

1. はじめに

地震時における鋼桁橋の損傷は主として桁端部に発生し、特にプレートガーダー橋では対傾構と横構で主桁間を連結した状態だけのため、連結部材の破断や主桁の下フランジ部が橋軸直角方向へ変形し易い。本研究では、桁端部の耐震性を向上させる目的で、鋼桁橋端部の補強を想定したせん断パネルの繰り返し載荷実験を行った。先回の報告¹⁾では、単一ブレース材、薄鋼板および波形鋼板を全面に取り付けて補強した場合の耐荷性能を比較した。今回は、X型ブレースで補強した場合、薄鋼板および波形鋼板を部分的に取り付けて補強した場合の実験結果を追加して、繰り返し載荷による履歴挙動の比較を行う。

2. 実験概要

(1) 供試体

供試体の無補強フレーム FA1 は圧延 CT 形鋼 (SS400 材)、柱 CT-100×200×8×12、梁 CT-75×150×7×10 を用いて構成した。フレームの柱と梁の連結は高力ボルト M16 を用いて行ない、せん断パネル (高さ 1000×幅 800mm) を形成した。部材の実測降伏点応力は、柱材： $\sigma_y=287\text{MPa}$ 、梁材： $\sigma_y=293\text{MPa}$ である。無補強フレームを基本として、図 1 に示すような次の 3 種類の補強フレームを考えた。

①斜めブレース材 (圧延等辺山形鋼 L-40×40×3mm) を用いて補強した FB1 : 斜材 1 本, FB2 : 斜材 2 本 (X 型) を高力ボルト M16 で連結した供試体。

②薄鋼板 (冷間圧延鋼板 SPCC の $t=1.2\text{mm}$, $\sigma_y=180\text{MPa}$) を用いて補強した FC1 : 全面 h , FC2 : パネル高さ方向 3 等分の上下 $2h/3$, FC3 : 高さ方向 3 等分の中央 $h/3$ をそれぞれ連結した供試体。

③波形鋼板 (キーストンプレート KP-1 の $t=1.2\text{mm}$, $\sigma_y=367\text{MPa}$) を用いて補強した FD1 : 全面 h , FD2 : パネル高さ方向 3 等分の上下 $2h/3$, FD3 : 高さ方向 3 等分の中央 $h/3$ をそれぞれ連結した供試体。

なお、鋼板のフレームへの取付けは、鋼板周囲を帯板またはアングル材を介して約 40~50mm ピッチで高力ボルト M12 により連結した。

(2) 実験方法

繰り返し実験は、名城大学高度制震実験・解析センターの載荷装置を用いて行なった。載荷フレームにピン支承を用いて供試体を設置し、アクチュエーター (容量: 圧縮 1000 kN, 引張 500kN) で水平荷重を載荷した。載荷は変位制御にて行い、載荷方法は無補強フレーム FA1 を剛結フレームと仮定して求めた降伏水平変位 $\delta_y=8.4\text{mm}$ を基準に 1/6, 1/3, 1/2, 2/3, 5/6, 1, 1.5, 2, 2.5, 3・倍の点で正負交番載荷を行った。載荷中のフレームの水平変位とひずみ、補強材の面外変位とひずみを測定した。

3. 実験結果と考察

図 2~図 4 に実験から得られた水平荷重 P と柱の部材回転角 R に対する履歴曲線を示す。部材回転角は柱の上下の相対水平変位を高さで除した値で求めている。正負交番載荷による耐荷力は、図 2 に示すように、無補強フレーム FA1 は 17kN(-20kN) であり、梁-柱のボルト連結部にすべりが生じて大きく傾き、 $R=2\%$ を超えても急激な荷重低下はみられなかった。ブレース材で補強した場合は、斜材 1 本の FB1 では 28kN(-28kN)、斜材 2 本の FB2 では 62kN (-48kN) であり、X-ブレースにすることにより約 2 倍に耐荷力が上昇している。また、履歴曲線は斜めブレース材が座屈後にボルト連結部で破断し、荷重低下を生じ、 $R=2\%$ に達していない。

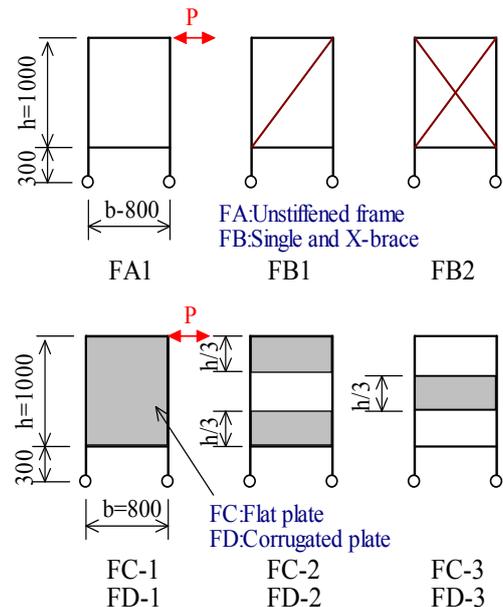


図 1 実験供試体

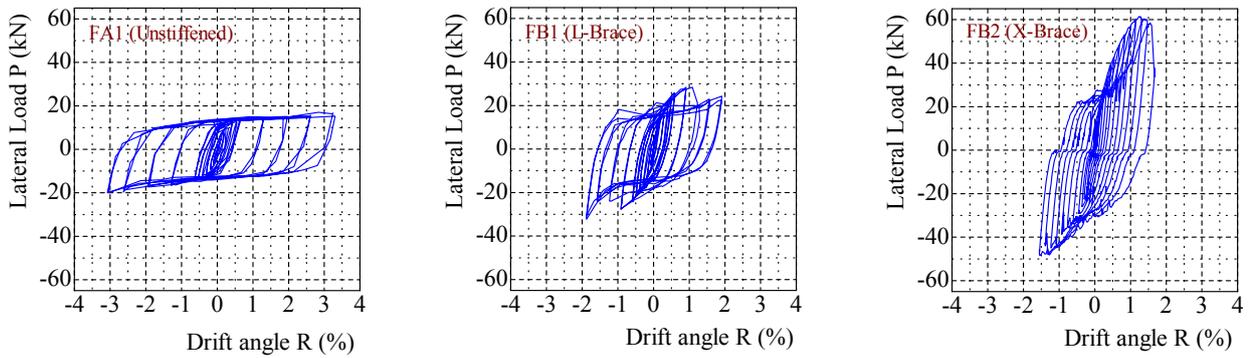


図2 履歴曲線 (FA1, FB1, FB2)

