

波形鋼板ウェブを有する鋼・コンクリート複合構造橋梁の変位と断面力の実用計算法

加藤久人¹・川畑篤敬²・西村宣男³

¹正会員 工学修士 日本鋼管(株)橋梁建設部大阪橋梁設計室 (〒562-0006 大阪市淀川区西三国 1-8-41)

²正会員 工学修士 日本鋼管(株)橋梁建設部開発技術室 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町 2-1)

³フェロー 工学博士 大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻教授 (〒565-0879 吹田市山田丘 2-1)

従来、深い渓谷を渡る手段として施工性、経済性に優れたPC箱桁橋が採用されてきた。この発展型として、より厳しい工費節減、省力化、工期短縮への要求に答えるべく、波形鋼板ウェブ橋の採用が盛んになってきた。波形ウェブ鋼板は支間方向の剛性が小さく、せん断変形の影響が強く現われるため、その挙動が複雑であることが既往の実験、FEM解析により確認されている。本論文ではせん断変形を考慮したはりの曲げ理論を拡張し、この様な性状を解明する簡便な拡張はり理論式を誘導するとともに、より合理的な実設計を行いたいという実務者からの要請に応えるために、パラメトリックに構造諸元を変化させ、一般化した実構造におけるせん断変形の影響度を明らかにする。

Key Words: composite structure, corrugated steel web, shear deformation, practical calculation

1. まえがき

近年、わが国における公共投資に対する削減要求は非常に厳しく、橋梁の建設分野においても、工費縮減、施工期間の短縮、容易な維持管理を達成すべく様々な新技術、新工法の採用が始まっている。従来、深い渓谷を渡る手段として施工性、経済性に優れた片持ち張出し架設工法によるPC箱桁橋が採用されてきた。しかし、これらのより厳しい社会的要求に答え、さらなる性能の改善をめざすべく、この形式の発展型として波形鋼板ウェブPC箱桁橋の採用が盛んになってきた。^{1)~3)}

本形式の特徴として以下の長所が考えられる。

- 1) 従来のPC箱桁橋の重量の約1/4をしめるウェブに軽量の鋼板を用いることにより上部工自重の軽減がなされ、下部工の省力化、耐震性の向上が実現できる。
- 2) ウェブ部のコンクリート施工が不要となるため現場作業の短期、省力化が可能となる。
- 3) ウェブに波形鋼板を用いた場合、波形鋼板は鉛直方向力には抵抗するが、いわゆるアコーディオン効果により橋軸方向力の剛性が極めて低く、床版を兼ねる上、下フランジへのプレストレス力導入が効率的に行える。

波形鋼板ウェブ橋はこのような長所を有する一方で、その力学性状の全てが解明されているわけではない。

文献⁴⁾ではフランスにおける波形ウェブPC橋の実施例を紹介するとともに波形ウェブを有するはりの特異な曲げ挙動を紹介している。文献⁵⁾では鋼板を箱桁断面内でボルト接合する継ぎ手を提案し、その耐力をせん断実験を通じて確認するとともに既往の簡易法による計算でせん断耐力を精度よく評価できることを確認している。文献⁶⁾では波形ウェブ単独ならびにPC床版との複合構造のモデルに対して曲げせん断試験を行うとともに、連成座屈モードでの座屈を考慮した強度算定式を提案し、計算値と実験結果の比較よりその妥当性を検証している。文献^{7),8)}でははりを複数の要素に分割し、マトリックス法を用いた構造解析を試みている。また文献⁹⁾では広範な短支間のせん断実験を行い、弾性域ならびに終局時におけるたわみ性状、ひずみ分布を追跡している。これらの文献では終局時の挙動追跡を行うと同時に、弾性域において波形鋼板ウェブ橋の鉛直荷重による曲げ変形が複雑であり、ウェブが支間方向の剛性を有さず、そのせん断変形の影響が強く現れることを実験結果ならびにFEM解析によって示している。本論文ではせん断変形を考慮したはりの曲げ理論を拡張し、この様な性状を解明する簡便な構造解析手法を紹介するとともに、より合理的な実設計を行いたいという実務者からの要請に応えるべく、実用計算法を示すことを目的とする。

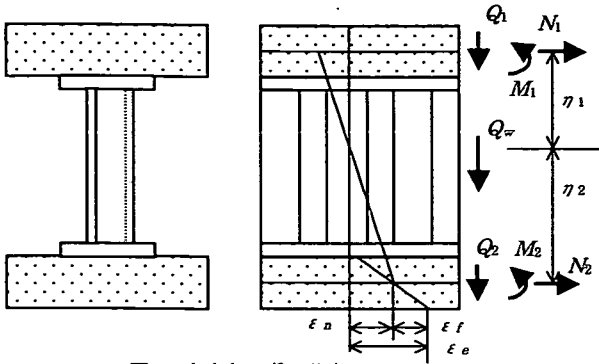
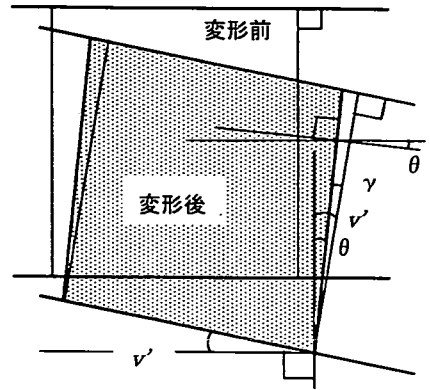


