

集成材アーチリブのⅡ形挿入鋼板を用いた ドリフトピン接合

DRIFT PIN CONNECTIONS WITH Ⅱ-SHAPED INTERNAL STEEL PLATES FOR AN ARCH RIB

薄木征三*、小松幸平**、鍵和田 功***、佐々木貴信****

Seizo USUKI, Kohei KOMATU, Isao KAGIWADA and Takanobu SASAKI

*工博 秋田大学教授 鉱山学部土木環境工学科 (〒010 秋田市手形学園町 1-1)

**農博 農水省森林総合研究所 接合研究室長 (〒305 茨城県稲敷郡茎崎町松の里 1)

***学士 松尾橋梁(株) 技術開発課長 (〒276 八千代市大和田新田 686-3)

****学士 秋田大学鉱山学研究科土木工学専攻 (〒010 秋田市手形学園町 1-1)

A timber arch bridge has some advantages comparing to another type of bridges. One is to use a merit of timber characteristics that the bending and axial allowable stress are larger than the tensile stress. Second is to give aesthetic look that would blend into the natural setting of a scenic tourist area. A two-hinged timber arch bridge having longest span of 23.0 m in Japan was constructed at 1994. This is for first-class forest roadway and is located at Hirota village, Ehime Prefecture, Japan. Due to many steep curves and narrow width of transporting roadway, the arch ribs having box cross section are divided into three pieces and are connected with Ⅱ-shaped internal steel plates on the site. To confirm rigidities of connections, 1/2 reduced model tests were done under concentrated loading. The deflection of mid span of simple box beam and strains of flanges, webs and between drift pins are measured, and effective width of flanges and behaviors of drift pins are investigated and discussed.

Key words: internal steel plates, reduced model tests, arch bridge, drift pin

1. まえがき

木製アーチ橋は他の形式の橋に比べ、いくつかの有利な点を持つ。第一に、許容曲げ及び圧縮応力が許容引張応力より大きいという点である。第二に、一般的に、風光明媚な観光地に建設しても自然とけあった優れた景観を与えることである。なぜなら木材には他の構造材料にはない、暖かさと天然の美しさを持っているからである。

集成材を用いた近代の木製アーチ橋に関する研究報告は少ないが、その中では、Wood Preserving¹⁾によって報告された Keystone Wye 橋が最も有名であり、木製アーチ橋では、アメリカにおいて最長の支間長 (46.5m) を有する。本橋は、アーチクラウン部をヒンジ結合した、3ヒンジアーチ橋である。ヨーロッパにおいては、1987年にスイスに架設された Bubenei brücke があり、挿入鋼板とドリフトピンによってアーチクラウン部が剛結された支間長 43.4m の2ヒンジアーチ橋であり、Gehri²⁾によって報告されている。

日本では1987年以来、約230³⁾の近代的木橋が作られているが、その多くは歩道橋であって、一般道では

ほとんど見られない。秋田県の湯ノ又橋は、タイと床組を除いた部材に集成材を使用した、アーチクラウンにヒンジを有しない支間長 13.5m のタイドアーチ橋であり、1991年に町道に架設された⁴⁾。広島県の新広島空港に架設された木橋は、支間長 21m の最も新しい3ヒンジアーチ橋であり⁵⁾、その概観は Keystone Wye 橋に非常に似ている。

1994年5月に愛知県広田村に完成した神の森大橋は、支間長 23.0m、橋長 26.36m の Bubenei brücke に類似した2ヒンジアーチ橋である。本橋のアーチリブは部材の輸送上の制約から3分割で製作され、現地で接合された。

本報告は、Ⅱ形挿入鋼板を用いたアーチリブ接合部の1/2縮小モデル実験結果を述べたものであり、アーチリブの弱軸まわりの曲げ剛性とドリフトピンの挙動に関する研究および議論を行ったものである。

2. 対象とするアーチ橋の概要

神の森大橋の設計は農林水産省と建設省の外郭団体である(財)日本住宅・木材技術センターの木橋小委員会に委託された。我が国では木橋の設計示方書は1940年

に当時の内務省によって提案されたものしかなく、したがって設計書の作成委員は集成材橋やプレストレス木床版のための設計基準を含んだ諸外国の示方書を調査した。その結果、輪荷重の大きさ及び木材の物理定数を除いて、利用し易い AASHTO⁶⁾ およびディテールにおいては、アメリカ林産物研究所発行の木橋に関する技術規準⁷⁾ が採用された。

架設された2ヒンジアーチ橋の一般図を図-1に示

す。支間 23.0m、橋長 26.36m は、川幅と本橋への取り付け道路を考慮して決定された。図中の PS 木床版とは、プレストレス木床版の意味である。本研究の主たる目的は接合部の曲げ剛性を評価することである。

