

(5) 波形鋼板ウェブのせん断変形を考慮したコンクリートスラブの設計法の提案

横河工事(株) 技術一部 正会員 ○ 山崎 正直  
 同 上 内田 宗武  
 同 上 御子柴光春

1. はじめに

近年、合理的な複合構造の橋梁として波形鋼板ウェブPC橋が注目されており、国内でもすでに3橋が完成し、さらに数橋が本形式で計画されている。この構造形式は、曲げ部材のスラブをプレストレストコンクリートで、せん断部材のウェブを鋼材でという文字通りの適材適所を実現するばかりでなく、鋼板ウェブを波形加工することにより、①薄肉鋼板の弱点であるせん断座屈に対する安定性を補剛材なしで実現する、②軸方向剛性が激減することによりスラブに施すプレストレスがすべて有効になる、という優れた特性を持つ。しかし、異種材料を複合させたことより、同一材料では無視できた特性が新たな検討項目として提示されている。異種材料間の接合の問題をはじめ、それらは未解明な部分が多く、整備された設計方法は確立されていない。その中の一つとして、中間支点上などのせん断応力の値が急変する部分のスラブには、ウェブのせん断変形による付加的な曲げ応力が発生することが確認されている<sup>(1)</sup>。これは、波形鋼板ウェブのせん断剛性がコンクリートウェブに比べて小さいために生ずる現象である。表-1に、PC箱桁橋、波形鋼板ウェブPC橋および鋼箱桁橋のスパン:L = 40 m としての一般的な断面を比較した。曲げ剛性: EI<sub>g</sub>、せん断剛性: GA<sub>w</sub>の一定断面箱桁の等分布荷重に対するスパン中央でのたわみを考えると、 $\lambda_g = (EI_g/GA_w)^{1/2}$ としたとき曲げたわみに対するせん断たわみの比率は、 $9.6(\lambda_g/L)^2$ となる。同表および図-1から分かるように、曲げたわみに対するせん断たわみは、同一材料断面の場合通常数パーセントであり問題にならないが、波形鋼板ウェブPC橋の場合無視できないオーダーとなる。

本稿では、このせん断変形によりスラブに発生する付加曲げ応力の算定方法を、一般的な梁理論に基づいて検討し、先に行った実物大レベルの波形鋼板ウェブ模型桁の静的載荷実験の結果と比較することにより、提案した算定式の妥当性を確認する。

表-1 形式別箱桁橋の諸元比較表

	E(kg/cm <sup>2</sup> )	Ig(cm <sup>4</sup> )	G(kg/cm <sup>2</sup> )	Aw(cm <sup>2</sup> )	λ <sub>g</sub>	たわみ比
PC箱桁橋	295000	630000000	130000	13000	332	0.07
波形ウェブ橋	295000	600000000	810000	280	883	0.47
鋼箱桁橋	2100000	14000000	810000	360	318	0.06

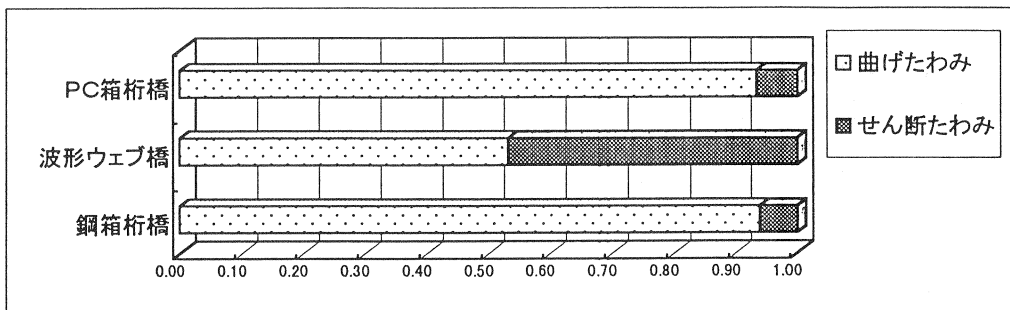


図-1 曲げたわみとせん断たわみの比率

2. 付加曲げ応力の算定式

一般に、集中荷重の作用点や連続梁の中間支点上などでは、梁に発生するせん断応力が急変する。図-2に示すように、せん断応力が $S_1$ から $S_2$ に急変している点では、波形鋼板ウェブは破線のようにせん断変形しようとするが、コンクリートスラブによる拘束のため接合部で鉛直方向の力のやりとりが行われ、実際は実線のような形状になる。このとき、スラブの曲げモーメント： $M(x)$ と接合部から作用する鉛直荷重： $q(x)$ には、

