

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

Band: 10 (1976)

Rubrik: Theme Vb: Design problems

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 08.02.2025

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

Vb

Problèmes de conception

Entwurfsprobleme

Design Problems

Leere Seite
Blank page
Page vide

An Application of High Strength Steels to Earthquake Resistant Buildings

Utilisation des aciers à haute résistance dans des bâtiments résistants aux tremblements de terre

Anwendung hochfester Stähle in erdbebensicheren Bauten

HIROSHI AKIYAMA

Associate Professor

University of Tokyo

Tokyo, Japan

1. INTRODUCTION

One of the structural performances requisite for earthquake resistant structures is absorption capacity of vibrational energy exerted by earthquakes. Sources of energy absorption are found in inelastic deformations of structural members and other damping effects and to evaluate the inelastic deformation is essentially necessary to economically proportion steel structures.

Ordinary structural steel can develop considerable amount of inelastic deformation, provided that the structural members are properly kept from any types of instability. High-strength steels, however, show less inelastic deformability as stated in Theme report Va. Therefore it seems less advantageous to make use of the poor inelastic deformability of high-strength steels. It may be rather more efficient to make use of the large elastic deformability and high strength of them.

Combined use of high-strength steels and usual steels may allow preferable structural performances in earthquake resistant structures, especially in tall buildings. In such composite structures where high-strength steels form a continuous structural component besides usual steels, the structural component composed of high-strength steels can behave elastically, while components composed of usual steels with less elastic deformability may undergo plastic deformations and can absorb vibrational energy. As a whole, the co-existence of these two different steels is likely to facilitate to evenly disperse plastic deformations over the whole structure, preventing the collapse of the structure caused by concentration of damages into one story. Only confined use of high-strength steels may be sufficient to attain the aim.

2. ASSESSMENT OF INELASTIC DEFORMABILITY OF HIGH-STRENGTH STEELS

In Fig.1 the simplified structural model for a multi-storied structure subjected to seismic forces is shown, where deformable elements are represented by columns clamped by rigid beams. As shown in Fig.1(b), structural behavior of the structure is reduced to that of the cantilever column with the length of one half of the story height. The inelastic behavior of the cantilever steel column can be well predicted by a simple theory allowing for the strain-hardening of the steel(1). Stress-strain relationship of the steel may be expressed by a tri-linearized relation as shown in Fig.2(a). Moment-curvature relationship for usual sectional shapes such as H-shapes and structural tubes can be readily obtained from σ - ϵ relation, the inelastic part of which is expressed by a

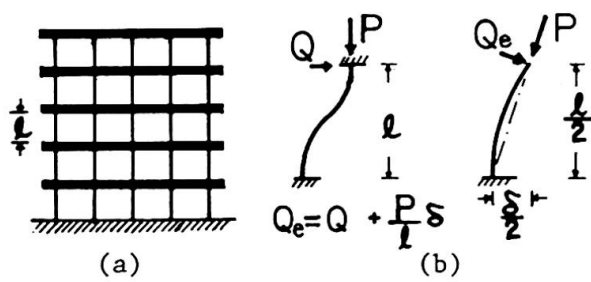


Fig.1 Simplified Structural Model

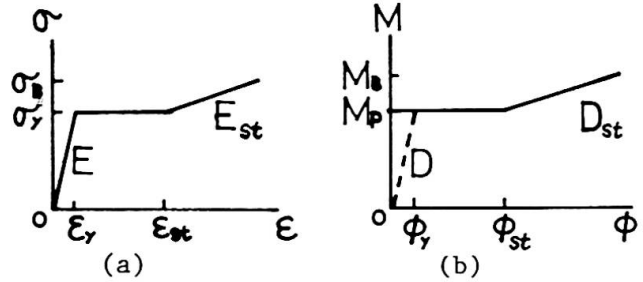


Fig.2 Properties of Steels

bi-linear relation as shown in Fig.2(b). In Fig.2(b) M_p and M_B mean the fully plastic moment and the ultimate moment capacity of a section respectively and can be expressed as

$$M_p = A \times M_{p0}(1-p), \quad M_B = A \times M_{p0}(1/Y-p), \quad (1)$$

where M_{p0} =fully plastic moment under pure bending, $p=P/P_y$, P =axial force, P_y =yield axial force, Y =yield ratio of the material= σ_y/σ_B , A =constant. Flexural rigidity in plastic range, D_{st} and the curvature at the onset of the strain-hardening, ϕ_{st} can be determined as

$$\begin{aligned} \text{for } p \leq 0.5, \quad D_{st} &= DE_{st}(1+2p)/E, & \phi_{st} &= \phi_0, \\ \text{for } p > 0.5 \quad D_{st} &= 2DE_{st}/E, & \phi_{st} &= \phi_0/(2-2p), \end{aligned} \quad (2)$$

where $\phi_0 = \phi_y(\epsilon_{st} - \epsilon_y)/\epsilon_y$, D =flexural rigidity in elastic range= EI , $\phi_y = M_p/D$. Then the inelastic deformation of the cantilever column can be calculated from the following formula.

$$\delta_p = \left(\frac{a-1}{2} \frac{D}{D_{st}} + b \right) \left(\frac{a^2-1}{2a^2} \right) \frac{l^2 \phi_y}{2}, \quad Q_e = \frac{2aM_p}{l}, \quad a \geq 1, \quad (3)$$

where $b = \phi_{st}/\phi_y$, a =stress increase ratio beyond M_p , and the maximum value of a at the ultimate state can be written from Eq(1) as

$$a_m = M_B / M_p = (1/Y-p)/(1-p) \quad (4)$$

Since for most of structural steels $Q_e - \delta_p$ relation becomes almost linear, $Q_e - \delta$ relation may be simply expressed by a bi-linear relation. Thus by non-dimensionalizing Q_e by $Q_{ye}(=2M_p/l)$ and δ by $\delta_y(=Q_y l^3/12D)$, $Q_e - \delta$ relation is obtained as shown Fig.3(a), where μ_m means dimensionless ultimate plastic deformation capacity(ductility) and μ_m is given by the following equation.

$$\mu_m = \frac{\delta_p}{\delta_y} = 3 \left(\frac{a_m-1}{2} \frac{D}{D_{st}} + b \right) \left(\frac{a_m^2-1}{2a_m^2} \right) \quad (5)$$

For an example two typical structural steels (a mild steel and a high-strength steel) are compared in their structural behavior in the inelastic range. Material properties of them are tabulated in Table 1.

Grade	σ_y t/cm ²	σ_B t/cm ²	Y	ϵ_{st}	E_{st}
mild steel (SS41)	2.4	4.1	0.59	11 ϵ_y	E/30
high strength steel(SM58)	5.0	6.0	0.83	5 ϵ_y	E/50

Table 1. Mechanical Properties of Steels

High-strength steel is characterized by it's high yield ratio.

In Fig.3(b) and 3(c) the results of calculation are shown. In Fig.3(b) the slope of inelastic range relative to that of elastic range is shown. In Fig.3(c) the ductility is plotted. From these figures it can be seen that the slope of the inelastic range is not likely to be affected by the difference of the steels, ranging about 5% of the slope in elastic range and consequently the ductility is considerably affected by the yield ratio of the material.

Thus the ductility of the high-strength steel will be considerably reduced according to the increase of the yield ratio and should not be reliable sources of energy absorption during earthquakes. On the contrary mild steels can develop fairly large ductility even under high axial compression.

Substantial horizontal resistance of the column is affected by $P-\delta$ effect and is expressed by

$$Q = Q_e - P\delta/l \quad (6)$$

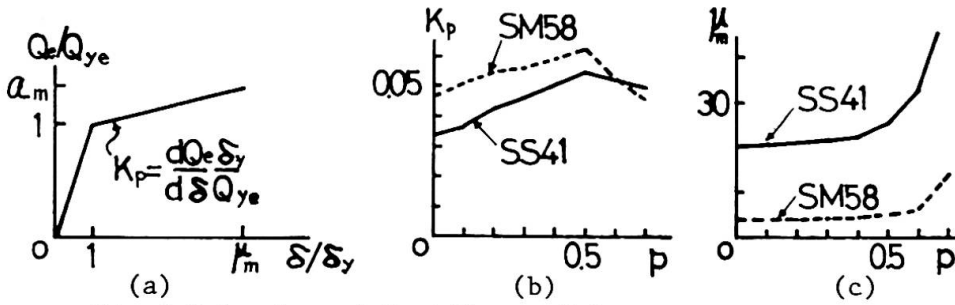


Fig.3 Behavior of Cantilever Columns

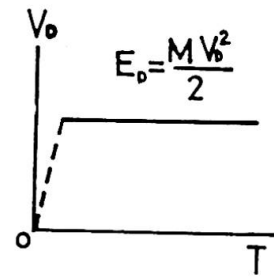


Fig.4 Energy Input

3. GENERAL BEHAVIOR OF BUILDINGS UNDER EARTHQUAKES

Housner assumed that energy input contributable to structural damages exerted by an earthquake can be approximately expressed by

$$E_D = 0.5M\dot{y}_{e,max}^2 \tag{7}$$

where E_D =energy input causing damages, M =total mass of the structure, $\dot{y}_{e,max}$ =velocity response spectrum of elastic system(2).

A general law on vibrational systems can be written as

$$W_e + W_p + W_h = W_E \tag{8}$$

where W_E =total energy input exerted by an earthquake, W_p =energy absorption due to accumulated plastic work(structural damages), W_h =energy absorption due to damping, W_e =elastic vibrational energy.

E_D may correspond to $W_p + W_e$. Through vast amount of numerical analyses on inelastic vibrational systems with various types of restoring force characteristics, each energy component in the above equation was evaluated and Housner's assumption was verified to be applicable to general structures(3). Consequently the amount of energy contributable to structural damages is scarcely affected by the difference of the structural forms and averagingly E_D , when expressed in a velocity through conversion given below, may be considered to be constant over a wide range of fundamental natural periods of the structures except a narrow range of shorter natural period as shown in Fig.4.

$$V_D = \sqrt{2E_D/M} = \sqrt{2(W_p + W_e)/M} \tag{9}$$

To control vertical distribution of damages is one of the essentials in the aseismic design of multi-storied buildings subjected to a certain amount of energy input. When the vertical strength distribution is well balanced, the damages may be evenly dispersed. Otherwise, the damages concentrate into relatively weak stories. Since distribution of damages are seriously dependent on the vertical strength distribution, the effect of probable deviation of the strength distribution from the aimed one must be taken into account and the structural robustness of the tall building must be examined under such a disadvantageous condition encountered by the decrease of strength in a story.

4. BEHAVIOR OF COMPOSITE STRUCTURES UNDER EARTHQUAKE

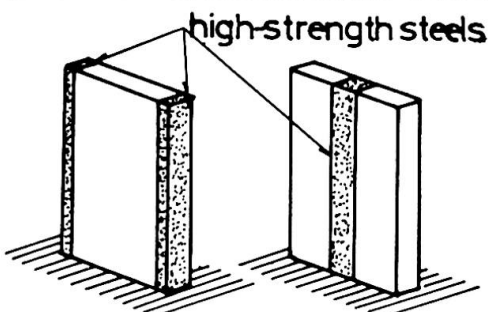
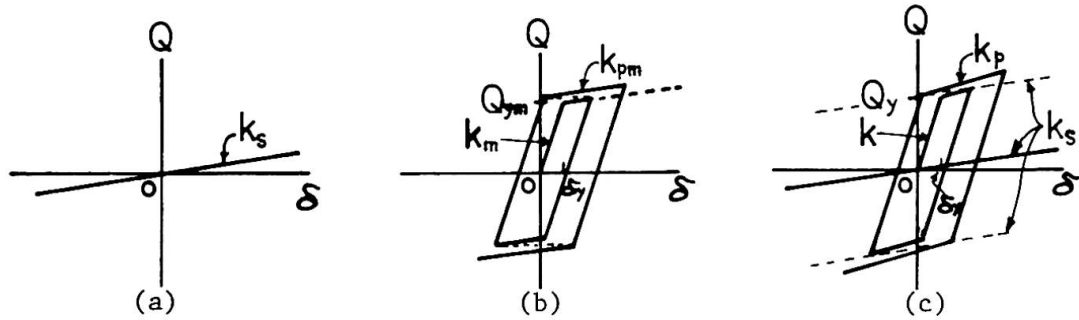


Fig.5 Composite Structure

A possible combination of usual steel components and high-strength steel components is illustrated in Fig.5. High-strength steel components extending vertically are tightly connected to mild steel components through rigid slabs.

Restoring force characteristics for high-strength steels may be considered to be elastic within the limit determined by their yield strength. P- δ effect being a negative linear action as seen in Eq(6) can be included in the property of high-strength steel

components. Thus the characteristics for high-strength steels involving P- δ effect may be depicted as shown in Fig.6(a) where δ and Q denote relative story displacement and restoring force in the story. The restoring force characteristics for mild steels can be readily constructed from the bi-linear load-deflection relation under monotonic loading as shown in Fig.6(b), where the broken line



$$k = dQ/d\delta, Q_y = Q_{ym} + k_s \delta_y, k = k_m + k_s, k_p = k_{pm} + k_s$$

Fig.6 Restoring Force Characteristics of Composite System

shows the monotonic Q- δ relation. These are drawn according to the rule that the inelastic parts in each cycle of loading in one loading domain (negative or positive) connected sequentially should coincide with the inelastic curve in the monotonic loading (4). Overall restoring force characteristics in one story may become like that shown in Fig.6(c).

According to the conventional numerical technique, the dynamic responses of composite structures were carried out. Applied models are five-mass systems with 1 sec of fundamental natural period and the used accelerogram is of El Centro May 1940-NS Component, maximum value of which is 320 gals. No other damping source except inelastic deformations was considered. Parameters used in analyses are specified in Table 2 where α denotes yield shear coefficient defined below.

$$\alpha = Q_y / W, \tag{10}$$

where W = total gravity load above the story considered,

Q_y = yield strength of the story.

m_i / m_1	α_2 / α_0	α_3 / α_0	α_4 / α_0	α_5 / α_0	k_2 / k_1	k_3 / k_1	k_4 / k_1	k_5 / k_1	comment
1.0	1.1	1.25	1.56	2.0	0.87	0.73	0.6	0.4	common for all cases
Case	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6			
k_{pi} / k_i	0.0	0.1	0.2	0.05	0.15	0.25			
k_{si} / k_i	0.0	0.1	0.2	0.0	0.1	0.2			
comment	elastic -plastic	composite without strain hardening		composite with strain hardening					
α_i / α_0	1.0, 0.8, 0.7 for all cases								

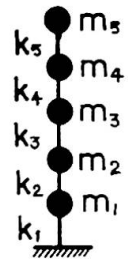


Table 2. Parameters Used in Response Analysis

Dynamic responses of those models were calculated by varying α_0 from 0.1 to 0.6. Special attention was paid to the responses of the first story where the yield strength was changed in three steps as shown in Table 2. Maximum story displacement and accumulated plastic deformation in both positive and negative directions were obtained and non-dimensionalized responses were defined as

$$\mu_{i\pm} = |\delta_{i\pm}| / \delta_{yi}, \quad \eta_{i\pm} = \sum |\Delta \delta_{p\pm}| / \delta_{yi} \tag{11}$$

where $\delta_{i\pm}$ = maximum deflection of the first story into one direction,

$\Delta \delta_p$ = plastic deformation increment of the first story into one direction.

In Fig.7 some typical responses for composite structures are shown. In Fig.7(a) the greater value of $\mu_{i\pm}$ are plotted. It can be seen that when the strength of the story is reduced by 30%, the maximum deflection of non-composite elastic-plastic system increases considerably. The composite structure, however, can be kept in small increase of deflection by only 10% of cooperative action of high-strength steels ($k_s/k = 0.1$ in No.5).

In Fig.7(b) the greater value of $\eta_{i\pm}$ is plotted. The decrease of strength of the first story produces severe energy concentration in elastic-plastic system and the composite structures without strain-hardening are also likely to undergo the remarkable energy concentration comparable to that in non-composite structures. The composite structure with strain-hardening, however, can do without suffering such a large energy concentration, and only 10 or 15% of the

cooperative action of the high-strength steels with mild steels enables the energy concentration to reduce by half. In Fig.8 the correspondence between $(\mu_+ + \mu_-)/2 - 1$ and $(\eta_+ + \eta_-)/2$ is shown. This relation may be generally used to estimate μ from η and vice versa as mentioned afterward.

It can be concluded that the hazardous energy concentration induced by the probable decrease of the strength may be overcome by the robust nature of the composite structure.

