

既存鉄骨造柱梁接合部のリブ補強に関する研究

高松 隆夫*・玉井 宏章*・弘永 佑太**・山西 央朗***

(平成22年11月6日受付)

A study on rehabilitation of existing steel beam-to-column connection by means of rib-plates

Takao TAKAMATSU, Hiroyuki TAMAI, Yuta HIRONAGA and Teruaki YAMANISHI

(Received Nov. 6, 2010)

Abstract

Existing gymnasiums can not satisfy the load-carrying capacity in the seismic capacity evaluation because of non-load-carrying-capacity joint of beam-to-column connections.

This reason is caused by using fillet-weld in stead of full-penetration-weld. In these connections rib-strengthening technique is generally employed as an earthquake resistant construction method. In this paper, experimental and FEM analytical study on the beam-to-column connection strengthened by the rib-plate was carried out.

The following conclusions were obtained from the results: 1) Resistant mechanism of the rib-plate was clear, 2) position of the plastic hinge of the beam moved from the beam-end to the edge of the rib-plate.

Key Words: beam-to-column connection, rehabilitation by means of rib-plates, FEM analysis, collapse mechanism

1. はじめに

既存鉄骨造屋内運動場は、大地震等の災害時に避難場所として利用される。このような構造物は、建物を地震直後も使用可能とするために高い耐震性能が要求されている。また、構造物の耐震性能を向上させるために、部材端部に十分な塑性変形能力を確保しなければならない。そのため、接合部には保有耐力接合が採用されている。

しかしながら、近年、1981年施行の新耐震設計以前の屋内運動場で耐震診断が行われており、その結果として倒壊の危険性があると指摘される場合が多い。特に、柱梁接合部の溶接部については、設計図書では完全溶込み溶接接合とされている部位でも、実態調査等で隅肉溶接接合と判

断されることがある。そのような場合、溶接接合部が保有耐力接合とならず、結果として倒壊の危険性があると診断される。

これまで、このような構造物の研究が行われており、溶接方法が手動アーク溶接、かつ溶接サイズが小さいものであれば、終局耐力は溶接接合部の破断により決定することが示されている¹⁾。

一般的な補強工法として、上フランジ溶接接合部の補強には方杖を、下フランジ溶接接合部の補強にはリブが用いられる。リブ補強は、下フランジ溶接接合部の破断・座屈を抑制でき非常に効果的な補強工法である²⁾⁻⁵⁾。しかしながら、リブ補強の設計を行う際には、リブの抵抗機構やリブ補強された構造物の崩壊機構等、不明瞭な部分が多く

