

Modelluntersuchungen an einem Brückenfachwerk aus Spannbeton

Autor(en): **Jewgrafow, G.K. / Bobrikow, B.W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-7827>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Modelluntersuchungen an einem Brückenfachwerk aus Spannbeton*Model Tests on a Prestressed Concrete Bridge Truss**Essais sur modèles relatifs à un treillis de pont en béton précontraint*

G. K. JEWGRAFOV

B. W. BOBRIKOW

UdSSR

Der vorliegende Artikel handelt von einer Wolgabücke in einer Stadt der UdSSR, zu deren Bau aus Beton-Fertigelementen zusammengesetzte und vorgespannte, durchlaufende Fachwerkträger mit 166 m Stützweite erstellt wurden.

Die Größe der Spannweiten und die neuartige Konstruktionsmethode rechtfertigten die vorgenommenen Modellversuche.

Im Unterschied zu den üblichen Versuchen an kleinen, aus Kunststoff hergestellten Modellen wurden für diesen Fall große Modelle aus Stahlbeton geprüft. Die Knotenpunkte wurden im Maßstab 2 : 3 und ganze Trägereile im Maßstab 1 : 5 nachgebildet.

Die Untersuchungen sollten zeigen, ob die Berechnungen nach der Elastizitätstheorie mit dem tatsächlichen Verhalten der Knotenpunkte übereinstimmt und ob die Nebenspannungen, hervorgerufen durch die starren Knoten, zu Rissen in den Fachwerkstäben führen und ob sie die Bruchsicherheit der ganzen Konstruktion beeinflussen; zudem wollte man die zweckmäßigste Anordnung der Knotenpunkt-Armierung ermitteln.

Die Modelle wurden durch dieselbe Organisation, die die Brücke baut (Leitung Hauptingenieur Solowjew T. P.), hergestellt. Die Untersuchungen wurden im Laboratorium für Stahlbeton-Konstruktionen an der Moskauer Hochschule für Eisenbahnwesen durchgeführt. Die Leitung der Versuche lag in den Händen der Verfasser dieses Artikels, ferner wirkten die Ingenieure Nosarew A. W. und Tschestnoj W. M. mit. Die Modelle wurden vom Verfasser des Brückenprojektes, Yodsewitsch W. M. und von Ingenieur Koschelew M. A. unter der Leitung des Chefs der Projektierungsorganisation, Kandidat der techn. Wissenschaften, Kriltzow E. I., entworfen.

Die Prüfung der Knotenmodelle der Träger

Zur Untersuchung der Spannungszustände in den Fachwerkknoten wurden Modelle der Knoten *U* des Untergurtes und *O* des Obergurtes in verschiedener Ausführung angefertigt (Fig. 1, 2, 3). Bei den Modellen *U* 1 und *U* 2 weisen

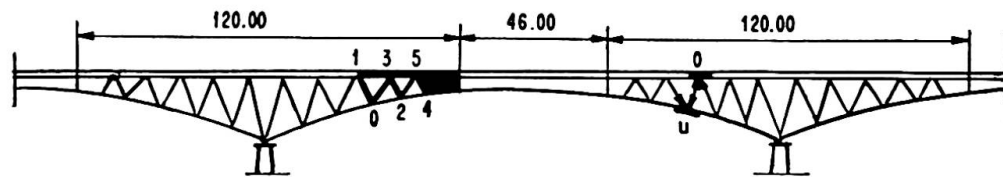


Fig. 1.

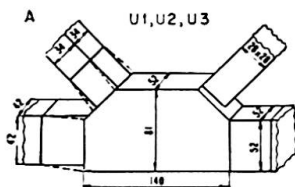


Fig. 2a.

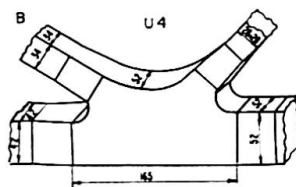


Fig. 2b.

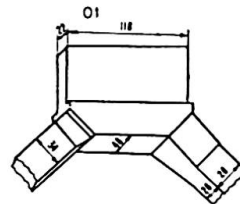


Fig. 3a.

