

箱桁橋の設計について

汽車製造KK 橋梁技術部 岩 城 康 雄

1. ま え が き

近年橋梁工学の目覚ましい発展に伴い、橋梁の長大化、高速道路の建設に適合する橋梁の新しい構造形式の一つとして戦後登場した箱桁橋は、その力学的特性の利点が再認識され、昨今ますますその用途と需要を増大しつつあるように思う。たとえば首都高速道路公団の東京—羽田間を基幹とする高速道路網は、すべて高架、立体交叉方式であるが、スパンの長大化、桁高の制限、桁の曲線化、街の外観との調和等、諸種の要求を満足する構造形式として、その主要高架区域の大部分に箱桁橋を採用している。

箱桁橋の設計法については、数多くの文献があり、またその設計例も既に詳細に亘り発表されているので、本稿では一般によく使用される設計法について2, 3気付いたことを述べ、併せて著者が関係した数種の実験結果も附記して御参考に供したいと思う。

2. 単独箱桁橋 (1-Box) の設計

箱桁の特性を最も有効に利用したものが単独箱桁橋である。即ち単独箱桁橋は、その捩り剛性が橋梁構造としても最大であり、2箱桁橋と比べてもかなり大きな値を示す。従つて偏心載荷時の箱桁の捩れによる傾斜角、橋巾端のタワミは(表-1)のように極めて微小である。この特性を利用して、単独箱桁橋は大きな張出しを有する構造にした例が多く大変軽快な感じでありその合理性がうかがえる。また主桁のウェブの節約により比較的経済的な設計が可能である。更に又箱桁の中が狭くなるので、F部構造即ち橋脚の中を狭くすることが出来るため下部工費が一般に安くなるのみならず、橋脚の中が小さくなることによる河川上、又跨線橋、跨道橋等の空間を

必要とする下部構造にも適している。

次に箱桁の曲げおよびネジリに関する微分方程式は一般に次のように表わされる。即ち

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P(x)$$

$$K \frac{d\theta}{dn} - EC_w \frac{d^3 \theta}{dn^3} = T$$

上式を解いてえられる応力は一般に

$$\text{直応力として} \quad \sigma = \sigma_b + \sigma_w$$

$$\text{剪断応力として} \quad \tau = \tau_b + \tau_s + \tau_w$$

で表わされる。ここに

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y \quad (\text{曲げ応力})$$

$$\sigma_w = EW \frac{d^2 \theta}{dx^2} \quad (\text{曲げ捩り応力})$$

$$\tau_b = \frac{q_b}{t} \quad (\text{曲げによる剪断応力})$$

$$\tau_s = \frac{q_s}{t} \quad (\text{St. Venant の捩り剪断応力})$$

$$\tau_w = \frac{q_w}{t} = \frac{-E}{t} \frac{d^3 \theta}{dx^3} q^* \quad (\text{曲げ捩り剪断応力})$$

上式において、 σ_w , τ_w は所謂曲げ捩りにより生ずる応力であるが、単独箱桁橋の特長として実際設計して見ると一般にこの曲げ捩り応力が非常に小さくなることがわかっている。たとえば、ドイツの Köln nach Deutz 橋¹⁾は(図-1)のような3 Cell の1-Box形式であるが、偏載荷重時の曲げ捩り応力 σ_w は(表-2)の通りで、最大 13 kg/cm²、従つてこの橋架の許容応力 2100 kg/cm² に対しては0.5%にしかならない。しかも偏載時の曲げ応力 σ_b は小さいから明らかに満載時の対称荷重(厳密には対称荷重ではない)により断面を決定して差支えないことがわかる。即ち上式において

$$\sigma_{\max} = \sigma_{b\max} > \sigma_b + \sigma_{w\max}$$

と考えられる。それ故一般に道路橋の場合、設計計算では曲げ捩り応力を省略することが多い。従つて1-Boxの場合の箱桁の応力計算は初等桁力学により解決されるので設計計算が非常に簡単になる。



第1図

第1表 偏載時の単独箱桁橋の傾斜

橋 名	傾 斜 角 (θ)	タワミ (δ)
Köln-Deutz 橋	$1,451 \times 10^{-3} (0.15\%)$	$\pm 7\%$
某 橋	$1,999 \times 10^{-3} (0.2\%)$	$\pm 8\%$