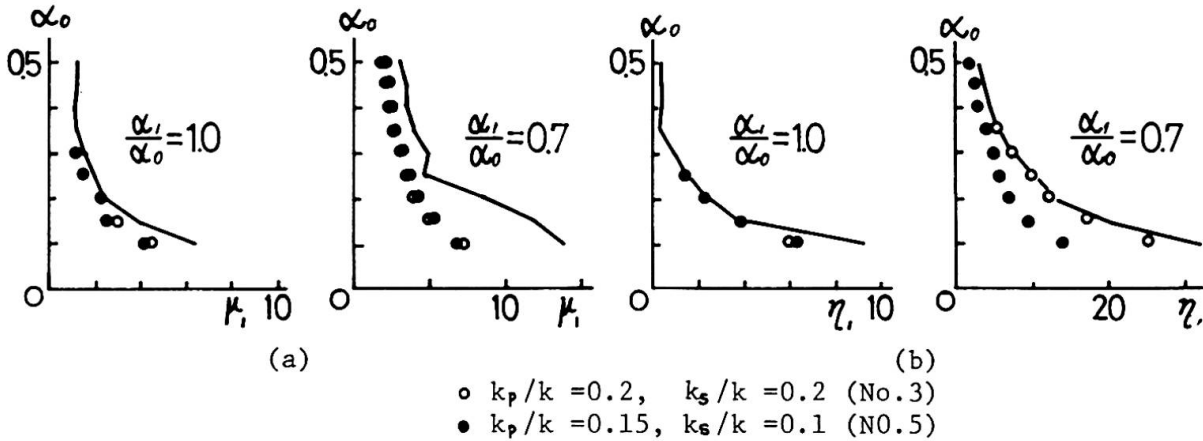


Fig.7 Responses of Composite Structures

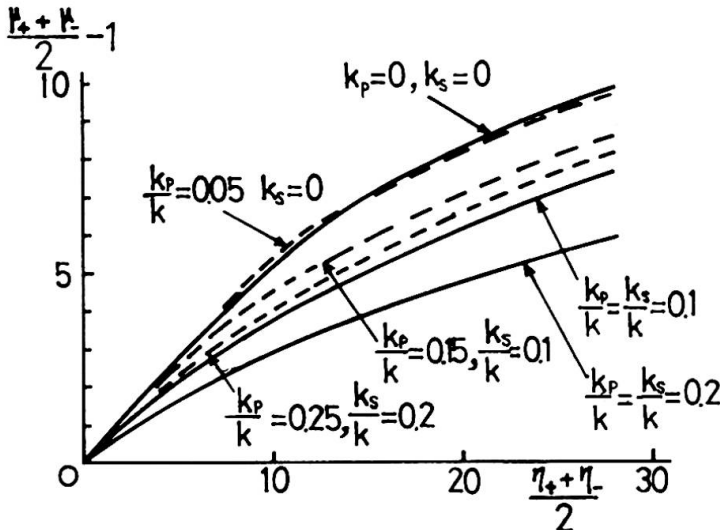


Fig.8 Correspondence between μ and η

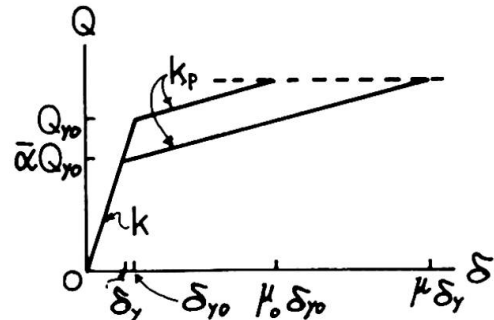


Fig.9 Maximum Deflection

5. ESTIMATION OF RESPONSES OF COMPOSITE STRUCTURES

The response of the composite structures may be estimated from that of the elastic-plastic system with same strength distribution by making an assumption that $\mu_+ = \mu_-$ and $\eta_+ = \eta_-$.

By taking account of the equivalence in accumulated plastic energy into two systems with same strength, η of the composite system can be converted from the response of the elastic-plastic system, η_{ep} through the following equation.

$$\eta \left(1 - \frac{k_p - k_s}{k - k_s} \right) \left[2 \left(1 - \frac{k_s}{k} \right) + \eta \frac{k_p - k_s}{k} \right] = 2 \eta_{ep}, \tag{12}$$

where k, k_p and k_s are rigidities defined in Fig.6.

μ can be readily obtained from Fig.8.

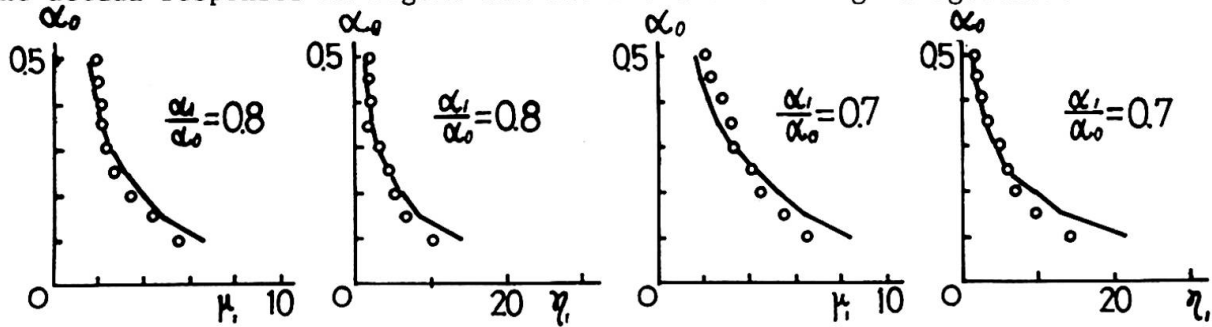
The maximum displacement of the story where some decrease of the strength happened to occur can be estimated from the original undegraded system under the assumption that the maximum lateral force of the degraded system does not exceed that attained by the original system. Referring to Fig.9, the possible maximum response of the degraded story can be obtained as

$$\mu = \frac{k}{k_p} \frac{1}{\bar{\alpha}} \left[\frac{k_p}{k} (\mu_0 - 1) + 1 - \bar{\alpha} \right] + 1, \quad \mu_0 \geq 2.0, k_p/k \geq 0.1. \tag{13}$$

η can be also determined from Fig.8. For smaller values of μ , the above equation will give overestimation. However, for smaller value of η , α - η relation can be extrapolated from the already obtained by the next equation(3).

$$\alpha^2 \eta = \text{constant} \quad (14)$$

Thus alternatively smaller values of μ can be determined again from Fig.8. To verify the above mentioned procedure, the response of the composite structure was predicted by using only the averaged response of the elastic-plastic system(No.1), $(\mu_+ + \mu_-)/2$ and $(\eta_+ + \eta_-)/2$. Predicted values are compared with the actual responses in Fig.10 and are found to be in good agreement with them.



— prediction o Responses of No.5 ($k_p/k = 0.15$, $k_s/k = 0.1$)
Fig.10 Predicted responses of Composite Structure

REFERENCES

- (1) Kato, B. and Akiyama, H., Inelastic Bar Subjected to Thrust and Cyclic Bending, Proc. ASCE, ST1, January 1969
- (2) Housner, G.W., Limit Design of Structures to Resist Earthquakes, 1st WCEE, 1956
- (3) Kato, B. and Akiyama, H., Energy Input and Damages in Structures Subjected to Severe Earthquakes, Trans. AIJ, No.235, Sept. 1975 (in Japanese)
- (4) Kato, B. and Akiyama, H., Theoretical Prediction of the Load-Deflection Relationship of Steel Members and Frames, IABSE Sym. Lisboa 1973

SUMMARY - It is required for earthquake resistant tall buildings to be equipped with large energy absorption capacity and to be prevented from hazardous energy concentration. The proposed hybrid structure consisting of principal mild steel components and secondary high-strength steel components was found to exhibit preferable robustness during earthquakes. It was also shown that the response of the composite structure can be well predicted taking into account the response of the fundamental elastic-plastic systems.

RESUME - Les maisons hautes susceptibles de résister aux tremblements de terre doivent être capables d'absorber de grandes quantités d'énergie tout en évitant leur concentration. La construction hybride proposée dans cet article, composée d'éléments principaux en acier doux et d'éléments secondaires en acier à haute résistance, a présenté la meilleure résistance lors de tremblements de terre. Les réactions de la construction hybride peuvent être déterminées à l'avance en fonction du comportement élasto-plastique du système.

ZUSAMMENFASSUNG - Die erdbebensicheren Hochhäuser müssen grosse Energiemengen absorbieren, welche sich nicht konzentrieren dürfen. Das im Bericht beschriebene hybride Tragwerk aus Hauptelementen aus Stahl St 37 und Nebenelementen in hochfestem Stahl, hat das beste Verhalten gegen Erdbeben gezeigt. Die Widerstandsfähigkeit des hybriden Tragwerkes kann im voraus anhand des elastoplastischen Verhaltens des Systems berechnet werden.

Vb

Stützen aus hochfestem Baustahl StE 47 in einem Hochhaus in Frankfurt am Main

Columns in High-yield Steel StE 47 in a Tall Building in Frankfurt

Colonnes en acier à haute résistance StE 47 dans un immeuble de grande hauteur à Francfort

F.W. GRAVERT
Dr.-Ing., Partner
Ingenieursozietät BGS
Frankfurt am Main, BRD

Das Hochhaus wurde geplant für zwei Kellergeschosse, ein Erdgeschoß und 31 Obergeschosse mit einer Höhe von 147 m über dem Gelände. Den Grundriß eines Normalgeschosses zeigt Abb. 1. Der Lasteinzugsbereich beträgt bei den am höchsten belasteten Eckstützen rund 130 m². Die Nutzlasten in den Geschossen reichen von 5 kN/m² bis zu 17 kN/m². Die größte Stützenlast beträgt 59 MN.

Das Bauwerk wird durch zwei am Gebäuderand stehende Kerne ausgesteift. Die Decken wirken als Scheiben und geben über Doppelunterzüge in den Stützenachsen ihre Vertikallast an Stützen und Kerne ab. Die Stützen erhalten daher Momente nur aus den auskragenden Unterzügen und infolge der unterschiedlichen Senkung der Deckenaufleger. Die Momentenbeanspruchung beträgt maximal 1 MNm.

Die Stützen sollten ursprünglich wie die Bodenplatte, Decken, Unterzüge und Kerne in Stahlbeton ausgeführt werden. Eine Vordimensionierung ergab bei Stahlbetonstützen zahlreiche Querschnittsänderungen und eine maximale Querschnittsfläche von $F_B = 1,50 \times 1,50 = 2,25 \text{ m}^2$ bei Bn 450 und $\mu = 8 \%$. Die mehrfachen Querschnittssprünge waren wie die großen Abmessungen in den unteren Geschossen unerwünscht. Darum wurden zum Vergleich Hohlkastenstützen aus Stahl untersucht, wobei die Wanddicke zunächst mit 10 % der Seitenlänge angesetzt wurde, Abb. 2.

Untersuchte Stähle:	St 37-2	St 52-3	StE 47	StE 70
Streckgrenzen $\sqrt{N/mm^2}$:	240	360	470	700

Die Untersuchungen ergaben, daß im unteren Gebäudeteil Stahlstützen mit Außenabmessungen $0,80 \times 0,80 = 0,64 \text{ m}^2$ und im oberen Gebäudeteil $0,60 \times 0,60 = 0,36 \text{ m}^2$ ausgeführt werden können. Je nach Belastung und Knicklänge wurden außerdem

Stahlgüte und Wanddicke der Hohlkästen variiert. Für die meisten Stützen wurde der hochfeste Feinkornbaustahl StE 47 gewählt. Die Blechdicken reichen von 26 bis 100 mm.

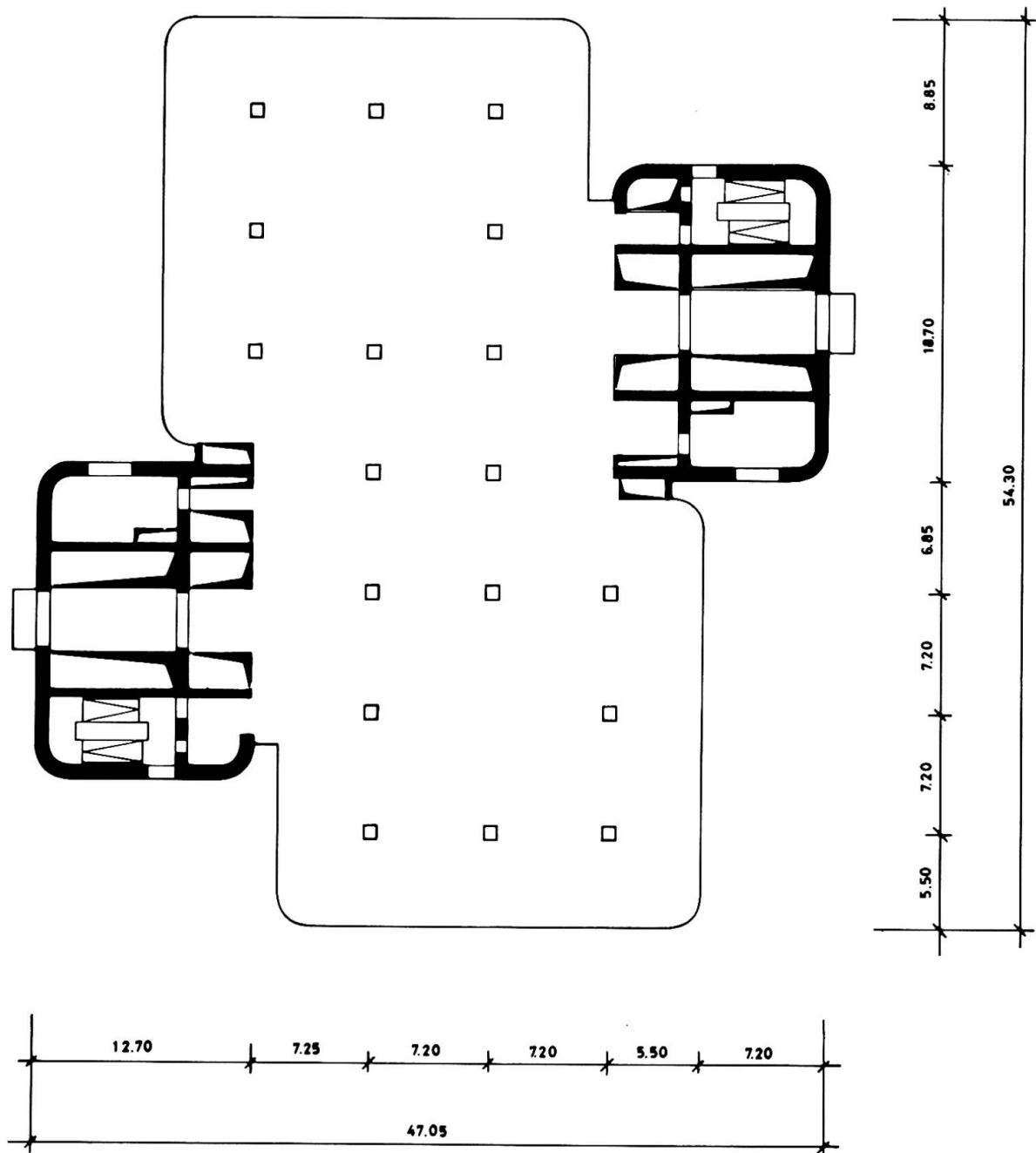


Abb. 1: Normalgeschoßgrundriß

Die Kosten für die Stahlstützen waren einschließlich des Brandschutzes fast doppelt so hoch wie für Stützen gleicher Tragfähigkeit aus Stahlbeton. Dem war gegenüberzustellen: schnelle und einfache Herstellung der Stützen beim Rohbau, da sie montagefertig angeliefert wurden; in zwei Gebäudebereichen identische Elemente beim Ausbau, da alle Querschnitte 80 x 80 cm oder 60 x 60 cm ausgeführt wurden; ein Nutzflächengewinn von rund 300 m², Abb. 3.

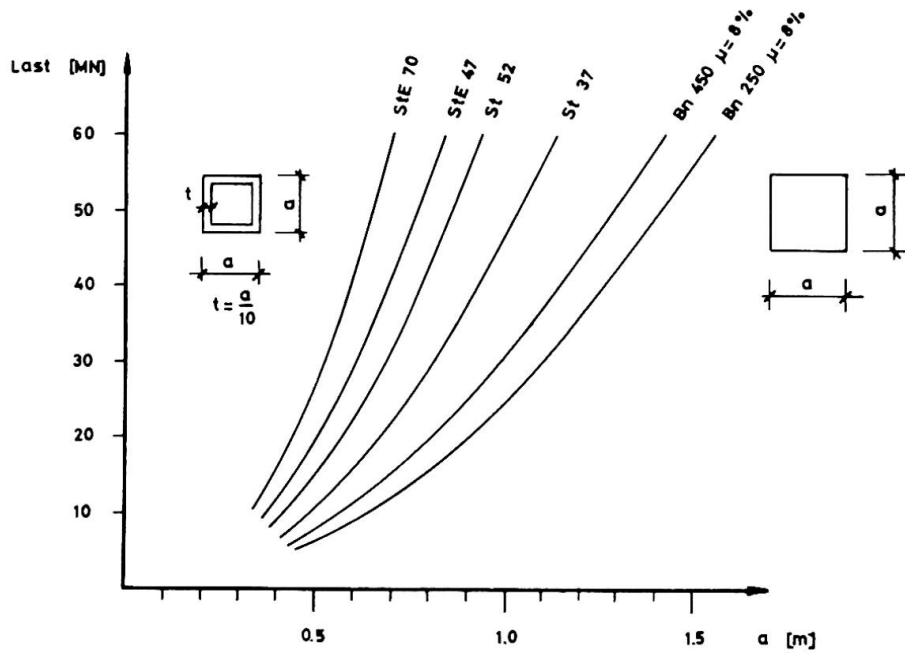


Abb. 2: Flächenbedarf von Stützen

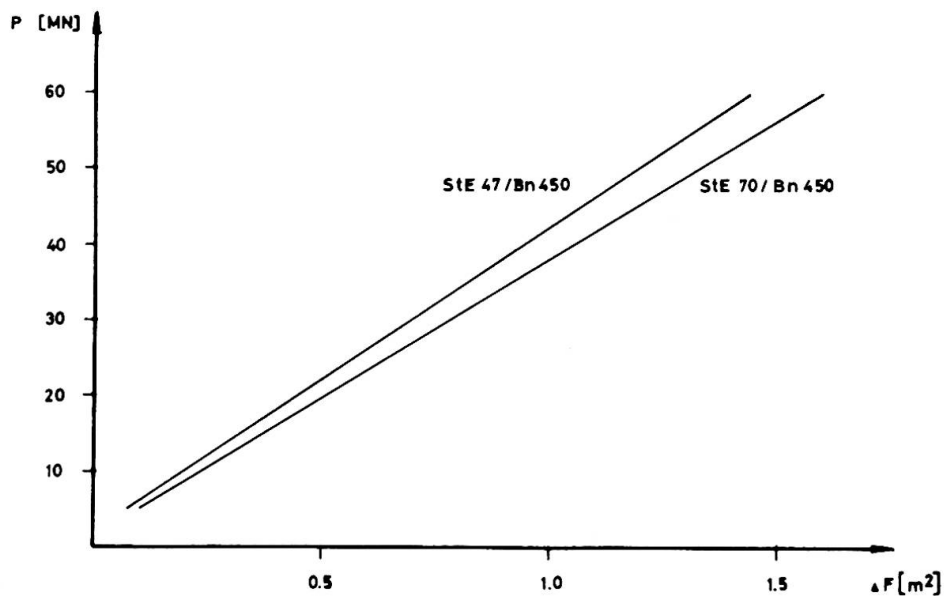


Abb. 3: Nutzflächengewinn bei Stahlstützen gegenüber Betonstützen

Der Zeitgewinn bei Roh- und Ausbau und der finanzielle Vorteil des Einbaus identischer Ausbauelemente bei abgehängten Decken und Einbauwänden sowie des Nutzflächengewinns haben den Mehrkostenaufwand gerechtfertigt.

