

波形鋼板ウェブPC箱桁橋のねじり挙動と隔壁間隔の関係について

上平 謙二*1・新谷 英司*2・蛭名 貴之*3・園田 恵一郎*4

1. まえがき

ウェブに波形鋼板を用いたPC箱桁橋は、波形鋼板のアーコーディオン効果により、上下コンクリート床版へのプレストレスの導入が効果的に行え、また、中規模径間の連続桁橋では一般的なPC箱桁橋に比べ自重を25%程度軽減できるなど、合理的な複合PC橋梁としての位置を確立しつつある^{1), 2), 5)}。

本橋梁のオリジナルは欧州において生まれたものであるが、わが国においても注目され、すでに3橋建設されており、その力学的特性についての種々な研究成果も発表されている^{3)~10), 13)~15)}。

本橋梁の断面は、上下のコンクリート床版と波形鋼板ウェブから構成されているが、その曲げ特性については、上下のコンクリート床版のみで抵抗する曲げ部材として、いわゆる平面保持の仮定に基づく通常の梁理論で十分に評価できると言われている。一方、ねじりおよびせん断変形特性については、筆者らが、波形鋼板のせん断変形挙動を考慮した実用的な設計式を提案している¹⁵⁾。しかしながら、波形鋼板ウェブPC箱桁断面の断面変形の影響に関する知見は少なく、その断面変形が箱桁断面の挙動にどのように影響するかを解明することが重要であると考えられる。そこで、波形鋼板の剛性がコンクリート部材に比較して小さく、波形鋼板ウェブPC箱桁断面の変形挙動に悪影響を及ぼす断面変形を抑制する方法を検討してみる。この一つの試みとして、箱桁断面の断面変形を抑制するための隔壁間隔を検討する。

本検討では、波形鋼板ウェブPC箱桁断面のねじり挙動に着目し、剛な隔壁間で囲まれた一部材に対して3次元有限要素(以下、FEMという)解析モデルをシェルモデルを用いて構築している。すなわち、本モデルでは、上下コンクリート床版の厚みは要素の曲げ剛性と膜剛性によって考慮されており、波形鋼板は波の形状に要素分割を用いている¹⁵⁾。

解析モデルは、すでに実績をもつ橋梁より推定される適用範囲内での床版寸法ならびに波形鋼板寸法から設定し、ねじりせん断変形に敏感な影響を与える箱桁の断面形状や隔壁間隔を変えたときのねじり変形特性を調べ、得られた結果を設計のための参考資料としてまとめている。

2. 解析モデル

2.1 解析対象構造

解析の対象とした構造モデルは図-1に示すように、剛な

隔壁間で囲まれた一部材を片持ち張出し構造としたものである。張出し長さは、ねじり変形に伴う波形鋼板ウェブPC箱桁断面の断面変形の影響を把握するため、隔壁間隔、すなわち、張出し長さを変えている。また、箱桁断面形状は、図-2に示すように一般的なPC箱桁断面を想定して、上床版幅を10m、下床版幅を6mとし、床版中心高さについては、波形鋼板のねじり変形の影響を考慮するため、2m、4mおよび6mと変化させた。また、部材厚として上床版厚を30cm、下床版厚を25cm、そして波形鋼板厚を10mmとした^{9), 14), 15)}。