$$\text{ここに } \delta = \pm \frac{W}{2} \theta$$

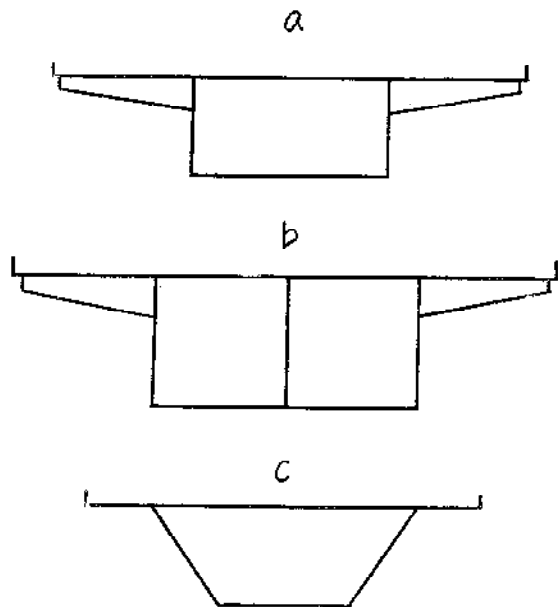
W: 橋 巾

第2表 偏載時の曲げ振り応力

		σ_b	σ_w	$\sigma = \sigma_b + \sigma_w$
		対 称	非 対 称	偏 載
曲げ応力 (kg/cm^2)	σ_o	+527	-11	+538
	σ_u	-617	-13	630
タワミ (%)	$\delta_{\text{左}}$	+345	+8	+353
	$\delta_{\text{右}}$	+345	-8	+337

次に剪断応力 τ の計算で注意を要するのは、道路巾員に比して箱桁巾が小さい場合、例えば(図2のa)のような場合には、満載時の剪断応力よりも偏載時の剪断応力の方が大きくなることがある。たとえば、静岡県新大仁橋の場合は、満載時剪断応力 $\tau_{\text{max}} = \tau_b = 394 \text{ kg/cm}^2$ に対し、偏載時 $\tau_{\text{max}} = \tau_b + \tau_s = 297 + 105 = 402 \text{ kg/cm}^2$ 、即ち偏載時の方が大きくなっている。この場合の τ_w であるが、一般に小さくなるので σ_w と共に省略して差支えない。たとえば、(図2のb)の場合の計算では、 τ_w は τ_s の3%位であった。

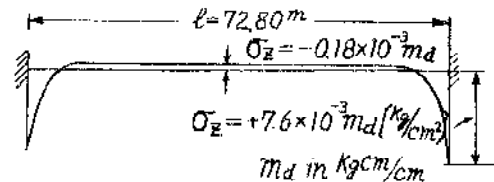
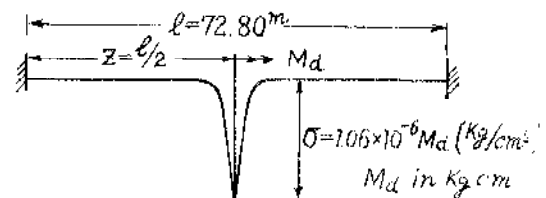
次に(図2)のc)のような形状をした箱桁橋を、通常梯形箱桁と称している。この形式の特長は、ウェブプレートを傾斜させることにより張出しを大きくすると共に、Fフランジの節約をねらったものである。その上、



第2図

下部橋脚の巾が節約されるため、溪谷の深い、従つて橋脚の高い橋梁には特に有利である。たとえば、ドイツのWuppertal橋²⁾がその代表的なものであろう。この場合の曲げ振り応力も極めて小さく、偏心載荷時、スパン中

央で $\pm 45 \text{ kg/cm}^2$ 、橋脚附近で $\pm 135 \text{ kg/cm}^2$ 、従つて満載時の応力に達しないことが容易にわかる。(図3)はその計算例である。尚、梯形箱桁橋の設計で注意しなければならないのは、ウェブプレートの傾斜に対する検討である。Wuppertal橋の設計ではこれを考慮に入れているが、ただ対傾構の計算に箱桁の捩れにより生ずる応力は考慮に入れていないように思えるが、当然考慮すべきものである。

a) 偏心載荷時の σ_z b) $z = \frac{l}{2}$ 点の $m_d \times \sigma_z$ の影響線第3図 曲げ振り応力 σ_z

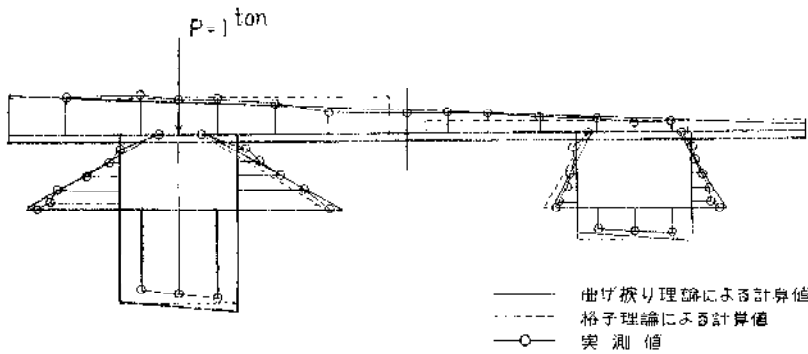
単独箱桁橋の施工例としては、前述の Köln—Deutz 橋、Wuppertal 橋の他に、Porta 橋³⁾、Rheinの Speyer 橋⁴⁾、わが国初めての京都の八樹橋⁵⁾、神奈川県城ヶ島大橋、静岡県の新大仁橋等が有名である。