図-2に示すように、アーチリブ断面は面内及び面外座屈に抵抗させるために箱形断面とし、吊材と端床桁は亜鉛メッキした普通鋼材で構成されている。

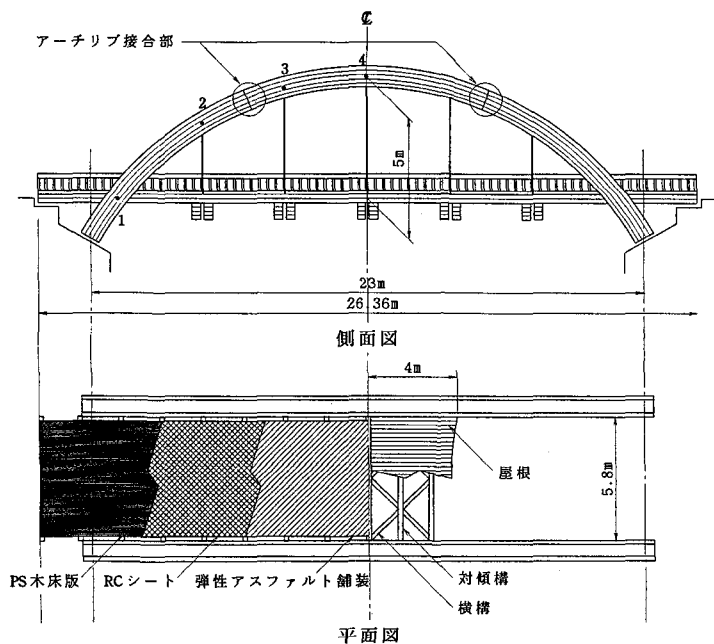


図-1 神の森大橋一般図

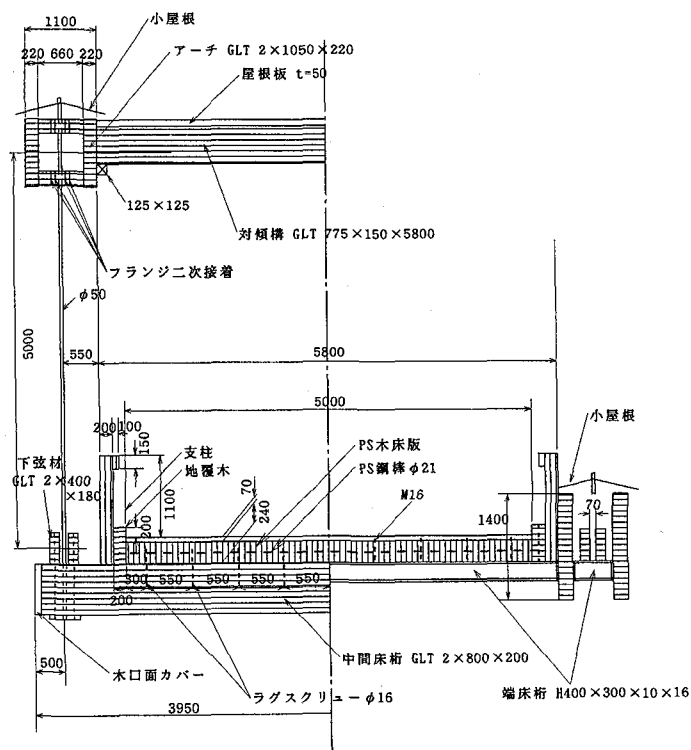


図-2 断面図

3. アーチリブの接合

箱形断面の集成材アーチリブは岡山県の久世市の工場から愛媛県広田村の建設現場へ平台形トレーラーで運搬された。広田村までの国道379号線は急カーブの多い道幅の狭い道路なので、約10mを越える部材は現場まで運ぶことができない。よって、アーチ長27mのアーチリブは3分割され、Ⅱ形挿入鋼板とドリフトピンによって現場で接合された。

3. 1 接合部での設計断面力

アーチリブと集成材補剛桁の長手方向に分布する死荷重を図-3に示す。死荷重の1135kgf/mには、図-1に示した木製屋根とアーチクラウン付近に接合されている横構と対傾構の重量を含んでいる。木材及びアスファルト舗装に関する設計死荷重はそれぞれ800kgf/m³、2300kgf/m³である。

図-4はアーチクラウン部に隣接する節点3での曲げモーメント影響線を示す（アーチクラウンの節点はアーチ軸線と吊材の交点である）。活荷重である等分布荷

重1.094tf/mと線荷重15.625tfは、最大曲げモーメントを生じさせる影響線に適用される；

$$\begin{aligned} M &= M_d + M_{l+i} \\ &= 2.24 + 30.37 = 32.61 \text{tf} \cdot \text{m} \\ N &= N_d + N_{l+i} \\ &= 24.64 + 15.81 = 40.4 \text{tf} \end{aligned}$$

ここで、全ての部材に関して添字、 d 、 $l+i$ は死及び活荷重を、そして i によって衝撃係数0.25を含むことを意味する。アーチリブの断面は上述された断面力の組合せに抵抗するように決定された。また、アーチリブの接合部における断面力の設計値は、断面力図を描くことによって得られる。節点2についても節点3と同様の荷重状態について断面力を求める。以上より接合部の設計断面力は以下となった。

$$\begin{aligned} M &= 33.1 \text{tf} \cdot \text{m} \\ N &= 31.5 \text{tf} \\ Q &= 4.1 \text{tf} \end{aligned}$$

