusätzlich sind in der Regel bestimmte aggressive oder indirekte Einwirkungen zu berücksichtigen:

Chemischer Angriff, hervorgerufen durch

- die Nutzung des Gebäudes oder des Tragwerks (z.B.: Lagerung von Flüssigkeiten)
- saure Lösungen oder Lösungen von Sulfatsalzen
- im Beton enthaltene Chloride

- Alkali-Kieselsäure-Reaktionen

Physikalischer Angriff, hervorgerufen durch

- Temperaturschwankungen
- Abrieb
- Eindringen von Wasser

Die Zusammensetzung des Betons hat Auswirkung sowohl auf den Schutz der Bewehrung als auch auf den Widerstand des Betons gegen Angriffe. [16]

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
1 Kein Korrosions- oder Angriffsrisiko		
X0	Für Beton ohne Bewehrung oder eingebettetes Metall: alle Expositionsklassen, ausgenommen Frostangriff mit und ohne Taumittel, Abrieb oder chemischen Angriff Für Beton mit Bewehrung oder eingebettetem Metall: sehr trocken	Beton in Gebäuden mit sehr geringer Luftfeuchte
2 Korrosion, ausgelöst durch Karbonatisierung		
XC1	Trocken oder ständig nass	Beton in Gebäuden mit geringer Luftfeuchte Beton, der ständig in Wasser getaucht ist
XC2	Nass, selten trocken	Langzeitig wasserbenetzte Oberflächen; vielfach bei Gründungen
XC3	Mäßige Feuchte	Beton in Gebäuden mit mäßiger oder hoher Luftfeuchte; vor Regen geschützter Beton im Freien
XC4	Wechselnd nass und trocken	wasserbenetzte Oberflächen, die nicht der Klasse XC2 zuzuordnen sind
3 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride, ausgenommen Meerwasser		
XD1	Mäßige Feuchte	Betonoberflächen, die chloridhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XD2	Nass, selten trocken	Schwimmbäder; Beton, der chloridhaltigen Industrieabwässern ausgesetzt ist
XD3	Wechselnd nass und trocken	Teile von Brücken, die chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt sind; Fahrbahndecken; Parkdecks
4 Bewehrungskorrosion, ausgelöst durch Chloride aus Meerwasser		
XS1	Salzhaltige Luft, kein unmittelbarer Kontakt mit Meerwasser	Bauwerke in Küstennähe oder an der Küste
XS2	Unter Wasser	Teile von Meeresbauwerken
XS3	Tidebereiche, Spritzwasser- und Sprühnebelbereiche	Teile von Meeresbauwerken
5 Betonangriff durch Frost mit und ohne Taumittel		
XF1	Mäßige Wassersättigung ohne Taumittel	senkrechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind
XF2	Mäßige Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	senkrechte Betonoberflächen von Straßenbauwerken, die taumittelhaltigem Sprühnebel ausgesetzt sind
XF3	Hohe Wassersättigung ohne Taumittel	waagerechte Betonoberflächen, die Regen und Frost ausgesetzt sind

Tab. 2.1: Expositionsklassen [16]

Klasse	Beschreibung der Umgebung	Beispiele für die Zuordnung von Expositionsklassen (informativ)
XF4	Hohe Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser	Straßendecken und Brückenplatten, die Taumitteln ausgesetzt sind; senkrechte Betonoberflächen, die taumittelhaltigen Sprühnebeln und Frost ausgesetzt sind; Spritzwasserbereich von Meeresbauwerken, die Frost ausgesetzt sind
6 Betonangriff durch chemischen Angriff der Umgebung		
XA1	Chemisch schwach angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA2	Chemisch mäßig angreifende Umgebung und Meeresbauwerke nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser
XA3	Chemisch stark angreifende Umgebung nach EN 206-1, Tabelle 2	Natürliche Böden und Grundwasser

Tab. 2.1 (fortgesetzt)

Für die angestrebte Lebensdauer des Tragwerks, sind angemessene Maßnahmen zu ergreifen, welche jedes einzelne Bauteil vor den jeweiligen Umgebungsbedingungen schützen. Dabei müssen die Anforderungen im Rahmen der Dauerhaftigkeit berücksichtigt werden:

- Tragwerksentwurf
- Auswahl der Baustoffe
- Konstruktionsdetails
- Ausführung
- Qualitätskontrolle
- Instandhaltung
- Nachweisverfahren
- besondere Maßnahmen

Betondeckung:

Der Abstand zwischen der zur nächsten Betonoberfläche gewandten Begrenzung der Bewehrung und der nächsten Betonoberfläche wird als Betondeckung bezeichnet. Als Bewehrung gelten auch Bügel und Haken sowie Oberflächenbewehrung, soweit vorhanden. Die Mindestbetondeckung muss eingehalten werden, um:

- Verbundkräfte sicher übertragen zu können
- eingelegten Stahl vor Korrosion zu schützen bzw. Dauerhaftigkeit zu gewährleisten
- eine angemessene Feuerwiderstandsfähigkeit zu gewährleisten

Für die Bemessung wird der größte Wert der Betondeckung c_{\min} , der sich aus der Anforderung der Verbundübertragung als auch aus den Anforderungen der Umgebungsbedingungen ergibt, genommen. Die Werte $c_{\min,b}$ für runde und rechteckige Hüllrohre für Spannglieder im nachträglichen Verbund und für Spannglieder im sofortigen Verbund sind landesspezifisch und dürfen einem Nationalen Anhang entnommen werden. [16]

Die empfohlenen Werte für Spannglieder im nachträglichen Verbund sind:

Runde Hüllrohre: Durchmesser
 Rechteckige Hüllrohre: der größere Wert aus der kleineren Abmessung und der Hälfte der größeren Abmessung

Sowohl für das runde als auch für das rechteckige Hüllrohr ist eine Betondeckung von mehr als 80 mm nicht erforderlich. [16]

Für Spannglieder im sofortigen Verbund betragen die empfohlenen Werte:

1,5facher Durchmesser der Litze bzw. des Drahtes
 2,5facher Durchmesser des gerippten Drahtes

2.1.2.3 Tragsicherheit

Um die ausreichende Tragsicherheit zu gewährleisten muss ein Bauteil, ein Bauwerksabschnitt oder ein ganzes Bauwerk im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Der Grenzzustand gilt als erreicht, wenn:

- das statische Gleichgewicht, unabhängig von Baustofffestigkeiten, verloren geht bzw. eine Lagesicherung nicht mehr gegeben ist.
- das Tragwerk als Ganzes oder die tragenden Teile, einschließlich der Gründungen, abhängig von Baustofffestigkeiten versagen
- der Baugrund versagt

Dazugehörig sind folgende Nachweise zu führen:

- der Nachweis der Lagesicherheit
- die Bemessung für Biegung, Querkraft, Torsion, Durchstanzen, Stabilität
- der Nachweis der Baugrundsicherheit

Bei der Tragsicherheit muss nachgewiesen werden, dass auf der Widerstandsseite (R-resistance) eine ausreichende Sicherheit gegenüber der Einwirkungs- bzw. Spannungsseite (S-stress) besteht. Hier wird auf beiden Seiten der sogenannte Bemessungswert (d-design) in Rechnung gestellt. [4]

$$S_d \leq R_d \quad (1)$$

Hier wird jetzt kein globaler Sicherheitsfaktor verwendet, sondern die aus wahrscheinlichkeitstheoretischen Ansätzen gewonnenen Sicherheitsfaktoren für die einzelnen Einflüsse, welche wirklichkeitsnähere Nachweise liefern und Tragreserven aufdecken. Die Bemessungswerte ergeben sich durch die Multiplikation der Schnittgrößen bzw. Festigkeitswerte der Baustoffe mit den zugehörigen Teilsicherheitswerten. Auf der Einwirkungsseite wird einerseits zwischen ständigen und veränderlichen Lasten unterschieden und je nach Anforderung an das Tragwerk werden unterschiedliche Kombinationen andererseits zwischen diesen Lasten als maßgeblich betrachtet. Der Ingenieur muss zwischen Grundkombinationen von Lasteneinwirkungen und außergewöhnlichen oder abweichenden Bemessungssituationen trennen. Je nachdem wie günstig oder ungünstig die Last auf das Tragverhalten wirkt, wird ihr einen Teilsicherheitsfaktor zugeteilt. Dieser ist abhängig von der Einwirkungskategorie (ständig, veränderlich, außergewöhnlich, Vorspannung). Da es statistisch gesehen unwahrscheinlich ist dass die Maximalwerte mehrerer veränderlicher Lasten gleichzeitig auftreten, werden alle diese Lasten, bis auf die maßgebende Lasteinwirkung reduziert in dem sie mit Kombinationsbeiwerten multipliziert werden. Die daraus resultierenden Bemessungsspannungen werden den auf der Widerstandsseite vorhandenen Baustofffestigkeiten entgegengesetzt. Die Sicherheitsfaktoren auf der Baustoffseite sind entsprechend der Materialspezifik unterschiedlich. Für den Beton beträgt dieser wegen seiner Inhomogenität und den damit verbundenen größeren Risiken 1,5. Der, vergleichsweise geringe Teilsicherheitsfaktoren für den Betonstahl oder Spannstahl ist wegen der Homogenität und dem hochgradig qualitätsgesicherten Produktionsprozess mit 1,15 festgesetzt. In Tab. 2.2 sind die Teilsicherheitsbeiwerte in der Grundkombination dargestellt. Für außergewöhnliche Kombinationen gibt es weitere Reduktionen in den Teilsicherheitsbeiwerten. So wird für einen auf Druck oder Zug belasteten unbewehrten Beton eine 20%ige Erhöhung von γ_c vorgeschlagen. Die charakteristischen Werte, sowohl für die Lasten auf der Einwirkungsseite als auch für die Festigkeiten auf der Widerstandsseite sind in der Regel die jeweiligen 5% bzw. 95%-Fraktilwerte einer Wahrscheinlichkeitsverteilung der entsprechenden Werte. [4]

$$S_d \leq R_d$$

S _d ist Funktion von		R _d ist die Funktion von	
$\gamma_G \cdot G_k$	ständige Einwirkungen $\gamma_{G, \text{ungünstig}} = 1,35$ $\gamma_{G, \text{günstig}} = 1,00$	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c$	charakteristische Festigkeit von Beton $\gamma_c = 1,5$ ($> 1,5$ für $f_{ck} > 50$)
$\gamma_Q \cdot Q_{k,1}$	veränderliche Lasten $\gamma_{Q, \text{ungünstig}} = 1,50$ $\gamma_{Q, \text{günstig}} = 0$	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	charakteristische Festigkeit von Betonstahl $\gamma_s = 1,15$
$\gamma_p \cdot P_k$	Einwirkung aus Vorspannung $\gamma_{p, \text{ungünstig}} = 1,0$ $\gamma_{p, \text{günstig}} = 1,0$	$0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_p$	charakteristische Festigkeit von Beton $\gamma_p = 1,15$
$\Sigma \gamma_Q \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	Verwendung von Kombinationsbeiwerten bei weiteren veränderlichen Lasten		

Tab. 2.2: Zusammenfassung des Nachweis- und Bemessungskonzeptes im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Grundkombination (linear-elastisches Berechnungskonzept)

2.1.2.4 Gebrauchstauglichkeit

Im EC ist der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit als derjenige Zustand definiert, bei dem die Überschreitung der festgelegten Bedingungen der Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt ist. Diese Bedingungen beziehen sich auf die

- Beschränkung der Spannungen
- Beschränkung der Rissbreiten
- Beschränkung der Verformungen
- Beschränkung von Schwingungen

Um eine realistische Einwirkungskombinationen zu finden, muss sich der Tragwerksplaner, je nach Anforderungsklasse für eine der vier nachfolgenden Einwirkungskombinationen entscheiden:

- Seltene Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum G_{k,j} (+P_k) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (2)$$

- Nicht-häufige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum G_{k,j} (+P_k) + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (3)$$

- Häufige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum G_{k,j} (+P_k) + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (4)$$

- Quasi-ständige Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum G_{k,j} (+P_k) + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (5)$$

Je nach Häufigkeit einer veränderlichen Last sind die Größen der Einwirkungen unterschiedlich. Somit enthält die seltene Einwirkungskombination alle ungünstigen Einflüsse und ergibt den Höchstwert der betrachteten Auswirkung im Gebrauchszustand. Die nicht-häufige Einwirkungskombination ersetzt die seltene Einwirkungskombination für den Fall Brückenbau. Während die seltene Kombination einen charakteristischen Wert Q_k erfasst, soll der nicht-häufige Wert $\psi_1' \cdot Q_k$ nicht mehr als einmal pro Jahr, der häufige Wert $\psi_1 \cdot Q_k$ nicht mehr als 300 mal pro Jahr (bei weniger als 5% der Belastungen) überschritten werden. Der quasi-ständige Wert $\psi_2 \cdot Q_k$ ist der zeitliche Mittelwert, der zu 50% überschritten wird. Die Einwirkungskombinationen sind damit nach den Häufigkeiten geordnet und beschreiben den Grad der zu erwartenden Auswirkungen auf das Bauwerk. Bei seltenen und nicht-häufigen Einwirkungskombinationen sind irreversible Auswirkungen auf das Tragwerk zu erwarten. Dazu gehört der Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand. Im Gegensatz dazu beschreiben häufige und quasi-ständige Einwirkungskombinationen durchaus umkehrbare Bemessungssituationen, deren Auswirkungen nicht bleibend sind. Für die Überprüfung der Langzeitauswirkungen kommt die quasi-ständige Einwirkungskombination zur Anwendung. Der Sicherheitsfaktor für die charakteristischen Werte der ständigen, veränderlichen und Einwirkungen aus Vorspannung beträgt im Gebrauchszustand 1,0. Auf der Seite des Bauteilwiderstandes werden die Bemessungswerte mit dem Faktor $\gamma_M = 1,0$ ermittelt. [4]

2.1.3 Kosten

Externe Spannglieder sind auch bei größerem Volumen teurer als herkömmliche Spannglieder mit nachträglichem Verbund. Die Kosten sind 50 bis 100% höher. Auch die geringeren Hebelarme führen zu höheren Massen. Dem entgegen steht die höhere zulässige Vorspannung. Der BMV-Erlass (Richtlinie für Beton werden extern brücken mit externen Spanngliedern, Mai 1998)

ermöglicht eine weitere Spannstahlersparnis durch höhere zulässige Zugspannungen im Beton für den Bau- und Endzustand. Trotzdem werden extern vorgespannte Bauwerke (ausgenommen Segmentbauwerke) zwischen 5 und 20% teurer sein als herkömmliche Spannbetonbauwerke. Der Bauherr erwartet Einsparungen durch geringere Wartungskosten und eine höhere Flexibilität bei einem eventuell erforderlichen Verstärkungsbedarf. [2]

2.2 Kabelsysteme

Die Spannglieder bestehen aus Monolitzen, welche direkt vom Hersteller der Litzen kommen, und den äußeren vorgefertigten HDPE-Schutzhüllen, welche Produkte aus der Kunststoffindustrie sind. Jede Monolitze hat einen doppelten Korrosionsschutz, bestehend aus Korrosionsschutzmasse und HDPE-Hülle von mindestens 1,75 mm Dicke. Die äußere Schutzhülle aus HDPE ist mindestens 3 mm stark. Die fertigen Spannbänder, mit dem dreifachen Korrosionsschutz, werden in der Werkstatt gefertigt. Die Spannbänder werden auf Trommeln gewickelt und bestehen in der Regel aus vier Monolitzen. [19]

2.2.1 VBT-Spannsysteme

VBT-KI (Kabel intern)

Das VBT systems KI "Kabel intern" bildet das Kernsystem des Vorspannsortiments. Als bewährte Standardlösung kommt dieses interne Spannsystem mit nachträglichem Verbund vielfach national und international zur Anwendung. Durch die Verlegung der Spannstahlilitzen in Metall- oder Kunststoffhüllrohren im Bauwerk kann exakt dem Momentenverlauf gefolgt und die exakte Verlegeposition sichergestellt werden. Nach Einschließen der Litzen mit Hilfe eines speziellem Einschließautomaten in die Hüllrohre, und anschließendem Betonieren und Aushärten des Tragwerkes kann mit dem Spannen der Spannglieder begonnen werden. Nach Abschluss der Spannarbeiten wird der verbleibende Hohlraum im Hüllrohr mit Zementmörtel injiziert. Durch die vollständige Umhüllung der blanken Litzen mit dem Zementmörtel wird sichergestellt, dass die Litzen dauerhaft vor Korrosion geschützt sind. Um eine hohe Qualität der Injektion zu gewährleisten, sind in periodischen Abständen, wie z.B. an Hochpunkten Entlüftungen vorzusehen, um eine vollständige Injektion des Hüllrohres sicherzustellen. Durch den mechanischen Verbund zwischen Spannstahlilitze und Hüllrohr werden Änderungen in den Spannkräften, wie z.B. durch Kriechen und Schwinden direkt in den benachbarten Beton weitergegeben. Bei lokalem Versagen eines Spannkabels durch z.B. mechanische Beschädigung besteht außerhalb der Fehlstelle nach wie vor Verbund mit dem Tragwerk und die Vorspannkraft ist weiterhin aufrecht. Durch

Beobachtung und Verfolgung der lokalen Rissbildung am Tragwerk können Umlagerungen am Tragwerk festgestellt und lagemäßig genau zugeordnet werden. Dadurch entsteht ein sehr robustes Vorspannsystem, welches bei sachgemäßem Einbau und Injektion ein sehr gutes Langzeitverhalten bietet. [20]

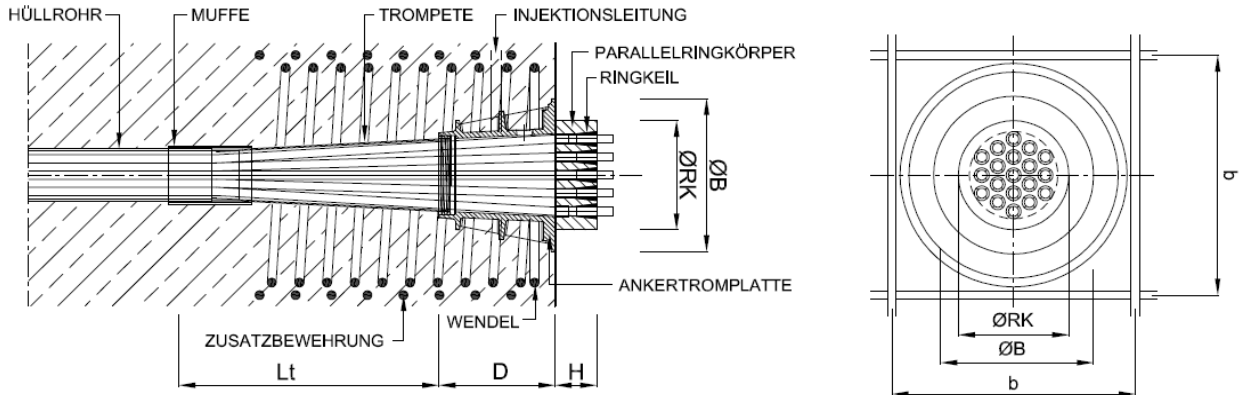


Bild 2.1 Systemschnitte (VBT-KI)

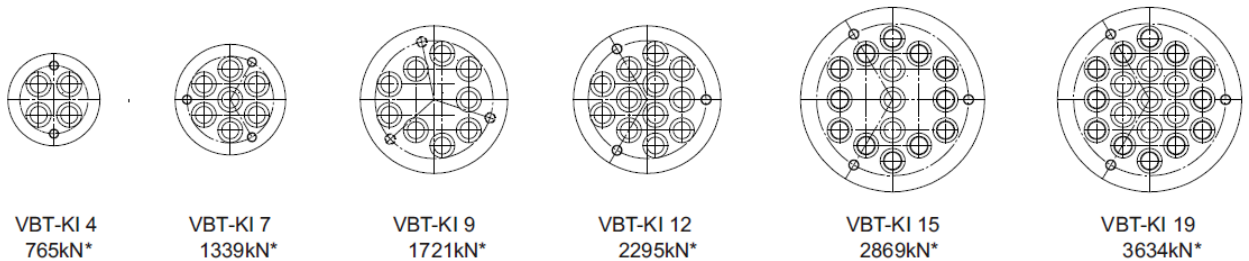
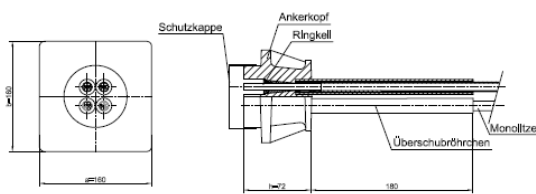


Bild 2.2 Kabelgrößen (VBT-KI)

VBT-BI (Band intern) / VBT-BIA (Band intern ausbaubar)

Es zeichnet sich durch die robuste Bauweise und das einfache Handling aus. Durch die Verarbeitung von Monolitzen werden ungestoßene Bänder hergestellt. Damit ist es möglich fertig konfektionierte Bänder samt bereits montierter Endverankerung werksseitig bereitzustellen. Mit einem Minimalaufwand an bauseitigen Leistungen ist somit eine sehr wirtschaftliche Lösung zu realisieren. Durch das bandweise verschweißen der Monolitzen werden klardefinierte Spannbänder geschaffen, welche alle Vorteile eines modularen Vorspannsystems mitbringen. Durch die lagenweise Auführungsmöglichkeit der VBT-BI "Band intern" bzw. VBT-BIA "Band intern ausbaubar" Bänder kann sehr gezielt und wirtschaftlich die erforderliche Vorspannkraft bereitgestellt werden, um für jeden Anwendungszweck das statisch passende Band verfügbar zu haben. [20]

Längs- und Querschnitt VBT-BI 4-150



Längsschnitt VBT-BIA 16-150

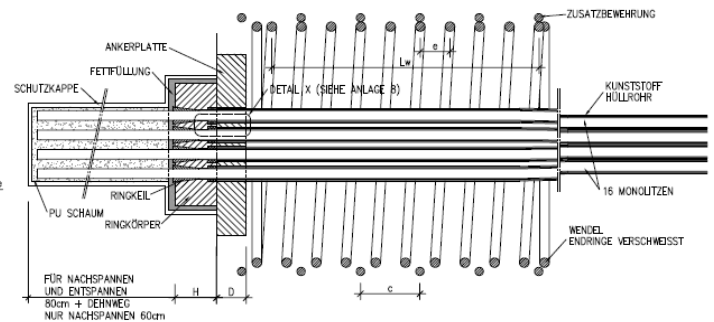


Bild 2.3 Systemschnitte (VBT-BI)

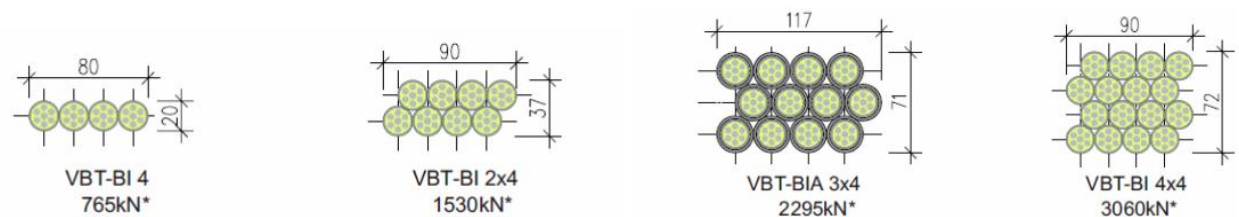


Bild 2.4 Bandgrößen (VBT-BI)

VBT-BE (Band extern)

Dieses Bandsystem ist auch wie das BI bzw. BIA Bandsystem sehr robust und einfach zum Handhaben. Hier werden ebenfalls durch die Verarbeitung von Monolitzen ungestoßene Bänder mit großer Länge hergestellt (>700m). Damit ist es möglich mit einem Mindestmaß an Zwischen- und Endverankerungen eine sehr wirtschaftliche Lösung zu realisieren. Durch den zusätzlichen Außenmantel des Bandsystems, im Unterschied zu BI und BIA Bändern welche zu Bändern verschweißt werden, werden ebenfalls klar definierte Spannbänder geschaffen, mit allen Vorteilen eines modularen Vorspannsystems. Durch die lagenweise Ausführungsmöglichkeit ergeben sich hier ebenfalls Vorteile bezüglich Wirtschaftlichkeit und Aufbringung von Vorspannungskräften.