3. 2箱桁橋(2-Box)の設計

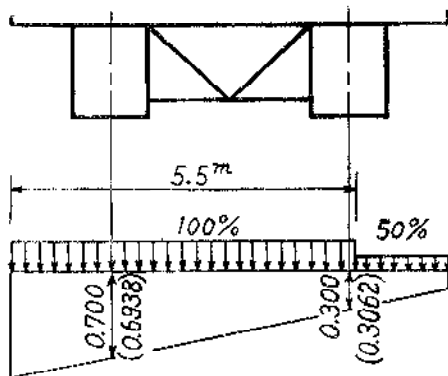
この場合には、捩り剛性が単独箱桁橋程には大きくないが、それでも工形桁などに比べれば、比較にならない程大きいので、ブラケットの張出しもかなり大きくとることが出来る。

2箱桁橋の曲げ振り応力は、(図4)のように比較的明瞭に現われる。(図4)はコンクリート床板を合成した2箱桁橋の実験例で、⁶⁾曲げ捩り理論による計算値は⁷⁾実測値の応力分布状態もよく説明している。しかし同図の点線で示されている計算値は、曲げ捩り、剛性を無視したもので、St. Venantの単純捩り剛性のみを考慮に入れた格子理論⁸⁾によるものである。同図のような偏心荷重は極端な場合であるにも拘らず、かなりよく実測値と一致している。しかし一般の設計計算上必要な満載時には、曲げ捩りの影響は僅少であり、通常無視されている。

次に比較的中員の狭い(図5)のような場合には、



第4図 偏心荷重による応力分布



() 数値は曲げ捩り理論値

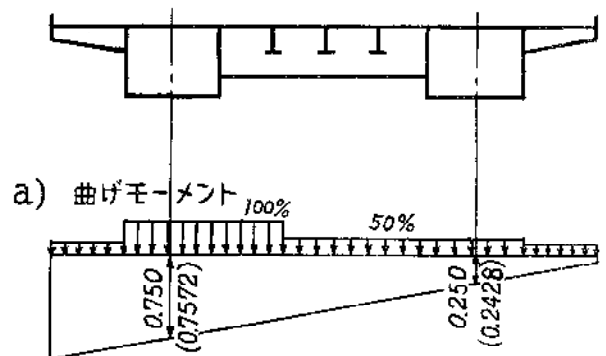
第5図 荷重分配率 (その1)

左右両箱桁は対傾構および床板により強固に連結されているので変形を生ぜず、剛体のように一体となつて作用するものと考えられる。このような場合には、小西教授の提案による設計に算法がある⁹⁾。この方法は最も簡単であると共に、曲げ捩り理論による厳密解の応力をも考慮に入れたものであるため、実用上充分の精度を有するものである。即ち曲げモーメントに対する荷重分配を(図-5)のように0.700と0.300と仮定する。このように綺麗なラウンドナンバーに仮定するのである。今仮りに0.700を0.750としたために生ずる曲げ応力の誤差を求めて見ると、巾員5.5mでは誤差なし、11mではじめて1%位になる。従つて上述の荷重分配の仮定の精度は実用上差支えないことがわかる。

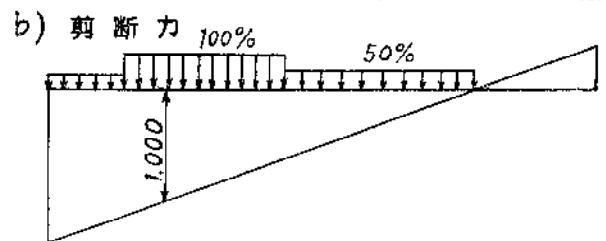
次に(図-6)のように、箱桁の間に縦桁を配したかなり長い横桁を有する場合には、箱桁の中に比し箱桁の間隔が大きくなる。このような場合は、横桁の曲げ変形によつて箱桁の荷重分配に影響を及ぼすことがわかる。この影響は(図-6)の場合、約5%である。またこの場合の荷重分配は0.750と仮定して充分の精度がえられることが推定される。この事実から結局次のことがいえる。即ち2箱桁橋の曲げモーメントの荷重分配率 μ は、
(図-5)の場合 $\mu=0.70$ (許容範囲0.65~0.75)
(図-6)の場合 $\mu=0.75$ (許容範囲0.70~0.80)

のように選べばよい。そして誤差は±1%である。

次に箱桁の剪断力、反力に対する荷重分配率は従来の慣用計算法によつても大差ないことがわかつている。即ち、(図-6) b) のような荷重分配を考えると、曲げ捩り理論による計算との誤差が、活荷重に対して約4%になる。従つて死荷重も考えた全荷重に対する誤差は2%前後と見てよいであろう。その上都合のよいことには、2箱桁橋の場合のウェブの剪断応力は、一般にかなり小さくなるので許容安全度に余裕があるため、実用上無視しても差支えない。



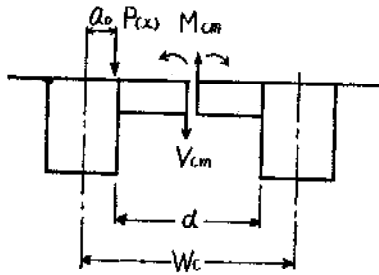
() 数値は格子理論値



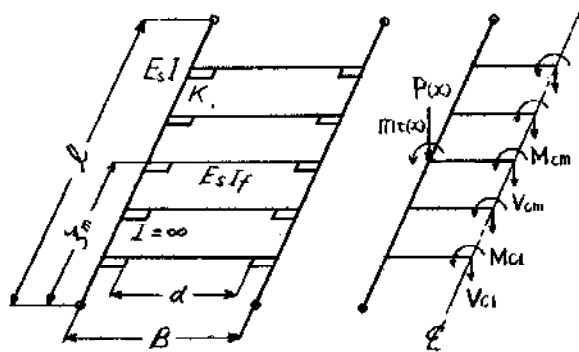
第6図 荷重分配率 (その2)