* 広島工業大学工学部建築工学科

** 広島工業大学大学院工学系研究科建設工学専攻

*** 広島工業大学高性能構造システム開発研究センター

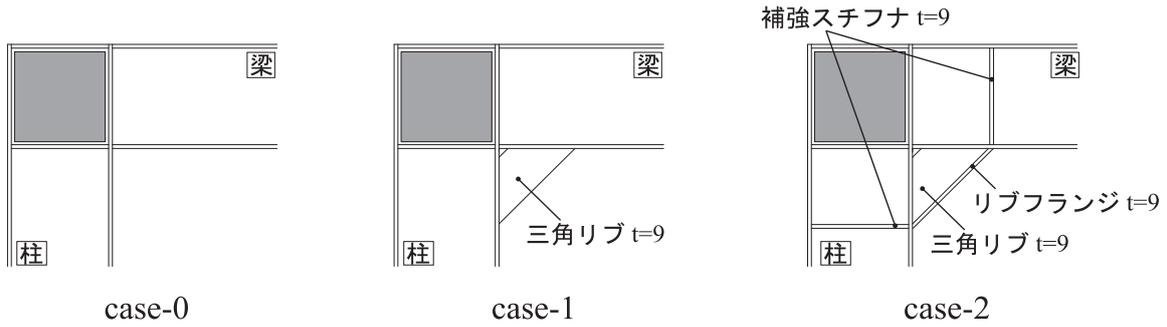


図1 解析変数

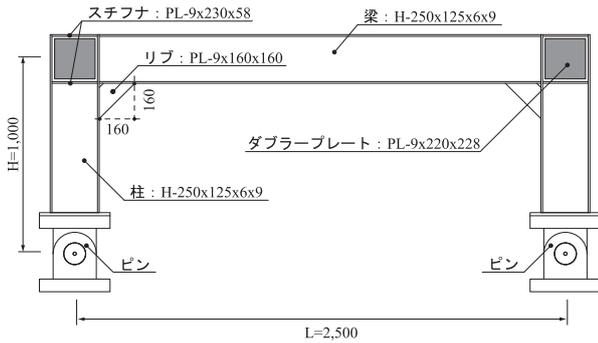


図2 解析対象

表1 素材特性

材質	E (kN/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	主要寸法
梁フランジ	SS400	205	336.3
梁ウェブ	SS400	205	363.6
柱フランジ	SS400	205	326.5
柱ウェブ	SS400	205	345.7
三角リブ	SS400	205	292.8

E : ヤング係数 σ_y : 降伏応力度

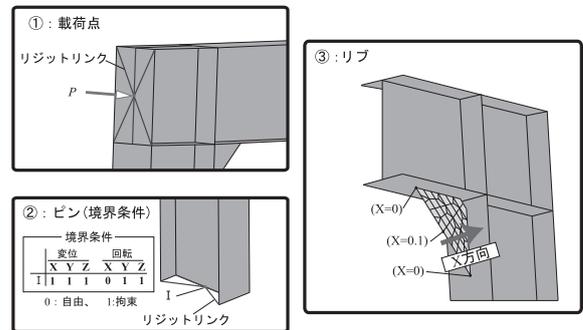
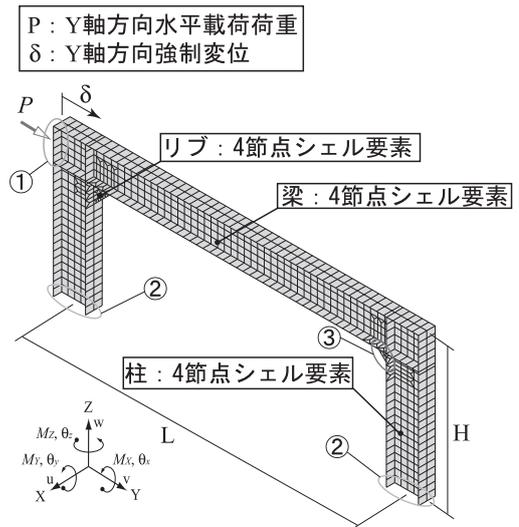


図3 FEM 解析モデル

具体的な設計法は提示されていない。

そこで本論文は、リブ補強した場合の崩壊機構を検証することを目的とする。方法としては、まず既存鉄骨造柱梁接合部を想定した門型ラーメン架構の載荷実験を行い、FEM 解析結果と比較することで解析モデルの妥当性を検証する。次いで、補強スチフナ及びリブフランジの有無を変数とした、リブ補強されたラーメン架構の FEM 解析により崩壊機構の検証を行う。対象とする構造物は、パネルは十分補強されているものとした。但し、本論文の目的をリブ補強した場合の崩壊機構の検証とするため、溶接接合部の欠陥は考慮していない。

2. FEM 解析

2.1 解析変数

図1に解析変数を示す。

屋内運動場でリブ補強を行う事例は多いが、リブの接合方法、スチフナ及びリブフランジの有無等の様々な形状がある。そこで、最も一般的に行われている2種類のリブ補強を変数

とした。なお、リブ補強されていない接合部も比較のため加える。

- ・補強されていないもの (case-0)
- ・三角リブのみで補強されたもの (case-1)
- ・三角リブへリブフランジを取付け、更にリブ端部の柱及び梁へ補強スチフナを取付けたもの (case-2)