Nachdem dies feststand, konnten die Stützen endgültig dimensioniert werden. Für die geringer belasteten Stützen aus genormtem St 37-2 und St 52-3 brauchten keine Spannungsüberlegungen angestellt zu werden. Bei den hoch belasteten Stützen aus StE 47 wurde die zulässige Spannung im Lastfall Hauptlasten für

Blehdicken bis 60 mm gemäß DAST-Richtlinie 011 mit 280 N/mm^2 angesetzt. Für die größeren Blehdicken wurde die zulässige Spannung linear so abgemindert, daß bei 100 mm Blechdicke gegenüber der Streckgrenze eine Sicherheit von $\gamma = 1,71$ eingehalten wird. Damit beträgt die zulässige Spannung bei dieser Dicke 240 N/mm^2 , Abb. 4

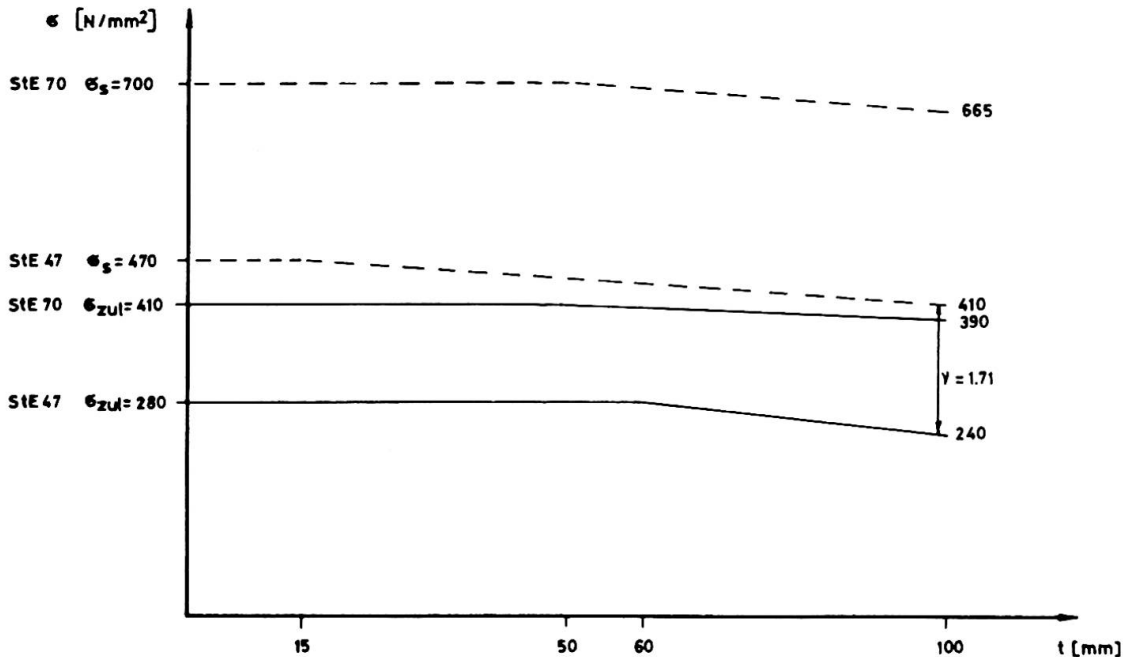


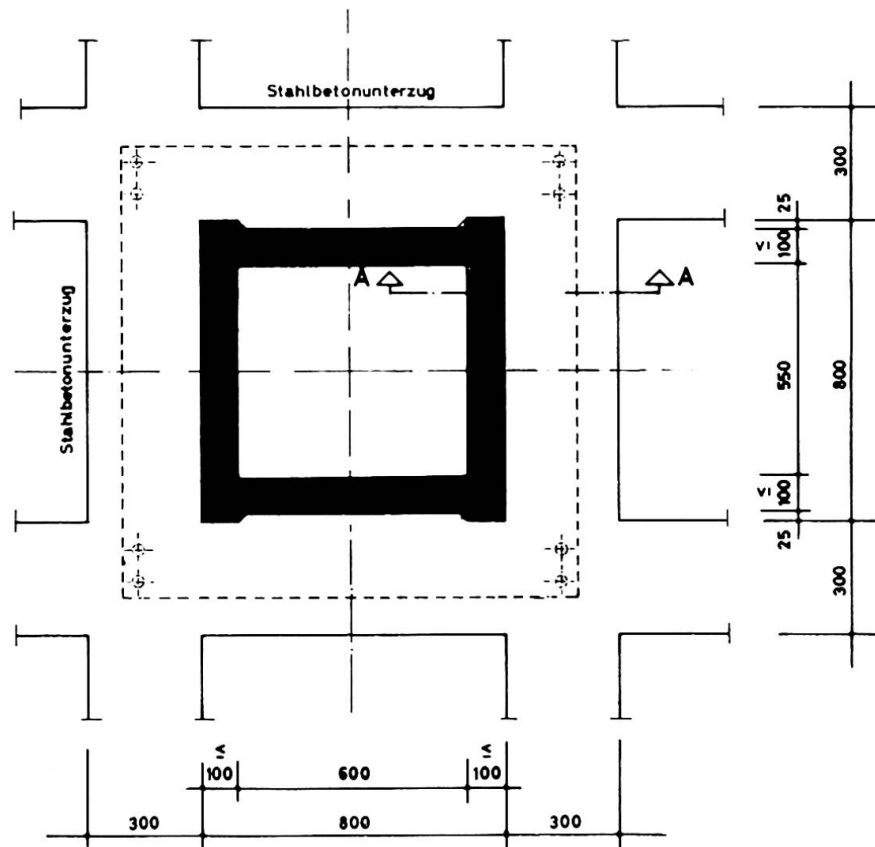
Abb. 4: Spannungen hochfester Stähle

Der Einsatz des noch tragfähigeren StE 70 wurde nicht erwogen, da er außer zu größeren Schlankheiten besonders zu erheblich größeren Stützenstauchungen geführt hätte.

Die Stahlstützen wurden aus Blechen zu quadratischen Hohlkästen mit Kopf- und Fußplatte zusammengeschweißt. Die die Einzelbleche zum Kasten verbindenden Längsnähte müssen Normalspannungen und Schubspannungen in Nahrichtung übertragen. Versuche ergaben, daß diese Schubspannungen nicht abgemindert werden müssen. Die vorgesehenen Schweißlagen konnten verringert werden.

Blechdicke	≥ 60	< 60 [mm]
Dicke a der Längsnaht Seitenblech/Seitenblech	15	10 [mm]
Dicke a der Kehlnaht Seitenblech/Kopf- und Fußplatte	20	15 [mm]

Die Kopf- und Fußplatten sind für die Lasteintragung aus den Stahlbetondoppelunterzügen in die Stahlstützen dimensioniert, Abb. 5.



SCHNITT A - A

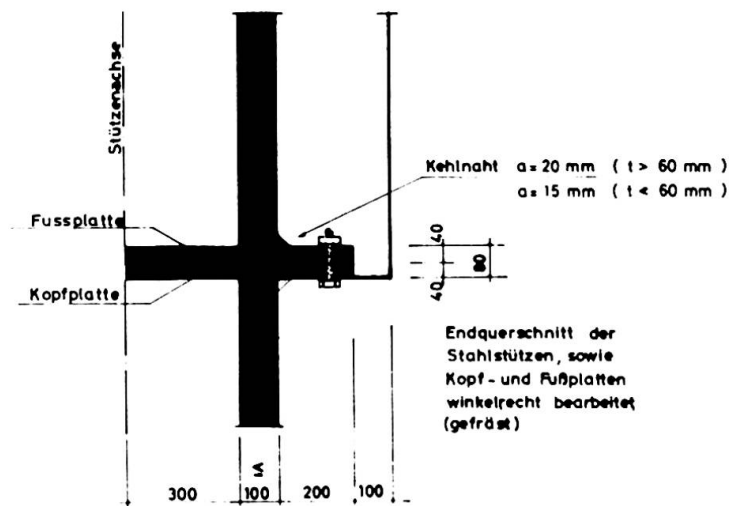
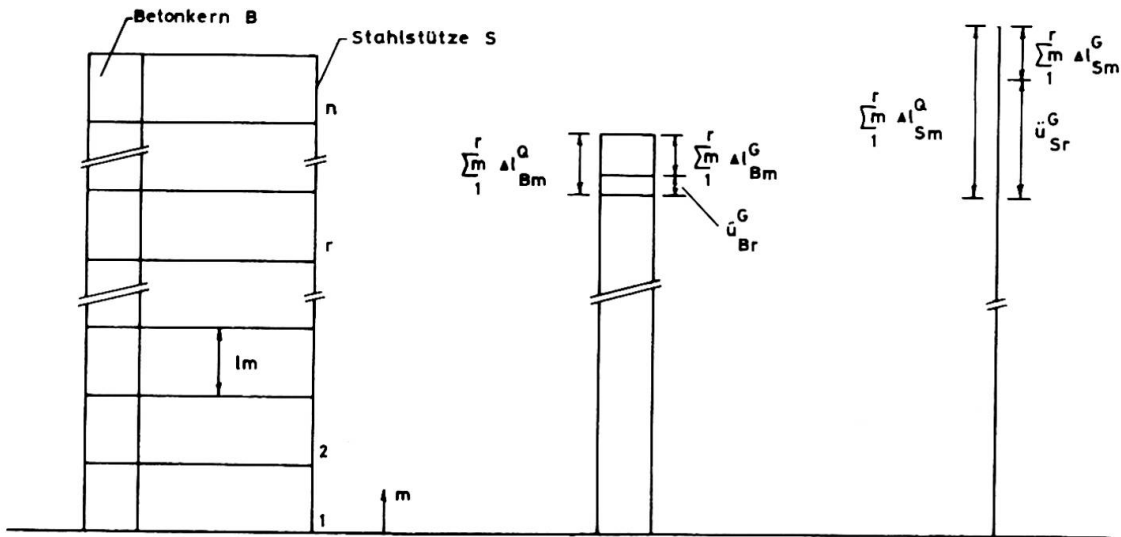


Abb. 5: Ausführung der Stützen in StE 47

Zur Montagesicherung werden die Platten an den Ecken mit je zwei HV-Schrauben verbunden. Damit kann auch ein Moment aus unplanmäßiger Horizontalbelastung der noch nicht einbetonierten Stütze aufgenommen werden. Die Lastabgabe in die 4 m dicke Bodenplatte erfolgt über 100 mm dicke Stahlplatten in Form einer Stufenpyramide. Ebenso erfolgt die Lastübertragung vom Stützenquerschnitt 60 x 60 mm auf den 80 x 80 mm durch eine 200 mm dicke Lastverteilungsplatte. Zum Brandschutz für F 180 wurden die Stahlstützen mit einer Spezialmineralwolle und einer Blechhaut umgeben.

Die Stahlstützen haben ein anderes Stauchungsmaß als die Betonkerne. Darum waren die Stauchungsunterschiede, die in den durchlaufenden Decken Schnittgrößen erzeugen, zu ermitteln. Sie errechnen sich zu $\ddot{u}_r^G = \ddot{u}_{Sr}^G - \ddot{u}_{Br}^G$ mit folgenden Bezeichnungen und vereinfachenden Ansätzen:



Die Gesamtzahl der Geschosse ist n ; die Geschosse werden fortlaufend von unten nach oben mit m bezeichnet: $1 \leq m \leq n$; ein bestimmtes Geschoss wird mit r gekennzeichnet; alle Geschosshöhen l_m sind gleich: $l_m = \text{const.} = h$; die Stützen bestehen in ihrer ganzen Länge aus dem gleichen Baustoff: $E_m = \text{const.} = E_B$ für Beton, E_S für Stahl; die Betonkerne haben in allen Geschossen gleichen Querschnitt $F_{Bm} = \text{const.} = F_B$; die Betonkerne erhalten aus jedem Geschoss die gleiche Last $Q_{Bm} = \text{const.} = Q_B$ und somit den gleichen Spannungszuwachs $\epsilon_B^Q = \frac{Q_B}{F_B}$; die Stahlstützen haben im Gebrauchszustand in allen Geschossen die gleiche Spannung $\epsilon_{Sm}^Q = \frac{Q_{Sm}}{F_{Sm}} = \text{const.} = \epsilon_S^Q$. Die Belastung im Gebrauchszustand ist Q , im Rohbauzustand G ; es gilt $G_S = 0,5 Q_S$, $G_B = 0,9 Q_B$. Eine Setzungsmulde tritt nicht auf.

$$\begin{aligned}\ddot{u}_{Sr}^G &= \sum_1^r \Delta l_{Sm}^Q - \sum_1^r \Delta l_{Sm}^G \\ &= r \frac{h}{E_S} \sigma_S^Q - \frac{h}{2 E_S} \sigma_S^Q \sum_1^r \frac{r - m + 1}{n - m + 1} \\ \ddot{u}_{Br}^G &= \sum_1^r \Delta l_{Bm}^Q - \sum_1^r \Delta l_{Bm}^G \\ &= \frac{h}{E_B} \sigma_B^Q \sum_1^r (n - m + 1) - 0,9 \frac{h}{E_B} \sigma_B^Q \sum_1^r (r - m + 1)\end{aligned}$$

Mit den Zahlenwerten: $n = 34$
 $E_S = 210000 \text{ N/mm}^2$
 $E_B = 34000 \text{ N/mm}^2$
 $h = 4600 \text{ mm}$
 $\sigma_S^Q = 230 \text{ N/mm}^2$ in jedem Geschoß vorhanden
 $\sigma_B^Q = 0,3 \text{ N/mm}^2$ aus jedem Geschoß im Kern

wirksam, wobei der plastische Verformungsanteil gleich dem elastischen gesetzt wurde, folgt Abb. 7.

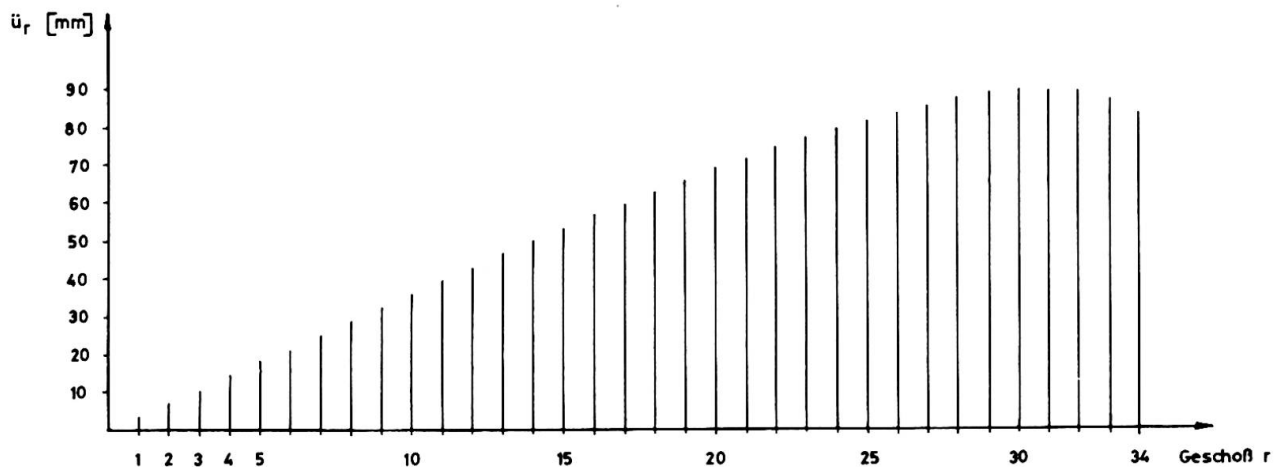


Abb. 7: Überhöhung der Geschoßdecken im Rohbauzustand \ddot{u}_r^G

Die Verwendung von Stützen aus hochfestem Feinkornbaustahl StE 47, die im Hüttenwerk montagefertig zusammengeschweißt wurden, hat sich bewährt. Die Rohbauausführung wurde beschleunigt. Die Justierung nach Höhe und Schiefe wurde durch laufende Vermessungen überwacht, eventuelle Korrekturen wurden durch Fräsen der Fußplatten erreicht. Die Montage erfolgte durch Baustellenkräne.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei einem Hochhaus bestehen die Aussteifungskerne aus Beton, die Stützen wegen der hohen Belastung grösstenteils aus StE 47. Sie wurden aus Blechen bis zu 100 mm Dicke zu Hohlkastenprofilen zusammengeschweisst. Die Wahl des Werkstoffes, Bemessung und konstruktive Ausbildung werden erläutert. Die Berechnung der Auflagerüberhöhungen der durchlaufenden Decken infolge der unterschiedlichen Stauchungen zwischen Stahlstützen und Betonkernen wird dargestellt.