$$-q(x) = \frac{d^2M(x)}{dx^2} \dots\dots\dots (2.1)$$

の関係がある。また、スラブの形状は、鉛直変位量を  $y$  として曲率（接線角の変化量）で表すと、

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI} \dots\dots\dots (2.2)$$

ここに、 $EI$  : スラブの曲げ剛性

となる。一方、波形鋼板ウェブの曲率は

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{q(x)}{GA} \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 $GA$  : 波形鋼板ウェブのせん断剛性

となり、ここで、両者の変形形状を近似的に接合部の形状と一致するものと仮定すると、(2.2)式および(2.3)式より、

$$q(x) = \frac{GA}{EI} \cdot M(x) \dots\dots\dots (2.4)$$

が得られる。この(2.4)式を(2.1)式と比較すると、 $q(x)$ または $M(x)$ は正弦曲線で与えられることが分かる。

そこで、上下のコンクリートスラブに発生する曲げモーメントをそれぞれ、

$$M_u(x) = M_{u0} \cdot \sin(x/\lambda) \dots\dots\dots (2.5a)$$

$$M_l(x) = M_{l0} \cdot \sin(x/\lambda) \dots\dots\dots (2.5b)$$

ここに、 $M_{u0}$ ,  $M_{l0}$  : 上下スラブそれぞれの最大発生曲げモーメント

$$\lambda = 2a/\pi$$

$a$  : スラブとウェブの間の鉛直荷重伝達範囲

とする。ただし、波形鋼板ウェブにはせん断による変形だけ生じる、すなわち上下の接合部は同一の形状として、 $\lambda$ すなわち $a$ は上下のスラブで共通であると仮定する。

作用荷重は(2.5)式を(2.1)式に代入して、それぞれ

$$q_u(x) = M_{u0}/\lambda^2 \cdot \sin(x/\lambda) \dots\dots\dots (2.6a)$$

$$q_l(x) = M_{l0}/\lambda^2 \cdot \sin(x/\lambda) \dots\dots\dots (2.6b)$$

であるから、これらを(2.4)式に代入すると(2.7)式が得られる。

$$\lambda = \sqrt{\frac{E(I_u+I_l)}{GA}} \dots\dots\dots (2.7)$$

ここに、 $I_u$ ,  $I_l$  : 上下スラブそれぞれの断面2次モーメント

接合部の変位の接線角は(2.3)式を積分して(2.6)式を考慮すると

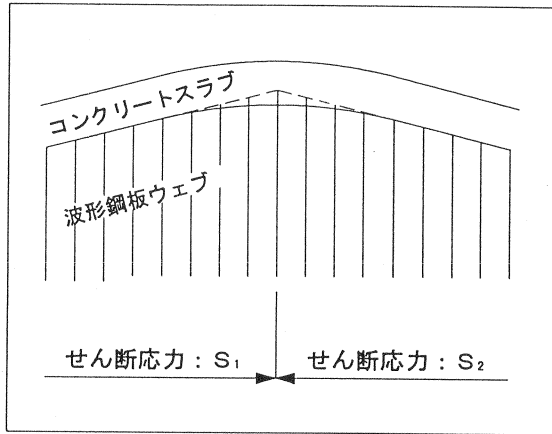


図-2 せん断応力の急変点の形状

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(M_{0a} + M_{0b})}{GA \cdot \lambda} \cdot \cos(x/\lambda) \quad \dots \dots \dots (2.8)$$

となり、これを梁の急変点両側のせん断力： $S_1$ および $S_2$ による梁のせん断変形角度の差：

$$\theta = \frac{S_1 - S_2}{GA} \quad \dots \dots \dots (2.9)$$

に境界条件を考慮して一致させると、スラブの最大発生モーメント： $M_{0a}$ 、 $M_{0b}$ を求めることができる。実橋における中間支点上では、横桁などで支点直上部のウェブのせん断変形が拘束されているので、 $S_2 = 0$ とすると、 $x = 0$ での境界条件として、接線角が梁のせん断変形角度に一致する条件により、 $M_{0a}$ 、 $M_{0b}$ は(2.10)式のようになる。

$$M_{0a} = \frac{I_b}{(I_u + I_b)} \cdot S_1 \cdot \lambda \quad \dots \dots \dots (2.10a)$$

$$M_{0b} = \frac{I_l}{(I_u + I_l)} \cdot S_1 \cdot \lambda \quad \dots \dots \dots (2.10b)$$

