

新名神高速道路 下音羽川橋 (PC上部工) 工事 波形鋼板のせん断座屈強度試験

(株)富士ピー・エス・極東興和(株)JV 正会員

○山本 隼也

(株)富士ピー・エス・極東興和(株)JV 正会員

左東 有次

西日本高速道路(株) 関西支社

須山 康博

大阪工業大学工学部

正会員 博士(工学) 井上 晋

1. はじめに

下音羽川橋は、現在建設が進められている新名神高速道路の4径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋である。波形鋼板ウェブ橋において、構造物の性能・機能および安全性確保の観点からせん断座屈強度は重要な品質項目であり、鋼材の強度と波の形状(幾何学形状)によって定まる。一方、波形鋼板の現場受入時の検査では、波高や部材長に関する管理値は設定されている¹⁾が、波の幅については管理値が設定されていない。そのため、波の幅が設計値と大きく異なる場合には、所定のせん断座屈強度が確保されない可能性もある。

そこで、本検討では、波形鋼板のパネル幅の製作誤差がせん断座屈強度に与える影響を検証することを目的として、波形鋼板ウェブ橋の施工に先立ち、異なるパネル幅の波形鋼板試験体を用いたせん断座屈強度試験を行った。また、試験によって波の幅の製作時の許容誤差の妥当性が確認された場合、下音羽川橋に用いる波形鋼板の製作管理に反映することとした。本稿では、波形鋼板のせん断座屈強度試験の結果の概要について報告する。

表-1 波形鋼板のせん断座屈強度算出式

2. 検討概要

2.1 波形鋼板ウェブのせん断座屈強度

波形鋼板のせん断座屈強度の算出式を表-1に示す。式は「設計要領第二集 橋梁建設編」²⁾を参考とした。

波形鋼板ウェブの弾性局部座屈強度は式(1)によって求められる。 k は座屈係数で、式(2)で求められる。式(1)および式(2)より、波形鋼板ウェブは、パネル幅 a が大きくなると、弾性局部座屈強度が低下する。

波形鋼板ウェブの弾性全体座屈強度は、式(3)によって求められる。 I_x および I_y は、それぞれ波形鋼板の橋軸方向および鉛直方向の中立軸に関する単位長さあたりの断面2次モーメントとなり、式(4)および式(5)によって求められる。式(3)および、式(4)より、波形鋼板ウェブは、波高 d が小さくなると、全体座屈強度が低下する。

また、局部座屈と全体座屈が複合して起こる連成座屈の座屈強度は式(6)によって求められる。以上より、波形鋼板ウェブのパネル幅の差は、弾性局部座屈強度に影響し、連成座屈強度にも影響するといえる。

2.2 試験のケースおよび試験体の概要

試験体の一般図を図-1に示す。また、試験体の各種諸元を表-2

$$\tau_{cr,L} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 \quad (1)$$

$$k = 4.0 + 5.34/(a/h)^2 \quad (2)$$

$$\tau_{cr,G} = 36\beta \cdot \frac{(E \cdot I_x)^{3/4} \cdot (E \cdot I_y)^{1/4}}{h^2 \cdot t} \quad (3)$$

$$I_x = t^3 \left\{ \left(\frac{d}{t} \right)^2 + 1 \right\} / (6\eta) \quad (4)$$

$$I_y = t^3 / \{ 12(1-\mu^2) \} \quad (5)$$

$$\tau_{cr} = \tau_{cr,L} \cdot \sqrt[4]{\frac{1}{1 + [\tau_{cr,L} / \tau_{cr,G}]^4}} \quad (6)$$

ここに、

 $\tau_{cr,L}$: 弾性局部座屈強度(N/mm²) k : 座屈係数 E : 鋼材のヤング係数(N/mm²) μ : ポアソン比 t : パネルの板厚(mm) h : ウェブの高さ(mm) a : パネル幅(折目間の距離)(mm) $\tau_{cr,G}$: 弾性全体座屈強度(N/mm²) β : 波形鋼板上下端の回転拘束の程度を表す係数 I_x : 橋軸方向の断面2次モーメント(mm⁴) I_y : 鉛直方向の断面2次モーメント(mm⁴) d : 波高(mm) η : 波形鋼板の橋軸方向に投影した長さとは波形に沿った長さの比 τ_{cr} : 連成座屈強度(N/mm²) $\tau_{cr,L}$: 局部座屈強度(N/mm²) $\tau_{cr,G}$: 全体座屈強度(N/mm²)

に示す。

試験ケースは、パネル幅293mm(誤差0mm)のCase1、パネル幅303mm(誤差10mm)のCase2の2ケースとした。誤差を10mmに設定した理由としては、実際の製作において、部材長が半波長となる鋼板では部材長の誤差≒パネル幅の誤差となり、実質±10mmで管理されること、および波高の許容誤差±10mmと比較した場合、波高誤差-10mmの時、座屈強度は約1%低下するが、パネル幅誤差+10mmの時の強度低下は約0.6%で、波高の許容誤差よりも厳しい管理値となることを考慮したものである。