SUMMARY

In a tall building the cores providing stability are in reinforced concrete, the columns, because of the high loads, mostly in steel StE 47. They are built up with steel plates up to 100 mm thick, welded together to form hollow sections. The choice of the material, the design and the construction method are commented. The calculation of the height adjustment of the supports to the continuous slabs, because of the differential compression between the steel columns and the reinforced concrete cores, is illustrated.

RESUME

Dans un immeuble de grande hauteur, les noyaux assurant la stabilité sont en béton armé; les colonnes, en raison des charges élevées sont pour la plupart en acier StE 47. Elles sont faites de plaques d'acier, jusqu'à 100 mm d'épaisseur, soudées pour former des sections creuses. Le choix des matériaux, les calculs et la méthode de construction sont commentés. Le calcul pour l'ajustement des niveaux d'appuis pour les planchers continus est nécessaire à cause des différents degrés de compression des colonnes d'acier et des noyaux de béton.

Application of High Strength Steels of Class S 60 to Long Span Highway and Railway Bridges

Application de l'acier à haute résistance, de classe 60, aux ponts-route et ponts de chemin de fer de grande portée

Anwendung hochfester Stähle S 60 in weitgespannten Strassen- und Eisenbahnbrücken

K.P. BOLSHAKOV

Candidate of technical sciences

A.A. POTAPKIN

Candidate of technical sciences

CNIIS of the Ministry of Transport Construction

Moscow, USSR

1. General

There is a good number of theoretical, technological and constructive problems to be solved in connection with the application of high-strength steels in bridges. Special attention should be paid to the investigation of steels supplied by industry, to establishment of design specifications for them and development of technology of structures manufacture (including welding).

Consideration of analysis, design and practical application of high-strength steels in bridges are presented below.

The class of steel is being established according to a rated value of conditional yield stress $\sigma_{0.2}$ in kgf/mm^2 . Thus, for example, yield stress of class S 60 steel is $\sigma_{0.2} \geq 60 \text{ kgs/mm}^2$.

2. General Designing Specifications

The accepted in the USSR limit design method provides the satisfaction of the following inequality

$$S_{\max} \leq \Phi_{\min}$$

Here S_{\max} - is maximum probable force in element; $S_{\max} = \sum S_{i,r} n_i \xi$;
 Φ_{\min} - is minimum bearing capacity of element equal to $\frac{C_M}{K_H} R$ - when its strength is analysed; $\frac{\sqrt{C_M}}{K_H} R$ - when fatigue strength is analysed; $\frac{\varphi_m}{K_H} R$ - when overall stability is analysed.

The values of design resistance R for steels of S 40, S 50 and S 60 classes are respectively equal to 3200, 3800 and 4350 kgf/cm^2 .

a) Strength analyses are made on the basis of the criterion, proposed by the authors /1/, i.e. limited residual plastic strain $\epsilon_{p, \max} \leq 0,0025$.

The new methods, allowing estimation of strainstress state of complex systems, were developed by the authors on the basis of strain plasticity theory.

For example, the strength of bending element is calculated from the formula

$$M_{\max} \leq \frac{C_M}{K_H} W_{nt} R.$$

For box element with two axes of symmetry C is obtained from the formula

$$C = \frac{1-\theta}{K_c} + \theta \frac{3+6\alpha - K_c^2}{2+6\alpha}$$

where $K_c = \frac{1}{1 + \frac{E}{\theta G_s} \epsilon_{P_1 \max}}$

The corresponding formulas are derived for the case of compound bending when shearing stresses are taken into account. The value of residual strain $\epsilon_{P_1 i}$ for strength analysis

of sections providing local stability of section elements is obtained from the formula (fig. 1)

$$\epsilon_{P_1 i} = \epsilon_{cr, i} - \frac{\sigma_{cr, i}}{E}$$

b) Fatigue strength analysis [2] is made for rated service loads by the following formulas

- under tension and compression $N_r \leq \frac{\gamma_m}{K_H} FR$;
- under bending in one of main planes $M_r \leq \frac{\gamma_c^m}{K_H} W_{nt} R$, etc.

The factors of design resistance reduction γ of elements base metal and of the metal of their joints (welds, rivets, high-strength bolts) are derived from the formula

$$\gamma = \frac{1}{(a\beta + b) - (a\beta - b)\rho} \leq 1$$

The values of parameters "a" and "b" for steels of different classes are: for S 40-a=0,74; b=0,18; for S 50-a=0,84; b=0,23; for S 60-a=1,00; b=0,24.

c) Overall stability analysis of axially compressed bars is made by the formula

$$N_{\max} \leq \frac{\varphi_m}{K_H} F_{Br} R$$

The buckling factors φ for steel S 60 are calculated in respect with initial imperfections, and the factor φ^* - for welded and wide flange rolled elements of H-section and in respect with residual stresses (table 1).

Table 1

λ	φ	φ^*	λ	φ	φ^*	λ	φ	φ^*
0	0,93	0,93	70	0,49	0,46	140	0,14	0,13
10	0,92	0,92	80	0,40	0,36	150	0,12	0,12
20	0,89	0,89	90	0,32	0,28	160	0,11	0,11
30	0,86	0,86	100	0,25	0,22	170	0,09	0,09
40	0,76	0,75	110	0,21	0,19	180	0,08	0,08
50	0,67	0,65	120	0,18	0,17	190	0,08	0,08
60	0,58	0,56	130	0,16	0,15	200	0,07	0,07

The value of Ψ for steel of lower classes may be calculated on the basis of conventional flexibility

$$\lambda_1 = \lambda \sqrt{\frac{\sigma_{S,1}}{\sigma_{S,60}}}$$

A method accounting for values of Ψ for axially compressed bars is proposed for bending and torsional analysis [3].

d) Local stability analysis of plate elements is obtained from the formula

$$\sigma_{i,\max} \leq \frac{1}{m^* K_H} \sigma_{cr},$$

where σ_{cr} for isotropic plates is derived by generally known methods, and for elastic plastic stage - by Ilyushin - Stowell theory.

The factor m^* is determined from the expression

$$m^* = \bar{\alpha} + \frac{\bar{\beta}}{(\sigma_s - \sigma_{\pi})^2} (\sigma_{cr} - \sigma_{\pi})^2,$$

where $\bar{\alpha}$ and $\bar{\beta}$ for welded structures from steel S 60 are equal to 1.1 and 0.28. For steels of other classes

$$\bar{\beta} = \frac{\sigma_s}{R} - 1.1.$$

The safety factor K_H is equal to 1.0 for webs of girders being bent and to 1.1 for compression chord of a box girder.

Critical compressive stress in a box girder chord may be derived from the formula, developed by the author on the basis of anisotropic plates theory using Shenly's conception

$$\sigma_{cr} = \min \frac{\pi^2}{B^2 \delta_x} \Psi_s (\gamma' \lambda_x \frac{1}{\lambda^2} + \lambda_y \lambda^2 + 2\lambda_x \lambda_y),$$

$$\text{where } \gamma' = \frac{3}{4} \frac{\Psi_t}{\Psi_s} + \frac{1}{4}; \quad \lambda = \frac{A}{mB};$$

m - is a number of semi-waves which should be varied.

It is necessary that local stability of stiffeners and a plate in a compression chord and besides the stability of longitudinal stiffeners under bending and torsion should be determined.

The specifications of the USSR don't allow the performance of plate elements of bridges in a post critical stage.

The moment of inertia of a cross girder of compression chord of a box girder is determined proceeding from the equality between the free length of longitudinal ribs and the distance between cross girders by the value of critical stress of longitudinal ribs σ_{cr} .

This relationship may be written in the following form

$$J_{cr} = 2 \left(\frac{\pi}{\alpha}\right)^4 \left(\frac{B}{A}\right)^3 \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{cr}^*} \cdot \frac{B}{b_0} \pi^2 J_{lng} \left(1 + \cos \frac{\pi}{K}\right),$$

where α - is factor of restraint of a cross girder

($\alpha = \pi$ in the case of hinged bearing);

b_0 - is distance between longitudinal ribs;

K - is a number of longitudinal ribs spans on the section of compression chord;

σ_{cr}^* - is critical stress of longitudinal ribs in the case of unlimited elasticity.

e) Linear and corner girders displacements in an elastic-plastic stage is obtained from the formula

$$W = \int \chi(x) M_i(x) dx,$$

where $\chi(x)$ - is curvature of girder axis from prescribed load M ;

M_1 - is bending moment from the corresponding single force.

Within the strain theory of plasticity and the method of analysis in elastic stage the general relationship between curvature and bending moment may be written as

$$\chi(x) = \frac{M + \Delta M'}{EJ\psi_n'}$$

where

$$\psi_n' = \frac{1}{J} \int \frac{y^2}{1 + \frac{\omega \epsilon_p}{\epsilon_s}} dF; \Delta M' = \sigma_s (1 - \omega) \int \frac{\epsilon_p y}{\epsilon_s + \omega \epsilon_p} dF; \omega = \frac{\epsilon_{p1}}{\epsilon_p};$$

ϵ_{p1} - is a part of residual plastic strain, changing elasticity parameters.

The given relationship reflects a combined method /4/ of plasticity theory for the case of validity of Prandtl diagram.

The method of additional loads by A.A. Ilyushin is valid when $\omega = 0$, while the method of variable parameters of elasticity by I.A. Birger is valid when $\omega = 1$.

3. The Results of Trial Designing

Trial designing of three steel bridges was carried out to show up the effectiveness of the use of high-strength steels.

Bridge 1 - a railway continuous truss bridge with a composite action of the deck (spans are of 132 + 154 + 132 m size). Truss depth is 15 m, panel length is 11 m, the deck is analysed by the procedure /6/.

Bridge 2 - highway box-girder bridge with steel orthotropic deck (spans are of 90 + 3 x 148 + 90 m size). There are two boxes of 3.6 m depth in a cross section.

Bridge 3 - highway box girder bridge with concrete deck. There are two boxes of 3.6 m depth in a cross section.

The weight of metal for spans made of different steel classes is given in Table 2. Steels of class S 50 and S 60 were used for the most loaded elements.

Table 2

Bridge span	Steel class of the most loaded elements		
	S 40	S 50	S 60
N 1	100%	98%	94%
N 2	100%	95%	94%
N 3	100%	-	80%

The efficiency of high-strength steel used for spans of bridge 1 has been found to be lower than predicted because of the same sections size of box welded elements (depth, width). In this case however, available templates may be used in the process of manufacture.

Reduction of metal weight for spans of bridges 2 and 3 results from shortening of horizontal plates thickness. Here essential reduction of metal consumption is achieved in composite spans where high-strength steel should be used in the first place.

4. Constructed Bridges Examples

a) Highway stiffened bridge with flexible arch (fig.2). The arches (2) are of constant H-section along the whole length. Horizontal plates are of 530 x 32 mm size, while vertical ones are of 1120 x 50 mm. Arches are manufactured from steel of class S 50.

Continuous stiffening girder consist of four main web girders of 2,5 m depth. The bridge deck consist of a reinforced concrete slab (concrete - M400) with a composite action of beams. Beams are made from steel S 35.

Welded structures were connected by high-strength bolts during the erection.

Metal consumption per 1 m² of the deck in a main span is 365 kg/m², of approach spans - 201 kg/m²; concrete consumption 0,16 m³/m².

b) All-welded highway box-girder orthotropic tied bridge (fig.3). Steel of class S 60 is used for lower chords of box-girders. Other elements were manufactured from steel of class S 35. Steel consumption was 320 kg/m².

c) Composite steel welded deck with spans of 81 + 135 + 81 m (fig.4).

The span in its cross section has two boxes, connected by reinforced concrete slab (concrete M500). Steel members of the span were supposed to be manufactured from steel of class S 40, but practically a metallurgical plant delivered steel as strong as steel of class S 60. The thickness of webs varied from 14 to 32 mm, while the thickness of horizontal plates achieved 40 mm.

The consumption of rolled steel reached 285 kg/m², and reinforced concrete - 0,32 m³/m².

Conclusion

The application of high-strength steels of classes higher than class S 40 in bridges may result in essential technical-economical effect provided the development of new design approaches to spans.

Though the considered above examples represent highly modern structures and progressive methods have been used for their analysis (including three - dimensional analysis method), the application of steels of classes S 50 and S 60 hasn't appeared to bring sufficient effect.

The use of high-strength steels has been found to be the most effective for tensile and compression members in the case of small values of flexibility.

These steels are not effective for members under vibration load, as the increase of fatigue limit falls behind strength growth.

High frost-resisting property of steels under review should be mentioned as positive.

Notation

- S_{ir} - force in member from rated load i;
 n_{ir} - overload factor of load i;
 m_i - factor of loads combination;
 c - factor of conditional increase of design resistance as a result of plastic strains;

- m - service factor of member;
 R - design resistance;
 F - design geometrical parameter of section;
 K_H - factor of safety (equal to 1.1 when studying structure failure);
 γ - fatigue ratio;
 C'' - fatigue factor with regard to gradient of stresses (in the case of bending in one plane $C'' = 1.05$; skew bending $C''_{\max} = 1.25$);
 φ - factor of longitudinal bending;
 W_{nt} - effective section resistance (netto);
 E - Young's modulus;
 E' - modulus of strain hardening;
 $\theta = 1 - \frac{E'}{E}$ - parameter of weakening (fig.1);
 $\alpha = \frac{\sum F_p}{\sum F_w}$ ($\sum F_p$ - total area of flanges; $\sum F_w$ - total area of box webs);
 σ_s - yield point;
 ϵ_p - residual plastic strain;
 ϵ_{cr} - critical value of strain;
 σ_{cr} - critical stress;
 F_{nt} - area of effective cross section (netto);
 β - effective factor of stresses concentration;
 $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ - factor of asymmetry of variable stresses cycle;
 λ - flexibility of bar;
 σ_x - limit of proportionality;
 σ_i - intensity of stresses from design loads;
 δ'_x - reduced depth of anisotropic plate;
 B and A - width and length of anisotropic plate;
 $\varphi_s = \frac{E_s}{E}$ - relative value of secant modulus;
 $\varphi_t = \frac{E_t}{E}$ - relative value of tangent modulus;
 J_{lng} - moment of inertia of longitudinal rib;
 J_{cr} - moment of inertia of cross rib.

References

1. Potapkin A.A. Teoria i raschet stalnykh i stalegelezo-betonnykh mostov na prochnost s uchotom nelinejnykh i plasticheskikh detormacyi. Trudy CNIIS, N 84. M., Transport, 1972.
2. Bolshakov K.P. Raschet stalnykh mostov na vynoslivost. - "Transportnoe stroitelstvo", 1966, N 6.
3. Bolshakov K.P., Potapkin A.A. Sovershenstvovanie norm projektirovaniya stalnykh mostov i metodov ih raschota na prochnost i ustojchivost. Sbornik trudov CNIIS, N 90. M., Transport, 1974.
4. Potapkin A.A. K raschotu stalnykh mostov v uprugoplasticheskoj stadii. Sbornik trudov CNIIS, N 94. M., Transport, 1975.