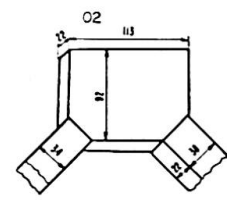


Fig. 3b.

die Streben und die Knotenblöcke verschiedene Dicke auf, sind aber monolithisch miteinander verbunden. Im Knoten $U1$ sind die Streben ohne, bei $U2$ dagegen mit Vouten, entsprechend Fig. 2a, ausgebildet; der Knoten $U4$ wiederum wurde gemäß Fig. 2b ausgeführt.

Die Modelle der Knotenpunkte des Obergurtes wurden entsprechend Fig. 3 ausgeführt.

Für die ständige Belastung des Auslegerträgers oder für Verkehrslasten beim Durchlaufträger sind die aufsteigenden Diagonalen und die Untergurtungen gedrückt, während die fallenden Diagonalen und die Obergurtungen gezogen sind. Das Projekt sieht die gemeinsame Anfertigung der Zugstreben zusammen mit den Knotenblöcken im Spannbett vor. In ähnlicher Weise wurden denn auch die Modelle der Untergurt-Knotenblöcke hergestellt. Die Spannbewehrung besteht aus 4 Drahtbündeln mit je 24 Einzeldrähten $\varnothing 5$ mm mit einer Zugfestigkeit von 150 kg/mm^2 . Die Verankerung der Drähte im Knotenblock erfolgte mit einem Kern und einer angeschweißten Verteilplatte, siehe auch Fig. 4. In Anpassung an die vorgesehene Konstruktion der Brücke wur-

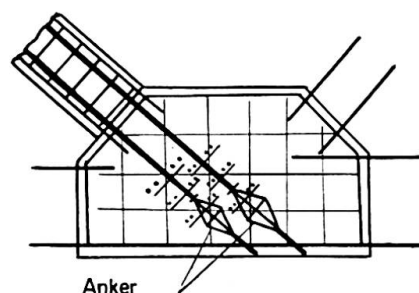


Fig. 4.

den auch die Trägermodelle aus vorgefertigten Elementen zusammengesetzt und mit Ortsbeton verbunden, außer den Zugstreben, die, wie bereits erwähnt, mit den Knotenblöcken zusammen im Spannbett hergestellt wurden. Die vorgefertigten Elemente wurden aus Beton B 400 hergestellt, als Ortsbeton wurde Beton B 450 verwendet. Die Knotenwände wurden mit einem leichten Armie-

rungsnetz bewehrt, um den Spannungszustand im Knotenblock und allfällig rißgefährdete Stellen leichter feststellen zu können. Obwohl der oben beschriebene Anker bei vorgespannten Brückenkonstruktionen in der UdSSR häufig angewendet wird, war die Untersuchung des durch den Anker im Knotenblock erzeugten Spannungszustand eines der wichtigsten Probleme der durchgeführten Untersuchung. Die Verformungen der Knotenblöcke wurden mittelst Widerstands-Meßstreifen und Deformationsmessern bestimmt.

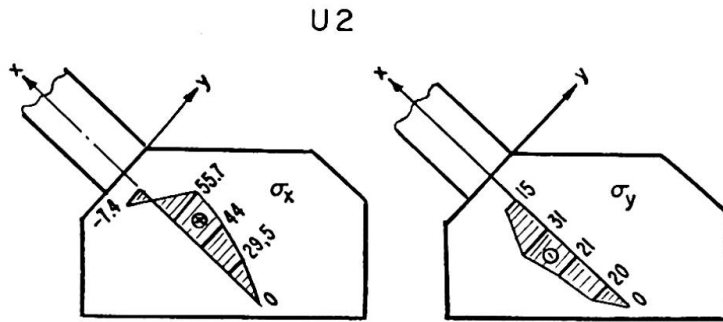


Fig. 5.

