

論文 孔あき鋼板リブを用いた鋼板コンクリート柱の構造性能

熊谷 仁志^{*1}・太田 和也^{*2}・池田 竜介^{*3}

要旨: 鋼板コンクリート柱において、孔あき鋼板リブを構造断面に算入できれば、鋼板厚さを低減することができ、さらにずれ止めやコンクリート打設時の補剛材としても活用できるため、合理的な設計が可能となる。本研究では、従来の鋼板コンクリート試験体と孔あき鋼板リブを用いて鋼板厚さを低減させた試験体の曲げせん断実験を行い、構造性能の比較検討を行った。孔あき鋼板リブを用いて鋼板厚さを低減させた試験体は、従来と同等以上の曲げ耐力を有し、さらに曲げ圧縮部の座屈を遅らせることによって変形性能も向上することが確認できた。

キーワード: 鋼板コンクリート構造, 孔あき鋼板ジベル, 曲げ耐力

1. はじめに

原子力発電施設では、工期短縮や環境負荷の低減を目的として、型枠や鉄筋の代わりに鋼板を用い、スタッドを介してコンクリートとの一体化を図る鋼板コンクリート構造（以下、SC 構造と呼ぶ）が採用されるようになってきている。その一環として、タービン発電機基礎フレーム（以下、TG ペDESTALと呼ぶ）へのSC 構造の採用について検討を行った。原子力発電施設分野でSC 構造の構造設計に用いられている「鋼板コンクリート構造耐震設計技術指針¹⁾（以下、SC 指針と呼ぶ）」では鋼板の座屈防止のために所定の間隔でスタッドを配置することが規定されているため、TG ペDESTALの必要鋼板厚さが40mm を超えるような場合には、スタッドの配置計画が困難となる。

一方、最近では橋梁などの機械的ずれ止めとして孔あき鋼板ジベルが用いられている²⁾。孔あき鋼板ジベルをリブとして構造断面に算入できれば、TG ペDESTALの鋼板厚さを低減することができ、さらにずれ止めやコンクリート打設時の補剛材としても活用できるため、合理的な設計が可能となる。

本稿では、TG ペDESTALの柱脚部を対象に縮小試験体を製作して曲げせん断実験を行い、従来型SC 構造の試験体と、孔あき鋼板リブを用いた等価な断面を持つ試験体の曲げ耐力を比較検討した結果について報告する。