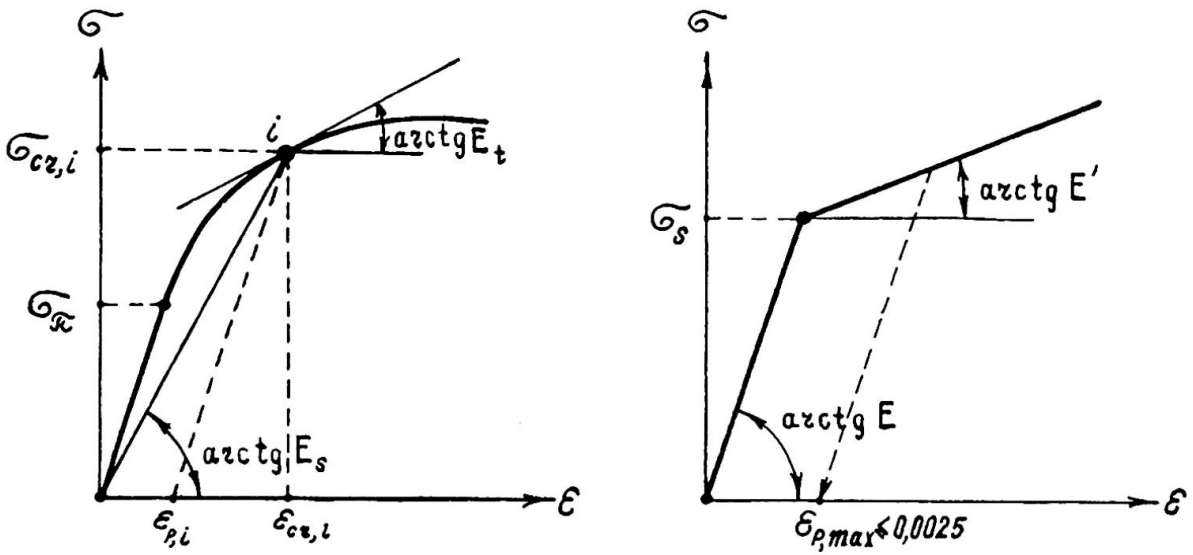


Fig. 1

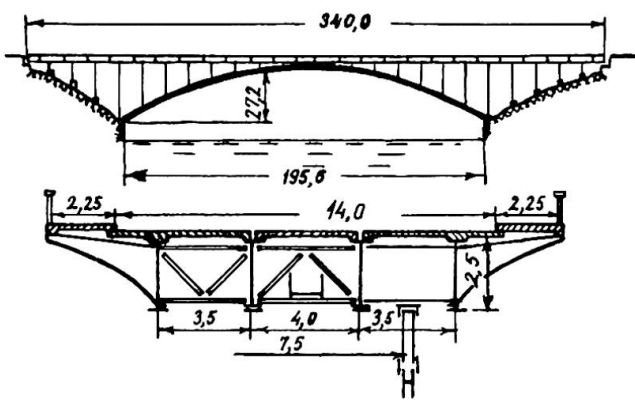


Fig. 2

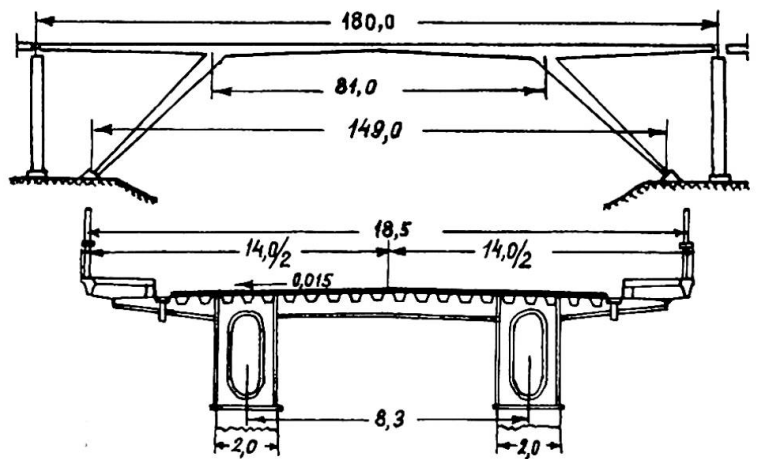


Fig. 3

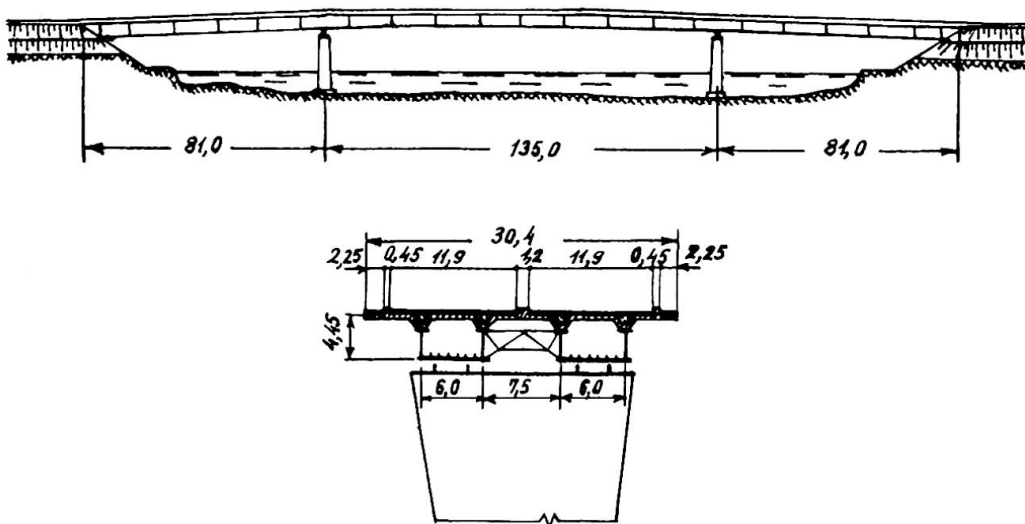


Fig. 4

5. Gurnaly - "Transportnoje stroitelstvo", 1971, N6; 1974, N 2; 1975, N 2.

6. Potapkin A.A. Truss Railway Bridges with a Composite Action of a Bridge Deck and the Main Trusses. Symposium JABSE - Steel and Composite Structures for User Needs - Preliminary Report. Dresden, 1975.

SUMMARY

The problems of effectiveness of high-strength steel application on bridges are analysed on the basis of specifications developed by the authors and used in the process of trial designing. The examples of constructed bridges are presented. The conclusion is drawn that research should be directed to development of new structural forms to make application of steels highly effective.

RESUME

On traite des questions de l'emploi efficace d'aciers à haute résistance pour les ponts sur la base de spécifications élaborées par les auteurs. Des exemples de ponts réalisés sont présentés. On conclut qu'il est nécessaire de rechercher de nouvelles formes de construction pour mieux utiliser les qualités des aciers à haute résistance.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Probleme der wirkungsvollen Anwendung hochfester Stähle im Brückenbau werden aufgrund der vom Verfasser erarbeiteten Vorschriften und Berechnungsmethoden untersucht. Es werden Beispiele ausgeführter Brückenbauten vorgeführt. Man schliesst daraus, dass die wirkungsvolle Anwendung hochfester Stähle das Suchen nach neuen gestalterischen Formen im Brückenbau erfordert.

Mitwirkung der Längsträger mit den Hauptträgergurten bei Eisenbahnbrücken

Cooperation of Longitudinal Beams for Combined Action with Truss Chords of Railway Bridges

Collaboration des poutres longitudinales et des membrures de poutres de ponts de chemin de fer

N.N. STRELETZKIJ
 Dr. d.t. Wiss.
 ZNIIprojektstalkonstruktziya
 Moscow, USSR

Die Perspektiven der Anwendung von hochfesten Stählen für Eisenbahnbrückentragwerke stellen viele komplizierte Probleme, die mit der Sicherstellung erforderlicher Steifigkeit, Dauerfestigkeit, Standsicherheit der Elemente, ihrer Wirtschaftlichkeit u.s.w. verbunden sind. Im Zusammenhang mit der Stahlfestigkeitserhöhung bei gleichem Elastizitätsmodul kommt der Fahrbahnsicherheit grosse Bedeutung zu, wobei die Verformungen in der Fahrbahnlage der Hauptbindergurten vergrössert werden.

Die sich in der Brückenfahrbahnlage befindlichen Bauteile, wurden in drei Etappen ausgearbeitet. In der ersten Etappe wurden diese Konstruktionen ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung von Längsträgern und Bindergurten der Eisenbahnbrücken entworfen; als Folge ergaben sich zahlreiche Zerstörungen der Konstruktionen, hauptsächlich der Nietverbindungen. Die zweite Etappe ist durch das Streben gekennzeichnet, die Längsträger von der Verbundwirkung mit den Bindergurten zu befreien. Die Längsverbände wurden zu den Längsträgern beweglich aufgehängt; es wurden auch Bremsverbände angewandt. Bei den Feldern von über 80m wurden in den Längsträgerabständen mit den längsbeweglichen Stützungen eingerichtet. Aber trotz allen Vervollkommnungen wurden die Längsträger in Verbundwirkung mit den Bindergurten durch die auf Ausbiegung in horizontaler Ebene beanspruchten Querträger etwas eingeschlossen. Dabei entstanden ziemlich grosse Überspannungen, die in Bezug auf die Dauerfestigkeit und Kaltbrüchigkeit schädlich sind. Die längsbeweglichen Stützungen für Längsträger zeigten sich im Betrieb als ungünstig.

Die dritte heutige Etappe in der Entwicklung obengenannter Konstruktionen erweist sich als zweckmässig, da sie die vollständige Einschliessung der Längsträger in Verbundwirkung mit den Bindergurten ermöglicht, wenn das Brückentragwerk als Raumeinheit nach dem Prinzip der Funktionsvereinigung der Konstruktionsteile projektiert wird. Das war unter folgenden Bedingungen möglich:

- Benutzung der modernen Elektronenrechenstechnik;
- Ausarbeitung der Methodik der Grenzzustände;
- Anwendung der Montageverbindungen mit hochfesten Bolzen.

Die vom Autor vorgeschlagenen und in "Giprotransmost" ausgearbeiteten neuen Konstruktionsschemas der Eisenbahnbrückentragwerke mit einer Verstärkung der Verbundwirkung der Fahrbahn und der Hauptbinder (s. Bild I) unterscheidet sich sehr wenig von den früher verwendeten Konstruktionen mit einer Entspannung dieser Verbundwirkung. Die unteren Längsverbände des Kreuzschemas liegen in der Ebene der Fahrbahnträgeruntergurten und der unteren Ränder der Binderuntergurten.

In den neuen Konstruktionen sind die Diagonalen und Verstrebungen der Längsverbände in allen Kreuzungen mit den Längsträgeruntergurtungen durch hochfeste Bolzen verbunden. Zwischen einigen Kreuzungen der Diagonalen und der Längsträger werden zusätzliche (kurze) Verstrebungen angebracht. Diese Verstrebungen verwandeln die entsprechenden Kreuzverbändeplatten in die unveränderlichen, steifen, gitterförmigen, den Längsträgern axiale Verlängerungen verleihenden Horizontalaussteifungen, die den Verlängerungen den Bindergurtungen nahe sind. Dadurch werden die Längsträger in eine intensive Verbundwirkung mit den Bindergurtungen eingeschlossen, was die letzten entsprechend entlastet.

Die Querträger, deren Steifheit in der Horizontalebene natürlich um das Mehrfache der Steifheit der gitterförmigen Horizontalaussteifungen weniger ist, befreien sich dabei in gewisser Masse von einer Biegung in der Horizontalebene.

Die Anzahl von kurzen, gitterförmigen, Horizontalaussteifungen bildenden Verstrebungen wird in den nicht durchlaufenden Brückentragwerken, in Abhängigkeit von der Feldhöhe, so gehalten: für 33 und 44m- 2St.; für 55 und 66m- 4St.; für 77m- 6St.; für 88m- 12St.; für 110m- 16St. (s. Bild I). Es ist vollkommen nicht rationell, kurze Verstrebungen in allen Kreuzungsknoten der Diagonalverbände mit den Längsträgern anzubringen. Ausser dem unnötigen Metallverbrauch und einer grossen Bolzenanzahl für Verstrebungen und deren Befestigung, würde das eine unbegründete Anschlussbefestigung der Untergurte aller Querträger und der Diagonalen erfordern, da die Wirkung der Horizontalaussteifungen zusammen mit den Querträgern unter der örtlichen senkrechten Belastung intensiv, aber wenig effektiv ist.

Im rechnerischen Modell des Brückentragwerkes mit Verbundwirkung der Hauptbinder, Fahrbahn und Verbindungen wird folgendes berücksichtigt: Widerstand der Elemente den Axialkräften, der Biegung in beiden Ebenen und der Verdrehung, alle konstruktiven Exzentrizitäten, Steifheit der Hauptbinderknoten und der meisten Fahrbahnknoten, Verkürzung der Elementenlänge wegen der konstruktiven Knotenbesonderheiten. Zugleich wurde eine Reihe von wesentlichen Vereinfachungen angenommen.

Die Biegebeanspruchung in der Horizontalebene jeder Fahrbahnträgergurtung wird trotz der Steg- und gegenseitigen Gurtwirkung berücksichtigt. Annähernd wird die Wirkung von Quer- und Längs-oberverbindungen zwischen den Bindern und die Wirkung von Längsträgerverbindungen berücksichtigt. Die Quer- und Verdrehungsfestigkeit von Verbändeelementen, die Verdrehungsfestigkeit von H-Binderelementen u.s.w. werden nicht berücksichtigt.

Das durch obengenannte Besonderheiten gekennzeichnete Raumrechenmodell erlaubte mit Hilfe von ERM „53CM-4“ viele genauere Berechnungen mit graphischer Darstellung von Einflusslinien verschiedener Kräfte durchzuführen. Auf Grundlage der Ergebnisanalyse dieser automatisierten Berechnungen wurden einige Verfahren ohne Hilfe von ERM ausgearbeitet und zur Einflussliniendarstellung einiger Kräfte in der statisch unbestimmten Raumkonstruktion vielfach verwendet.

In den rechnerischen Untersuchungen der Verbundwirkung zwischen den Hauptbindern, der Fahrbahn und den Verbindungen ist der Einfluss von Horizontalaussteifungen dem Einfluss von Abständen in den Längsträgern entgegengesetzt (Bild I, a;b).

Die Längskräfteverteilung auf Binderuntergurte und Längsträger bei Nichtvorhandensein von Horizontalaussteifungen hängt hauptsächlich von der Feldlänge oder der Strecke zwischen den Abständen und der Horizontalsteifheit der Querträger ab. Bei Vorhandensein

von Horizontalaussteifungen hängt das im wesentlichen vom Querschnittsverhältnis der Längsträger und der Binderuntergurte ab.

Die Abstände in den Längsträgern vermindern die grössten Axialkräfte darin um 2,5-3mal, und die grössten horizontalen Biegemomente vermindern sie nur um 20-30%. Beim Nichtvorhandensein von Horizontalaussteifungen erfordern die Konstruktionen aus dem niedriglegierten Stahl für den Tragwerk von 66m nur einen Trägerabstand, für den Tragwerk von 88m- 2 Abstände, für den Tragwerk von 110m- 3 Abstände. Mit Verwendung von hochfesten Stählen wäre noch mehrere Anzahl von Abständen in den Längsträgern erforderlich.

Die Einrichtung von Horizontalaussteifungen anstatt des Trägerabstandes wird die Axialkräfte in den Längsträgern um 3-4 mal vergrössern (Bild I, a), was entsprechende Biegemomente in den Querträgergurten um 5-6 mal vermindert (Bild I, b).

Die Längsträger werden im senkrechten Ebene auf die Kombination von Biegung (als durchlaufende Träger auf den gegenseitig verbundenen Auflagern verschiedener Nachgiebigkeit -Bild I, d-), mit den Axialkräften beansprucht. Der Einfluss von durch Querträger übertragenen Drehmomenten ist gering, der Einfluss des aussermittigen Anschlusses der Horizontalaussteifungen ist dagegen bedeutend. Die Axialkräfte in den Längsträgern entstehen infolge der Verformungen von Binderuntergurten und der Begrenzung der Längsträgerverbiegung unter der örtlichen Vertikalbelastung, wobei diese Begrenzung von den senkrechten Exzentrizitäten abhängt. Der Spannungsanteil aus den Axialkräften in den vollen Faserspannungen in einem Längsträger beträgt, wenn es keine Horizontalaussteifungen gibt, von 1 bis 12%, mit den Horizontalaussteifungen-- von 20 bis 30%. Die genaueren Berechnungen im Vergleich zu den elementaren stellen eine wesentliche Zeichenwechslung der Spannungen in der Reihe von Längsträgerbereichen fest, die auf die Dauerfestigkeit überprüft werden müssen.

Dank den Horizontalaussteifungen ist es nicht nötig, für die Axialkräfteübertragung durch Längsträger eine Erschwerung der Längsträgerquerschnitte auszuführen, denn äquivalente Belastungen, dynamische Beiwerte und Überlastungsfaktoren vermindern sich bei einer genaueren Berechnung. Die Längsträgerfische müssen unbedingt vervollkommenet werden (Bild I, e).

Die horizontalen Biegemomente in den Querträgergurten entstehen sowohl aus den Knotenlängsverschiebungen der Binderuntergurte gegen Längsträgerknoten, als auch aus der durch Längsträger ausgelösten Querträgerverdrehung. Mit Einrichtung von Horizontalaussteifungen verschwinden Momente aus den Längsverschiebungen fast völlig, aber die Verdrehungsmomente bleiben, was in den Querträgergurten bedeutende Spannungen hervorruft (Bild I, f).

Mit Einrichtung von Horizontalaussteifungen beträgt die Entlastung der Binderuntergurte durch Längsträger in der Feldmitte in der Regel 25-35%. Die Entlastung durch Längsverbände beträgt für die unteren und oberen Binderuntergurte 3-6%.

Die genaueren Raumberechnungen der Brückentragwerke mit Verbundwirkung von Bindergurten, Längsträgern und Verbindungen zeigen Kräfte, die in den elementaren Berechnungen nicht berücksichtigt werden. Dementsprechend wurden in den vielen Elementen die vergrösserten Fiber- und Punktspannungen festgestellt. Aber das führt zur Erschwerung einer Konstruktion nicht, was der in der sowjetischen Rechenpraxis vorgesehenen genaueren Bestimmung als linker, sowie rechter Teil der Grenzungleichheiten der Grenzzustandemethodik zu verdanken ist. Bei der Prüfung von Fiber- und Punktspannungen erhalten die rechnerischen Widerstände die erhöhenden Beiwerte

" m_2 " und "c", die die Entwicklung von plastischen Verformungen im Festigkeitsgrenzzustand berücksichtigen. Die m_2 -Beiwerte zeigen entsprechende Kräfte- und Momentenverteilungen im Brückentragwerk. Die c-Beiwerte zeigen Festigkeitsreserve in den Elementenquerschnitten, und zwar im Intervall zwischen der Fiber- oder Punktfließsbarkeitsentstehung und dem Querschnittsgrenzzustand, der durch die relative restliche Grenzverformung in der Randfiber oder dem Randpunkt gekennzeichnet wird (mit dem Wert von 0,001 bis 0,0025).