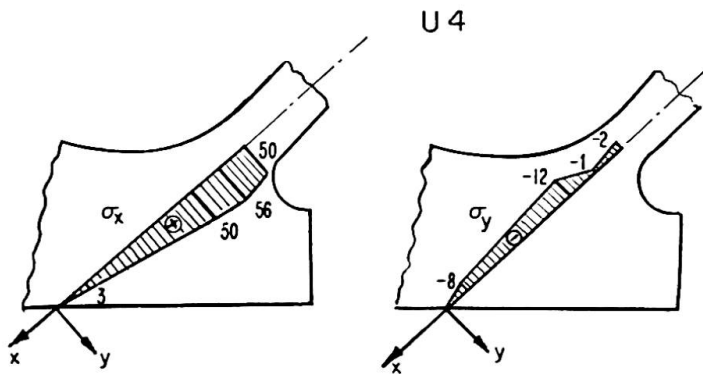


Fig. 6.

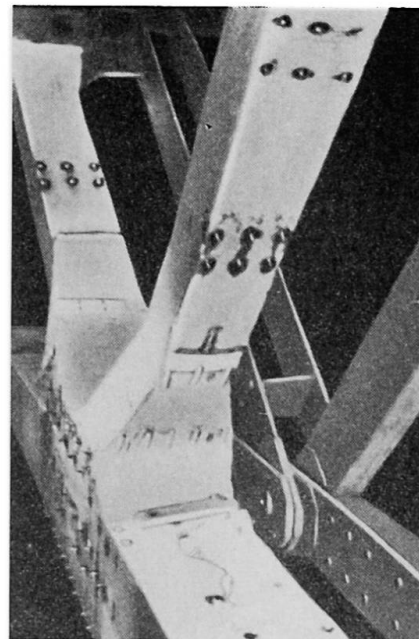


Fig. 7.

Fig. 5 zeigt den Spannungsverlauf im Knoten *U 1* parallel und senkrecht zur Strebenachse. Der scharfe Übergang von Strebe zu Knotenblock machte sich im Spannungsverlauf σ_x stark bemerkbar. Die großen Querkzugspannungen führten in diesem Fall auch zu Rissen im Knotenblock, die parallel zum Spannglied verliefen. Bei der Querschnitts-Unstetigkeiten vermeidenden Ausführung von Knoten *U 4* wurde ein gleichmäßiger Spannungsverlauf im Knoten festgestellt, wie dies auch Fig. 6 zeigt. Ähnliche Ergebnisse wurden auch für das Knotenmodell *U 3* gefunden. Die Belastung der Modellknoten wurde mit der in Fig. 7 abgebildeten Apparatur vorgenommen, wobei hydraulische Pres-

sen von 500 t zur Anwendung gelangten. Zur Ermittlung von Richtung und Größe der Hauptspannungen in den Knotenblöcken wurden Widerstandsmeßstreifen und Meßmarken für Deformationsmessungen in größerer Zahl über die Knotenoberfläche verteilt angebracht (Fig. 8a, 8b, 9). Dabei sind die fest ausgezogenen Linien die Trajektorien der Hauptzugspannungen, die gestrichelten Linien diejenigen der Hauptdruckspannungen.

Der Vergleich der gemessenen Werte (Fig. 8a) mit den gerechneten Werten (Fig. 8b) zeigt eine gute Übereinstimmung. Die Berechnung dieser Spannungen erfolgte mit den Methoden der Differenzenrechnung. Die Spannungen σ_x und σ_y stimmen genügend genau mit den Versuchswerten überein (Fig. 10).

Eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und gerechneten Spannungswerten wurde vor allem bei Knoten mit stetig angeschlossenen Diagonal-

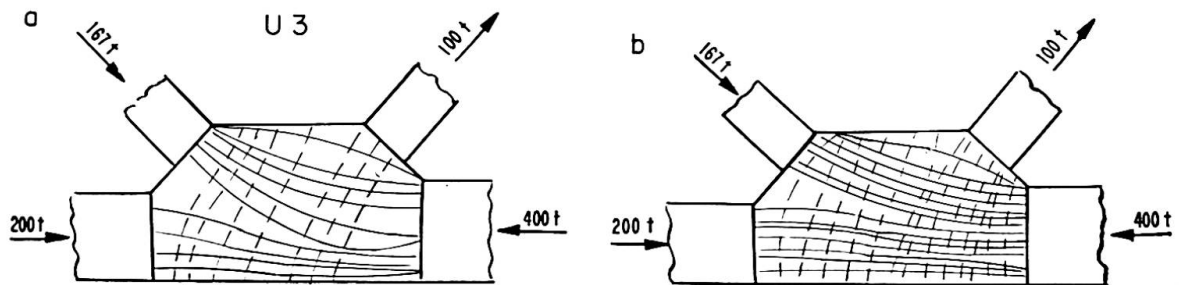


Fig. 8.

