

PC 1 室箱桁橋の中間横桁について

野田 行衛*

1. はじめに

プレストレストコンクリート箱桁橋（以下、PC 箱桁橋）は、長大スパンの実績も多く、設計手法、施工法ともほぼ定着し、すでに一般的な形式となっている。

箱桁橋は、ねじり剛性が大きく、このため床版張出し部を大きくすることにより、経済的で、しかも景観的にも優れた構造とすることができる。

ところで、ほぼ一般的となった設計法において、なお不明確な部分として中間横桁がある。

わが国における PC 1 室箱桁橋の設計では、橋脚あるいは橋台の支点上にマッシブな隔壁を設け、支間部においてもスパン長に無関係に中間横桁を 1~2 箇所配置している。

支点上横桁は自重そのものが上部工の断面力に直接影響を与えないが、中間横桁は断面力の増大につながるため経済性に影響を与える可能性がある。

機能上から言えば、支点上の横桁は上部工に作用する力を支承や下部工に伝達する役割があるのに対し、中間横桁は荷重分配効果や箱断面形状を保持する役割をもつ。

しかし、中間横桁による荷重分配作用は、ウェブ間隔が比較的小さい 1 室箱断面においては、床版そのものに分配効果があるため、あまり重要な意味をもたない。

さらに中間横桁はそれ自身の変形やそりを拘束することにより、主桁に局所的な応力を発生させるため、別の意味で不利な要因ともなる⁵⁾。

このような力学的な理由や施工の煩雑さなどにより、諸外国においては中間横桁を配置しない構造が多く見られる。

中間横桁を取り除いた構造で問題となるのは、箱断面の変形から生じる軸方向と横方向の応力である。

偏心荷重による箱断面形状の変形による断面力や応力の計算方法は、断面変形理論 (Profilverformungstheorie) としてすでに多くの文献がある^{1), 2), 3)}。

この中で実用的なものに A. Steinle¹⁾ の論文があるが、計算の中でそり関数が用いられており、多少計算が

煩わしいのに対し、一軸対称断面と仮定することにより、一般の梁の計算とまったく同様に扱うことができる計算方法がある^{2), 4), 6)}。

この方法においては、コンクリート箱桁橋の曲げねじりの影響を無視し、断面変形を独立なものとするこにより実用的な計算を可能にしている。

本論では、一軸対称断面の直線箱桁橋を対象に、中間横桁の影響を簡易計算法に基づいて考察し、最後に中間横桁のない箱桁橋の断面について設計例を示す。

2. 断面変形の概要

断面変形理論による計算方法の概要について、以下で述べる。

2.1 荷 重

箱桁に作用する偏心荷重は、図-1 に示すように対称荷重項①と逆対称荷重項に分けて考え、さらに逆対称荷重項に対しては桁に回転のみを与えるねじり荷重項②と箱断面に逆対称の変形を与える断面変形荷重項③ (Profilverformender Lastanteil) に分けられる。

対称荷重項とねじり荷重項については説明を要しないが、ねじりに対し軸方向のそりが拘束されたり、不連続な荷重が作用する場合には、新たに軸方向応力とそれに伴う、二次せん断応力が生じる。厳密に言えば、この二次せん断応力は、断面変形を起こす荷重となりうるが、コンクリート橋ではほとんど問題とならない⁴⁾。(なお、曲げねじり理論においては、載荷後も断面の形状が変わらないと仮定している点が断面変形理論と異なる。)

偏心荷重がウェブ軸心より張出し側にあるときには、菱形の断面変形のほかに横曲げがあらわれ、後者は載荷後も節点の変位が生じないことから、軸方向の曲げは考える必要がない。

簡単な例として、ウェブ上に偏心荷重が載荷した状態における断面変形荷重を考える。

そもそも断面変形が起こるのは、図-2 に示すように要素両端のねじりモーメント差が原因であり、このねじりモーメント差 ΔM_T と外力によるねじりモーメントが釣合いを形成することから、次のような式が成り立つ。