次に、2箱桁橋の場合には荷重分配に必要な対傾構または横桁を設けねばならない。この対傾構の応力計算は、通常巾員の狭い小橋梁では省略されることが多い。この分配桁の応力計算は色々の方法があるが、格子構造と考えた計算法であれば、何れの方法でも大差ないわけである。そこで次に格子構造と考えた2箱桁橋の設計法の1例として、小松助教授のいわゆる実用計算法¹⁰⁾について簡単に紹介する。この方法は箱桁の St. Venant の単純捩り剛性を考慮に入れ、横桁を格子分配桁と考えて、いわゆる曲げ捩り剛性を無視したものである。横分配桁が4~5本までの場合は、(図-7)に示すように各分配桁の中央を切斷した時、第m番目の横桁に生じる剪断力を V_{cm} 、曲げモーメントを M_{cm} とすると、(図-8)のように橋軸で切斷した左半分について、曲げお

よび振りの釣合を考えると次の微分方程式をうる。



第7図



第8図 荷重と断面力の関係

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - P(x) - \sum_{m=1}^{\rho} V_{cm} \cdot U_i(x - \xi_m) = 0$$

$$K_t \frac{d^2 \theta}{dx^2} + m_t(x) + \sum_{m=1}^{\rho} (M_{cm} - \frac{B}{2} V_{cm}) \cdot$$

$$U_i(x - \xi_m) = 0$$

ここに

I : 主桁の断面2次モーメント

K_t : St. Venant の捩り剛性

m_t : 主桁軸線に関する捩り荷重強度

M_{cm} : 第 m 横桁中央における曲げモーメント

上の微分方程式と変位の適合条件より次の V_c , M_c に関する各々 ρ 元連立方程式をうる。即ち

V_c に関しては、逆対称荷重を考えれば $M_c = 0$ であるから、

$$V_{cr}(1 + 4\alpha A_{rr} + \beta B_{rr}) - \sum_{m=1}^{\rho} V_{cm}(4\alpha A_{mr} + \beta B_{mr}) - \frac{12E_s I_f}{d^3} (B \sum_{p=1}^{\rho} p_r - 2y_{pr}) + \frac{2i\alpha r}{d}$$

M_c に関しては、対称荷重を考えれば $V_c = 0$ であるから

$$M_{cr}(1 + \gamma B_{rr}) + \gamma \sum_{m=1}^{\rho} M_{cm} B_{mr} = \frac{2E_s I_f}{d} \sum_{p=1}^{\rho} p_r$$

$$\gamma = \frac{2E_s I_f}{K_t d}$$

したがって、例えば横桁が5本の場合は M_{cm} についての5元、および V_{cm} についての5元の連立方程式がえられ、これを解いて加え合わせることでより求める結果をうる。このようにして求められた M_{cm} , V_{cm} よりすべての断面力が計算される。例えば

箱桁の曲げモーメント M_x は、

$$M_x = M_p + \frac{1}{2} \sum_{m=1}^{\rho} V_{cm} \left[\frac{\xi_m}{l} \cdot x - (x - \xi_m) \cdot U(x - \xi_m) \right]$$