図-1 内力とひずみ分布



(a) ウェブ内変位場

2. 拡張はり理論式の誘導

(1) 内力の分布

図-1 に示すように上下コンクリート床版には軸力 N_1 , N_2 , せん断力 Q_1 , Q_2 , および曲げモーメント M_1 , M_2 , ウェブはせん断力 Q_w のみ分担するものとする。

断面全体の断面力 M_g , Q_g は次式で与えられる。

$$M_g = (M_1 + M_2) - N_1 \eta_1 + N_2 \eta_2 = M_f + M_n \quad (1)$$

ただし, $M_f = M_1 + M_2$, $M_n = -N_1 \eta_1 + N_2 \eta_2$

$$Q_g = Q_1 + Q_2 + Q_w = Q_n + Q_w \quad (2)$$

ここに, η_1 および η_2 は上下コンクリート床版 (鋼断面のフランジを含む) のみを考慮した断面の中立軸からそれぞれの図心までの距離を表し, それぞれの断面積 A_1 , A_2 と以下の関係を有する。

$$A_1 \eta_1 = A_2 \eta_2 \quad (3)$$

(2) 変位場

考慮する変位は鉛直変位 v , ウェブの水平軸周りの回転角 θ で, ウェブのせん断ひずみ γ との間に図-2(a) に示される以下の関係がある。

$$\gamma = v' - \theta \quad (4)$$

図-2 (b) の桁全体の变形場において上下コンクリート床版のそれぞれの図心を結ぶ直線の回転角 ϕ とウェブの回転角 θ の間には以下の関係がある。

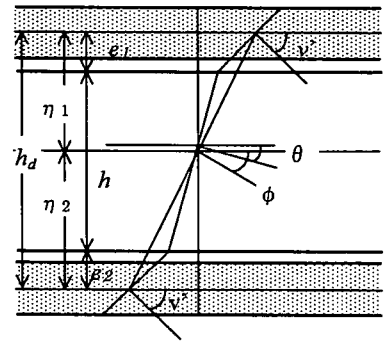
$$h_d \phi = (e_1 + e_2) v' + h \theta \quad (5)$$

式(4)を式(5)に代入すると

$$\begin{aligned} \phi &= (e_1 + e_2) v' / h_d + (h / h_d) (v' - \gamma) \\ &= v' - (h / h_d) \gamma \end{aligned} \quad (6)$$

フランジの軸方向変位は以下となる。

$$u_1 = \eta_1 \phi, \quad u_2 = \eta_2 \phi \quad (7)$$



(b) 桁全体変位場

図-2 変位場

(3) 内力と変位の関係

上下コンクリート床版に作用する軸力, 曲げモーメントおよびせん断力は

$$\begin{aligned} N_1 &= EA_1 \eta_1 \phi', & M_1 &= -EI_1 v'', & Q_1 &= -EI_1 v''' \\ N_2 &= -EA_2 \eta_2 \phi', & M_2 &= -EI_2 v'', & Q_2 &= -EI_2 v''' \end{aligned} \quad (8) \sim (9)$$

ここに, EA_i , EI_i は床版の鋼換算伸びおよび曲げ剛性, ウェブのせん断力はせん断剛性を GA_w として

$$Q_w = GA_w \gamma \quad (10)$$

これらの内力を合成して断面全体の断面力を変位表示すると

$$Q_g = Q_1 + Q_2 + Q_w = -EI_f v''' + GA_w \gamma \quad (11)$$

$$M_g = M_1 + M_2 - (N_1 \eta_1 - N_2 \eta_2)$$

$$= -EI_f v''' - E(A_1 \eta_1^2 + A_2 \eta_2^2) \phi'$$

$$= -EI_f v'' - EI_n \phi' \quad (12)$$

ここに、 $I_f = I_1 + I_2$, $I_n = A_1 \eta_1^2 + A_2 \eta_2^2$

$$I_g = I_f + I_n \quad (13)$$

式(11)を変形すると

$$\gamma = (EI_f / GA_w) v'' + Q_g / GA_w \quad (14)$$

式(14)を式(6)に代入すると以下の関係を得る。

$$\phi = v' - (h/h_d)(EI_f / GA_w) v'' - (h/h_d) Q_g / GA_w \quad (15)$$

さらに両辺微分して

$$\phi' = v'' - (h/h_d)(EI_f / GA_w) v''' - (h/h_d) Q_g' / GA_w \quad (16)$$

(4) つりあい条件

断面全体の断面力と外力のつりあいを考慮すると次式が与えられる。

$$M_g'' = -q \quad (17)$$

式(12)に式(16)を代入して、断面全体の曲げモーメント M_g をたわみ v の関数で表す。

$$M_g = -EI_g v'' + EI_n \frac{h}{h_d} \frac{EI_f}{GA_w} v''' + EI_n \frac{h}{h_d} \frac{1}{GA_w} Q_g' \quad (18)$$