* Yukie NODA : 川田建設(株)開発部技術開発課

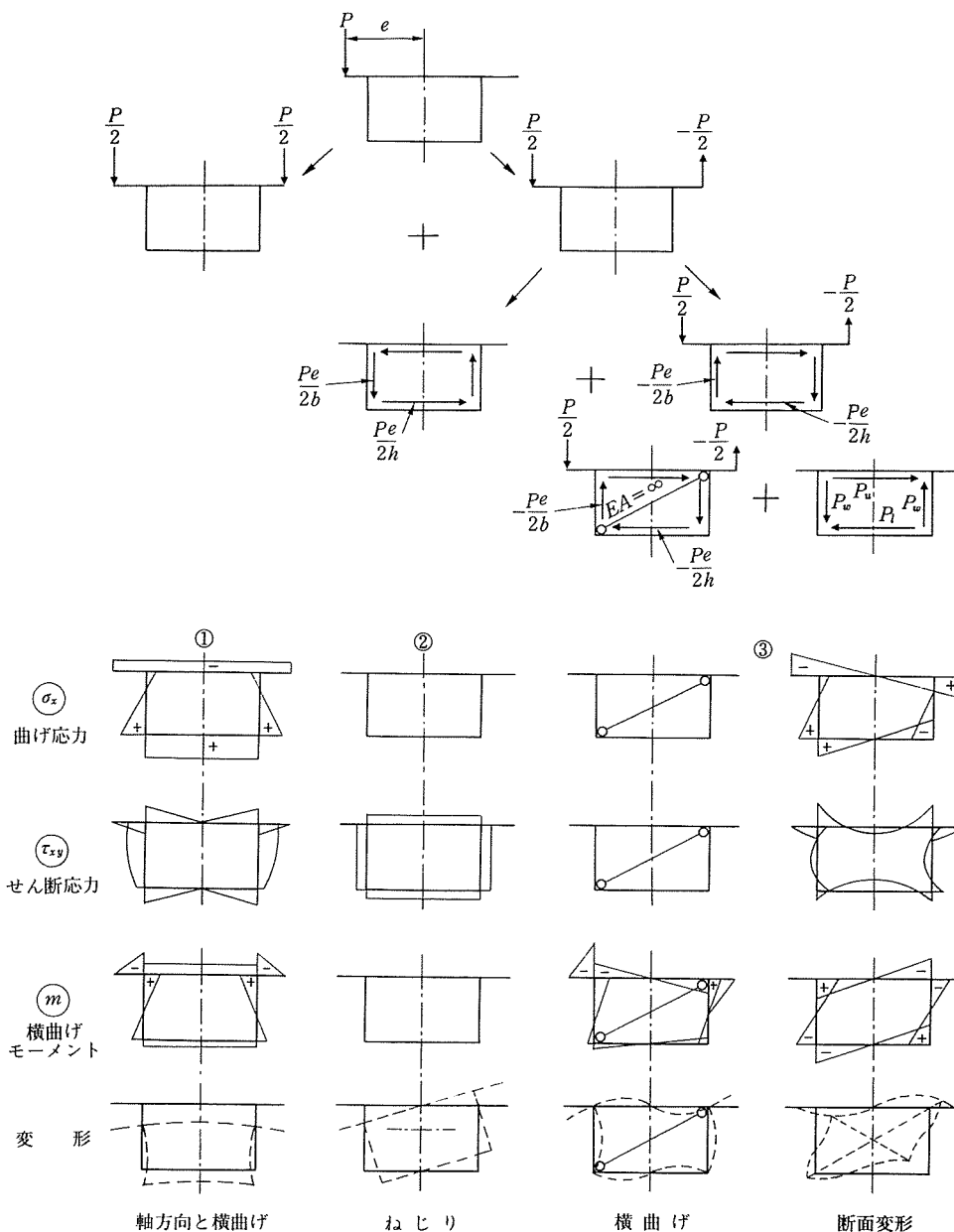


図-1 荷重の分解

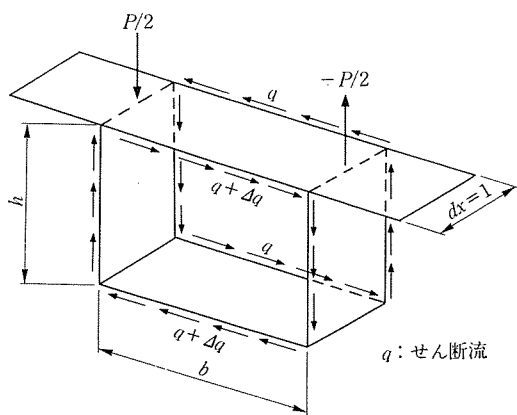


図-2 要素の釣合い

$$\Delta M_r = \Delta q \cdot 2b \cdot h = -\frac{P}{2} \cdot b \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 Δq はせん断流差であるが、これに部材長を乗じたせん断力と外力との和が断面変形力（荷重）であり、ウェブシャイベ（面内に外力や拘束を受ける薄い板）に作用する断面変形力 P_w 、上下床版 P_u, P_t は (1) 式から、

$$P_w = \frac{P}{4}, \quad P_u = P_t = \frac{P \cdot b}{4h} \dots\dots\dots (2)$$

となる。

2.2 断面変形の基本式

箱断面を構成する各部材を単一のシャイベ（ただし、梁のように扱い、長さ/幅>4とする）が剛接合された構

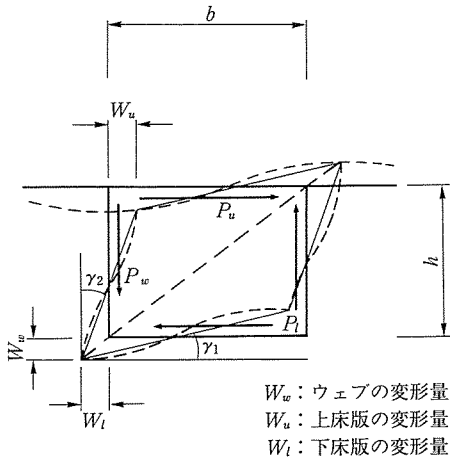


図-3 断面の変形

造とすると、断面変形荷重により、各シャイベは軸方向と横方向の変形が同時に生じる。

応力分布を求めるうえにおいて都合の良いようにウェブシャイベのたわみ W_w に着目すると、断面変形の基本式は次のようにあらわされる。

$$EI_{Si} \cdot W_w^{IV} + K \cdot W_w = P_w \dots \dots \dots (3)$$

あるいは、

$$W_w^{IV} + 4\lambda^4 \cdot W_w = 4 \frac{\lambda^4}{K} \cdot P_w \dots \dots \dots (3)'$$

ただし、

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI_{Si}}}$$

K : ラーメン剛性

EI_{Si} : 置換したウェブシャイベの曲げ剛性

上式は弾性支承上の梁の式と同一であり、B. E. F. Analogy (Beam on elastic foundation) としてよく知られており、各上下床版に対しても同様の式が成り立つ。

力学的には(3)式の第1項は単一のウェブシャイベを置換した曲げ剛性 EI_{Si} の梁が受け持つ荷重分であり、第2項は単位長さの箱ラーメンが負担する荷重分である。すなわち、部材に作用する断面変形力を軸方向のシャイベと横方向のラーメンが支えることを意味している。