2. 試験概要

2.1 試験対象

本研究の主たる対象であるTG ペDESTALは、図-1 に示すような柱と梁のフレーム構造で、タービン建屋の

ほぼ中央部の基礎版上に支持され、周辺の建屋構造とは独立しており、最上部にタービン発電機が設置されている。試験の対象とする代表部位は、図中に示す柱脚部である。

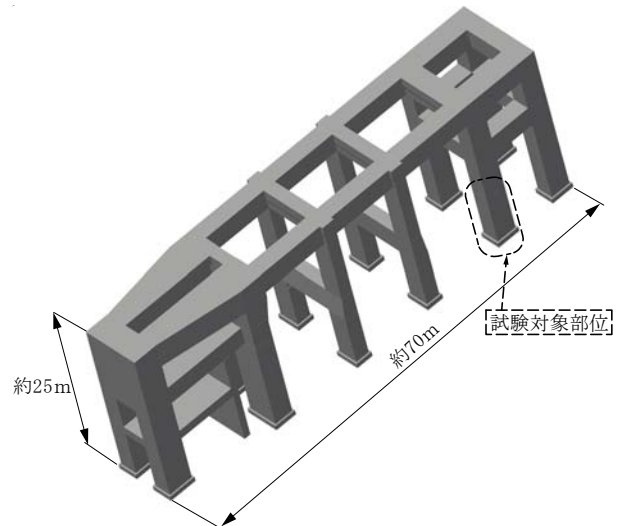


図-1 試験対象とするTG ペDESTAL

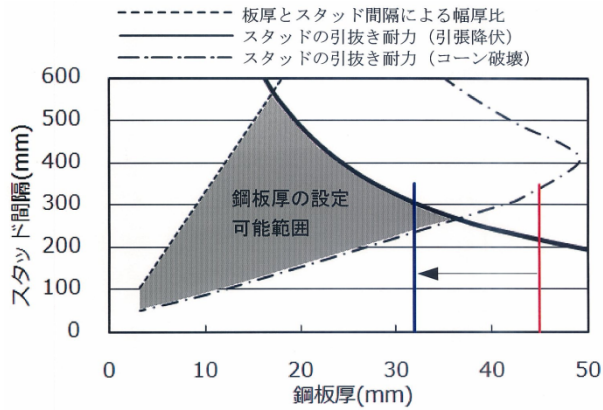
試験対象部位の断面は、約5m×約4m で、必要鋼板厚さは最大45mm であると仮定した。SC 指針によれば、鋼板が圧縮降伏する前に座屈が生じないために、幅厚比制限、コンクリートのコーン破壊によるスタッドの引抜き耐力、スタッドの降伏による引抜き耐力の3つの規定が定められている。鋼板の強度(F 値)を325N/mm²、スタッド径を25mm、スタッド長さを200mm、コンクリートの設計基準強度を33N/mm²と仮定し、これらの規定を、縦軸にスタッド間隔、横軸に鋼板厚さをとって図示したものが図-2である。図中に示した3つの線で囲まれた

*1 清水建設（株）技術研究所主任研究員 博士（工学）（正会員）

*2 清水建設（株）原子力・火力本部技術部課長 工修

*3 清水建設（株）原子力・火力本部設計部課長 工修

部分が、スタッド配置が可能な領域である。そこで、スタッドの配置が可能となる鋼板厚さを 32mm に設定し、必要断面積としての不足分を縦リブ（孔あき鋼板リブ）で補うことを目標として、試験体を計画することとした。



図－2 SC 鋼板厚さの設定可能範囲

2.2 曲げせん断試験体および使用材料

曲げせん断試験体の形状および寸法を図－3 および図－4 に、試験体一覧を表－1 に示す。試験体は、前述の試験対象部位を約 1/7.5 に縮小した 4 体であり、試験部の断面は幅 600mm×せい 500mm（鋼板外側の寸法）で共通である。スタッドについては試験体の製作性を勘

案して、実大断面のスタッド（φ25）3 本分を 1 本に集約して、試験体のスタッドの径（φ6）と間隔（60mm）を設定した。試験体 A は従来型の試験体で、鋼板厚さは 6mm である。試験体 B の鋼板厚さは 4.5mm とし、スタッド 2 列のうち 1 列を 4.5mm×52mm の縦リブに置き換えることによって、合計の鋼板断面積は試験体 A と同等となっている。縦リブはフランジ側が 4 枚、ウェブ側が 3 枚であり、両面にはスタッド φ6 を 120mm 間隔で配置している。試験体 C、D は試験体 B の縦リブを孔あき鋼板リブに置き換えたものである。スタッドのせん断耐力を「各種合成構造設計指針」³⁾ で計算し、これと式(1)で計算される孔 1 箇所あたりの終局せん断耐力⁴⁾ がほぼ同等となるように 2 種類の孔径（試験体 C：スタッド 1 本→孔 φ18、試験体 D：スタッド 2 本→孔 φ26）を設定した。孔によって欠損した断面積が試験体 B と同等になるように、試験体 C では縦リブの断面を 4.5mm×70mm、試験体 D では 4.5mm×78mm としている。縦リブはいずれも両面隅肉溶接（脚長 4mm）としている。