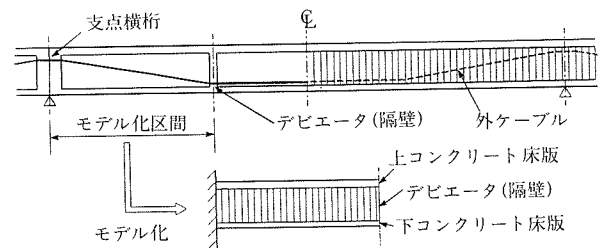


図-1 解析構造系のモデル化

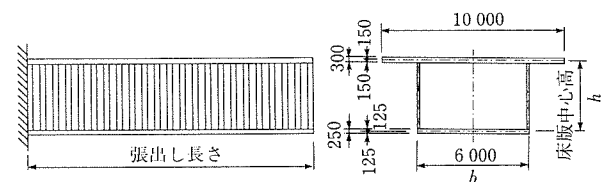


図-2 解析対象構造

2.2 解析モデル

解析モデルは図-3に示すように、上下のコンクリート床版および波形鋼板をシェルモデルとした3次元FEM解析モデルとした。すなわち、本モデルでは、上下コンクリート床版の厚みは要素の曲げ剛性と膜剛性によって考慮されており、波形鋼板については、その形状および応力の伝達機構を明確にするため、波形を忠実にモデル化し要素分割した。また、片持ち先端部には剛性の高い隔壁を設け、箱桁断面の断面変形を抑制している。要素分割に際しては、事前解析を実施し、本検討目的に合った解析精度が得られる分割数を決定し、X方向には波形鋼板の波の形状に合わせて分割し、Y方向には14分割およびZ方向には6分割した。

また、波形鋼板の波の形状については、既往の実橋調査から、波形鋼板の水平長と実長の比(形状係数という)を図-4に示すが、その比は、ほぼ0.90から0.95の間に入っている

*1 Kenji UEHIRA: ドービー建設工業(株) 技術センター 副センター長

*2 Eiji SHINTANI: ドービー建設工業(株) 技術センター 研究員

*3 Takayuki EBINA: ドービー建設工業(株) 技術センター 研究員

*4 Keiichiro SONODA: 大阪市立大学 工学部土木工学科 教授

2), 5), 10)。本解析では、その形状係数の平均的な値を用いることとし、その形状を図-5に示すように、 $\gamma = 0.933$ の形状とした。解析モデルの各部材の材料特性を表-1に示す。

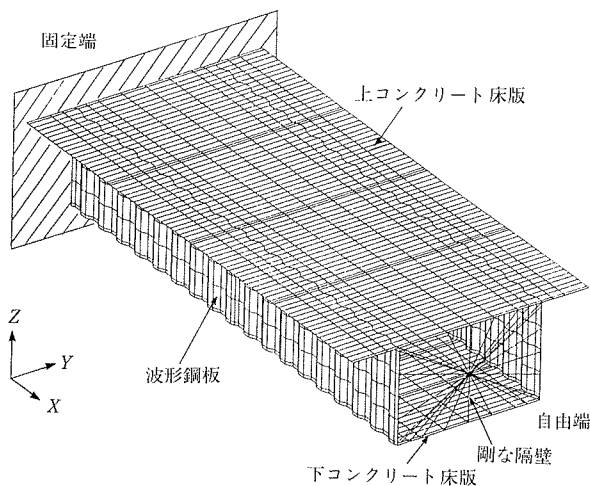


図-3 FEM解析モデルと要素分割

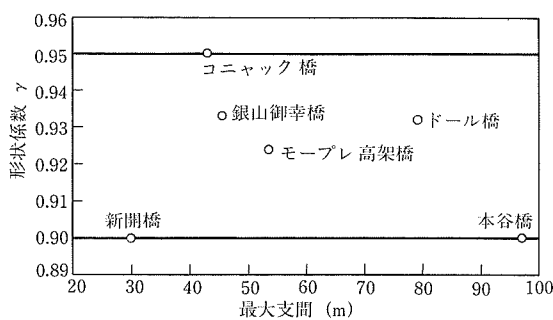
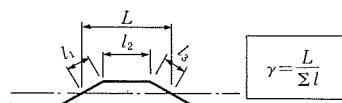


図-4 実施例での形状係数 γ 値

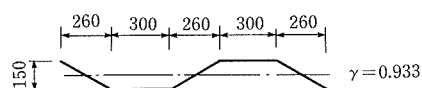


図-5 波形鋼板形状

表-1 材料の特性

使用材料	ヤング係数(N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	3.04×10^4	0.167
波形鋼板	2.06×10^5	0.300

