

I-A 35 プレートガーダー端支点付近の局所荷重耐力

名城大学 正員 久保 全弘
 瀧上工業（株） 小嶋 秀和
 瀧上工業（株） 伊藤 功

1. まえがき

阪神・淡路大震災でも桁橋の支点付近での降伏と局部変形による被害が目立ち、腹板パネルの補剛問題の重要性が再認識された。本研究はプレートガーダー端支点到隣接し大きなせん断力を受ける腹板パネルを対象に、アスペクト比0.5で荷重幅を2種類に変えた場合の実験結果を報告する。

2. 実験内容

(1) 実験桁 供試体は、図-1(a)に示すI形断面の溶接桁(SS400材)であり、前回の実験¹⁾で中央パネルが局部崩壊した桁の両側パネルを用いる。フランジと腹板の幅厚比($b_f/2t_f=8.3$, $d/t_w=150$)とスパン長($L=2040\text{mm}$)を一定にして、中間補剛材(I.S.)の配置形式とフランジとの取付方法を図-1(b)のように変えた次の5種類である。

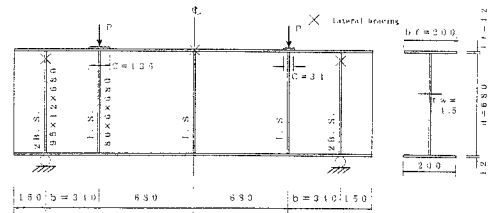


図-1(a) 実験桁

- 桁 DM1, 2: 中間補剛材を両側配置でメタルタッチ
- 桁 SW1, 2: 中間補剛材を片側配置で溶接
- 桁 SM1, 2: 中間補剛材を片側配置でメタルタッチ
- 桁 SC11, 12: 中間補剛材を片側配置で $c_s=4t_w$ の間隔
- 桁 SC21, 22: 中間補剛材を片側配置で $c_s=8t_w$ の間隔
- (桁 BDW11, 12: 端補剛材を両側配置で溶接)

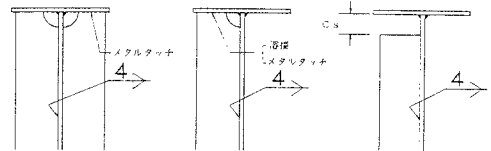


図-1(b) 補剛材の取付け方法

各桁とも腹板のアスペクト比 $\alpha=b/d=0.5$ を一定にし、荷重幅を $c=136\text{mm}$ ($c/d=0.2$)と $c=34\text{mm}$ ($c/d=0.05$)の2種類に対して、補剛材上に局所荷重が作用する場合の実験を行う。ただし桁 BDW11, 12は支点上の端補剛材の柱としての実験を行う。なお、端補剛材は $95 \times 12\text{mm}$ 、中間補剛材は $80 \times 6\text{mm}$ の断面である。

(2) 実験方法 桁橋の端支点付近の中間補剛断面に局所荷重が作用することを想定し、図-1(a)に示すように支点から $L/6$ の補剛断面における上フランジに鋼板(板厚19mm)を取り付け載荷した。両支点は鋼棒によるローラー支承である。桁の横方向支持は、端補剛材の上部両側とスパン中央上フランジ片側で横倒れを防止した。載荷には容量100tfの油圧ジャッキを用い、載荷中の変位とひずみを主要点のみで測定した。初期変形と実験終了後のたわみ測定には移動式変位計(最大ストローク50mm, 最小読み1/100mm)を用いた。

3. 実験結果

(1) フランジの局部たわみ 荷重直下の上フランジの窪み、すなわちフランジ純間隔の変化を図-2に示す。初期の荷重段階では比較的直線変化をしている。補剛材を両側に配置した桁DMでは小さい。片側配置の桁では荷重の増加に伴って大きくなり、最大荷重後急増している。荷重幅 $c=136\text{mm}$ の桁より $c=34\text{mm}$ の方がやや大きく生じている。また、フランジと間隔をあけて取付けた桁でも最大荷重に達するまでは、それほど大きく進展していない。

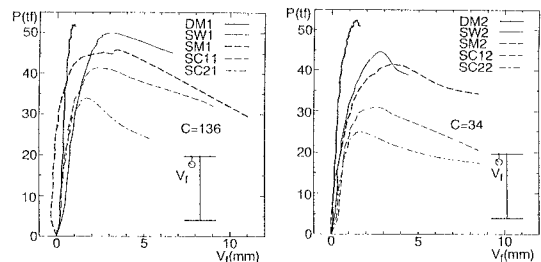


図-2 フランジの局部たわみ

（２）腹板の面外たわみ

図－３は荷重直下の点（上フランジから $0.1d=68\text{mm}$ ，補剛材から $0.2b=68\text{mm}$ ）の腹板面外たわみ W_1 を示す．両側配置の桁DMではほとんど生じていない．これに対し，片側配置の桁では最大荷重後急激に増大していることがわかる．

図－４は側パネル中央点の腹板面外たわみ W_2 を示す．片側配置した桁でも変形が多少みられるが，最大荷重後は進展していない．両側配置の桁DMではせん断変形により急激に増大している．