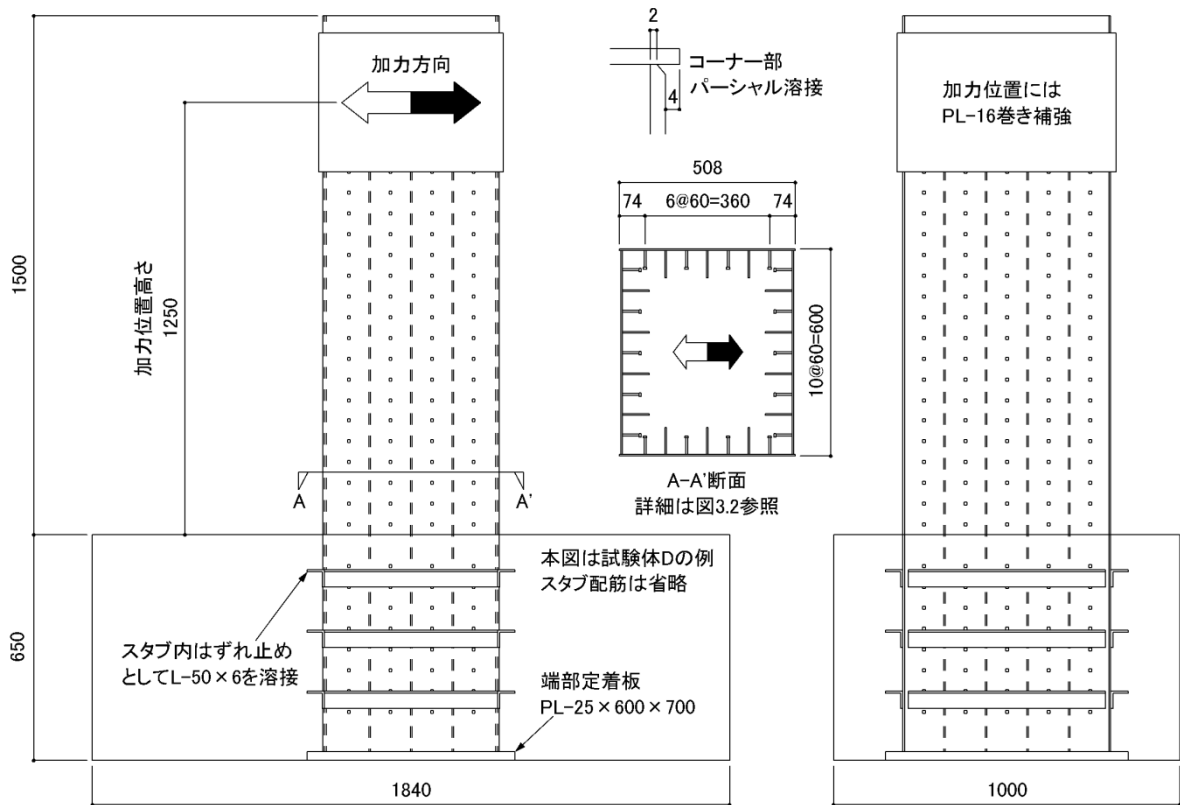
$$Q_u = 3.38 d^2 (t/d)^{1/2} f'_c - 121 \quad \text{式(1)}$$

ここで、

Q_u : 孔 1 箇所あたりの終局せん断耐力 (N)