式中の I_{Si} と λ について多少説明を加えるために、断面変形による基本的な力の釣合いを考える。

箱断面のウェブシャイベを独立した1つのシャイベとして扱うために、外力として断面変形荷重のほかに節点接合面に生じる軸方向のせん断力 (Kanten Schubkraft) を導入する。

このせん断力は箱断面が任意形状の場合各節点で異なった値で、4つの未知数となるが、一軸対称断面を仮定すると変形と応力分布は逆対称となるため、未知数は

2つに低減される。

具体的に式で示すと、軸方向断面力に関する荷重は図-4を参考にして、鉛直力 n ($n = n_{w,t} - n_{w,u} = -K \cdot W_w =$ バネ支反力) と断面変形力 P_w , せん断力 T_u, T_l である。

ここで $(n+P_w)$ のみによる曲げモーメントを $M_{0,w}$, せん断力を $Q_{0,w}$ とすると、ウェブシャイベの任意点における断面力 M_w, N_w, Q_w は次のようになる。これらの関係式は他の上下床版に対しても同様に得られる。

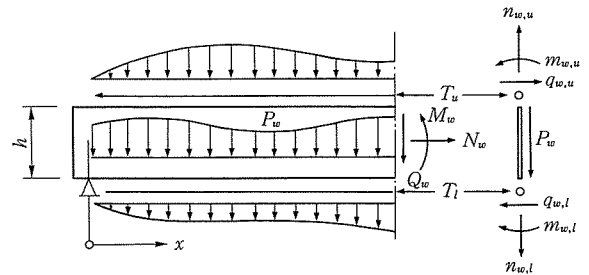


図-4

$$M_w = M_{0,w} - h/2 (T_u + T_l), N_w = T_u - T_l,$$

$$Q_w = Q_{0,w} \dots \dots \dots (4)$$

ウェブシャイベの軸方向上下縁応力は、 M_w と N_w による応力の和で与えられるが、この応力値が0の位置を通る軸を仮想重心軸 (Ideelle schwerachse) S_i とすると、この軸に関するシャイベの断面二次モーメントが I_{Si} である。

(4)式の未知数 T_u と T_l は接合面における連続の条件を用いることにより、いずれも $M_{0,w}$ の関数であらわすことができる。したがって、中立軸から上下縁までの距離を e_u, e_l とすると、軸方向応力 $\sigma_{w,u,l}$ は最終的に次のようになる (図-5)。

$$\sigma_{w,u,l} = \pm \frac{M_{0,w}}{I_{Si}} e_{u,l} \dots \dots \dots (5)$$

I_{Si} と単一のウェブシャイベのみの断面二次モーメント I_w とは(6)式のような関係にあり、一般に I_{Si}/I_w は1よりも大きい値である。

$$I_{Si} = \frac{(\alpha_u+2)(\alpha_l+2)-1}{\alpha_u+\alpha_l+6} \cdot I_w \dots \dots \dots (6)$$

(記号については、設計例を参照のこと)。

次に、(3)'式の λ は断面変形の特徴値をあらわして

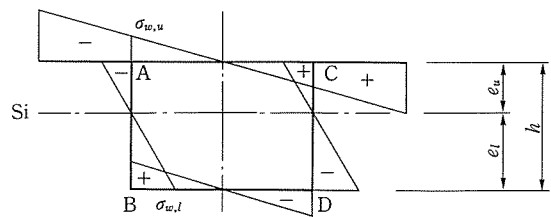


図-5 軸方向応力分布

おり、横方向剛性、すなわちラーメン剛性 (Rahmen steifigkeit) K と軸方向曲げ剛性 EI_{si} との比率で示される。

理論的には λ は、 $0 \sim \infty$ の間にあり、 $\lambda=0$ の場合は横方向の荷重分担がなく、節点がヒンジ接合された状態を意味し、(3) 式の第 2 項が消滅するため軸方向応力は最大となる (図-6)。これに対し、 λ が増大すると横方向の分担率が増し、横曲げモーメントは大きくなる。

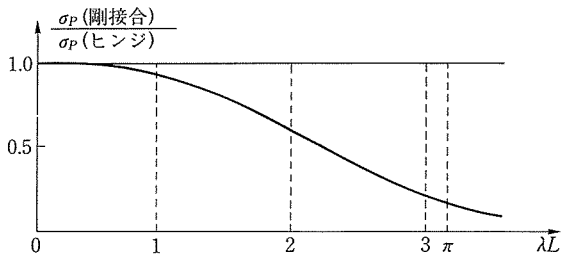


図-6 断面変形による軸方向応力と λL との関係

断面変形荷重下の変形は、節点条件がヒンジおよび剛接合にかかわらず同一であり、変形角 γ とたわみとの関係は次式ようになる (図-3 参照)。

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_1 + \gamma_2 = \frac{W_w}{b/2} + \frac{W_u + W_l}{h} \\ &= \frac{4W_w}{b} \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

箱ラーメンが負担する断面変形荷重による横曲げモーメントはたわみ角法で求められ、一軸対称断面の場合には、節点 A~D 点の横曲げモーメント $m_a \sim m_d$ は簡素化された次式で与えられる (図-7)。

$$\left. \begin{aligned} m_a &= m_c = \frac{b}{2(1+\alpha)} \cdot K \cdot W_s \\ m_b &= m_d = -\alpha \cdot m_a \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

