

# 橋梁高欄の設計について

正員 工学博士 福田 武雄\*

## ON STRUCTURAL DESIGN OF BRIDGE RAILINGS

(JSCE Apr. 1950)

Takeo Fukuda, Dr. Eng., C.E. Member

**Synopsis** The tentative specifications for the design of steel highway bridges of our country specifies a horizontal force of 140kg/m, applied at the top of the railings, for roadway railings and 70kg/m for sidewalk railings. The railings of timber bridges are required to resist 30kg/m. We can find, however, neither theoretical explanation nor experimental basis enough reasonable to justify these assigned values. The masonry railing of the Bantai-Bashi, a reinforced concrete arch bridge over the Shinano River at Niigata, collapsed last summer under a crowd pressure of onrushing spectators of fireworks, causing heavy casualties.

Inspired by these facts, the writer carried out a study on this problem and conducted with the cooperation of students, an experiment to determine the amount of horizontal thrust that can be exerted by human crowd.

From the results obtained by this study, it can be concluded that the bridge railings shall be designed to resist a horizontal force of not less than 200kg/m, preferably of 250kg/m. While this justifies the design load of 150 lb. per linear ft. (223kg/m) specified by the specifications for steel highway bridges compiled by a conference committee of the Am. Assc. of state highway officials and A.R.E.A., the values given by the above-mentioned specifications of our country the writer considers are very dangerous and must be revised in the nearest future.

In the latter part of this paper, some railings, of various types, of existing bridges are investigated with regard to their structural stability and some suggestions for adequate designing or strengthening of railing-posts are proposed. From this investigation, wooden or masonry railings of customary design have come out to be in general very dangerous and the writer hopes that in future due considerations shall be given to the structural design of these railings.

### 1. 要 旨

橋梁高欄の設計荷重については、道路橋示方書案にも示されているが、その根拠は明かでない。それで外国の例を調査すると共に、人が密集した場合に如何程の推力が出るかを実験して見た。その結果、1人で大体 60kg の推力は楽に出せ、群集が密集した場合を想像すれば、高欄長 1m につき 250kg 位の推力を考えなければならないことがわかった。従つて 223kg/m の推力を指示している米国の道路橋の示方書の規定は正に妥当であり、これに反しわが國の道路橋示方書案の規定は極めて危険なものと言わねばならない。早急に改訂方を希望する。

本文の後半では、在來からの各種形式の高欄の安全度を検討すると共に、その適切な設計方針又は補強策を提案した。特に木造高欄と石造高欄とは一般に危険である。石造高欄は、橋梁の自重を軽減する意味から、今後はその採用を止めるのが望ましい。

### 2. ま え が き

昭. 23. 8. 23 の夜、新潟万代橋の石造高欄が火花見物のため殺到した群集の圧力のために崩落して多数の死傷者を出し、司法上の一問題ともなつたことは周知の通りである<sup>1)</sup>。筆者は前から橋梁高欄の設計について関心をもつていたものであるが、この事件を契機として、橋梁高欄の設計に関する在來からの規定を調べて見た。

先ず、大正 8 年の内務省令「道路構造令」には何等の規定もない。大正 15 年の「道路構造ニ関スル細則」では、その第 24 條に「欄干ニ作用スル推力ハ次ノ定ニ依ルベシ 1. 一等橋ニ在リテハ欄干長 1m ニツキ 70 kg, 2. 二等橋又ハ三等橋ニ在リテハ欄干長 1m ニツキ 50kg, 前項ノ推力ハ欄干ノ頂上ニ於テ欄干ノ堅面ニ直角ニ働クモノトス」と定められている。

その後、昭和 14 年内務省國土局で定めた「鋼道路橋設計示方書案」では、その第 19 條に「高欄ニ作用スル推力ハ次ノ定メニ依ルベシ 1) 車道歩道ノ区別ナキ場合: 140kg/m, 2) 車道歩道ノ区別アル場合: 70

\*東大教授、第 2 工学部生産技術研究所

1) 土木學會誌、第 34 卷第 4 號(昭和 24 年 4 月)

k/m, 前項ノ推力ハ高欄ノ頂上ニ於テ高欄ノ堅面ニ直角ニ作用スルモノトス」と規定され、同じく『木道路橋設計示方書案』の第11條には「高欄ニ作用スル推力ハ30kg/mヲ標準トシ高欄ノ頂上ニ於テ高欄ノ堅面ニ直角ニ作用スルモノトス」となつてゐる。

