

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 89 (1971)
Heft: 10: Bauen mit Fertigteilen

Artikel: Der Viadukt zur Insel Oléron
Autor: Brux, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-84787>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 09.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

8.3 Zur Pfahlberechnung

Die Belastung der LS-Injektionspfähle wird ausschliesslich durch Mantelreibung abgetragen. Die LS-Probepfähle wurden bis zu 300 t belastet (Bild 13), wobei der Bruchzustand noch nicht erreicht war. Unter der Maximallast traten Setzungen bis zu 45 mm sowie Werte der Mantelreibung im tonigen Silt von 4,2 t/m² und im siltigen Sand von 8,6 t/m² auf. Bei der Annahme einer Sicherheit von 2,4 bzw. einer Setzung des Einzelpfahles von 5 mm wurde die zulässige Gebrauchslast auf 125 t festgelegt. Vergleichsweise beträgt die für die Setzungen massgebende Beanspruchung infolge ständiger Last (Eigengewicht) pro Pfahl 95 t. Unter der ungünstigsten und daher wenig wahrscheinlichen Kombination sämtlicher möglichen Haupt- und Zusatzbelastungen werden einzelne Eckpfähle eines Banketts allerdings noch wesentlich höher beansprucht. Dabei ist zu berücksichtigen, dass Momente am Pfeilerfuss keine Setzungen, sondern lediglich Verdrehungen verursachen. Zur Abschätzung der Gruppenwirkung wurden die Setzungen einer fiktiven Flachfundation in 20 m Tiefe errechnet bei Annahme eines Zusammendrückungsmoduls $M_E = 150 \text{ kg/cm}^2$. Dieser M_E -Wert ergab sich durch die Auswertung der Setzungsmessungen an grossen Öltanks, die sich unmittelbar neben der Brücke befinden. Nach dieser Rechnungsart erhöhen sich unter ständiger Belastung die Setzungen des Einzelpfahles infolge der Gruppenwirkung von 4 auf 16 mm. In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass bis heute Nachsetzungen nach der feldweisen Montage des Brückenüberbaus von 5 bis 15 mm beobachtet werden konnten (Bild 14). Massgebend sind die Setzungsdifferenzen zwischen benachbarten Pfeilern. Nach dem Pflichtenheft wird aus Gründen des Fahrkomfortes ein Gefällsbruch im Längenprofil von 1,5 % toleriert. Dies entspricht für die Spannweite von 29,8 m einer Setzungsdifferenz von 22 mm. Da der Brückenüberbau setzungsunempfindlich ist, können in statischer Hinsicht noch erheblich grössere Setzungen aufgenommen werden.

8.4 Die teilweise Vorspannung

In den Stützenschnitten ist der Brückenüberbau voll vorgespannt. Im Feldbereich dagegen treten im Zeitpunkt $t = \infty$ unter Hauptbelastung am untern Querschnittsrand Betonbiegezug-Randspannungen bis -69 kg/cm^2 auf. Diese Schnitte sind somit teilweise vorgespannt, wobei die Bedingungen der SIA-Norm Nr. 162 (1968) eingehalten werden müssen. Insbesondere ist der Zuwachs der Spannungen in den Spannstählen und jener der schlaffen Armierungen auf $\Delta \sigma_e \leq 1500 \text{ kg/cm}^2$ zu begrenzen. Dieser Nachweis erfolgt am gerissenen Querschnitt nach der Theorie des Stahlbetons für den Fall der Biegung mit Normalkraft. Die Vorspannkraft wird dabei als äussere Normalkraft zusammen mit den massgebenden Schnittkräften des Gebrauchszustandes eingesetzt. Genau genommen muss nicht die Vorspannkraft, sondern die etwas grössere, sogenannte Spannbettvorspannung als Normalkraft eingesetzt werden. Da der Spannungsnachweis am gerissenen Querschnitt zu erfolgen hat, die Vorspannung jedoch am homogenen Querschnitt wirkt, kann die Vorspannkraft nicht ohne weiteres mit den äusseren Schnittkräften superponiert werden. Vorerst muss der Betonquerschnitt spannungslos gemacht werden. Hierfür ist auf die Vorspannarmierung die folgende äussere Zugkraft V' , die sogenannte Spannbettvorspannung, anzubringen:

$$V' = V \frac{1}{1 - n \left(\frac{F_{ev}}{F_i} + \frac{F_{ev} \cdot s^2}{J_i} \right)} \approx V + n \cdot \sigma_{bv} \cdot F_{ev}$$