[20]

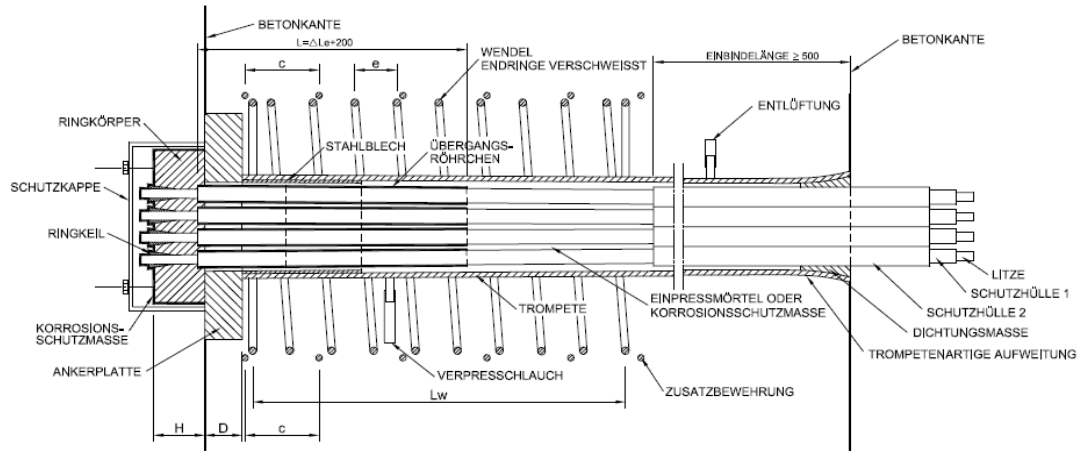


Bild 2.5 Systemschnitt (VBT-BE)

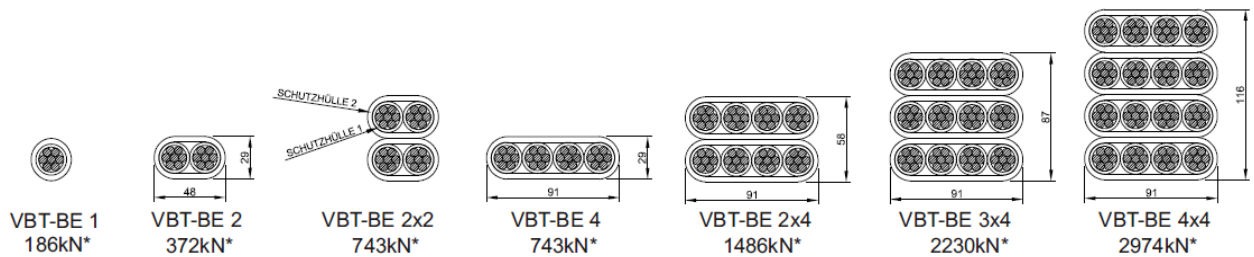


Bild 2.6 Bandgrößen (VBT-BE)

VBT-SC (Schrägstab)

Für erhöhte Anforderungen bei großen Spannweiten und speziellen Bauverfahren, wurde das VBT-SC konzipiert. Es handelt sich dabei um eine modifizierte Version des Spannsystems, welches aus dem VBT Standardvorspannsystemen entwickelt wurde. Das VBT-SC weist einen großen Umfang an verfügbaren Ankerkörpergrößen auf. Damit wird sichergestellt, dass für den jeweiligen Anwendungszweck der kostengünstig optimale Verankerungskörper zur Verfügung steht. Das VBT-SC ist nach internationalem Standard entwickelt und entworfen und die Verankerungen wurden nach fib, pti und ETAG013 getestet. Die Dauerschwingfestigkeit wird durch ein von VBTsystemen entwickeltes Verfahren erreicht um den höchsten Anforderungen zu genügen. Das Standard VBT-SC System ist für eine Schwingbreite von 200N/mm^2 entwickelt worden. Zusätzlich sind weitere Versionen des Verankerungssystems für Schwingbreiten von 250N/mm^2 und 300N/mm^2 erhältlich, welche die höchsten Anforderungen an Sicherheit und Qualität erfüllen. Für temporäre Abspannungen kommt ein in Hinblick auf den Korrosionsschutz einfaches und wirtschaftlich optimiertes Verankerungssystem zur Ausführung. Bei anspruchsvollen Schrägstäben für Fluss- bzw. Meeresbrücken kommt ein erheblich aufwändigeres Abdichtungskonzept zum Einsatz. [20]

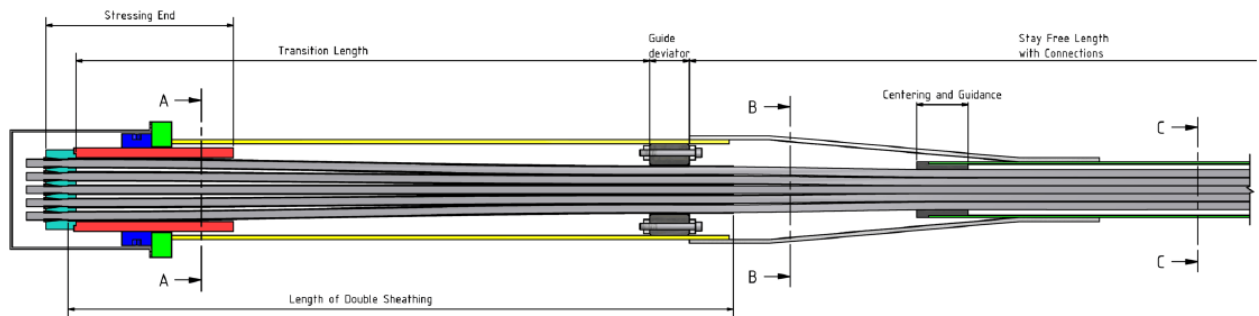


Bild 2.7 Systemschnitt (VBT-SC)

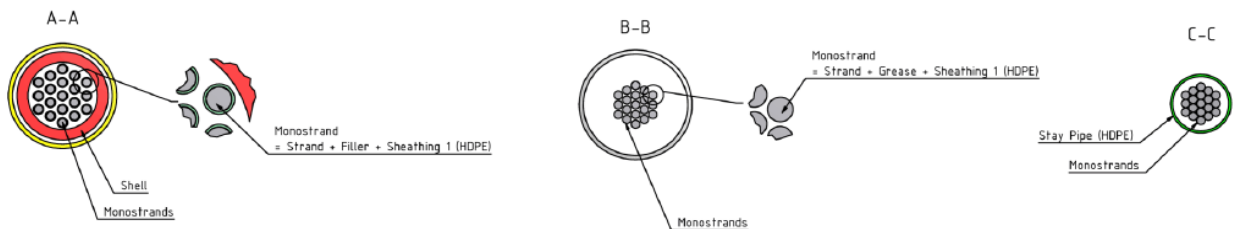


Bild 2.8 Kabelschnitt (VBT-SC)

2.2.2 externe Kabel

Für die externe Vorspannung, d.h. wenn die Spannglieder mit Umlenkungen außerhalb des Bauteils geführt werden, jedoch insgesamt innerhalb der Bauhöhe liegen, kommen spezielle Spannglieder zum Einsatz, für die, zusammen mit den notwendigen Umlenkeinrichtungen und Verankerungen, stets eine eigene Zulassung erforderlich ist. Derartige Spannglieder müssen insbesondere den nachfolgenden, von konventionellen Vorspanngliedern abweichenden Anforderungen genügen:

- Zwischen den Ankerkörpern ist ein lückenloser Korrosionsschutz zu gewährleisten
- Für die Richtungsänderungen müssen spanngliederspezifische Vorrichtungen, sog. Umlenksättel, vorhanden sein, die alle hieraus resultierenden Schnittgrößen aufnehmen und in das Tragwerk einleiten können.
- Die Verankerungskonstruktionen müssen mit der erforderlichen Sicherheit für die aus Gründen des günstigeren Ermüdungsverhaltens der Spannglieder resultierenden höheren Initialvorspannkkräfte ausgelegt sein (DIN: $\sigma_{z,max} = 0,7 \beta_z$ bzw. $0,8 \beta_s$; EC 2: $\sigma_{z,max} = 0,75 f_{pk}$ bzw. $0,85 f_{p0,1k}$).

- Für verformungsbedingte Winkeländerungen zwischen Festpunkten und Spanngliedern (Anker, Umlenksättel) müssen konstruktive Lösungen gefunden werden
- Die Spanngliedmontage muss unter den üblichen Baustellenbedingungen, in manchen Fällen der Verstärkung eines vorhandenen Tragwerks besonders schwer, möglichst einfach zu handhaben sein. [3]

2.3 Ausbildungsdetails

2.3.1 Verankerung

Obwohl bei der Vorspannung ohne Verbund keine Verbundreserve gegeben ist, reichen im Normalfall die im Spannbetobau üblichen Ankerkörper für Vorspannung mit nachträglichem Verbund aus. Dafür aber ist die Ermüdungsbeanspruchung geringer. Die Krafteintragungsbewehrung in dem Betonkörper kann durch die Querkzugbeanspruchung bei den meist über Konsolen oder Lisenen exzentrisch eingetragenen Spanngliederkräften beeinflusst werden. Dadurch können auch die Betonabmessungen vergrößert werden. Ein ungewollter Schrägzug von ca. 2° bis 3° ist wegen eventueller Ausführungsungenauigkeiten zu berücksichtigen. Die Nachspannbarkeit und Austauschbarkeit muss möglich sei, jedoch ist die Zugänglichkeit im Querträgerbereich oft nicht gegeben und muss berücksichtigt werden. [2]

2.3.2 Kabel

Die Korrosionsschutzsysteme sollen redundant, robust, temperatur- und UV-beständig sein und angemessen Widerstand gegen Brand, Beschädigungen und Vandalismus aufweisen. Durch die innere Lage des Spanngliedes im verschleißbaren Kastenquerschnitt, können Einwirkungen abgeschwächt werden. Im Prinzip gibt es folgende Kombinationen für Spannglied, Hüllrohr und Korrosionsschutz:

- PE-Rohr, Fett, Spannglied
- 2-fach extrudierte Litzen
- PE-Rohr, Zementmörtel, Monolitzen
- PE-Rohr, Abstandhalter, Zementmörtel, nackte Litzen

Systeme mit Fett haben den Vorteil der witterungsunabhängigen Werksfertigung, bieten jedoch keinen aktiven alkalischen Korrosionsschutz des Spannstahles wie Zementleim. Fett unterliegt starken Temperatúrausdehnungen, kann sich separieren, nimmt Wasser auf und enthält nicht immer spannstahlfreundliche Elemente. Fertigspannglieder haben wegen des Transportgewichtes und der Montage ihre Grenzen in Länge und Größe. Für ungewollte Umlenkungen, welche durch Ausführungsungenauigkeiten oder kleine Umlenkwinkel bei großen Gradientenradien auftreten, will man nicht immer Umlenksättel vorsehen. So muss nachgewiesen werden, dass das System mit Imperfektion und kleinen planmäßigen Umlenkungen fertig wird. Man prüft z.B. in Versuchen mit 2° und lässt 1° planmäßig zu. [2]

2.3.3 Umlenkungen

Die Umlenksättel sind entsprechend der gültigen Zulassung und der „Richtlinie für Betonbrücken mit externen Spanngliedern“ auszubilden sowie die Geometrie der Umlenksättel der vom Planungsbüro vorgegebenen Spanngliedführung anzupassen. Heute erfolgt die Ausführung mit Hilfe von moderner Datenverarbeitung. Dabei werden die Daten der Geometrie für die CNC-gesteuerte Herstellung automatisch übernommen. Ein Rechteckquerschnitt des Umlenkkastens, welcher beispielsweise aus den vier CNC-gefrästen Seitenflächen besteht, wird passgenau und formstabil zusammengesetzt. [19]

Früher wurde durch Ermüdungsversuche nachgewiesen, dass die umgelenkten Litzen oder Drähte einschließlich Knick aus ungewollter Umlenkung den Korrosionsschutz nicht zerstören. Die zwar geringen aber dennoch wichtigen Reibungsprobleme, wie innere oder äußere Reibung, sind von Spannglied zu Spannglied unterschiedlich. Durch den temperaturabhängigen Klemmeffekt des PE-Mantels auf den Litzen auch in der freien Länge treten gewisse Probleme auf. Die geforderte Nachspannbarkeit führt bei Umlenkungen zu späteren Verschiebungen, was nicht zu einer unzulässigen Beanspruchung führen darf. Die Bandpakete liegen "trocken" auf den Sattelflächen auf, es gibt keine Zwischenlagen der Fettung. Damit stellen sich die in der Zulassung der Systeme angegebenen Reibungen mit großer Genauigkeit ein. Ausgehend von zulässigen Pressungen in der Fuge zwischen Band und Sattel ergeben sich die Krümmungsradien, abhängig von der Anzahl der übereinanderliegenden Bänder, nach einer linearen Funktion. [2]

2.3.4 Koppelstellen

Bei externen Spanngliedern können Zwischenverankerungen und Kopplungen erforderlich sein. Auch hier sind ungewollte Umlenkwinkel zu berücksichtigen. Der Bauherr kann ggf. ein Freiziehen der Koppelstellen verlangen, was jedoch nur möglich ist, wenn die auftretenden Reibungsverluste dies ermöglichen, d. h. die ankommende Kraft muss größer als die abgehende sein. [2]

3 Grundlagen der Schwingungslehre

3.1 Einführung

Im Gegensatz zum Maschinenbau ist das Bauwesen eher eine konservative Wissenschaft, und da die untersuchten Strukturen meist komplexer Natur sind, bedeuten dynamische Untersuchungsmethoden für den praktizierenden Ingenieur noch immer Neuland. In der Auto-, Flugzeug- sowie in der Militärindustrie sind dynamische Analysen hingegen sehr verbreitet. Die in der Bautechnik angewendeten Verfahren können auf Basis der Datenaufnahme sowie der Auswertung differenziert werden. Der erste Schritt beinhaltet die Durchführung von Messungen und im zweiten folgen Systemidentifikation und die Bestimmung der modalen Parameter. Rechenmodelle eignen sich gut für die Planung des Sensorrasters, da eine gute Wahl des Referenzpunktes für die messtechnische Untersuchung besonders wichtig ist. Um aus der analytischen Modalanalyse gute Ergebnisse zu bekommen, ist die Wahl der Randbedingungen (Lagerung) von großer Bedeutung. Bei den messtechnischen Methoden wird das dynamische Verhalten eines Bauwerkes anhand von Messungen ermittelt. Für die messtechnische Bestimmung der modalen Parameter einer schwingungsfähigen Struktur gibt es grundsätzlich zwei Möglichkeiten:

- erzwungene Erregung (Forced Vibration Testing – FVT):
Hier erfolgt die Bestimmung der modalen Strukturparameter über eine künstlich eingetragene bzw. erzwungene Schwingung mittels verschiedener Anregungsmechanismen
- ambiente Erregung (Ambient Vibration Testing - AVT)
Dabei wird für die Bestimmung der modalen Parameter die natürliche, in der Umwelt ständig vorhandene Anregung genutzt, welche beispielsweise in Form von Verkehr, Wind, Wellenschlag sowie die im geringen Ausmaß immer vorhandene Bodenbewegung vorkommen.

Durch eine Verknüpfung („Modal Updating“) kann ein Zusammenhang zwischen den rechnerischen und den messtechnischen Methoden hergestellt werden. Das ursprüngliche Finite Element Rechenmodell wird dabei anhand der Messungen an die Realität angepasst. Dabei sind für die Qualität der Ergebnisse Randbedingungen, Verbindungselemente, Bodenfedern, Brückenlager sowie eine realistische Massen- und Steifigkeitsverteilung wichtig. [18]

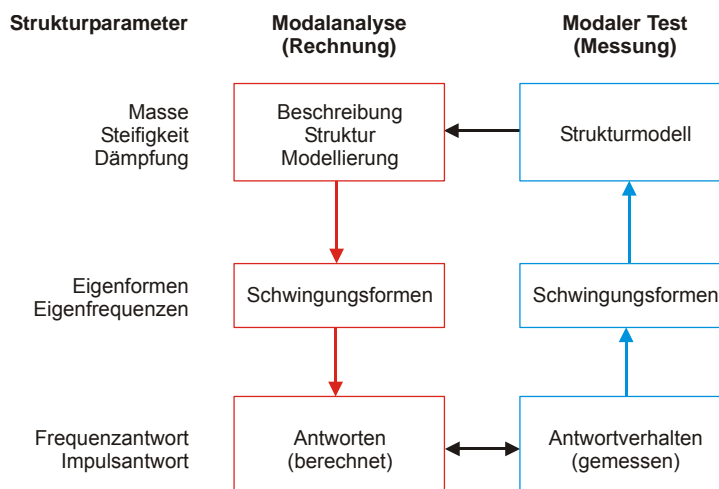


Bild 3.1 Ermittlung dynamischer Eigenschaften

Um dynamischen Eigenschaften von projektierten Tragwerken zu bestimmen, stehen ausschließlich rechnerische Methoden zur Verfügung. Für Untersuchungen bestehender Bauten können hingegen leistungsfähige messtechnische Methoden verwendet werden, mit denen das reale Verhalten des Systems bestimmt werden kann. Dabei werden die Versuchsergebnisse meist für eine realitätsnahe Optimierung des Modells verwendet, mit welchem beliebige Parameterstudien durchgeführt werden können. So können die Reaktionen des Bauwerkes auf dynamische Einwirkungen oder die Auswirkungen struktureller Änderungen besser prognostiziert werden. Die Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt EMPA in der Schweiz hatte Anfang 1990 eine ausführliche Vergleichsstudie zwischen ambienter und erzwungener Anregung durchgeführt. Dabei kam heraus, dass die erzwungene Erregung primär an kleinen Bauwerken erfolgreich angewendet werden kann, während die ambiente Methode bei großen Bauwerken mit tiefen Eigenfrequenzen deutlich bessere Ergebnisse liefert. Die ambiente Methode ist der erzwungenen Anregung, neben der einfacheren Anwendung, auch hinsichtlich Leistungsfähigkeit, Effizienz und Genauigkeit im Regelfall überlegen. Es gibt jedoch eine Ausnahme bei der durch die ambiente Anregung die modalen Parameter eines Tragwerks nicht messbar angeregt werden. Dies kann bei Eisenbahntragwerken oder bei Straßenbrücken ohne Verkehr bzw. ohne benachbarte Erschütterungsquellen vorkommen. Hier kann man die erzwungene Anregung anwenden. [18]

3.2 Definitionen

Eine Schwingung beschreibt die Bewegung oder Position eines mechanischen Systems. Sie ist die zeitliche Veränderung einer Kenngröße, die Werte annimmt, welche abwechselnd größer oder kleiner als ein bestimmter Mittelwert sind. Mechanische Systeme werden über Verschiebungsvektoren, Geschwindigkeitsvektoren sowie Beschleunigungsvektoren beschrieben. Diese entsprechen der Änderung der Position eines bestimmten Punktes des mechanischen

Systems relativ zum Bezugszeitpunkt sowie ihrer ersten und zweiten Ableitung nach der Zeit. Der Scheitelwert ist der maximale Augenblickswert einer Schwingungskenngröße, welcher für eine harmonische Schwingung als Amplitude bezeichnet wird. Dabei unterscheidet man zwischen deterministischen Schwingungen und Zufallsschwingungen (Tab. 3.1). Der Schwingungsvektor einer deterministischen Schwingung lässt sich bei Kenntniss des vergangenen Verlaufes vorhersagen. Voraussagen für Zufallsschwingungen sind lediglich über Wahrscheinlichkeitsverteilungen der Schwingungsamplitude möglich. Eine sinusförmige Funktion (harmonische Schwingung) ist die einfachste deterministische Schwingung. [18]

Schwingungsart		Charakterisierung
Deterministische Schwingungen	Harmonisch	Periodische Schwingung, die eine sinusförmige Funktion einer unabhängigen Variable darstellt.
	Quasi-harmonisch	Sinusförmiges Aussehen, die Frequenz und/oder die Amplitude verändern sich aber geringfügig.
	Periodisch	Dabei treten nach gleichen Zeitintervallen die gleichen Schwingungsvektoren auf. Eine periodische Schwingung ist als Summe mehrerer Sinusschwingungen darstellbar, wobei die einzelnen Frequenzen ganzzahlige Vielfache der Grundfrequenz sind.
	Quasi-periodisch	Weichen geringfügig von einem ideal-periodischen Verhalten ab.
	Nicht-periodisch	Die einzelnen Schwingungszustände wiederholen sich nicht.
Zufalls-schwingungen	Stationäre Schwingung	Mittelwert der Schwingung und die Autokorrelationsfunktion bleiben zeitlich unverändert.
	Nichtstationäre Schwingung	Mittelwert der Schwingung und die Autokorrelationsfunktion sind zeitlichen Veränderungen unterworfen.

Tabelle 3.1 Unterscheidung möglicher Schwingungsarten

3.3 Der lineare Einmassenschwinger

Das einfachste schwingungsfähige System ist der lineare Einmassenschwinger mit einem Freiheitsgrad (SDOF = single degree of freedom), welches ein abstraktes, mechanisches Modell ist. Es besteht aus einer Punktmasse m , einer linearen Feder mit der Steifigkeit k und einem linearen Dämpfungselement c . Die Masse hat dabei nur einen Freiheitsgrad in Richtung x . Das dynamische Verhalten des Systems im Zeitbereich wird durch diese Differentialgleichung zweiter Ordnung beschrieben:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = p(t) \quad (6)$$

$p(t)$ stellt dabei die äußere Krafteinwirkung auf das schwingungsfähige System dar. Bei einer Umformung in die Dimension Beschleunigung erhält man:

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = \frac{p(t)}{m} \quad (7)$$

ω ist dabei die Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Einmassenschwingers und ζ das Lehr'sche Dämpfungsmaß:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (8)$$

$$\zeta = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega} \quad (9)$$

Technische Systeme sind oft Schwinger mit nur einem Freiheitsgrad und meistens lassen sich auch komplizierte Strukturen als System mit einem Freiheitsgrad approximieren. Eine weitere Bedeutung des Ein-Freiheitsgradsystems besteht darin, dass die wesentlichen Phänomene des Verhaltens linearer Systeme erläutert werden können. Alle linearen Systeme von n Freiheitsgraden können durch eine modale Analyse auf n generalisierte Einmassenschwinger zurückgeführt werden. Man unterscheidet generell zwischen der freien Schwingung, bei der keine äußeren Einflüsse einwirken und der erzwungenen Anregung, wo äußere Einwirkungen vorkommen. [18]

3.3.1 Diskrete Fouriertransformation (DFT) und Fast Fouriertransformation (FFT)

Zur Umwandlung der gemessenen Zeitsignale (z.B. Beschleunigung) in den Frequenzbereich kommt üblicherweise die Fourier-Transformation zur Anwendung. Der allgemeine Fall der Fourier-Transformation ist für harmonische Signale sehr gut geeignet. Im Gegensatz zu einer harmonischen Anregung ist die Frequenzbereichsmethode für eine allgemeine Anregung, wegen der analytischen Integration der komplexen Integrale, sehr aufwendig. Erst durch eine rasche numerische Lösung der Integrale wird die Frequenzbereichsmethode für allgemeine Anregungen konkurrenzfähig. Die Grundlage für diese sogenannte Fast Fouriertransformation (FFT) bildet die diskrete Fouriertransformation (DFT). Die DFT ist eine zu transformierende Funktion welche periodisch fortgesetzt wird. Um die Ergebnisse möglichst wenig zu verfälschen, ist die Periode T_p wesentlich größer als die Funktionsdauer t_L zu wählen. Im nächsten Schritt wird T_p in N gleiche Zeitschritte Δt unterteilt:

$$\Delta t = \frac{T_p}{N} \quad (10)$$

Als t_m bezeichnet man die diskreten Zeitpunkte innerhalb von T_p

$$t_m = m \cdot \Delta t \quad \text{mit } m = 0, 1, \dots, N-1 \quad (11)$$

Die diskreten Frequenzen ν_n in der Fourierreihe und in den Fourierkoeffizienten können durch

$$\nu_n = n \cdot \Delta \nu = n \cdot \frac{2\pi}{T_p} = \frac{2\pi n}{N \cdot \Delta t} \quad \text{mit } n = 0, 1, \dots, N-1 \quad (12)$$

ersetzt werden und dabei gilt:

$$i \nu_n t_m = 2\pi i \cdot \frac{n \cdot m}{N} \quad (13)$$

Aus der komplexen Darstellung der Fourierreihe und des Fourierkoeffizienten ergibt sich das Paar der diskreten Fouriertransformation zu:

$$p(t_m) = \sum_{n=0}^{N-1} P_n \exp(2\pi i \frac{n \cdot m}{N}) \quad (14)$$

$$P_n = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} p(t_m) \exp(-2\pi i \cdot \frac{n \cdot m}{N}) \quad (15)$$

Die erste Gleichung der diskreten Fouriertransformation wird wie folgt angeschrieben:

$$B(m) = \sum_{n=0}^{N-1} A(n) \cdot W_N^{nm} \quad (16)$$

$$A(n) = P_n, B(m) = p(t_m), W_N = \exp\left(\frac{2\pi i}{N}\right) \quad (17)$$

Der Algorithmus der fast Fouriertransformation basiert darauf, dass $N = 2^M$ ist. Dabei ist M eine ganze Zahl und in diesem Fall können n und m binär angeschrieben werden

$$m = m_0 + 2m_1 + 4m_2 + \dots + 2^{M-1}m_{M-1} \quad (18)$$

$$n = n_0 + 2n_1 + 4n_2 + \dots + 2^{M-1}n_{M-1} \quad (19)$$

m_j und n_j sind dabei entweder 0 oder 1. Daraus folgt:

$$B(m) = \sum_{n_0=0}^1 \sum_{n_1=0}^1 \sum_{n_2=0}^1 \dots \sum_{n_{M-1}=0}^1 A(n) \cdot W_N \exp[(m_0 + 2m_1 + 4m_2 + \dots)(n_0 + 2n_1 + \dots)] \quad (20)$$

3.4 Der lineare Mehrmassenschwinger

In der Literatur werden die Mehrmassenschwinger als MDOF-Systeme (multi-degree-of-freedom) bezeichnet. Da es sich bei den baupraktischen Anwendungen um Mehrmassensysteme handelt, muss für diese eine vereinfachte Lösung von solchen Aufgaben gefunden werden. Dabei wird das kontinuierliche Tragwerk durch eine sogenannte nicht konsistente Diskretisierung in einzelne Punktmassen eingeteilt. Die Zahl der Freiheitsgrade n (DOF) eines Systems gibt die Anzahl der geometrischen Größen an (Verschiebungen und Verdrehungen), die zur Beschreibung seines Verformungszustandes erforderlich sind. Ein kontinuierliches Tragwerk enthält unendlich viele Massenpunkte, daher existieren auch unendlich viele Freiheitsgrade, welche mit Hilfe von diskretisierenden Methoden in endlich viele Freiheitsgrade übergeführt werden. Für ein diskretes Mehrfreiheitsgradsystem gilt die Bewegungsgleichung:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \quad (21)$$

Dabei ist $\{x\}$ der Vektor der geometrischen Koordinaten, $\{P(t)\}$ der Vektor der äußeren Belastung, $[M]$ die Massenmatrix, $[K]$ die Steifigkeitsmatrix und $[C]$ die Dämpfungsmatrix. [18]

3.5 Bestimmung der Kabelkraft auf Basis von Eigenfrequenzmessungen

Die Anwendung der Schwingungslehre für die Bestimmung der Eigenfrequenzen und darauf aufbauend der Kabelkraft ist schon lange bekannt. Neuere Entwicklungen differenzieren dabei zwischen dem theoretischen Verhalten (idealer Draht) und den tatsächlichen Eigenschaften. Nachfolgend werden diese Zusammenhänge zusammenfassend erläutert. Ideale Seile sind schwingungsfähige Systeme bei denen die Kraft in Richtung der Seilachse abgetragen wird. Dabei ist die Aufnahme von Biege- und Querkräften nicht möglich. Hier wird die Theorie der freien Schwingung eines gelenkig gelagerten Kabels nach Irvine dargestellt. Bei einem ebenen, horizontal aufgehängtem, gelenkig gelagertes Kabel mit dem Durchhang w und der freien Schwingungslänge L wird ein bestimmter Punkt des Kabels durch die geometrischen Koordinaten (x, y, z) beschrieben (Bild 4.3). Dabei stellt der Abstand zwischen den Knotenpunkten der ersten Eigenschwingungsform die freie Schwingungslänge dar. Diese Länge entspricht in der Realität dem Abstand zwischen den Ankerplatten oder zwischen den Neoprenringen in den Überschubrohren. Schrägseile werden grundsätzlich nach Schwingungsformen der Ordnung $k = 1, 3, 5, \dots, n$ und der Ordnung $k = 2, 4, 6, \dots, m$ unterschieden. Die Eigenschwingungsformen sind bei ungeradzahlicher Ordnung symmetrisch und bei geradzahlicher Ordnung asymmetrisch, wobei die Symmetrieachse normal auf der Kabelachse steht. [18]

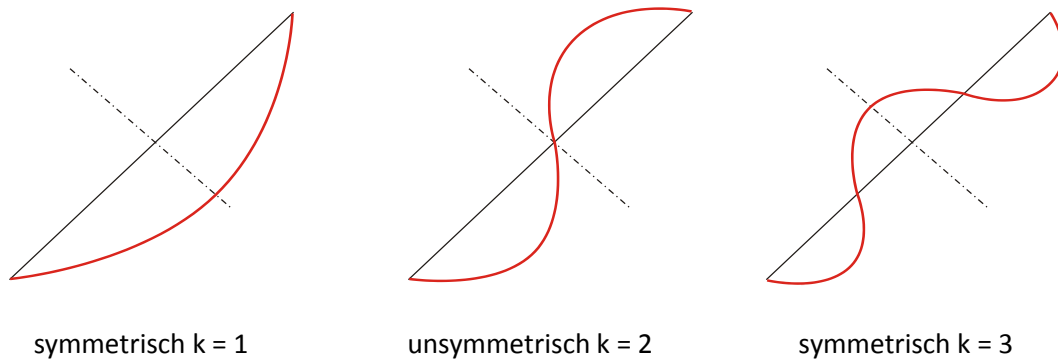


Bild 3.2: Unterscheidung von symmetrischen und unsymmetrischen Eigenschwingungsformen

3.5.1 Das massebehaftete Seil im statischen Gleichgewicht

Durch Freischneiden eines infinitesimalen Seilelementes der Länge ds (Bild 4.3) werden Gleichgewichtsbedingungen aufgestellt und daraus die Seilgleichung abgeleitet. Bei diesem gewichtsbehafteten Seil wird die Seilkraft mit T bezeichnet. [18]