ただし、

$$\alpha = \frac{\bar{\alpha}_u + 3}{\bar{\alpha}_l + 3}$$

$$\bar{\alpha}_u = \frac{b \cdot \bar{I}_w}{h \cdot \bar{I}_u}$$

$$\bar{\alpha}_l = \frac{b \cdot \bar{I}_w}{h \cdot \bar{I}_l}$$

$\bar{I}_w, \bar{I}_u, \bar{I}_l$: ウェブ, 上, 下床版の横方向断面二次

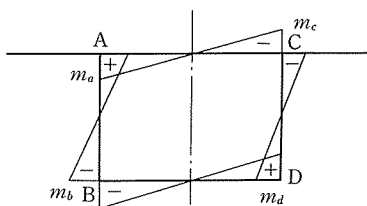


図-7 横曲げモーメント分布

モーメント (1 m あたり)

$$K = \frac{48 E \cdot \bar{I}_w}{b^2 \cdot h} \frac{\bar{\alpha}_u + \bar{\alpha}_l + 6}{(\bar{\alpha}_u + 2)(\bar{\alpha}_l + 2) - 1} \dots\dots\dots (9)$$

(E : ヤング係数)

である。

以上のことから、断面変形による軸方向と横方向の断面力は、バネ定数が K (t/m) の弾性支承に支持された単独の梁 (曲げ剛性 $= EI_{si}$, 桁高 $= h$) に、断面変形荷重が載荷した場合の断面力とたわみから求められる。

3. 中間横桁の影響

前述した計算方法にもとづいて、中間横桁の効果について検討を加える。

断面変形による軸方向曲げモーメントは、単純スパンの場合においても、弾性支承のバネ定数値 (= ラーメン剛性) によっては正負の領域が生じることがある。

実際の PC 橋では $\lambda=0.08 \sim 0.2$ 程度であるが、曲げモーメントの分布は λ が大きくなるにしたがって局所的な分布となるため、断面変形に対して中間横桁の効果を期待するとしたら、その配置間隔が問題となる。

横桁の効果を調べるために、中間横桁の間隔を徐々に小さくし、その間隔の中央に断面変形の集中荷重を作用させたときの断面力とたわみの最大値に着目する。

実橋に忠実な解析モデルは、中間横桁位置に剛支承がある連続桁と考えるべきであるが、近似的に力学特性を把握するために、集中荷重に対しては断面力とたわみとも局所的であることなどを考慮し、中間横桁間隔を支間とする単純桁におきかえて計算するものとした。

λ を一定とし、 $L=\infty$ における曲げモーメントとたわみ量を基準として L の変化に応じたそれらの値との比率を求めたのが図-8 である。

この結果においては、 $\lambda L=5 \sim 6$ 以上になると、その値にかかわらず断面力、たわみともほぼ一定値となり、 λL の影響を受けるのは、 λL が $3 \sim \pi$ 以下の範囲内で

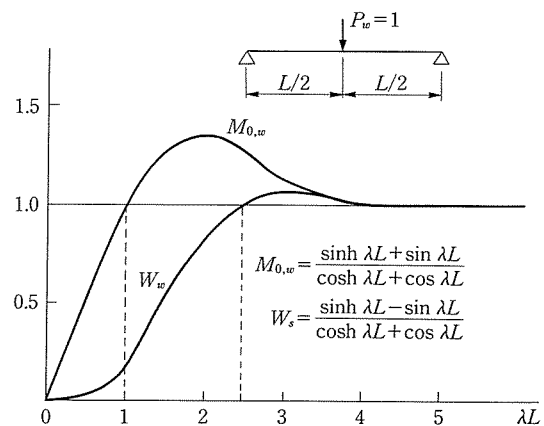


図-8 単純スパンにおける λL と断面力、たわみの関係

◇論文報告◇

ある。

この範囲の中で、さらに最大曲げモーメントの低減が可能になるのは、 λL が1以下、たわみに対しては λL が2.5以下の範囲内である。したがって、 $\lambda=0.1$ とすると中間横桁の間隔が10~20 m以下でないとその意味がなくなることがわかる。

次に横桁が箱断面に与える影響について述べる。

箱桁内に横桁を設けると、その位置における断面変形が拘束されるため不静定力が生じ、主桁との壁面にせん断力が作用する。

簡単な例として、両端に剛な横桁を有する単純スパンの箱桁橋の支間中央に中間横桁を配置した梁を考え、断面変形の等分布荷重が全長にわたって作用している例を扱うものとする。

図-9に示すように力学的には1次の不静定構造であり、単純梁に断面変形荷重が載荷した状態を静定基本系の“0”状態とし、中間横桁位置に単位集中荷重が載荷した状態を“ $X_1=1$ ”状態とすると次の条件が成り立ち、これにより不静定力 X_1 を求めることができる。

$$W_{w,0} + W_{w,1} \cdot X_1 = 0$$

これより、

$$X_1 = -\frac{W_{w,0}}{W_{w,1}} = \frac{2P_w}{\lambda} \frac{\cosh \lambda L + \cos \lambda L - 2 \cosh(\lambda L/2) \cos(\lambda L/2)}{\sinh \lambda L - \sin \lambda L} \dots \dots \dots (10)$$