断面全体のせん断力 Q_g を $Q_g = M_g'$ の関係から、たわみ v の関数で表す。

$$Q_g = -EI_g v''' + EI_n \frac{h}{h_d} \frac{EI_f}{GA_w} v'' + EI_n \frac{h}{h_d} \frac{1}{GA_w} Q_g'' \quad (19)$$

式(18)の両辺を2階微分し、式(17)に代入すると v に関する6階の微分方程式が与えられる。ただし、 $Q_g' = -q$, $Q_g'' = -q'$ の関係を用いる。

$$\begin{aligned} & v^{VI} - \frac{I_g}{I_n} \frac{h_d}{h} \frac{GA_w}{EI_f} EI_g v^{IV} \\ & = -\frac{1}{EI_n} \frac{h_d}{h} \frac{GA_w}{EI_f} q + \frac{1}{EI_f} q'' \end{aligned} \quad (20)$$

ここで、 $\alpha^2 = \frac{I_g}{I_n} \frac{h_d}{h} \frac{GA_w}{EI_f}$ とおくと

$$v^{VI} - \alpha^2 v^{IV} = -\frac{1}{EI_n} \frac{h_d}{h} \frac{GA_w}{EI_f} q + \frac{1}{EI_f} q'' \quad (22)$$

本式における力学パラメーターは上述の αL とフランジ断面と全体断面の断面二次モーメントの比 I_g/I_f である。この微分方程式の解は下記となる。

$$v = C_1 + C_2 x + C_3 x^2 + C_4 x^3 + C_5 \cosh(\alpha x) + C_6 \sinh(\alpha x) + C_0 x^4 \quad (23)$$

ここに、 $C_0 x^4$ は等分布荷重が作用する場合の特解、 $C_1 \sim C_6$ は境界条件から決定される定数である。

3. 拡張はり理論式の解

単純はりを対象として、これら定数の決定方法について解説する。

(1) 支間中央集中荷重

分布荷重 q は存在しないため、式(22)の右辺は0となり、従って $C_0 = 0$ となる。

$x=0$ にてたわみ v と桁全体のモーメント M_g とフランジに生じる軸力 N_1 が全て0となることより、 $C_1 = C_3 = C_5 = 0$ を得る。

さらに $x=L/2$ において桁のたわみ角 v' と上下フランジの図心を結ぶ直線の回転角 ϕ が0となる。また桁全体のせん断力 Q_g は $P/2$ となる。式(23)の1回微分、式(15)、式(19)においてこれら条件を考慮することにより、 C_2 , C_4 , C_6 を得る。

(2) 支点集中モーメント

中央集中荷重と同様に分布荷重 q は存在しないため、式(22)の右辺は0となり、従って $C_0 = 0$ となる。

$x=0$ において v と M_g と N_1 が全て0となるため、 $C_1 = C_3 = C_5 = 0$ を得る。

さらに $x=L$ において v は0であり、 M_g は作用モーメントに等しく M となる。また、 $x=L$ における作用モーメント M のうち床版によって負担されるモーメントを M_f とし、以下の関係で示される負担率 ρ を導入する。

$$M_f = M_1 + M_2 = -EI_f v'' = \rho M \quad (24)$$

式(23)の2回微分にてこの条件を考慮することにより、 C_2 , C_4 , C_6 を得る。

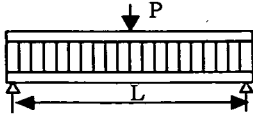

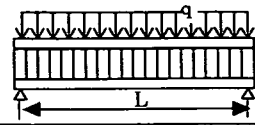
(3) 等分布荷重

$q'' = 0$ より式(22)の右辺は $(-\alpha^2/EI_g)q$ となり、式(22)に式(23)を6階および4階微分したものを代入することにより、 $C_0 = q/24EI_g$ を得る。

$x=0$ においてフランジに生じる軸力 N_1 , N_2 はともに0であり、式(8)と式(9)に式(16)を代入して $N_1 - N_2 = 0$ の関係を用いると C_3 が消去でき、 C_6 を求めることができる。再び N_1 の式に戻って C_5 を求めることができる。さらにたわみ v は0であり式(23)より C_1 を計算できる。

また、 $x=L/2$ においてはたわみ角 v' とウェブの回転角 θ が0であることを式(6)に用いると、せん断ひずみ γ が0となり、さらにせん断力 Q_g が0であることを式(11)に用い