2.2 解析対象

図2に解析対象を示す。

解析対象は屋内運動場をモデルとすることから柱に比べて梁が長い門形ラーメン架構を用いる。柱と梁は同サイズのものを用いており、既存屋内運動場で一般的に使用されているものの約半分の断面積となる H-250x125x6x9 を使用

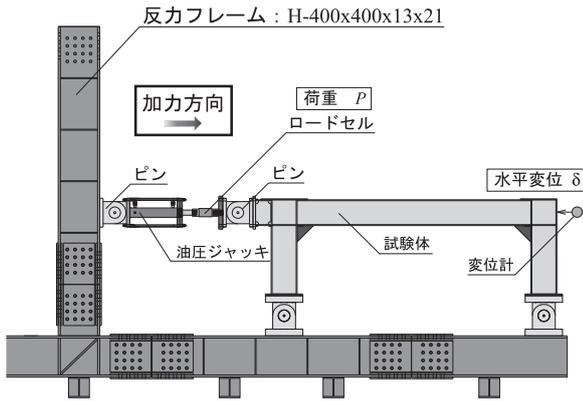


図4 実験装置

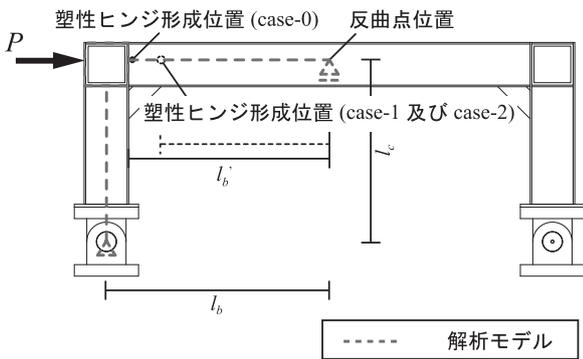


図6 試験体形状とモデル

した。パネルを十分に強くするため、ダブルプレートを用いて補強している。

三角リブは溶接接合とし、モデルとした構造物とはほぼ同サイズのものとする。また、リブフランジ及び補強スチフナの板厚は三角リブのものと同じものとした。

2.3 解析モデル

図3にFEM解析モデルを、表1に素材特性を、それぞれ、示す。

本解析には汎用有限要素解析プログラム「ADINA ver8.5」を用いた。また、柱梁接合部の溶接部は欠陥を考慮せず、剛接合とした。

○要素形式

- ・各部材の要素は、4節点シェル要素とした。
- ・降伏・塑性化するリブ周辺の要素は、細目にメッシュ分割した。

○幾何学的境界条件

- ・柱下端部をピン支持とするため、X軸回りの回転以外を拘束した。(XYZの並進：拘束、X軸回りの回転のみ自由)
- ・圧縮側となるリブには、初期不整として中央部にX軸方向へ0.1mmのたわみを与えて座屈現象を考慮した。

○力学的境界条件

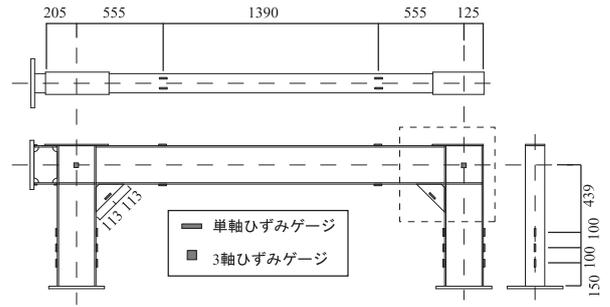


図5 ゲージ計測位置

- ・水平荷重として、梁に強制変位を与える。Y軸方向へ水平変位 $\delta = 33.3\text{mm}$ (層間変形角 $\theta = 1/30\text{rad}$) までの単調荷重を行う。