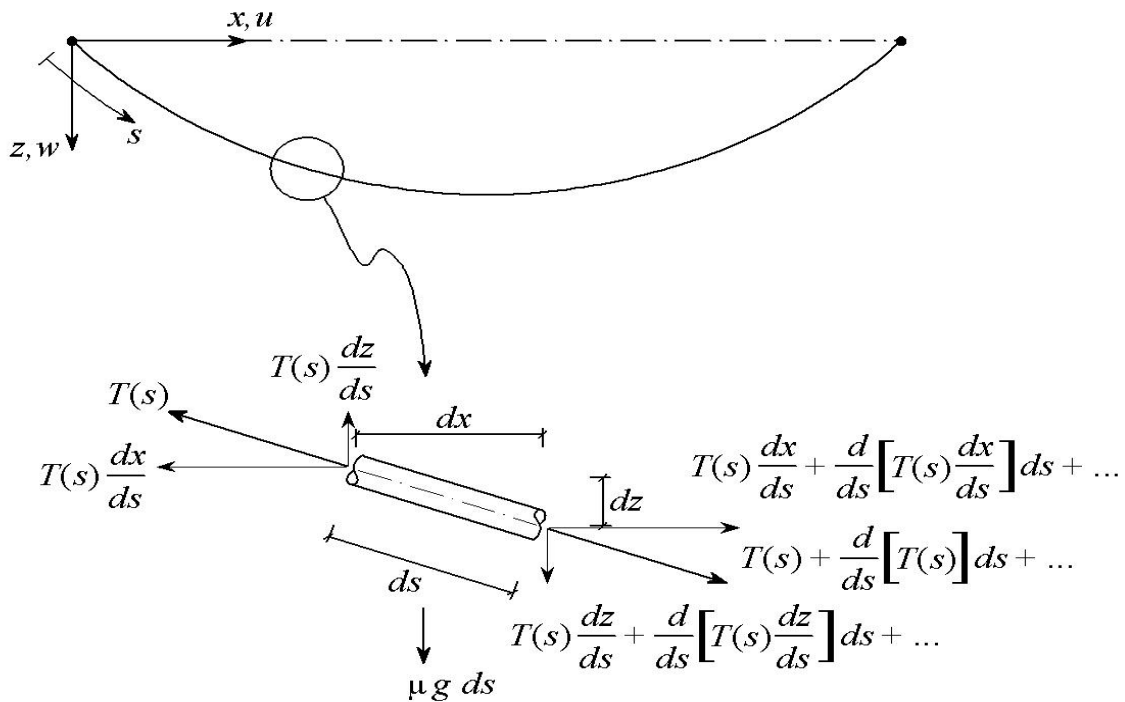


Bild 3.3: Statische Gleichgewichtsbetrachtung an einem infinitesimale Kabelement

Aus dem Gleichgewicht des Kabelementes in vertikaler Richtung folgt:

$$\begin{aligned}
 & -T(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \left\{ T(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \frac{d}{ds} \cdot \left[T(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right] ds + \right. \\
 & \left. + \frac{\partial}{\partial s} \cdot \left[T(s) \cdot \frac{dz}{ds} + \frac{d}{ds} \cdot \left[T(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right] \right] ds + O^2 \right\} + \mu \cdot g \cdot ds = 0
 \end{aligned} \tag{22}$$

In der Gleichung verschwinden durch die Division durch ds und dem Grenzübergang $ds \rightarrow 0$ die Taylor Glieder höherer Ordnung exakt, wodurch sie als eine gewöhnliche Differentialgleichung angeschrieben wird:

$$\frac{d}{ds} \cdot \left(T(s) \cdot \frac{dz}{ds} \right) = -\mu \cdot g \tag{23}$$

Für kleine Kabeldurchhänge ($w/L < 1/8$), wie sie üblicherweise bei Schrägseilen vorkommen, kann die in der Achse wirksame Kabelkraft $T(s) = T = \text{konst.}$ angesetzt werden ($\rightarrow \partial T / \partial s = 0$) und entspricht der am gelenkigen Auflagerpunkt vorhandenen horizontalen Kraftkomponente H . Da der Durchhang sehr klein ist, kann $ds \approx dx$ gesetzt werden, womit die Gleichung vereinfacht angeschrieben werden kann:

$$H \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = -\mu \cdot g \quad (24)$$

3.5.2 Freie Schwingung eines idealen Seiles

Bei einer Auslenkung des Kabels, wie sie im Bild 4.4 dargestellt ist, wird neben der statisch wirksamen Kraft T eine zusätzliche Kraft τ induziert. [18]

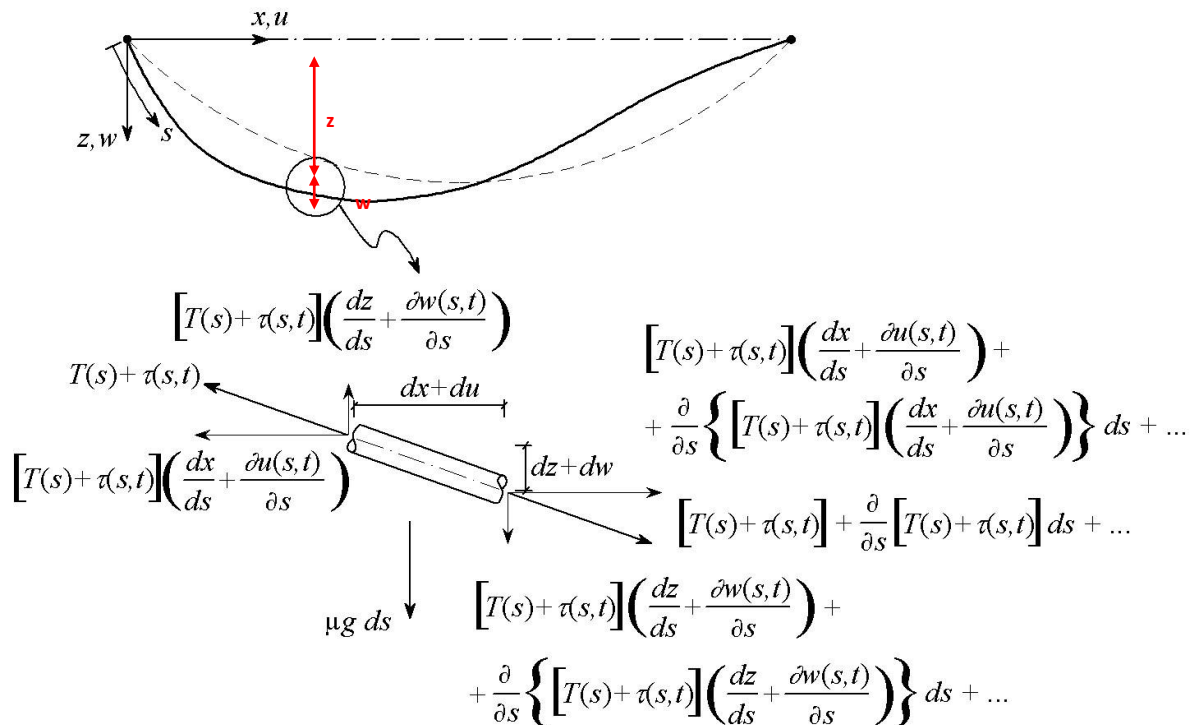


Bild 3.4 Schnittkräfte an einem infinitesimalen Kabelement zum Zeitpunkt t

Die Anwendung des Impulssatzes an den im Bild 4.4 eingetragenen wirksamen äußeren Kräften und Schnittkräften (zum Zeitpunkt t) in z -Richtung liefert die Gleichung:

$$\begin{aligned}
 & -[T(s) + \tau(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] + \left\{ [T(s) + \tau(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] + \right. \\
 & \left. + \frac{\partial}{\partial s} \left[[T(s) + \tau(s, t)] \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w(s, t)}{\partial s} \right] \right] ds + O^2 \right\} + \mu \cdot g \cdot ds = \mu \cdot \frac{\partial^2 w(s, t)}{\partial t^2} \cdot ds
 \end{aligned} \tag{25}$$

Nach der Division durch ds und dem Grenzübergang $ds \rightarrow 0$ verschwinden die Taylor Glieder höherer Ordnung exakt. Die Bewegungsgleichung lautet dann:

$$\frac{\partial}{\partial s} \cdot \left\{ (T + \tau) \cdot \left[\frac{dz}{ds} + \frac{\partial w}{\partial s} \right] \right\} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \mu \cdot g \tag{26}$$

Durch die Linearisierung wird die bei der Bewegung induzierte Zusatzkraft τ in Kabelachse am Auflagerpunkt durch die Zusatzkraft h beschrieben:

$$(H + h) \cdot \left(\frac{d^2 z}{dx^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} - \mu \cdot g \tag{27}$$

Das Einsetzen des statischen Gleichgewichtes des infinitesimalen Kabelelementes aus der Gleichung und das Ausmultiplizieren liefert:

$$H \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + H \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + h \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + H \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} \tag{28}$$

Die Vereinfachung lautet:

$$H \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} + h \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \tag{29}$$

Nach Vernachlässigung des Terms zweiter Ordnung $h \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ gilt für den dynamischen Zusammenhang zwischen Kabelkraft und Seilverformung in vertikaler Richtung:

$$H \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + h \cdot \frac{d^2 z}{dx^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (30)$$

Bei Anwendung des Impulssatzes außerhalb der Kabelebene y ergibt analog:

$$\frac{\partial}{\partial s} \cdot \left\{ (T + \tau) \cdot \frac{\partial v}{\partial s} \right\} = \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (31)$$

Für die Bewegung des Seils außerhalb der Kabelebene folgt nach der Linearisierung die Gleichung:

$$\frac{\partial}{\partial x} \cdot \left\{ (H + h) \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \right\} = \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (32)$$

Durch Nullsetzen von $h \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2}$ gilt für die Bewegung außerhalb der Kabelebene:

$$H \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad (33)$$

Die Gleichungen stellen die grundlegenden Gleichungen der linearen Kabeldynamik dar. Die Bewegungskomponente des Kabels bei der Schwingung in Längsrichtung kann durch den geringen Durchhang vernachlässigt werden. [18]

3.5.3 Bestimmung der Eigenfrequenzen eines idealen Seiles

Die freie Schwingung des idealen Seiles v ist hier als Produkt einer Orts- und Zeitfunktion dargestellt.

$$v(s, t) = \psi(x) \cdot \sin(\omega t) \quad (34)$$

Die Formel in die Gleichung eingesetzt ergibt:

$$H \cdot \frac{d^2\psi}{dx^2} + \omega^2 \cdot \mu \cdot \psi = 0 \quad (35)$$

Nach der Lösung der gewöhnlichen Differentialgleichung 2. Ordnung folgt für die k -te Eigenkreisfrequenz die Gleichung:

$$\omega_k = \frac{k\pi}{L} \cdot \sqrt{\frac{H}{\mu}} \quad (36)$$

Dabei entspricht L der freien Schwingungslänge, H der Kabelkraft und μ dem Gewicht je Längeneinheit des Kabels. Für die Eigenfrequenz (mit $f = \omega / 2\pi$) eines idealen, frei schwingenden Kabels gilt somit:

$$f_{ks} = \frac{k}{2L} \cdot \sqrt{\frac{H}{\mu}} \quad (37)$$

3.6 Eigenfrequenzen unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit

Das dynamische Verhalten vom realen Kabel liegt zwischen der des straff gespannten Idealseils und eines biegesteifen Balkens, weswegen neben der Wirkung der Normalkraft auch die Biegesteifigkeit des Seilquerschnitts zu berücksichtigen ist. Die Bestimmung der Eigenfrequenz von beidseitig eingespannten Balken mit einer Biegesteifigkeit EI und einer Normalkraft N ist nur über das Freischneiden von infinitesimalen Balkenelementen möglich. Dabei sind folgende Schnittgrößen wirksam (Bild 4.5):

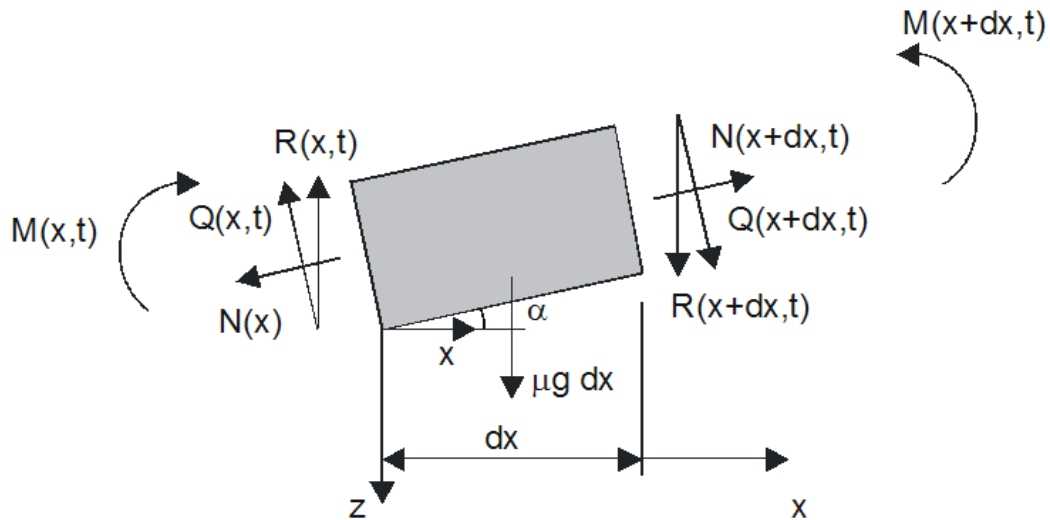


Bild 3.5: Infinites Balkenelement und wirksame Schnittgrößen

Bei Berücksichtigung der Terme zweiter Ordnung gilt:

$$f_k = \frac{k}{2L} \cdot \sqrt{\frac{N}{\mu}} \cdot \left(1 + 2 \cdot \sqrt{\frac{EI}{N \cdot L^2}} + \left(4 + \frac{k^2 \pi^2}{2} \right) \cdot \frac{EI}{N \cdot L^2} \right) \quad (38)$$

Gerade für externe Spannglieder mit den heute üblichen Querschnitten ist die Berücksichtigung der Biegesteifigkeit und der freien Schwingungslänge von entscheidender Bedeutung. In den nachfolgenden Kapiteln sollen daher diese Ereignisse in Form einer Parameterstudie im Detail untersucht werden. [18]

3.7 Messtechnische Verfahren zur Bestimmung der dynamischen Eigenschaften von Tragwerken

Die Ermittlung der modalen Parameter einer Struktur (Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfungen und allenfalls die modale Masse) erfolgt mit Hilfe der experimentellen Modalanalyse aus den gemessenen Eingangs- (bei erzwungener Schwingung) oder Antwortgrößen. Dabei müssen die Eigenschwingungsformen eines Tragwerkes messbar angeregt werden. Als Anregung kann entweder eine erzwungene Erregung oder eine ambiante Erregung zum Einsatz kommen. [18]

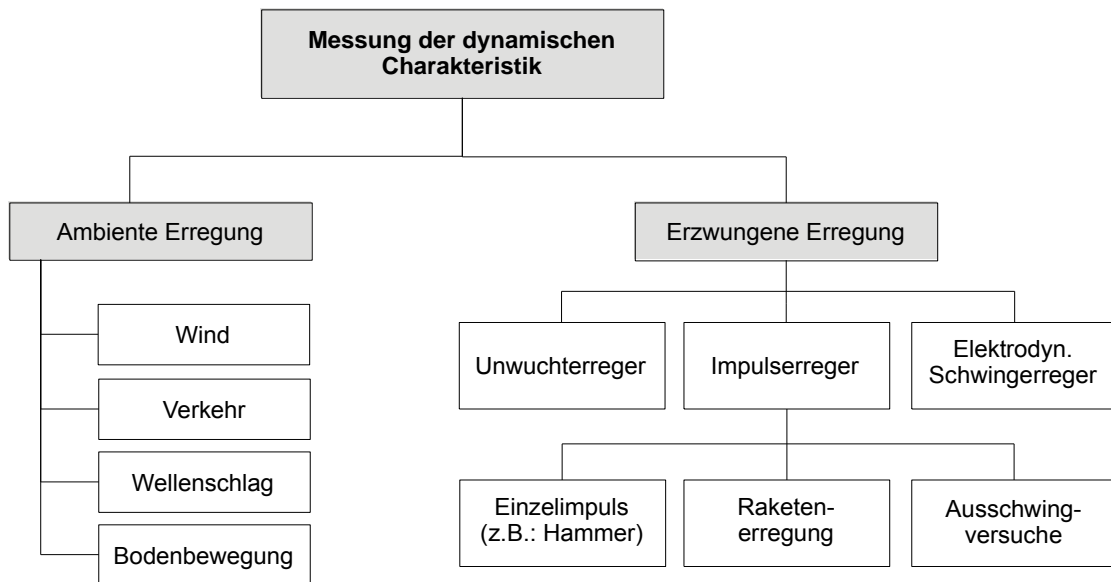


Bild 0.6: Anregungsmechanismen für Schwingungsuntersuchungen

3.7.1 Methoden der erzwungenen Anregung

Als künstliche Anregung wird hier beispielsweise ein Schwingerreger oder andere dynamische Lasten eingesetzt. Dabei wird eine bekannte Erregung (Eingang) mit einem oder mehreren definierten Erregerpunkten am Bauwerk durch Sensoren (Ausgang) aufgenommen. Die eingetragene Kraft bzw. die Anregungsfunktion soll dabei genau bekannt sein, da ihr Verhältnis zu den Reaktionen des Bauwerkes, die in den einzelnen Messpunkten durch die Sensoren aufgenommen werden, die Grundlage für die Berechnung bilden. Bei idealen Bedingungen wären keinerlei Einwirkungen ambientser Störeinflüsse auf die Struktur vorhanden, was jedoch praktisch nur im Labor möglich ist. Die Systemantwort aus der Krafteinleitung (variierende Erregerfrequenzen) wird über einen Messpunkttraster geometrisch diskretisiert ermittelt. Für die Ermittlung der modalen Parameter der Struktur wird die Übertragungsfunktion (FRF = Frequency Response Function) durch die Analyse von Erregerkraft und Schwingungsantwort gebildet. Dabei

werden zunächst die Eigenfrequenzen des Tragwerkes als Basis für die Ermittlung der Eigenschwingungsformen und die modale Dämpfungskoeffizienten bestimmt. Das zur Untersuchung stehende Tragwerk wird in einem Punkt i durch eine kontrollierte Kraft $x_i(t)$ angeregt, und in einer zweckmäßigen Anzahl von Punkten k seine Reaktion $y_k(t)$ gemessen. [18]

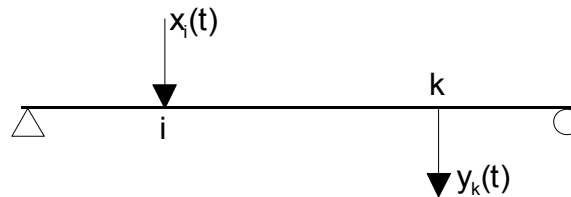


Bild 0.7: Schema der erzwungenen Erregung

Eine Korrespondenz zwischen der Erregerfrequenz und einer Eigenfrequenz des Tragwerkes lässt auf eine Resonanz schließen. Die Wahl und Abstimmung der Anregung ist immer von den charakteristischen Eigenschaften des Bauwerkes sowie dem Frequenzbereich der Strukturantwort abhängig. Dieser Kräfteintrag wird mit einem Sensor und die Systemantwort über die Messaufnehmer die am Tragwerk angeordnet sind gemessen. Bei kleineren Bauwerken kann man im Reaktionsmesspunkt konstant messen und mit der Anregung, z.B. einem instrumentierten Hammer, das Messraster abarbeiten. Diese Methode wird im Bauwesen allerdings eher für wissenschaftliche Zwecke eingesetzt, und vermehrt auch im Maschinenbau. Für größere Bauwerke wird meist ein Verfahren mit konstantem Erregungspunkt gewählt. Man unterscheidet folgende Gruppen von Testmethoden:

- Phasen-Resonanz-Methoden („tuned-sinusoidal“):
Hier soll eine einzelne Schwingungsform mit Hilfe mehrerer Schwingerreger (mit unabhängigen, variablen Kräfteinträgen) angeregt werden. Alle Erreger erzeugen eine gleichfrequente sinusförmige Anregung und arbeiten entweder in Phase oder gegen die Phase zu einer Referenzquelle. Der Einsatzbereich dieser Methode liegt eher im Maschinenbau und in der Luftfahrtindustrie.
- Phasen-Trenn-Methoden:
Die Voraussetzung dabei ist die Tatsache dass die erzwungene Antwort einer linearen Struktur eine gewichtete lineare Summierung aller entkoppelten Schwingungsformen ist. Die gemessene Strukturantwort wird also durch eine Linearkombination der Schwingungsformen der Struktur dargestellt. Dabei können ein (single-point-testing) oder mehrere Punkte (multi-point-testing) angeregt werden.

Bei den Phasen-Trenn-Methoden gibt es die Schrittsinus- und die Breitbandversuche. Bei den Schrittsinusversuchen regt der Schwingerreger die Struktur sinusförmig mit einer einzelnen, genau kontrollierten Frequenz an. Nach jedem Messen der Strukturantwort wird die Frequenz schrittweise oder kontinuierlich erhöht. Bei den Breitbandversuchen kommt ein Signal, das einen breiten Frequenzbereich abdeckt, zum Einsatz. Dabei wird zwischen zufälliger (= random, normalverteilte Anregung) und periodischer Anregung unterschieden. Der Anregungspunkt („Driving Point“) muss so gewählt werden, dass möglichst alle relevanten

Eigenschwingungsformen angeregt werden. Ist die Lage des Erregers im Schwingungsknoten einer Eigenschwingungsform, so kommt es zu keiner Schwingungsanregung in dieser Eigenform. Um dies zu vermeiden, werden die anzuregenden Schwingungsformen am besten vor den praktischen Versuchen mit Hilfe einer Finite Element Analyse des Tragwerkes ermittelt. Dabei sind die Intensität und der Frequenzbereich der Erregung der Größe und Eigenfrequenzen des anzuregenden Bauwerkes anzupassen. Dieses Problem kann auch durch Anwendung der MIMO-Methode (Multiple-Input - Multiple-Output) gelöst werden, wobei der erforderliche Aufwand für solche Messungen jedoch sehr hoch ist. Bei dieser Methode werden zwei oder mehr Schwingungsanreger am Tragwerk eingesetzt. [18]

3.7.2 Methode der ambienten Anregung

Hier wird für die Messung keine künstliche Anregung eingesetzt, sondern Bauwerksreaktionen, die durch natürliche (ambiente) Quellen hervorgerufen werden. Dabei wird das Tragwerk von natürlichen, den sogenannten „ambienten“ Quellen wie zum Beispiel Wind, Verkehr aller Art, mikroseismische Bewegungen im Untergrund oder Wellenschlag dauernd mehr oder weniger intensiv angeregt. Als Voraussetzung dieses Verfahrens muss das Frequenzspektrum der anregenden Kräfte einem weißen Rauschen entsprechen. Dabei erfolgt die Anregung in einem zufälligen Muster und ist über das gesamte zu untersuchende Frequenzspektrum gleichmäßig verteilt. Dieser Prozess stellt das einfachste Modell für stationäre stochastische Prozesse dar. Er lässt sich durch einen einzigen Parameter, nämlich der konstanten Leistungsspektraldichte beschreiben. Vorhersagen über die stochastischen Prozesse, sind nur im statistischen Rahmen möglich. Die Annahme des weißen Rauschens ist auch für Brücken, die durch Verkehr ständig befahren sind, gültig. Für Verkehrslasten beruht dieser Umstand auf folgenden Tatsachen:

- die einzelnen Fahrzeuge erreichen das Tragwerk zufällig verteilt
- andere Dämpfungsparameter von verschiedenen Fahrzeugen
- zufällige Verteilung von Unebenheiten der Fahrbahnoberfläche

Aufgrund der unbekanntem Anregung, wird einer der Messpunkte als Referenzpunkt und das entsprechende Messsignal als Referenzsignal $y_R(t)$ definiert. Bei der ambienten Methode muss das Referenzsignal $y_R(t)$ bei jedem Messzyklus mitgemessen werden, so wie das Kraftsignal $x_i(t)$ bei der erzwungenen Erregung. Die übrigen Messpunkte (Messsignale $y_k(t)$) werden in der gleichen Weise wie bei der erzwungenen Erregung durch die übrigen Sensoren abgearbeitet.

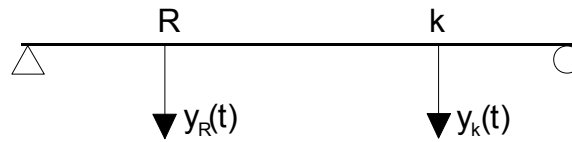


Bild 0.8: Schema der ambienten Erregung

Dabei wird das weiße Rauschen als mathematische Funktion der einwirkenden Kräfte angenommen. Eine Modellierung der anregenden Kräfte ist für die Ermittlung der Strukturparameter nicht notwendig. Die Methode der ambienten Anregung ist demnach ausschließlich auf Ausgangsdaten aufgebaut. [18]

4 Monitoring im Brückenbau

4.1 Einführung

Die Möglichkeiten von Bauwerksüberwachung haben sich in den letzten Jahrzehnten ständig weiterentwickelt. Konventionelle Bauwerksprüfungen werden durch zahlreiche Anwendungen neuerer Systeme unterstützt. Der Schwerpunkt der Bauwerksüberwachung liegt bei der Anwendung auf besonders sensible Tragwerke, demnach hauptsächlich auf Brücken. Ein ambitioniertes Ziel in der Vergangenheit war es, durch objektive Messungen am Bauwerk und dazu parallel durchgeführten Nachrechnungen eine Aussage über den Erhaltungszustand einer Brücke zu ermöglichen. Man versuchte auch lange Zeit die konventionellen Brückenprüfungen mit diesen Überwachungstechnologien zu ersetzen, was jedoch in der Fachwelt keine Akzeptanz gefunden hat. Der Informationsgehalt von konventionellen Brückenprüfungen geht aber über die Möglichkeiten der Mess- und Analysetechnik hinaus, wobei jedoch eine wirtschaftliche Anwendung der Monitoringmethoden vorausgesetzt wird. Bei wissenschaftlichen Versuchen, konnte ein Ansprechen von Monitoringverfahren auf Schäden jedoch gezeigt werden, wobei die unbekannt Parameter wie Belastungszustand, Temperaturverhalten, Vorschädigung, Bauwerksgeometrien und Materialkennwerte etc. ausgeschlossen bzw. mit großem Aufwand im Detail untersucht wurden. Bei praktischen Anwendungen hat die zu berücksichtigende Vielzahl von Unbekannten oft sogar einen größeren Einfluss auf die gemessenen Werte als die maßgeblichen Schäden selbst. Im nationalen Forschungsprojekt RelaS ("Reliability" Zuverlässigkeit von Strukturen), das durch die österreichische Forschungsförderungsgesellschaft FFG gefördert wird, wurde versucht neue Wege im Bereich der Bauwerksüberwachung zu beschreiten bzw. die Anwendungsgrenzen der Systems beurteilt. In der vorliegenden Masterarbeit werden ausgewählte Arbeiten des Projekts zusammengefasst. Monitoring ist die Zustandsüberwachung bzw. Beobachtung von Bauteilen, Maschinen oder Bauwerken. Es hat sich im Laufe der Zeit bereits für viele Anwendungen etabliert und gilt im Maschinenbau oder der Luftfahrtindustrie als unerlässlich, um die gewünschte Qualität sowie Betriebssicherheit zu erreichen. Auf der Basis dieser Erfolge hat man auch in der Brückenerhaltung versucht, die Zustandsüberwachung ebenfalls anzuwenden. Diesbezüglich ist es jedoch wichtig, einige begriffliche Festlegungen im Hinblick auf Monitoring zu treffen: Unter Bauwerksmonitoring versteht man im Allgemeinen die Durchführung von messwertgebundenen Untersuchungen an einem bestehenden Objekt. Für diese Untersuchungen werden je nach Aufgabenstellung unterschiedlichste Parameter gezielt gewählt, welche sowohl statisch (Verformungen, Neigungen, Spannungen etc.) als auch dynamisch (Schwingungsmessungen) sein können. Die Messwerte sind in diesem Fall die Schwinggeschwindigkeiten, Schwingbeschleunigungen oder Schwingwege. Man unterscheidet auch zwischen globalen und lokalen Methoden. Bei globalen Methoden ist eine Messungen meist in wenigen Punkten ausreichend, um das Systemverhalten genau zu beschreiben. Bei lokalen Methoden hingegen wird ein Detail in einem klar abgegrenzten Bereich des Bauwerks zum Beispiel

mit Ultraschallverfahren oder einfachen Rissbreitenmessungen untersucht. Im Hinblick auf den Zeitverlauf wird zwischen permanenten und anlassbezogenen (temporären) Messungen unterschieden. Bei permanenten Messungen werden die maßgebenden Parameter über ein am Bauwerk fest installiertes System ständig beobachtet. Bei periodischen Messungen werden die Daten nur zu bestimmten Zeitpunkten erfasst. Die Abgrenzung ist hier jedoch nicht ganz eindeutig, da Zwischenstufen wie zum Beispiel eine permanente Installation von Messwertaufnehmern, die sich im so genannten "schlafenden" (nicht aktiven) Modus befinden, möglich sind. Um Messwerte zu erfassen, wird das System in bestimmten Zeitintervallen manuell oder automatisch in Betrieb genommen (aufgeweckt). Zum Bauwerksmonitoringverfahren können auch vergleichende Berechnungen an FE-Modellen zur vertieften Analyse herangezogen werden oder die gemessenen Parameter zum Verbessern eines Modells benutzt werden. Diese Verbesserung oder auch Modellanpassung (Model Updating) sind ein eigenes Thema, bei dem derzeit noch großer Entwicklungsbedarf besteht. Dabei sollen die objektiven Messwerte des Bauwerksmonitoring helfen, einen besseren Eindruck über das Tragverhalten eines Bauwerks bzw. dessen Veränderung zu erlangen. Folgende Thesen bilden den Kern für die Anwendung von Monitoring:

- Eine Früherkennung von Schäden ist durch globale Verfahren mit einem wirtschaftlichen Aufwand nicht möglich.
- Messwertgebundene Untersuchungen sind zur Beobachtung bekannter Probleme oder Schäden bzw. deren Veränderung über die Zeit hervorragend geeignet.
- Objektive Messwerte dienen als Grundlage bzw. Eingangsparameter weiterführender Untersuchungen. Im vorliegenden Fall können durch Feststellung der Kräfte in externen Spanngliedern Rückschlüsse auf den Erhaltungszustand oder bei neuen Tragwerken auf die Ausführungsqualität gezogen werden.