3. 解析の種類

解析ケースを表-2, 表-3に示し、荷重の載荷方法を図-6に示す。

ねじり変形に伴う波形鋼板ウェブPC箱桁断面の断面変形に与える影響については、2つの方法で検討した。解析ケースTYPE-1としては、各桁高の解析モデルに対し、隔壁間隔の相異に伴う張出し先端のねじり変形量の関係を把握することとし、解析ケースTYPE-2としては、解析モデルの張出し長さを一定にした場合の、隔壁間隔の相異に伴うコ

表-2 解析ケースTYPE-1

解析ケース	床版中心高	隔壁間隔	荷重の種類	荷重強度
CASE-1A01	2.0 m	5 m	先端集中トルク	$T=2\,942 \text{ kN}\cdot\text{m}$
CASE-1A02	〃	10 m	〃	〃
CASE-1A03	〃	15 m	〃	〃
CASE-1A04	〃	20 m	〃	〃
CASE-1A05	〃	25 m	〃	〃
CASE-1A06	〃	30 m	〃	〃
CASE-1A07	〃	35 m	〃	〃
CASE-1A08	〃	40 m	〃	〃
CASE-1A09	〃	45 m	〃	〃
CASE-1A10	〃	50 m	〃	〃
CASE-2A01	4.0 m	5 m	〃	$T=5\,884 \text{ kN}\cdot\text{m}$
CASE-2A02	〃	10 m	〃	〃
CASE-2A03	〃	15 m	〃	〃
CASE-2A04	〃	20 m	〃	〃
CASE-2A05	〃	25 m	〃	〃
CASE-2A06	〃	30 m	〃	〃
CASE-2A07	〃	35 m	〃	〃
CASE-2A08	〃	40 m	〃	〃
CASE-2A09	〃	45 m	〃	〃
CASE-2A10	〃	50 m	〃	〃
CASE-3A01	6.0 m	5 m	〃	$T=8\,826 \text{ kN}\cdot\text{m}$
CASE-3A02	〃	10 m	〃	〃
CASE-3A03	〃	15 m	〃	〃
CASE-3A04	〃	20 m	〃	〃
CASE-3A05	〃	25 m	〃	〃
CASE-3A06	〃	30 m	〃	〃
CASE-3A07	〃	35 m	〃	〃
CASE-3A08	〃	40 m	〃	〃
CASE-3A09	〃	45 m	〃	〃
CASE-3A10	〃	50 m	〃	〃

表-3 解析ケースTYPE-2

解析ケース	床版中心高	隔壁間隔	荷重の種類	荷重強度
CASE-1B1	2.0 m	8.3 m	先端集中トルク	$T=2\,942 \text{ kN}\cdot\text{m}$
CASE-1B2	〃	10.0 m	〃	〃
CASE-1B3	〃	12.5 m	〃	〃
CASE-1B4	〃	16.6 m	〃	〃
CASE-1B5	〃	25.0 m	〃	〃
CASE-1B6	〃	50.0 m	〃	〃
CASE-2B1	4.0 m	8.3 m	〃	$T=5\,884 \text{ kN}\cdot\text{m}$
CASE-2B2	〃	10.0 m	〃	〃
CASE-2B3	〃	12.5 m	〃	〃
CASE-2B4	〃	16.6 m	〃	〃
CASE-2B5	〃	25.0 m	〃	〃
CASE-2B6	〃	50.0 m	〃	〃
CASE-3B1	6.0 m	8.3 m	〃	$T=8\,826 \text{ kN}\cdot\text{m}$
CASE-3B2	〃	10.0 m	〃	〃
CASE-3B3	〃	12.5 m	〃	〃
CASE-3B4	〃	16.6 m	〃	〃
CASE-3B5	〃	25.0 m	〃	〃
CASE-3B6	〃	50.0 m	〃	〃