○塑性化の取り扱い

素材特性は素材試験より得られた値(表1)を用いる、完全弾塑性型とする。また、リブフランジ及び補強スチフナは素材特性を得られていないため、リブと同じものを用いた。降伏条件はVonMisesの降伏条件を用いた。

○その他

荷重点及びピン位置へ節点を設け、各々の節点と剛リンク接合した。

3. 荷重実験

FEM解析と比較を行うことで解析手法の妥当性を示すため、荷重実験を行う。試験体は三角リブで補強された門形ラーメン架構のもの(case-1)を用いた。

3.1 実験装置

図4に実験装置を示す。

反力フレームに試験体及び油圧ジャッキを設置する。なお、柱下端部にはピンを設置している。油圧ジャッキを柱頭部へ接合し、水平荷重を行う。荷重方法は単調水平荷重とし、変位制御で水平変位 $\delta = 33.3\text{mm}$ まで行う。

3.2 計測方法

図5にゲージ計測位置を示す。

油圧ジャッキに取付けられたロードセルにより荷重Pを、柱頭部へ設置した変位計により水平変位deltaを、それぞれ計測する。

図5に示す単軸ゲージより、各々のひずみepsilonを計測する。パネルには3軸ひずみゲージを貼付する。

4. 理論値の算出

図6に試験体形状とモデルを示す。

モデルは、試験体の対称性を考慮して梁の反曲点位置(深中央部)までの半領域とした。柱下端部をピン支持、梁の

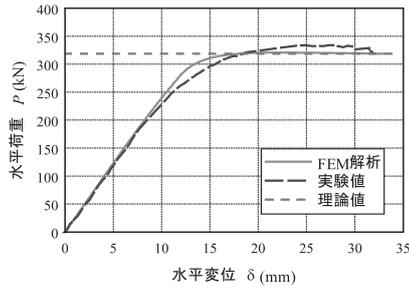


図7 P-δ関係

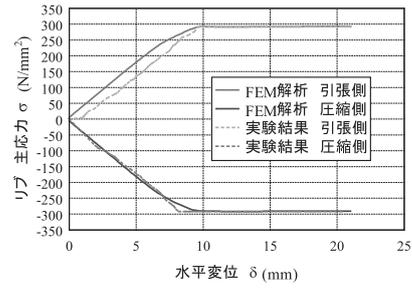
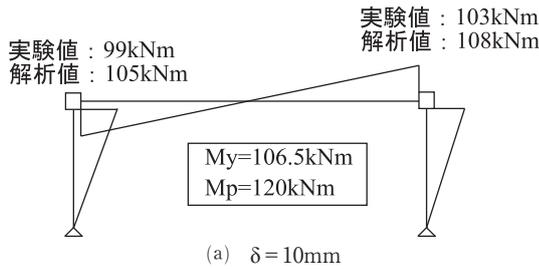
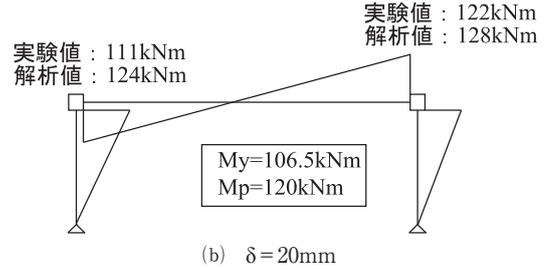