4.1.1 Früherkennung von Schäden

Erfahrungen zeigen, dass eine Früherkennung von kleinen Schäden über den Einsatz globaler Verfahren und unter der Voraussetzung eines wirtschaftlich überschaubaren Aufwandes nicht möglich ist. Dabei wäre die Erkennung von beginnenden Schäden besonders wünschenswert, da diese noch nicht tragsicherheitsrelevante Schäden, Einfluss auf die Dauerhaftigkeit haben. Die mit globalen Verfahren festgestellten Schäden, welche das gesamte Tragverhalten beeinflussen, müssten bereits einen nennenswerten Umfang angenommen haben. Durch regelmäßige Brückenprüfungen können solche Problemzonen vorher erkannt werden, bevor sie einen Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit ausüben können. Schädigungsversuche [9], [10] haben dabei mehrfach bewiesen, dass Temperaturschwankungen einen auf die Eigenfrequenzen ähnlich großen Einfluss wie tragsicherheitsrelevante Schäden haben. Trotz gleichzeitiger Messung der Bauwerkstemperatur sind globale, dynamische Messverfahren für eine wirkliche Früherkennung von Schäden nicht ausreichend.

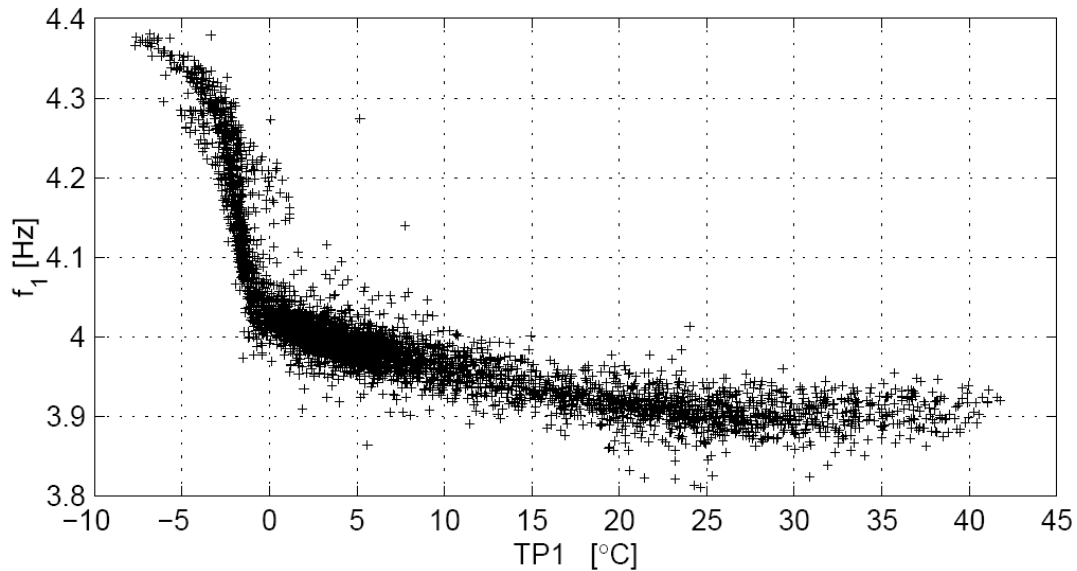


Bild 4.0.1 Veränderung der Eigenfrequenz mit Temperatur [11]

Messung der Verformungen bzw. Durchbiegung von Tragwerken stellen weitaus sensiblere Parameter als dynamische Analysen dar. Bei einer Verformung handelt es sich im Gegensatz zu einer Beschleunigung um einen Parameter erster Ordnung. Diese sind weitaus aussagekräftiger und bei der Entwicklung von Monitoringkonzepten in der Zukunft klar zu bevorzugen. Messverfahren sind besonders bei unzugänglichen Bauteilen von Vorteil, da diese optisch nicht direkt inspiziert werden können. Für Zustände von Spanngliedern bzw. den Spannungszustand von Tragwerken können geeignete lokale Prüfverfahren zielführend eingesetzt werden.

4.1.2 Schadensbeobachtung

Bei den bereits geschädigten Bauwerken bzw. über die Zeit weiter fortschreitenden Problemen, können Monitoringverfahren objektive und vor allem quantifizierbare Beobachtungen liefern. Man hat in den letzten Jahren diesen Einsatzbereich der Bauwerksüberwachung konsequent verfolgt und die Bauwerksbetreiber stehen diesem Zugang deutlich positiver gegenüber. Um eine wirtschaftliche Anwendung der Methoden zu gewährleisten, muss das Messprogramm gezielt auf die veränderlichen Parameter ausgelegt sein. Dies wird durch die Fokussierung der Überwachungsaufgaben auf die Dokumentation bekannter Schäden ermöglicht. Ziel ist also die Entwicklung eines maßgeschneiderten Konzeptes für das jeweilige Bauwerk sowie die gegebene Aufgabenstellung.

4.1.3 Erfassung von Grundlagendaten

Messverfahren können, neben der unter Kapitel 3.1.2 beschriebenen Anwendung, zur realitätsnahen Erfassung erforderlicher Grundlagendaten von Tragwerken dienen. Die daraus resultierenden Daten können für weiterführende Analysen herangezogen werden. So können beispielsweise vorhandene Computersimulationen an das tatsächliche Bauwerksverhalten angepasst werden.

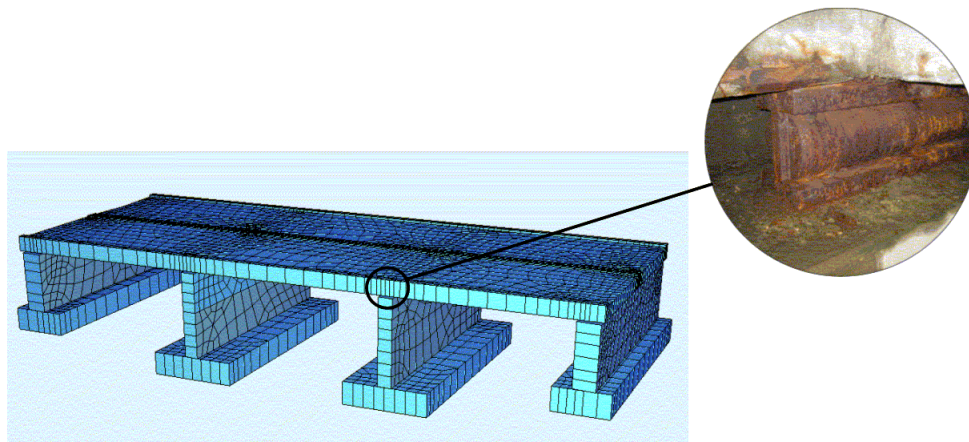


Bild 4.2 Einbindung von Beobachtungsdaten in das FE-Modell

Wie in Bild 4.2 gezeigt wird können Beobachtungen, beispielsweise eines korrodierten Lagers deren Beweglichkeit eingeschränkt ist, am Modell durch Sperrung des zugehörigen Bewegungsfreiheitsgrades umgesetzt werden. Die Bestimmung der Zuverlässigkeit von Ingenieurbauwerken ist in diesem Zusammenhang eine wesentliche Anwendung. Messwerte, die das tatsächliche Tragverhalten einer Konstruktion beschreiben, führen zu rechnerischen Analysen mit einem deutlich höheren Bezug zum bestehenden Bauwerk. Die Kopplung von Messungen mit Zuverlässigkeitsberechnungen ist eine sinnvolle Anwendungsmöglichkeit für Monitoring die derzeit im Blickpunkt der Entwicklungstätigkeit steht.

4.2 Zuverlässigkeitsindex und Sensitivitätsanalyse

4.2.1 Allgemeines

Zuverlässigkeitsanalyse ist die Bestimmung der Versagenswahrscheinlichkeit einer Struktur. Dabei ist Zuverlässigkeit als das Komplementär von Versagenswahrscheinlichkeit zu verstehen. Ein Bauwerk mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von 1 % zu 99 % ist also zuverlässig. Bei einer Zuverlässigkeitsanalyse [12] erfolgt die mathematische Beschreibung mittels einer Versagenszustandsgleichung Z , die sich als Differenz eines Widerstands R und einer Einwirkung S ergibt:

$$Z = R - S \quad (39)$$

Wenn $Z < 0$ ist, tritt ein Versagen auf, bei $Z > 0$ ist das Bauwerk zuverlässig und bei $Z = 0$ wird der Grenzzustand erreicht. Dabei werden R und S durch probabilistische Verteilungsfunktionen beschrieben. Die Schnittfläche der beiden Funktionen R und S ist die Versagenswahrscheinlichkeit der Versagenszustandsgleichung Z (Bild 3.3).

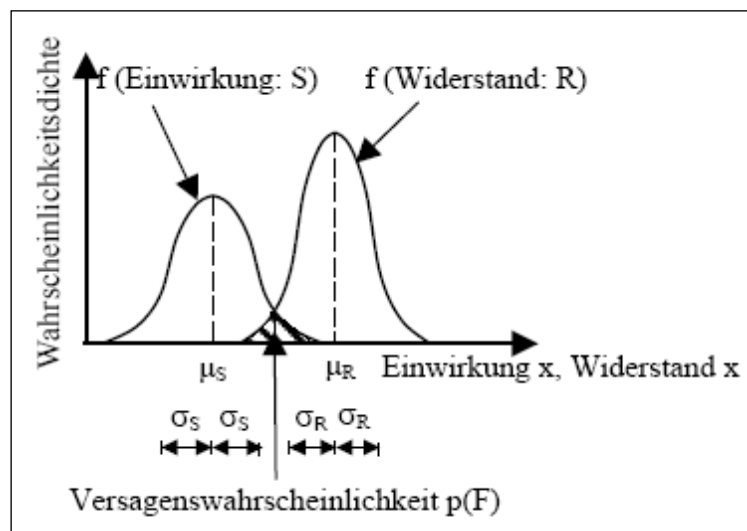


Bild 4.3: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit $p(F)$ [12]

Widerstand R und Einwirkung S werden dabei als normalverteilte Funktionen angenommen, somit lässt sich der Zuverlässigkeitsindex β wie folgt definieren:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sigma_R^2 - \sigma_S^2} \quad (40)$$

Je näher die Mittelwerte von R und S beieinander liegen oder je größer die Streuung der Eingangsparameter R und S ist, desto wahrscheinlicher ist ein Versagen. Die sogenannten Sensitivitätsfaktoren ($\alpha_R; \alpha_S$) sind Nebenprodukte der Zuverlässigkeitsanalyse. Die Bezeichnung entspricht dabei der Nomenklatur (R für Widerstand, S für Belastung). Der Sensitivitätsfaktor α_i ist ein wichtiges Hilfsmittel zur Erstellung optimierter Modelle. Er gibt an, welchen Beitrag der Eingangsparameter i zur Versagenswahrscheinlichkeit liefert. α_i kann Werte zwischen -1 und 1 annehmen, dabei stehen negative Werte für Einwirkungsparameter und positive Werte für Widerstandsparameter. Je näher der Wert des Sensitivitätsfaktors α_i bei 1 liegt, desto größer ist der Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit.

4.2.2 Verbesserung der Datenbasis durch Messungen

Die zuvor beschriebenen theoretischen Ansätze sind heute die Basis für rechnerische Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeiten von Bauwerken. Dabei werden stochastische Ansätze mit Finite Element Methoden unter Berücksichtigung von detaillierten, nicht-linearen Materialgesetzen kombiniert. Die stochastischen Überlegungen stehen hauptsächlich im Bezug auf die Variabilität von Materialeigenschaften und Belastungen, aber auch auf die Bauteilgeometrie. Die Wahrscheinlichkeitsverteilungen des Bauwerkswiderstands und der Einwirkungen werden durch die veränderlichen Parameter bestimmt. Diese Parameter sind zum Beispiel die E-Moduli, charakteristische Druckfestigkeiten von Beton oder Streckgrenzen von Stahl. Sie haben dabei unterschiedlich große Einflüsse auf die Wahrscheinlichkeitsverteilungen wobei die Zahl der veränderlichen Parameter durch geeignete Sensitivitätsanalysen eingeschränkt werden kann. Solche rechnerische Untersuchungen der Zuverlässigkeit werden beispielsweise mit dem Programmsystem ATENA [13] erstellt. Der Rechenaufwand für Versagenswahrscheinlichkeitsanalysen ist jedoch sehr groß. Die Gründe dafür sind:

- Die Superposition von Ergebnissen bei derartigen Analysen ist nicht zulässig, daher muss die Versagenswahrscheinlichkeit für jede Belastungssituation gesondert bestimmt werden. Dies führt speziell im Brückenbau zu einem sehr hohen Rechenaufwand.
- Für statisch relevante Aussagen muss eine Vielzahl von Parameterkombinationen überprüft werden. Dabei erfordert jede Analyse eine nicht-lineare Berechnung des statischen Systems.
- Bei einer Strukturantwort, die hinsichtlich des jeweiligen Versagensmodus nicht eindeutig abgeschätzt werden kann, oder wenn sich die Strukturantwort aufgrund der Variation der Eingangsparameter ändert, muss die numerische Simulation 3-dimensional und detailliert aufbereitet werden. Das führt jedoch zu aufwändiger Modellbildung und langen Rechenzeiten für jeden einzelnen Rechenlauf.
- Mit einer Analyse kann man nur den Zustand des Systems zu einem bestimmten Zeitpunkt bestimmen. Für eine zeitliche Darstellung der Versagenswahrscheinlichkeiten, müssen mehrere derartige Analysen erstellt werden. Dabei ergibt sich jedoch eine zunehmende Unschärfe je weiter ein Berechnungszeitpunkt von einem gesicherten Ausgangszustand entfernt ist.

Die Kombination von rechnerischen und messtechnischen Methoden kann hier entscheidende Verbesserungen bewirken:

- Mit Hilfe messtechnischer Bestimmung der Verteilung von charakteristischen Lastkollektiven kann die, für die Berechnung erforderliche, Anzahl der Belastungssituationen eingeschränkt werden.
- Die Bandbreite der angenommenen Materialkennwerte kann durch Messungen stark eingeschränkt und in manchen Fällen auf einen diskreten Wert reduziert werden.
- Die Modellierung kann mit Hilfe der realen Bauwerkssteifigkeiten aus Verformungsmessungen überprüft werden.
- Mit Hilfe einer gemessenen Strukturantwort im Betrieb bekommt man Hinweise auf mögliche zulässige Vereinfachungen bei der numerischen Modellierung. So ist es möglich 3D-Modelle auf 2D-Modelle zu reduzieren oder komplexe Lagerbedingungen vereinfacht darzustellen.
- Messungen zu einem bestimmten Zeitpunkt erlauben eine Extrapolation der Streuung dieser Parameter für den weiteren Zeitverlauf. Noch vorteilhafter sind in diesem Zusammenhang Messungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten.

Die rechnerische Bestimmung von Versagenswahrscheinlichkeiten kann durch messtechnische Methoden erleichtert bzw. verbessert werden. Die Rechenzeiten können also bei gleicher oder sogar erhöhter Prognosegenauigkeit deutlich reduziert werden.

4.3 Messung an der Brücke Zeiselmauer

Diese Brücke befindet sich in der Katastralgemeinde Zeiselmauer in Niederösterreich, an der Franz-Josefs Bahn beim Bahn-km 24,985. Die Stahlbetonbrücke ist als 3-Feld Durchlaufträger mit plattenförmigem Querschnitt ausgeführt. Das System ist im Bild 3.4 dargestellt, wobei der Kreuzungswinkel des Tragwerks 85° beträgt. Somit ergeben sich schiefe Stützweiten mit $7,8 \text{ m} + 8,7 \text{ m} + 7,8 \text{ m}$.

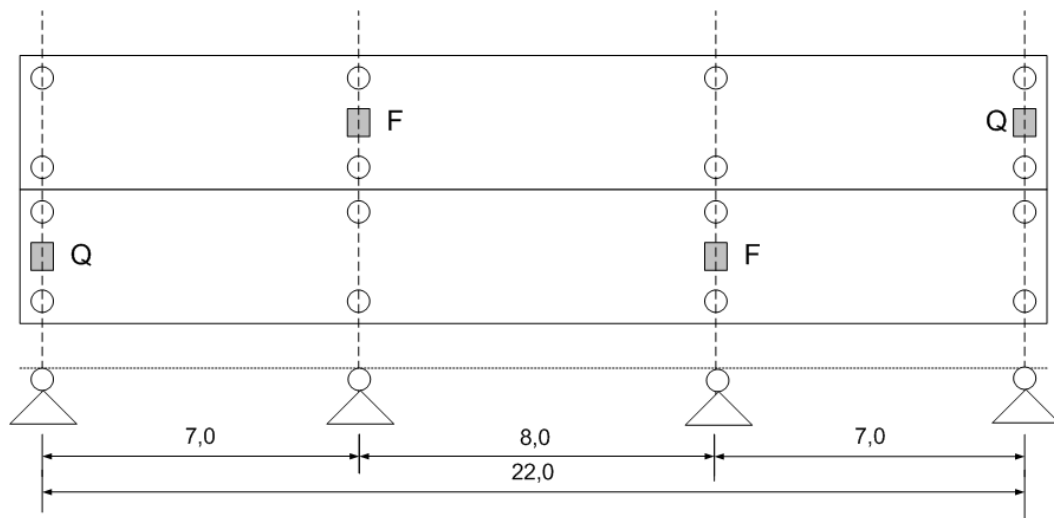


Bild 4.4: Statisches System und Lagerung des Tragwerks

Das Brückenobjekt hat allseits bewegliche Elastomerlagerungen und zusätzliche Horizontalkraftlager aus Stahl, welche längs- und querfest (F) bzw. querfest (Q) sind (Bild 4.4). Entsprechend der Zweigleisigkeit der Strecke, besteht auch die Brücke aus zwei parallelen Tragwerken, die durch eine Fuge baulich getrennt sind. Die Plattenstärke beträgt zwischen $0,50 \text{ m}$ und $0,55 \text{ m}$ und die Betonqualität ist als B400 angegeben. Aufgrund der folgenden offenen Fragen, war dieses Brückenobjekt für eine längere Messreihe besonders interessant:

- Welcher Zusammenhang besteht zwischen gemessener Beschleunigung und Einsenkung, und kann dadurch mit Hilfe von Messungen dynamischer Parameter eine statische Verformung des Tragwerks unter Last ermittelt werden?
- Wie verhalten sich Eigenfrequenzen in Hinblick auf Tragwerkstemperatur und unterschiedlichen Belastungszustand?
- Welche Tragwerksbeschleunigungen treten bei verschiedenen Lastkollektiven auf?
- Ermittlung von Dämpfungswerten aus dem Ausschwingvorgang des Tragwerks über eine große Anzahl von Ereignissen.

Der relativ große Zugverkehr, sowohl mit leichten Personenzügen als auch mit schweren Güterzügen, ermöglicht ein repräsentatives Lastkollektiv für das Tragwerk zu bestimmen.

4.3.1 Messdurchführung

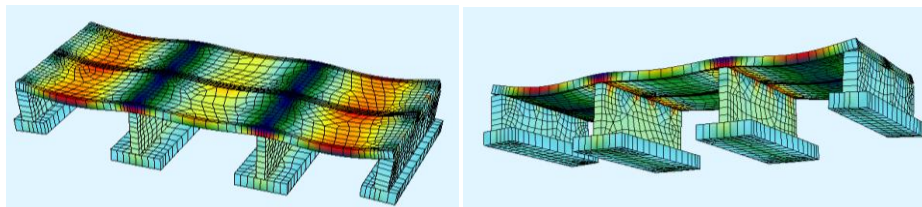
Die Brücke wurde, mit Ausnahme von vereinzelt kurzen Unterbrechungen, permanent gemessen. Die Aufzeichnung der Zeitsignale aller Sensoren erfolgte zeitsynchron über 24h. Um die Größe der einzelnen Daten im Rahmen zu halten, wurden die Signale in jeweils 5 Minuten umfassende Files abgespeichert. Die Abtastrate für die Sensoren wurde mit 5 kHz bewusst sehr hoch festgelegt. Dabei wurden folgende Parameter untersucht:

- Temperatur
- statische und dynamische Einsenkungen des Tragwerks
- maximale Beschleunigungen zufolge Zugsüberfahrt
- Eigenfrequenz des Tragwerks aus dem Ausschwingvorgang bzw. auf Basis ambienter Anregung sowie Dämpfungskoeffizienten

Für die Temperaturmessung des Bauwerks wurden 2 Temperatursensoren an der Unterseite des Tragwerks angebracht. Ein Sensor wurde dabei auf die Betonoberfläche geklebt und der andere 5 cm ins Tragwerk eingebohrt und mit Temperaturleitpaste verschlossen. In Feldmitte eines 7,0 m langen Feldes wurde ein Beschleunigungssensor angebracht, welcher während den Zugsüberfahrten die maximalen Beschleunigungen misst. Neben dem Beschleunigungsaufnehmer wurde ein Wegsensor zur Messung der Einsenkung des Tragwerkes positioniert. Dabei dient eine unter dem Tragwerk verlaufende Hochwasserschutzmauer als Festpunkt für die Messung. Zur Ermittlung der Eigenfrequenz des untersuchten Tragwerks kamen 2 Beschleunigungssensoren zum Einsatz. Dabei wurde ein Sensor in Feldmitte und ein weiterer im Punkt $0,35 \times L$ des Feldes angebracht um auch Eigenfrequenzen höherer Eigenschwingungsformen zuverlässig erfassen zu können. In Hinblick auf den Messbereich, wurde die Aufnehmer so konfiguriert, dass eine Bestimmung der Eigenfrequenz aus dem ambienten Schwingungsverhalten eindeutig möglich ist. Die Messungen des Beschleunigungssensor, welcher für die Bestimmung der maximalen Beschleunigung eingesetzt wurde, wurden für die Ermittlung der Eigenfrequenz aus dem Ausschwingvorgang herangezogen. Im Gegensatz zum ambienten Sensor, wurde dieser auf größeren Messbereich eingestellt um auch auftretende Beschleunigungen während der Zugsüberfahrt ermitteln zu können.

4.4 FE - Modellierung

Neben den messtechnischen Untersuchungen wurde ein Finite-Element Modell mit dem Programmsystem SOFISTIK [14] erstellt. Einerseits sollte das Computermodell das gemessene Verhalten der Brücke widerspiegeln und in weiterer Folge andererseits für Parameterstudien herangezogen werden können. Diese Parameterstudien dienen zum einen zur Beurteilung der einzelnen Einflüsse auf das statische und dynamische Strukturverhalten dieses Bauwerks und zum anderen zur Verallgemeinerung der Messergebnisse auf andere statische Systeme. Das statische System dieser Brücke weist einige Besonderheiten auf, welche bei der Modellierung bedacht werden mussten. Dabei geht es um die schiefe Lagerung in Kombination mit der flächigen Ausgestaltung des Oberbaus, die eingeschütteten Fundamente und Pfeilerteile sowie die getrennte Ausführung der Tragwerke für beide Gleise. Die Tragwerke sind aber durch die gemeinsamen Pfeiler sowie Unterbau statisch verbunden. Dabei lieferten Modelle mit Stabelementen und Modellbildung als Trägerrost sehr unbefriedigende Ergebnisse, besonders im Bezug auf die schrägen Ecken des Tragwerks sowie allfällige Torsionsschwingungen, weshalb eine 3D Modellierung gewählt wurde. Im FE-Modell wurden die Tragwerkplatten und der Unterbau exakt nach dem Ausführungsplänen abgebildet. Die Wechselwirkung der eingeschütteten Pfeilerabschnitte und Fundamente mit dem umgebenden Erdreich wurde durch elastische Bettung und Reibung simuliert. Um die reale Wechselwirkung der beiden statisch getrennten Tragwerke zu simulieren, wurden diese auf gemeinsamen Pfeilern und Auflagerbänken gelagert. Ständige Lasten wie die Brückenaufbauten, das Schotterbett und die Geleisanlagen wurden laut Planunterlagen sowohl für die statischen als auch dynamischen Wirkungen berücksichtigt. Um eine einfache Kalibrierung der numerischen Ergebnisse mit den gemessenen Werten zu ermöglichen, wurde das numerische Brückenmodell parametrisiert aufbereitet. Mit den ermittelten Messergebnissen können Unsicherheiten bei der Modellierung deutlich reduziert werden. Dies gilt besonders für das Verhalten der eingeschütteten Bereiche des Unterbaus sowie für die Lagersteifigkeiten. Statische Berechnungen von Lastfällen aus Eigengewicht sowie diverser Einheitslastfälle ermöglichten eine Überprüfung der Plausibilität des Modells. Die wesentlichen Parameter für den Vergleich zwischen Rechnung und Messung sind Berechnungen der Eigenvektoren, -formen und -frequenzen.



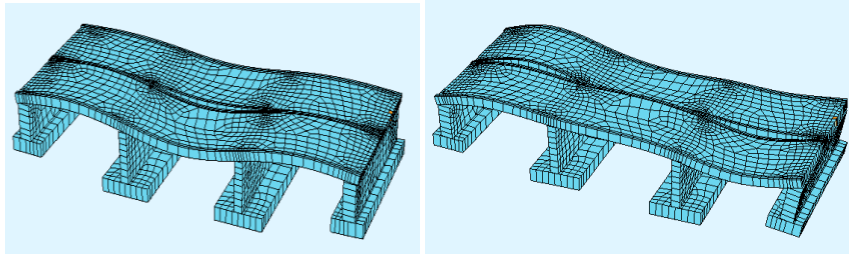


Bild 4.5 Bestimmte Eigenschwingungsformen für das Tragwerk

4.5 Ergebnisse der Messungen

4.5.1 Temperatur

Die Messergebnisse des Temperaturverlaufs der beiden Sensoren sind im Bild 3.6 dargestellt. Neben den Zeitverläufen (links) der Temperaturmessungen sind die statistischen Verteilungen (rechts) der Temperatur für beide Sensoren dargestellt.