試験体の材料強度を表-3に、試験体のせん断座屈パラメータおよび座屈強度を表-4に示す。Case1の試験体は、下音羽川橋の波形鋼板のうち、パネル幅の誤差により、局部せん断座屈強度の差が最も大きくなる桁高最小部と同等のせん断座屈パラメータおよびせん断座屈強度となるよう設計した。

2.3 試験方法

試験体の載荷試験は、10000 kN載荷装置で行った。試験体への載荷は、単調漸増載荷とし、1400kNまでは100kN、その後、2000kNまでは50kNごとに測定を行い、これ以降は変位制御によって測定を行った。

載荷試験時には図-1のように、変位計とひずみゲージを設置して鉛直変位（たわみ）と鋼材のひずみ（上・下フランジ：1軸ひずみ、ウェブ：3軸ひずみ）を測定した。

2.4 解析

本解析では、パネル幅の変化による座屈強度の変化を確認することを目的として試験体を対象に、材料非線形および幾何学的非線形を考慮した FEM 解析を実施した。解析コードは DIANA9.4.4（開発元：オランダ TNO-DIANA B.V）を使用した。試験結果と解析結果を比較することにより、試験と解析の整合性を確認した。

3. 試験結果および考察

3.1 荷重-たわみの関係

載荷試験後の試験体の外観状況を写真-1に示す。両試験体は、波形鋼板の座屈した箇所は載荷点を挟んでほぼ対称であった。

図-2にCase1とCase2の支間中央部での荷重-たわみ曲線を示す。

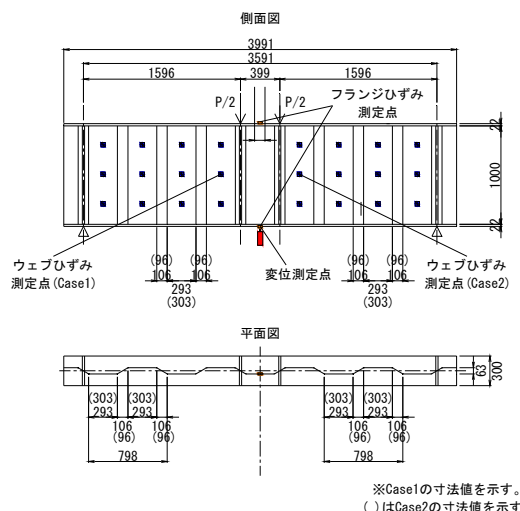


図-1 試験体一般図

表-2 試験体諸元

Case1 パネル幅誤差0mm				
パネル幅a (mm)	波幅b (mm)	波高d (mm)	ウェブ厚t (mm)	ウェブ高h (mm)
293	106	63	6	1000

Case2 パネル幅誤差+10mm				
パネル幅a (mm)	波幅b (mm)	波高d (mm)	ウェブ厚t (mm)	ウェブ高h (mm)
303	96	63	6	1000

表-3 材料強度

	降伏点強度 (N/mm ²)	せん断降伏点応力 τ_y (N/mm ²)
フランジ	353	204
ウェブ	404	233
補剛材	377	218

表-4 せん断座屈パラメータと座屈強度

Case1 パネル幅誤差0mm		Case2 パネル幅誤差+10mm	
	せん断座屈パラメータ		せん断座屈パラメータ
局部座屈	0.735	局部座屈	0.759
全体座屈	0.421	全体座屈	0.420
	座屈強度 (N/mm ²)		座屈強度 (N/mm ²)
局部座屈	213.63	局部座屈	210.26
全体座屈	233.00	全体座屈	233.00
連成座屈	186.90	連成座屈	185.15

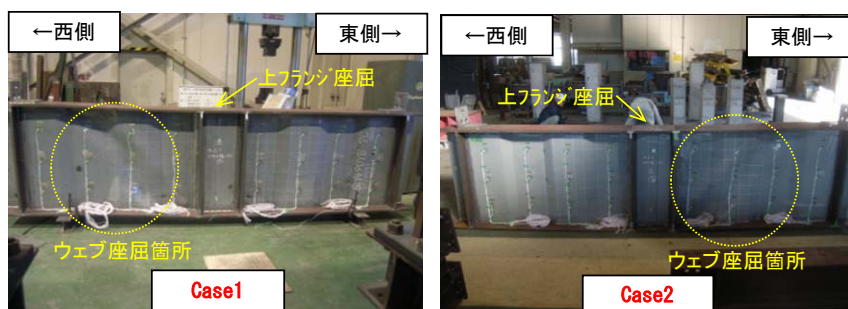


写真-1 載荷試験後の試験体外観状況

Case1は、載荷荷重2661kNの段階で最大荷重に達した後、急激に西側のせん断スパン内のウェブが座

屈し、荷重が低下した。

Case2は載荷荷重2659kNの段階で最大荷重に達した後、Case1とは逆の東側のせん断スパン内のウェブが座屈し荷重が低下した。最大荷重時のスパン中央におけるたわみは、Case1が12.54mm、Case2が12.68mmでその差は0.2mm未満と微少であった。