### 3. 実験桁の概要と実験方法

実験は、図-3に示すような、上下のプレストレストコンクリートスラブと波形鋼板ウェブからなる、全長14.1mの実物大レベルの実験桁を製作して行った。

ウェブ鋼板は、板厚9mmのSM490材を波長1m、波高100mmの波形にプレス加工した。スラブコンクリートは設計基準強度500kg/cm<sup>2</sup>で、最小デッキ厚とハンチ分を想定してスラブ厚を300mmとした。

鉄筋は、SD345のD22を橋軸方向に、同D13を橋軸直角方向にそれぞれ配置した。波形鋼板ウェブはスラブの中に200mm埋込み、橋軸方向に125mmピッチで26φ(鉄筋径の倍)の孔を2段あけ、橋軸直角方向鉄筋を貫通させ接合した。

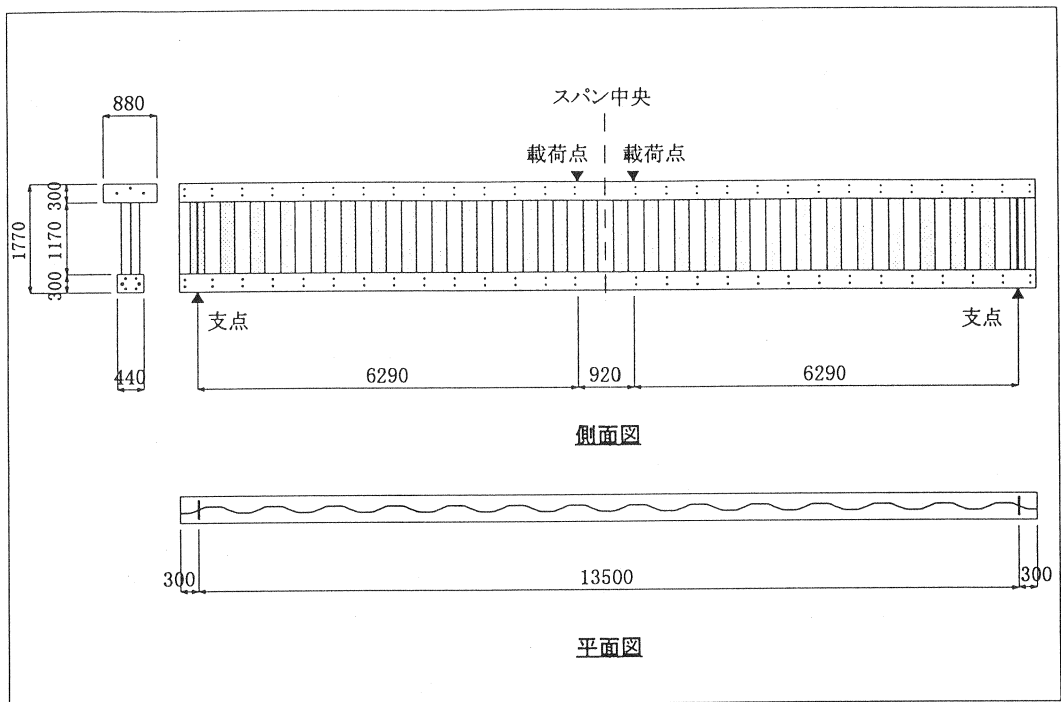


図-3 実験桁概要図

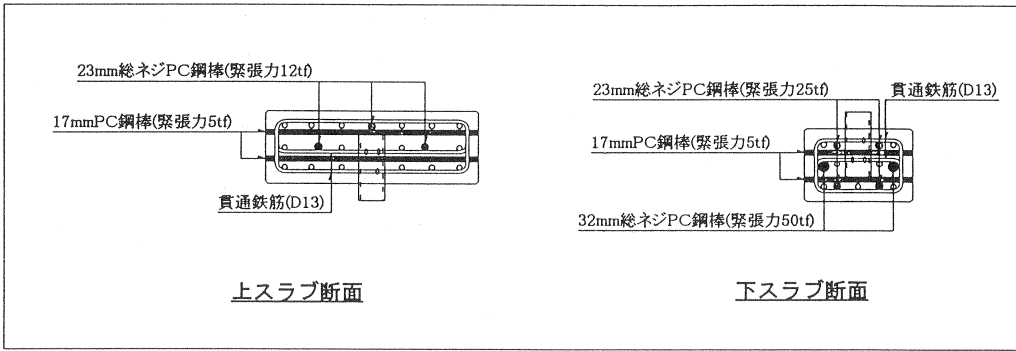


図-4 実験桁スラブ断面図

また、上下スラブ内にはシース管を配置し、荷重実験に先立って、橋軸方向には実橋を想定した設計荷重に対してフルプレストレスを、橋軸直角方向には桁全長にわたって500mm間隔で10tfのプレストレスを、アンボンドPC鋼棒により導入した。図-4に上下スラブの鋼材配置状況を示す。

実験桁は、スパン13.5mの可動沓で単純支持し、荷重中の桁の安定性を考慮して、スパン中央での920mm間隔の2点荷重とした。荷重実験は1,200tf加圧試験機を用いて、荷重レベルを5tfピッチで上昇させながら荷重～除荷を各レベル3回ずつ繰り返すサイクル荷重とした。