Der Metallverbrauch für die neuen Brückentragwerke vermindert sich fast um 5%. Der Vorteil dieser neuen Konstruktionen besteht in der Erhöhung ihrer Betriebssicherheit, der Verbesserung ihrer Nutzungseigenschaften und ihrer Vereinfachung bei der Ablehnung von den beweglichen Verbindungen, den Bremseverbänden u.s.w.

Die Einschliessung von Längsträgern in Verbundwirkung mit den Bindergurten gibt die Möglichkeit, Längsträger als Verstärkungselemente für Binderuntergurte im Freivorbau zu benutzen und aufgelegte Sonderelemente als Gurteverstärkung zu beseitigen.

In der UdSSR ist eine Reihe von durchlaufenden und nicht durchlaufenden Brückentragwerken einer neuen Bauart aufgebaut. Sie haben eine untenliegende Fahrbahn mit dem Holzbelag und den Spannweiten bis 132m. Es werden analogische Konstruktionen ausgearbeitet, die durch den bettungslosen Belag auf einer Eisenbeton- und durchlaufenden Stahlplatte gekennzeichnet sind. Es werden auch Konstruktionen mit der obenliegenden Fahrbahn ausgearbeitet.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Anwendung hochfester Stähle erfordert Sondermassnahmen für die Mitwirkung der Längsträger mit Gurten der Hauptträger. In den neuen Brückentragwerken aus niedriglegiertem Stahl wird diese durch gitterförmige Horizontalaussteifungen in der Untergurtebene erreicht. Es wurden die genaueren Berechnungen durchgeführt. Die Betriebssicherheit ist erhöht, die Nutzungs- und Montageeigenschaften sind verbessert, es ist Stahlersparnis erreicht.

SUMMARY

The use of high strength steels requires special measures to provide combined action of longitudinal beams and truss chords. In new spans this is successfully fulfilled by means of using through horizontal diaphragms in the planes of the lower braces. Refined calculations have been made. Safety has been increased, maintenance and erection quality improved, and steel saving achieved.

RESUME

L'Application des poutres longitudinales en acier à haute résistance exige des moyens particuliers pour qu'elles puissent supporter les efforts dans la même mesure que les membrures. La transmission des efforts des travées en acier à faible alliage est réalisée grâce aux diaphragmes horizontaux évidés placés dans les entretoisements inférieurs. On a fait les calculs avec une grande précision. On a ainsi augmenté la fiabilité, on a amélioré les conditions d'exploitation et d'assemblage, et on a obtenu une économie d'acier.

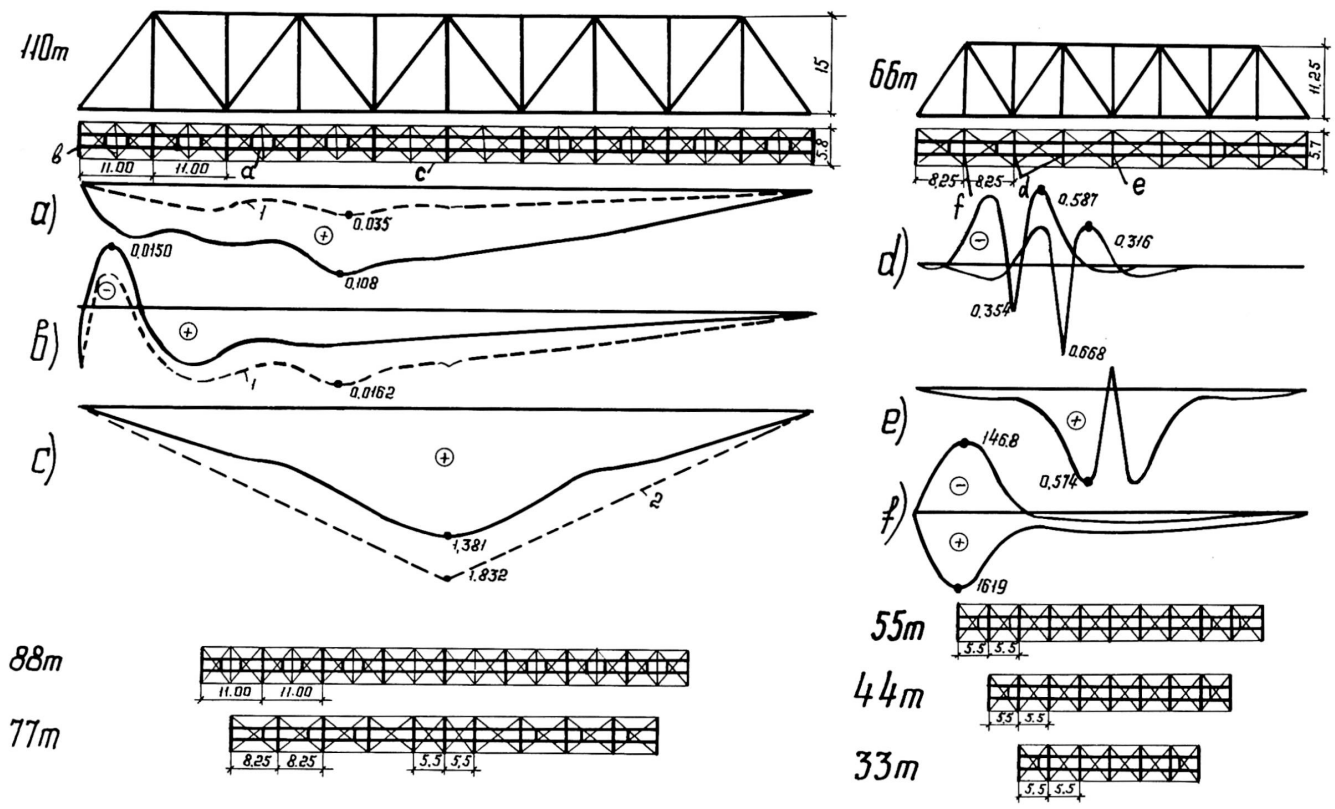


Bild I Schemata der Konstruktionen und der Einflußlinien: a=Axialkraft im Längsträger; b=horizontales Biegemoment im Querträgeruntergurt; c= Axialkraft im Binderuntergurt; d= Biegemomente im Längsträger; e= Kraft im Fisch; f= Beanspruchungen in den oberen und den unteren Querträgergurten; 1= bei einem Abstand in einem Längsträger; 2= in einem ebenen gelenkigen Binder.

Leere Seite
Blank page
Page vide

**Vergleich zwischen den Paralleldrahtseilen und verschlossenen Seilen
am Beispiel der Eisenbahnschrägseilbrücke über die Save in Belgrad**

Comparison between Parallel Wire Bundles and Closed Ropes Illustrated
on the Cable Stayed Railway Bridge over the River Save in Belgrade

Comparaison entre les câbles à fils parallèles et les câbles torsadés
dans le cas du pont de chemin de fer haubanné sur la Save à Belgrade

NIKOLA HAJDIN
Prof. Dr. sc. techn.
Universität Beograd
Beograd, Jugoslawien

1. Einführung. Konstruktive Gestaltung der Brücke.

Die doppelgleisige Eisenbahnbrücke über die Save in Belgrad, z.Zt. im Bau, besteht aus einem Brückenzug von etwa 2 km Länge.

Dominierter Teil ist die Strombrücke mit den Spannweiten $54 + 85 + 50 + 254 + 50 + 65$ m[☆]

Das System ist eine Schrägseilbrücke mit zwei vertikalen Pylonen beidseits der Hauptöffnung von 254 m (Abb. 1).

Eine solche Eisenbahnbrücke, unseres Wissens die erste dieser Art für den reinen Eisenbahnverkehr, bietet eine Fülle von technischen und praktischen Problemen, unter denen die Seilverspannung eines der wichtigsten ist.

Der Versteifungsträger der Brücke besteht aus zwei durchlaufenden Kastenträgern mit der konstanten Bauhöhe von 4,45 m und der Beite von 3,2 m. Die Träger sind mit einer, etwa 70 cm unter dem Obergurt der Träger liegende orthotrope Platte verbunden.

Die vier Pylonen der Brücke überragen die Oberkante der Kastenträger um 55 m. Sie haben einzellige Rechteckquerschnitte. Die Pylonenbreite ist konstant und beträgt 1,90 m. Querschnittshöhe variiert linear; an der Kontaktstelle mit dem Kastenträger beträgt 3,10; an der Spitze jedoch nur 2,50 m.

Jeder Pylon ist in dem entsprechenden Kastenträger eingespannt und dient zur Aufnahme von 4 Abspannkabeln. Die zwei zur Strömöffnung hin angeordneten Schrägkabel ergeben die erforderliche elastische Stützung des Kastenträger. Die landseitigen Kabel dienen als Rückverankerung.

Die, zwischen den Kastenträgern liegende orthotrope Platte hat eine Breite von 8,1 m.

Die Gesamtbreite der Brücke mit den beiden Dienstwegen (2x1,0 m) beträgt 16,5 m.

Die, im statischen Sinne etwas ungünstige Lage der orthotropen Platte unter der Oberkante der Kastenträger ist durch das Schotterbett bedingt. Schon zu Beginn der Projektierung wurde verlangt dass durch die entsprechende Auswahl des Oberbaues über den ganzen Brückenzug die Lärm infolge des Eisenbahnverkehrs möglichst gedämpft werde. Bei den Zufahrtbrücken hat sich Schotterbett als sehr geeignet gezeigt.

Im Falle der Strombrücke hat sich ausserdem eindeutig herausgestellt, dass wegen der ungünstigen Verhältniss zwischen der Verkehrslast und dem Eigengewicht eine Erhöhung der ständigen Last erwünscht wäre. Die mittels Schotterbett erreichte Erhöhung des Eigengewichtes hat nur einen ganz unbedeutenden Einfluss auf die Gesamtkosten der Brücke. Diese Zusatzbelastung bringt praktisch keine Vergrößerung des Seilgewichtes (siehe die Reihe 7 in der Tabelle), da die

[☆]Entwurfverfasser: Prof. Dr. N. Hajdin, Diph.-Ing. und Dipl.-Ing. Lj. Jévtović, Belgrad, Jugoslawien.

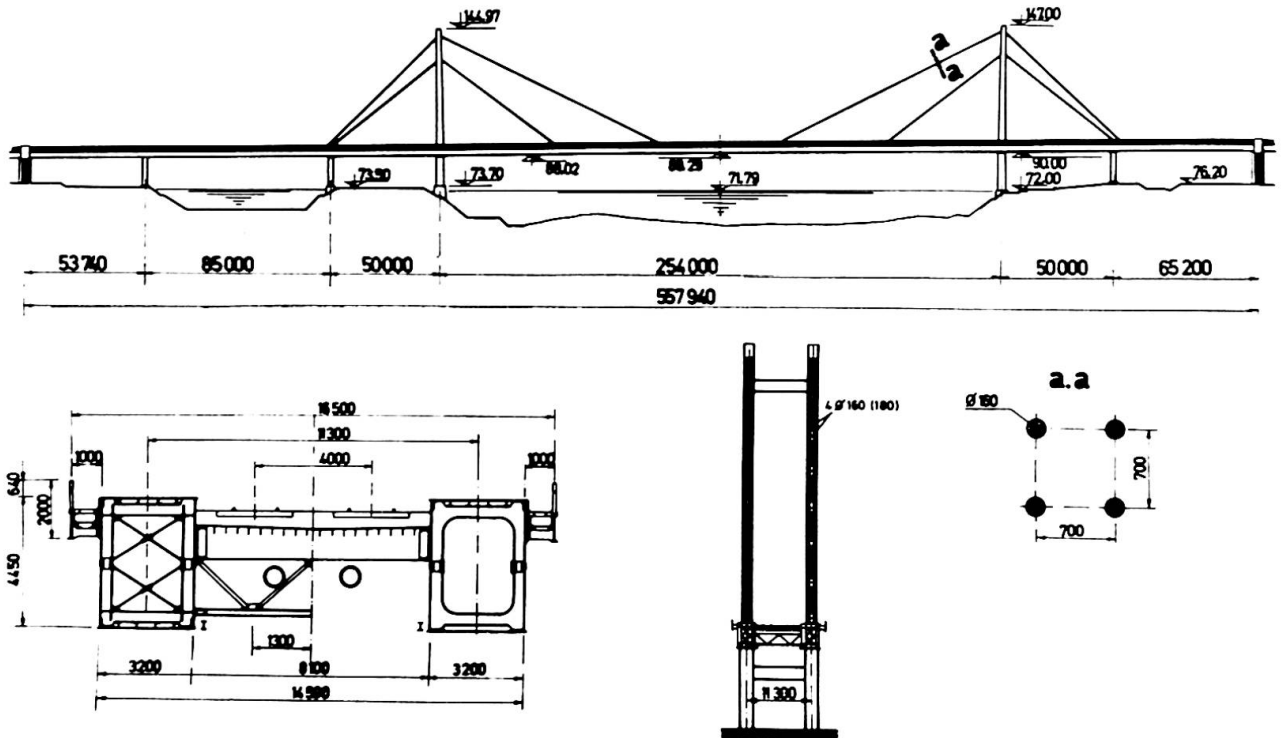


Abb. 1.

Dauerschwingfestigkeit für die Bemessung massgebend ist. Ein etwas grosseres Eigengewicht (infolge des Schotterbettes) hat auch praktisch keinen Einfluss auf das Gewicht der Kastenträger. Ein gewisses Mehrgewicht (etwa 1,7% des Gesamtgewichtes der Strombrücke) zeigt sich nur bei den Pylonen.

2. Kabel. Ein Vergleich zwischen dem verschlossenem Seil und dem Paralleldrahtbündel

Das Schrägkabel stellt ein von den wichtigsten Elementen einer Brücke dieses Systeme dar.

Der Hauptunterschied zwischen einer Strassenbrücke und einer Eisenbahnbrücke dieses Systems liegt im Verhältnis zwischen der beweglichen und ständigen Belastung. Dieses Verhältnis ist bei einer Eisenbahnbrücke beträchtlich grösser. Ausserdem ist die Häufigkeit des Auftretens der beweglichen Belastung höherer Intensität bei einer Eisenbahnbrücke meist grosser.

Bei einer Schrägseilbrücke ist die Durchbiegung und die Neigung wegen der Flexibilität des Systems verhältnismässig gross, was sich bei der Eisenbahnbrücke ungünstig auswirken könnte. Es ist zu erwarten, dass die dynamische Wirkung bei einer flexiblen Brücke mit grosser Durchbiegung mehr zum Ausdruck kommt.

Als Unterlage für Bemessung der Kabel wurde DIN 1073 benutzt. Gemäss dieser Vorschrift wird die Dauerschwingfestigkeit aufgrund der Schwingbreite zwischen der maximalen σ_0 und minimalen σ_u Spannung für verschiedene Werte maximalen Spannung bestimmt, und zwar:

für Paralleldrahtbündel (PDB):

$$\text{zul } \sigma_0 = \frac{2500}{1 - 0,895\varrho}$$

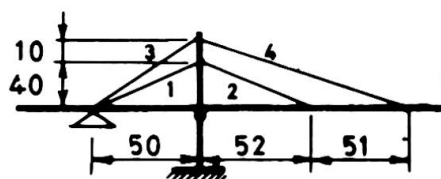
für verschlossenes Seil (V.S.)

$$\text{zul } \sigma_0 = \frac{2000}{1 - 0,896\varrho} \quad (1), (2)$$

wo $\varrho = \sigma_u / \sigma_0$ ist. Die Formeln (1) und (2) sind für Bruchspannung von 16.000 kp/cm² gegeben. Bei Strassenbrücken müssen nur 50% der Spannungen aus Verkehrslast eingerechnet werden. Die Spannungen aus Lasten von Schienenfahrzeugen einschliesslich Schwingbeiwert müssen im vollen Betrag eingesetzt werden. Da es sich in unserem Fall praktisch nur um bewegliche Belastung infolge Eisenbahnverkehr handelt, wird die Dauerschwingfestigkeit mit vollem Betrag der

entsprechenden Spannung berechnet. Das hat zur Folge (siehe Tabelle), dass für die Bemessung der Kabel überall die Dauerschwingfestigkeit massgebend ist.

In diesem Fall und auf Grund von Formeln (1) und (2) zeigen die Paralleldrahtbündel gegenüber den verschlossenen Seilen ein Ersparnis im Gewicht von 25%.



Nr	Seil	1		2		3		4	
		PDB	VS	PDB	VS	PDB	VS	PDB	VS
1	zul $\sigma_{0,1}$	4771	3822	4518	3617	5179	4148	5389	4316
2	$\sigma_{u,1}$	2532	2033	2254	1805	2994	2398	3228	2585
3	$\sigma_{s,1}$	961	769	941	753	1004	803	974	779
4	α_1	0,532		0,499		0,578		0,599	
5	zul $\sigma_{0,2}$	3960	3171	3698	2959	4355	3487	4584	3671
6	$\sigma_{u,2}$	1632	1306	1339	1071	2073	1660	2329	1865
7	α_2	0,412		0,362		0,476		0,508	
8	F_1 / F_2	1,04		1,03		1,04		1,04	
9	$\frac{E_i F(1) [\text{PDB}]}{E_i F(1) [\text{VS}]}$	0,974		0,978		0,972		0,985	

In der Tabelle eingeführten Bezeichnungen haben die folgende Bedeutung:

- Index 1 – bezieht sich auf die Lösung mit Schotterbett,
- Index 2 – bezieht sich auf die Lösung ohne Schotterbett,
- PDB – Paralleldrahtbündel, VS – Verschlossenes Seil,
- $\sigma_{s,1} = G_s / F_1$ – Spannung infolge des Schotterbettgewichtes,
- F_1, F_2 – Querschnittsfläche des Seiles.