ここで Q はせん断力である。

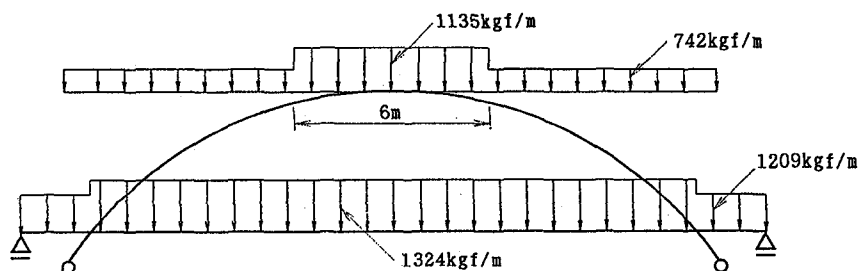


図-3 死荷重

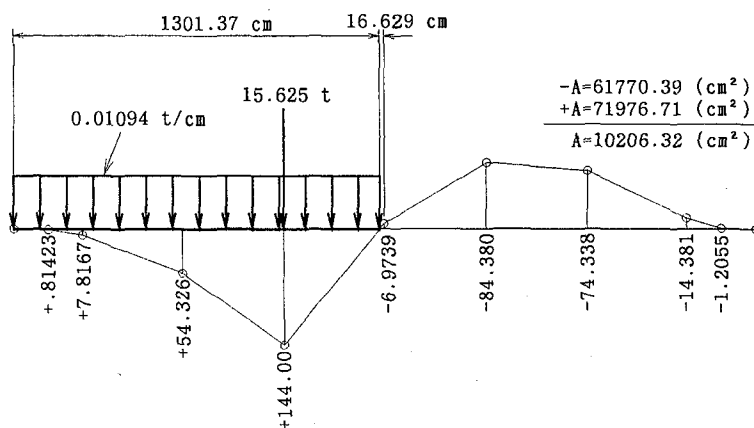


図-4 活荷重

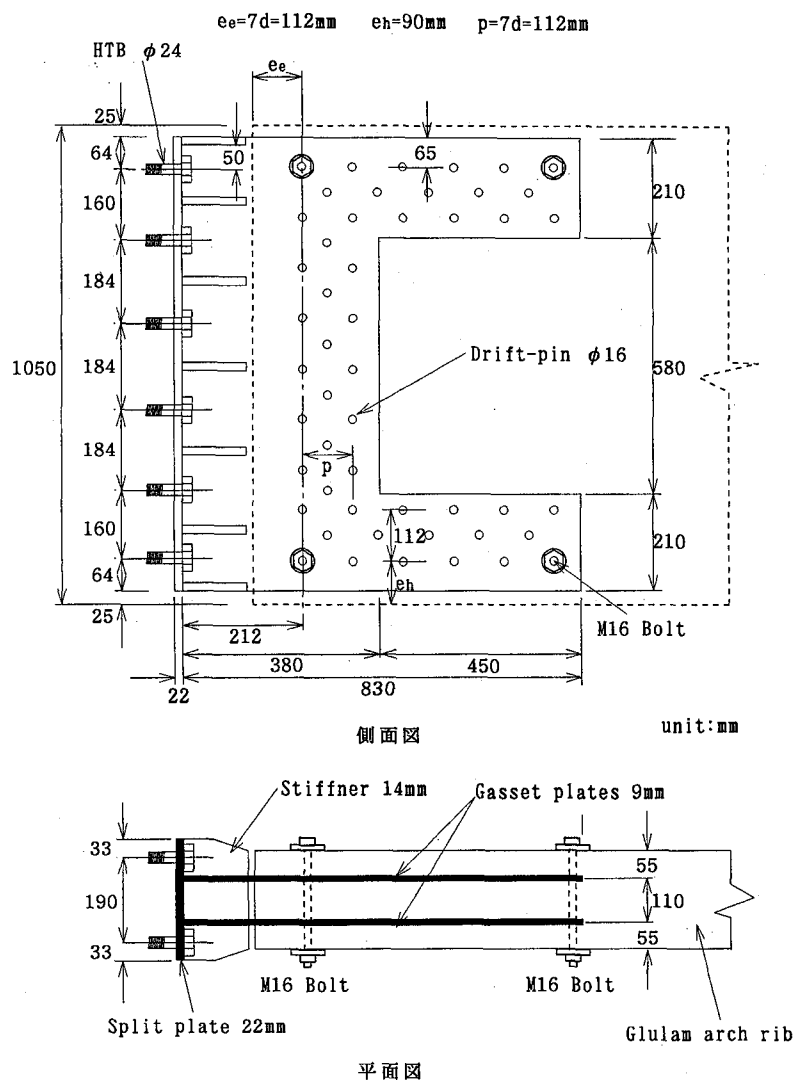
3. 2 Ⅱ形挿入鋼板

ドリフトピンの木材の繊維方向における許容せん断力は次の公式で決定される⁸⁾。

$$P_s = C \cdot f_c \cdot d \cdot l \quad (1)$$

ここで、 C は接合形式とその破壊形式によって定まる係数である。 f_c は木材の許容圧縮応力、 d 及び l はそれぞれドリフトピンの径及び長さである。図-5には