d : 孔径 (mm), t : 鋼板厚さ (mm),

f'_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²) である。



図－3 曲げせん断試験体の形状・寸法

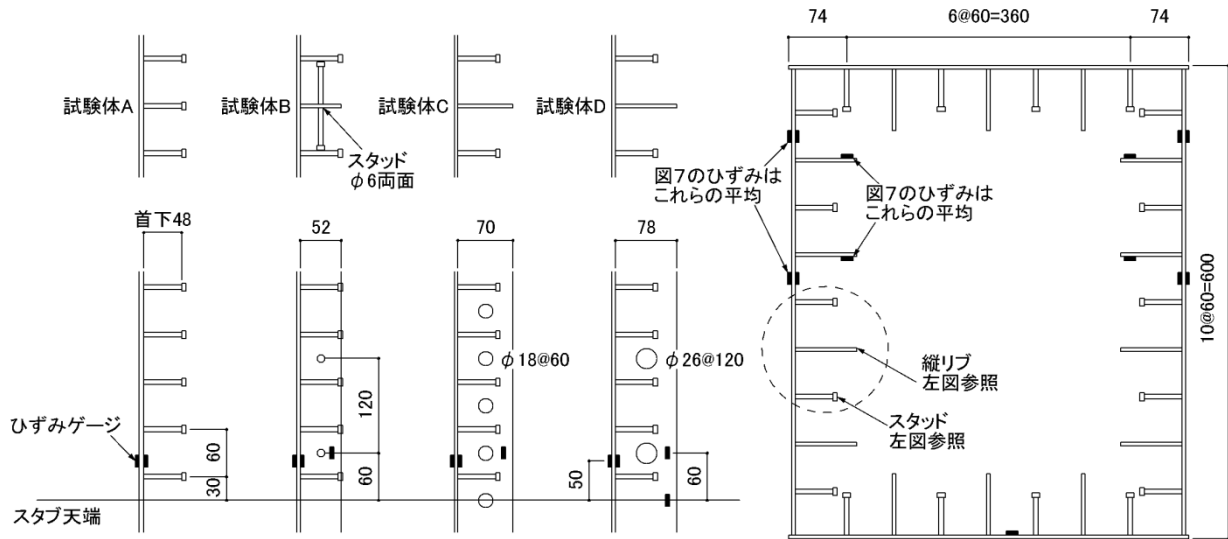


図-4 曲げせん断試験体の詳細

表-1 曲げせん断試験体および実験結果一覧

試験体	鋼板			コンクリート		縦リブ		最大耐力 (kN)	曲げ耐力 計算値 (kN)
	厚さ (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	寸法 (mm)	ずれ止め		
A	6.0	333	454	33.1	25850	リブ無し, スタッドφ6@60		902	908
B	4.5	269	446	38.5	24700	4.5×52	スタッド2-φ6@120	1031	841
C						4.5×70	孔φ18@60	1023	841
D						4.5×78	孔φ26@120	1033	841

表-2 押抜きせん断試験体および実験結果一覧

試験体	A	B	C	D
形状				
実験結果				
計算値	51.9kN (各種合成構造指針による)	51.9kN (各種合成構造指針による)	82.3kN (式(1)による)	71.6kN (式(1)による)

使用した材料の力学的性質は表-1に示している。孔あき鋼板リブへの充填性を考慮し、最大粗骨材寸法15mmのコンクリートを用いている。

2.3 加力・計測方法

試験体のスタブ上面から1250mmの位置に、断面の弱軸方向に水平力を作用させ（せん断スパン比は2.5）、正負交番繰返し载荷を行った。軸力は作用させていない。加力位置の水平変位を高さ1250mmで除した変形角の値にして、0.125%で1サイクル、0.25%で2サイクル、0.5%で2サイクル、1%で2サイクル、2%で2サイクル、3%で1サイクル、4%で1サイクルの繰返しを行い、その後は最大耐力を確認できるまで単調に加力した。

図-4に示す位置などにひずみゲージを貼付し、鋼板のひずみを計測した。

3. 押抜きせん断試験

孔あき鋼板リブは、スタッドと同等のせん断耐力を有しているように設定したが、そのせん断耐力を確認するために押抜きせん断試験を行った。押抜きせん断試験体の形状・寸法を図-5に、試験体および実験結果一覧を表-2に示す。試験体はH形鋼フランジの両側に、曲げせん断試験体のスタッドあるいは孔あき鋼板リブの一部を取り出して設置したもので、使用した材料は曲げせん断実験と同じものである。押抜きせん断試験時のコンクリートの圧縮強度は 37.8N/mm^2 であった。コンクリートの割裂破壊を生じさせないため、コンクリート部分には横補強筋を配しているが、その鉄筋比は曲げせん断試験体鋼板の鋼材比と同等としている。実験結果のばらつきを考慮するために同一の試験体をそれぞれ3体ずつ用意した。