Hierin bedeuten

- V = Vorspannkraft im massgebenden Zeitpunkt t
- V' = Spannbettvorspannung zur Zeit t
- F_i = ideeller Querschnitt
- J_i = ideelles Trägheitsmoment
- F_{ev} = Querschnitt der Vorspannarmierung
- s = Abstand der Vorspannarmierung vom Schwerpunkt des ideellen Querschnitts
- σ_{bv} = Betonspannung in Höhe der Spannkabel infolge Vorspannung

Da der Betonquerschnitt unter der Wirkung der äusseren Zugkraft V' spannungslos und ohne Dehnungen ist, kann die Reaktion $-V'$ mit den äusseren Schnittkräften superponiert und die Zusatzbeanspruchungen $\Delta \sigma_e$ und $\Delta \sigma_b$ des Stahles und des Betons am gerissenen Querschnitt ermittelt werden. Diese Überlegungen können von Bedeutung sein, weil bei Biegung mit Normalkraft schon geringfügige Änderungen der Normalkraft erhebliche Auswirkungen auf $\Delta \sigma_e$ und $\Delta \sigma_b$ haben können.

9. Zusammenfassung

Für den Überbau der *Viaducs de la Plaine du Rhône* wurde ein neuartiges Brückensystem entwickelt. Es handelt sich um grossformatige Fertigelemente, die im Bauzustand statisch bestimmt gelagert sind und im Endzustand durch den Ortsbetonverguss der Fugen und Stützenquerträger als monolithische Brücken mit einer fugenlosen Länge bis 447 m wirken. Die Brücken sind auf LS-Injektionspfählen schwimmend fundiert. Die Belastung wird ausschliesslich durch Mantelreibung abgetragen. Das ganze Bauwerk wurde auf Grund eines Submissionswettbewerbes vergeben. Es handelt sich um eine der wirtschaftlichsten Brücken der Schweiz. Trotz des eindeutigen Vorrangs wirtschaftlicher Gesichtspunkte ergibt die klare Konzeption mit einfachen Formen ein ästhetisch überzeugendes Bauwerk.

Adresse der Verfasser: *B. Bernardi, dipl. Bauing. ETH/SIA, Rötelstrasse 15, 8006 Zürich, W. Dobler, Bauing., Glattbrugg.*

Der Viadukt zur Insel Oléron

Von **G. Brux, Minden**

DK 624.21.624.012.46.002.22

Die Insel Oléron ist 175 km^2 gross und 35 km lang; sie liegt vor der Atlantikküste Frankreichs, durch die Meerenge von Maumusson vom Festland getrennt. Die Fährverbindung zur Insel beförderte 1965 mehr als 400 000 Fahrzeuge. Da die Insel ein mildes Klima hat, ist sie ein beliebtes Ziel vieler Erholungssuchender. Das Übersetzen mit der Fähre mit teilweise bis zu acht Stunden Wartezeit entsprach nicht mehr den heutigen Anforderungen des ständig wachsenden Fremdenverkehrs; man beschloss deshalb den Bau einer Brücke, und zwar innerhalb einer Bauzeit von 25 Monaten. Im Mai 1964 wurden die Arbeiten vergeben, im August des gleichen Jahres war der erste Brückenteil vorgefertigt, einen weiteren Monat später die Vorrichtung für den Vorbau aufgestellt. Damit wurden täglich bis zu acht Laufmeter Brücke, auf dem Festland beginnend, zur Insel vorgebaut. Das letzte Teilstück wurde am 19. März 1966 eingebaut und das Bauwerk Ende des gleichen Jahres dem Verkehr übergeben (Bild 1). Es ist mit seinen fast 3 km Länge die derzeit längste Brücke Frankreichs.