ンクリート床版のそり応力とねじり角の関係を把握することとした。この場合のそり応力については、そり応力が卓越する解析モデル固定端(張出し付け根部)の張出し床版の先端に着目し、また、ねじり角については、解析モデルの張出し先端部に着目した。表-2に解析ケースTYPE-1を示

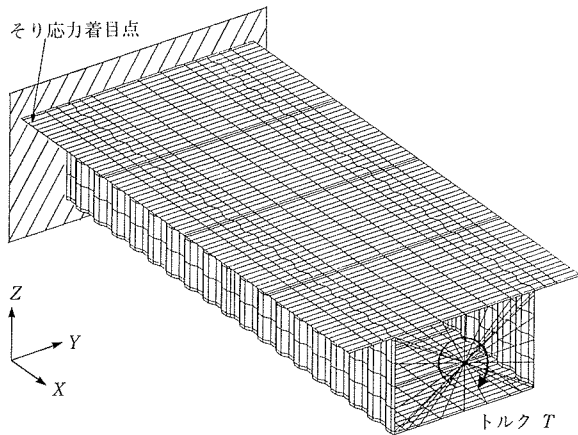


図-6 荷重方法とそり応力の着目点

すが、各桁高に対し、解析モデルの最大張出し長さを50mとし、隔壁間隔を5m, 10m, 15m, 20m, 25m, 30m, 35m, 40m, 45m, および50mの各10ケースとし、合計30ケースとした。また、表-3に解析ケースTYPE-2を示すが、前者と同様、各桁高に対し、解析モデルの最大張出し長さを50mと固定し、張出し付け根と50m先端の間の隔壁間を1分割(中間隔壁0枚)、2分割(中間隔壁1枚)、3分割(中間隔壁2枚)、4分割(中間隔壁3枚)、5分割(中間隔壁4枚)および6分割(中間隔壁5枚)の各6ケースとし、合計18ケースとした。

これらの各解析ケースのねじり荷重方法については、片持ち先端の剛な隔壁を回転させることによって与えた。このねじりモーメントの荷重強度については、波形鋼板ウェブPC箱桁断面に関する筆者らのねじりせん断応力度の提案式を用い、上下のコンクリート床版のねじりせん断応力度が設計荷重作用時の許容応力度以下($\sigma_{ck}=39.2\text{N/mm}^2$ で $\tau_a=0.54\text{N/mm}^2$ 程度以下)となるように設定したものである(11), 15)。

4. ねじり変形に伴う隔壁間隔の評価

4.1 隔壁間隔とねじり角の関係

図-7に、床版中心高2m, 4mおよび6mのそれぞれのFEM解析結果における隔壁間隔とねじり角の関係を示す。

それぞれの図中の実線は、筆者らによる波形鋼板ウェブPC箱桁のねじり定数の提案式¹⁵⁾である式(1)と、式(2)のねじりモーメントとねじり角の関係式¹²⁾を用いて表した理論値であり、その線の上下にある破線は、上記理論値に±5%の誤差をもたせた線である。また○印は、解析値を示す。ここで、隔壁間隔5m位置での解析結果は、解析モデルの張出し長さが5mで、張出し先端に剛な隔壁を設けた場合の張出し先端のねじり角を示すものであり、また、隔壁間隔10m位置での解析結果は、解析モデルの張出し長さが10mで、張出し先端に剛な隔壁を設けた場合の張出し先端のねじり角を示すものである。以下、張出し長さが15mから50mの解析結果も、すべて同様な解析方法に基づくものである。なお、この場合のねじり角は、解析モデルの張出し先端の剛な隔壁位置での上床版と下床版のねじり変形角の平均値として示している。