アムスラー型試験機を用いてH形鋼上面に破壊に至るまで単調载荷した。H形鋼とコンクリート部分のずれ変位を計測した。

いずれの試験体も、試験後のコンクリート面に割裂ひび割れは観察されなかった。基準となるスタッドを用いた試験体Aは、各種合成構造指針で計算される耐力の1.34倍で、スタッドの破断により破壊した。縦リブにスタッドを設けた試験体Bは、スタッドの本数は試験体Aと同じであるが、最大耐力は試験体Aの1.5倍程度であった。試験体Aの最大耐力がずれ変位5mm程度で生じているのに対し、試験体Bの最大耐力はずれ変位1mm程度で生じており、縦リブ周辺の摩擦力が寄与しているものと考えられる。孔あき鋼板リブを用いた試験体Cと試験体Dの合計孔面積はほぼ同じであるが、試験体Cの最大耐力は孔部コンクリートのせん断破壊で決定するせん断耐力(式(1))の0.77倍、試験体Dでは1.30倍

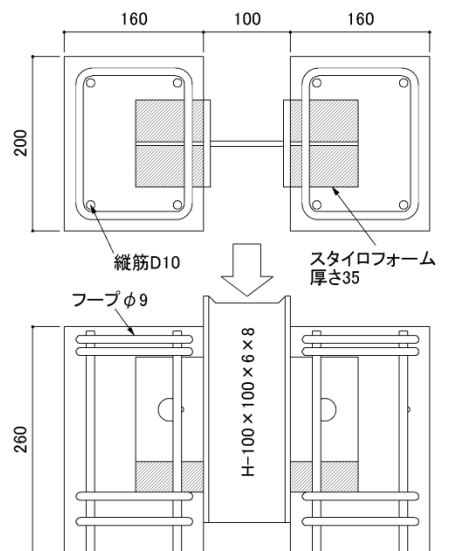


図-5 押抜きせん断試験体の形状・寸法

となっている。孔間隔の広い試験体を基準として試験体を計画したため、試験体Cでは片側リブの孔が2箇所、試験体Dでは孔が1箇所となっている。孔が複数箇所ある場合は、孔が1箇所の場合よりも、孔1箇所あたりの押抜きせん断耐力が低めに出る傾向が認められており²⁾、今回の試験結果もこれと符合している。また、式(1)は孔径が35mm以上の試験データに基づいており、試験体の孔径が小さかった影響も考えられる。試験体C、Dともに、孔あき鋼板リブのせん断耐力は、各種合成構造指針で計算されるスタッドのせん断耐力以上であった。

4. 曲げせん断実験結果

図-6にせん断力-変形角関係を、写真-1に最終破壊状況を示す。いずれの試験体も変形角1%サイクルのピークの手前で引張側フランジの鋼板が降伏し、曲げ破壊によって耐力が決定している。試験体Aは変形角3%で最大耐力に達し、曲げ圧縮部フランジ鋼板の面外座屈が顕著になり、緩やかに耐力が低下した。実験終了時には写真-1に示すように、フランジとウェブの溶接が部分的に破断した。なお、本試験体では先に述べたように製作の都合上、スタッド間隔と鋼板厚さの比率(幅厚比)が実際の1.7倍程度になっており、また溶接ディテールも異なっているため、最終破壊性状は必ずしも實際を模擬していないことを付言しておく。縦リブのある試験体B、C、Dは、縦リブによって面外座屈が拘束されているため、試験体Aのように曲げ圧縮部フランジ鋼板が全体として座屈するのではなく部分的な座屈にとどまり、はらみ出しも少ない。したがって最大耐力時の変形角が、試験体Bで7.6%、試験体Cで6.1%、試験体Dで5.9%と、試験体Aよりも大きくなり、最大耐力についても従来型

の試験体 A よりも高くなっている。試験体 D では、曲げ引張側フランジ鋼板が破断して耐力が低下した。破断した位置はスタブ天端よりも 60mm 上がったところであり、鋼板リブの孔の位置と対応している。