Das Ersparnis im Gewicht und die anderen Gründe, worüber später berichtet wird, haben zur Wahl von Paralleldrahtbündeln geführt.

Wie aus der Abb. 1 ersichtlich, besteht jeder Kabelstrang im statischen Sinne aus 4 Drahtbündeln. Die Zahl der Drähte in den einzelnen Drahtbündeln variiert zwischen 240 und 290. Es werden Runddrähte mit Durchmesser von 7 mm und Festigkeit zwischen 150 – 170 kp/mm² ausgewählt. Die Drahtbündel einer Gruppe sind räumlich getrennt. Jedes Drahtbündel besteht aus den Drähten mit einer Litze umwickelt (Abb. 2) und einer äusseren Polyäthylenhülle der Stärke von 7 (8) mm und mit einem Aussendurchmesser von 160 (bzw. 180) mm. Es wurde die HiAm-Verankerung [1], [2] verwendet, welche bei schwingender Belastung die Ermüdungsfestigkeit des freien Drahtbündel erreicht.

Nach Ernst [3] kann die Dehnungssteifigkeit des Seiles wie folgt berechnet werden:

$$E_i F = \frac{E_o F}{1 + \frac{1}{24} (\gamma' l^2) \frac{\sigma_o + \sigma_u}{\sigma_u^2 \sigma_o^2} E_o} \quad (3)$$

wobei E_i – scheinbarer E – modul, E_o – rechnerischer Modul des Seiles, γ' – spezifisches Gewicht des Seilmaterials mit Zuschlägen sind.

Bei den Paralleldrahtbündel ist mit einem E_o – Modul von 2.050 Mp/cm² zu rechnen, bei den verschlossenen Seilen jedoch nur mit 1.700 Mp/cm².

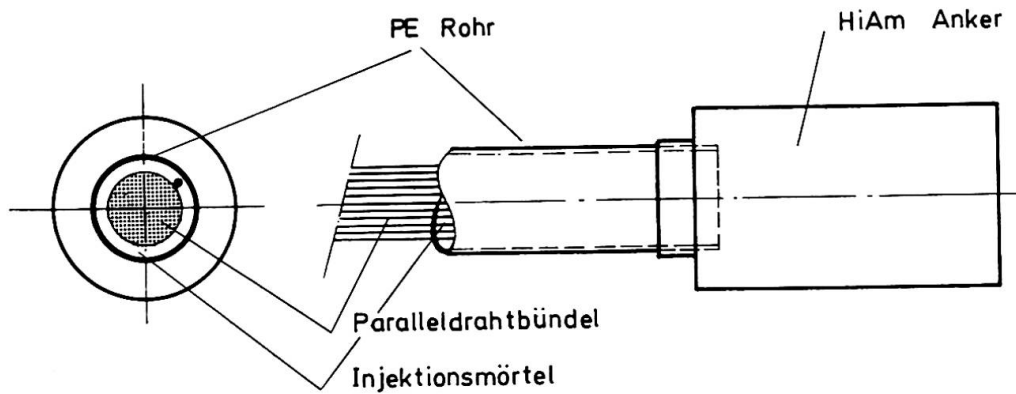


Abb. 2.

Der Wert γ' ist bei den Paralleldrahtbündeln in unserem Fall, wegen des Gewichtes von Polyäthylenrohren und Zementmörtel, etwa $8 \times 1,25 = 10 \text{ Mp/m}^3$ gross. Bei den verschlossenen Seilen ergibt sich $1,05 \times 8,0 = 8,40 \text{ Mp/m}^3$.

Wie aus der Tabelle ersichtlich, geben die Paralleldrahtbündel, mit dem um 25% kleineren Querschnitt, praktisch die gleiche Kabelsteifigkeit $E_1 F$ wie die verschlossenen Seile.

Die Längssteifigkeiten FE_1 sind im Falle der Lösung mit Schotterbett etwa 5% grösser und der Durchhang des längsten Seiles für ständige Belastung um cca 40% kleiner als die entsprechenden Werte der Brücke ohne Schotterbett.

Andere Vorteile der Paralleldrahtbündel gegenüber dem verschlossenen Seil, welche hier nicht quantitativ gezeigt werden können, sind in unserem Fall die folgenden:

- Diese Art der Kabel ermöglicht die Bildung der Bündel grosser Durchmesser mit angepasster Anzahl Drähte. Das hat sich, wegen der Knappheit in den Verankerungsstellen im Pylon vorteilhaft erwiesen.
- Die räumlich getrennten und parallel geführten Bündel, haben keine Spreizstellen. Diese hätten eine negative Wirkung auf die Dauerschwingfestigkeit des Seiles. Aus diesen Gründen haben wir jede Änderung der Kabelrichtung inklusive Sattellager vermieden. Die Paralleldrahtbündel mit HiAm – Verankerung ermöglichen die Lösung dieses Problem und bieten gleichzeitig eine einfache Montage, Spannen und Kontrolle der Kabelkräfte.
- Ein präzise vorausgegebener E_0 – Modul der Bündel erleichtert die Montage und ermöglicht eine genaue Berechnung der verschiedenen Durchbiegungen während der Montagezustände.

3. Bemerkungen zur Anwendung dieses Systems für weitgespannte Eisenbahnbrücken

Eine weitere Anwendung dieses Systems für die Eisenbahnbrücken sehr grosser Spannweiten wird stark von den Annahmen über Dauerschwingfestigkeit abhängen. Eine Berechnung mit α – Werten aus nur einem Teil der Verkehrslast, wie bei den Strassenbrücken, was uns als berechtigt scheint, würde die Verwirklichung der Eisenbahnbrücken sehr grosser Spannweiten ermöglichen. Wie stark α – Werte, im Falle dass die Dauerschwingfestigkeit für die Bemessung massgebend ist, die untere Grenze $\sigma_0 \approx \sigma_g$ des scheinbaren E_1 – Modul beeinflussen, zeigt die Abb. 3.

Wie aus Abb. 3 ersichtlich, wird die Seillängen über 150 bzw 200 m, ohne Versteifungseile, für α – Werte unter 0,5, wegen des niedrigen E_1 – Modul, kaum möglich.

Die Dauerversuchen mit den Paralleldrahtbündeln zeigen, dass eine Erhöhung der Schwingbreite um cca 25% durchaus zu vertreten wäre. Das würde viel der Wirtschaftlichkeit dieses Systems im Falle einer Eisenbahnbrücke beitragen.

Der Gewichtszuschlag infolge des Zementmörtels vergrössert bei den Paralleldrahtbündeln den Durchhang des Seiles und verkleinert E_1 – Modul. Ein anderer Korosionsschutz mit etwas kleinerem Gewicht würde noch mehr der Überlegenheit der Paralleldrahtbündel beitragen. –

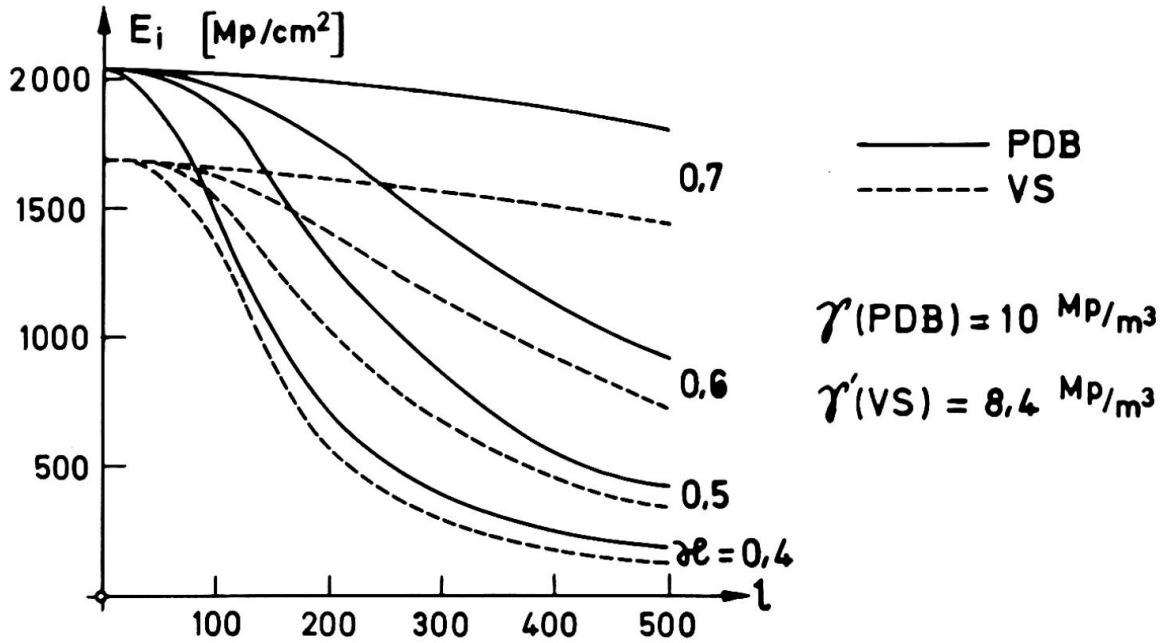


Abb. 3.

Literaturverzeichnis

- [1] Andrä, W. und Zellner, W.: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung. Die Bautechnik 46 (1969). H. 8. u. 9.
- [2] Leonhardt F. und Zellner, W.: Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägkabelbrücken für Spannweiten über 600 m. Abhandlungen IVBH, Bd 32-I, 1972.
- [3] Ernst, H.J.: Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges. Der Bauingenieur 40(1965).

ZUSAMMENFASSUNG - Das Problem der Seilverspannung einer Eisenbahnschrägseilbrücke wird diskutiert. Bei einer reinen Eisenbahnbrücke dieser Art kommen der Dauerschwingfestigkeit und dynamischen Beanspruchung grössere Bedeutung zu als bei einer Strassenbrücke. Ein Vergleich zwischen den Paralleldrahtbündeln und dem verschlossenen Seil zeigt eine merkbare Ueberlegenheit der ersteren gegenüber verschlossenen Seilen.

SUMMARY - The submitted contribution deals with the problem of cable work on a cable stayed railway bridge. Fatigue resistance and dynamic effects in a railway bridge with the cable stayed system become more significant than in a road bridge with the same system. These effects have important influence on the dimensioning of the cables. Parallel wire bundles in comparison with closed ropes show a noticeable superiority of the former.

RESUME - On présente un problème posé par un pont de chemin de fer haubanné réalisé avec des câbles. Dans le cas d'un pont-rail typique, la résistance à la fatigue et aux sollicitations dynamiques sont plus critiques que dans un pont-route. Ces facteurs ont une influence significative sur le dimensionnement des câbles. Une comparaison entre le faisceau de fils parallèles et le câble torsadé montre une supériorité notable du premier par rapport au câble torsadé.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Fatigue Design Criteria on Honshu-Shikoku Suspension Bridges

Le critère de la fatigue dans le cas des ponts suspendus entre Honshu et Shikoku

Kriterien für den Dauerfestigkeitsnachweis der Honschu-Schikoku Hängebrücken

JIRO TAJIMA
Dr., Manager

ATSUSHI OKUKAWA
Dr.
Honshu Shikoku Bridge Authority
Tokyo, Japan

YOSHIHIRO TANAKA

1. INTRODUCTION

In the construction of Honshu-Shikoku bridges, the use of 40 to 80 kg/mm² class steels is considered. Since allowable fatigue stresses for high strength steels have not been determined in any standard for structural design in Japan, they are required to be determined newly.

The Honshu-Shikoku bridges are designed as combined highway-railway bridges and so the width of main trusses is wider than usual railway bridges. The cross frames are designed rigidly in consideration of wind resistance. And these facts increase torsional rigidity of the stiffening trusses, and make it necessary to consider the fatigue effect by not only single track loading but also double track loading.

With the above mentioned background, the allowable fatigue stress for 60 to 80 kg/mm² class steels was determined and the cumulative effect of actual train load was discussed. This report is the outline of these studies.

2. ALLOWABLE FATIGUE STRESS

2.1. Classification of types of joints

Various types of joints were classified in accordance with Railway Bridge Standard^[1] as shown in Table 1, that is, 4 groups (A ~ D) for normal stress and 3 groups for shearing stress (S₁ ~ S₃).

2.2. General expression of allowable stress

Allowable fatigue stress for each group is given by the expression $\sigma_{a0}/(1 - \alpha k)$, where σ_{a0} is a basic allowable fatigue stress, k is stress ratio, and α is a parameter which shows the effect of mean stress.

2.3. Effect of mean stress

Among various types of joints, longitudinal butt welded joints are considered to be affected mostly by the mean stress because stress concentration by the shape is considered comparatively small and the residual stress overlaps in

Tab1 Classification of joint

	Class	Types of joint
Compression or Tension	A	1.Base metal 2.Friction grip bolted joint 3.Groove welded joint (finished) 4.Longitudinal welded joint 5.Flange plate with gusset which is cut together with flange plate
	B	6.Base metal with a stiffener (finished) 7.Flange plate with groove welded gusset plate
	C	8.Base metal with a stiffener
	D	9.Base metal with a diaphragm 10.Non load carrying fillet welded joint 11.Web plate with a gusset plate
Shear	S1	12.Base metal
	S2	13.Longitudinal fillet weld
	S3	14.Load carrying fillet weld

the direction of external force. Dots (·) in Fig. 1 show the result of fatigue tests on longitudinal butt welded joints with various mean stress conditions [2][3][4][5][6]. The inclination of the straight line connecting these points is about $-1/6$. Rewriting this inclination by the parameter α in 2.2, we obtain $\alpha = 0.7$ in tension range and $\alpha = 1.4$ in compression range.

In the other hand, recent test reports on welded joints like fillet welded joints and welded I beam show that test results are affected by mean stress very little, when mean stress is in the tension range [7][8]. Fig. 2 is fatigue test results on fillet welded joints carried out by us [9]. Here also mean stress in tension range affects the results very little.

Considering all these results, the values of α were determined as follows: $\alpha = 1.0$, that is, no effect of mean stress when $k \geq 0.3$ (tension), $\alpha = 0.7$ when $-1.0 \leq k \leq 0.3$ (tension), and $\alpha = 1.4$ when $-1.0 \leq k \leq 1.0$ (compression).

2.4. Basic allowable fatigue stress, σ_{a0}

We determined one value σ_{a0} for 60 to 80 kg/mm² class high tensile steel irrespective of the class of steels in convenience of practical usage. The followings are explanations on basic allowable fatigue stress for several typical welded joints.

1) Longitudinal butt welded joint

Fig. 1 shows fatigue strength for 80 kg/mm² class steels obtained from various fatigue tests. As shown in Fig. 1, fatigue strength of 80 kg/mm² class steels is about 15.6 kg/mm² ($k = 0$) and this value seems rather low. This is a result of approximation of S-N curve by

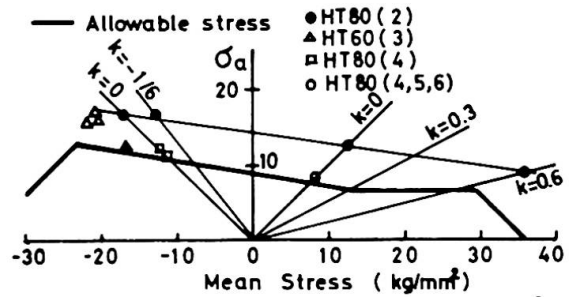


Fig.1 Longitudinal butt joint (2×10^6)

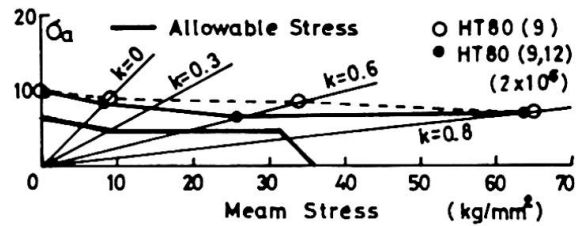


Fig.2 Nonload carrying fillet welded joint (2×10^6)

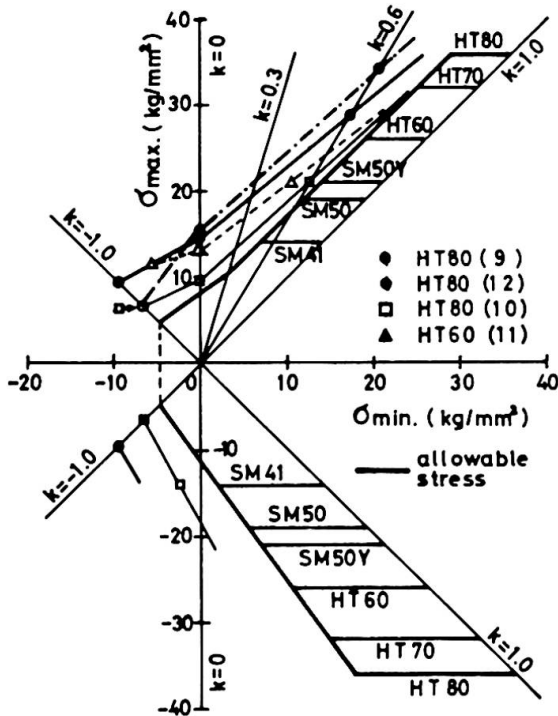


Fig.3 Fatigue strength of fillet welded joint at 2×10^6

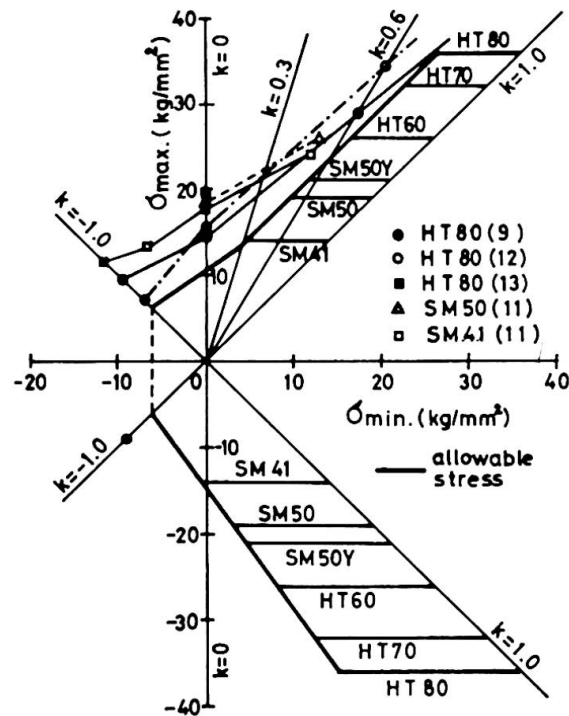


Fig.4 Fatigue strength of fillet welded joint at 2×10^6

a straight line, and there are actually no data which shows fracture by the stress amplitude of less than 16 kg/mm². Hence, as for basic allowable fatigue stress for longitudinal butt welded joints, the value $\sigma_{a0} = 1530 \text{ kg/cm}^2$ recommended in Railway Bridge Standard seems appropriate and they are classified in A group.