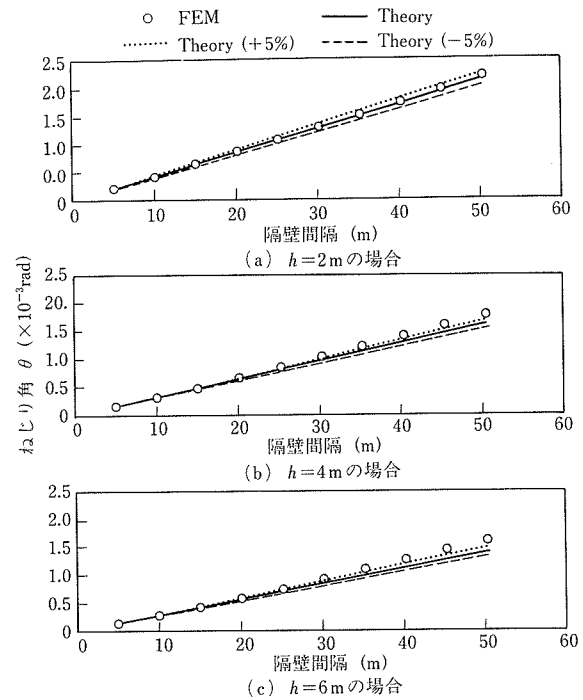


図-7 隔壁間隔とねじり角θの関係

$$J_t = \frac{4A_m^2}{\frac{h}{n_s t_1 (1+\alpha)} + \frac{b}{t_2 (1-\alpha)} + \frac{h}{n_s t_3 (1+\alpha)} + \frac{b}{t_4 (1-\alpha)}} \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

- ここに、 J_t : ねじり定数
- A_m : ボックス断面積(= $b \cdot h$)
- b : ウェブ中心幅
- h : コンクリート床版中心高
- n_s : せん断弾性係数比(= G_s/G_c)
- G_s : 鋼のせん断弾性係数
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数
- t_1, t_3 : 波形鋼板ウェブ厚
- t_2, t_4 : 上下コンクリート床版厚
- α : 修正係数(= $0.4 \frac{h}{b} - 0.06 \geq 0$)

$$M_t = GJ_t \Theta \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

- ここに、 M_t : ねじりモーメント
- G : コンクリートのせん断弾性係数
- J_t : ねじり定数
- Θ : ねじり率

これらの図から分かるように、床版中心高2mの波形鋼板の高さの小さい箱桁断面については、波形鋼板のねじり変形挙動に及ぼす影響は小さく、桁高に対し、隔壁間隔が大きくなっても、理論値に対する±5%の範囲に入っており、純ねじり挙動から大きく逸脱することはないと考えられる。しかしながら、床版中心高4mの波形鋼板の高さの箱桁断面については、波形鋼板のねじり変形挙動に及ぼす影響は大きくなり、桁高に対し、隔壁間隔が25m程度より大きくなれば、理論値に対する±5%の範囲から逸脱し、もはや

純ねじり挙動ではなくなる現象を示した。さらに床版中心高が6mの波形鋼板の高さの箱桁断面については、波形鋼板のねじり変形挙動に及ぼす影響は、桁高が4mのときよりもさらに大きくなり、桁高に対し、隔壁間隔が20m程度より大きくなれば、理論値に対する±5%の誤差の範囲から逸脱してしまう結果となった。

これらのねじりに伴う断面変形の状態を把握するため、箱桁断面の床版中心高2m～6mまでのねじり変形図を、図-8と図-9にそれぞれ示す。図-8は、張出し長さが15mの場合の張出し先端に剛な隔壁を設けた場合の各断面のねじり変形図である。この図から分かるように、桁高6mの場合

