

1. まえがき

鋼の薄板を溶接して製作する板桁は一般に曲げに対して上下フランジが、せん断に対してウェブが抵抗するため、その断面設計において、桁高を高く、ウェブを薄くした方がより経済的となる。この前提条件として、板桁の横倒れ座屈とウェブのせん断座屈を拘束する必要がある。このため、一般に横倒れ座屈に対しては中間対傾構を、せん断座屈に対しては垂直補剛材を適切に配置するのが原則である。この原則に変わるものとして、ウェブを波型に加工した波型腹板桁（波桁）が考案され、この波型ウェブを有するはりや桁は補剛材の溶接の必要が無いので製作や疲労寿命の面から有利である¹⁾。今年度は桁高の低い桁であるところの波型ばりの力学特性を調べる基礎実験を行なったので以下に報告する。

2. 供試体および実験方法

軟鋼（材質 SS400）の薄板を溶接して標準断面 I-172x80 x3.2x6mm、長さ 3.2 m なる通常の溶接ばり 1 体、波型ばり 2 体を製作し（図-1 参照）、スパン長 $L = 3$ m の単純ばりとして、曲げ試験を行なうものである。なお、フランジより JIS 2 号引張試験片を切り出し、引張試験を行なったところ $\sigma_y = 2970 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $E = 2.185 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\nu = 0.279$ をえた。試験ばりの断面寸法を測定した後、静的試験用骨組内にセットし、圧縮フランジ上に 5 tf ジャッキを用いて 2 点集中荷重を作用させた。はりの変位およびヒズミは荷重約 50 kgf 増分ごとに変位計、ダイヤルゲージおよびヒズミゲージを用いて測定した。試験ばりの端部の支持方法は鉛直変位 v および水平変位 u に対して単純支持とし、端部でのねじり角 ϕ を拘束し、そりは自由とした。

図-2 は波型ウェブのフランジ中心からのずれを α b とした場合の弱軸回りの断面 2 次モーメント I_y およびそり 2 次モーメント I_w を示してある。また、強軸回りの断面 2 次モーメント I_x は波型ウェブのアコーディオン効果²⁾を考慮する場合は図中の I_x を用いるものとする。

3. 波型ばりの曲げおよびねじり試験

使用荷重状態での弾性変形挙動を調査するために、通常の溶接ばりでは補剛位置 ($L/3$ 点) に、波型ばりでは波形ウェブがフランジ幅中心に位置するほぼ $L/3$ 点に 2 点集中荷重 P を作用させて曲げ試験を、また載荷点に垂直補剛材を取り付けたあと $e = 2$ cm の偏心荷重を与えてねじり試験を行なった。なお、荷重は最大ヒズミが約 500μ 程度となるまで 50 kgf づつ作用させた。図-3 および図-4 ははりの作用荷重 P と載荷点の鉛直変位 v およびねじり角 ϕ の関係を示すものである。なお、図中の v_0 は偏心載荷の場合である。また、ねじり角 ϕ を表わす図中の $F(a)$ 式は次式にて与えられる。

$$F(a) = \frac{a}{L} - \frac{\sinh \alpha a (\sinh \alpha a + \sinh \alpha (L-a))}{\alpha L \sinh \alpha L}, \quad \alpha = \sqrt{\frac{GJ}{EI_w}} \quad (1)$$

ここに、 J はサンプナンのねじり定数を、 a は支点和載荷点間の距離である。

図より、通常の溶接ばりの鉛直変位 v はほぼはり理論に一致し、波型ばりの鉛直変位は実験値の方がやや大きな値となつて

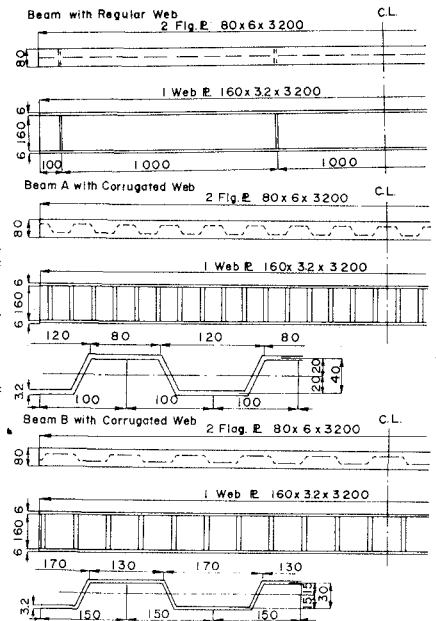


図-1 供試体の断面寸法

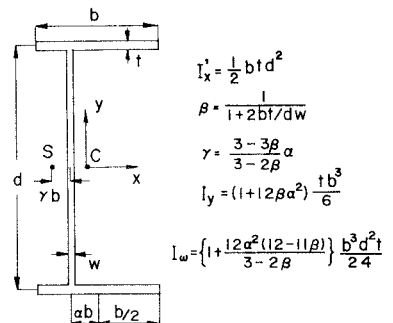


図-2 波型ばりの断面定数

いる。これは波型ウェブのアコーディオン効果によるものであり、ウェブの曲げ抵抗を無視した場合の理論線（点線）にほぼ対応している。また、ねじり角 ϕ は理論線と若干ずれているものの全体的にはほぼ一致している。