図8 リブσ-δ関係



(a) δ = 10mm



(b) δ = 20mm

図9 モーメント図

反曲点位置をピンローラー支持とした静定構造物とする。

最大耐力 P_u は以下の式で算出する。

$$P_u = \frac{M_p \cdot l_b}{l_c \cdot l_b'} \cdot 2 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 M_p ：梁の全塑性モーメント、 l_b ：梁反曲点位置から梁端部までの距離、 l_c ：柱下端部から柱頭部までの距離、 l_b' ：梁反曲点位置から塑性ヒンジ形成位置までの距離である。

case-0 においては、梁端部へ塑性ヒンジが形成されると仮定して最大耐力を算出する。

case-1 及び case-2 においては、リブ端部まで塑性ヒンジ形成位置が移動すると仮定して最大耐力を算出する。

5. 結果と考察

図7～8に実験結果を、図9にモーメント図を、図10に応力度分布と塑性ひずみ分布を、図11に解析結果を、それぞれ、示す。

図7には、水平荷重 P -水平変位 δ 関係を示す。また、FEM解析の水平荷重 P -水平変位 δ 関係 (case-1) と、解析モデルより算出した理論値も併せて示す。

図8には、リブに貼付したひずみゲージより算出した主応力 σ -水平変位 δ 関係を示す。また、FEM解析から求めたリブの主応力 σ -水平変位 δ 関係 (case-1) も併せて示す。実験ではリブに貼付したゲージは単軸ひずみゲージであったが、FEM解析により主応力方向が45°であったため、実験でのゲージの方向と一致している。

図9には、 $\delta=10\text{mm}$ と $\delta=20\text{mm}$ 時のモーメント図を示している。

図10には、FEM解析より得られた降伏時の応力分布図と終局時の塑性ひずみ分布を示している。

図11には、FEM解析の水平荷重 P -水平変位 δ 関係を示しており、併せて理論値を示している。また、図中の数字は図10に示す分布を得た場所を示す。

5.1 FEM解析モデルの妥当性

図7～8の実験結果から、FEM解析と良く対応しており、本論文で示すFEM解析モデルで実験値を十分追跡できることが分かる。図7において、実験値とFEM解析値の最大耐力に差が生じている。これは、FEM解析では素材特性にひずみ硬化を考慮しておらず完全弾塑性型としていたためであり、実験では部材がひずみ硬化領域に達して耐力が上昇したものと考えられる。また、モデルから算出した理論値で最大耐力を十分評価できている。このことからリブを取付けることによって塑性ヒンジ形成位置をリブ端部にまで移動させることができるといえる。一方、終局状態において梁の横座屈現象が見られた。しかしながら、耐力の減少はわずかなものであり、更に、FEM解析においても終局状態で梁の横座屈現象が生じていた。

図9のモーメント図より水平変位 $\delta=10\text{mm}$ の場合においては、架構はほぼ弾性状態であったが、図8からリブが降伏していることが分かる。水平変位 $\delta=20\text{mm}$ においては、全塑性モーメントにまで達しており、リブが降伏している場合でも塑性ヒンジはリブ端部で形成された。また、実験値、FEM解析値ともに同様の結果となっていることから、FEM解析モデルでリブ補強した場合の崩壊機構も十分検証できる。