表-1 代表的荷重状態に関する積分定数

	中央集中荷重	支点集中モーメント	分布荷重
			
C_0	0	0	$\frac{q}{24EI_g}$
C_1	0	0	$-\frac{q}{\alpha^4} \frac{I_n}{EI_g I_f}$
C_2	$\frac{P}{2EI_g} \left(\frac{L^2}{8} + \frac{I_n}{I_f \alpha^2} \right)$	$\frac{ML}{EI_g} \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{(\alpha L)^2} \frac{I_f - \rho I_g}{I_f} \right)$	$\frac{qL}{2\alpha^2} \frac{I_n}{EI_g I_f} + \frac{qL^3}{24EI_g}$
C_3	0	0	$-\frac{q}{2\alpha^2} \frac{I_n}{EI_g I_f}$
C_4	$-\frac{P}{12EI_g}$	$-\frac{M}{6LEI_g}$	$-\frac{qL}{12EI_g}$
C_5	0	0	$\frac{q}{\alpha^4} \frac{I_n}{EI_g I_f}$
C_6	$-\frac{PI_n}{2EI_g I_f \alpha^3 \cosh(\alpha L/2)}$	$\frac{M}{EI_g \alpha^2 \sinh(\alpha L)} \frac{I_f - \rho I_g}{I_f}$	$-\frac{q}{\alpha^4} \frac{I_n}{EI_g I_f} \frac{\sinh(\alpha L/2)}{\cosh(\alpha L/2)}$

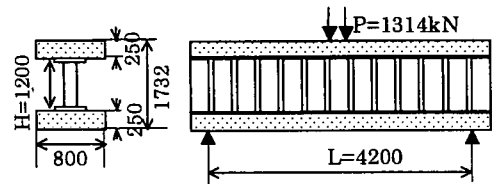
ρ は作用モーメント M のうち床版に負担されるモーメント M_f の分担率を表し、 $M_f = \rho M$ なる関係を有する

ると $v'''=0$ となる。式(19)において上記 $v'''=0$ と Q_g^* が 0 であることを考慮すると $v''=0$ を得、 C_5 が既知より C_6 が計算できる。再び $v''=0$ にもどり C_5 、 C_6 が既知より C_4 が求められ、最後に $v'=0$ の関係に戻ることより C_2 を計算することができる。

4. 実験結果との比較

拡張はり理論によって得られたひずみ分布とたわみを日本道路公団によって実施された文献⁹⁾による実験 FEM 解析の結果および初等はり理論による計算結果と比較する。初等はり理論ではウェブを無視したはりの全断面の図心に関するフランジのみの断面 2 次モーメントを用い、せん断変形を無視する。比較する供試体の形状寸法を図-3 に示す。

図-4 は $L/2$ 、 $L/4$ 点におけるフランジおよびウェブのひずみ分布であり、各点でのたわみを表-2 に示す。 $L/2$ 点にて拡張はり理論では、全モーメントを上下各床版の軸力によるモーメントと各床版内のモーメントで分担し、その比率は 73:27、一方、初等はり理論では 99:1 のため、ほとんど軸力で負担されることとなり、床版図心でのひずみは拡張はり理論の方が初等はり理論より若干小さくなる。



ウェブ厚:3.2 波高さ:60 上下フランジ: 250x16

図-3 供試体形状

表-2 供試体の鉛直たわみの比較

たわみ cm	L/2点	L/4点
実験	0.27	0.17
初等はり理論	0.02	0.01
拡張はり理論	0.29	0.17

P=1314kN

一方、実験値、FEM 結果に対して拡張はり理論はよい一致をみた。拡張はり理論では全断面の中立軸の高さに荷重が作用し、かつ支持点も同じ高さにあるため分布形状は上下対称となるが、実験では荷重点は上フランジ高さ、支持点は下フランジ高さとなるため、上下非対称の分布となり $L/4$ 点ではその傾向がより強く現れている。¹¹⁾

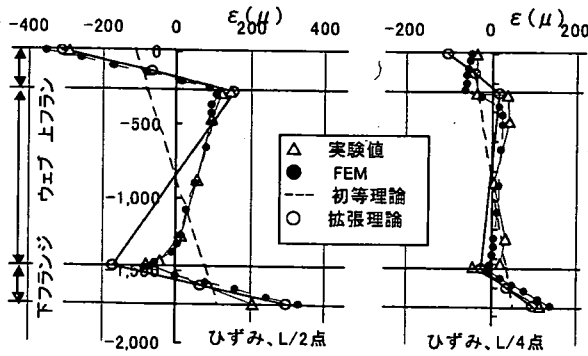


図-4 供試体ひずみ分布

なお、ウェブの板厚については文献⁹⁾に示される波形鋼板の連続板としての波に沿った実長の影響を考慮した換算板厚によって計算した。

$$GA = Ghtr$$

ここに、 GA はせん断剛性、 G は波形鋼板のせん断弾性係数、 h は波形鋼板ウェブ高さ、 t は波形鋼板の実板厚、 r は形状係数($=L/\Sigma l_1$ 、 L は波形鋼板の水平長さ、 Σl_1 は波形鋼板の板に沿った実長を示す)。

供試体の波の高さは 60mm であり、実板厚は 3.2mm であるが、換算の結果は $tr=2.9$ mm となる。しかし、拡張はり理論の計算結果では、換算の有無によって結果に大きな差異は現れず、波板の波形状による影響は顕著ではないことが確認された。