次に外國の例を見ると、先ず米國の鋼道路橋示方書では、その第1005條に、高欄はその頂上に作用する150封度/呎(223kg/m)以上の水平力及び100封度/呎(149kg/m)以上の鉛直力に抵抗し得るように設計すべきことが規定されている。

ドイツにおいては、木橋でも鋼橋でも道路橋の高欄に対しては80kg/mの水平力が指定せられ、鉄道橋の歩道に対しては、それが一般公衆の通行に開放せられる場合には80kg/m、然らざる場合には50kg/mと定められている。なお、ドイツの建築構造の規格DIN 1055では、一般の階段、バルコニー等の高欄に対しては50kg/m、集会場、教会、学校、劇場、映画館、娛樂場、スポーツ場、スタンド等の高欄に対しては100kg/mの水平力が指示せられている。

### 3. 推力の實驗

以上に述べた各種示方書又は規定に示される橋梁高欄の設計荷重は、甚だ区々であるばかりでなく、これ等の數値が如何なる根拠によつて定められたものであるか、また、果して實際に安全であり妥当であるかについては、何れも明かでない(ただし米國の道路橋示方書の規定は、後で述べるように、妥当なものであつて、恐らく何等かの實驗結果から定められたものと推察されるが、その根拠の詳細は明かでない)。

それで人間というものは、一体どれ程の推力を出せるかを知るために、学生及び職員の協力を得て實驗を行つた。實驗方法とその結果の詳細は、筆者の研究室の荒川教官が既に発表した通りである。その結果、人数と推力との關係は圖-1の如く、およそ次のようなことがわかつた。

1) 實驗した範囲では、高サが85cmのときが最大であり、高サが大きくなるに従つて減少する傾向を示すが、高サ100cm以上では大した差はない。

2) 人が並列する場合は別として、ラグビーのスクラムのように、後から押す場合には、総推力は人数に比例しては増大しない。

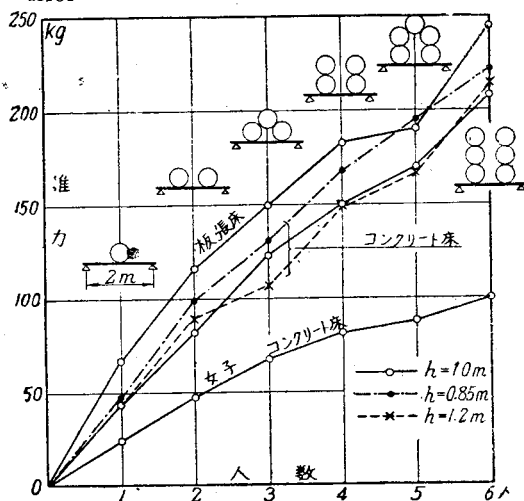
3) 女子の推力は男子の推力の約半分である。

4) すべて推力の極限は、いわゆる「足ガカリ」で

2) Specifications for Steel Highway Bridges, 1929, compiled by Conference Committee of the Am. Assc. of State Highway Officials and A.R.E.A.

3) 荒川一夫：高欄の推力に就いて、土木技報、第4巻第8號(昭和24年8月)。

圖-1 人数と水平推力との關係  
Fig.1 Function of number of men and horizontal force



決定せられる。今回の實驗では、コンクリート床の場合には、床面上に細かい土砂があつたため、クツ底が滑り易く、推力がある限度に達すると、腕力の方には未だ余力があるのにクツ底が滑つてしまつてそれ以上の力を出せなかつた。これに対し板張りの場合には足ガカリが割合によく、従つて大きな推力を示した。

### 4. 示方書の改訂意見

以上のことから考えると、床面に相当のデコボコがあつて足ガカリがよい場合には、圖-1に示した値より遙かに大きな推力が出せるはずであり、又、これが衝撃的に作用することもあり得るし、さらに花火見物や川開き等の如く群集が密集する場合には、高欄長1mにつき2人は直接にカサ木又はカサ石に接し得るから、高欄の水平荷重としては少くとも200kg/m、出来れば250kg/mを想定しなければならない。

この意味において、米國道路橋示方書の223kg/mは正に妥当な値であり、わが國の道路橋示方書案の規定は安全なものとは言ひ得ない。この点に関し「鋼道路橋設計示方書案解説」を見ると、「(前略)高欄の強度としては高速度重車両の衝突に耐え得る構造とすることは困難であつて單に群集の倚り掛り又は車両の輕易なる接触に対する保護として役立つばかりと考えられるから、橋梁の等級別に依つて區別するより、寧ろ歩車道の區別の有無を重視することが重要であると思われる。歩車道の區別なき場合には(中略)少くとも140kg/m位を必要とすると思ひ、歩車道の區別ある場合は全く群集の推力のみを考慮すればよいのであつて、従來の70kg/mにて十分なりと思ひしたのである。」と説明されている。