図-6には、各試験体のせん断力-変形角関係の包絡線（正側加力）の重ね書きも示している。0.25%以下の小さな変形角では試験体Aの剛性が若干高くなる傾向があるが、変形角 1%までは各試験体のせん断力-変形角関係は同等である。変形角 3%以降では先に述べたような縦リブによる面外座屈拘束の効果によって、試験体 A よりも試験体 B,C,D の耐力が高くなっている。試験体 B,C,D の最大耐力はほぼ同等である。

図-7は変形角 1%時における鋼板断面のひずみ分布を示したものである。図中の黒丸はひずみゲージ計測値（フランジ・ウェブ鋼板のひずみは表裏の平均）を表わし、試験体 A のひずみ勾配を比較のため他のグラフにも点線で示している。全体の傾向としては、鋼板断面のひずみ分布は試験体によらずほぼ同等である。孔あき鋼板リブを用いた試験体 C では、変形角 1%まではリブのひずみも含めて平面保持が成立している。試験体 D では、リブ孔位置のひずみは、孔の中間位置（最大曲げモーメント位置、孔無し）のひずみよりも大きくなっている。リブ孔位置のひずみに着目すれば、変形角 1%までは平面保持が成立している。

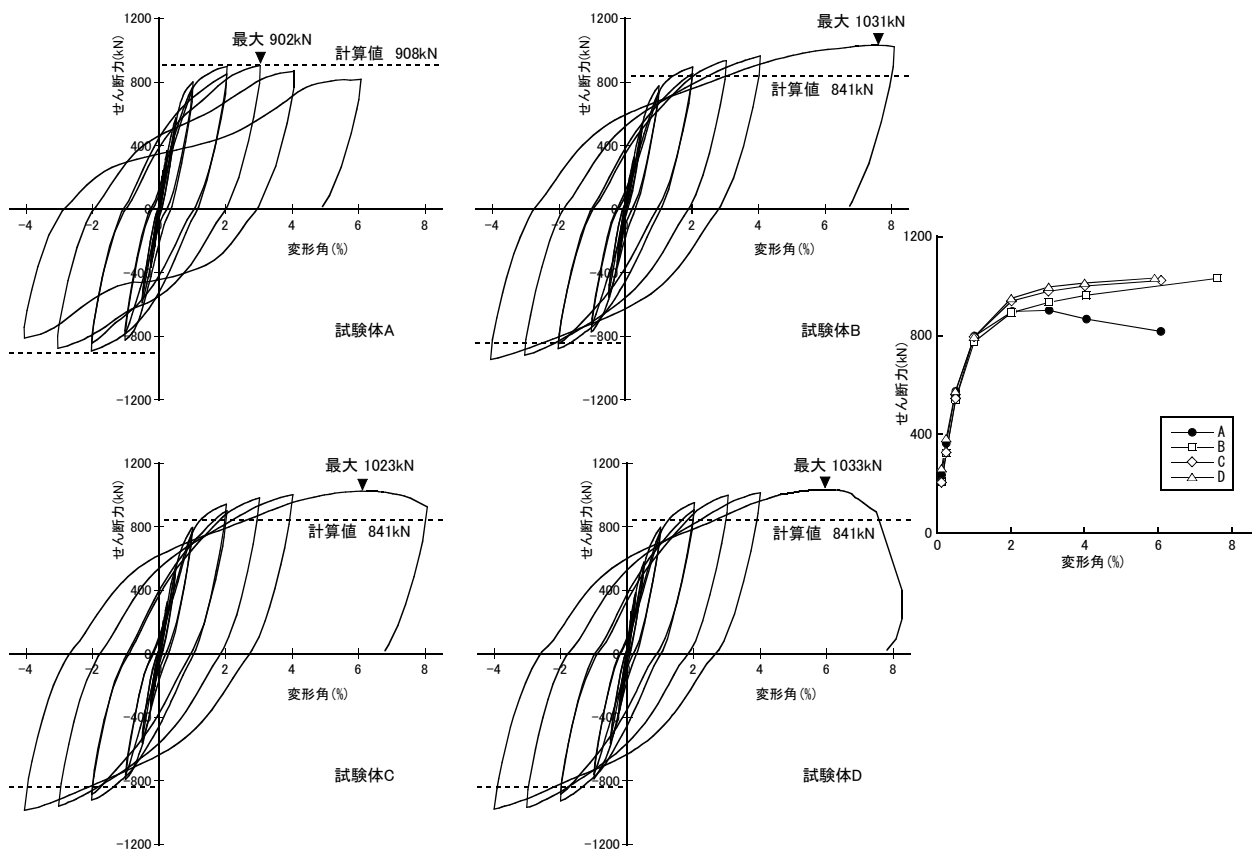


図-6 せん断力-変形角関係



試験体 A 曲げ圧縮部

試験体 B 曲げ圧縮部