たわみは拡張はり理論の場合、初等はり理論の約 10 倍となった。この原因としては以下が考えられる。拡張はり理論によるひずみ分布は初等はり理論のひずみ分布にさらに上下各々のフランジに単独に付加モーメントが作用した場合のひずみを加えた分布に近い状況になっており、その状況は特に集中荷重の作用点直下で顕著である。各フランジ上下縁における付加モーメントによるひずみは初等はり理論のひずみに比べて 3 倍程度大きく、各フランジが単独に曲げを受ける傾向が強くその結果たわみが大きくなると考えられる。

1. で述べた通り、拡張はり理論では、はりに生じるせん断力は上下のコンクリートフランジの曲げに伴うせん断力と波形ウェブのせん断変形によるせん断力によって分担される。図-5 に拡張はり理論による、支間方向せん断力の分担率の変化状況を示す。集中荷重時には、荷重点直下では全てのせん断力が上下フランジで分担されるが、支点では大部分ウェブで分担されることが判る。実験の報告書では同時に実施された 3 次元 FEM 解析の結果も報告されており、これらの結果を図中にプロットで示す。3 次元 FEM 解析で得られた分担率の傾向が、拡張はり理論で適切に評価されている。

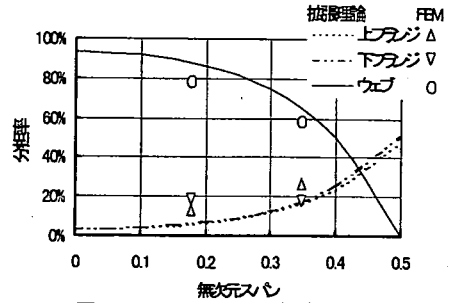


図-5 せん断力の分担率

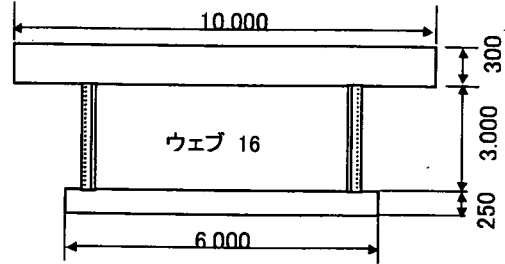


図-6 実構造断面

5. 実構造における断面力、曲げひずみ

図-6 に示す、断面形状を実構造における代表断面とし、拡張はり理論から求められる発生断面力、曲げひずみの支間方向の分布を求め、その特性を容易に把握できるよう、初等はり理論から求められる計算値との比較を行う。

計算にあたり、ウェブの間隔、上下の床版については一定形状とし、道示 8.3.4¹⁰⁾に示される床版の有効幅については支間が 30m を越える一般橋梁では影響が少なく、簡単のため全幅有効とした。

(1) モーメントの倍率

図-7 に支間を 10, 20, 30m に変化させた場合、中央集中時および分布荷重満載時の桁全断面に生じるモーメントのうち床版で負担されるモーメント $M_f = (M_1 + M_2)$ の初等はり理論による支間中央モーメント M_{60} に対する倍率 M_f / M_{60} を示す。なお、 M_{60} については拡張はり理論でも初等はり理論でも等しい。また、拡張はり理論では M_f によって生じるフランジの応力が最も特徴であるため、これに着目する。

集中荷重の場合、載荷点直下で倍率が急増し、その傾向は支間が短くなるほど強く現れる。一方、分布荷重の場合は集中荷重の場合と異なり倍率の急増は見られないが、支間を除き支間全長にわたって M_f が生じ、支間が短いほど倍率が大きくなる傾向が強いのは集中荷重の場合と同じである。

(2) ひずみの倍率

次にこれらのモーメントによって生じる曲げひずみのうち床版で負担されるモーメントによるひずみを ϵ_f 、床版の軸力として負担されるひずみを ϵ_n 、その合計を ϵ_e 、とし(図-1 参照)、初等はり理論による支間中央のひずみ ϵ_{go} に対する倍率 $((\epsilon_f + \epsilon_n) / \epsilon_{go})$ を図-8~10 に示す。また初等はり理論によるひずみ分布を図-8 に付記する。支間 L 、桁高 h 、波板ウェブの板厚 t_w をパラメータとし、それぞれ図-8 は支間を 10, 20, 30m に変化させた場合、図-9 は桁高を 2, 3, 4m に、図-10 はウェブ厚を 16, 20, 24mm とした場合で、左側に集中荷重時、右側に分布荷重満載時を示す。

集中荷重、支間 10m の場合、支間中央において拡張はり理論によるひずみは初等はり理論によるひずみの約 4 倍となる。この倍率は支間の増加に伴い減少し、支間 30m では約 2 倍となる。これらの倍率は支間中央に集中するもので、支点側では初等はり理論のひずみに一致する。分布荷重の場合は、支間中央のみならず