これによると、群集の推力を70kg/m、車両の接触

による推力を 140kg/m としたことになる。群集の推力が 70kg/m より遙かに大であることは前述の通りであるが、車両の接触による推力を 140kg/m とすることについて、確実な根拠があつたのであろうか。この点について参考になるのは、車道縁の縁石に対する米國の鋼道路橋示方書の規定である。これによると、縁石はその頂上に作用する 500 封度/呎 (745kg/m) の水平力に対し安全であるように設計することになっている。

また鋼道路橋設計示方書案解説が強調している歩車道の区別の有無によつて高欄荷重を異にすることも、疑問としなければならない。即ち、歩車道の区別のない橋は、市街地外のしかも主要道路でない道路に属するものが多く、群集が密集する場合が比較的少ないのに反し、歩車道の区別があるのは、多くは市街地内にあつて群集が密集する場合が多く、従つてこの場合にはかえつて大きな推力を予想しなければならない。さらに木道路橋で 30kg/m とすることは、たとえ木橋の多くが仮設的のものであるとしても、問題外に小に過ぎる。

以上の考察から、今後建設省方面で道路橋示方書案の改訂をされる場合には、木橋でも鋼橋でも鉄筋コンクリート橋でも、永久的の橋梁の高欄に対しては 250kg/m (少くとも 200 kg/m) の水平荷重を規定し、特に一時的用途の木橋に対しては安全率の低下を許容

して 125kg/m (少くとも 100kg/m) の荷重を指示することを望んで止まない。出来得れば米國の示方書のように 150kg/m の鉛直荷重 (これは高欄 1m に 2 人半の割合で人が上に乗つた場合に相当する) を併せて考慮するのが望ましい。

5. 實例の驗討

1) 概説 橋梁高欄には種々の形式があるが、鋼橋で主桁又は歩道床桁の側面にリベットで確実に固定されたもの、或は東柱の外側に更に控え柱を設けたもの、鉄筋コンクリート橋で高欄を鉄筋コンクリート胸壁として適確に設計したもの等は、たとえ設計荷重を 20kg/m に上げて、多くの場合なお安全である。

然るに、鋼橋で多く見られるように、東柱の底部を平板状にし、これを主桁又は床桁等のフランジの上に載せてボルトで固定するものや、新潟万代橋のように鉄筋コンクリート橋で單に石を積み上げた形式のもの

圖-2 平底底板固定の高欄

Fig. 2 Railing of fixed flat slab

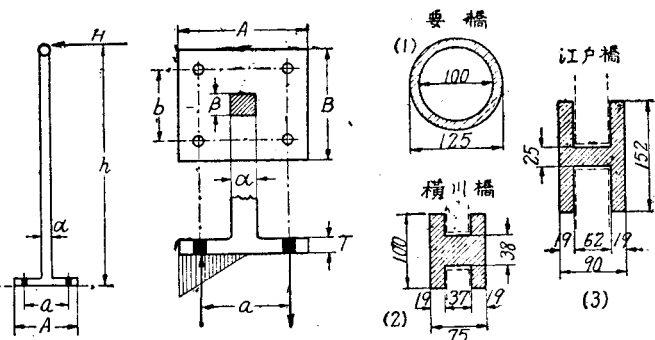


表-1, 平底板固定高欄の例, 東京都内 (圖-2 参照)

橋名	東柱高さ h (m)	東柱間隔 (m)	ボルト間隔 (cm)		ボルト直経 (mm)	底板寸法 (cm)			東柱断面 α×β (cm)
			a	b		A	B	T	
相生橋	1.57	1.40	25.4	11.1	22	33.0	18.7	3.8	6.5×10.0
駒形橋	1.21	2.30	20.5	14.0	22	28.0	21.6	3.8	7.5×10.0
藏前橋	1.45	1.30	17.8	11.4	19	24.1	17.2	3.8	7.5×5.0
美倉橋	1.22	1.33	17.8	9.8	19	24.1	16.5	3.8	7.5×5.0
小茅場橋	1.21	2.00	17.8	9.8	19	24.1	17.5	3.8	7.5×8.9
練兵橋	1.28	1.45	15.2	11.1	19	22.9	18.7	3.8	7.5×6.3
三吉橋	1.25	1.83	15.2	11.1	19	28.0	20.3	3.8	3.8×5.0
大和橋	1.22	1.52	13.3	11.1	19	21.0	18.7	3.8	3.8×11.4
水道橋	1.25	1.74	15.2	9.8	19	21.6	16.2	3.8	7.5×5.0
要橋	1.21	1.58	22.9	10.0	19	29.0	16.2	3.2	円, 直径 7.5
横川橋	1.48	1.38	15.2	11.1	19	22.9	18.7	3.8	中空円形(1)
江戸橋	1.20	1.52	15.2	11.1	19	22.9	18.7	3.8	H形(2)
一ツ橋	1.26	1.52	16.5	11.1	19	24.1	18.7	4.5	H形(3)
雉子橋	1.43	1.60	15.2	11.4	22	24.1	18.7	3.8	—
	1.25	1.51	20.3	11.4	22	29.0	20.3	3.8	—