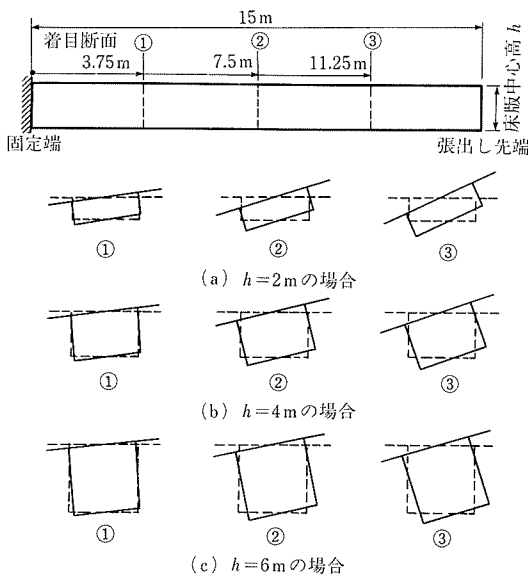


図-8 張出し長さ15mの場合のねじり変形図

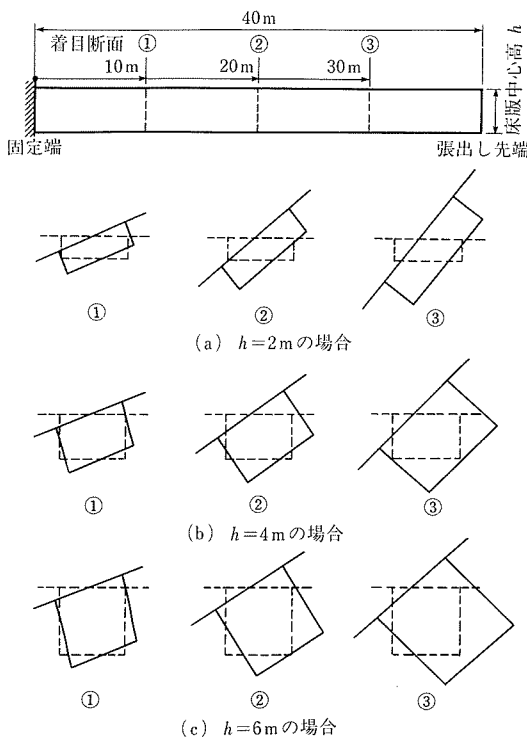


図-9 張出し長さ40mの場合のねじり変形図

においても、ねじり変形した断面は、ほぼ矩形の断面を保持しており、純ねじり挙動下にあると考えられる。しかしながら、図-9は、張出し長さが40mの場合の張出し先端に剛な隔壁を設けた場合の各断面のねじり変形図を示すが、この図から分かるように、張出し固定端や隔壁部に近い断面では、箱桁断面の矩形断面を保持できず、ずり変形の影響が顕著に現れている。この現象については、図-7の隔壁間隔とねじり角の相関図からもよく理解できることである。

そこで、図-7の隔壁間隔とねじり角の相関図から、純ねじり挙動下での理論値に対する±5%の誤差の限界線に対し、解析値が逸脱する点を設計上の許容臨界点と仮定すると、隔壁間隔とねじり定数の関係に、この許容臨界点を考慮すれば図-10の相関曲線が求められる。この図から、波形鋼板ウェブPC箱桁橋のねじり定数が分かれば、ねじり変形に対する隔壁間隔の必要最小間隔の目安ができる。

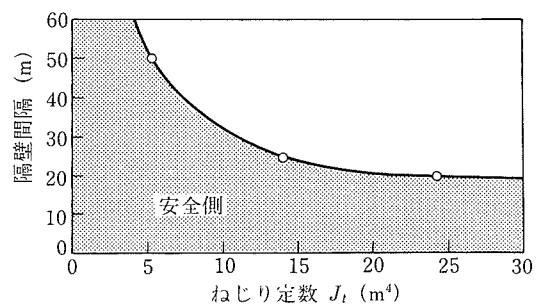


図-10 隔壁間隔とねじり定数の関係

なお、コンクリート床版と波形鋼板に伝達されるねじりせん断応力度については、断面変形の影響が大きい断面でも、純ねじり挙動下におけるねじりせん断応力度の発生傾向と大きな差は生じなかった。

4.2 隔壁間隔の相異によるねじり角とそり応力の関係

前節では、張出し先端にのみ剛な隔壁を設け、張出し長さを変えた場合の隔壁間隔とねじり角の関係を述べたが、ここでは、解析モデルの張出し長さを50m一定とし、今度は隔壁の数を1枚から順次増やした場合の張出し先端のねじり角と、そり応力が卓越する張出し付け根の張出し床版先端付近のそり応力との関係を調べた。各床版中心高に対する解析結果を図-11に示す。