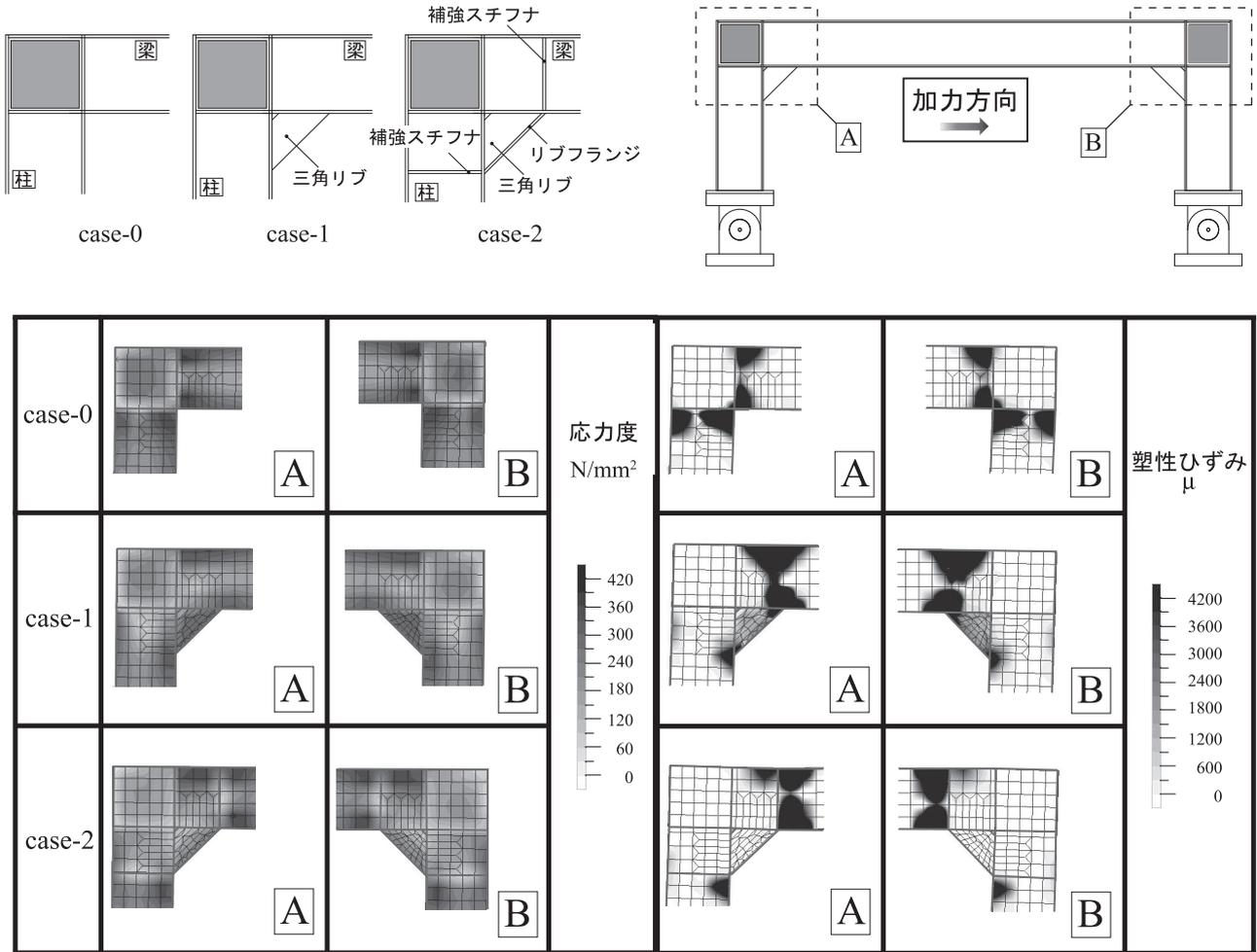


図10 降伏時の応力分布 (i) と終局時の塑性ひずみ分布 (ii)