#### 4. 実験結果と考察

まず、スパン中央の下スラブ直下に設置した変位計により測定した、桁の鉛直変位量と載荷荷重のグラフを図-5に示す。実測値は線が煩雑になるのを避けるため、各荷重レベルでの3回の荷重のうち、最初のサイクルデータだけ抽出した。同グラフに、スパン中央でのせん断たわみと曲げたわみの計算値および両者の合計を太線で重ねて表示した。

本実験の別の測定結果から、スラブの中に埋め込んだ部分の鋼板ウェブのせん断応力度は、埋込み深さ方向にほぼ3角形分布することが確認できた<sup>(2)</sup>ので、せん断たわみ算定用のウェブの断面積は、埋込み深さの半分を加算したウェブ高に板圧を乗じて求めた。また、曲げたわみ算定用の断面2次モーメントは、アンボンドPC鋼棒の効果を考慮したものとした。

このグラフにより、載荷荷重レベル;65tf付近を境に、下スラブコンクリートの軸方向応力が一部引張領域に達し(実験中ひび割れが最初に観察された載荷荷重レベルとも一致している)、桁として非線形挙動を示し始めること、線形範囲内では計算値は実測値と良く一致することが分かった。

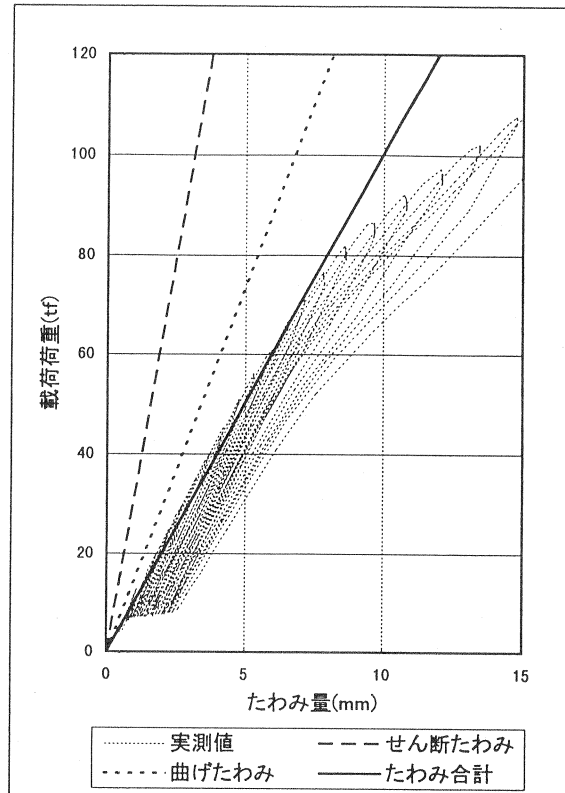


図-5 スパン中央でのたわみ量

次に、スラブの付加曲げ応力の提案式を実験値と比較するために、実験桁の諸元を(2.7)式に適用すると、 $\lambda = 32.9 \text{ cm}$  で、鉛直荷重の伝達範囲： $a = 51.7 \text{ cm}$  は載荷点からスパン中央までの距離： $d = 46.0 \text{ cm}$  より大きい。また、この範囲でのウェブはせん断変形に対する拘束がないので、 $x = a - d = 5.7 \text{ cm}$  を(2.8)式に代入することにより、スパン中央での付加曲げモーメント： $M$  は、