$W_{w,0}$: “0”状態におけるスパン中央のたわみ
 $W_{w,1}$: “ $X_1=1$ ”状態におけるスパン中央のたわみ

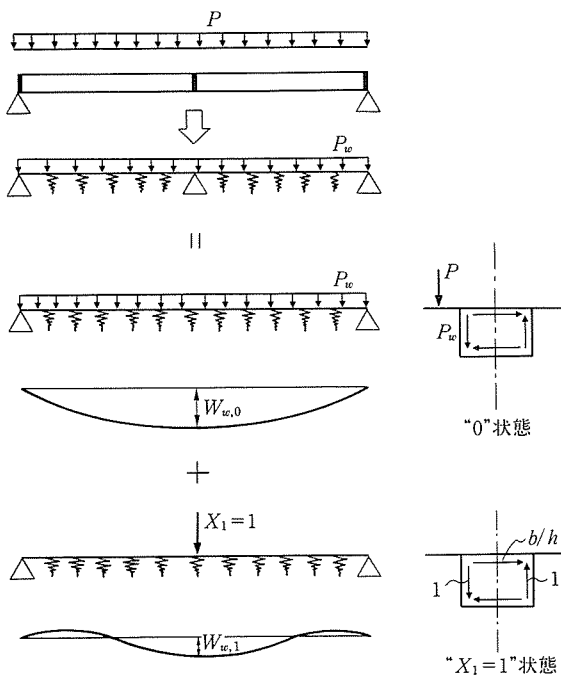


図-9

したがって、断面変形を拘束することにより(10)式のせん断力が中間横桁とウェブシャイブ接合部に生じ、横桁厚を d 、ウェブ高を h とすると、せん断応力

$$\tau = \frac{X_1}{h \cdot d} \dots \dots \dots (11)$$

が、面にそって作用する。

4. 横方向影響線

これまでは、偏心外力はウェブ上に作用する集中荷重あるいは線荷重を考えてきた。これに対し、実際の設計では面荷重を扱う必要があることから、厳密には断面変形に関する横方向影響線を導入しなければならない。

影響線は、一般の梁の場合と同様“Bettiの定理”にもとづいて、床版のたわみ曲線を計算することにより得られる。

定理に従えば、上床版の任意点Kに $P_K=1$ の単位荷重が作用したときの断面変形によるウェブのたわみ W_w は、断面変形荷重群“ $P_w=1$ ”による床版K点のたわみ W_K に等しいというもので、

$$W_{w,K} = W_{K,w} \dots \dots \dots (12)$$

が成り立つ(図-10)。

したがって、荷重群“ $P_w=1$ ”による床版のたわみ曲線そのものが横方向影響線をあらわしていることになる。

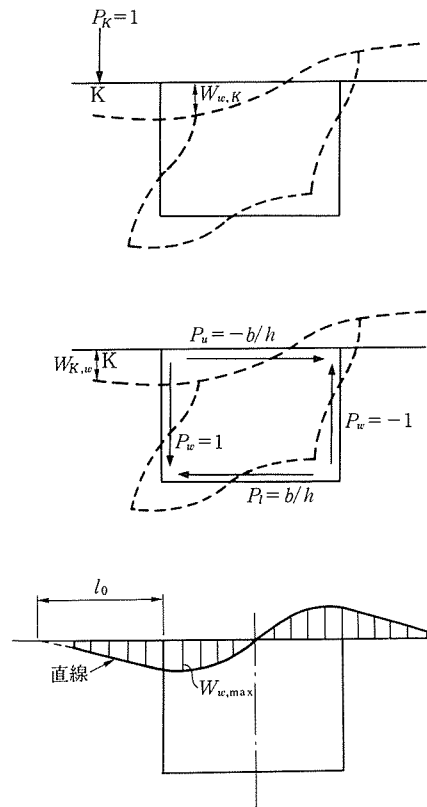


図-10 横方向影響線

影響線の最大値は、一般には箱桁内部に生じるが、幅員に比べ桁高の大きい断面では、張出し床版部で最大となる。

張出し床版部の影響線は直線分布となるが、張出しが大きい場合には縦距がゼロとなる点が存在する。

実際の横方向影響線は、床版とウェブの節点上に単位荷重が載荷したときの縦距を1とし、それぞれの位置では無次元化した比率であらわし、縦距 η に対しては、次式で与えられる(図-11)。

$$\eta = \frac{W_w(x)}{W_w(A)} = \frac{M_{0,w}(x)}{M_{0,w}(A)} \dots\dots\dots (13)$$

道路橋示方書の活荷重に対して、橋軸方向の任意点における断面力は、次式で示すように軸および横方向の影響線から求められる。

$$M_{0,w} = A_{0,1} \cdot \int_{x=0}^l \eta \cdot p_w dx + Z \cdot \int_{x=0}^l \eta \cdot P_w dx \dots\dots\dots (14)$$