ここに

M_p : 単純桁の曲げモーメント

また横桁の箱桁連結部の曲げモーメント M_{Bm} は、

$$M_{Bm} = M_{cm} - \frac{d}{2} V_{cm}$$

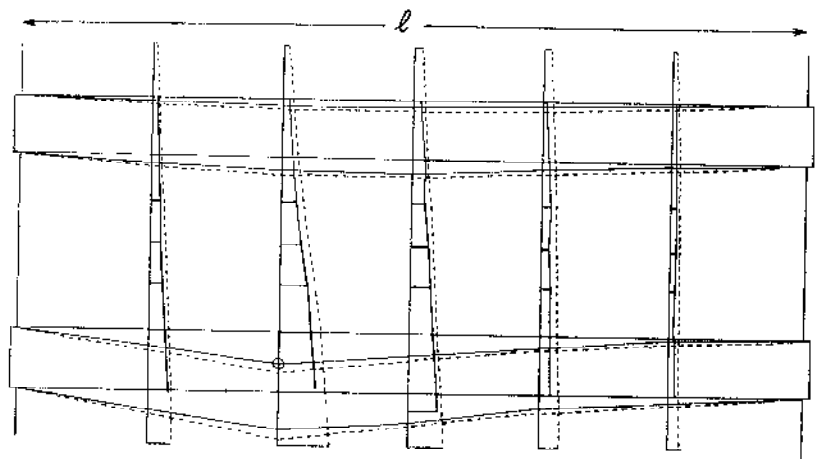
により求められる。

前述の荷重分配率 μ は

$$\mu = \frac{M}{M_p}$$

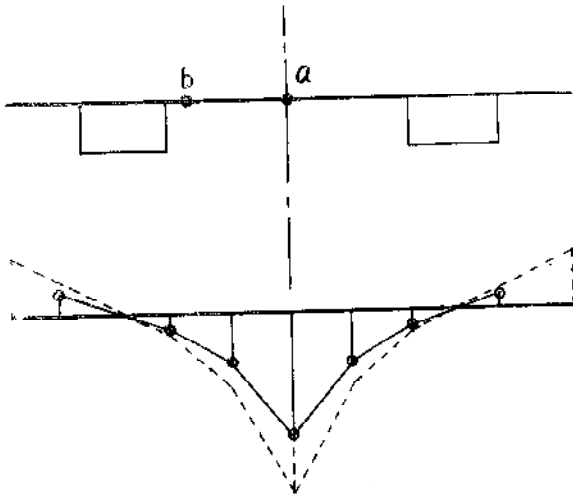
であつて、 P なる荷重を受ける2箱桁橋の載荷側主桁の最大曲げモーメントは、 μP なる荷重を受ける単純桁の曲げモーメントと一致する。

今ここに上述の計算例を挙げると、(図-9)、(図-



第9図 1/3 断面の応力 (曲げモーメント) 影響面

10図) のようになる⁶⁾。(図-9)は合成箱桁の模型実験結果の1例で、箱桁の1/3断面の応力(曲げモーメント)影響面を示す。この図からも計算値が実測値をよく説明していることがわかる。(図-10)は同実験における1/2点の横桁中央(a)点および横桁端部(b点)の曲げモーメントの影響線を示す。図からわかるよう



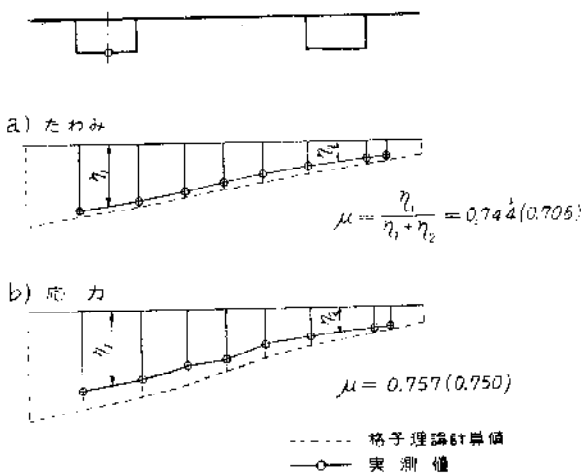
.....格子理論計算値

—○—実測値

a) a点の影響線

b) b点の影響線

第10図 横桁の曲げモーメント影響線



第11図 1/2箱桁断面の影響線

に、注目した横桁に関しては実験値がかなり小さいが、これは縦桁によつて隣接する横桁に荷重が分配されたためであつて、一般に安全側になる。従つて縦桁の分配は無視して差支えない。尚参考までにこの実験における荷重分配率を求めると、(図-11)のようになった。

次に横桁数が4~5本以上になれば、連立方程式の未

知数も増え計算が繁雑になる。しかし都合のよいことには、次に述べる横桁平均化法は、横桁の本数 ρ が増加する程精度が上昇する。例えば、 $\rho=3$ の場合で2~3%であるから $\rho \geq 5$ に対しては十分実用的な精度を期待してよい。この平均化法について簡単に述べると⁸⁾、同一剛性の横桁(又は横繫材)が等間隔に多数存在する場合には、その横桁の曲げ剛性を EIf 、間隔を λ とすれば、 $D_f = \frac{EIf}{\lambda}$ なる剛性を有する無数の横繫材が密に並列していると考える。このような平均化された横繫材で連結された2本の主桁のタワミおよび振り角に関する微分方程式は、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = P + V_c$$

$$K_1 \frac{d^2 \theta}{dx^2} + M_c - W \cdot \frac{V_c}{2} = Pa_0$$

ここに V_c 、 M_c は横繫材中央断面における x 方向単位長当りの剪断強度および曲げモーメント強度を表わす。これを解くと、

1) 対称荷重に対しては $V_c = 0$ より

P が $x = c$ に偏心距離 a_0 で作用した場合、

$$M_c = Pa_0 \left[1 - \frac{\mu}{K_1} \cdot \frac{\sinh \mu(l-c)}{\sinh \mu l} \cdot \sinh \mu x \right] x \leq c$$

$$= Pa_0 \left[1 - \frac{\mu}{K_1} \cdot \frac{\sinh \mu c}{\sinh \mu l} \cdot \sinh \mu(l-x) \right] x > c$$

横軸方向等分布荷重 q が偏心距離 a_0 で作用した場合

$$M_c = qa_0 \left[1 - \frac{1}{K_1} \left(\frac{\cosh \mu l - 1}{\sinh \mu l} \cdot \sinh \mu x - \cosh \mu x \right) \right]$$