この図から、ねじり角については、床版中心高に関係なく、隔壁間隔が大きくなるほど、ねじり角も大きくなっており、床版中心高が大きくなるにつれてその傾向が大きくなっている。この現象については、前節のねじり角と隔壁間隔の関係からも明らかである。次に、張出し床版先端のそり応力については、隔壁間隔が大きいほどそり応力が小さくなる傾向を示しており、この傾向は、床版中心高が大きくなるほど顕著になっている。この現象については、断面変形が大きくなり、そり拘束に与える影響が小さくなるためと考えられる。

興味深い現象は、隔壁の間隔が小さくなるにつれ、そり応力が大きくなるが、さらに隔壁間隔を小さくすると、今度はそり応力が逆転して小さくなっていき、ねじり角が、急激に小さくなる現象を示している。この現象について

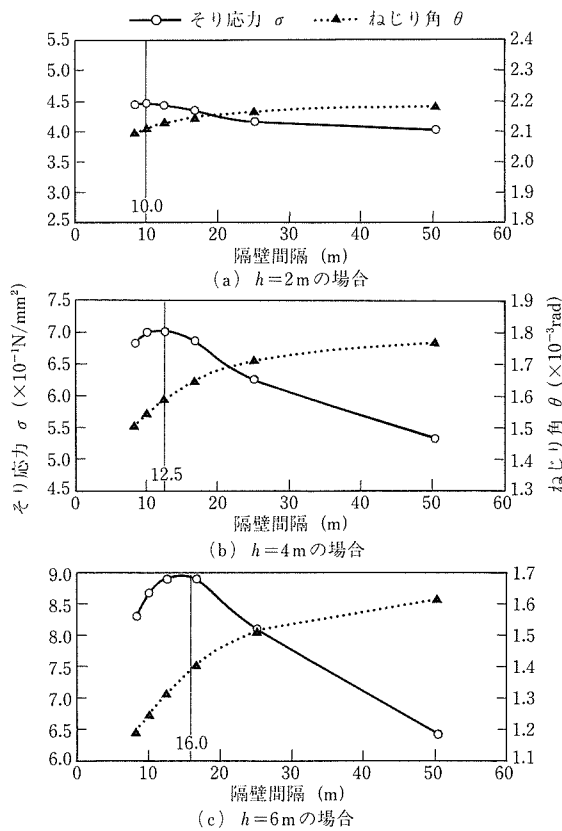


図-11 そり応力,ねじり角と隔壁間隔の関係

は、隔壁間隔が小さくなればなるほど、隔壁の剛性の影響によって、見かけのねじり剛性が向上するためと考えられる。しかしながら、ねじり挙動に対し純ねじり挙動を基本と考えると、そり応力が交番する点を純ねじり挙動の限界点と仮定すれば、床版中心高2mでは、隔壁間隔が10mで、そのときの50m張出し先端のねじり角は0.00215 (rad)となり、図-7(a)での純ねじり挙動における50m張出し先端のねじり角の理論値とほぼ一致する。同様に、床版中心高4mでは、隔壁間隔が12.5mで、そのときの50m張出し先端のねじり角は0.00160 (rad)となり、図-7(b)での50m張出し先端のねじり角の理論値とほぼ一致する。また、床版中心高6mでは、隔壁間隔が16mで、そのときの50m張出し先端のねじり角は0.00140 (rad)となり、図-7(c)での50m張出し先端のねじり角の理論値とほぼ一致することが分かった。したがって、この限界点を純ねじり挙動の限界と考えれば、これ以上隔壁間隔を密にすることは、かえって純ねじり挙動を妨げる結果につながると考えられる。

5. ま と め

ねじりせん断変形に大きく寄与する波形鋼板の高さを変化させ、さらに箱桁断面の隔壁間隔を変化させた場合のねじり挙動を解明するため、3次元のFEM解析を行い、実用設計に用いられる棒の純ねじり理論との比較を行い、以下に示す結果を得た。