は、一般に可成り危険である。この種のものには従来の 70kg/m に対してさえ危険なものも少なくない。更に、木橋の高欄は例外なく危険である。たとえそれが示方書の 30kg/m に対しては安全であるとしても、ただそれだけで済ませていることは、一般公衆の安寧を目標とする公共事業に携わる技術者として責任を完全に果たしたものとは言えない。不測の惨事を起さないように当該高欄の強度を公示して一般の注意を喚起するか、その他適切な処置を講ずる必要があるものと考ええる。

2) 平板固定の高欄 鋼橋では圖-2 のように、東柱の底部の平板を桁のフランジの上面にボルトで固定する形式のものが多い。東京都内にあるこの種のもの若干について調べて見ると表-1 のようになる。ただし、この多くは戦時中の金属回収のために、東柱もろとも、或は東柱以外の部分が撤去せられ未だ復旧せられていないが、表に掲げたものはすべて撤去前のものについての寸法である。

さて、これらの高欄の安全度を検討する場合に問題となる点は、底板における反力の分布と、引張ボルトの許容張力とである。

東柱底部の反力の分布はむつかしく考え出すと際限表-2. ボルトの張力と東柱の曲げ應力(表-1 参照)

橋名	ボルト張力 P(kg)	ボルト直経 (mm)	東柱應力 (kg/cm <sup>2</sup> )	東柱材質
相生橋	1080	22	755	セミステール
駒形橋	1720*	22	745	"
藏前橋	1320*	19	1050*	"
美倉橋	1140	19	870*	鑄鉄
小網橋	1700*	19	706*	"
茅場橋	1530*	19	780*	"
練兵橋	1880*	19	4770*	セミステール
三吉橋	1740*	19	1700*	"
大和橋	1830*	19	1190*	鑄鉄
水道橋	1010	19	504	セミステール
要橋	1680*	19	1185*	鑄鉄
横川橋	1500*	19	530	セミステール
江戸橋	1450*	19	277	"
一ツ橋	1890*	22	—	"
雉子橋	1170	22	—	"

備考: \* 印は危険なもの、太字は特に危険度の大きなもの

<sup>4)</sup>RnFleming: "Some Unsettled Points in Structural Design", ENR., Feb. 24, 1921 p.336.

<sup>5)</sup>Hool and Kinne: Structural Members and Connections, 1923, p.328.

<sup>6)</sup>Hutte, II, 1937, p.379.

がないが、計算の便宜上、圖-2 に示すように支圧應力の合力が圧縮側のボルトの位置に作用するものと仮定しても大きな誤りはないと思われる。そうすると引張側のボルト1本に作用する張力 P は(片側に2本ずつのボルトがあるものとして)

$$P = M/(2a) = Hh/(2a)$$

になる。ただし H は東柱1本に作用する水平力である。そして設計荷重を 250kg/m にとり、ボルトの張力と東柱の底部断面における曲げ應力とを計算して見ると表-2 のようになる(この場合、東柱底部の支圧應力については驗算する必要はなく十分に安全である)。

さて、軸方向の張力を受けるボルトの許容張力については、わが國の橋梁設計示方書には何等規定がない。それで外國の例を調べて見ると、およそ次のようである。

(1) American Bridge Co. R.Fleming 氏の説<sup>4)</sup>

一般に軸方向張力を受けるリベットをボルトで置き換える必要はない。この場合、軸方向張力を受けるリベットに対しては 7000 封度/平方吋(490kg/cm<sup>2</sup>) 軸方向張力を受けるボルトに対しては 9000 封度/平方吋(630kg/cm<sup>2</sup>) の許容應力が適當である。