$l=220\text{mm}$ 、 $d=16\text{mm}$ 、 $f_c=80\text{kgf/cm}^2$ 、 $C=0.63$ である箱形断面集成材アーチリブのウェブ接合部詳細が示されており、これらは上述された断面力値を考慮した値となっている。なお、 f_c はJAS1級のスギに関する値である。(1)に加えて、繊維と直角方向の許容せん断力(式(1)の半分の値)及びHankinsonの公式⁸⁾がドリフトピンの本数を決定するために必要である。



図－５ アーチリブ接合部詳細図

図－５において厚さ 22mm の split 鋼板、厚さ 9mm のガセットプレートは、レ形隅肉溶接されている。そして、これら挿入鋼板の平面図はⅡ形状を成している。4 隅に配置された M16 ボルトを含むドリフトピンの総数は 50 本である。

4. 1/2 モデル実験

4. 1 試験体

図－６は、静荷重試験のためのアーチリブ 1/2 モデルの弱軸まわりの曲げ試験装置を示す。この実験を行う前に図－６と同形状の挿入鋼板を含んだ同一寸法の単一アーチリブウェブ部材に関して、強軸まわり及び弱軸まわりの曲げ実験を行うことで弾性係数 E 、 G および接合部の曲げ剛性を得た。強軸まわりの曲げ試験では、Ⅱ形挿入鋼板を用いた接合部が、接合部のない集成材ウェブ部材と同等の十分な曲げ剛性を持つことを確認した。

4. 2 ひずみ及び変位の測定

図－７は箱形断面の 4 面に貼付されたひずみゲージの位置と番号を示しており、15 から 19、20 から 24、35 から 39、そして 40 から 44、はそれぞれドリフトピン間のひずみを測定する。図－６の番号 1 から 14 は、変位計の位置を示しており、同図中の油圧ジャッキの最大荷重は 20tf である。

5. 実験結果

初めに、接合部の純曲げ状態での挙動を観察するために、2 点繰返し曲げ載荷試験が 20tf の範囲で行われた。この試験においては、変位及びひずみと荷重の相関が線形である、すなわち支間中央の曲げモーメントが小さいために、試験体は弾性挙動を示す。この試験の後に、図－６に示すようにスパン中央集中荷重破壊試験が、連続的加力のもとで行われた。

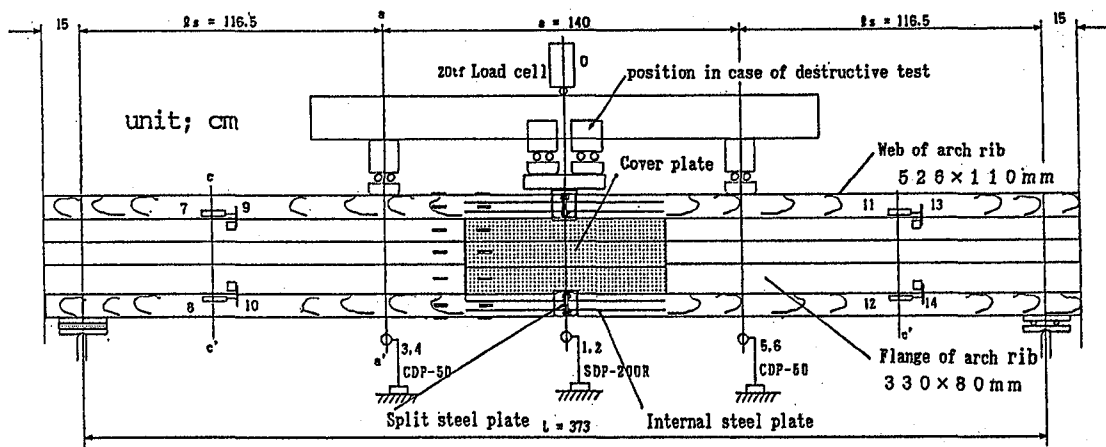
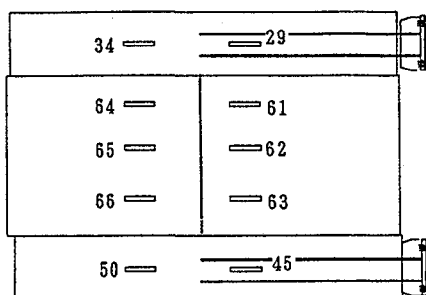
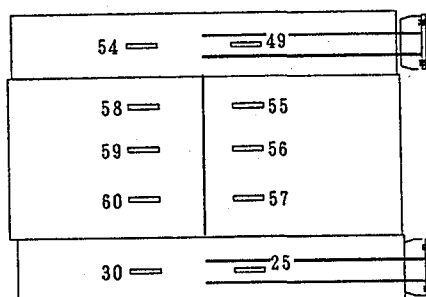