Die Wasserstände in der Meerenge wechseln mit $\pm 3,50 \text{ m}$ infolge Ebbe und Flut. Man baute deshalb vom Wasser aus nur die Pfeiler und verwendete für den Überbau grosse Teilstücke, schaffte sie über die Brücke heran und setzte sie mit Hilfe einer Vorbauvorrichtung zusammen. Wegen der korrosionsfördernden Umgebung verwendete man als Baustoff Beton, Stahlbeton und Spannbeton

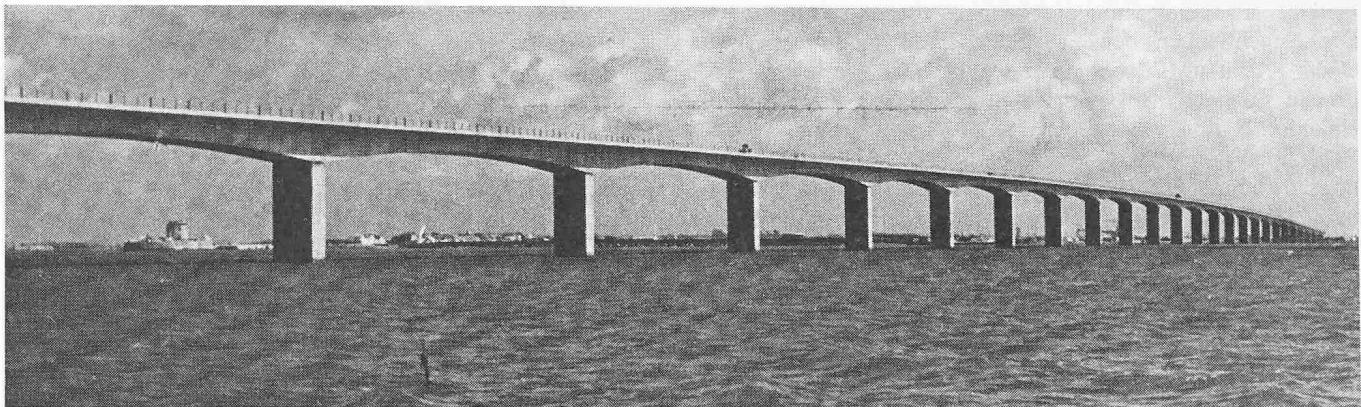


Bild 1. Blick auf die Brücke zwischen der Atlantikküste (im Hintergrund) und der Insel Oléron

sowie Verbindungen mittels Kunststoffklebern. Die eigentliche Brücke hat eine Breite von 10,92 m und eine Länge von 2862 m, ist als Durchlaufträger mit rechteckigem Hohlkastenquerschnitt ausgebildet (Bilder 2 und 3) und ruht auf 45 Pfeilern in Abständen von 28,75 bis 79 m. Die Brücke hat acht Dilatationsfugen in Momentennullpunkten. Eine Durchfahrtshöhe von 15 m über 1200 m Brückenzänge bzw. 18 m bei den mittleren vier Öffnungen von je 79 m Spannweite genügt für die Küstenschiffahrt.

15 Brückenpfeiler sind auf Pfählen und 30 auf Platten gegründet. Sie haben rechteckigen Querschnitt von $5,60 \times 1,60$ bis $3,60 \times 1,60$ m bei Schaftlängen von 9 bis 25 m. Sie wurden mit Hilfe von Gleitschalung betoniert, und zwar mit einem selbsttätig, hydraulisch gesteuertem Vorschub von stündlich 20 bis 25 cm. Der Schaft der Brückenpfeiler ist mit vier Kabeln senkrecht gegen die Gründung bzw. Pfahlkopfplatte vorgespannt. Der Pfeilerkopf geht in einen keilförmigen Balken mit Neoprenauflage über, der das Auflager für den Überbau bildet (Bild 2). Während der Bauzeit wurde der Balken vorübergehend durch eine Stahl- oder Spannbetonstütze ersetzt. Einige Gründungsplatten betonierte man bei Ebbe im Trockenen, einige im Schutze von Spundwänden, andere hinter Fangdämmen unmittelbar auf den Felsen. An den Stellen, wo der trag-

fähige Baugrund tiefer war, rammte man Stahlrohre von 508 mm \varnothing bis zu 23 m Tiefe ein, saugte sie anschliessend aus und füllte sie mit Beton. Die Pfahlkopfplatte ist $7,30 \times 5,30 \times 1,50$ m gross und wurde auf einer bis zu 2,50 m dicken Unterwasserbetonschicht im Trockenen betoniert.