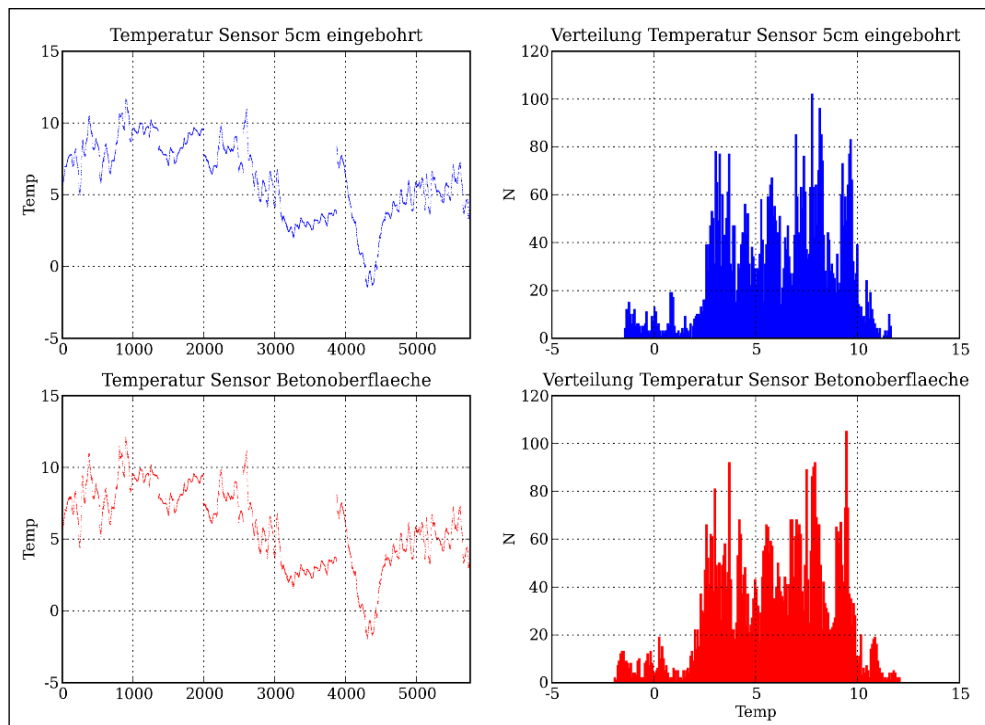


Bild 4.6: Messergebnisse der Temperaturmessung für beide Sensoren

Dabei wurden, zufolge der milden Witterung im Messzeitraum, nur für einen kurzen Zeitraum, Temperaturen unterhalb von 0 °C gemessen. Während des überwiegenden Zeitraums lagen die Temperaturen zwischen +5 °C und +10 °C. Dieser Umstand entspricht auch den zusätzlichen statistischen Verteilungen der Temperatur über den Beobachtungszeitraum. Tragwerkstemperaturen sind nur während 2,7 % und Oberflächentemperatur während 3,3 % des gemessenen Zeitraums unterhalb von 0 °C gemessen worden.

4.5.2 Beschleunigung

Im Bild 3.7 sind die Ergebnisse der Beschleunigungsmessungen dargestellt. Dabei sind die maximalen Beschleunigungen zufolge Zugsüberfahrten an den beschriebenen Messpunkten für folgende Tiefpassfilterungen abgebildet:

- Butterworth Tiefpassfilter $f_c = 100\text{Hz}$
- Butterworth Tiefpassfilter $f_c = 50\text{Hz}$
- Butterworth Tiefpassfilter $f_c = 30\text{Hz}$

Bei der Auswertung wurden unterschiedliche Filter eingesetzt, um die Sensitivität der Beschleunigung auf die Filterung zu bestimmen. Dabei wurde ein mit 5 kHz aufgezeichnetes und ungefiltertes Signal als Datenbasis herangezogen. Die Verteilungen für die maximalen Beschleunigungen bei den entsprechenden Filterungen sind im Bild 3.7 dargestellt.

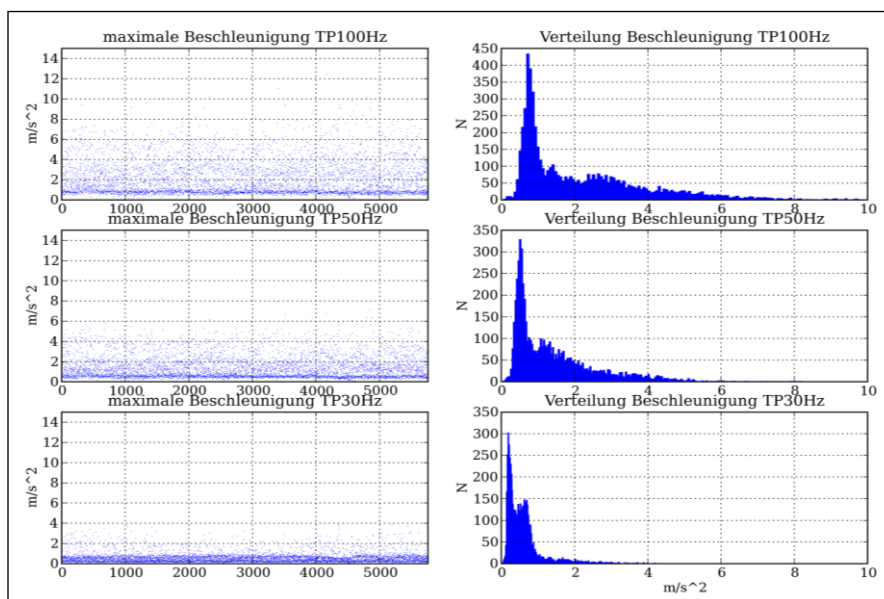


Bild 4.7: Messergebnisse der Beschleunigungsmessungen

Dabei nehmen die maximalen Beschleunigungen mit fallender Filtergrenzfrequenz f_c deutlich ab. Wenn bei einer Tiefpassfilterung mit 100 Hz die maximalen Beschleunigungen bei 10 m/s^2 liegen, so bekommt man maximale Beschleunigungen bei Tiefpassfilterung mit 30 Hz lediglich von etwa 4 m/s^2 . Im Hinblick auf eine allfällige Destabilisierung des Gleisschotters durch dynamische Beanspruchungen sind diese Zusammenhänge besonders bei der Beurteilung von Eisenbahnbrücken zu beachten. Beschleunigungsgrenzwerte für die Tragwerksschwingung werden heute bei Schotteroberbau mit $3,5 \text{ m/s}^2$ angegeben.

Datenreihe	μ	ρ	95% Fraktil	75% Fraktil
100Hz TP Filter	$2,2 \text{ m/s}^2$	$1,7 \text{ m/s}^2$	$5,6 \text{ m/s}^2$	$3,1 \text{ m/s}^2$
50Hz TP Filter	$1,4 \text{ m/s}^2$	$1,1 \text{ m/s}^2$	$3,8 \text{ m/s}^2$	$1,9 \text{ m/s}^2$
30Hz TP Filter	$0,6 \text{ m/s}^2$	$0,5 \text{ m/s}^2$	$1,7 \text{ m/s}^2$	$0,7 \text{ m/s}^2$

Tabelle 4.2: Statistische Kenndaten der Beschleunigungsmessungen

In der Tabelle 4.1 wird die Abnahme der statistischen Kennwerte wie Mittelwert, Standardabweichung bzw. Fraktilwerte erwartungsgemäß mit geringer Grenzfrequenz für den Tiefpassfilter gezeigt. Dabei ist in den statistischen Werten bereits zwischen der Filterung mit 100 Hz bzw. mit 50 Hz ein Unterschied von etwa 40 % zu erkennen.

4.5.3 Einsenkungsmessung

Im Bild 4.8 sind Einsenkungsmessungen über den gesamten Beobachtungszeitraum dargestellt. In der Grafik sind zusätzlich die Ergebnisse der Temperaturmessungen für die Sensoren eingearbeitet um dadurch einen Bezug zwischen der Einsenkung zufolge Zugsüberfahrten und der Temperatur herstellen zu können. Die Verteilung der maximalen Einsenkungen zufolge Zugsüberfahrt ist ebenfalls dargestellt.

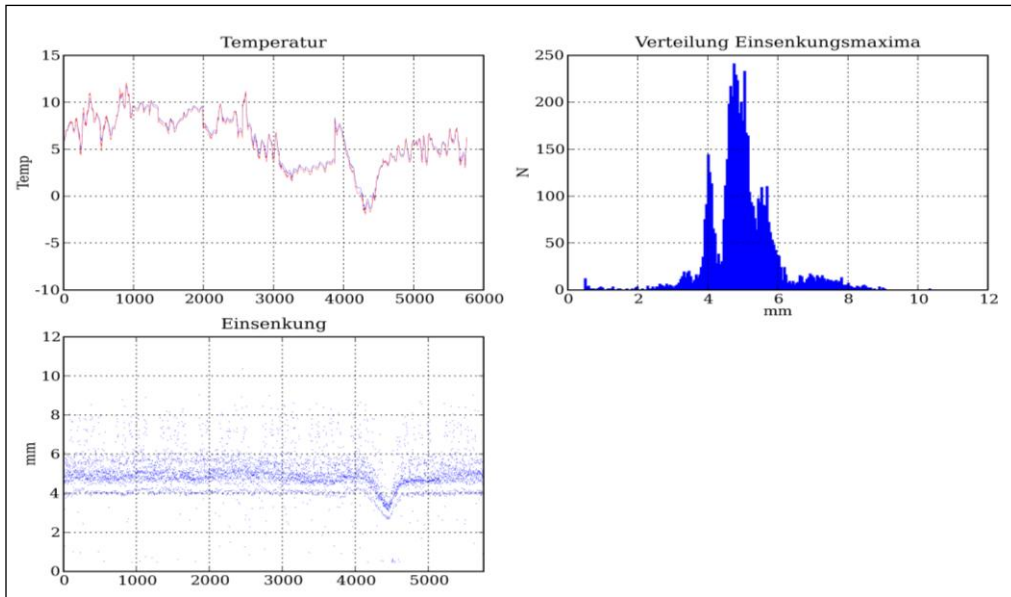


Bild 4.8: Einsenkungen vs. Temperatur

Die Einsenkungen des Tragwerks liegen zwischen 4 mm und 6 mm, es kommen jedoch vereinzelt Maxima bis etwa 8 mm vor. Aus dem Temperatur- bzw. Einsenkungsdiagramm sieht man, dass bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt ein ausgeprägtes Minimum auftritt. In der Tabelle 4.2 sind die Momente der Verteilung der maximalen Einsenkung zusammengefasst. Daraus sieht man, dass 95 % der gemessenen maximalen Einsenkungen unterhalb von 6,9 mm und 75 % der Messwerte unterhalb von 5,4 mm liegen. Warum auch bei den Durchbiegungsmessungen bei Temperaturen unter 0° C Veränderungen in den Ergebnissen auftreten ist derzeit noch nicht vollständig geklärt.

Datenreihe	μ	ρ	95% Fraktile	75% Fraktile
Max. Einsenkung	5 mm	0,9 mm	6,9 mm	5,4 mm

Tabelle 4.3: Statistische Kenndaten der Beschleunigungsmessungen

Ähnliche Effekte können auch im Hinblick auf das Temperaturverhalten bei der Sensitivität der Eigenfrequenzen auf Temperaturschwankungen festgestellt werden [15], [16]. Der Einfluss der Einschüttung ist auf das gesamte Tragverhalten bei diesem Brückentragwerk wesentlich. Eine Veränderung der Eigenschaften der Hinterfüllung wirkt sich ebenfalls auf die globale Steifigkeit des Bauwerks und muss daher bei einer Überwachung entsprechend berücksichtigt werden. Anhand der umfangreichen Messdaten wurde unter den verschiedenen Filtereinstellungen eine Korrelation zwischen Einsenkungsmessung und Beschleunigung hergestellt. Nach der Transformation des aufgezeichneten Beschleunigungssignals in eine Weggröße, konnte keine Übereinstimmung zwischen Beschleunigung und Einsenkung festgestellt werden. Die Ermittlung von aussagekräftigen Verformungswerten aus der Schwingbeschleunigung ist auch unter den

verschiedensten Einstellungen und Festlegungen für die Integrationskonstanten nicht möglich. Dies war eine wesentliche Erkenntnis aus den Messungen für künftige Anwendungen.

4.5.4 Eigenfrequenz

Für die Ermittlung der maßgebenden Eigenfrequenzen wurden ambiante Signalabschnitte und Messungen mit Ein- und Ausschwingvorgängen vor bzw. nach der Zugsüberfahrt aufgezeichnet. Dabei ist vor allem die Ermittlung der Grundschiwingung sowie der ersten Oberschiwingung bedeutend. Die ambienten Schwingungen des Tragwerks treten zufolge natürlicher Anregungsquellen wie Erschütterungen durch den Verkehr im Umfeld oder den Wind auf. Dabei sind die Absolutwerte der Schwinggeschwindigkeiten bei ambienter Anregung naturgemäß deutlich geringer als bei gezielter Anregung. Um zwischen den gemessenen Signalen und dem Rauschen unterscheiden zu können, müssen besonders sensible Sensoren mit sehr niedrigem Grundrauschpegel eingesetzt werden. Für die Bestimmung eines Zeitfensters für das Einschwingen des Tragwerks vor der Zugsüberfahrt, wurden die Ergebnisse der Einsenkungsmessung herangezogen. So kann festgestellt werden, zu welchem Zeitpunkt der Zug auf das Tragwerk auffährt bzw. dieses wieder verlassen hat. Dieser Zeitpunkt ist der Auslösezeitpunkt für das zugehörige Zeitfenster, welches auf eine Länge von 2 Sekunden begrenzt wurde. Die während des Messzeitraumes ermittelten Eigenfrequenzen aus den ambienten Signalen sind im Bild 4.9 dargestellt. Neben der 1. und 2. vertikalen Biegeeigenfrequenz des Tragwerks, sieht man zusätzlich noch die statistische Verteilung der ermittelten Eigenfrequenzen, da diese über den Messzeitraum ebenfalls deutlichen Schwankungen unterworfen sind.

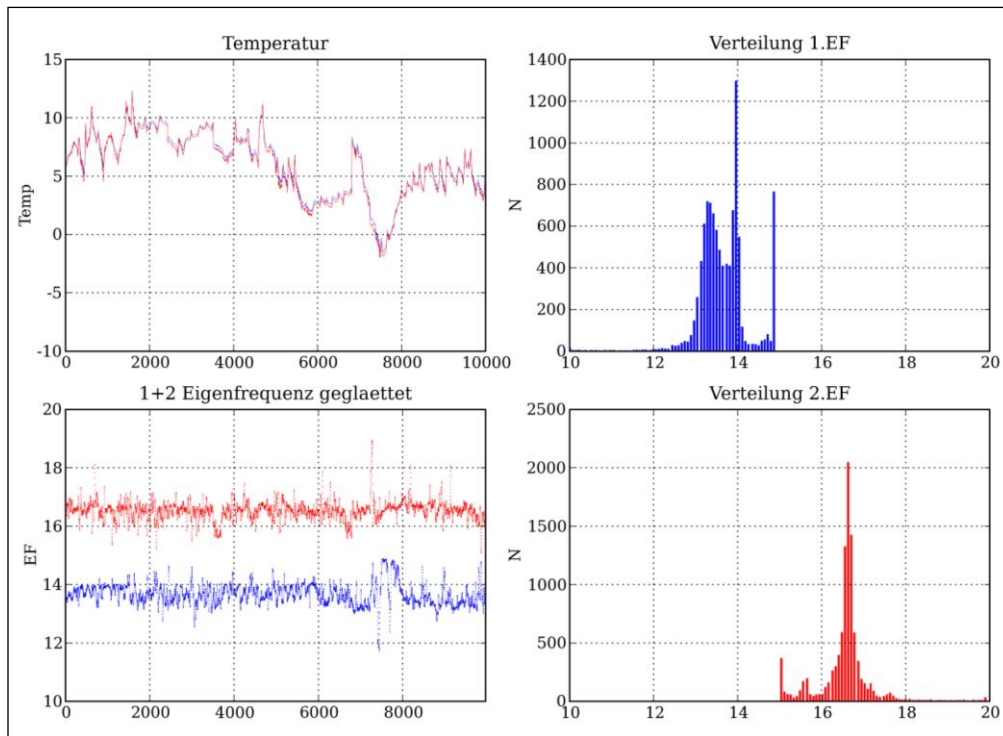


Bild 4.9: Eigenfrequenzen vs. Temperatur

Je nach aktueller Belastung und Bauwerkstemperatur liegt die erste vertikale Biegeeigenfrequenz des untersuchten Tragwerks im Bereich von etwa 13,5 Hz bis 14,0 Hz. Diese Schwankungsbreite der Eigenfrequenzen im ambienten Schwingungszustand wurde auch bei anderen Untersuchungen bestätigt. Die zweite vertikale Biegeeigenfrequenz des Tragwerks liegt bei etwa 16,5 Hz. Die Standardabweichungen sind für die zweite Eigenfrequenz, wie aus der statistischen Verteilung erkennbar, deutlich geringer als die der Grundschwingung. Das Problem, einen singulären Wert für die Eigenfrequenzen im ambienten Schwingungszustand anzugeben, wird aus diesem Zusammenhang sichtbar. Die Eigenfrequenzen sind also von vielen Einflussfaktoren abhängig. Bei der Heranziehung von Eigenfrequenzmessungen als Grundlage für Brückenmonitoring, wäre die Aussagekraft unter diesen Ergebnissen natürlich mehr als beschränkt. Im Zuge von künstlichen Schädigungsversuchen [9] traten, selbst bei massivem Schädigungsgrad, Veränderungen der Eigenfrequenzen nur in einem Bereich von etwa $\pm 0,2$ Hz. Daraus ist ersichtlich, dass die dynamischen Messungen für die Bauwerksüberwachung eigentlich nicht geeignet sind. Man ist noch sehr weit davon entfernt eine Früherkennung auf Basis solcher Messungen zu ermöglichen, weswegen alternative Ansätze unbedingt erforderlich sind. Bei der Heranziehung der Daten des Ein- bzw. Ausschwingvorganges, verstärkt sich der Effekt noch zusätzlich. Die Eigenfrequenzen dieses Zustands sind mit den zugehörigen statistischen Verteilungen im Bild 4.10 dargestellt.

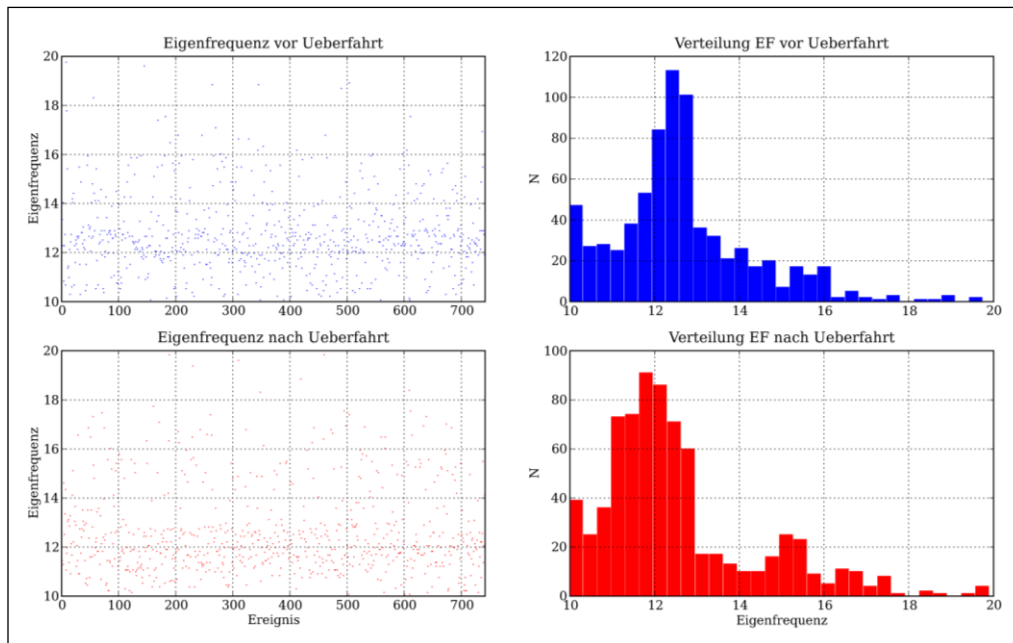


Bild 4.10: Eigenfrequenzen vor/nach Zugsüberfahrt

Die Eigenfrequenzen haben hier erwartungsgemäß eine deutlich größere Schwankungsbreite um den Mittelwert. Das lässt sich einerseits durch die unterschiedlichen Zugstypen die das Tragwerk während des Messzeitraumes befahren haben erklären. Andererseits führen die ungefederten Zugsmassen durch Erhöhung der dynamisch wirksamen Masse zu einer Reduktion der Eigenfrequenzen während der Zug über das Tragwerk fährt. Bei größeren Tragwerken hat dieser Effekt wegen des kleineren Verhältnisses der ungefederten Zugsmassen zur schwingenden Tragwerksmasse natürlich eine geringere Wirkung. Die Eigenfrequenzen die auf ambienter Anregung basieren sind hier um etwa 1 Hz größer als jene Werte für den Ein- bzw. Ausschwingvorgang. Ein weiterer interessanter Effekt tritt im Zeitraum zwischen der Schwingung im ambienten Zustand und der deutlich tieferen Eigenfrequenz während der Zugsüberfahrt auf, da sich hier die Schwingungsamplituden auf- bzw. abbauen und die Eigenfrequenzen verändern. Diese Übergangszeit nach Verlassen des Zuges stellt den sogenannten Ausschwingvorgang dar. Da für dieses Ausschwingen Dämpfungskoeffizienten bestimmt werden sollen, ist durch die Eigenfrequenzveränderung noch eine weitere Unsicherheit der ermittelten Dämpfungskoeffizienten vorhanden. Für die Beurteilung eines Bauwerks in Hinblick auf mögliche Schäden ist die Heranziehung von Dämpfungskoeffizienten deswegen abzulehnen.

4.5.5 Zusammenfassung

Ziel dieser Untersuchungen war es, einen Überblick über die Möglichkeiten und Beschränkungen von Mess- und Analysetechniken zu geben sowie Möglichkeiten von sinnvollen Einsätzen zu zeigen. Hier ist anzuführen, dass eine Früherkennung von Tragwerksschäden durch globale Verfahren mit vertretbarem finanziellem Aufwand nicht möglich ist. Monitoring kann den jeweiligen Prüfer mit objektiven Messwerten unterstützen, es kann aber kein Ersatz für die konventionelle Brückenprüfung sein. Für die Beobachtung von bekannten Problemen oder Schäden bzw. deren Veränderungen über die Zeit, sind messwertgebundene Untersuchungen hervorragend geeignet. Messwerte können zusätzlich als Grundlage bzw. Eingangsparameter weiterführender Untersuchungen erfasst werden. In diesem Sinne stellen Methoden zur Bauwerksüberwachung ein großes Potential für die Erhaltung unserer Ingenieurbauwerke dar.

5 YH Brücke

5.1 Einleitung

Das Objekt YH11-YH12 ist eine Eisenbahnbrücke im Abschnitt Ybbs - Hubertendorf – Blindenmarkt auf der Westbahn. Die ÖBB beabsichtigen den viergleisigen Ausbau dieser Strecke. Die YH Brücke hat einen dreistegigen Querschnitt welcher im Auflagerbereich durch eine Bodenplatte verstärkt ist. Das Tragwerk ist extern vorgespannt. Die Herstellung erfolgt dabei abschnittsweise. In der Phase 1 wird das Objekt der HL 1- Strecke südlich der Bestandsstrecke neu errichtet. Während in Phase 2 die Bestandsbrücke abgetragen und durch ein neues Tragwerk der HL1-Strecke ersetzt wird, wird der Bahnverkehr auf die HL 1 – Strecke umgelegt. Die Stationierung der Bahnbrücke (die Bahnachse ist auf die HL1-Strecke bezogen) und damit die Anordnung der Stützweiten ist wie folgt definiert:

WL Wien 0	Bahn-km 108.879,79
Achse 1	Bahn-km 108.913,79
Achse 2	Bahn-km 108.953,79
WL Wien 3	Bahn-km 108.987,79

Die Bahnachse (=Brückenachse) des Objektes YH1.1 liegt im Grundriss zur Gänze im Übergangsbogen ($A = 979,796$, $LÜ = 320,000$ m). Die Mitte der Hauptöffnung über die Ybbs befindet sich auf Bahnkilometer 108,9+34. Die Achsen der Brückenpfeiler verlaufen parallel zur Flussrichtung der Ybbs, und haben einen Kreuzungswinkel von ca. $89,75^{\text{gon}}$ mit der Bahnachse. Die Bahnachse der HL2-Strecke liegt annähernd parallel zur HL1-Strecke. Der Abstand der beiden Achsen beträgt ca. 13,90m. Für die Entwässerung der Brücke hat die Tragwerksoberkante, jeweils von außen zur Entwässerungsachse hin, ein Quergefälle von 2,5 %. Im mittleren Bereich des Tragwerks, vom Hochpunkt in der Tragwerksachse hin zu den Entwässerungsachsen, hat das symmetrische Quergefälle eine Neigung von 1,0 %. Die Gleisachsen sind symmetrisch zur Tragwerksachse und haben einen vertikalen Abstand von $e = \pm 2,35$ m. Für die statische Berechnung wurde eine Abweichung der wirklichen Gleislage von der planmäßigen Soll-Lage von ± 10 cm berücksichtigt. [4]

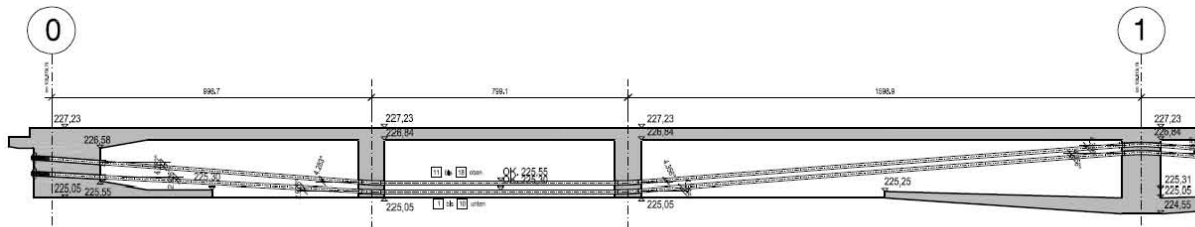


Bild 5.1: Längsschnitt des Teilabschnittes vom Widerlager Achse 0 bis zur Achse 1