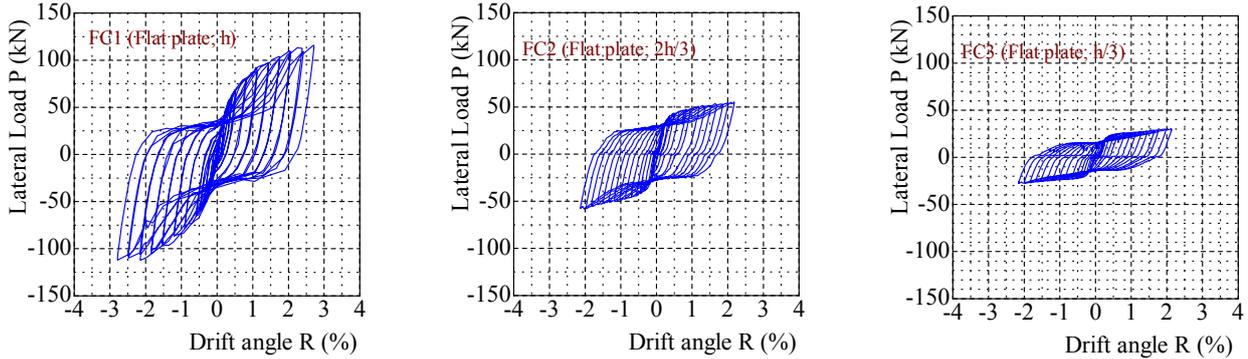


図3 履歴曲線 (FC1, FC2, FC3)

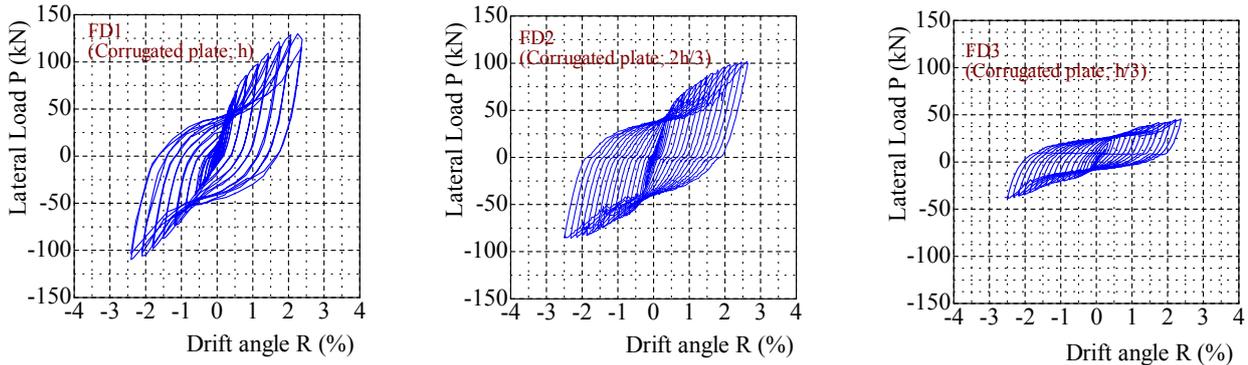


図4 履歴曲線 (FD1, FD2, FD3)

薄鋼板で補強した場合の耐荷力は、図3に示すように、全面 h の FC1 では $116\text{kN}(-110\text{kN})$ 、上下 $2h/3$ の FC2 では $56\text{kN}(-57\text{kN})$ 、中央 $h/3$ の FC3 では $31\text{kN}(-27\text{kN})$ であり、部分的な取り付けによる低減率は約 50%、25%となる。いずれの場合も正負交番によるせん断座屈による斜張力場を形成し、正負荷重域ともほぼ対称な履歴挙動し、 $R=2\%$ 以上が確保されている。

波形鋼板で補強した場合の耐荷力は、図4に示すように、全面 h の FD1 では $130\text{kN}(-110\text{kN})$ 、上下 $2h/3$ の FD2 では $102\text{kN}(-85\text{kN})$ 、中央 $h/3$ の FD3 では $46\text{kN}(-37\text{kN})$ であり、部分的な取り付けによる低減率は約 78%、35%となる。履歴曲線は、薄鋼板補強の場合に比べまとまった紡錘型の履歴を示している。また、目立ったせん断座屈変形は発生せず、最終的にはパネルの4隅に局部変形が発生して耐荷力低下を招いた。

4. あとがき

地震時における桁橋端部のせん断抵抗を向上させるための基礎的な実験を行った。薄鋼板または波形鋼板をパネル全面に取り付ければ相当の補強効果が得られるが、部分的に取り付けた場合の効果も明らかにすることができた。エネルギー吸収量の比較などの詳細については、発表当日に説明する。

参考文献

- 1) 久保全弘：鋼桁橋端部をイメージしたせん断フレームの繰り返し载荷実験，土木学会第 65 回年次学術講演会，I-001，平成 22 年 9 月。