Die Brückenteilstücke für den Überbau stellte man auf der Zufahrtsrampe auf dem Festland her. Es gelang, mit verhältnismässig wenig verschiedenen Fertigteilen auszukommen. So genügten 15 bzw. 26 Stück für die Überbauten von 39,50 bzw. 79,00 m Spannweite. Die Einzelteile hatten Gewichte von 42 bis 73 t. Sie wurden in verstellbaren Stahlschalungen so aneinander betoniert, wie sie später im Bauwerk montiert werden sollten. Dies ergab die geringstmögliche Fugenbreite, eine der Voraussetzungen für das Aneinanderkleben beim Einbau.

Der auf Schienen laufende Portalkran für die Vorfertigung und den Lagerplatz hob jeweils die Fertigteile auf Wagen, die auf der Brückenfahrbahn bis zur Vorbauvorrichtung geschoben wurden. Diese bestand aus einer stählernen Fachwerkkonstruktion von 130 t Gewicht (Bild 4) und trug einen ferngesteuerten Laufkran von 90 Mp Tragkraft. Dieser hob dann das Fertigteil vom Wagen, drehte es um 90° für die Fahrt durch die Stützenportale der

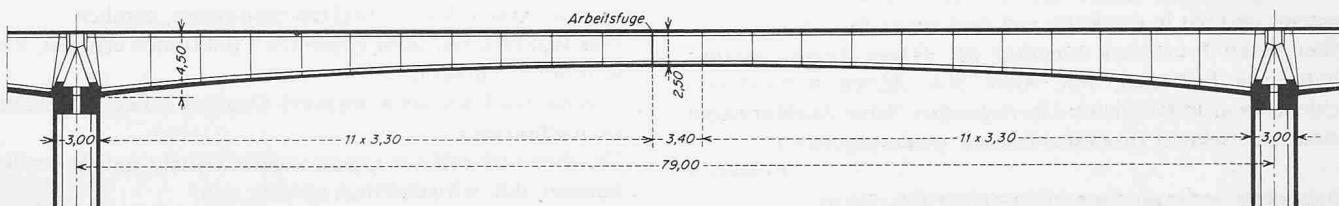


Bild 2. Brücke Oléron, Längsschnitt 1:500 eines Überbauteilstückes mit Pfeilerkopfausbildung

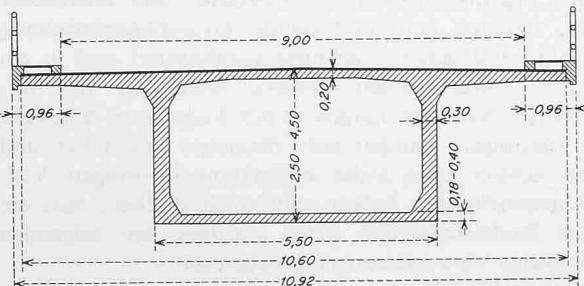


Bild 3. Querschnitt 1:150

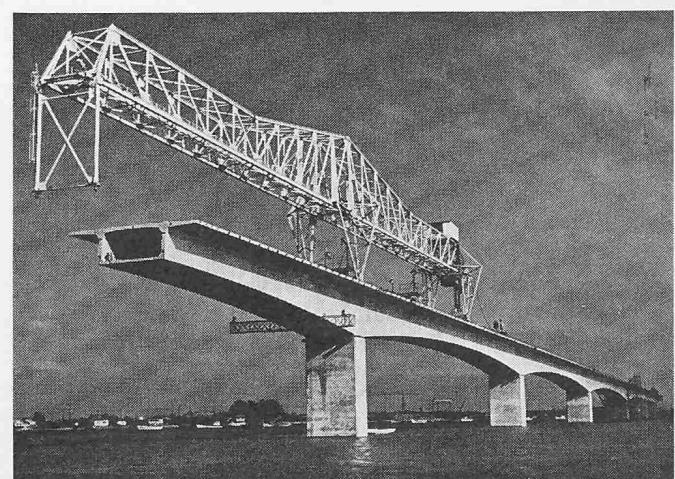


Bild 4. Stählerne Vorbauvorrichtung zum Zusammenbau des Überbaues der 3 km langen Brücke kurz vor dem Vorschieben zum nächsten Bauabschnitt auf dem zusammengebauten Überbauende