(2) 米國の National Board of Fire Underwriter の規定<sup>5)</sup>

鍛鉄のボルトに対しては 5000 封度/平方吋(350kg/cm<sup>2</sup>)、鋼ボルトに対しては 7000 封度/平方吋(490kg/cm<sup>2</sup>)。いずれもボルトのネジの谷底における純断面積について計算する。

(3) ドイツの鋼鉄道橋規格(BE)及び鋼道路橋規格(DIN 1073)

St 38.13 の鋼ボルトの純断面に対し 1000kg/cm<sup>2</sup>

(4) ドイツの建築構造規格(DIN1050)

純断面に対し 1000~1100kg/cm<sup>2</sup>(ただしアンカーボルト、基礎ボルトに対しては 800kg/cm<sup>2</sup>)。

(5) Hütte, II, 1937, P.12 に示された値

St 38 の黒皮ボルトに対し 480kg/cm<sup>2</sup>、仕上げボルトに対し 600kg/cm<sup>2</sup>(以上いずれも純断面につき)。

(6) ドイツのボイラー規格(BLD)<sup>6)</sup>

$$P = k \cdot \pi(d-5mm)^2/4$$

ただし P はボルトの許容張力、d はボルトの純断面の直径である。k はボルトの材質による許容應力であつて黒皮ボルトでは k=420kg/cm<sup>2</sup>、仕上げボルトでは k=640kg/cm<sup>2</sup>、そして上等の仕上げボルトでは k=800kg/cm<sup>2</sup> である。

以上の外國の例に対し、わが國の建築学会の鋼構造計算規準では、黒皮ボルトに対し 800kg/cm<sup>2</sup>、仕上げボルトに対し 1000kg/cm<sup>2</sup> の許容荷重とし、断面は純断面でなく軸断面について計算するものとしている。

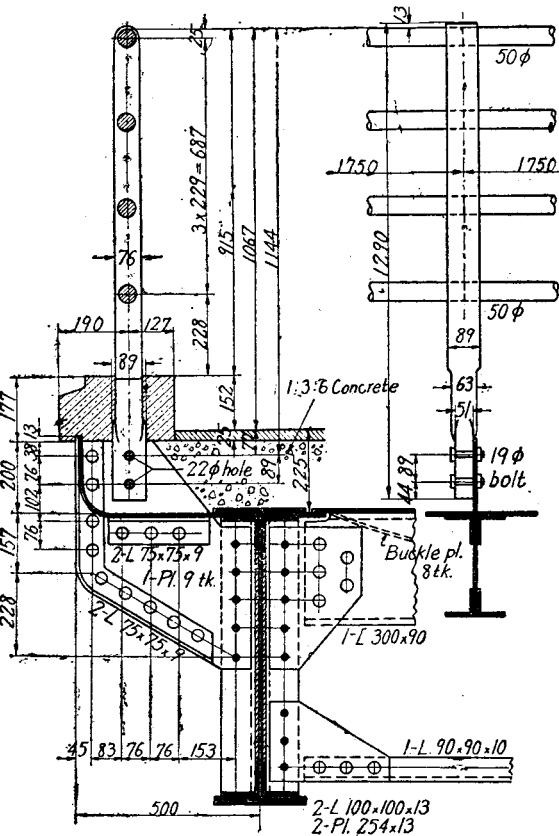
ボルトには、その当初の引締めによつて或る程度の初應力が存在し、またネジの谷底の鋭角部に大きな應力集中が起るべきことを考えれば、普通の許容應力に近い 1000kg/cm<sup>2</sup> 程度の應力を許すことは危険であつ

て、R.Fleming 氏の説または (5) の Hütte の値その他から考えて  $600\text{kg/cm}^2$  位が至当ではないかと考える。なお建築学会の規準のように純断面でなく軸断面を採用することは問題なく危険である。

かくして、許容応力を  $600\text{kg/cm}^2$  とし、純断面について計算して見ると、ボルト1本の許容張力は、  
 19mm ボルト(純直径 15.8mm): 1 175kg,  
 22mm ボルト(純直径 18.6mm): 1 630kg  
 になり、これについて表-2 の値を比較すると、大半のものは危険であることになる。特に練兵橋、大和橋、一ツ橋等は危険である。

更に東柱自身の応力については、鋼道路橋設計示方書では鑄鉄の許容曲げ引張応力は  $400\text{kg/cm}^2$  と定められ、セミスチールについては何等の規定もないが、仮りにその許容曲げ応力を鑄鉄のその2倍即ち、 $800\text{kg/cm}^2$  として見ると、これまた大半のものは危険であることになる。特に練兵橋、三吉橋、大和橋、要橋等の東柱の曲げ応力は上記の許容応力の2倍以上である。