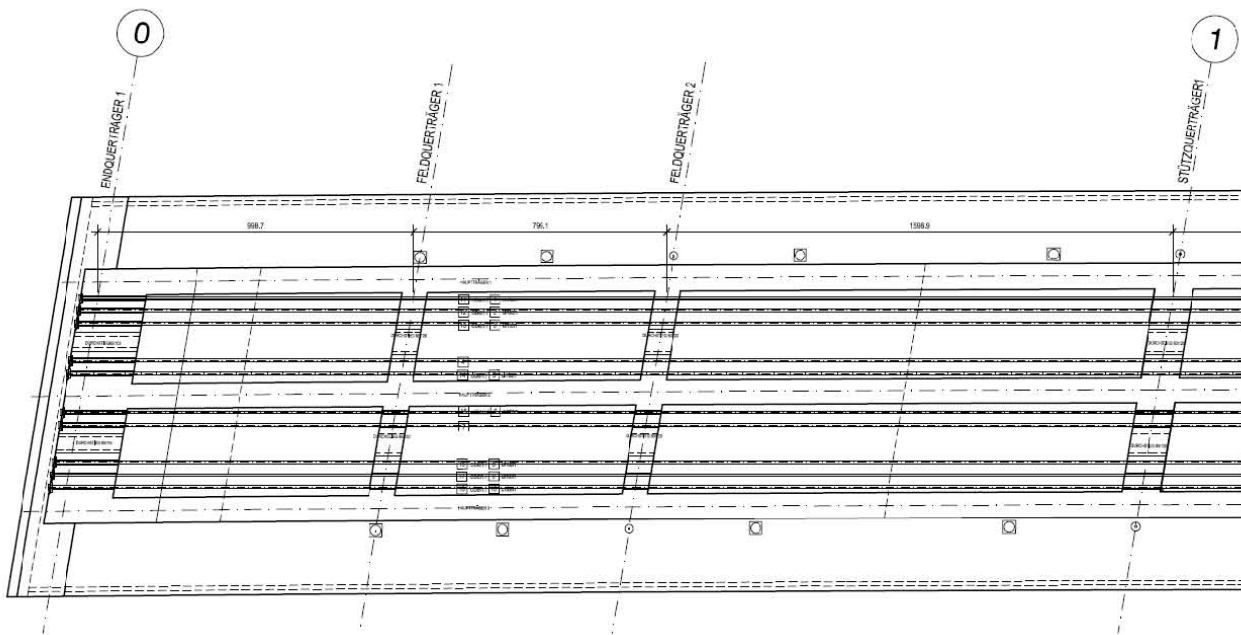


Bild 5.2: Grundriss des Teilabschnittes vom Widerlager Achse 0 bis zur Achse 1

Neben wirtschaftlichen und gestalterischen Einflüssen auf den Entwurf der Brücke, waren auch Aspekte des Flussbaues sowie die Berücksichtigung des Bestandes in der ersten Ausbauphase relevant. Die Bahnnivellette konnte für das neue Tragwerk nicht geändert werden. Da sich durch die vorgegebenen Hochwasserstände der Ybbs eine vergleichsweise geringe Tragwerkshöhe ergibt, wurden dementsprechend getrennte Tragwerke für HL1 – Strecke und HL 2-Strecke konzipiert. Die Unterbauten der Tragwerke sind ebenfalls vollkommen voneinander getrennt. Die Bremspfeiler der Objekte sind aus Platzgründen in den Achsen 1 und 2 versetzt angeordnet. Das dreifeldrige Betontragwerk mit externer Vorspannung erweist sich für die zur Verfügung stehenden Tragwerkshöhen als wirtschaftlich. Der dreistegige Querschnitt ist wegen der besseren Krafteinleitung der extern verlaufenden Kabel gewählt. In Feldbereichen werden die Querschnitte als Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt, welche im Bereich der Stützen und Endauflager mit einer

Bodenplatte versehen sind. Die beiden Stahlbetontragwerke sind so konzipiert, dass sie im Zustand "Konstruktions-Eigengewicht + „Nutzlast Bauzustand“ eine ausreichende Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit aufweisen. Das Tragwerk wird für den Endzustand und die volle Verkehrsbelastung mit einem externen und verbundlosen Spannkabel, mit einem über die gesamte Tragwerkslänge konstant verlaufendem Querschnitt, unterspannt. Die Vorspannkkräfte werden in die Querträger eingeleitet, die Spannstellen befinden sich dabei nur an den Tragwerksenden. Die Brückenbelastungen entsprechen durch den Bemessungszeitpunkt dem Lastbild der Klasse (+2/SW) der ÖNORM B 4003 / Ausgabe 1.4.1994. Folgende Baustoffe wurden für die YH Brücke verwendet:

Betonsortenverzeichnis:

<u>BAUKÖRPER</u>	<u>BETONSORTE</u>
Unterlagsbeton	X0(A)/F38
Bohrpfähle ϕ 120 cm	C25/30/B11/BSPF1/GK32
Pfahlrostplatten (WL/PF)	C25/30/B3/GK32
Widerlager und Flügel	C25/30/B3/GK32
Lagerbänke, Schottermauer	C30/37/B3/GK22
Lagersockel	C30/37/B3/GK16
Pfeiler 1/2	C25/30/B3/GK32
Tragwerk	C35/45/B5/GK22
Unterwasserbeton	C25/30/B10/GK32

Stahlgüten:

Betonstahl	BST 550	Schlaaffe Bewehrung mit hoher Duktilität ($\geq 5\%$)
Spannstahl	ST 1570/1770	

Die Gleise sind auf beiden Tragwerken (YH11 und YH12) im Abstand von 4,70 m nebeneinander angeordnet und der Abstand vom Gleis zum Randbalken beträgt 2,20 m. Als Randbalken wird am Brückentragwerk YH11 der Typ HL 3.0 mit einer Randbalkenbreite von 2,00 m versetzt. Somit beträgt die Brückenbreite des Tragwerks YH11 $B = 13,10\text{ m}$ ($2,00 + 2,20 + 4,70 + 2,20 + 2,00$). Am zweiten Brückentragwerk wird der Randbalken vom Typ HL 2.1 mit einer Randbalkenbreite von 1,30 m versetzt. Die Brückenbreite des Tragwerks YH12 beträgt somit $B = 11,70\text{ m}$. Auf den beiden Brückenobjekten werden auch Sonderrandbalken für die Montage der Oberleitungsmaste montiert. Im Bereich der Fahrbahnübergänge sind Sonderrandbalken beidseitig erforderlich. Im Fahrbahnübergangsbereich sind Sonderlängen sowie Auszugsvorrichtungen für das Geländer erforderlich. Hinter den Flügeln werden Randbalkenabgänge vom Typ 3.0 angeordnet. [4]

Dabei kommen ÖBB Geländer Typ 2 nach Regelplan 30021 zum Einsatz.
Das Brückendeck hat folgenden Konstruktionsaufbau:

Schotterbett mit Gleisbettmatte	≥ 50 cm
Schutzbeton	5 cm im Bereich der Gleisbettmatte , im Bereich der Tragwerksachse zwischen den Gleismatten höher entsprechend der Dicke der Gleisbettmatten
Abdichtung	1 cm

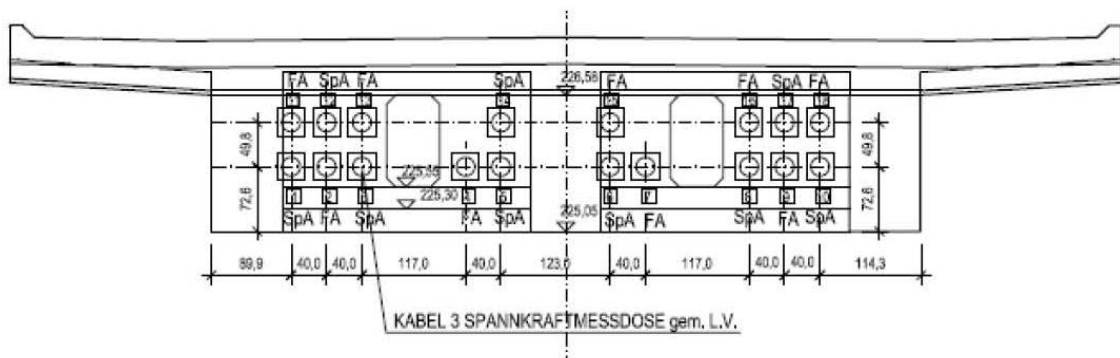


Bild 5.0.3: Regelquerschnitt

Fingerfugen-Fahrbahnübergänge werden an allen Widerlagern in spezieller Ausführung für die ÖBB eingebaut. Auf eine Schienenauszugsvorrichtung kann dabei verzichtet werden, da sich die Festhaltungen in Brückenlängsrichtung auf einem Flusspfeiler befinden und somit freie Dehnlängen von $34,0 + 40,0 = 74,0$ m gegeben sind. [4]

5.2 Tragwerk

5.2.1 Tragwerk

Um ein dauerhaftes und gut inspizier- und wartbares Brückentragwerk zu konstruieren, entschied man sich für die Anwendung von schlaffer Bewehrung in Kombination mit externer Vorspannung. Als ein bewusster Schritt in Richtung höherer Qualität, wird das Tragwerk in Form einer Mischbauweise als Stahlbetontragwerk mit unterstützender externer Vorspannung entworfen. Die Berechnung erfolgte nach ÖNORM B 4753 (Spannbeton-Eisenbahnbrücken), mit der Anforderungsklasse D. Das bestehende 4-feldrige Brückentragwerk der Westbahn ist im System als eine Einfeld-Tragwerkskette mit Stützweiten von $26,72$ m – $27,00$ m – $27,00$ m – $26,72$ m

konzipiert. Dabei wurde Rücksicht auf die Lage von bestehenden Brückenfundierungen genommen, um der bestehenden Fundierungen auszuweichen. Somit fiel bei den neuen Brückenobjekten die Wahl auf zwei dreifeldrige Brückentragwerke mit den Stützweiten $l_1 = 34,00 \text{ m} + 40,00 \text{ m} + 34,00 \text{ m} = 108,00 \text{ m}$. Dabei wurde für die beiden Ybbs-Querungen je ein dreifeldriges Durchlauftragwerk mit zu den Stützen hin angevouteter Konstruktionshöhe gewählt, welches sich sowohl aus technischen als auch optischen Gründen gut eignet. Die Tragwerkshöhen betragen an den Widerlagern und in den Feldern $h_k = 2,18 \text{ m}$ und über den Pfeilern $h_k = 2,68 \text{ m}$. Den Querschnitt bildet ein dreistegiger Plattenbalken, der im Bereich der Widerlager und der Pfeiler als ein Kastenquerschnitt, mit einer Bodenplatte, ausgebildet ist. Beide Brückenobjekte weisen im Wesentlichen die gleichen Hauptabmessungen auf. Jedoch differieren sich die beiden Objekte im Querschnitt lediglich durch die Anordnung unterschiedlicher Randbalken-Typen, wodurch die Ausladungen der beiden Kragplatten unterschiedlich sind. [4]

Querschnitt:

- Kastenbreite (außen): konstant 8,00 m
- Ausladung der Kragplatten: konstant beidseits 2,28 m (YH11) – 1,58 m (YH12)
- Konstruktionshöhe: 2,18 m (in allen Feldern)
2,68 m (in den Pfeilerachsen)
- Stegdicke: 0,80 m (konstant)
- Bodenplattendicke: 0,25 m (WL)
0,20 m - 0,50 m angevoutet (Pfeilerachsen)
- Dicke Fahrbahnplatte: 0,25 m (Kragplatte außen – ohne Abschubleiste)
0,35 m (Anschnitt Kragplatte)
0,39 m (in Achse mittlerer Steg)

Die Fahrbahnplatte hat zwischen den Stegen eine horizontal verlaufende Unterseite, während die Oberkante ein symmetrisches Quergefälle mit 1,00 % Neigung zu den beiden Entwässerungsachsen aufweist. Im Bereich der beiden Auskragungen weist die Oberkante der Fahrbahnplatte ein Quergefälle von 2,5 % auf. [4]

5.2.2 Bauabschnitte und Herstellungsfolgen

Die Errichtung der beiden Brückentragwerke erfolgt in je 3 Bauabschnitten. Im 1. Abschnitt wird das Teiltragwerk des Objektes YH11 vom Widerlager Achse 0 bis zur Achse 1, inklusive einem darüber auskragenden Teil des Mittelfeldes hergestellt. Im Unterschied dazu wird am Tragwerk YH12 der Bereich vom Widerlager Achse 3 bis zum Pfeiler Achse 2 zuerst errichtet. Dabei beträgt

die Auskragung 8,00 m und entspricht damit der Länge des geschlossenen Kastenquerschnittes des Tragwerkes. Das Tragwerk wird auf konventioneller Rüstung mit einer Mittelunterstellung in Feldmitte des Randfeldes (mit einer möglichen Längsabweichung von +/- 1,50 m) hergestellt. Die Schalung bleibt dabei mindestens 3 Wochen lang am gesamten Tragwerk, um Kriech- und Schwindverformungen möglichst gering zu halten. Die Mittelunterstellung des fertiggestellten Bauabschnittes wird erst nach der Fertigstellung des gesamten Tragwerkes und der Aufbringung der kompletten Vorspannung abgebaut.

Im 2. Bauabschnitt wird der Tragwerksteil der Brücke YH11 vom Widerlager Achse 3 bis zur Achse 2 inklusive einem darüber auskragenden Teil des Mittelfeldes hergestellt. Am Tragwerk YH wird der Brückenteil zwischen Achse 0 und Achse 1 im zweiten Abschnitt gebaut. Die Auskragung beträgt hier ebenfalls 8,00 m, gleich wie von der anderen Seite. Dabei gelten die gleichen Forderungen wie für Bauabschnitt 1. In diesem Bauabschnitt ist die Brücke jedoch gemäß Lagerschema in Längsrichtung verschieblich gelagert. Die beiden im Endzustand längsverschieblichen Lager müssen hier temporär fixiert werden oder eine von den Lagern getrennte Festhaltung des Tragwerks vorgesehen werden.

Im 3. Bauabschnitt wird der Rest des Mittelfeldes auf einem an den Hauptträgern der fertiggestellten Bauabschnitte aufgehängten Lehrgerüst betoniert. Hier gilt ebenfalls eine Ausschallfrist von mindestens 3 Wochen. Das Tragwerk hat dabei als Stahlbetontragwerk ohne externe Vorspannung eine ausreichende Tragsicherheit in allen Bauzuständen. Nach dem Lückenschluss können die Vorspannkabel verlegt und vorgespannt werden. Die beiden Mittelunterstellungen in den Randfeldern können erst danach entfernt werden.

Sämtliche Querträger, wie Endquerträger und Umlenkquerträger sind mit den Hauptträgern in einem Guss (monolithisch) betoniert worden. Die Umlenksättel der externen Vorspannung sind, da sie direkt in Querträger einbetoniert werden, nachträglich nicht mehr einjustierbar. Daher ist auf Lagerichtigkeit und -genauigkeit besonderes zu achten. Montageöffnungen sind in der Fahrbahnplatte nicht zulässig, dabei sind sämtliche Teile der Tragwerksschalung nach unten auszubauen. Bei der Herstellung wird zuerst die Bodenplatte des Kastenquerschnittes nur im Bereich zwischen den Hauptträgern betoniert, wobei die vertikalen Anschlussflächen zu den Hauptträgern mit Streckmetall abzuschalen sind. Darauf folgend sind die Hauptträger von Tragwerksunterkante bis zur Unterkante der Fahrbahnplatte zu betonieren. Die Fahrbahnplatte wird dann anschließend betoniert. Beim gleichzeitigen Betonieren des Hauptträgers und der Fahrbahnplatte, kann auf die horizontale Arbeitsfuge in Fahrbahnunterkante verzichtet werden.

[4]

5.2.3 Externe Vorspannung

Die gesamte Vorspannung besteht aus externer Vorspannung, was im wesentlichen Teil zur Erzielung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit im Endzustand beiträgt. Dabei können Spannsysteme angewendet werden, die eine Korrosionsschutzmasse mit einem doppelten Schutzmantel haben (CMM-Bänder). Die externe Vorspannung wird ungestoßen und aus durchgehenden Spannbündeln gebildet. Diese setzt sich aus CMM-4-150 zu je 4 Bändern zusammen, in insgesamt 18 Spannbündel je Tragwerk. Sie werden im jeweils über den Stützen und jeweils zweimal in den Feldern vertikal umgelenkt. Die Spannbündel werden in den Randfeldern aufgefächert und zu ihren Ankerplätzen im entsprechend stark ausgebildeten Endquerträger geführt. Die Umlenksättel bestehen aus korrosionsgeschütztem Stahl mit einer HDPE-Auflage, welche der erforderlichen Reibungsminderung dient, damit nicht nur die Krafteinbringung sondern auch die äußere Gleitung sichergestellt ist. Die Kabel werden beidseitig von den Widerlagern (WL 0 und WL 3) aus vorgespannt. Die Spannglieder sind im Grundriss geradlinig mit zu einander konstanten Abständen liegend. Die seitlichen Abstände zum Betontragwerk variieren jedoch. Durch die großen Abstände sind Kontrollen und allenfalls eine Bearbeitung der Steginflächen möglich. Das Betonieren der Querträger mit den Umlenksättel erfolgt gleichzeitig mit den Hauptträgern. Die externen Spannkabel werden erst nach Ende der Rohbauarbeiten eingezogen und auf die volle zulässige Spannkraft vorgespannt. Erst nach erfolgter Vorspannung dürfen die Mittelunterstellungen der beiden Randfelder abgebaut sowie die übrigen Ausbaulasten aufgebracht werden. [4]



Bild 5.4: Spanngliederführung

5.2.4 Brückenlager und Fahrbahnübergänge

Beide Brücken (YH11 und YH12) sind dreifeldrige Durchlaufträger mit Längsfesthaltung der Tragwerke auf dem Pfeiler in Achse 1 für Brücke YH11 und auf dem Pfeiler in Achse 2 für Brücke YH12. Die Tragwerke sind auf jeweils 3 Topflager pro Stützungsachse gelagert. Brems- und Anfahrkräfte werden dabei jeweils von zwei längsfesten Lagern, die unter den äußeren Hauptträgern situiert sind aufgenommen. Pro Stützungsachse sind je ein querfestes Lager unter dem mittleren Hauptträger angeordnet. Die längshalterungslosen Randfelder sind im Bauzustand mit dem Pfeiler in Längsrichtung unverschieblich zu verbinden. Fingerfugen-Übergangskonstruktionen sind hier für die Fahrbahnübergänge vorgesehen. Beim Objekt YH11 ist diese Übergangskonstruktion mit einem Gesamtdehnweg von 150 mm beim WL 0 und 200 mm beim WL 3 vorgesehen. Beim Objekt YH12 beträgt der erforderliche Gesamtdehnweg 150 mm beim WL 3 bzw. 200 mm bei WL 1. [4]

5.3 Unterbau

5.3.1 Gründung

Für die Erkundung der Untergrundverhältnisse im Bereich dieser Objekte wurde im Jahr 1997/1998 fünf Kernbohrungen abgeteuft. Nach den vorgenommenen Untersuchungen kommt dabei der Schichtkomplex 3 (Auflockerungs- und Verwitterungszone der Schlierschichten, darunter Schluff- und Tonstein) als Bodenschicht in Frage, welcher eine ausreichende Tragfähigkeit und geringe Verformbarkeit hat. Da wegen der seichten Lage der Schlieroberfläche und der geringen Dicke der sandigen Kiesschichten die Gründung nur in den Schlierschichten erfolgen kann, wurde vom Bodengutachter für die Fundierung der Widerlager und der Pfeiler eine Pfahlfundierung mit Großbohrpfählen \varnothing 120 cm vorgeschlagen. Für die massiven Pfahlrostplatten kommen hier Dicken von 2,0 m (Pfeiler) bzw. 1,75 m (Widerlager) vor. Die Pfahlkopfoberkante der Pfeilergründung wurde dabei aus Wirtschaftlichkeitsgründen auf Kote 213,00 m festgelegt. Bei den Widerlagern erschien es jedoch vorteilhaft die Pfahlgründung auf Kote 219,00 m, also möglichst weit anzuheben. Dadurch wird die Baudurchführung erleichtert und die Beeinflussung der bestehenden Nachbarfundamente bleibt dabei möglichst gering. Für die Berechnung der zulässigen Pfahlbelastungen können Mantelreibung sowie Pfahlsohlldruck mit einbezogen werden. Horizontalkräfte und Momente werden über elastische seitliche Bettung der Pfähle im Untergrund abgetragen. [4]

5.3.2 Widerlager und Pfeiler

Bei der Ausbildung der Widerlager ist es notwendig genügend große Spannkammern einzubeziehen, welche über Fertigteilstiegen im Böschungskegel zu erreichen sind. Die tiefe Gründung der Widerlager erfolgt auf insgesamt 14 Bohrpfählen \varnothing 120 cm. Die Tragwerksseitigen Pfähle werden länger ausgeführt, um eine bessere dem Kraftverlauf angepasste Abtragung der Lasten zu erreichen. Für die Herstellung der Pfähle ist keine Vorschüttung erforderlich, da die Pfahlrostunterkante mit 219,00 m ü. A. festgelegt wird. Eine 1,75 m starke, im Grundriss rechteckige Pfahlrostplatte dient zur Lastverteilung auf die einzelnen Pfähle. Das Widerlager sitzt auf fünf Einzelscheiben, welche bis zur Deckenplatte der Spannkammern hochgeführt werden. Die unmittelbar angrenzenden, bestehenden Widerlager der alten Brücke müssen durch Spundwände, die mittels Ankern rückverhängt werden, gesichert werden. Nach der Fertigstellung der HL 1-Strecke bleiben die Spundwände in der Zentralachse bestehen und dienen für den Ausbau der HL 2-Strecke in umgekehrter Richtung als Baugrubensicherung.

Die Pfeiler werden massiv, mit einer Breite von $b = 9,70$ m und einer Dicke von $d = 2,20$ m ausgeführt und haben über die gesamte Höhe einen konstanten Querschnitt. Die Ecken des Pfeilerquerschnitts sind mit 65 cm abgefast. Der Festpfeiler (in Achse 1 bei YH11 bzw. in Achse 2

bei YH12) ist auf insgesamt 20 Bohrpfählen \varnothing 120 cm gegründet. Die Längen betragen bei den im Grundriss außen situierten Pfählen 14,00 m und den inneren Pfählen 13,00 m. Die Lastverteilung erfolgt dabei durch eine 2,00 m starke Pfahlrostplatte, welche eine rechteckige Grundrissform mit einer Abmessung von 13,90 x 9,70 m hat. Die Pfahlrostunterkante wird mit 213,00 m.ü.A. festgelegt. Der Pfeiler (in Achse 2 bei YH11 bzw. in Achse 1 bei YH12) ist auf insgesamt 12 Bohrpfählen \varnothing 120 cm gegründet. Die Pfahlrostform und die Pfahlausteilung musste der Geometrie des benachbarten Bestandsfundamentes angepasst werden, weil das Bestandsfundament aus Sicherheitsgründen baulich nicht verändert werden durfte. Deswegen gibt es eine geringfügige Abweichung in der Grundrissform und der Pfahlausteilung zwischen den beiden Objekten (YH11 und YH12). Die Pfähle des Objektes YH11 haben eine einheitliche Länge von 15,00 m, während die Pfahllängen beim Objekt YH12 einheitlich 14,00 m betragen. Die Pfahlrostplatte für die Lastverteilung ist hier 2,00 m stark und ihre Unterseite wird mit 213,00 m ü.A. festgelegt. [4]

5.3.3 Bauablauf

Für die Herstellung der Pfeiler in Achse 1 und 2 sowie für die Ufergestaltung lässt sich der Bauablauf in jeweils 6 Phasen gliedern. Es ist vorgesehen Widerlager und Pfeiler auf einer Uferseite, wegen des gestrafften Bauablaufes, möglichst gleichzeitig herzustellen, was zeitliche und wirtschaftliche Vorteile mit sich bringt. Die Arbeiten in der Bauphase 1 und 2 müssen in möglichst kurzer Zeit abgeschlossen sein, da hier kein voller Erosionsschutz gegeben ist und die Standsicherheit der bestehenden Brücke dabei auch beeinflusst wird. [4]

Im Folgenden werden die 6 Bauphasen beschrieben:

- 1) Vorbereitung der Flusssohle und Herstellen des Arbeitsplanums
- 2) Herstellen der Spundwände und Böschungssicherung außerhalb der Spundwände und Sicherung des Bestandes
- 3) Herstellen der Bohrpfähle
- 4) Abschnittsweiser Aushub sowie Einbau der Aussteifung und Pfeilerherstellung
- 5) Herstellung der Flusssohle innerhalb des Spundwandkastens
- 6) Rückbau der Insel und Wiederherstellen der Flusssohle und Begleitwege

6 FE-Vergleichsberechnungen mit Sofistik

6.1 Finite Elemente Methode (FEM)

In der Baustatik sind viele Probleme mit einfachen Rechenmethoden (Kraftgrößen-, Weggrößenverfahren) nicht lösbar, da es dort nicht immer zutreffende Annahmen geben kann. Dies trifft bei Flächentragwerken zu, welche im konstruktiven Ingenieurbau oft vorkommen. Da exakte Lösungen der Differentialgleichungen nicht möglich sind, müssen Näherungslösungen verwendet werden. Die Methode der Finiten Elemente erlaubt nahezu alle Probleme im konstruktiven Ingenieurbau zu lösen. Deswegen ist es wohl das am meisten verwendete Berechnungsverfahren in diesem Bereich. Es ist jedoch höchste Vorsicht bei der Interpretation der Ergebnisse geboten, da es sich um ein Näherungsverfahren handelt. Das nach Walter Ritz benannte Ritz'sche Verfahren gilt als Grundlage für das Verfahren der Finiten Elemente. Im Gegensatz zum Verfahren nach Bernoulli

$$[EI_{(x)} \cdot w''_{(x)}]'' - q_{(x)} = 0 \quad (41)$$

wo der Verlauf der Durchbiegung $w_{(x)}$ über die exakte Lösung der Differentialgleichung der Balkenbiegung ermittelt wird, wird beim Ritz'schen Verfahren eine Funktion für die Verformung angenommen. Sie besteht aus Funktionen f_i , die den geometrischen Randbedingungen hinsichtlich Durchbiegung (w) und Verdrehung (w') entsprechen und unbekanntem Parametern a_i , welche zu ermitteln sind.

$$w_{(x)} \approx \bar{w}_{(x)} = a_1 \cdot f_{1(x)} + a_2 \cdot f_{2(x)} + \dots + a_N \cdot f_{N(x)} = \sum_{i=1}^N (a_i \cdot f_{i(x)}) \quad (42)$$

Dabei wird das Gleichgewicht nicht über die Summen von Kraftgrößen bestimmt, sondern über das Prinzip des Minimums der potentiellen Energie. Das Prinzip besagt, dass bei einem im Gleichgewicht mit der Belastung befindlichen Tragwerk die potentielle Energie ein Minimum wird. Dieses Prinzip leitet sich aus dem Prinzip der virtuellen Weggrößen ab, welches auf dem Variationsprinzip basiert. Das Prinzip der virtuellen Weggrößen besagt:

„Für einen wirklichen Gleichgewichtszustand verschwindet, bei beliebiger kinematischer Variation der Weggrößen, die Summe der virtuellen Arbeit“

Das wird hier an Hand des eindimensionalen Beispiels gezeigt:

$$\text{Äußere Arbeit:} \quad \alpha_R \cdot \delta W_e = F \cdot \delta w \quad (43)$$

$$\text{Innere Arbeit:} \quad \alpha_R \cdot \delta W_i = -k \cdot w \cdot \delta w \quad (44)$$

$$\text{Bei Gleichgewicht:} \quad \delta W_e + \delta W_i = 0 \quad (45)$$

$$\rightarrow \delta W = (F - k \cdot w) \cdot \delta w = 0$$

$$\text{und für ein beliebiges } \delta w \neq 0 : \quad F = k \cdot w \quad (46)$$

$\delta w =$ Arbeit aus der virtuellen Verschiebung

„Für kinematisch zulässige Verformungszustände stellt sich das Gleichgewicht für diejenigen Verformungen ein, welche die Summe aus innerer und äußerer potentiellen Energie Π minimieren.“

$$\Pi = \Pi_e + \Pi_i \quad (47)$$

$$\delta \Pi = 0 \quad \Pi \rightarrow \textit{Minimum}$$

Da es für die praktische Problemstellung nicht möglich ist Funktionen zu bestimmen welche allen Randbedingungen entsprechen, ist die Methode von Ritz nicht brauchbar. Während es z.B. für eine rechteckige Platte einfach ist eine Ritz'sche Funktion, welche alle Randbedingungen erfüllt, zu bestimmen, ist es für eine kompliziertere Geometrie schwierig bis unmöglich. Um das Jahr 1960 beschäftigte sich eine Forschergruppe auf der renommierten Universität in Barkley, USA mit solchen Problemen. Die Lösung lag darin, den zu berechnenden Bereich in Teilbereiche zu teilen. Dies ist unter dem Begriff Diskretisierung bekannt. Dabei müssen neben den Randbedingungen auch Übergangsbedingungen berücksichtigt werden. Den Terminus Finite Elements (Finite Elemente) führte R. W. Clough ein, er war auch der Erste der diese Methode verwendete. Damit kann das Problem in beliebig viele und beliebig kleine Teilbereiche unterteilt werden, weswegen eine gute Annahme der Ritz'schen Funktion nicht mehr so wichtig ist. Es können auch Funktionen niedrigerer Ordnung (lineare Funktionen) verwendet werden. [5]