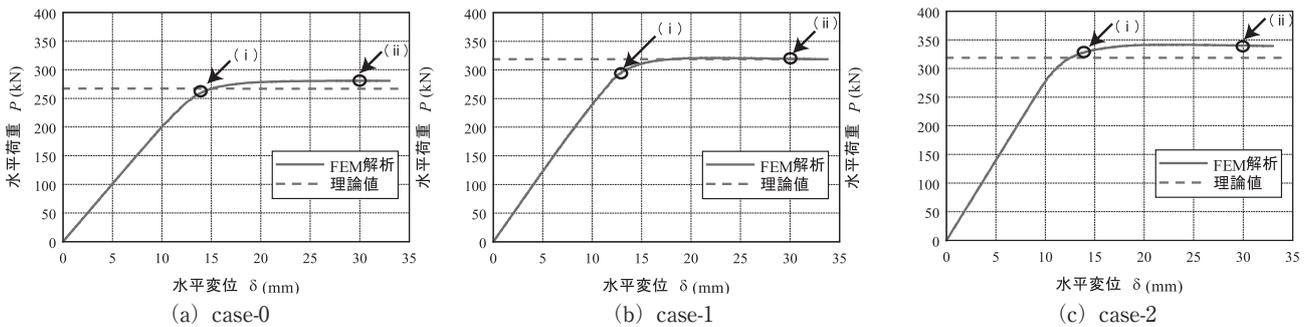


図11 解析結果

5.2 崩壊機構

図10より、塑性ヒンジは、case-0では梁及び柱端部、case-1ではリブ端部、case-2ではリブ端部よりさらに梁中央寄りに形成されていることが分かる。よって、リブ補強を行うことで、塑性ヒンジ形成位置を移動させることができ、更に、図11より、最大耐力は、リブ端部へ塑性ヒンジが形成されるものとして評価できる。また終局状態において、case-0では柱及び梁に塑性ヒンジが形成されたが、リブ補強されているcase-1及びcase-2では、リブ先端の梁へ塑性ヒンジが形成された。

case-1の場合では、終局状態において梁端部の上フランジまで塑性ひずみが蓄積されていたが、case-2の場合では梁端部の上フランジの塑性ひずみはほぼなく、補強スチフナの周辺に蓄積された。更に、三角リブの塑性ひずみもcase-1よりもcase-2の方が減少していた。

降伏時の応力状態において、パネルに作用している応力に着目してみると、リブ補強することで応力を減少できていることが分かる。また、case-2の方が減少量が多い。同様のことが三角リブに作用している応力にもいえ、case-2ではリブは降伏状態まで至らなかった。

6. 結論

本論文では、リブ補強した場合の試験体で、FEM 解析及び載荷実験を比較・検証し、崩壊機構を明らかにした。得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論文で示す FEM 解析モデルで実験値を十分評価することができる。
- 2) リブ補強することで塑性ヒンジ形成位置がリブ端部まで移動する。

本論文では、実験値と比較・検証するために門形ラーメン架構とした。今後は山形ラーメン架構で解析する予定である。また、塑性ヒンジ形成位置が移動することで耐力が上昇することを示したが、鉛直荷重も考慮した場合、崩壊機構が変化することも考えられる。よって、リブ補強設計では、塑性ヒンジ形成位置は梁降伏型と同じとして保有耐力接合を満足する設計とすることが望ましいと考える。

謝 辞

本研究は、広島工業大学「高性能構造システム開発研究センター」(代表者 高松隆夫教授)のプロジェクト研究の一環として実施されました。

参考文献

- 1) 丸山陵, 尾熊政男, 高松隆夫, 石原節夫, 南宏一: 既存鉄骨造屋内運動場の柱梁接合部の耐震性能に関する研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, pp. 225-228, 2002. 3.
- 2) 山口清司, 丸山陵, 尾熊政男, 石原節夫, 高松隆夫, 松尾彰, 南宏一: 既存鉄骨造屋内運動場の耐震性能に関する研究(その7), 日本建築学会大会学術講演便概集, pp. 1027-1028, 2003. 9.
- 3) 丸山陵, 山口清司, 尾熊政男, 石原節夫, 高松隆夫, 松尾彰, 南宏一: 既存鉄骨造屋内運動場の耐震性能に関する研究(その8), 日本建築学会大会学術講演便概集, pp. 1029-1030, 2003. 9.
- 4) 岡崎梨恵, 尾熊政男, 石原節夫, 大垣克己, 山口清司, 高松隆夫, 南宏一: 既存鉄骨造屋内運動場の耐震性能に関する研究(その11), 日本建築学会大会学術講演便概集, pp. 661-662, 2004. 8.
- 5) 佐藤真二, 尾熊政男, 石原節夫, 大垣克己, 山口清司, 高松隆夫, 南宏一: 既存鉄骨造屋内運動場の耐震性能に関する研究(その12), 日本建築学会大会学術講演便概集, pp. 549-550, 2006. 9.