Vorbauvorrichtung, fuhr zur Einbaustelle und fügte es an. Die Fugenflächen der Fertigteile hatte man zuvor mit einem Kunststoffkleber aus Epoxydharz versehen und presste sie nach dem Ausrichten durch Vorspannung aneinander.

Die Vorspannung des Überbaues geschah in zwei Phasen, einmal während des Zusammenbaus der Fertigteile (30 Kabel zu je 12 Litzen von 12,7 mm ϕ und vier Kabel mit 12 Litzen von 8 mm ϕ) sowie später nach dem Schliessen der Öffnungen zwischen den Pfeilern bzw. der Scheitelfugen (14 Kabel zu je 12 Litzen von 12,7 mm ϕ und vier Kabel zu je 12 Litzen von 8 mm ϕ). Nach dem Auspressen der Kabelkanäle mit Zementleim verschloss man die Köpfe der Verankerungspunkte mit Mörtel aus

Sand und Kunststoffkleber.

Die vertraglich zugesicherte Bauzeit von nur 25 Monaten konnte eingehalten werden. Es wurden insgesamt 27 400 m³ Beton (16 000 m³ Spannbeton für den Überbau, 1000 m³ Unterwasserbeton unter den Pfahlkopfplatten, 5500 m³ für die Gründungsplatten, 3800 m³ für die Pfahlgründungen usw.), 3200 t Stahl und 30 200 m² Straßenbefestigung für die Brückenfahrbahn und die Zufahrtsrampen eingebaut. Der Beton für die Fertigteile wurde in automatisch arbeitenden Aufbereitungsanlagen hergestellt. Die Zylinderfestigkeit betrug nach 7 bzw. 28 Tagen 260 bzw. 340 kp/cm².

Adresse des Verfassers: Dipl.-Ing. G. Brux, D-4950 Minden, Bruchstrasse 2.

Schnellbaumethode mit dem «Jankoswiss»-Baukastensystem

DK 69.002.22

Die nur mit geringen Schwankungen anhaltende Überlastung im Baugewerbe, der Mangel an Arbeitskräften und die in neuerer Zeit verstärkte Bauteuerungstendenz bewirken Erschwernisse in der baulichen Produktivität. Sie sind nicht zuletzt auch bei der Diskussion um «Das Recht auf Wohnen» für jedermann offensichtlich geworden. In Fachkreisen befasst man sich mit diesen Fragen allerdings schon seit langem. An technischen Lösungsvorschlägen fehlt es zwar nicht, wohl aber an den Möglichkeiten ihrer wirtschaftlichen Verwirklichung. Dies gilt insbesondere für die Anwendung des vorfabrizierten Bauens. Davon erhoffte man sich die Rettung. An sie glauben heute noch vor allem die Politiker, weniger die Leute vom Bau, solange der Absatz vorfabrizierter Bauelemente sich vorwiegend auf Einzelanwendungen oder Eigenbauvorhaben von Generalunternehmern beschränkt. Eine Gross-Serienfabrikation scheiterte in der Schweiz noch immer daran, dass der erforderliche Absatz nicht gewährleistet war und sich die Transportverhältnisse vielfach als unwirtschaftlich erwiesen.

Mit einer systematischeren Untersuchung der vorstehend nur angedeuteten Umstände und darauf gründenden Vorschlägen für eine günstigere Wirtschaftlichkeit in der Vorfabrikationsmethodik befasste sich während längerer Dauer eine privatwirtschaftliche Gruppe von Fachleuten. Ihr Bemühen galt insbesondere der Entwicklung eines Baukastensystems und hat in der Folge zur *Jankoswiss-Bauweise* geführt. Über deren Prinzipien orientiert der Träger dieses Systems, Stefan von Jankovich, dipl. Arch. SIA, Zürich, anhand verschiedener grundsätzlicher Überlegungen. Seine Ausführungen seien nachstehend zusammenfassend wiedergegeben¹⁾.