2) 逆対称荷重に対しては $M_c = 0$ より、

$$V_c = - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{W} \frac{\psi a_0 (n\pi)^2 + 24 \varphi}{(n\pi)^4 + \psi (n\pi)^2 + 24 \varphi} \cdot P_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l}$$

ここに

$$\varphi = D_f l^4 / EId^3, \quad \psi = 6 D_f w^2 l^2 / K_1 d^3$$

$$\mu = \sqrt{2 D_f / K_1 d}$$

$$P_n = \frac{2P}{l} \sin \frac{n\pi c}{l} \quad (\text{集中荷重})$$

$$= - \frac{2q}{n\pi} \left[1 - (-1)^n \right] \quad (\text{等分布荷重})$$

従つて箱桁の変形及び断面力は1)+2)により求められる。即ち左主桁については、

$$y = y_p - \frac{l^4}{EI} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(n\pi)^4} \cdot A_n \cdot P_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l}$$

$$M = M_p - l^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(n\pi)^2} \cdot A_n \cdot P_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l}$$

$$Q = Q_p - l \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n\pi} \cdot A_n \cdot P_n \cdot \cos \frac{n\pi x}{l}$$

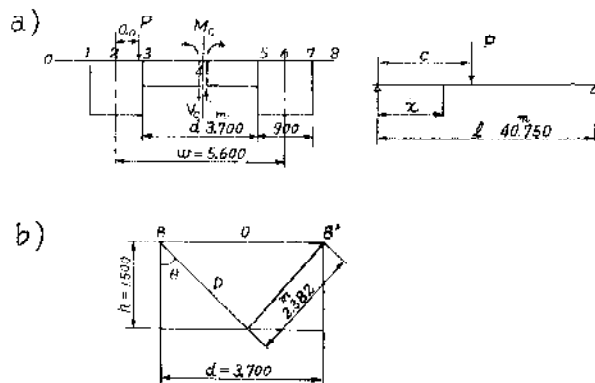
$$\zeta = \frac{\zeta_s + \zeta_p}{2} + \frac{wl^2}{2K_1} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(n\pi)^2} \cdot A_n \cdot P_n \cdot \sin \frac{n\pi x}{l}$$

$$T = \frac{T_s + T_p}{2} - \frac{wl}{2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n\pi} \cdot A_n \cdot P_n \cdot \cos \frac{n\pi x}{l}$$

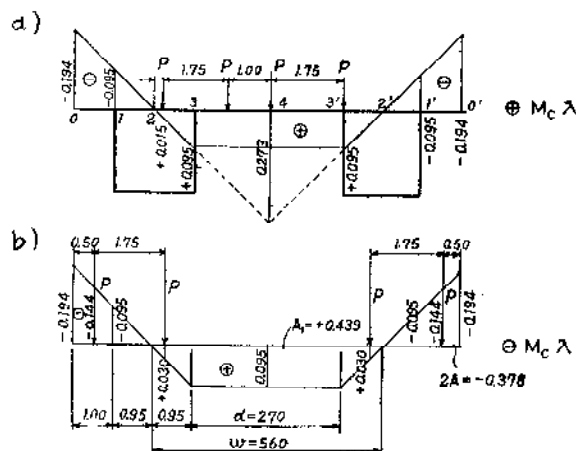
ここに

$$A_n = \frac{\Psi a_0 (n\pi)^2 / W + 12 \varphi}{(n\pi)^4 + \Psi (n\pi)^2 + 24 \varphi}$$

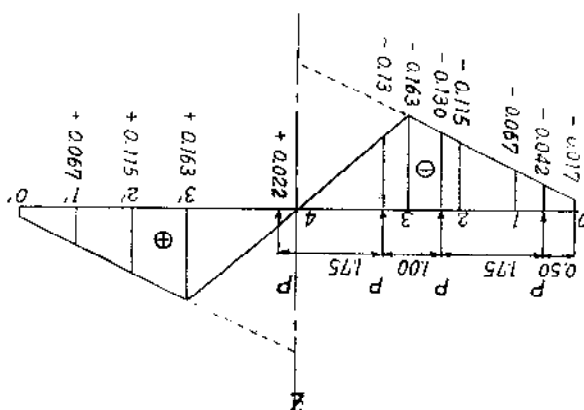
上式による対傾構の計算例として (図-12) a), b) のような箱桁橋について計算結果のみを示すと, (図-



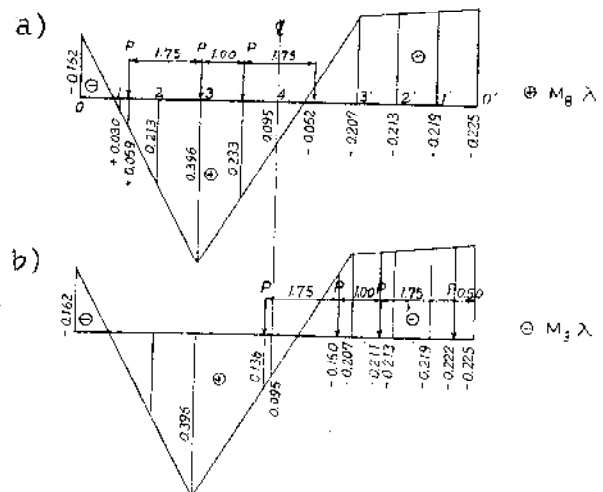
第12図



第13図 $M_c \lambda$ の影響



第14図 $V_c \lambda$ の影響線 (t)