ここで、

P_w : 線活荷重 P による断面変形荷重

p_w : 等分布活荷重 p による断面変形荷重

$A_{0,1}$: ウェブ上に線荷重 $p_w=1$ が作用したときの曲げモーメント

Z : ウェブ上に集中荷重 $P_w=1$ が作用したときの曲げモーメント

l : 載荷幅

上式において、近似的に $\eta=1$ とすると、

$$M_{0,w} = (A_{0,1} \cdot p_w + Z \cdot P_w) \cdot l \dots\dots\dots (15)$$

となるが、これは面荷重の合計と等しい荷重をウェブ上

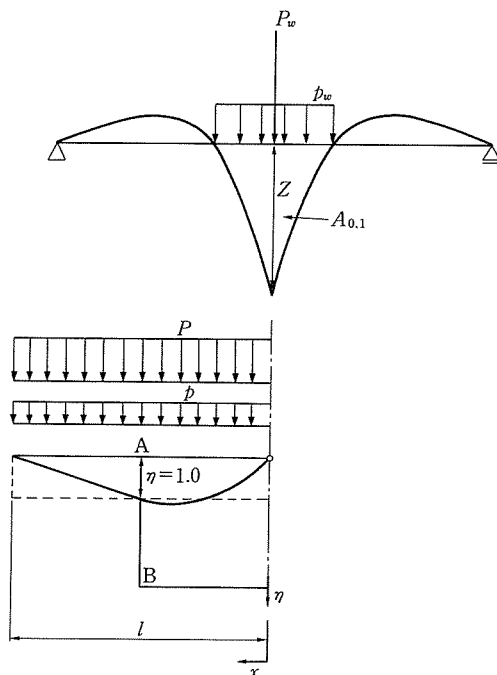


図-11 活荷重による軸方向曲げモーメント

に集中載荷した状態である。

5. 設計計算例

2径間連続 PC 箱桁橋 (スパン長 40.000 m+40.000 m) による計算例を示す。ここで、活荷重は TL-20 とする。

5.1 構造形式と断面形状

図-12 にそれぞれの寸法を示すが、部材厚はすべて一定とし、中間横桁はないものとする。

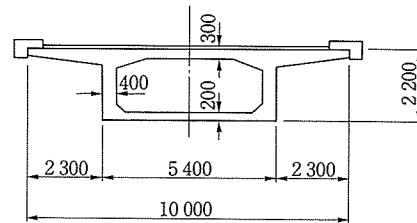
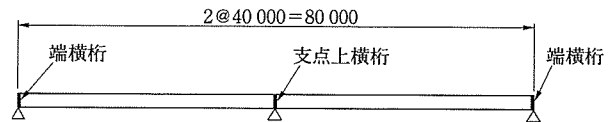


図-12 構造形式の断面形状

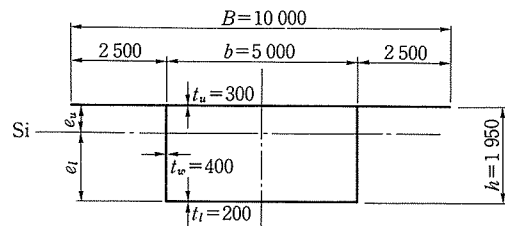


図-13 構造寸法

5.2 断面定数

(1) 部材断面積

$$A_u = B \cdot t_u = 3.00 \text{ m}^2$$

$$A_w = h \cdot t_w = 0.78 \text{ m}^2$$

$$A_l = b \cdot t_l = 1.00 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A = A_u + A_w + A_l = 4.78 \text{ m}^2$$

(2) 部材断面二次モーメント (軸方向)

$$I_u = t_u \cdot B^3 / 12 = 25.000 \text{ m}^4$$

$$I_w = t_w \cdot h^3 / 12 = 0.247 \text{ m}^4$$

$$I_l = t_l \cdot b^3 / 12 = 2.083 \text{ m}^4$$

(3) 仮想断面二次モーメント I_{Si} に用いる無次元量

$$\alpha_u = 12 I_u / (A_w \cdot b^2) = 15.384$$

$$\alpha_l = 12 I_l / (A_w \cdot b^2) = 1.282$$

(4) 仮想重心から上下縁までの距離

$$\text{上縁 } e_u = \frac{\alpha_l + 3}{\alpha_u + \alpha_l + 6} \cdot h = 0.368 \text{ m}$$

◇論文報告◇

$$e_t = 1.950 - 0.368 = 1.582 \text{ m}$$

(5) 仮想断面二次モーメント

$$I_{si} = \frac{(\alpha_u + 2)(\alpha_t + 2) - 1}{\alpha_u + \alpha_t + 6} \cdot I_w = 0.611 \text{ m}^4$$

(6) 部材断面二次モーメント (軸直角方向)

$$\bar{I}_u = 1 \cdot t_u^3 / 12 = 0.00225 \text{ m}^4$$

$$\bar{I}_w = 1 \cdot t_w^3 / 12 = 0.00533 \text{ m}^4$$

$$\bar{I}_t = 1 \cdot t_t^3 / 12 = 0.00067 \text{ m}^4 \text{ (幅 1 m 当り)}$$

(7) 横方向ラーメン剛性 K に用いる無次元量

$$\bar{\alpha}_u = b \cdot \bar{I}_w / (h \cdot \bar{I}_u) = 6.074$$

$$\bar{\alpha}_t = b \cdot \bar{I}_w / (h \cdot \bar{I}_t) = 20.513$$

(8) 横曲げモーメント m に用いる無次元量

$$\alpha = \frac{\bar{\alpha}_u + 3}{\bar{\alpha}_t + 3} = 0.386$$

(計算例では使用していない)

(9) 横方向ラーメン剛性

$$K = \frac{48 E \bar{I}_w}{b^2 \cdot h} \frac{\bar{\alpha}_u + \bar{\alpha}_t + 6}{(\bar{\alpha}_u + 2)(\bar{\alpha}_t + 2) - 1} = 3 \text{ 312 t/m}$$

ただし、コンクリート弾性係数 $E_c = 3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ とする。

(10) 特性値 λ

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4 E_c \cdot I_{si}}} = 0.1403$$

5.3 荷 重

(1) 死 荷 重

$$W_d = \text{自重} + \text{舗装重量} + \text{地覆} \cdot \text{高欄自重} = 18.23 \text{ t/m}$$

(2) 活 荷 重

$$\text{衝撃係数 } i = \frac{10}{25 + L} = 0.154$$

対称荷重 (有効幅員 $B_1 = 8.9 \text{ m}$, $P = 5 \text{ t/m}$, $p = 0.35 \text{ t/m}^2$)

$$\text{線 荷 重 } P_1 = \left\{ 5.5 P + \frac{1}{2} P (B_1 - 5.5) \right\} \cdot i = 41.50 \text{ t}$$

$$\text{等分布荷重 } p_1 = \left\{ 5.5 p + \frac{1}{2} p (B_1 - 5.5) \right\} \cdot i = 2.90 \text{ t/m}$$