全支間に渡って初等はり理論によるひずみを上回るひずみが存在する。支間 10m の時、支間中央で倍率が 1.4 倍程度となり、この倍率は支間が 30m の時約 1.05 倍に減少する。桁高の変化に対する倍率の変化は小さいが桁高が高いほど若干倍率が大きくなる。ウェブの板厚変化に対して、集中荷重の場合、倍率の変化はほとんど無いのに対して、分布荷重の場合は板厚の増加に伴い、倍率は 10 ~ 15% 程度減少する。

以上を総括すると、集中荷重の場合は荷重載荷点近傍で床版単独の荷重負担が支点部に比べて高く、かつその傾向は支間が短いほど顕著である。分布荷重の場合、集中荷重ほど明確ではないが、支間全長に渡ってその傾向が現れた。支間が一定の場合、桁高さあるいはウェブ板厚の変化に対する倍率変化の影響は小さい。さらに、これらの現象は荷重が集中する連続桁の中間支点あるいは斜張橋のケーブル定着点に生じることが予想され、設計において考慮されるべきことを示唆するものである。

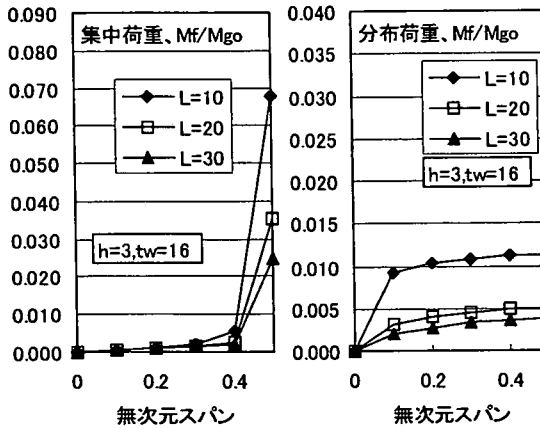


図-7 M_f/M_{go} に対する支間の影響

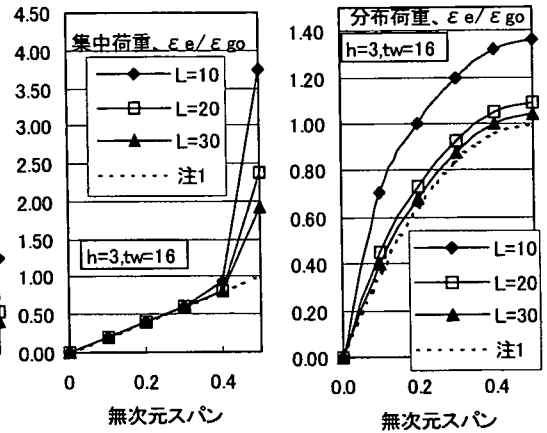


図-8 ϵ_e/ϵ_{go} に対する支間の影響

注1 初等はり理論

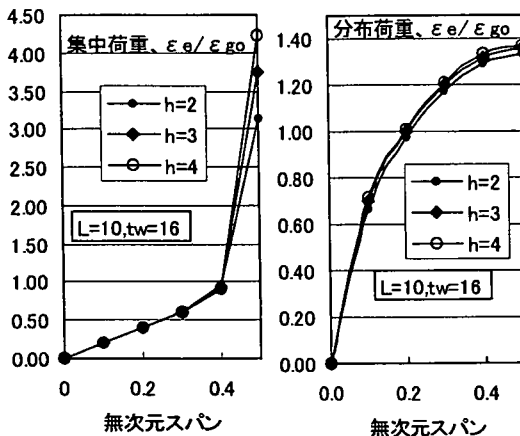


図-9 ϵ_e/ϵ_{go} に対する桁高の影響

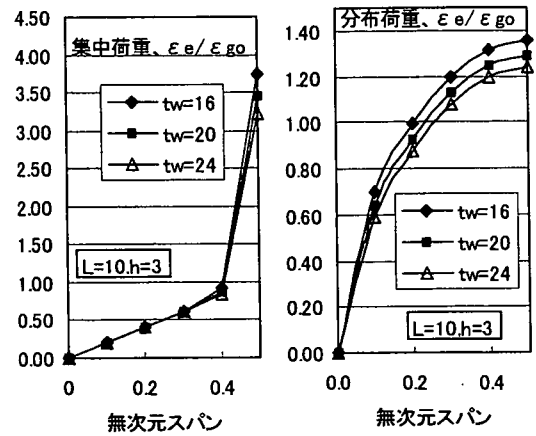


図-10 ϵ_e/ϵ_{go} に対する板厚の影響

6. 一般構造に対するパラメトリック計算

5. では、鉛直荷重下の波形鋼板ウェブを有する実構造は、初等はり理論だけでは説明できない挙動を示し、代表的な断面について、その特性を支間方向に対して調べた。その結果、集中荷重時には支間中央、また分布荷重時にも支間中央が最大であるが、概ね全支間に渡って、初等はり理論より大きな、たわみ、ひずみが生じることが示された。