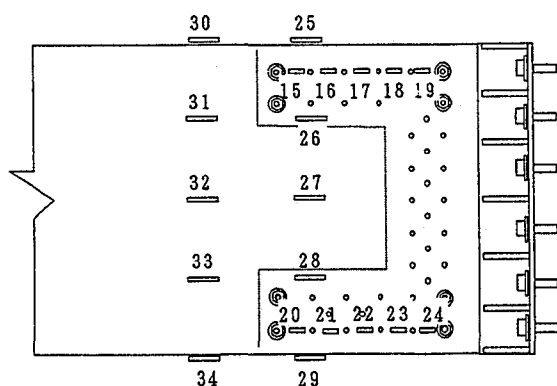
図 - 6 1/2モデル実験装置



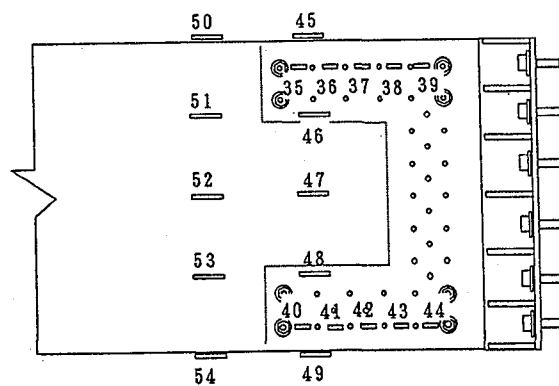
(a) 前面



(b) 背面



(c) 上面 (圧縮側)



(d) 下面 (引張側)

図 - 7 ひずみゲージ位置図

5. 1 曲げ剛性

図 - 8 は、支間中央の荷重 - 変位曲線を示す。 $P_{max} = 14.7t$ で写真 - 1 で示されるように、支点付近にせん断ひび割れが生じた。図 - 6 または図 - 8 において箱桁の高さは 22cm (フランジ厚) と 33cm (ウェブ高) を加えて 55cm であるから、支間/桁高は以下のようなになる。

$$L/h = 373/55 = 6.8$$

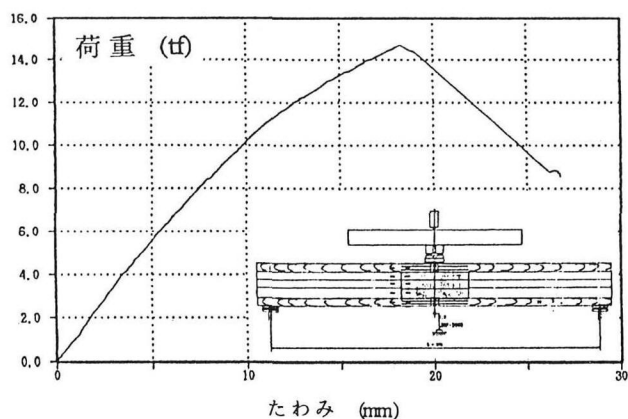
よって、試験体においては、せん断力の影響を無視することができない。せん断力の影響を考慮した単純桁支

間中央での変位は以下のようなになる。

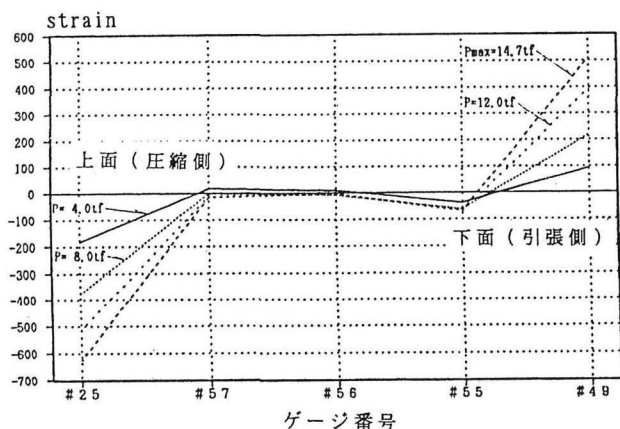
$$\begin{aligned} \delta &= \delta_b + \delta_s \\ &= \frac{PL^3}{48EI} + \frac{PL}{4kGA} \end{aligned} \quad (2)$$

ここで、 k は形状係数⁹⁾。図 - 9 は、図 - 7 (b) に示されたゲージ番号 25、57、55、49 における軸方向ひずみ分布を示している。

図 - 9 はまた、試験体ウェブ (アーチリブのフランジ) は曲げ剛性に寄与しないことを示す。よって式 (2) における弾性定数と断面定数は表 - 1 のようになる。



図－8 支間中央のたわみ



図－9 ウェブのひずみ



写真－1 せん断ひび割れ

表－1 試験体の弾性係数及び断面定数

E	$80 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$
G	$4.4 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$
I	$571,753 \text{ cm}^4$ (試験体のフランジ)
A	865 cm^2 (試験体のウェブ)
k	5/6