逆対称荷重

$$\text{線 荷 重 } P_2 = P \cdot i = 5.77 \text{ t/m}$$

$$\text{等分布荷重 } p_2 = p \cdot i = 0.404 \text{ t/m}^2$$

断面変形荷重

$$\text{線 荷 重 } P_w = P_2 / 4 = 1.443 \text{ t/m}$$

$$\text{等分布荷重 } p_w = p_2 / 4 = 0.101 \text{ t/m}^2$$

5.4 対称荷重による主方向の断面力

着目断面は支間中央と中間支点上とする。

(1) 支間中央曲げモーメント

アングラーの数表より, M_d (死荷重), M_l (活荷重) を求める。

$$M_d = 0.0625 W_d \cdot L^2 = 1 \text{ 823 t} \cdot \text{m}$$

$$M_l = 0.2031 P_1 L + 0.0938 p_1 L^2 = 772 \text{ t} \cdot \text{m}$$

したがって,

$$M = M_d + M_l = 2 \text{ 595 t} \cdot \text{m}$$

(2) 中間支点曲げモーメント

$$M_d = -0.125 W_d L^2 = -3 \text{ 646 t} \cdot \text{m}$$

$$M_l = -0.096 P_1 L - 0.125 p_1 L^2 = -739 \text{ t} \cdot \text{m}$$

したがって,

$$M = M_d + M_l = -4 \text{ 385 t} \cdot \text{m}$$

5.5 断面変形の計算

軸方向断面力の影響線は平面骨組解析プログラムにより求めた。図-14, 15には支間中央および中間支点上の影響線算出結果を示す。

また、横方向の影響線の結果を図-16に示す。

(1) 支間中央曲げモーメント

影響線は図-14で示すように、着目する径間の影響が大部分であり、他径間の影響線部分は無視する。

(12) 式より,

$$M_{0,w} = 8.029 \times \int_0^{4.45} \eta \cdot p_w dx + 1.762 \times \int_0^{4.45} \eta \cdot P_w dx = 10.58 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$\eta = 1$ としたときの近似値は、(13) 式より,

$$M_{0,w} = (8.029 \cdot p_w + 1.762 \cdot P_w) \times 4.45 = 14.92 \text{ t} \cdot \text{m}$$

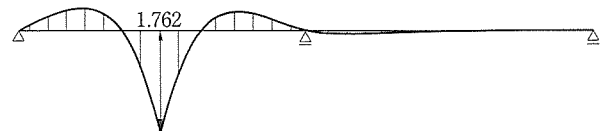


図-14 支間中央の軸方向影響線

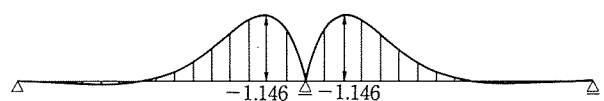


図-15 中間支点上の軸方向影響線

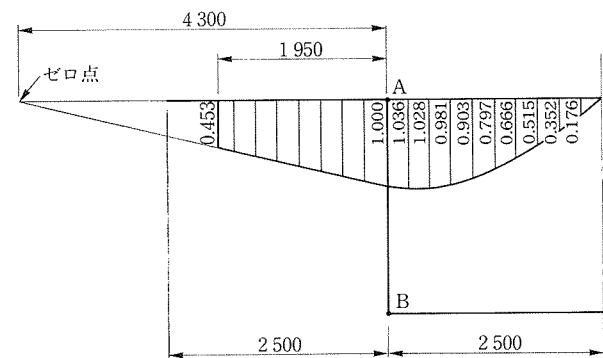


図-16 横方向影響線

となり、厳密に計算した場合よりも 40% 大きい値である。

(2) 中間支点上曲げモーメント

(12) 式より、

$$M_{0,w} = -13.24 \times \int_0^{4.45} \eta \cdot p_w dx - 1.146$$

$$\times \int_0^{4.45} \eta \cdot P_w dx = -13.902 \text{ t} \cdot \text{m}$$

5.6 軸方向応力度の計算

対称な死活荷重と断面変形により生ずる軸方向応力を計算する。

(1) 支間中央断面の応力 (σ_B : 対称荷重, σ_P : 断面変形荷重)

$$\sigma_B = \pm \frac{M}{I} \cdot y = \begin{matrix} 44.2 \text{ kg/cm}^2 \\ (-94.8) \end{matrix}$$

$$\sigma_P = \pm \frac{M_{0,w}}{I_{Si}} \cdot e = \begin{matrix} 0.6 \text{ kg/cm}^2 \\ (-2.7) \end{matrix}$$

() 内は下縁応力を示す。

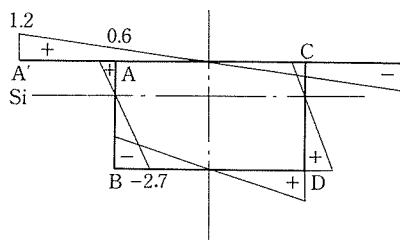
(2) 中間支点上断面の応力

$$\sigma_B = \mp \frac{M}{I} \cdot y = \begin{matrix} -74.7 \text{ kg/cm}^2 \\ (160.3) \end{matrix}$$

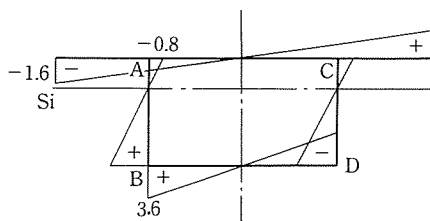
$$\sigma_P = \mp \frac{M_{0,w}}{I_{Si}} \cdot e = \begin{matrix} -0.8 \text{ kg/cm}^2 \\ (3.6) \end{matrix}$$

断面変形の応力分布は、図-17 に示すようになり、 σ_{Pmax} は σ_B の 2~3 パーセント程度である。

参考として、両スパンの中央に厚さ 30 cm の中間横桁を配置したときの主桁に生じる曲げ応力を計算し、その結果と前述の結果をまとめると表-1 のようになる。



(a) 支間中央断面 (kg/cm²)