$$M = \frac{I_u}{(I_u + I_L)} \cdot S \cdot \lambda \cdot \frac{\sin(x/\lambda)}{\cos(x/\lambda) + 1}$$

で計算できる。

図-6は、載荷荷重に対するスパン中央での上スラブ上面・側面中央および下面でのひずみを表すグラフで、細破線がそれぞれの実験データ、太破線が通常の梁の曲げに伴うそれぞれのひずみ量の計算値、太実線が上式で計算した付加モーメントによるひずみを加えた計算値である。実験データは、たわみの場合と同様最初のサイクルデータだけ抽出し、側面と下面のデータは両側の平均値をプロットした。

同グラフから、せん断力急変点のスラブには通常の曲げによるひずみに加えて局部曲げによるひずみが発生しており、線形範囲内でその量は提案式での算定量に良く一致していることが分かる。

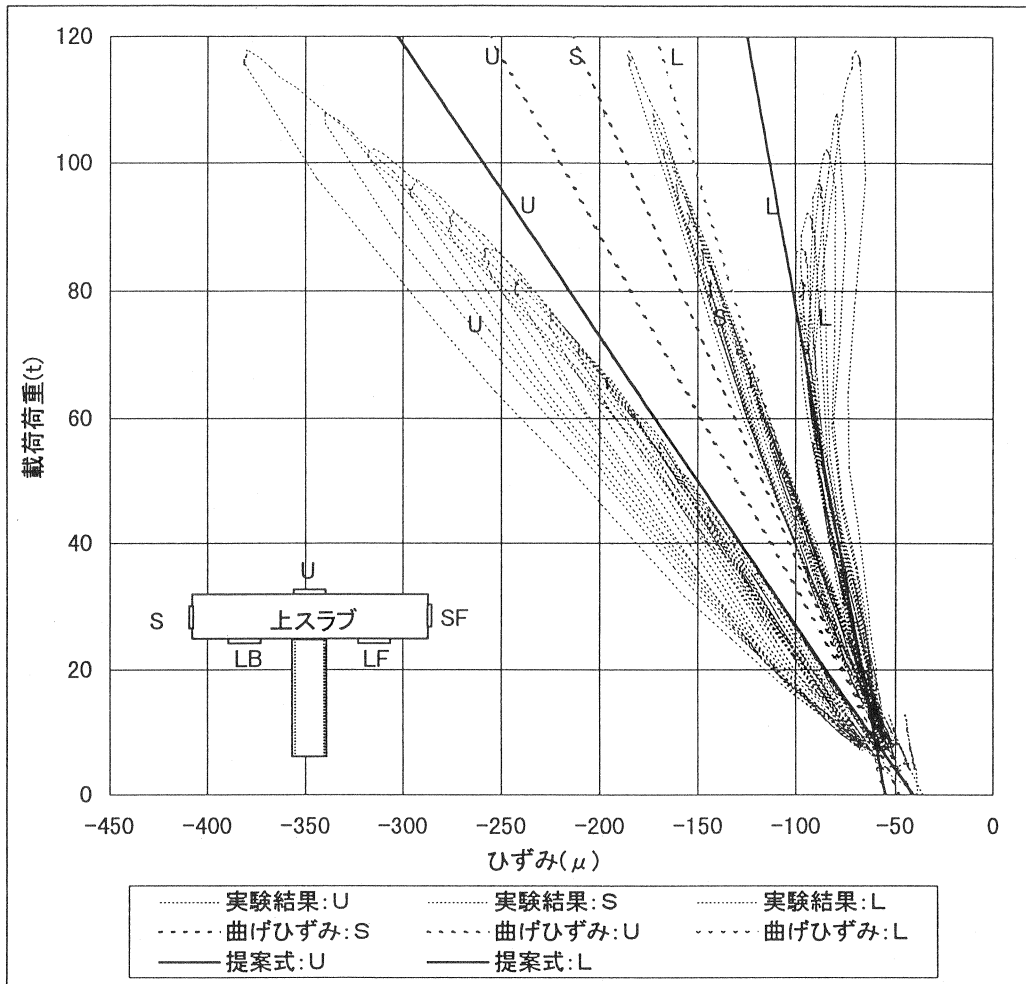


図-6 スパン中央上スラブ表面ひずみ量

実験の場合にはこのように良く一致したが、実橋に提案式を適用するとやや過大な付加モーメントが求まる。これは、①中間支点上ウェブの拘束条件のモデル化、②スラブの中立軸と接合部での変形状の差、③ウェブ内鉛直方向の応力伝達挙動、などの評価が不十分なためと思われる。これらを今後の研究課題とした。

実際の設計に当たっては、有限要素解析を併用して、連続桁の場合特に中間支点直近の下フランジ下面に過大な圧縮応力が発生しないよう十分検討する必要がある。また、スラブとウェブの接合部には、(2.6)式で示す鉛直方向の応力が付加的に発生するので、接合部の設計にこの応力を配慮しなければならない。この付加応力はせん断応力の大きな箇所にさらに加わる応力なので、埋込み接合の場合は、水平方向のズレとともに鉛直方向のズレに対しても対策を講じ、特にスタッドジベルによる接合形式では、上スラブ接合部のスタッドに引張方向の力が作用するので注意が必要である。