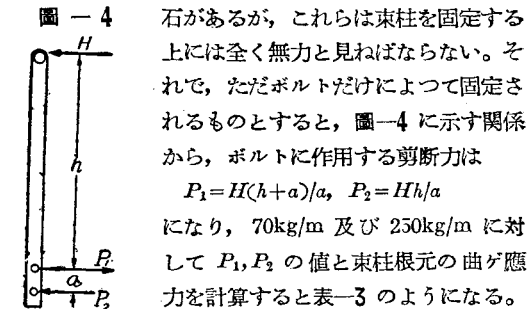
圖-3. 東京都内柳島橋の高ラン  
 Fig.3 Railing of Yanagishima bridge in Tokyo



7) 土木技術, 第3巻第11号(昭和23年11月), 38頁

る。特に練兵橋の東柱は示方書案の  $70\text{kg/m}$  にたいしても既に安全ではない。これらの高欄の東柱の根元はコンクリートや地覆石で囲まれてはいるが、これらに、東柱固定の役目を期待することは、それがその目的のために適確に設計せられていない限り、危険なことである。

3) ボルトの剪断抵抗によつて固定した例 圖-3 は都内の柳島橋の高欄である。本橋はゲルバー鋼板橋桁で、矩形断面の東柱(鑄鉄製)の根部を、19mm ボルト2本でブラケットの腹板の突出部に連結したものである。東柱の根元には1:3:6のコンクリートと地覆



$$P_1 = H(h+a)/a, \quad P_2 = Hh/a$$

石があるが、これらは東柱を固定する上には全く無力と見ねばならない。それで、ただボルトだけによつて固定されるものとする、圖-4 に示す関係から、ボルトに作用する剪断力は  
 $P_1, P_2$  の値と東柱根元の曲げ応力を計算すると表-3 のようになる。

表-3. 柳島橋高ランの安全度

設計荷重 (kg/m)	ボルトの剪断力 (kg) $P_1$	$P_2$	東柱曲げ應力 (kg/cm <sup>2</sup> )
70	1 690	1 570	224
250	6 050	5 610	800

これに対し、ボルトの剪断強度をリベットの剪断強度に等しいものとする、19mm ボルトの一面剪断の許容強度は  $2268\text{kg}$ 、そして鑄鉄の許容曲げ應力は  $400\text{kg/cm}^2$  であるから、柳島橋の高欄は  $70\text{kg/m}$  に対しては安全 であるが  $250\text{kg/m}$  に対しては極めて危険なものになる。このような場合に東柱の固定度を確保するには、この例のようにボルト2本又はリベット2本だけでは無理であつて、東柱の根元に鉄筋をめぐらし、歩道床版によつて固定するか、あるいは、地覆に石材を使用せず、これを歩道床版と一体となつた鉄筋コンクリート造として東柱を固定するのが得策である。

4) 木造高欄の例 圖-5 は東京都設計の木橋高欄の例である。東柱はボルト2本で固定され、この固定度を圖-4 と同様の考え方で計算すると表-4 のようになる。

引張ボルトの許容応力を前述のように  $600$

表-4. (圖-5 参照)

設計荷重 (kg/m)	ボルト張力 (kg)	束柱曲げ應力 (kg/cm <sup>2</sup> )
30	330	63
250	2740	521

kg/cm<sup>2</sup> とすると 12mm (1/2 呎) ボルトの許容張力は 470kg になり、また木材の許容曲げ應力は 80~90 kg/cm<sup>2</sup> であるから、上記の高欄は 30kg/m に対しては安全であるが、250kg/m に対しては破壊してしまうほど危険である。圖-5 の形式は、わが國で従来から一般に使われてきたものであるが、この形式で 250 kg/m に抵抗することは極めて無理である。