(b) 中間支点上断面 (kg/cm²)

図-17 断面変形による軸方向応力分布

表-1 発生応力の比較 (kg/cm²)

	支間中央断面		中間支点上断面
	上縁		
死+活荷重	上縁	44.2	-74.7
	下縁	-94.8	160.3
断面変形荷重	上縁	±1.2	∓1.6
	下縁	∓2.7	±3.6
中間横桁自重	上縁	0.6	-0.8
	下縁	-1.3	1.6

(+圧縮, -引張)

6. ま と め

今回の結果をまとめると次のようになる。

- 1) 断面変形による断面力の低減を図るのであれば、中間横桁を 1 スパンあたり 1 箇所程度では効果がなく、さらに密に配置する必要がある。
- 2) 断面変形により生じる軸方向応力度は、きわめて小さく、死活荷重による曲げ応力度の数パーセントである。
- 3) 断面変形による応力レベルは、中間横桁自重による主桁曲げ応力レベルとほぼ同程度である。

今回の計算はわずか 1 例にすぎず、高橋脚を有する長大スパン橋などでは、さらに検討の余地があるものの、現在の設計基準に基づいた標準的断面の中スパン箱桁橋においては、中間横桁を配置することの優位性は少ないものと思われる。

中間横桁は、施工の煩雑さや工期の関係から主桁完成後に施工する例が多く、このためコンクリート打設条件がきわめて悪く、品質管理上問題が生じやすい部分である。

近年、労働者不足による現場作業の省力化が強く叫ばれるなかで、このような合理的な設計手法を導入することにより、施工の簡素化を図っていくことは今後必要となるであろう。

最後に本論の説明の中で文献 2) の図を引用させていただいたことに感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) A. Steinle: Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger, Beton- und Stahlbetonbau H 9/1970
- 2) Lippoth, W: Vorlesungsmanuskript Berechnungsverfahren für Massivbrücken, Universität Stuttgart
- 3) 平島, 白木: 任意四角形断面箱桁のせん断変形を考慮した断面変形理論, 土木学会論文報告集, 第 271 号, 1978 年 3 月
- 4) J. Schlaich: Betonhohlkastenbrücken, Structural Engineering Documents 1 d, 1982
- 5) D. Feder: Torsionsversuche an einem Kunstharzmodell eines Hohlkastenträgers, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 202, 1968

◇論文報告◇

- 6) C. Menn : Stahlbetonbrücken, Springer Verlag 1986
7) FCC 技術資料, No. 2, 1985 年
8) A. Krebs, H. Lindlar : Zur Profilverformung einzelliger Kastenträger, Beton-und Stahlbetonbau H 1/1988
9) 野田 : 川田技報, Vol. 2, 1982/Vol. 7, 1988
10) 臼木 : コンクリート 1 室箱桁橋の弾性解析法, 橋梁と基礎, 1984 年 7 月

【1990 年 7 月 2 日受付】

◀刊行物案内▶

第 28 回 研究 発表 会 講演 概要

体 裁 : B 5 判 130 頁

頒 布 価 格 : 3 000 円 (送料 350 円)

内 容 : (1) プレストレッシングストランドの 3% NaCl 環境における腐食疲労強度, (2) アフターボンド工法用 PC 鋼材について, (3) U 型断面をした PC 小梁の載荷実験, (4) 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した PRC はりの持続荷重下における曲げ性状, (5) 高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した型枠兼用プレキャスト板に関する実験的研究, (6) JIS PC 波形矢板の載荷実験, (7) 架設工法を考慮した PC 斜張橋の斜材張力及び主桁プレストレスの最適化, (8) PC 斜張橋の精度管理における斜材張力調整法に関する研究, (9) 目地を有する PC 部材のねじり強度, (10) 箱抜き部を有するプレキャスト PC 版の載荷試験, (11) PC-鋼合成構造の鋼桁の座屈による崩壊, (12) バージ用 PC スラブの集中面外荷重に対する強度, (13) 横方向 PC ケーブルと鋼板接着で補強された PC 橋の実橋載荷試験, (14) 実桁定着部のプレストレス導入時のひずみについて, (15) 15 年間の交通供用された PC 橋の撤去工事に伴う施工法の検討および材料強度試験—広島市・工兵橋—, (16) プレストレス導入における摩擦係数の再検討, (17) 呼子大橋 (PC 斜張橋) の風洞実験, (18) PC 斜版橋の設計について, (19) PC 斜版橋の構造解析モデルの検討, (20) 急曲線形 PC 下路桁の三次元解析, (21) 新素材による PC 橋—新宮橋の建設, (22) プレキャスト PC 床版を用いた鋼合成桁橋の設計と施工—大根田橋の床版打替え工事—, (23) 水面下にある中路式 PC 桁の設計と施工—水辺の散歩道 (新高橋連絡通路) 新設工事—, (24) 池間大橋の設計と施工 (プレキャストブロック工法長大橋), (25) 「合成アーチ巻き立て工法」による旭橋の設計と施工, (26) 布施田浦橋 (仮称) の設計と施工, (27) PC 吊床版橋の設計と施工, (28) 人工軽量骨材コンクリートを用いた PC 連続桁について—日豊本線・汐見川橋梁—, (29) 筒石川橋の施工, (30) ロアリング工法によるコンクリートアーチ橋の施工—内の倉橋—, (31) クレーン船の衝突によって損傷した PC 橋 (青海大橋) の復旧工事, (32) シンガポール MRT 202 工区上部工の施工, (33) PC 大型矢板の砂礫層での施工