第15図 $M_B \lambda$ の影響線 (tm)

13) a), b) は $M_c \lambda$ の影響線, (図-14) は $V_c \lambda$ の影響線, (図-15) a), b) は $M_B \lambda$ の影響線である. 従つて部材応力は, 上弦材をO, 斜材をD, F弦材をUとすれば,

$$O = -\frac{\sum M_c \lambda}{h}, \quad D = \sum V_c \lambda \cdot \sec \theta$$

$$U = \frac{\sum M_B \lambda}{h}$$

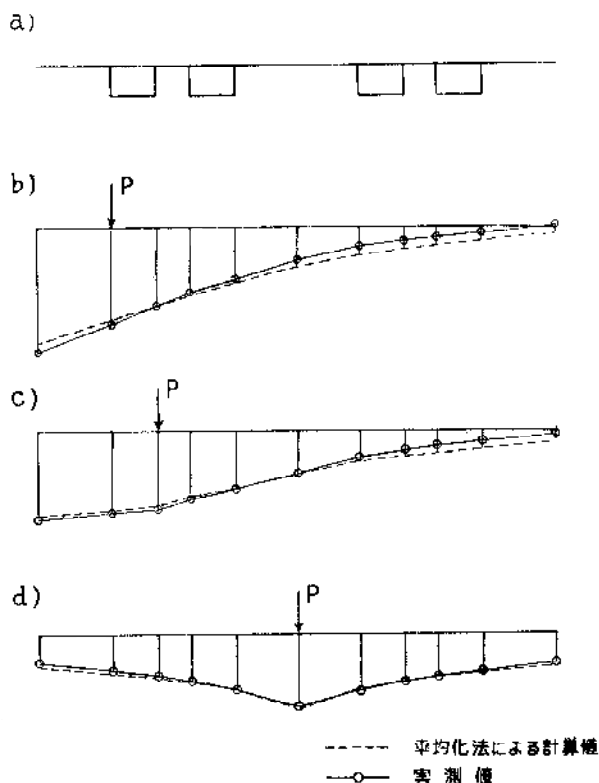
により求められる.

Z-Box の実施例として, 白雲橋⁵⁾, 辰巳橋¹⁰⁾, アメリカの King County 橋¹¹⁾, ドイツの Düsseldorf-Neuβ橋¹²⁾, Bürgermeister-Smidt 橋¹³⁾, Koblenz-Pfaffendorf 橋¹⁴⁾, Norderelb 橋¹⁵⁾ などが有名である.

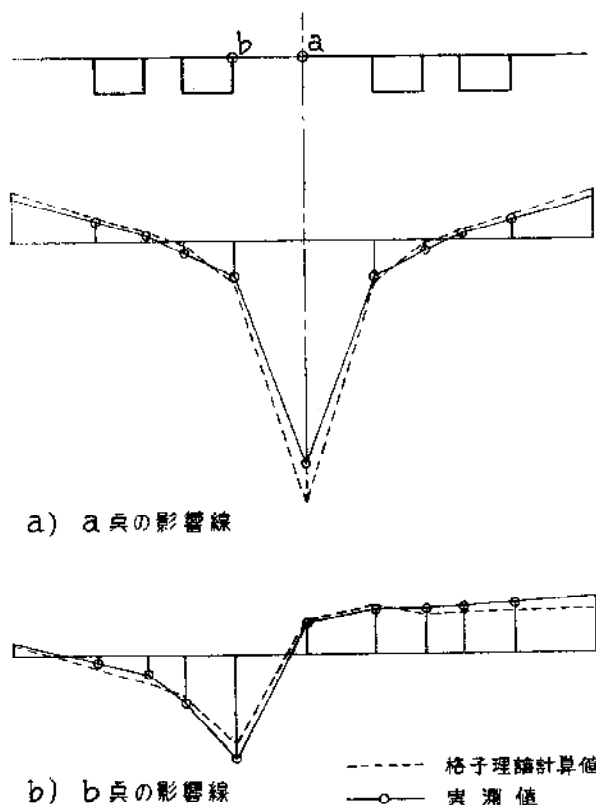
4. 4箱桁橋 (4-Box) の設計 (箱桁中心間隔の異なる場合)

箱桁の数が3~4本の橋梁は時々見受けられるのであるが, その場合箱桁中心間隔が等しい時には簡単な計算法として, たとえば Homberg の方法⁹⁾ などがあるが, 間隔が異なる場合には一般に式を立て直す必要がある. しかし格子構造として横桁の個々の不静定量を求める一般の方法は, たとえば5本の横桁がある場合には3箱桁で10元, 4箱桁で15元の連立方程式になり, 電子計算機を使用するにしても大変面倒になる. したがつてこの場合も前述の横桁平均化法による近似計算が非常に便利であろう. この方法によれば15元が3元に減少されるので計算労力は格段の差があるからである. この平均化法による計算及び実験例を示すと, (図-16) a) のような4箱桁橋の模型実験において, b), c), d) は夫々集中荷重Pをスパン中央の横断面に載荷したときの横断面の変形 (タワミ) 曲線を示す. (図-17) は同実験におけるスパン中央横桁の曲げモーメントの影響線を示す. これらの結果からも実験値とよく一致していることが推定