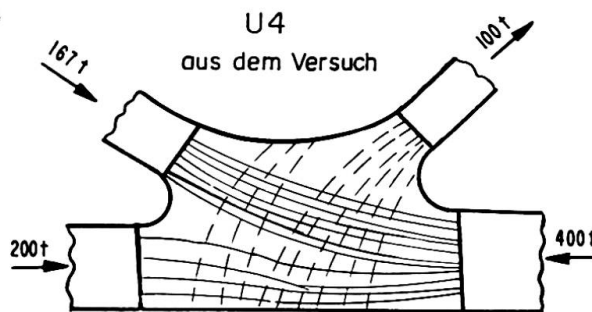


Fig. 9.

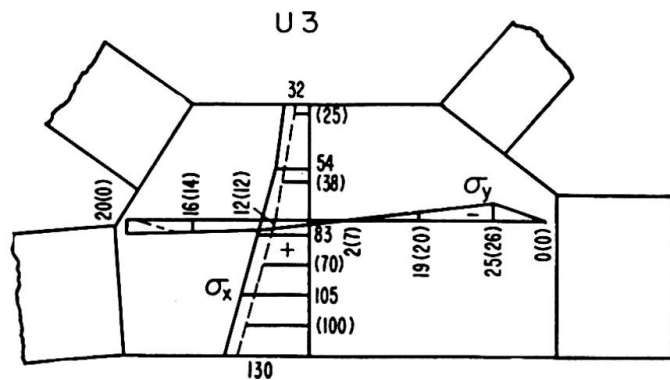


Fig. 10.

gliedern festgestellt; beim Anschluß von Streben ohne Vouten wurden in den Knoten dagegen größere Abweichungen festgestellt. Beim Obergurt ist die Übereinstimmung beim Knotenmodell nach Fig. 3 b besser als bei demjenigen nach Fig. 3 a.

Sämtliche Modelle wurden bis zum Bruch belastet; dabei konnte auch bei schwach bewehrten Knoten eine beachtliche Rissesicherheit festgestellt werden. Bei den Modellen *U 1*, *U 3* und *O 1* wurden vor dem Bruch überhaupt keine Risse bemerkt, während bei *U 4* und *O 2* erst kleine Risse nach Überschreiten der errechneten Belastungen auftraten. In den Zugstreben traten die ersten Risse bei der 1,2fachen gerechneten Rißlast auf. Die Koeffizienten der Bruchsicherheit waren verschieden; bei gleichmäßiger Krafteinleitung in die Bauteile betrug die Sicherheit gegen Bruch 2,88, bei exzentrischer Krafteinleitung infolge Deformation der Versuchseinrichtung sank die Bruchsicherheit auf 1,60. Im übrigen traten die Brüche immer außerhalb der Knotenblöcke auf.

Diese Tatsache zeigte, daß bei der Bemessung der Beton-Fachwerkträger die Steifigkeit der Knoten zu berücksichtigen war. Die angestellten Untersuchungen zeigten weiter, daß bei verschiedenen Stabbreiten in den Knotenpunkten Seitenvouten notwendig sind. Aus den Diagrammen der Hauptzugspannungen ließ sich eine rationelle Knotenarmierung ableiten.

Untersuchungen an einer Fachwerk-Modellbrücke

Es wurden auch Untersuchungen an einem mehrfeldrigen Fachwerkmodell des ganzen Brückenquerschnittes vorgenommen. Dieses Modell war aus zwei Hauptträger-Ausschnitten, der Fahrbahnplatte und dem unteren Querverband zusammengesetzt (Fig. 11). Der Modellmaßstab betrug, wie bereits erwähnt, 1:5; die Diagonalen der Hauptträger wurden aber so bemessen, daß das Verhältnis $EJ:1$ dem der projektierten Brücke entsprach.