圖-5. 木橋高欄の例 Fig.5 Ex. ob wooden Railing

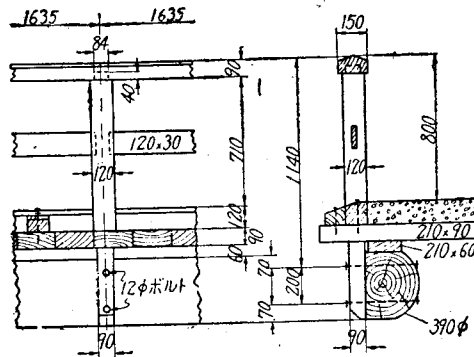


圖-7. 横桁を利用して控え柱を取付けた例  
Fig.7 Example of Railing with strut

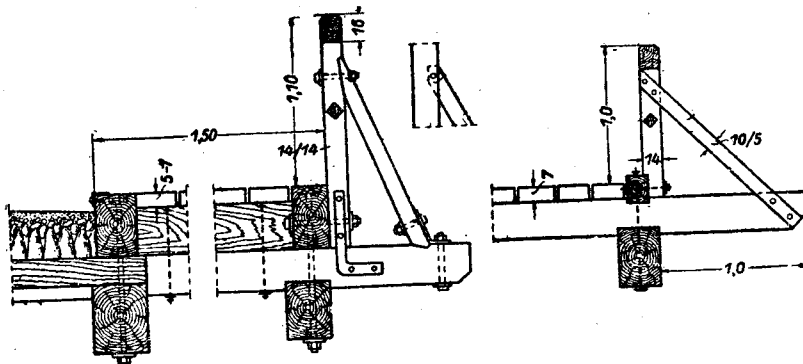


圖-8. 茂森橋側徑間の高欄 Fig.8 Railing of Shigen ori br.

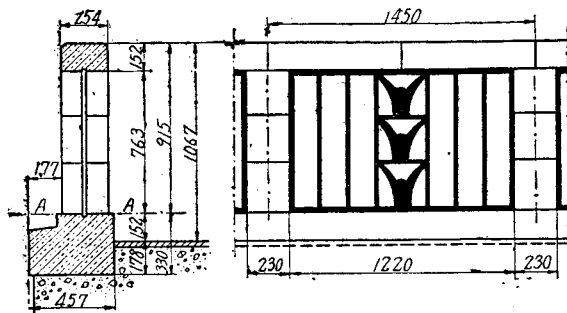
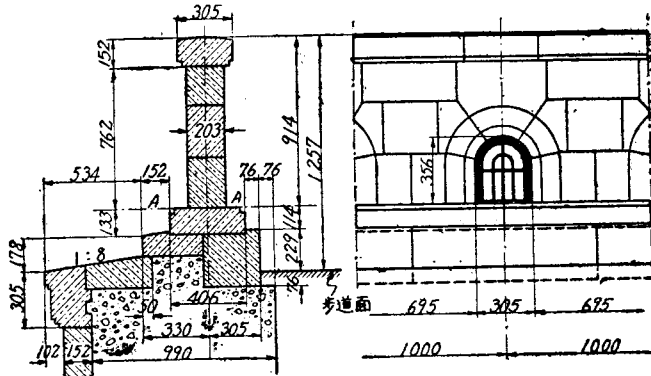


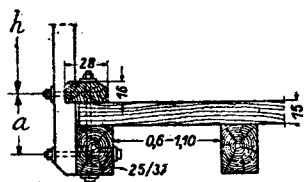
圖-9. ホウライ橋の高欄 Fig.9 Railing of Horai br.



木橋高欄の束柱の固定度を増大するには、地覆又は敷板を利用してこの位置でも束柱を固定するか、あるいは圖-6 のようにして圖-4 の a を大に h を小にしてボルトの張力と束柱の曲げモーメントとを軽減するのがよい。また橋床に横桁を

圖-6. 地覆を利用する例

Fig.6 Railing utilizing felloe guard



使用する場合には、主桁のみならず横桁にも束柱を固定する方法も考えられ、さらに圖-7 のように控え柱を設ければ最適である。

5) 石造高欄の例 鉄筋コンクリート

橋では石材を積み重ねた高欄がよく使われる。その例として東京都内にある若干の例を圖-8~11 に示す。これらはすべてミカゲ石を積み重ねたものであつて、最も危険と見られる断面を A-A で示した。

これらの高欄は、いわば重力式高欄であつて、その頂上に 70kg/m あるいは 250kg/m の水平荷重が作用するときの断面 A-A における應力を、石工擁壁又

は石工基礎等に於けると同様の計算方法で計算すると、表-5 のようになる(ただし石材の重量は 2600 kg/m<sup>3</sup> とした)。

これを見ると、八重洲橋は別として、他のものはすべて、既に 70kg/m で断面に引張応力が生ずることがわかる。茂森橋側径間の高欄では特に著しい。この引張応力は目地のモルタルによつて抵抗せられなければ

圖-10. 堀留橋高欄 Fig.10 Railing of Horidome br.