Bei Lösungen von ein- bis dreidimensionalen Schwingungsproblemen hat sich die Anwendung der Finite-Element Methode sehr gut bewährt. Dabei wird das Tragwerk in Elemente, die nicht gleich groß sein müssen, unterteilt. Man kann sich den Gegebenheiten wie z. B. in Voutenbereichen von veränderlichen Querschnitten anpassen. Die Verschiebungen und Verdrehungen von Knotenpunkten, den Verbindungspunkten zwischen Elementen, sind die generalisierten Koordinaten der Struktur. Dadurch lässt sich die Gesamtverformung des Systems ausdrücken. Jeder Knoten besitzt Verschiebungs- und Rotationsfreiheitsgrade, für welche jeweils eine Interpolationsfunktion je Freiheitsgrad definiert wird. Diese Funktion beschreibt die Biegeform für

das Element bei der Verschiebung „1“ bzw. Verdrehung „1“ im jeweiligen Freiheitsgrad unter Festhaltung der anderen Freiheitsgrade. [7]

6.1.1 FEM in der Baudynamik

Da das in der Dynamik vorkommende Duhamel Integral für komplexe Belastungsverläufe analytisch schwer bis unmöglich lösbar ist, ist die numerische Lösung eine gute Alternative. Im Gegensatz zu der analytischen Lösung ist das numerische Ergebnis keine Funktion sondern Werte an vorgegebenen Punkten der Funktion (Bild 6.1). Der zeitliche Verlauf wird in finite Zeitintervalle (Zeitschritte) Δt unterteilt. Die Differentialgleichung wird näherungsweise gelöst. [6]

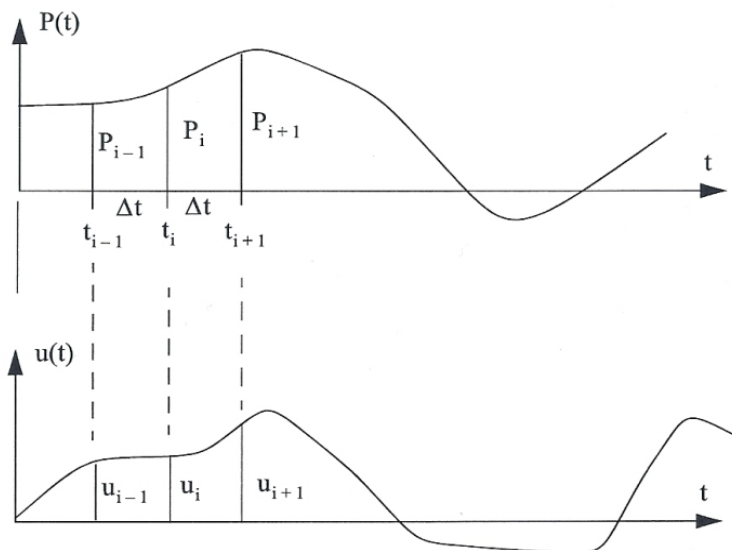


Bild 6.1: Diskretisierter Belastungs- und Antwort-verlauf

Für die numerische Integration von Bewegungsgleichungen können explizite und implizite Algorithmen angewendet werden. Das Wilson θ -Verfahren und das Newmark-Verfahren sind die Integrationsverfahren die in der Baudynamik meistens verwendet werden. Beide Verfahren sind Einschrittalgorithmen, die je nach Wahl der Parameter entweder explizit oder implizit sowie konsistent und konvergent sind. Bei der numerischen Integration sind folgende Parameter zu beachten:

- Stabilität
- Numerische Dämpfung
- Frequenzverlängerung
- „overshoot“-Effekt

Je nachdem welche numerischen Fehler man eliminiert haben möchte, werden die jeweiligen Integrationsparameter sowie die Methode gewählt. Der Nachteil der expliziten Verfahren ist, dass der Integrationszeitschritt, welcher von den Stabilitätskriterien des numerischen Verfahrens abhängig ist, nicht beliebig gewählt werden kann. Diese Stabilitätskriterien werden durch die räumliche Diskretisierung der Struktur sowie die Wellengeschwindigkeit im Material bestimmt.

$$u_{t+\Delta t} = R \cdot u_t + \bar{g}_{(t,t+\Delta t)} \quad (48)$$

mit R = diskretisierter Differentialoperator
 \bar{g} = Term aus dem inhomogenen Teil der Differentialgleichung und dem Bewegungszustand zur Zeit t ; (\dot{u}_t, \ddot{u}_t)

Die Integrationszeitschritte bei den unbedingt stabilen, impliziten Einschrittverfahren sind hingegen frei wählbar. Bei der Wahl des Zeitschrittes müssen grundsätzlich jedoch die maximalen Frequenzen im verwendeten Zeitbereich sowie gestellte Genauigkeitsanforderungen berücksichtigt werden.

$$S \cdot u_{t+\Delta t} = \tilde{R} \cdot u_t + \tilde{g}_{(t,t+\Delta t)} \quad (49)$$

mit S, \tilde{R} = diskretisierte Differentialoperatoren
 \tilde{g} = Term aus dem inhomogenen Teil der Differentialgleichung und dem Bewegungszustand zur Zeit t ; (\dot{u}_t, \ddot{u}_t)

Der zeitliche Verlauf der Erregerkraft wird auch in den Intervallen Δt diskretisiert. Ein Impuls ist ebenfalls eine Erregerkraft meist mit einer kurzen Belastungsdauer. Hier hat die Dämpfung jedoch eine wesentlich geringere Bedeutung als bei harmonischer Belastung, da die Schwingungsantwort, noch bevor die Dämpfungskräfte Schwingungsenergie absorbieren können, das Maximum erreicht. Die Form des Impulses kann ein Halbsinus-, Rechteck- oder Dreiecksimpuls sein. [7]

6.2 Modellbildung und Parameterstudie

Für die Berechnung wurde ein Spannglied der YH-Brücke gewählt, das eine Länge von 8,295 m hat (Bild 6.2). Hier wurde nur ein Spannfeld für sich betrachtet, da das Zusammenwirken der

Spannglieder über die Umlenksattel hinweg für die vorliegende Parameterstudie nicht relevant ist. Dabei wurde auf der einen Seite des Seiles auch der Einfluss der Trompetenaufweitung des Umlenksattels näherungsweise untersucht. Der Krümmungsradius der Trompetenaufweitung beträgt 5,0 m.

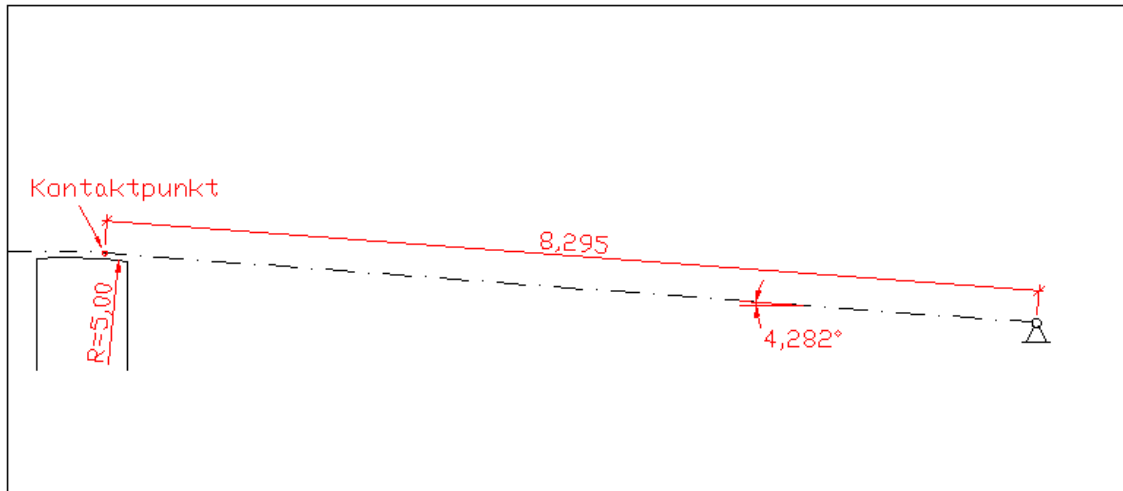


Bild 6.2: System für die Modellbildung

Der Querschnitt des Spannglieds (Bild 6.3) ist aus 4 Bändern, VBT-BE 4x4-150 doppelt extrudiert, zusammengesetzt. Das Spannglied besteht aus 16 einzelnen 7-drähtigen Spandrahtlitzen pst 1570/1770 mit einem Nenndurchmesser von etwa 15,7 mm und einer Querschnittsfläche von je 150 mm².

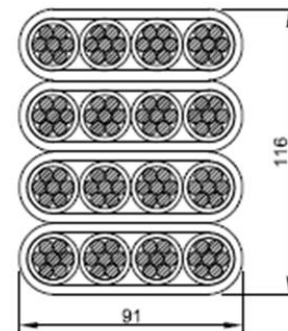


Bild 6.3: VBT-B 4x4

Die Biegesteifigkeit wurde hier ebenfalls berücksichtigt. Die in Rechnung gestellte Querschnittsfläche besteht nur aus der Stahlfläche, da beim Vorspannen die Kraft in die Spannfitzen eingetragen wird und eine Verbundwirkung zu den HDPE Hüllen durch das Korrosionsfett nicht gegeben ist. Im Gegensatz dazu ist für die Biegesteifigkeit auch der Einfluss der Schutzhüllen in Rechnung gestellt. Die Querschnittswerte sind separat berechnet und im FE Programm eingegeben worden. Dabei wurden die einzelnen Bestandteile (Spannbänder) des Spanngliedes ohne Verbund angenommen und die Werte summiert. Da HDPE einen geringeren E-Modul, mit etwa 1000 N/mm² hat, sind die Werte der HDPE Hüllen für die Programmeingabe um einen Faktor von 195 verringert um somit, entsprechend dem eingegebenen E-Modul des Spannstahles, die richtigen Werte des gesamten Spanngliedquerschnittes zu bekommen. In der

Tabelle 6.1 sind Querschnittswerte des Spannglieds sowie spezifisches Gewicht und E-Modul dargestellt, welche für die Berechnung im Programm Sofistik eingegeben wurden. Das Kabel wurde in 80 Elemente (Elementlänge ca. 10cm) unterteilt. Der letzte Abschnitt im Bereich des Umlenksattels wurde in 1cm lange Teile aufgeteilt, um eine genauere Verformungsfigur in diesem Bereich zu bekommen (siehe Kapitel 6.5).

m [kg/m]	E-Mod [N/mm ²]	A [cm ²]	Ay [cm ²]	Az [cm ²]	Iy [cm ⁴]	Iz [cm ⁴]
22,985	195000	23,786	20,303	20,224	0,6191	1,4686

Tab. 6.1: Eingabedaten für das Spannglied

6.3 Ermittlung der Eigenfrequenzen

Beim Modell wird in das Seil eine Vorspannkraft, wie im wirklichen Bauwerk, von 2990 [kN] aufgebracht. Diese Vorspannung wird jedoch auch je nach zu untersuchenden Parametern variiert. Das Programm rechnet dabei zuerst unter dem Einfluss der statischen Kräfte, also der Vorspannung und dem Eigengewicht, die Biegeform des Seils. Nach dieser sogenannten Formfindung macht das Programm ein Systemupdate, dabei werden die neue Form aus gleichzeitiger Wirkung von Vorspannung und Eigengewicht und die neue Spannkraft im Seil abgespeichert. Die Vorspannkraft erhöht sich, da das Seil auf beiden Seiten fest gelagert ist und durch den Durchhang zusätzlich gedehnt wird. Der nächste Schritt ist die Berechnung der Eigenwerte. In diesem Fall werden bei jeder Vergleichsrechnung immer die ersten 10 Eigenformen gerechnet. Die Berechnung erfolgt mit der erhöhten Vorspannkraft durch Eigengewicht, wodurch etwas höhere Eigenfrequenzen erwartet werden. Im Unterschied zur Natur, wo das Seil unter ständiger Einwirkung des Eigengewichts gespannt wird, erfolgt im FE-Modell eine Vorspannung im unverformten Zustand. Wie aus Tabellen 6.2 und 6.3 ersichtlich, ist dieser Effekt bei der vorhandenen Vorspannung von 2990 kN jedoch sehr gering. Zur Verifizierung dieses Einflusses wurden zusätzlich Fälle mit deutlich geringerer Vorspannkraft (29,9 kN und 5,0 kN) untersucht.

P [kN]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
2990,0	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
29,9	2,23	4,51	6,86	9,33	11,95	14,75	17,77	21,02	24,53	28,31
5,0	0,96	2,01	3,24	4,70	6,43	8,46	10,80	13,46	16,45	19,79

Tab. 6.2: Eigenfrequenzen [Hz], ohne Berücksichtigung des Seildurchhanges

P [kN]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
2990,0	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
29,9	3,99	5,93	9,00	12,10	15,36	18,76	22,33	26,11	30,10	34,33
5,0	4,27	5,29	8,06	10,84	13,80	16,92	20,23	23,76	27,51	31,53

Tab. 6.3: Eigenfrequenzen [Hz], mit Berücksichtigung des Seildurchhanges

P [kN]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
2990,0	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
52,81	3,94	6,66	10,08	13,54	17,14	20,86	24,75	28,82	33,09	37,59
41,57	3,93	6,29	9,53	12,81	16,23	19,79	23,51	27,43	31,56	35,92

Tab. 6.4: Eigenfrequenzen [Hz], mit vergrößerter Normalkraft, durch das Eigengewicht (29,9 → 52,8kN 5,0 → 41,57kN), ohne Berücksichtigung der Seildurchhanges

Bei einer Vorspannkraft von 29,9 kN beträgt durch den Einfluss des Eigengewichts die tatsächliche (im Programm auftretende) Normalkraft 52,81 kN und bei der Vorspannung von 5,0 kN beträgt diese 41,57 kN laut FE-Berechnung. Aus der Gegenüberstellung der Eigenfrequenzen aus Tabelle 6.2 und 6.3 ist erkennbar, dass bei niedrigen Vorspannkraften und den daraus resultierenden Kabeldurchhang über die Formfindung ein Einfluss auf die berechneten Eigenfrequenzen erkennbar ist. Dieser Einfluss nimmt bei niedrigen Vorspannkraften deutlich zu. Bei der 1. Eigenfrequenz mit Seildurchhang bei 5,0 kN und 29,9 kN konnte gegenüber den erwarteten Werten ein umgekehrter Trend festgestellt werden. Eine plausible Erklärung für dieses Phänomen konnte bisher nicht gefunden werden. Vermutlich spielt aber die Form des Systems eine Rolle, bei der ein höherer Durchhang auch eine höhere Gesamtsteifigkeit zu Folge hat. Bei Ermittlung der Eigenfrequenzen mit Durchhang, Eigengewicht und Vorspannung wird ein plausibler Frequenzverlauf für die Kabel errechnet (höhere Kabelkraft führt auch zu einer höheren Eigenfrequenz)

6.4 Untersuchungen der Einflussgrößen

In den folgenden Tabellen sind die Eigenfrequenzen der ersten zehn Eigenformen dargestellt. Dabei werden die tatsächlichen Größen mit Abweichungen bis $\pm 30\%$ variiert. Die dabei untersuchten Parameter sind:

- das Eigengewicht
- die Querschnittsfläche
- die Biegesteifigkeit
- die Länge des Kabels
- die Vorspannkraft
- die Auflagerbedingungen

6.4.1 Einfluss der Kabelmasse

In der Tabelle 6.4 sieht man deutliche Auswirkungen des Kabelgewichts auf die Eigenfrequenzberechnung. Dieser Zusammenhang ist auch in der analytischen Formel klar erkennbar. Bei einer Verminderung der Kabelmasse z.B. um 30%, wird die Eigenfrequenz um ca. 19,5% erhöht. Deshalb ist eine genaue Gewichtsbestimmung des Kabels für Schwingungsberechnungen wichtig. Die Angabe des Kabelgewichtes durch den Hersteller des jeweiligen Spanngliedes ist daher wesentlich.

	m [kg/m]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
-30%	16,089	26,06	52,14	78,27	104,47	130,77	157,18	183,73	210,44	237,34	264,45
-20%	18,388	24,38	48,78	73,22	97,73	122,32	147,03	171,86	196,85	222,01	247,37
-10%	20,686	22,98	45,99	69,03	92,14	115,33	138,62	162,03	185,59	209,31	233,22
+/-0%	22,985	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
+10%	25,283	20,79	41,60	62,44	83,34	104,32	125,38	146,56	167,87	189,33	210,96
+20%	27,582	19,90	39,82	59,78	79,79	99,87	120,05	140,32	160,73	181,27	201,98
+30%	29,880	19,12	38,26	57,44	76,66	95,96	115,34	134,82	154,42	174,16	194,05

Tab. 6.4: Variation des Kabelgewichtes

6.4.2 Einfluss der Querschnittsfläche

Hier wird für die Berechnung nur die Querschnittsfläche variiert, die Biegesteifigkeit behält den tatsächlichen Referenzwert. Dabei ist zu erwarten, dass die Eigenfrequenz mit der Zunahme der Querschnittsfläche steigt, da das System steifer wird. In der Tabelle 6.5 sind bis auf die Spalte der 10. Eigenform keine Unterschiede bei den Eigenfrequenzen festzustellen. Bei der 10. Eigenform sieht man Abweichungen jedoch nur bei den Querschnittsverminderungen von 20% und 30%. Dabei handelt es sich nur um geringe Rechenungenauigkeiten des Systems.

	A [cm ²]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
-30%	16,650	21,8	43,63	65,49	87,41	109,41	131,5	153,72	176,07	198,57	221,32
-20%	19,028	21,8	43,63	65,49	87,41	109,41	131,5	153,72	176,07	198,57	221,26
-10%	21,407	21,8	43,63	65,49	87,41	109,41	131,5	153,72	176,07	198,57	221,25
+/-0%	23,786	21,8	43,63	65,49	87,41	109,41	131,5	153,72	176,07	198,57	221,25
+10%	26,164	21,8	43,63	65,49	87,41	109,41	131,5	153,72	176,07	198,57	221,25
+20%	28,543	21,8	43,63	65,49	87,41	109,41	131,5	153,72	176,07	198,57	221,25
+30%	30,921	21,8	43,63	65,49	87,41	109,41	131,5	153,72	176,07	198,57	221,25

Tab. 6.5: Variation der Querschnittsfläche bei einer Vorspannkraft von 2990 [kN]

Um den Einfluss genauer untersuchen zu können, wurde mit einer viel kleineren Vorspannkraft von 29,9 kN gerechnet. Durch die kleine Vorspannung sollte die Änderung der Normalkraft, welche von der Querschnittsfläche, vom E-Modul und von der Auslenkung während der Schwingung abhängig ist, deutlicher sein. Bei diesen Ergebnissen (Tab. 6.6) sind klare Veränderungen erkennbar. Diese Berechnung bestätigt die Annahme dass sich die Eigenfrequenz mit der Zunahme der Querschnittsfläche erhöht, und umgekehrt verringert. Dieser Effekt spielt jedoch bei großen Vorspannkraften keine Rolle, da die Schwingungsauslenkung und damit auch die Dehnungen sehr klein sind. Zusätzlich dazu wird diese Normalkraftveränderung zu einer größeren Ausgangsnormalkraft verhältnismäßig noch kleiner.

	A [cm ²]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
-30%	16,650	3,73	5,70	8,65	11,66	14,80	18,11	21,59	25,27	29,18	33,33
-20%	19,028	3,83	5,78	8,78	11,82	15,00	18,34	21,85	25,57	29,51	33,69
-10%	21,407	3,91	5,86	8,89	11,97	15,19	18,56	22,10	25,85	29,81	34,02
+/-0%	23,786	3,99	5,93	9,00	12,10	15,36	18,76	22,33	26,11	30,10	34,33
+10%	26,164	4,06	5,99	9,10	12,23	15,51	18,95	22,54	26,35	30,36	34,62
+20%	28,543	4,12	6,05	9,19	12,35	15,66	19,12	22,74	26,57	30,61	34,89
+30%	30,921	4,18	6,11	9,28	12,46	15,80	19,28	22,93	26,78	30,84	35,14

Tab. 6.6: Variation der Querschnittsfläche bei einer Vorspannkraft von 29,9 [kN]

6.4.3 Einfluss der Biegesteifigkeit

Hier sind, auch bei einer großen Vorspannkraft von 2990 kN, Veränderungen bei den Eigenfrequenzen erkennbar. Die Steifigkeit hat daher direkten Einfluss auf die berechneten Eigenfrequenzen. Der Einfluss ist jedoch geringer als angenommen bzw. als bisher auf Grund von Messungen vermutet wurde. Aus dieser Parameterstudie kann abgeleitet werden, dass der Einfluss der Biegesteifigkeit maßgebender ist als jener der Querschnittsfläche.

	I_y [cm ⁴]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
-30%	0,4334	21,80	43,61	65,46	87,37	109,35	131,42	153,60	175,91	198,37	220,98
-20%	0,4953	21,80	43,62	65,47	87,38	109,37	131,45	153,64	175,96	198,44	221,07
-10%	0,5572	21,80	43,62	65,48	87,40	109,39	131,48	153,68	176,02	198,50	221,16
+/-0%	0,6191	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
+10%	0,6810	21,81	43,63	65,50	87,42	109,43	131,53	153,76	176,12	198,64	221,36
+20%	0,7429	21,81	43,64	65,50	87,43	109,44	131,56	153,79	176,17	198,71	221,42
+30%	0,8048	21,81	43,64	65,51	87,45	109,46	131,58	153,83	176,22	198,77	221,51

Tab. 6.7: Variation der Biegesteifigkeit

6.4.4 Einfluss der Kabellänge

Wie aus Tabelle 6.8 bzw. Bild 6.4 ersichtlich, haben Längenänderungen einen maßgebenden Einfluss auf die Frequenzberechnung, auch bei kleinen Längenunterschieden. Deshalb wurde in dieser Arbeit auch die Auswirkung der Längenänderungen durch die Ausrundung des Umlenksattels, während der Schwingung des Kabels, genauer untersucht (Kontaktlängenänderung).

	l [m]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
-30%	5,806	31,17	62,37	93,64	125,01	156,51	188,18	220,05	252,15	284,51	317,16
-20%	6,636	27,27	54,56	81,91	109,34	136,87	164,55	192,38	220,39	248,62	277,08
-10%	7,465	24,23	48,48	72,78	97,15	121,61	146,18	170,88	195,75	220,78	246,02
+/-0%	8,295	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
+10%	9,124	19,82	39,65	59,52	79,44	99,43	119,51	139,69	159,99	180,43	201,03
+20%	9,954	18,16	36,34	54,55	72,81	91,13	109,52	128,01	146,61	165,34	184,20
+30%	10,783	16,76	33,54	50,35	67,20	84,10	101,08	118,14	135,30	152,57	169,98

Tab. 6.8: Variation der Kabellänge

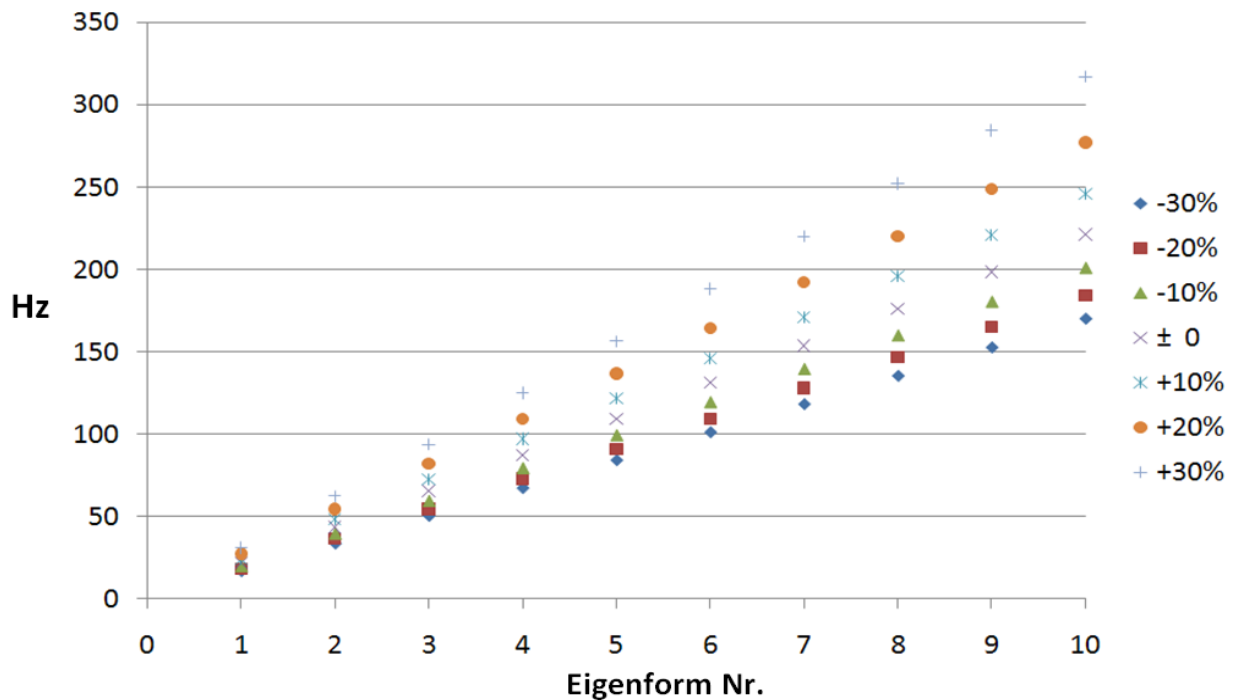


Bild 6.4: Variation der Kabellänge (Daten aus Tabelle 6.8)

6.4.5 Einfluss der Vorspannkraft

Für die Ermittlung der Vorspannung im Kabel, über eine Bestimmung der Eigenfrequenzen, sind in der Tabelle 6.9 diese beiden Parameter gegenübergestellt. Bei einer Änderung der Kraft um 10%, steigt die Eigenfrequenz um ca. 4,9% bzw. sinkt diese um ca. 5,1%.

	P [kN]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
-30%	2093	18,25	36,52	54,82	73,18	91,60	110,12	128,74	147,49	166,37	185,42
-20%	2392	19,51	39,03	58,59	78,21	97,90	117,68	137,57	157,59	177,76	198,09
-10%	2691	20,69	41,39	62,14	82,94	103,81	124,78	145,87	167,09	188,45	209,99
+/-0%	2990	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
+10%	3289	22,87	45,75	68,68	91,66	114,73	137,90	161,18	184,61	208,20	231,97
+20%	3588	23,88	47,78	71,72	95,73	119,81	144,01	168,32	192,78	217,40	242,21
+30%	3887	24,85	49,73	74,65	99,63	124,69	149,87	175,16	200,61	226,23	252,04

Tab. 6.9: Variation der Vorspannkraft

6.4.6 Einfluss der Lagerung

Im Zusammenhang mit der Biegesteifigkeit steht auch der Einfluss der Lagerungsbedingungen. In der Tabelle 6.10 sind Frequenzen einer gelenkigen und einer eingespannten Lagerung als Grenzwerte gegenübergestellt. Hier werden beide Auflagerseiten variiert, und die Spannglieder werden dabei als Balken gerechnet. Der Einfluss der Einspannung ist gut erkennbar. Zum Vergleich dazu wurde das Kabel auch als Seil (idealisiertes System) berechnet. Dabei macht es keinen Unterschied wie das Seil gelagert ist und die Ergebnisse stimmen auch mit der analytischen Berechnung überein.

System	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
Seil	21,74	43,48	65,22	86,96	108,70	130,44	152,18	173,92	195,66	217,40
Balken - gelenkig	21,74	43,51	65,31	87,17	109,11	131,15	153,31	175,60	198,04	220,74
Balken - eingesp.	21,86	43,73	65,65	87,62	109,67	131,82	154,09	176,50	199,06	221,80

Tab. 6.10: unterschiedliche Systeme

Während bei der eingespannten Lagerung der Einfluss der Biegesteifigkeit dominiert, hat diese bei gelenkiger Lagerung keinen so großen Einfluss. Der Grund liegt darin, dass die Krümmung des Kabels für die Schwingung aus der Einspannung „umgelenkt“ werden muss und dabei die Biegesteifigkeit zum Tragen kommt. Bei gelenkiger Lagerung erfolgt die Schwingung direkt aus dem Gelenk, die Biegesteifigkeit wird nicht in diesem Ausmaß aktiviert. Die Lagerungsbedingungen haben daher gemeinsam mit der Biegesteifigkeit einen direkten Einfluss auf die freie Schwingungslänge und damit die Eigenfrequenz.