Das Modell wurde auf einem Gerüst aus Fertigelementen zusammengesetzt

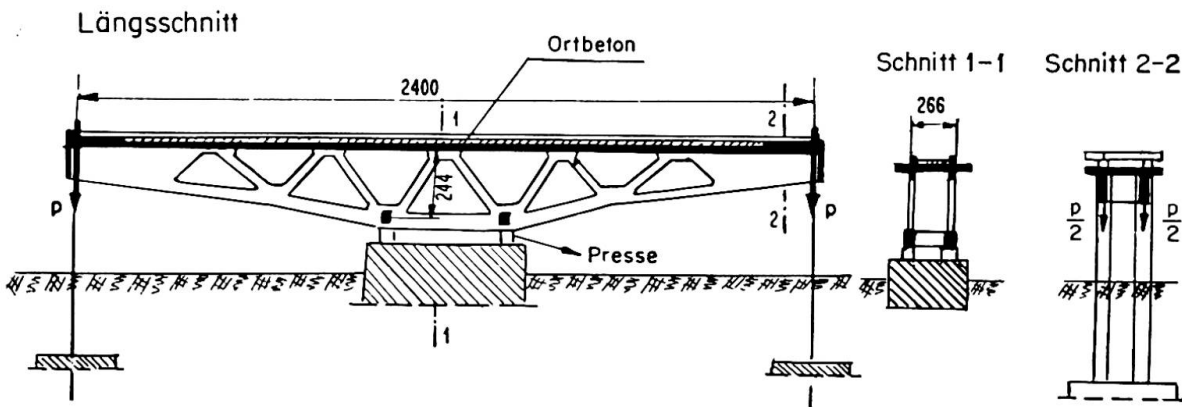


Fig. 11.

und die Montagefugen wurden nachträglich ausgegossen. Die Obergurtungen wurden mit Pressen vorgespannt, wobei die Druckkräfte in die Gurtungen selber und in die Fahrbahnplatte eingeleitet wurden. Die Zugstreben wurden, entsprechend der vorgesehenen Herstellung für die Brücke, im Spannbettverfahren zusammen mit den Knoten hergestellt.

Die Deformationen und Spannungen in den beiden mittleren Untergurtnoten (über den Pressen, Fig. 11) wurden für das Vorspannen des Obergurtes und für die symmetrische Belastung mit den Lasten P ermittelt. Die Messungen zeigten, daß beim Vorspannen des Obergurtes im Hauptträger Schnittkräfte entstanden, die von der Knotensteifigkeit und dem Eigengewicht herührten; die im Obergurt und in der Fahrbahnplatte gemessenen Werte lagen daher 8—10% unter den, ohne Berücksichtigung der Knotensteifigkeit, gerechneten Werten. Unter dem Einfluß der symmetrischen Versuchsbelastung entstanden in den Fachwerkträgern Längskräfte, die mit den gerechneten Werten gut übereinstimmten.

Die ersten Risse in den Zuggliedern wurden bei $P = 140$ t festgestellt; dieser Wert war 1,27 mal größer als die errechnete zulässige Versuchsbelastung von $P_0 = 110$ t. P_0 wurde unter Annahme einer zulässigen Betonspannung von $\sigma_b = 120$ kg/cm² für Beton B 600 bestimmt. Durchgehende Risse entstanden in den meisten Zuggliedern bei $P = 200$ t entsprechend 1,8 P_0 .

Der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Schnittkräfte in den Fachwerkstäben, und zwar vor und nach der Rissebildung, kann mit dem Koeffizienten μ angegeben werden.

$$\mu = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_0} = 1 + \frac{M F}{N W}.$$

Die in den Versuchen ermittelten μ -Werte sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Aus der Tabelle ist ersichtlich, daß beim Entstehen von Rissen die Koeffizienten für die gedrückte Untergurtung anwachsen, für die Diagonalen dagegen kleiner werden.