2) Non-load carrying fillet welded joint

Relatively a large number of fatigue tests on this kind of joints have been carried out. The data of those tests are presented in Fig. 3^{[10][11]}. This figure shows that fatigue strength of higher tensile strength steels tends to be of lower value. Fatigue strength of 80 kg/mm² class steels is about 9.8 kg/mm². From this result, basic allowable fatigue stress for non-load carrying fillet welded joints must be as low as $\sigma_{a0} = 800 \text{ kg/cm}^2$.

Recently, however, several methods to improve fatigue strength of fillet welded joints have tried^{[9][12][13]}. These method are dressing, finishing, blast treatment and usage of improved welding electrodes which give especially smooth bead. The effects of these methods are shown in Fig. 4. It is clear from Fig. 4 that fatigue strength of improved specimens is increased. So in conditions that the bead and the toe of the weld are well shaped, we can adopt a higher value for the basic allowable fatigue stress. From these results we determined the basic allowable fatigue stress for this type of joint as follows: $\sigma_{a0} = 1050 \text{ kg/cm}^2$ for those in the conditions described above and classified in C group, and $\sigma_{a0} = 800 \text{ kg/cm}^2$ for those without the conditions and classified in D group.

We have been determining basic allowable fatigue stresses for various type of joints listed up in Table 1 with as many test results as possible in the manner explained in this chapter. All the results are presented in Table 2.

3. CUMULATIVE DAMAGE BY TRAIN LOAD

A route (Honshi-Awaji line) of Honshu-Shikoku bridges is planned for double tracks of New trunk lines and D route (Honshi-Bisan line) for double tracks of both New trunk lines and ordinary lines. The total number of trains within 100 years of the service life length is 5.5×10^6 in A route and 9.5×10^6 in D route. In this chapter, we will discuss cumulative damage by actual load include of the effect of double track loading according to Miner's law based on fatigue strength at 2×10^6 loading cycles. Finally we will determine the amendment coefficient for allowable stress.

3.1. S-N curve

S-N curve used in Miner's law is expressed by the following equation and shown in Fig. 5;

$$\log \frac{\sigma}{\sigma_a} = -k_i \log \frac{N}{\bar{N}} \quad (i = 1, 2) \quad (1)$$

where σ is stress amplitude, N is loading cycle, σ_a is allowable fatigue strength at 2×10^6 and $\bar{N} = 2 \times 10^6$, $k_1 = 0.2$ ($N \leq \bar{N}$), $k_2 = 0.1$ ($N \geq \bar{N}$).

3.2. Cumulative damage by fatigue load^[14]

When member force P_i, P_j is given as shown in Fig. 5 that is, n_i cycles of member force P_i where $\sigma_i = P_i/A \geq \sigma_a$ and n_j cycles of P_j where $\sigma_j = P_j/A < \sigma_a$, cross sectional area A must be determined so as to satisfy the relation of Miner's law;

Tab.2 Allowable fatigue stress (kg/cm²)

Class	Tension		Compression
	-1.0 ≤ k ≤ 0.3	0.3 ≤ k ≤ 1.0	-1.0 ≤ k ≤ 1.0
A	$\frac{1530}{1-0.7k}$	$\frac{1355}{1-k}$	$\frac{2160}{1-1.4k}$
B	$\frac{1275}{1-0.7k}$	$\frac{1130}{1-k}$	$\frac{1800}{1-1.4k}$
C	$\frac{1050}{1-0.7k}$	$\frac{930}{1-k}$	$\frac{1480}{1-1.4k}$
D	$\frac{800}{1-0.7k}$	$\frac{710}{1-k}$	$\frac{1130}{1-1.4k}$
Shearing			
	-1.0 ≤ k ≤ 0.3	0.3 ≤ k ≤ 1.0	
S ₁	$\frac{920}{1-0.7k}$	$\frac{815}{1-k}$	
S ₂	$\frac{820}{1-0.7k}$	$\frac{725}{1-k}$	
S ₃	$\frac{650}{1-0.7k}$	$\frac{580}{1-k}$	

(note) $k = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ or $\tau_{\min} / \tau_{\max}$.
 $k > 0$ (in tension or compression only)
 $k < 0$ (between tension and compression)

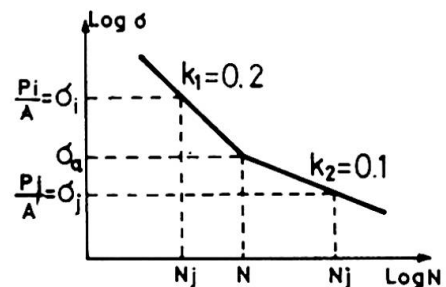


Fig.5 S - N curve

$$\sum \frac{n_i}{N_i} + \sum \frac{n_j}{N_j} \leq 1 \tag{2}$$

Rewriting σ in Eq. (1) by P and A and putting it into Eq. (2), we obtain

$$\frac{1}{(\sigma_a A)^{k_1}} \sum_i \frac{n_i}{N} P_i^{k_1} + \frac{1}{(\sigma_a A)^{k_2}} \sum_j \frac{n_j}{N} \cdot P_j^{k_2} \leq 1 \tag{3}$$

P_i and P_j can be expressed as $P_i = f_i P_0$ and $P_j = f_j P_0$, where P_0 is a member force due to the design load. Solving Eq. (3) by A, we obtain

$$A = \beta \frac{P_0}{\sigma_a}, \beta = \left(\frac{C_1 + \sqrt{C_1^2 + 4C_2^2}}{2} \right)^2,$$

$$C_1 = \sum_i \frac{n_i}{N} f_i^{k_1}, C_2 = \sum_j \frac{n_j}{N} f_j^{k_2} \tag{4}$$

β is an increasing factor of cross sectional area which is obtained by just dividing the member force P_0 by the allowable fatigue stress at 2×10^6 loading cycle σ_a . Therefore the amendment coefficient for allowable stress is $1/\beta$.

3.3. Effect of double track loading

When a bridge is loaded by trains on its both tracks at the same time, greater stress fluctuation occurs than single track loading. Here the number of double track loading was calculated from its probability and cumulative damage by both single and double track loading was examined. There are various members where the effect of double track loading must be considered. We will deal with the case of the upper cord member of stiffening truss of suspension bridges as shown in Fig. 6 in this report. Member force fluctuation of a respective member can be obtained from the member force fluctuation line which is drawn by the influence line. Let's assume that a member force fluctuation line is obtained as shown in Fig. 7 from the influence line shown in Fig. 6. First we simplify the line to rectangular waves, and then transform the horizontal axis from distance to time by dividing by the speed of the train as shown in Fig. 8. Fig. 9 is the member force fluctuation diagram of both up and down lines obtained in the same way.

1) Double track loading

Probability of double track loading was calculated only for the cases i) and ii). The cases where \bar{P}_1^u and \bar{P}_2^d or \bar{P}_2^u and \bar{P}_1^d overlap were treated as single track loading because their directions of stress are opposite.

i) Double track loading by \bar{P}_1^u and \bar{P}_1^d (Fig. 10)

The number of double track loading within the service life length can be calculated by the equation

$$N_i = (t_1^u + t_1^d) \times n_t^u \times n_t^d \times 365 \times 100/T.$$

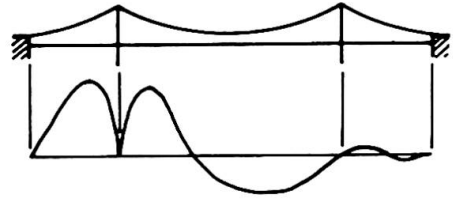


Fig.6 Influence line of upper cord member at the tower link

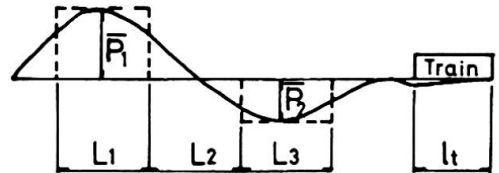


Fig.7 Member force curve

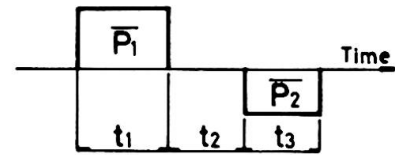


Fig.8 Modeled wave

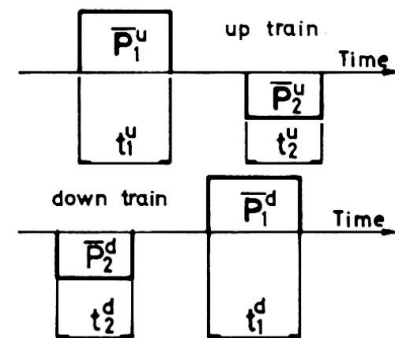


Fig.9 Single track load

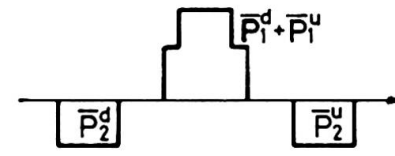


Fig.10 Double track load(i)

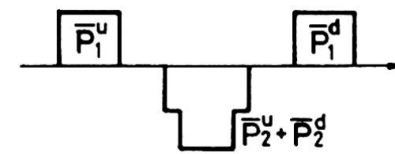


Fig.11 Double track load(ii)

where n_t^u and n_t^d are numbers of trains per day on up and down line respectively and T is service time per day (16 hours). Applying range pair count method to each double track loading, member force fluctuation and number of loading are obtained as follows: (as for the case $\bar{P}_2^d > \bar{P}_1^d$, $\bar{P}_1^d > \bar{P}_1^u$)

$$a) P_1^A = \bar{P}_1^d + \bar{P}_1^u + \bar{P}_2^d, N_1^A = N_1, \quad b) P_1^B = \bar{P}_2^u, N_1^B = N_1.$$

ii) Double track loading by \bar{P}_2^u and \bar{P}_2^d (Fig. 11)

$$N_{ii} = (t_2^u + t_2^d) \times n_t^u \times n_t^d \times 365 \times 100/T$$

$$a) P_{ii}^A = \bar{P}_2^u + \bar{P}_2^d + \bar{P}_1^d, N_{ii}^A = N_{ii}, \quad b) P_{ii}^B = \bar{P}_1^u, N_{ii}^B = N_{ii}$$

2) Single track loading

The number of single track loading is obtained by subtracting the number of double track loading from total number of trains.

$$\text{Up line; } P_S^u = \bar{P}_1^u + \bar{P}_2^u, N_S^u = n_t^u \times 365 \times 100 - (N_1 + N_{ii})$$

$$\text{Down line; } P_S^d = \bar{P}_1^d + \bar{P}_2^d, N_S^d = n_t^d \times 365 \times 100 - (N_1 + N_{ii})$$

These are calculations for double track lines, however, the same calculation can be applied to four track lines.

3.4. Amendment coefficient for allowable stress

In the checking of fatigue strength, design load for suspended structure is 2.7 t/m per one track and loading length is 370 m in ordinary lines and 400 m in New trunk lines. Service life length is 100 years. The estimated numbers of trains per day on one track in 1990 are as follows,

A route; New trunk line passenger cars	75 trains
D route; New trunk line passenger cars	14 trains
Ordinary line passenger cars	29 trains
Ordinary line freight cars	86 trains

Based on the above assumptions, the increasing factors of cross section were calculated for suspension bridges in A and D route. We obtained $\beta = 1.23$ for A route and $\beta = 1.30$ for D route. Amendment coefficients were calculated from these values as shown in Table 3. In design of stiffening trusses of suspension bridges, allowable fatigue stress multiplied by amendment coefficients in Table 3 must be used.

Tab.3.Coefficients

Route	Amendment Coefficients
A	0.80
D	0.75

4. CONCLUDING REMARKS

Honshu-Shikoku bridges are expected to be exposed to various conditions which we have never experienced before. And so the fatigue design criteria is rather different from those of usual railway bridges. We doubt that we have obtained enough data to determine the allowable fatigue stress for more than 60 kg/mm² class high strength steels and we need more data of various kinds of tests. Now in Fuji city we have a large scale fatigue testing machine which has a capacity of 400 tons dynamic loading. With this machine we are conducting fatigue tests on welded specimens of 80 kg/mm² class steels with 75 mm thickness or full size structure models and planning to confirm the allowable fatigue stress and amendment coefficient described in this report.

This report is a summary of studies and discussions by the committee of Honshu-Shikoku bridge super structure of Japan Society of Civil Engineers, sub-committee of fatigue design^[10]. The authors wish to express their appreciation to each member of the committee.

REFERENCES

(Note) JSCE; Japan Society of Civil Engineers

- Standard for Structural Design of Steel Railway Bridges, J.S.C.E., March 1974 (in Japanese)
- Super structure committee of Honshu-Shikoku bridges, Fatigue testing of high strength welded joint, J.S.C.E, March 1973 (in Japanese)
- Private Paper, Kobe Steel, Ltd., 1974
- Tajima, J., et. al., Application of 80 kg/mm² class high tensile strength steel to Railway bridges, IIW-XIII-706, 1973

5. Ishiwatari, M., et. al., Fatigue Testing on the HT80 welded joints, Abstract of the 24th annual J.S.C.E., lecture meeting, J.S.C.E., Oct. 1969 (in Japanese)
6. Ito, F., et. al., Fatigue tests on longitudinal butt welded joint by HT80 large size specimens, The News of Railway Technical Research Institute, No.67-88, 1967
7. Tada, Y., et. al., Fatigue tests on steel deck plate, Civil Engineering Journal, No.7-1, 1973 (in Japanese)
8. Effect of weldments on the fatigue strength of steel beams, Frity Engineering Laboratory Report, No.334.2, Lehigh University Institute of Research.
9. Tajima, J., et. al., Fatigue strength of HT80 welded joints, Abstract of the 30th annual J.S.C.E. lecture meeting, J.S.C.E., Oct. 1975 (in Japanese)
10. Super structure committee of Honshu-Shikoku bridges, Fatigue Design on Honshu-Shikoku bridges, J.S.C.E., March 1974 (in Japanese)
11. Ota, S., et. al., Experimental Study on the fatigue strength of welded joints, J.S.S.C., vol. 7, No.72, Dec. 1971 (in Japanese)
12. Ikeda, K., et. al., Improvement of fatigue strength of fillet welded joint in high strength steel, J. of Japan Welding Society, vol. 44, No.2, Feb. 1975
13. Kado, S., et. al., The improvement of fatigue strength in welded high tensile strength steels by additional weld run with coated electrodes, IIW-XIII-772, 1975
14. Ito, F., The estimation of cumulative damage of railway bridge by the train loading, Railway technical research report, No.676, April 1969

SUMMARY

The fatigue design criteria of Honshu-Shikoku bridges is outlined in two aspects. One is the basic fatigue allowable stress for various types of welded joints of 60 to 80 kg/mm² class high tensile strength steels and the other is the estimation of the effects of stress and loading cycle by the actual train loads.

RESUME

Le critère de la fatigue dans le cas des ponts suspendus entre Honshu et Shikoku est présenté sous deux aspects. L'un est la contrainte admissible de fatigue principale pour les divers types de joints de soudage de 60 à 80 kg/mm² pour l'acier à haute résistance à la traction, et l'autre est l'estimation de l'effet de contrainte et du cycle de chargement par la charge actuelle des trains.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Kriterien für den Dauerfestigkeitsnachweis der Honschu-Schikoku Hängebrücken bestehen aus zwei Hauptteilen. Der eine Teil ist die zulässige Grundspannung für verschiedene Typen von Schweissverbindungen mit hochfestem Stahl (Bruchfestigkeit 60 bzw. 80 kg/mm²). Der andere Teil ist die Abschätzung des Einflusses der Spannungs- und Belastungswechsel unter der wirklichen Zugbelastung.