Redaktion

Erschwernisse für die Entwicklung eines Bausystems

Zu den wichtigsten Hemmnissen, die sich der Entwicklung von Bausystemen in den Weg legen, zählen:

- Ausgeprägt individuelle Ansprüche der Bauherrschaften und der Mieter
- Zerstreuung und Zersplitterung des Baulandes
- Viele Architekten befassen sich mit den gleichen oder ähnlichen Problemen, ohne sich auf gewisse Lösungsvorschläge im Sinne einer rationelleren Zusammenarbeit festlegen zu können.
- Die verschiedenen Bauherrschaften finden kaum dazu, ihre Bauaufträge miteinander zu koordinieren.
- Die Bauindustrie normiert meist individuell; Koordinierungen werden zwar angestrebt, sind aber noch nicht im wünschbaren Ausmass möglich geworden.

¹⁾ Über das System Jankoswiss ist in zahlreichen Fachschriften des In- und Auslandes berichtet worden. Eine Darstellung findet sich auch im Systemkatalog CRB (Ausgabe 1969, Wohnungsbau). Eine ausführliche Informationsschrift kann vom Architekturbüro Stefan v. Jankovich, Hönggerstrasse 142, 8037 Zürich, bezogen werden.

Diese Erkenntnisse gaben den Anstoß, die Gründe zu suchen, weshalb die sogenannte Vorfabrikation die bisherigen Erwartungen nicht erfüllen konnte und die Voraussetzungen herauszuschälen, die es gestatten, eine wirtschaftlichere Lösung zu erzielen.

Erkenntnisse für eine wirtschaftliche Vorfabrikation

Vorerst sind drei wesentliche Begriffe auseinanderzuhalten:

1. Es gibt *Methoden* zur Herstellung von vorfabrizierten Elementen oder von Gebäude-Fertigteilen, die heute landläufig als «System» bezeichnet werden. Mit solcherart fabrizierten Teilen lassen sich Gebäude aller Art erstellen
2. Ein *Bausystem* dagegen ist auf geometrischen Grundlagen aufgebaut und bezieht sich in erster Linie auf die strukturelle Gesamtkonzeption eines Gebäudes. Je nachdem, ob es sich um Einfamilien- oder Ferienhäuser, Hotels, Schulen oder Garagen handelt, unterscheidet man verschiedene Bau-systeme
3. Ein *Baukastensystem* ist noch allgemeiner und erlaubt es, vielerlei Planungsaufgaben mit den gleichen Mitteln zu lösen.

Grundforderungen an ein Bauwerk

Ausgehend von den drei bekannten Gesichtspunkten, welche die Arbeit des Architekten bestimmen, nämlich

1. Das Bauwerk soll seine geplanten Funktionen erfüllen, d.h. funktionell gut sein,
 2. Das Bauwerk soll als Kunstwerk Qualität haben, d.h. ästhetisch schön sein,
 3. Das Bauwerk soll mit angemessenen Mitteln erstellt werden können, d.h. wirtschaftlich günstig sein,
- sowie von der Überlegung, dass die Probleme jeder Vorfabrikation nicht nur technischer und technologischer, sondern auch organisatorischer, konstruktiver und finanzieller Art sind, mussten eine umfassende Grundlagenforschung durchgeführt und deren Ergebnisse katalogisiert und in ein Pflichtenheft aufgenommen werden. Mehr als 100 verschiedenartige Probleme kamen in der Folge zum Studium. Viele Forderungen standen sich diametral gegenüber und waren nur schwer miteinander in Einklang zu bringen. Vielfältige Untersuchungen haben schliesslich ergeben, dass ein geeignetes Baukastensystem unter anderem den folgenden grundsätzlichen Voraussetzungen genügen soll:

- Quadrat als Grundform
- Drei Grundmasse, die miteinander in der Proportion des Goldenen Schnittes stehen
- Aufteilbarkeit des Quadrates durch die Grundmasse
- Alle kleineren Massen sollen in eine geometrische Zahlenreihe der Grundmasse hineinpassen
- Rasterfreiheit der geometrischen Lösungen.