されるであろう。4-Box の実施例として横川新橋がある¹⁶⁾。



第16図 $\frac{l}{2}$ 断面のタワミ曲線



第17図 $\frac{l}{2}$ 点横桁の曲げモーメント影響線

5. 曲線箱桁橋の設計

昨今の高速高架橋、インターチェンジ等の建設に伴い、曲線橋梁が急速に増加して来た。曲線橋は一般に橋桁に対する偏心量が大きくなり大きな捩り剛性を必要とする。又半径方向に横力が作用する。箱桁はこの条件に最も適した特性を有するため、合理的な設計が期待され、最近急速に採用され始めた。たとえば、首都公団の日本橋は3径間連続曲線箱桁橋(4-Box)である。曲線箱桁橋の設計法には種々の方法があるが、実際の曲線橋では完全な扇形をしたものとか、橋巾が一定のものは少なく、或いは殆んどないといつても過言ではない。したがってこれらの形状に忠実な解析をすることも必要である。しかし一般に非常に複雑な計算になり間に合わないことが多い。したがって曲線橋の特性を研究してもつと簡便な方法を見出すことも一策かと思う。曲線箱桁橋の実施例としては、ドイツの Jungbuschbrücke¹⁷⁾、Kummerbrücke¹⁸⁾、などが有名である。

6. む す び

以上一般論的なことに終始し、設計の細部まで立入ることができなかつたが、一応箱桁橋を設計する上において2, 3問題になる点について述べた積りである。

橋梁技術も近年の経済成長と共に急速な発展をなしつつあるが、最近の電子工学の進歩により今や橋梁工学の分野にも一つの革新がなされつつあるように思う。従つてより高度の技術がより速く、より確実に設計および施工面に採入れられる日も近いであろう。そうすれば益々研究者と設計者の直結が必要であり、また両者共一層の研究的努力を要するであろう。この意味においてもわれわれ橋梁メーカーの技術者は今後一層関係各位の御指導と御協力の下に努力したいと願っている。

参 考 文 献

- 1) K. Schüßler, F. Leonhardt, W. Stoltenburg u. O. Reckwitz: Straßenbrücke über den Rhein von Köln nach Deutz, verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1950.
- 2) O. Berr, u. A. Kramer: Die Wupper-Talbrücke bei Wuppertal-Oehde, Der Stahlbau, H. 6., 1960.
- 3) A. Dörnen: Stahlüberbau der Weserbrücke Porta, Der Stahlbau, H. 5., 1955.
- 4) J. Schöttgen: Stählernen Überbau der Rheinbrücke Speyer, Der Stahlbau, H. 2., 1957.
- 5) 湯浅隆義: 白雲橋並びに八樹橋の設計並びに製作について, 第3回日本道路会議論文集, 昭. 30.
- 6) 近藤, 森, 小松: 合成箱桁橋(辰巳橋)の模型試

(以下44頁へ続く)

(32頁より続く)

- 験について, 土木学会誌, 46—3, 昭. 36. 3.
- 7) 小西一郎, 小松定夫: 箱桁橋の立体的応力解析, 土木学会論文集第43号, 昭. 32. 2.
- 8) 小松定夫: 箱桁橋の実用計算について, 土木学会論文集第49号, 昭. 32. 10.
- 9) 小西, 小松, 大橋: 合成箱桁橋の応力解析と設計計算法, 土木学会論文集第25号, 昭. 30. 3.
- 10) 近藤, 松永, 小松: 辰巳橋の設計と製作について, 土木学会誌45—4, 昭. 35. 4.
- 11) H. M. Hadley: Steel boxgirders support highway bridge, Engineering News-Record, Apr. 12., 1951.
- 12) K. Schaechterle, u. L. Wintergerst: Wiederaufbau der Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß, Der Bauingenieur H. 1. 1952.
- 13) H. Meyer-Larssen: Der Neubau der Bürgermeister-Smidt-Brücke in Bremen, Der Bauingenieur, H. 11., 1952.
- 14) E. F. Wahl: Die neue Rheinbrücke Koblenz-Pfaffendorf, Der Bauingenieur, H. 8., 1953.
- 15) H. J. Krupinski, u. G. Freudenberg: Die neuen Stahl-Konstruktionen der Nordereibbrücke und Billhorner Brücke in Hamburg, Der Stahlbau H. 10., 1958.
- 16) 西村, 熊崎: 横川新橋の設計および構造について, 第4回日本道路会議論文集, 昭. 32.
- 17) K. Fritsch: Der Wiederaufbau der Jungbuschbrücke in Mannheim, Der Stahlbau, H. 9., 1957.
- 18) F. Resinger, u. H. Egger: Die Kummerbrücke—ein interessantes Kastenverbundsystem, Der Bauingenieur, H. 6., 1960.