本章ではこれをさらに進め、表・3 に示す種々の支間、ウェブ高さ、ウェブ板厚の組み合わせについて拡張はり理論式の計算を行い、より一般化した特性を示す。初等はり理論との差が大きい、集中荷重時、分布荷重時の支間中央でのたわみ、ひずみを調査対象とし、初等はり理論の解との倍率で示す。この時、文献 10 に示されるせん断パラメータ $\lambda = EI_g / (L^2 GA_w)$ を用い、結果を整理した。

なお、一般鋼桁橋では通常 λ 0.002~0.02 の範囲にある。

たわみについては拡張はり理論によるものを v_o 、初等はり理論によるものを v_{go} とし、その倍率で示した。また、床版外縁のひずみについて、拡張はり理論によるものを下記の近似式から求め、初等はり理論によるひずみとの倍率を求めた。

$$\varepsilon_o = (M_h / EI_h) \cdot \eta_1 + (M_i / EI_d) \cdot (h - e_i)$$

$$\varepsilon_{go} = M_g / EI_g \cdot d_b$$

$$I_f \ll I_g \text{ より}$$

$$\varepsilon_o / \varepsilon_{go}$$

$$\approx \eta_1 / d_b + (M_i / M_g) \cdot (I_g / I_d) \cdot ((h - e_i) / d_b)$$

ここに、 h は床版厚、 d_b は全体断面の図心から床版外縁までの距離を示し、その他の記号は図・2 による。

各図内には λ と各倍率の概略関係がイメージできるよう、最小二乗近似による指数関数曲線を付記した。 R は相関係数である。

表-3 パラメーター解析結果

支間 m	高さ cm	ウェブ cm	η_1 cm	l_g m ⁴	λ	集中荷重時		分布荷重時	
						ve cm	Mf kN·m	ve cm	Mf kN·m
10	200	1.60	75.8	0.3719	0.3013	0.1039	205.0	0.5806	220.7
10	300	1.60	109.2	0.7683	0.4150	0.0677	166.6	0.3711	138.9
10	300	2.00	109.2	0.7683	0.3320	0.0570	149.7	0.3134	118.0
10	300	2.40	109.2	0.7683	0.2766	0.0499	137.3	0.2748	104.1
10	400	1.60	142.5	1.3076	0.5297	0.0500	144.0	0.2708	100.4
20	300	1.60	109.2	0.7683	0.1037	0.2166	173.4	2.4602	242.5
30	300	1.60	109.2	0.7683	0.0461	0.5205	180.3	9.1702	415.1
50	200	1.60	75.8	0.3719	0.0121	3.7473	261.8	114.6854	1,932.6
50	300	1.60	109.2	0.7683	0.0166	1.9031	194.0	57.7592	967.5
50	300	2.00	109.2	0.7683	0.0133	1.8456	177.1	56.2958	946.6
50	300	2.40	109.2	0.7683	0.0111	1.8072	164.7	55.3202	932.7
50	400	1.60	142.5	1.3076	0.0212	1.1707	160.1	35.2573	587.3

$$P=980\text{kN} \quad p=9.8\text{kN/cm} \quad E=20,600\text{ kN/cm}^2 \quad G=7,850\text{ kN/cm}^2 \quad I_f=0.00217\text{ m}^4$$

$$\lambda = EI_g / (L^2 GA_w) \text{ 全て2面ウェブのうちの1面分を示す。}$$

$$ve: \text{拡張はり理論によるたわみ} \quad Mf: \text{上下床版に生じるモーメント}$$

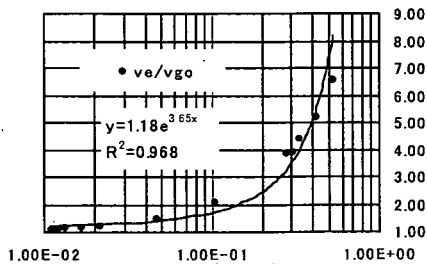


図-11 集中荷重時たわみ倍率

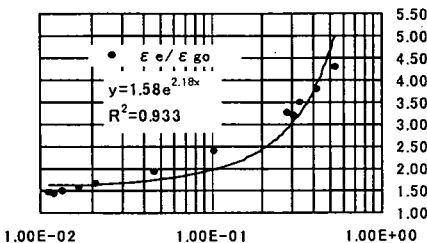


図-12 集中荷重時ひずみ倍率

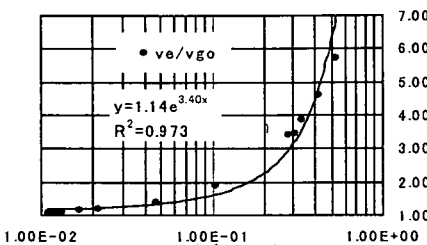


図-13 分布荷重時たわみ倍率

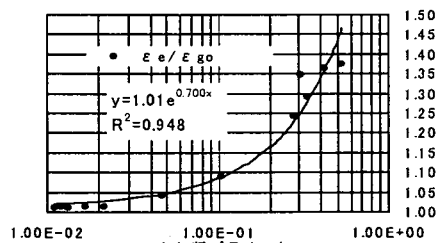


図-14 分布荷重時ひずみ倍率

たわみについては集中荷重時、分布荷重時いずれも λ の減少とともに初等はり理論の値に近づき、0.02 以下では拡張はり理論式の増分は 10%程度となった。ひずみについても λ の減少とともに初等はり理論の値に近づくが、集中荷重時では λ が 0.01 以下でも約 1.5 倍となった。ただし、5. で示した通り、集中荷重時のひずみの増分は支間中央に限られる。また、分布荷重時についても同様の傾向が見られたがこの場合、 λ が 0.05 以下では増分が 5% 以下となり影響が非常に少なくなることが判った。