ここでEとGは、4.1で述べた1/2モデルアーチリブのウェブ単一部材に関する強軸まわりの曲げ実験より得た。Iは、試験体フランジ（アーチリブのウェブ）の断面二次モーメント、Aは、試験体ウェブ（アーチリブのフランジ）の断面積である。kは矩形断面に対する形状係数の値である。これらの表－1におけるIを除いた値と、式(2)および図－8における実験結果を用いることで、表－2に示すような断面二次モーメントの実験値を得る。

表－2 断面二次モーメント I_{ex}

P (tf)	$\sum \delta$ (cm)	δ_s (cm)	δ_b (cm)	I_{ex} (cm^4)
4.0	0.3435	0.1158	0.2277	236053
8.0	0.7480	0.2332	0.5148	210184
12.0	1.2605	0.3497	0.9108	178210
14.7	1.8285	0.4286	1.3999	142071

表－2において荷重強度4.0tfに対する $I_{ex} = 236053 \text{ cm}^4$ が荷重－変位曲線が線形なときの値であることより、最も信頼できる（図－8参照）。表－1のIの計算値は、この I_{ex} の2.4倍である。

5.2 フランジの有効幅

図－10、図－11は、試験体の下フランジ面のひずみ分布を示しており、ひずみゲージの位置は図－7(d)に示す。図－10はドリフトピンと挿入鋼板によって、複雑なひずみ分布の形状を示す。

図－11にドリフトピンの影響を見ることができる。すなわち、箱桁の軸方向ひずみの値は、図－12で示される鋼板長が相対的に短いフランジの中心部付近の値に比べ鋼板長の長い両端部分が大きい値となっている。なお、この減少はせん断遅れによるものではない。なぜなら b/L が0.12と小さいからである。このことは、フランジの全幅が断面二次モーメントに寄与するのではなく、図－12に示したような有効幅 λ のみが寄与するという結論になる。2 λ のフランジ幅を用いた断面二次モーメントが $I_{ex} = 236,053 \text{ cm}^4$ と等しくなるように λ を調節すると以下の値を得る。

$$22^2 \times 11 \times \lambda \times 4 + \lambda \times 11^3 \times 4 / 12 = I_{ex} = 236053 \text{ cm}^4$$

$$\therefore \lambda = 109 \text{ mm}$$

$$\frac{\lambda}{b} = \frac{109}{263} = 0.41$$

すなわち、断面二次モーメントの計算に対し、フランジ幅は、その全幅の41%しか影響しない。また、 λ/b は無次元量であるので実橋の箱断面においても同じ結果になると思われる。

図－13、14は図－10、11にそれぞれ対応する計算値である。計算モデルのFEM分割を図－15に示す。計算法は直線a-a上の節点にx軸方向に一樣な変

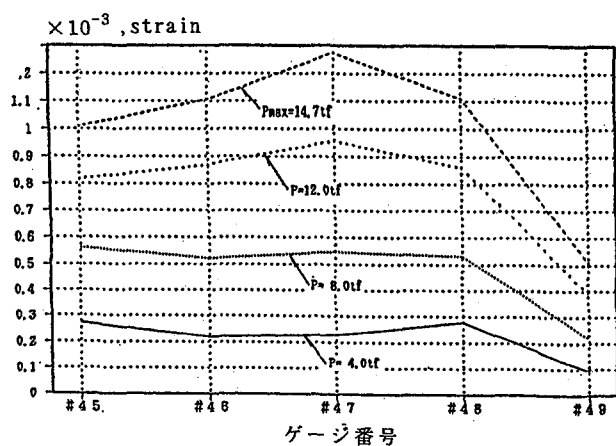


図-10 下フランジのひずみ(実験値)

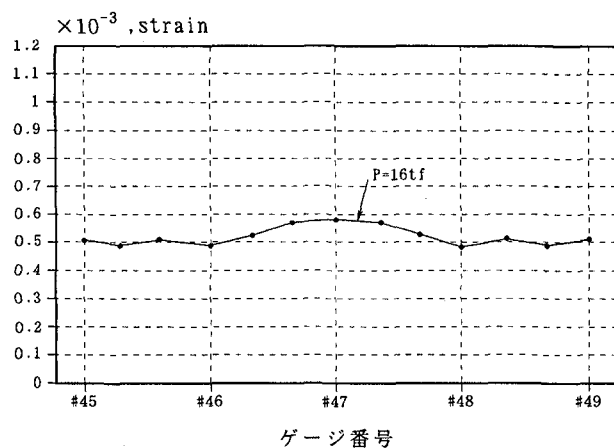


図-13 下フランジのひずみ(FEM解析値)