載荷荷重1000kNまではCase1もCase2もほぼ同じ挙動を示しているが、その後は、Case1は変位がわずかに大きくなり、載荷荷重2500kNで約1mmたわみ差が生じた。しかし、両試験体の最大荷重の差は0.1%未満で、最大荷重時の支間中央たわみの差は、0.2%未満であり、力学的な性能の差は認められなかった。

3.2 上・下フランジの応力

図-3にCase1とCase2の支間中央部における、載荷荷重と上・下フランジのひずみの関係を示す。

下フランジの引張ひずみは、両試験体とも同じ挙動を示し、載荷初期から線形的にひずみが増加していき、最大荷重時で約 1600μ となった。

上フランジの圧縮ひずみは、載荷荷重2200kN付近までは両試験体とも同じ挙動でひずみが増加している。その後、Case1は載荷荷重2200kN付近でひずみが急激に増加して、最大荷重時で、Case2に対して約 1200μ ひずみが大きくなった。これは、Case1の測定位置で上フランジが座屈し、降伏した可能性が考えられる。

一方、Case2は載荷荷重2200kN以降も線形的にひずみが増加している。測定位置では降伏していないが、終局時には上フランジの測定位置の近傍に座屈が見られることから、Case1と同様に上フランジは降伏していると考えられる。

3.3 ウェブのせん断応力

図-1に示すCase1とCase2のウェブひずみ測定点のひずみより算出したせん断応力と載荷荷重の関係を図-4に示す。なお、応力度の計算は、降伏後も弾性係数一定で算出している。せん断応力は両試験体共に同じ挙動を示しており、載荷荷重2500kN付近まで線形的に増加して、2600kN付近でせん断応力が急増している。その時のせん断応力は 210N/mm^2 と局部座屈強度とほぼ等しい。

4. 解析との比較

試験結果、設計値、解析値の最大荷重の一覧を表-5に示す。また、支間中央における荷重-たわみの関係の解析値と実測値を図-5に示す。載荷荷重2000kN付近から、実測値のたわみが解析値より増加している。最大荷重も解析値の2807kNより若干

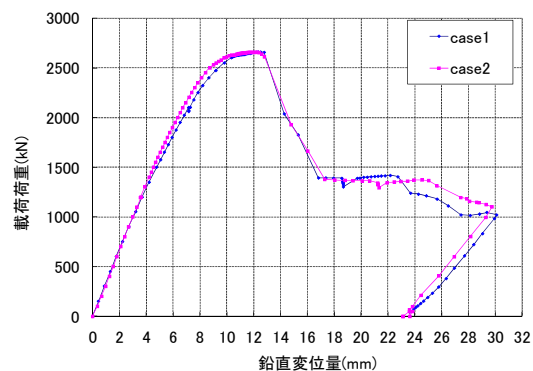


図-2 支間中央における荷重-たわみの関係

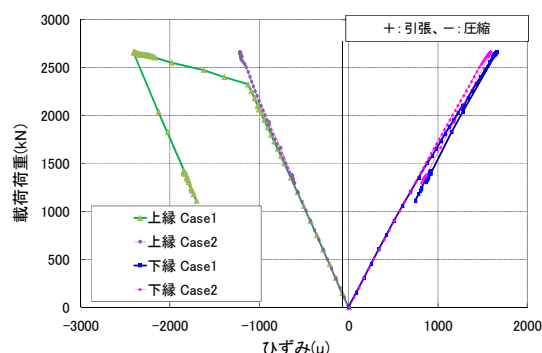


図-3 支間中央における荷重-上・下フランジのひずみ

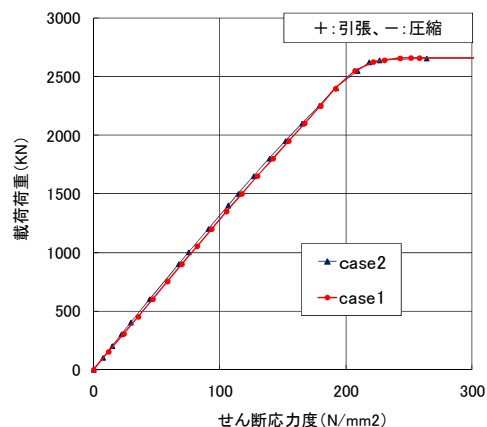


図-4 載荷荷重とせん断応力の関係

表-5 最大荷重一覧表

	最大荷重				
	試験結果(a)	設計座屈荷重(b)	a/b	解析値(c)	a/c
Case1	2661 kN	2243 kN	1.19	2807 kN	0.95
Case2	2659 kN	2222 kN	1.19	2807 kN	0.95