- ① 波形鋼板ウェブPC箱桁橋のねじり変形挙動に関して、その断面変形を抑制する手段として、隔壁の設置

が有効であることが分かった。

- ② ねじり角と隔壁間隔の相関関係から、実用上、純ねじり理論から $\pm 5\%$ の範囲を許容すれば、ねじり定数と隔壁間隔の相関関係は図-10に示すとおりとなり、箱桁断面のねじり定数に対する隔壁間隔の目安となる。
- ③ 隔壁間隔を設定以上に密に配置することは、ねじり挙動下において、純ねじり挙動を妨げる結果につながる可能性があるばかりか、自重を増やす結果につながるため、隔壁間隔については、必要最小間隔に設置するのが望ましいと考えられる。

以上は、波形鋼板ウェブPC箱桁断面の断面変形の影響について、箱桁断面のねじり挙動に着目した部分モデルに対する3次元FEM解析を基礎にして得られた結論であり、それらをより一般化するためには、さらにモデル数を増やした解析検討や、モデル実験による検証などが必要であると考えられる。

今後は、上記検討内容を踏まえ、張出し施工時の偏載荷による断面変形の影響や、橋軸直角方向の風や地震による断面変形の影響を加味して検討する予定である。

参 考 文 献

- 1) 池田尚治：土木分野における複合構造，プレストレストコンクリート，Vol.37, No.2, pp.16~19, 1995
- 2) 上平謙二：腹板に波形鋼板あるいは鋼トラスを用いた合成桁橋，NCB研究会編：新しい合成構造と橋，山海堂，第3章，pp.128~142, 1996
- 3) Combault, J. et al. : Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, FIP Symposium Kyoto, pp.417~424, 1993.10
- 4) Lindner, J., Aschinger, R. : Granzschubtrag-fähigkeit von I-Trägern mit trapezformig Profilierten Stegen, Stahlbau, Vol.57, No.12, pp.377~380, 1988
- 5) Combault, J. (大浦 隆 訳)：シャロール近くのモープレ高架橋，プレストレストコンクリート，Vol.34, No.1, pp.63~71, 1992
- 6) 服部政昭，大浦 隆：波形鋼板ウェブを用いたPC単純桁の一試設計，第2回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.53~58, 1991
- 7) 立神久雄，上平謙二：ウェブに波形鋼板を用いたボックス桁の力学的特性，第3回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.187~192, 1992.11
- 8) 依田照彦，大浦 隆：波形鋼板ウェブを用いた合成PC箱桁のねじり特性について，構造工学論文集，土木学会，Vol.39A, pp.1251~1258, 1993.3
- 9) 上平謙二，立神久雄，本田秀行，園田恵一郎：波形鋼板ウェブPC箱桁のねじり剛性の評価方法に関する研究，第51回土木学会年次学術講演会講演概要集，共通セッション，pp.178~179, 1996.9
- 10) 石黒 互，村田嘉宏，須合孝雄：松の木7号橋(銀山御幸橋)の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.38, No.5, pp.5~14, 1996
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，III コンクリート橋編，1990.2
- 12) 泉 満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法，技報堂，pp.25~74, 1975.8
- 13) 山口恒太，山口隆裕，池田尚治：波形鋼板構造のせん断挙動について，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.77~82, 1995.11
- 14) 荘司雄一，上平謙二，新谷英司，園田恵一郎：波形鋼板ウェブPC箱桁のプレストレス導入効果に関する研究，第51回土木学会年次学術講演会講演概要集，共通セッション，pp.174~175, 1996.9
- 15) 上平謙二，立神久雄，本田秀行，園田恵一郎：波形鋼板を有するPC箱桁橋のせん断およびねじり特性に関する研究，プレストレストコンクリート，Vol.40, No.3, pp.16~25, 1998

【1998年11月4日受付】