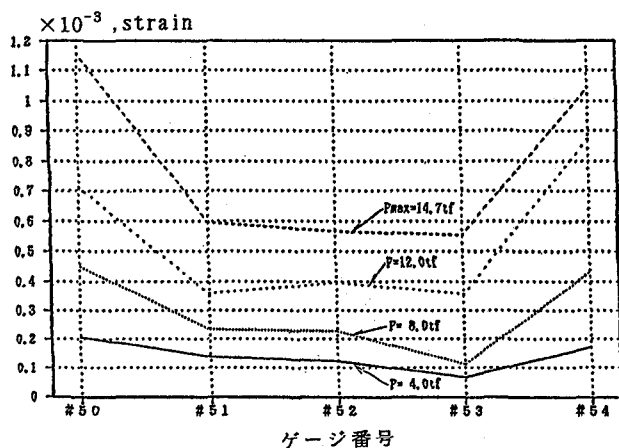


図-11 下フランジのひずみ(実験値)

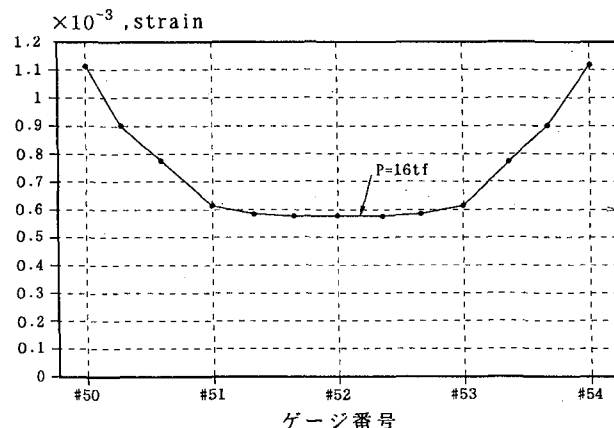


図-14 下フランジのひずみ(FEM解析値)

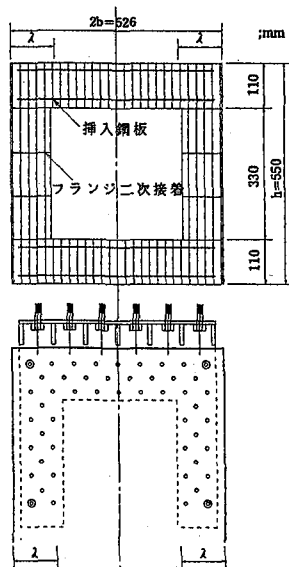


図-12 フランジの有効幅

位を与えたときの軸方向ひずみ ϵ_x を求めたものである。このとき変位を与えた点の x 方向等価節点力を求め、これらにみる弱軸まわりの曲げモーメントを逆算し、これをスパン中央の曲げモーメント $PL/4$ に等しいと置いて

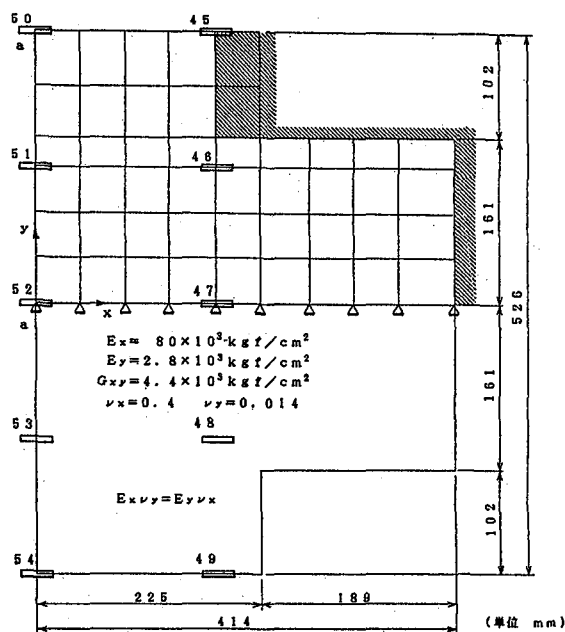


図-15 接合部の有限要素モデル

P を逆算した。

図-10、11の荷重とは正確には一致しないが、ひずみ分布形状は相対的に類似している。なお平面応力直交異方性体としての材料定数は図中に示す。

5. 3 ドリフトピンの抵抗力

図-16はドリフトピン間のひずみ分布を示し、ゲージ位置は図-7(d)に示されている。箱桁の軸方向ひずみの値は接合部の中心から離れるにつれて、より大きくなる。これはボルト及びリベット接合において中間のボルトまたはリベットはほとんど働かず、両端のボルトまたはリベットが大部分の応力を受けてしまうという現象に類似している¹⁰⁾。

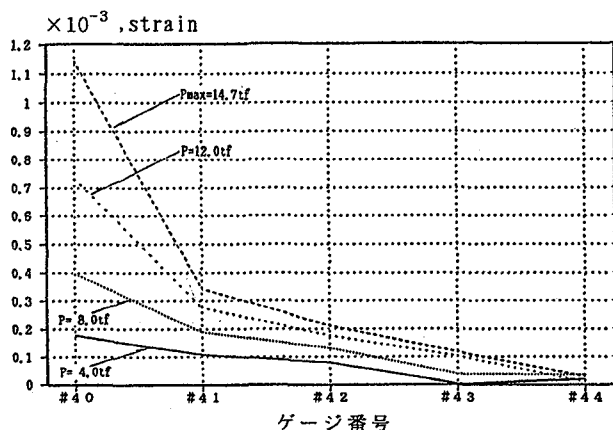


図-16 ドリフトピン間のひずみ(実験値)