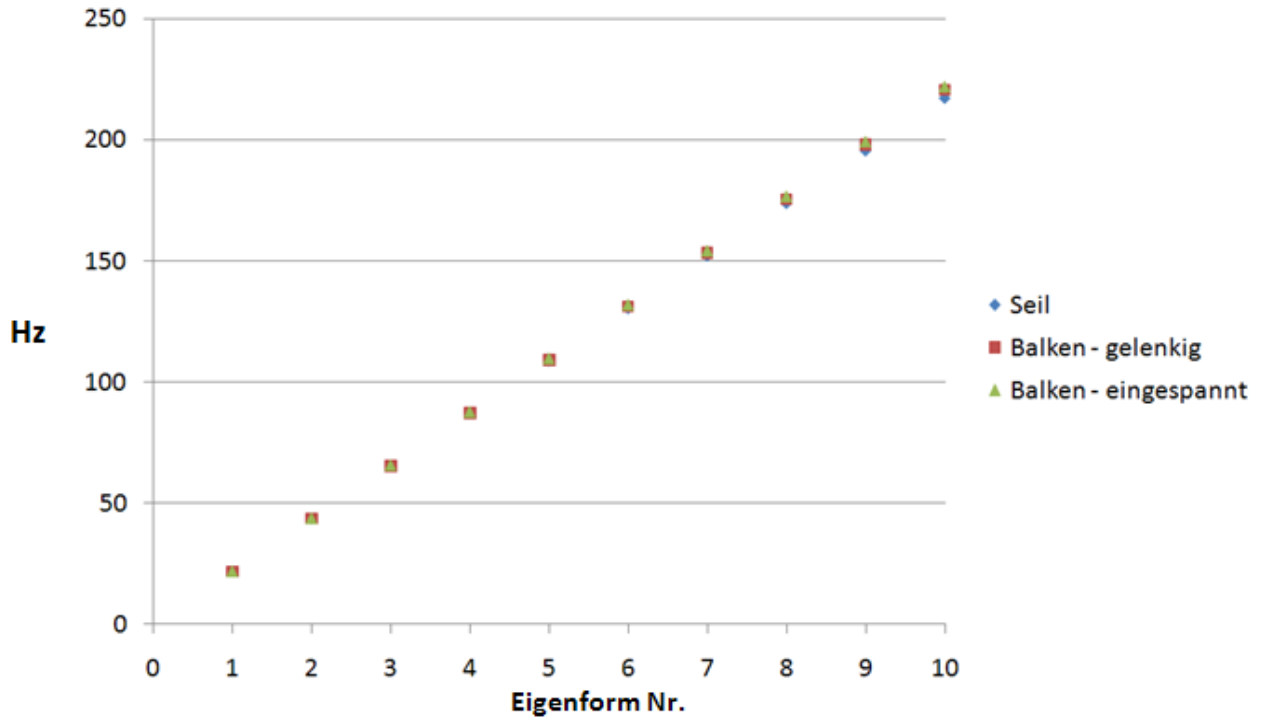


Bild 6.5: unterschiedliche Systeme (Daten aus Tabelle 6.10)

Deswegen ist es sinnvoll, statt den absoluten Eigenfrequenzwerten, nur den Frequenzunterschied der jeweiligen Eigenform zur vorherigen Eigenform im Diagramm aufzutragen. Im Bild 6.6 kann man die Unterschiede dieser drei Systeme gut erkennen. Ein Seil, das keine Biegesteifigkeit hat, hat einen konstanten Anstieg der Eigenfrequenzen mit jeder weiteren Eigenform. Bei den beiden Systemen, die als Balken gerechnet werden, sieht man einen ständigen Zuwachs dieser Differenz. Der Einfluss der Biegesteifigkeit ist jedoch bei einer gelenkigen Lagerung kleiner und in der 1. Eigenform kaum erkennbar. In den weiteren Eigenformen nimmt der Einfluss der Biegesteifigkeit, zufolge kürzerer Wellenlängen, immer mehr zu.

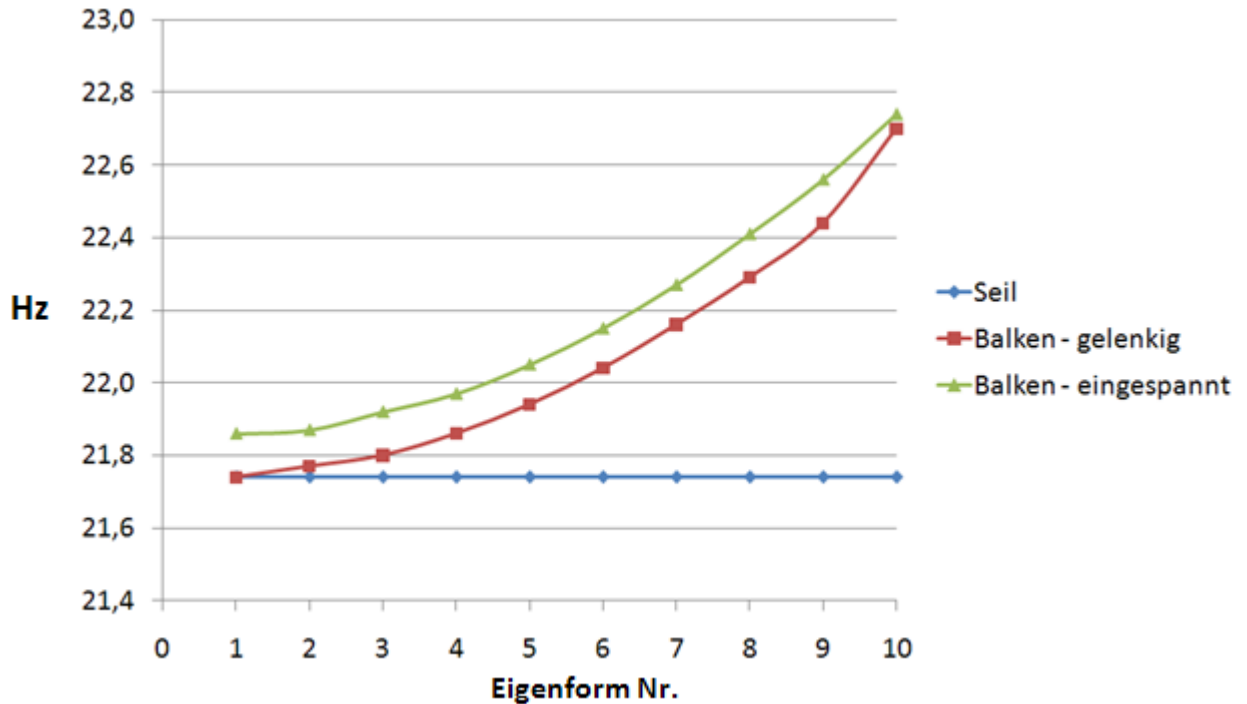


Bild 6.6: Eigenfrequenzdifferenzen aus Tabelle 6.10

6.5 Einfluss der Kontaktlänge auf die Eigenfrequenz

Der Zweck dieser Berechnung liegt in erster Linie in der Untersuchung des Einflusses des Umlenksattels auf die Eigenfrequenz. Aus dieser Berechnung erhält man die maximalen Verschiebungen der Schwingungsknoten, welche besonders im Bereich des Umlenksattels durch den Einfluss auf die freie Schwingungslänge interessant sind. Ein weiterer Grund ist die Bestimmung der Eigenfrequenz nach Anregung, um diese mit den vorher ermittelten Eigenfrequenzen zu vergleichen und dabei eventuell den Rechenfehler im Kapitel 6.3 (1. EF bei 29,9 und 5,0 kN) zu untersuchen. Bei dieser Berechnung ist zusätzlich zur räumlichen Diskretisierung auch die Unterteilung in finite Zeitintervalle notwendig (Kapitel 6.1.1). In einem ersten Schritt wird die Anregung des Kabels für die Berechnung festgelegt. Das Schwingungsverhalten des Kabels (Bild 6.2) wird über eine simulierte Impulsanregung im Programm Sofistik berechnet. Dabei wird der Impuls als Einzelkraft mit einer zeitlich konstanten Größe eingegeben. Aufgrund von Messungen eines piezoelektrischen Sensors an einem realen Impulshammers, wird in der Berechnung eine Kraft von 1000 N angenommen. Anhand eines Simulationsbeispiels [21] bei welchem der Hammerschlag $1,81 \cdot 10^{-5} s$ dauert, wird für das Kabel im vorliegenden Fall eine Impulsdauer von $5 \cdot 10^{-3} s$ gewählt. Die Impulsdauer kann im FE-Programm nur als eine ganzzahlige Anzahl von Zeitintervallen (Zeitschrittintegration) eingegeben werden. In der Berechnung sind die Zeitintervalle so gewählt, dass bei jeder Berechnung ihre Anzahl pro

Periodendauer in etwa gleich bleibt, um damit dieselben Rechengenauigkeiten zu bekommen. Gewählt wurde schließlich eine Teilung der Periodendauer in 200 Zeitintervalle.

6.5.1 Einfluss der Kontaktlänge

Durch die Seilschwingung ändert sich die Kontaktlänge am Umlenksattel. Da ein exakteres Modell eines Kontaktes bei einer Schwingung sehr rechenaufwendig ist, wird hier über die maximale Auslenkung des Seils am Rand, geometrisch die Kontaktlänge ermittelt. Versuche mit Bettungsfedern und dergleichen führten zu keinen plausiblen Ergebnissen. Obwohl das Kabel dabei nur gelenkig gelagert ist und es deswegen zum Teil anders schwingt, reicht die Genauigkeit jedoch aus, da hier die zusätzliche Federsteifigkeit des Kabels im Kontaktbereich nicht berücksichtigt wird und man somit auf der sicheren Seite liegt (die wirklichen Werte müssten also etwas kleiner sein). In Tabelle 6.11 sind die Kontaktlängenverkürzungen mit der jeweiligen Vorspannkraft eingetragen. Bei einer Vorspannung, wie sie in Wirklichkeit vorkommt, beträgt die so ermittelte Längendifferenz ca. 2,0 mm. Eine weitere Möglichkeit ist es das Kabel am Rand einzuspannen. Dabei würde das Kabel, laut FE-Berechnung, die Trompetenaufweitung des Sattels nicht berühren (Tab. 6.11). In Wirklichkeit liegt der Wert zwischen diesen beiden Grenzfällen der gelenkigen und eingespannten Lagerung.

	2990 kN	29,9 kN	5,0 kN
gelenkig	2,0	22,7	22,3
eingespannt	0,0	0,0	0,0

Tab. 6.11: Kontaktlängenänderungen

Um den daraus folgenden Einfluss auf die Eigenfrequenzen zu untersuchen, werden die Kabel einfach noch einmal mit den verkleinerten freien Schwingungslängen berechnet. Die Ergebnisse sind in den Tabellen 6.12 bis 6.14 dargestellt. Hier sieht man nur geringe Einflüsse bei allen zehn Eigenformen. Bei 2990 kN Vorspannung liegt der Frequenzunterschied immer unter 0,1 %. Dieser Wert gilt nur für eine Verkürzung des Kabels, wenn man jedoch bedenkt, dass sich das Kabel bei der Auslenkung in die andere Richtung um ein ähnlich kleines Maß verlängert und damit eine etwas kleinere Eigenfrequenz hat, dann verringert sich der „summierte“ Frequenzunterschied eines am Sattel aufliegenden zu einem gelenkig gelagertem Kabel noch mehr.

Δl [mm]	l [m]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
+/-0	8,295	21,80	43,63	65,49	87,41	109,41	131,50	153,72	176,07	198,57	221,25
-2,0	8,293	21,81	43,64	65,50	87,43	109,43	131,54	153,76	176,11	198,62	221,30

Tab. 6.12: Ergebnisse der Berechnung für die freie Schwingungslänge ($P = 2990$ kN)

Δl [mm]	l [m]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
+/-0	8,295	3,99	5,93	9,00	12,10	15,36	18,76	22,33	26,11	30,10	34,33
-22,7	8,272	3,99	5,94	9,02	12,13	15,39	18,81	22,39	26,18	30,18	34,43

Tab. 6.13: Ergebnisse der Berechnung für die freie Schwingungslänge ($P = 29,9$ kN)

Δl [mm]	l [m]	1. EF	2. EF	3. EF	4. EF	5. EF	6. EF	7. EF	8. EF	9. EF	10. EF
+/-0	8,295	4,27	5,29	8,06	10,84	13,8	16,92	20,23	23,76	27,51	31,53
-22,3	8,272	4,28	5,30	8,08	10,86	13,83	16,96	20,28	23,82	27,59	31,62

Tab. 6.14: Ergebnisse der Berechnung für die freie Schwingungslänge ($P = 5,0$ kN)

6.5.2 Berechnung der Eigenfrequenz über Impulsschlag

Bezüglich der Ungereimtheiten in Tabelle 6.3 in Hinblick auf die 1. Eigenfrequenz (29,9 und 5,0 kN), werden hier die Schwingungen nochmal über die Simulation einer Impulsanregung berechnet. Dabei kann man näherungsweise nur die 1. Eigenform ermitteln, da die restlichen, kleineren Eigenformen durch die Überlagerungen nicht mehr erkennbar sind. Die Ermittlung der Eigenfrequenz erfolgt über eine Ablesung von Zeitpunkten, bei denen der Mittelpunkt des Seils seine Ausgangslage nach jeder Periodendauer durchläuft. Dabei haben neben der Ersten auch weitere ungerade Eigenformen eine kleinere Auswirkung auf den Seilmittelpunkt, welche jedoch mit Erhöhung der Periodenanzahl ihren Einfluss verlieren. Hier hat die Berechnung fünf Periodendurchläufe. Die Ergebnisse (Tab. 6.15) stimmen fast genau mit denen der Eigenfrequenzberechnung überein. So wie im Kapitel 6.3 tritt auch hier derselbe Zusammenhang auf ($3,97 < 4,25$). Wie schon erwähnt, kommt dieser Aspekt nur in der 1. Eigenform vor, und da diese der Form des Durchhangs entspricht wäre es naheliegend, dass eine „scheinbare“ zusätzliche Steifigkeit der Bogenform, aus dem Durchhang entsteht. In der Natur wird diese „Bogensteifigkeit“ durch die zusätzliche Normalspannung aus dem Eigengewicht wieder ausgeglichen. Da eine FE-Berechnung jedoch nie exakte Ergebnisse liefern kann, da sie immer etwas steifere Elemente annimmt als sie in Wirklichkeit sind, kann es sein dass dieser Einfluss hier bei kleineren Vorspannungen und den daraus folgenden größeren Bogenstichen überwiegt. Ab der 2. Eigenform hat die Form des Durchhangs jedoch klarerweise keine (scheinbare) Steifigkeitswirkung mehr, da diese Form keiner weiteren Eigenform entgegenwirken kann. Für praktische Beispiele, mit großen Vorspannkraften (z.B. 2990 kN) und kleinen Durchhängen, haben diese Effekte jedoch keine Auswirkungen.

	2990 kN	29,9 kN	5,0 kN
1. EF	21,80	3,99	4,27
Hammerschlag	21,74	3,97	4,25

Tab. 6.15: Eigenfrequenzen bei Berechnung über Impulsschlag

7 Schlussfolgerungen

In dieser Diplomarbeit werden das bauldynamische Verhalten von externen Vorspanngliedern im Brückenbau und die damit zusammenhängenden Einflussgrößen untersucht. Dabei soll eine praktische Methode entwickelt werden, die es besser ermöglicht eine Kraftbestimmung über dynamische Messungen durchzuführen. Im Gegensatz zu Schrägseilen, gibt es bei externen Spanngliedern zahlreiche Einflussgrößen die eine Kraftbestimmung durch Messungen erschweren. Neben der Betrachtung der theoretischen Grundlagen war hier vor allem eine numerische Simulation erforderlich, um die unbekannt Einflüsse erfassen und quantifizieren zu können. Bei externen Spanngliedern liegt die größte Problematik in der Bestimmung der freien Schwingungslänge, welche durch unklare geometrische Randbedingungen zu Ungenauigkeiten in der Berechnung führt.

7.1 FE Berechnung

Die Methode der Finiten Elemente ist das meist verwendete Berechnungsverfahren im konstruktiven Ingenieurbau, das nahezu alle Probleme in diesem Bereich lösen kann. Da es sich jedoch um ein Näherungsverfahren welches keine exakten Lösungen liefert handelt, ist bei der Interpretation der Ergebnisse höchste Vorsicht geboten. Ein solcher Einfluss ist auch in dieser Diplomarbeit im Kapitel 6.3 bzw. Kapitel 6.5.2 zu beobachten. Hier kommt es bei einer Eigenfrequenzberechnung von Spanngliedern mit geringer Vorspannung zu fragwürdigen Ergebnissen. Da in einer FE-Berechnung die Elemente immer etwas steifer angenommen werden als sie in Wirklichkeit sind, kommt es in einer Berechnung (3. Ordnung) eines schwingenden Seiles mit ‚großem‘ Durchhang (kleine Vorspannung) zu einem scheinbar steiferen System. Bei einer Schwingung in der 1. Eigenform entspricht die Form der Schwingungsverformungen genau der Form des Durchhanges. Der Durchhang hat somit, bei fehlerhaften Steifigkeitsermittlungen, einen Einfluss auf die Eigenfrequenzberechnung. Die während der Schwingung zurückziehenden Kräfte im Seil sind deswegen in der Berechnung größer und die Frequenz ist höher. Dieser Einfluss überwiegt bei sehr kleinen Vorspannungen (Vorspannkraft kleiner als 1% der maximalen Vorspannung) so sehr, dass bei einem weiteren Absenken der Vorspannkraft, entgegen der Erwartung, sogar eine größere Eigenfrequenz in der Berechnung ermittelt wird. Bei einer Berechnung der Durchbiegung wird zuerst die statische Verformung berechnet und erst dann nach einem Systemupdate die Dynamik, in einem fix veränderten Zustand des Seiles, berechnet. Schwingungen ab der 2. Eigenform werden durch den Durchhang nicht beeinflusst. Diese Ungenauigkeiten haben jedoch bei praktischen Berechnungen keine großen Auswirkungen, da die Fehler erst im Bereich von ca. 1% der Ausnutzung des Spannkabels von Bedeutung sind. Bei der Eingabe der Vorspannkraft war zu berücksichtigen, dass die Vorspannung in das „gerade“ Seil zwischen den beiden festen Auflagern eingetragen wird und durch den Durchhang eine zusätzliche

Normalkraft auftritt. Man bekommt durch den Durchhang größere Vorspannkraften, als ursprünglich eingegeben. Dies ist auch nur bei sehr kleinen Vorspannungen bemerkbar. Eine Möglichkeit dieses Problem zu umgehen wäre es, statt der Eingabe einer Vorspannkraft ein verschiebliches Auflager mit einer darauf wirkenden Kraft vorzusehen, was jedoch in Hinblick auf die Modellierung aufwändiger wäre.

7.2 Einflussgrößen

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurden unterschiedliche Einflüsse auf das Schwingungsverhalten eines Spannglieds untersucht. Dabei wurden die Eingabewerte für das Eigengewicht, die Querschnittsfläche, die Biegesteifigkeit, die Länge des Kabels und die Vorspannkraft variiert sowie die Auflagerbedingungen verändert.

Die Kabelmasse hat einen deutlichen Einfluss auf die Genauigkeit der Eigenfrequenzermittlung, weshalb eine möglichst genaue Gewichtsbestimmung wichtig ist. Im Gegensatz dazu ist die genaue Angabe der Querschnittsfläche des Kabelprofils nicht so von Bedeutung. Ähnlich sieht es auch bei der Biegesteifigkeit aus, wobei hier das Problem die genaue Ermittlung der Biegesteifigkeit ist. Wenn man zum Beispiel ein Seil mit einem Kabel (mit Biegesteifigkeit) vergleicht (Bild 7.6) und das Kabel dabei gelenkig gelagert ist, ist der Unterschied bei der 1. Eigenfrequenz fast nicht vorhanden. Erst mit den höheren Eigenformen wirkt sich die Biegesteifigkeit deutlicher aus, da die Biegesteifigkeit für die gesamte Länge des Kabels gering ist. Dabei spielt auch die Lagerung eine Rolle, da durch eine Einspannung an den Kabelenden die Biegesteifigkeit einen größeren Einfluss auf die Gesamtsteifigkeit hat, auch für die 1. Eigenform. Im Großen und Ganzen sind die Einflüsse der Querschnittswerte auf die Genauigkeit der Eigenfrequenzermittlung nicht so groß.

Anders sieht es beim Einfluss der Kabellänge und der Vorspannung aus. Die Längenabweichung ist für die Frequenzmessung maßgebend, da auch kleine Längenänderungen spürbare Auswirkungen auf die Eigenfrequenz haben. Eine Längenmessung kann zwar exakt durchgeführt werden, jedoch treten bei Kabelschwingungen an einem Umlenksattel gewisse Längenänderungen auf die schwer erfasst werden können. Der Einfluss der Vorspannkraft ist für das Thema dieser Diplomarbeit im umgekehrten Sinn von Bedeutung, da die Kraft über die Eigenfrequenz ermittelt werden soll. Wie im Kapitel 6.4.5 zu sehen ist, hat eine ermittelte Eigenfrequenz einen ca. doppelt so hohen Einfluss (bei kleineren Vorspannkraftabweichungen) auf die zu berechnende Vorspannkraft, als es umgekehrt der Fall ist. Aus diesem Grund ist eine möglichst exakte Bestimmung der Kabellänge umso wichtiger. Deswegen wird in dieser Arbeit auch auf die Längenänderungen des Kabels durch den Einfluss des Umlenksattels während einer Schwingung eingegangen.

7.3 Änderung des Auflagepunktes am Umlenksattel während der Schwingung

Für diese Untersuchung wurde eine Simulation bei der das Kabel künstlich angeregt wurde durchgeführt. Dabei wurden Annahmen für den Hammerschlag so getroffen, dass sie in etwa der Realität entsprechen. Für eine Abschätzung der Kontaktlängenänderung wurden die aus der Simulation berechneten maximalen Auslenkungen am Kabelrand gemessen und die dabei auftretende maximale Auflagepunktverschiebung geometrisch ermittelt. Da das Kabel hier etwas andere Randbedingungen als in Wirklichkeit hat, wurden die Annahmen so getroffen, dass größere Auslenkungen bei der Berechnung herauskommen und man somit auf der sicheren Seite bezüglich des Einflusses durch einen Umlenksattel liegt. Das Auflager wurde als Gelenk angenommen, wodurch man größere Deformationen als in Wirklichkeit erhält. Die geometrisch ermittelte Verschiebung des Berührungspunktes wurde dann von der Gesamtlänge des Kabels abgezogen und die Eigenfrequenzen mit dieser neuen Länge berechnet. Bei dem praktischen Beispiel beträgt die Längenänderung 2mm. Auch im Hinblick auf die Empfindlichkeit der Eigenfrequenz zufolge einer Längenänderung, ist dieser Wert sehr gering. Bei einer Berechnung der Eigenfrequenz mit dieser verkürzten Länge kommt im Vergleich zur ursprünglichen Länge lediglich ein Frequenzunterschied von 0,1 % heraus. Dies würde bei einer Ermittlung der Vorspannkraft zu einer Ungenauigkeit von etwa 0,2 % führen. Das sind Werte die bei einer Verkürzung des Kabels herauskommen. Wenn man jedoch bedenkt, dass sich die Kabellänge bei einer Schwingung in die andere Richtung um etwa denselben Wert verlängert, dann ist in Wirklichkeit der Fehler noch viel geringer. Der Einfluss der durch den Umlenksattel auftretenden Auflagepunktverschiebungen während einer Schwingung ist bei praktischen Messungen somit vernachlässigbar. Dieses Erkenntnis stellt einen ganz wesentlichen Punkt bei der Durchführung von Kraftbestimmungen auf Basis von Schwingungsmessungen für externe spannglieder dar. Für praktischen Einsatz ist es daher ausreichend, die freie Schwingungslänge des Kabels ausgehend vom gemessenen Kontaktpunkt zu ermitteln. Der Kontaktpunkt kann baupraktisch durch das Einschieben eines Blattes Papier zwischen Umlenksattel und Kabel bestimmt werden und die Länge der freien Schwingungslänge zugeschlagen werden.

Literaturverzeichnis

- [1] **Institut für Betonbau** TU Graz: *Skriptum aus dem Fach Betonbau*. Eigenverlag, WS 2005/06
- [2] **Eibl J.:** *Externe Vorspannung und Segmentbauweise* (1998). Berlin: Ernst & Sohn, ISBN 3-433-01783-2
- [3] **Eibl J., Ivanyi G., Buschmeyer W., Kobler G.:** *Vorspannung ohne Verbund, Technik und Anwendung*. In: Beton-Kalender (1995). Teil II Berlin: Ernst & Sohn, ISBN 3-433-01413-2
- [4] **Schweighofer:** Technischer Bericht der YH Brücke (2008)
- [5] **Institut für Baustatik** TU Graz: *Skriptum aus dem Fach Finite Elemente Methoden*. Eigenverlag, WS 2006/07
- [6] **Institut für Baustatik** TU Graz: *Skriptum aus dem Fach Baudynamik und Erdbeben II*. Eigenverlag, WS 2006/07
- [7] **Flesch R.:** *Baudynamik praxisgerecht* (1993). Band 1 Wiesbaden und Berlin: Bauverlag, ISBN 3-7625-3010-6
- [8] **Petersen C.:** *Dynamik der Baukonstruktionen* (1996). 1. Auflage Braunschweig / Wiesbaden: Friedr. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft, ISBN 3-528-08123-6
- [9] **Geier, R.; Benko, V.; Ralbovsky, M.:** Dynamische Untersuchungen einer Segmentbrücke. D-A-CH Tagung 2003, Zürich, Schweiz
- [10] **Geier, R.; Flesch, R.:** Ein Konzept für integriertes Bauwerksmanagement. In: Bauingenieur, Volume 80, September 2005, S2-S8
- [11] **Peeters, B.:** System identification and damage detection in civil engineering. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Katholieke Universiteit Leuven, 2000
- [12] **Schneider, J.:** Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen – Grundwissen für Ingenieure. Vdf Hochschulverlag AG und B.G. Teubner Stuttgart, ISBN 3-519-15040-9, Stuttgart 1996
- [13] **Cervenka, V.; Jendele, L.; Cervenka, J.:** ATENA – Nonlinear Analysis Software. Program Documentation. Prag, 2007.
- [14] **SOFiSTiK:** Benutzerhandbuch Version 23, SOFiSTiK AG, Oberschleißheim, Deutschland, 20078
- [15] **Geier, R.:** Brückendynamik – Schwingungsuntersuchungen von Schrägseilen, Verlag BOD GmbH., ISBN 3-8334-1465-0, Norderstedt, Deutschland, 2004, 228 S.

- [16] **Geier Roman, Deix Stefan.:** On-Line Überwachung der Wiener Reichsbrücke. In: Beton- und Stahlbetonbau, Volume 100, Heft 12, Dezember 2005, Seiten 997-1002
- [17] **Eurocode 2 (EN 1992-1-1):** Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken (2005)
- [18] **Geier Roman:** Doktorat zum Thema Systemidentifikation seilgestützter Tragwerke - Die dynamische Strukturantwort von Schrägseilen (2004)

Internetseiten:

- [19] http://www.schaefer-bauten.de/upload/veroeffentlichungen/Veroeffentlichung_8.pdf (<http://www.schaefer-bauten.de/veroeffentlichungen.php>)
- [20] <http://www.vbt-systems.eu/Seiten/Produkte/VBT-BE.html>
- [21] <http://www.home.hs-karlsruhe.de/~kero0001/impham/impulshammer.html>