## 5. おわりに

今回の実験は、本稿で提示したスラブの付加曲げ応力算定式の確認をはじめ、多目的を有するものであった。そのうちの一つに、プレキャスト施工への対応に向けての施工実験の位置づけがある。

実験桁は橋軸方向に2分割して製作し、実験ヤードに搬入して所定位置に据え付けた後、スパン中央部を図-7に示す要領で接合した。

制作時には、波形鋼板を反転するための回転枠を使用して、スラブには上下とも上から波形鋼板ウェブを埋め込むようにセットした結果、①特殊な形状の型枠を使用する必要がない、②コンクリートの打設が地上のできるので支保工がいらない、③高い位置での鉄筋や型枠の作業が無くなり安全である、などの効果を得ることができた。

また、実験ヤードでの波形鋼板ウェブの接合には、鋼板を重ねて両側をすみ肉溶接する継手形式を用いた。この接合形式は、軸方向力がほとんど発生しない波形鋼板の継手には最適であるにもかかわらず、日本では未だに実績がないが、今回の実験によって重ねた板の密着性を確保すれば施工上も機能上も問題ないことが確認できた。

最後に、実験桁の製作にご尽力いただいた興和コンクリートのみなさま、また、大規模な実験に多大のご協力をいただいた横河工事利根工場のみなさまに絶大なる感謝の意を表すとともに、本稿が波形鋼板ウェブPC橋の設計における一助となり、その普及に役立つことができれば幸いである。

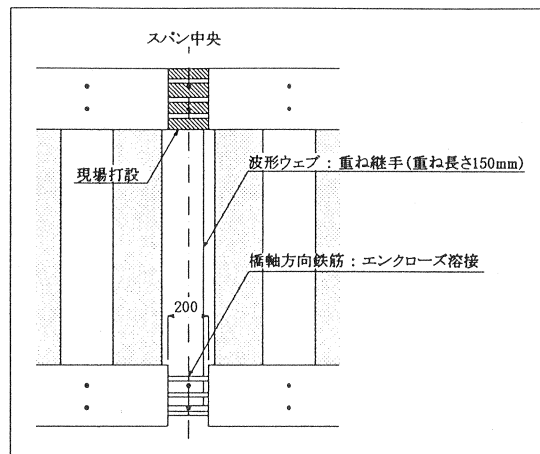


図-7 実験桁接合部施工要領

## <参考文献>

- (1) Jacques Combault, Jean-Daniel Lebon, Gordon Pei; Box-Girders Using Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, FIP Symposium '93 Kyoto, Oct. 17-20, 1993, pp. 417~424
- (2) 山崎正直, 内田宗武, 御子柴光春; 波形鋼板ウェブ~コンクリートスラブ複合桁実物大モデルの静的載荷実験, 土木学会第53回年次学術講演会, 土木学会, 1998年9月