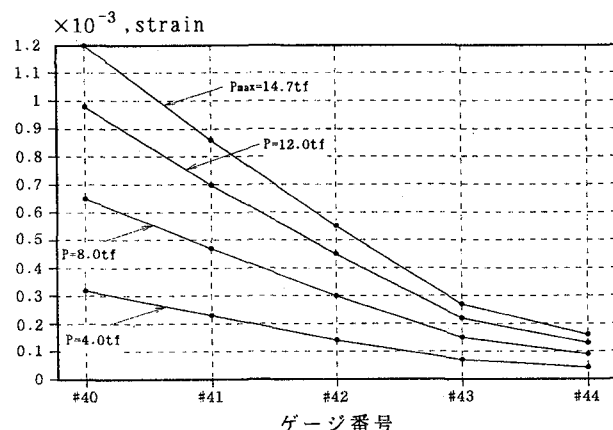


図-17 ドリフトピン間のひずみ(計算値)

解析方法は、挿入鋼板と木材部の相対すべり変位を用いて各ピンのつり合いを考え、次に鋼板の伸び変位を未知数として、図中の①から⑩までの各区分で鋼板及び木材部のそれぞれのひずみについて考える。以上の関係から得られる連立方程式を解くことで、得られる相対変位量から木材部のひずみ、すなわちドリフトピン間のひずみを計算できる。この問題を支配するのは、無次元パラメータ、 $\alpha = dlka/E_s A_s$ 、 $\beta = dlka/E_w A_w$ である。ここで d 、 l 、 a は図-18に示すとおりであり、 k は木材のバネ定数である。また、 $E_s A_s$ と $E_w A_w$ は鋼及び木材の伸び剛性である。図-17に計算値を示す。図-16と定量的にも定性的にもほぼ一致している。

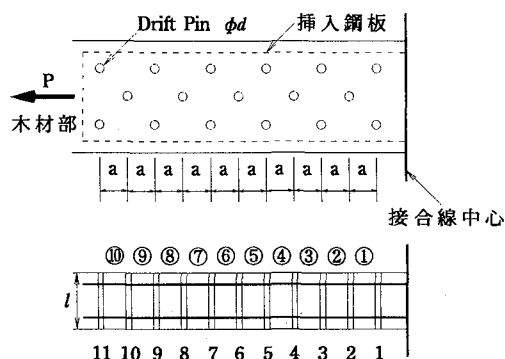


図-18 ドリフトピンの解析モデル

6. まとめ

断面二次モーメントに寄与するフランジ(アーチリブのウェブ)の幅は、全幅ではなくある有効幅のみである。実験においてその有効幅は、全幅の41%であった。継手部フランジを直交異方性体の平面応力問題として解析した結果、定性的にはこの現象を説明できた。

ウェブは、ラグスクリューと接着剤によって接合されているが、軸ひずみの値はほぼ零であり、ウェブ(アーチリブのフランジ)は曲げモーメントに抵抗しない。

箱断面の弱軸回りの曲げによる、ドリフトピン間の木材のひずみ分布は、ピン間の相対すべり変位と挿入鋼板の伸びを考慮することにより、リベットやボルト接合と類似の関係式が得られ、実験結果を説明できる。

参考文献

- 1) Pressure-Treated Wood Bridges Win Civil Engineering Achievement Award, Wood Preserving, pp.12-22, April, 1969.
- 2) Gehri, E.: Brücken und Stege aus Holz, 21. Fortbildungskurs der SAH, Zürich, 1989.
- 3) 橋梁企画部: 増加する木造橋とその課題, 橋梁, Vol.30, No.1, pp.24-30, 1994.
- 4) 薄木征三, 堀江保, 長谷部薫, 鈴木和広: 鋼・集成木材複合タイドアーチ橋の実橋設計と載荷試験, 構造工学論文集, Vol.30A, pp.1063-1074, 1991.
- 5) 赤岸英治, 平本勝吉, 北山一博, 志水茂也: 集成材を使用した木造4橋の施工, 橋梁, Vol.29.6月号, pp.11-18, 1993.
- 6) American Association of State Highway and Transportation Officials: Standard Specifications for Highway Bridges, 13th edition, 1983.
- 7) United States Dep. of Agri.: Timber Bridges, 1990.
- 8) 日本建築学会: 木構造計算基準・同解説, 1988.
- 9) 西野文雄, 長谷川彰夫: 構造物の弾性解析, 技法堂出版, pp.84-86, 1983.
- 10) 倉西茂: 鋼構造, 技法堂出版, pp.103-105, 1988.

(1994年9月14日受付)