図-5は波型ばりAの中心载荷の、図-6は偏心载荷の作用荷重Pとはり中央部のフランジ4隅のヒズミ $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_4$ との関係を示すものである。図より中心载荷はほぼ理論値に一致し、偏心载荷は圧縮ヒズミは理論値にほぼ一致するものの、引張ヒズミは大きく異なる値となっている。

4. 横倒れ座屈実験

通常の溶接ばりおよび波型ばりの横倒れ座屈実験結果を図-7から図-8に示し、図中の面外変位 u の急激な増加が横倒れ座屈挙動を表わすが、本研究では最大荷重 P_u を実験座屈荷重と定義する。通常の溶接ばりの理論座屈荷重 $P_{cr}=1173\text{kgf}$ に対して実験座屈荷重は $P_u=1275\text{kgf}$ 、波型ばりAの理論座屈荷重 $P_{cr}=1634\text{kgf}$ に対して実験座屈荷重は $P_u=1565\text{kgf}$ 、波型ばりBの理論座屈荷重 $P_{cr}=1288\text{kgf}$ に対して実験座屈荷重は $P_u=1565\text{kgf}$ となった。昨年度実験では波桁の実験座屈荷重は板桁の座屈荷重の約2倍となり、今年度実験では約1.3倍にとどまった。これは昨年度の桁高が40cmと今回の約2倍もあり、この差が波型ばりの優位性を低減させているものと考えられる。

参考文献 1) Elgaaly, M. and Dagher, H.: Beams and Girders with Corrugated Webs, Stab. Bridge, pp.37~53, 1990. 2) 佐藤 靖他: 新開橋の構造特性（波形鋼板ウェブPC2主単純箱桁橋）、第47回年講概要集V。 3) 西田進: 波型腹板桁の静的挙動に関する実験的研究、第47回年講概要集I。

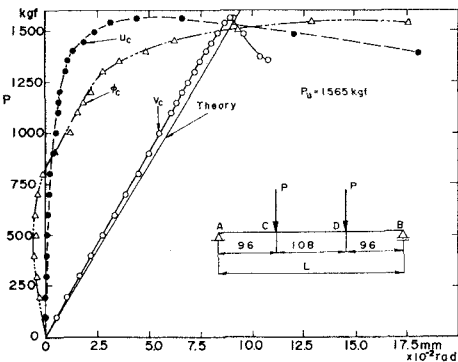


図-8 波型ばりAの横倒れ座屈実験結果

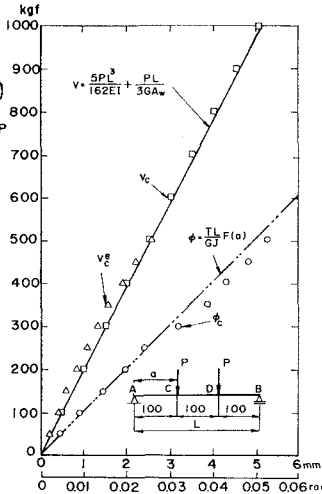


図-3 通常の溶接ばりの荷重・変形関係

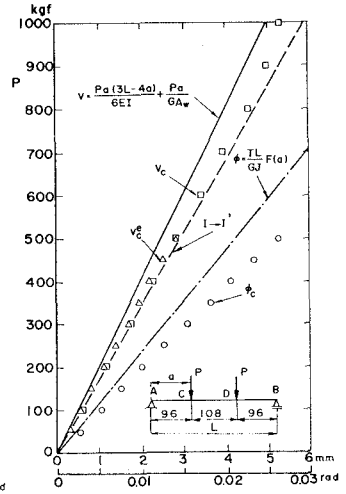


図-4 波型ばりAの荷重・変形関係

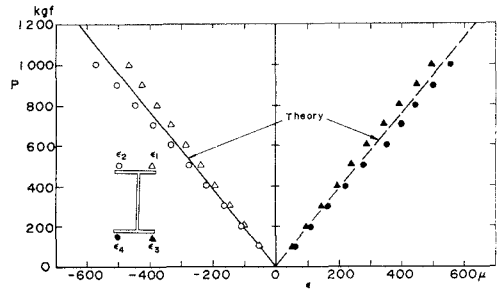


図-5 波型ばりAのフランジの応力分布（中心载荷）

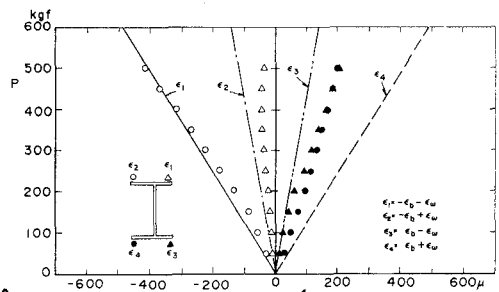


図-6 波型ばりAのフランジの応力分布（偏心载荷）

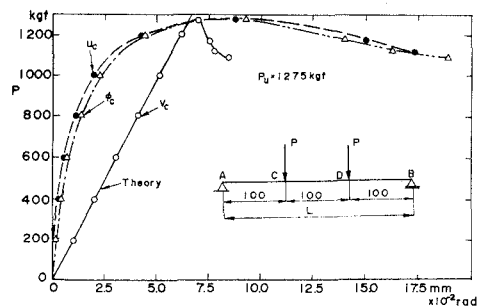


図-7 通常の溶接ばりの横倒れ座屈実験結果