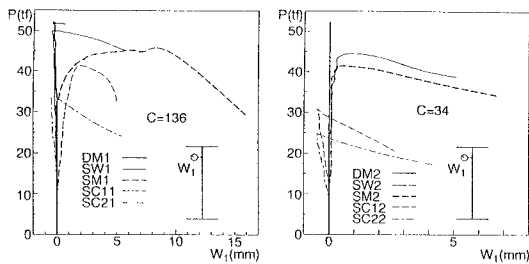


図-3 荷重直下の腹板面外たわみ

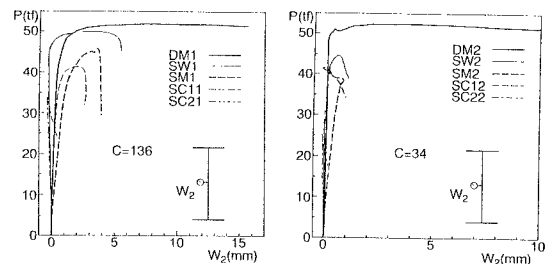


図-4 パネル中央の腹板面外たわみ

（３）崩壊形と耐荷力

図－５は２種類の荷重幅 c に対する実験終了後における荷重点直下（補剛材から $0.2b=68\text{mm}$ ）の腹板の面外たわみ形を描いたものである．両側配置の桁DMでは上下縁から $0.35d$ の高さで大きく変形し，斜張力場を形成したせん断変形により崩壊した．

片側配置で溶接又は密着した桁SWとSMは $c=136\text{mm}$ では上縁から $0.13d$ 付近， $c=34\text{mm}$ では $0.1d$ 付近でそれぞれ変形が大きく局部崩壊している．そして間隔をあけて取付けた桁SC1，SC2は両荷重幅とも $0.08d$ 付近で局部崩壊している．補剛材の座屈は桁SWとSMのみでみられ，上部 $0.1d$ の位置で局部変形した．

表－１には実験からえられた最大荷重 $P_{\max}$ と片側配置で溶接した桁SWを基準にした場合の耐荷力比率がまとめている．この表から補剛材の取付け方法による耐荷力の差異が明瞭に認められ，そして荷重幅 c が小さくなると耐荷力が低下することがわかる．

補剛材をフランジと間隔 c_s をあけて取付けた場合の耐荷力は，溶接した場合の値 P_{uw} より密着で約8.6%低下し，さらに間隔をあけると図－６のように直線的に低下する．なお，支点上における端補剛材の柱としての実験桁BDWは腹板の曲げ座屈で崩壊し，補剛材断面に腹板の有効幅 $(24t_w)$ を考慮した断面の降伏荷重 $P_y=73.7\text{tf}$ を約20%上回る耐荷力が得られている．

４．あとがき

本実験は端支点上に隣接する腹板パネルのせん断ならびに局所荷重耐力に与える荷重幅および補剛材の配置形式と取付け方法の影響を明らかにした．

参考文献 1)久保・菱川・安藤:垂直補剛材付きプレートガーダーの局所荷重耐力，土木学会50回年次学術講演概要集，第1部(A)，pp.100-101，1995-9.

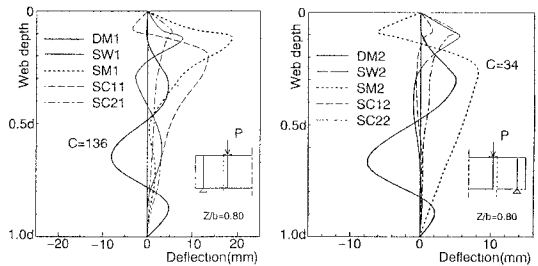


図-5 腹板の崩壊モード

表-1 実験桁の耐荷力

実験桁	腹板のアスペクト比	荷重幅 c (mm)	最大荷重 $P_{\max}$ (tf)	耐荷力の比率	補剛材条件
DM1	0.5	136 $c/d=$	51.92 ^{a)}	—	両側，密着
SW1			49.99	1.000	片側，溶接
SM1			45.12	0.903	片側，密着
SC11			41.42	0.829	片側 $C_s=4t_w$
SC21			33.89	0.678	片側 $C_s=8t_w$
DM2	0.5	34 $c/d=$	52.36 ^{a)}	—	両側，密着
SW2			44.56	1.000	片側，溶接
SM2			41.49	0.931	片側，密着
SC12			30.93	0.694	片側 $C_s=4t_w$
SC22			24.86	0.558	片側 $C_s=8t_w$
BDW11	—	136	88.95 ^{b)}	—	両側，溶接
BDW12	—	34	88.22 ^{b)}	—	(端補剛材)

a) DM1, DM2は腹板のせん断座屈崩壊 b) 柱としての実験

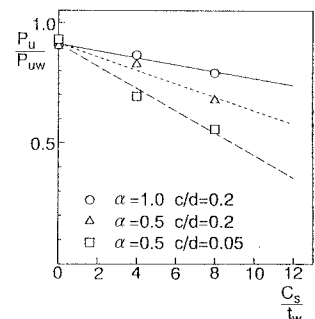


図-6 間隔と耐荷力の関係