低くなっているが、これは、試験体は下フランジや鉛直補強材の溶接による残留応力の影響により、支点近傍のウェブが解析値より小さな荷重で降伏したため、最大荷重が解析値より低下したと考えられる。ただし、最大荷重を解析値と実測値と比較すると、Case1では $2661/2807 = 94.8\%$ 、Case2では $2659/2807 = 94.7\%$ と、実測値と解析値は比較的良好に一致しているといえる。以上より実橋モデルに対して、パネル幅の影響を解析的に確認した。

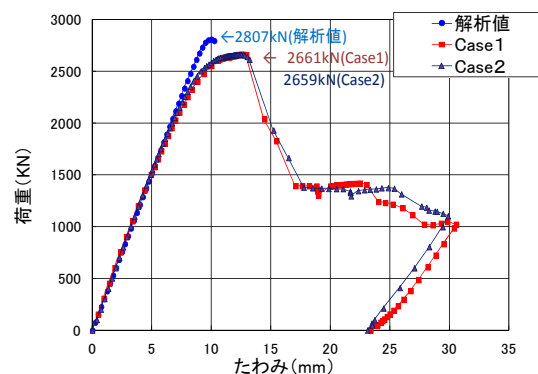


図-5 支間中央における荷重-たわみの解析値と実測値

5. 実橋モデルの解析

実橋モデルの荷重-たわみ曲線の解析結果を図-6に示す。解析モデルはウェブ高2580mm、支間10400mm、パネル幅はCase1が430mm、Case2が440mmとした。

荷重変位曲線はCase1、Case2とも強制変位が28.5mmまでは直線的な挙動を示し、その後、勾配が緩やかになり、Case1、Case2の強制変位が29.12mm、29.18mmのときに荷重が最大に達した。その後、耐力が低下し、解析が発散した。Case1の最大荷重は11942kNでCase2の最大荷重は11947kNとなっており、両解析モデルの最大荷重の差は0.1%未満で、力学的な性能の差は認められなかった。

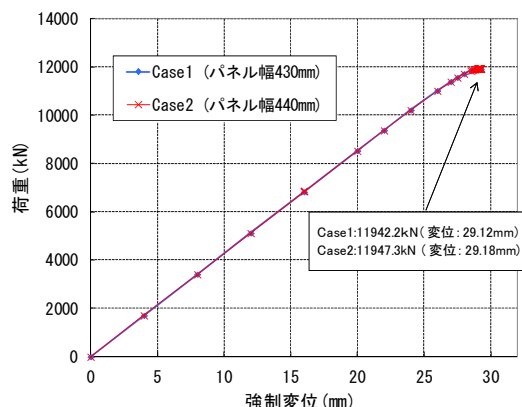


図-6 実橋モデルでの解析結果

6. まとめ

今回の試験のまとめを以下に示す。

- (1) 波形鋼板のパネル幅に 10mm の差を設けた Case1 と Case2 の試験体の載荷試験の結果、耐力と変形性能はほぼ同様であるため、パネル幅 10mm の差では力学的な性能の差は認められなかった。
- (2) 試験体モデルでの FEM 解析は、試験結果と弾性域の変形性能はよく一致している。降伏後の挙動や最大荷重は、解析値が実測値より 5%大きい程度である。FEM 解析の結果は、試験結果を比較的良好に再現しており、実橋モデルに FEM 解析は適用できると考えられる。
- (3) 実橋モデルでの FEM 解析の結果、現場で製作する波形鋼板のパネル幅に 10mm の誤差があった場合、耐力と変形性能はほぼ同値であり、力学的性能の差は認められなかった。
- (4) 以上より、実橋における波形鋼板の製作は、パネル幅 $\pm 10\text{mm}$ で製作管理することとした。

7. おわりに

波形鋼板ウェブを使用した橋梁は、今後ますます増加していくと思われる。本稿が波形鋼板ウェブの品質管理を考える際の、一助になれば幸いである。

最後に、本試験を行うにあたりご協力いただいた関係各位に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 東日本高速道路(株) 中日本高速道路(株) 西日本高速道路(株)：構造物施工管理要領 平成23年7月
- 2) 東日本高速道路(株) 中日本高速道路(株) 西日本高速道路(株)：設計要領第二集 橋梁建設編 平成23年7月