Element	Knoten	$\mu, P = 90$ t	$\mu, P = 200$ t
0—2	0	1,16	1,21
	2	1,06	1,07
0—3	0	1,33	1,14
	3	1,33	1,18
2—3	2	1,00	1,00
	3	1,10	1,08
2—4	2	1,30	1,30
	4	1,42	1,45
2—5	2	1,06	1,05
	5	1,05	1,14
0—0	0	1,23	1,34

Die Durchbiegungen der Hauptträger lagen bis $P = 90$ t durchwegs unter den gerechneten Werten; bei $P = 140$ t stimmten sie mit diesen überein, gleichzeitig erschienen die ersten Risse an einzelnen Stäben. Bei Belastungen $P > 140$ t waren die gemessenen Durchbiegungen durchwegs größer als die gerechneten, die übrigens in allen Fällen unter Annahme von voll wirksamen Querschnitten ermittelt wurden. Trotz zweimaliger Belastung mit $P = 250$ t ($2,28 P_0$) wurde das Modell nicht zerstört. Die Betonbeanspruchung stieg bei diesen Belastungen bis auf 76% der Betonfestigkeit. In den Zuggurtungen entstanden bis 3 mm weite Risse, die nach der Abnahme der Belastung indessen wieder verschwanden. Versuche mit noch größeren Belastungen wurden ebenfalls durchgeführt.

Die erwähnten Untersuchungen erlaubten es, die Berechnungsmethoden zu präzisieren, die Konstruktion zu verbessern und eine Reihe technologischer Fragen zu lösen.

Zusammenfassung

Bei der Projektierung einer großen Autobahn-Brücke mit durchlaufenden, fachwerkförmigen Stahlbeton-Hauptträgern von 166 m Spannweite erwiesen sich Modellversuche zur Abklärung wichtiger Probleme und zur Kontrolle der Berechnungen als unentbehrlich. Zu diesem Zweck wurden Versuche an Modellknoten von halber natürlicher Größe durchgeführt. Zusätzlich wurde ein an der Baustelle errichtetes Tragwerkmodell im Maßstab 1:5 geprüft. Dabei wurden vermitteltst hydraulischer Pressen die Knotenmodelle bis zum Bruch und das Tragwerkmodell bis zur Rissebildung belastet. Auf Grund der Versuche wurden einige konstruktive Änderungen vorgenommen. Zudem wurden Einzelheiten der Herstellungstechnik des Überbaues, insbesondere die Vereinheitlichung der Knoten genauer studiert. Alle Maßnahmen trugen zur Verbesserung der Festigkeit und Rissesicherheit bei.

Summary

In connection with the design of a large motorway bridge with continuous, reinforced concrete trusses having a span of 166 m, it proved to be indispensable to undertake model tests for the solution of some important problems and for the verification of the design calculations. For this purpose, tests were carried out on half-size models of some truss joints. In addition, a structural model on a scale of 1:5 was erected on the building site and tested. By means of hydraulic jacks the models of the truss joints were loaded to failure and the structural model was loaded until the formation of cracks was observed. On the basis of these tests some structural modifications were undertaken. Furthermore, certain details in the construction of the superstructure,

in particular the standardisation of the truss joints, were more thoroughly studied. All the measures contributed to the improvement of the strength of the bridge and the safety against formation of cracks.

Résumé

Au cours de l'étude du projet d'un grand pont pour autoroute à poutres continues à treillis en béton armé de 166 m de portée, il s'est avéré indispensable, pour élucider certains problèmes importants et contrôler les calculs, de procéder à des essais sur modèles. A cet effet, on a effectué des essais sur des nœuds à l'échelle 1/2. D'autres essais ont porté sur un modèle de l'ouvrage, construit sur le chantier lui-même à l'échelle 1/5. Au moyen de vérins hydrauliques appliqués aux modèles, on a chargé les nœuds jusqu'à la rupture et l'ouvrage jusqu'à ce que des fissures apparaissent. A la lumière de ces essais, certaines modifications de construction ont été décidées. De plus, on a étudié de façon plus précise certains détails de la technique de construction du tablier, notamment en ce qui concerne l'uniformisation des nœuds. Toutes les mesures prises ont contribué à accroître la résistance et la sécurité à la fissuration.