これらの検討は単純はりを対象としたが、波形鋼板ウェブ PC 橋の実構造は連続桁が多く、最近斜張橋への適用も提案されている。これらの構造に対しては表-1 支点集中モーメントの係数を用い、支持点上での連続性を保たせることによって解析を行うことが可能である。

7. まとめ

初等はり理論では部材軸に直交する1断面につき1つのモーメントを扱うのに対して、拡張はり理論ではフランジの曲げで負担されるモーメント M_f とフランジの軸力として負担されるモーメント M_a の2つを扱う。1断面においてフランジとウェブの境界点は接合されており、等しい変位となるが、ウェブのアーコーディオン効果のために初等はり理論で用いる平面保持の仮定は成り立たない。これらの条件を考慮し、変形と断面力の関係を整理すると全断面に作用するモーメント M_g とたわみ v に関する微分方程式が得られ、適切な境界条件の下にこの微分方程式を解くと、上述の M_f, M_a が算出できる。以下に誘導した拡張はり理論式によって明らかにされた波形ウェブを有するはりの特性をまとめる。

- 1) 拡張はり理論式の計算結果は道路公団により実施された実験のたわみ、ひずみあるいはFEMの結果とよい一致をみた。
- 2) 支間長が短いはりでは M_g の中に占める M_f の比率が大きくなり、上下のフランジが各々単独に曲げを受ける特性が強くなる。
- 3) 2)の特性は集中荷重時には荷重点直下で大きく現れ、分布荷重時には概ね全径間に渡って現れる。
- 4) 2)の特性は支間が短いほど大きく現れ、その傾向はせん断パラメーターを用いて整理できる。
- 5) これらの特性は波形ウェブを有する桁の実験ならびに設計において、特に等価支間長が30m以下の場合に考慮されるべきである。

参考文献

- 1) 田川健吾, 岡本晴仁, 中田公夫: コルゲートウェブガーダーの

研究, 日本鋼管技報, Vol.71, pp.25-33, 1976.10.

- 2) Jacques Combault: The Maupre Viaduct Near Charolles, France, Proc. of AISC Engineering Conference, Miami Beach, 12-1~22, 1988.6.
- 3) 水口和之, 芦塚憲一郎, 古田公夫, 大浦隆, 滝 憲司, 加藤卓也: 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, pp.2-10, 1998.
- 4) Combault J., J. D. Lebon, G. Pei: Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, FIP Symposium Kyoto, 1993.10.
- 5) 上平謙二, 柳下文夫, 姥名貴之, 園田恵一郎: ウェブに波形鋼板を有するPC箱桁橋の鋼板の継手方法に関する研究, コンクリート工学論文集, 第9巻, 第2号, pp.9~17, 1998.7.
- 6) 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治: 波形鋼板をウェブに用いた複合プレストレスコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第8巻, 第1号, pp.27~41, 1997.
- 7) 谷口望, 依田照彦: 波形鋼板ウェブを持つ合成桁の簡易曲げ解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.107-120, 1997.10.
- 8) 白水晃生, 佐野泰和, 尾下里治: 一定せん断流パネルを用いた波形鋼板ウェブ合成橋の解析法に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 46A, 2000.3.
- 9) 高速道路技術センター: 波形鋼板ウェブを有する鋼コンクリート複合構造橋梁の長支間化に伴う技術検討, 報告書, 2001.3.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II, p.253, 1996.12.
- 11) Roark R. J.: Formulas for Stress and Strain, 4th edition, MacGraw-Hill, p.432, 1965.
- 12) 日本鋼構造協会: 構造物の立体挙動と設計法, p.17~23, 1994.

(2001. 8. 22 受付)

PRACTICAL CALCULATION FORMULA ON DISPLACEMENTS AND STRESS RESULTANTS OF STEEL-CONCRETE MIXED GIRDERS WITH CORRUGATED STEEL WEB

Hisato KATO, Atsunori KAWABATA and Nobuo NISHIMURA

To cross deep valley PC box girders have been adopted. Recently, a developed form of the girders with corrugated web begins to be used to satisfy the severe request of the reduction for the cost and time during construction. However, the corrugated web does not possess rigidity along the span axis, and influence due to shear deformation strongly appears under bending. This report introduces an elastic equation extending beam-bending theory considering shear deformation. To respond to the demand from bridge engineers who require rational design method, a series of analyses varying structural dimensions were achieved and the effect of the shear deformation is investigated for the actual structure.