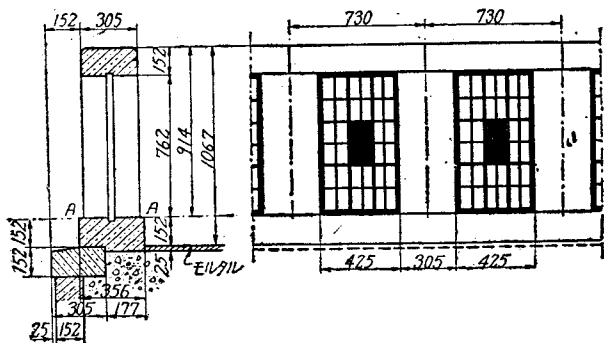


圖-11. 八重洲橋高欄 Fig.11 Railing of Yaesu br.

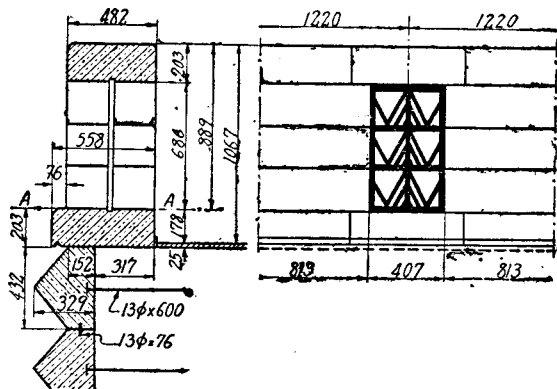


表-5. 石造高欄の安全度の例

区 分	70kg/m に対する 縁應力(kg/cm <sup>2</sup> )		250kg/m に対する 縁應力(kg/cm <sup>2</sup> )		断面に引張応力が 生じないため の水平荷重限度
	圧 縮	引 張	圧 縮	引 張	
茂森橋側径間	4.2	3.3	13.9	13.0	8.5kg/m
蓬萊橋	1.7	1.1	5.6	4.9	17.6 "
堀留橋	1.3	0.7	3.8	3.2	20.8 "
八重洲橋	0.5	0.0	1.1	0.6	74.5 "

ならない。そこで、石工構造の目地のモルタルが一体どれほどの張力に抵抗できるか、またその許容応力が如何ほどであるかについては、わが國の各種の示方書にも外國の文獻を見ても未だ明確にされていない。一般にモルタル又はコンクリートの引張強度は圧縮強度

の 1/10 程度であるから、仮りにモルタルの許容圧縮應力を 40kg/cm<sup>2</sup> とすると、その許容引張応力は 4kg/cm<sup>2</sup> になる。然しこの値はモルタルの一つの物体があつて、その内部に生ずる引張応力に対して適用されるものであつて、目地の如き場合にはまた別個の問題である。目地においては、モルタル自身の引張強度よりも、それと石材との密着力が問題であり、また目地のモルタルが目地の全面にわたつて一様に密着していることも保しがたい。それで一應の見当ではあるが、目地のモルタルに対しては 2kg/cm<sup>2</sup> 程度の値しか許容し得ないのではなからうか。そうすると八重洲橋以外の高欄はすべて 250kg/m に対しては不完全であることになる。特に茂森橋側径間の高欄は 70kg/m に対して既に危険である。新潟の万代橋の高欄もこれらと同様ではなかつたであらうか。

さてこれらの高欄は石工構造の一種である。石造又は無筋コンクリートのアーチ、重力式擁壁、ダム等においては、一般に断面に引張応力が生ずることを許さず、しかも安全率を 3 とおつては断面に作用する合力の作用線が中央 1/3 の内にある様に設計するのが常である石造高欄だけこの例外としてよい理由はない。この意味から見れば表-5 の各高欄はすべて 70 kg/m に対してもすべて落第である。仮りに一步をゆずつて、合力の作用線が断面内にあること即ち断面に引張応力が生じないことにしても、八重洲橋の高欄以外のものは落第になる。八重洲橋の高欄にしても、圖-11 からわかるように、若し橋側の張石が少しでも橋体の側面から離脱して弛緩すれば、その上に載る高欄は極めて不安定なものになる。

これを要するに、以上説明したような石造高欄は一般に極めて不安定なものであつて、今後この種の高欄を設計する場合には、單にその意匠にのみ捉われずその安全度につき十分に検討する必要がある。筆者の意見としては、今後はこの種の高欄を設計することを止め、鉄筋コンクリート壁として十分な強度を有するように設計し、裝飾を必要する場合にはその表面に薄い石材を張るのが望ましいと考える。また自重を軽くする意味において、たとえ鉄筋コンクリート橋であつても金属製の

の高欄を設計する方が望ましい。

本文は昭和 24 年度文部省科学研究費による研究の結果に基づくものであつて、実験の実施に当つた久保助教と荒川教官及び学生諸君に謝意を表する次第である。