試験体 D 鋼板の引張破断

写真-1 最終破壊状況

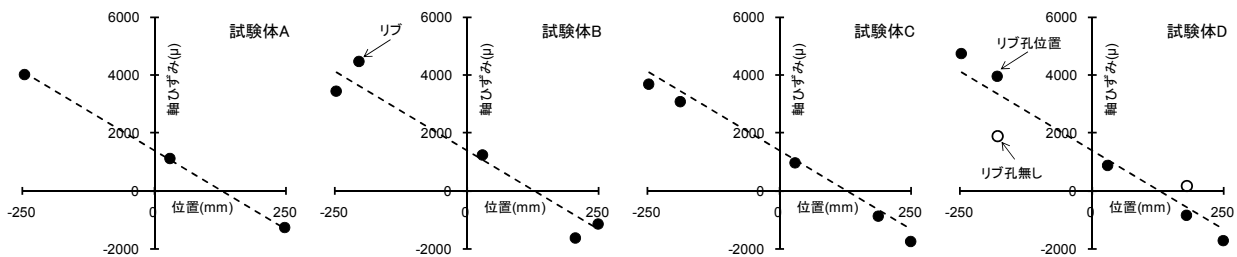


図-7 鋼板断面のひずみ分布 (変形角+1%)

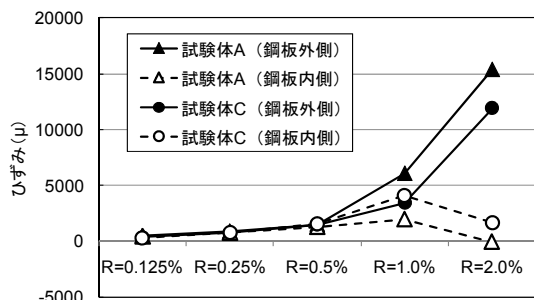


図-8 フランジ鋼板の表裏のひずみ推移

孔による欠損を除いたリブ断面を考慮し、平面保持を仮定した断面解析による曲げ耐力計算値を、表-1および図-6 (点線) に示す。従来型の試験体 A では実験結果と曲げ耐力計算値はほぼ同等であり、孔あき鋼板リブを用いた試験体 C, D では実験結果は曲げ耐力計算値を20%程度上回っている。

図-8 にフランジ鋼板の表裏のひずみ推移を示す。各サイクルの1回目ピークの引張側フランジについて示したものである。従来型の試験体 A では、変形角 0.5%までは鋼板表裏のひずみが同等であるが、変形角 1%で外側のひずみが大きく、内側のひずみが小さくなっている。変形角 2%ではその差が顕著になり、内側のひずみは圧縮に転じている。孔あき鋼板リブを用いた試験体 C では、変形角 1%までは鋼板表裏のひずみが同等で、変形角 2%で差が生じており、孔あき鋼板リブによって試験体 A よりも鋼板の面外変形の発生が遅れているものと考えられる。このことは、変形角 1%以降、従来型の試験体 A よりも、孔あき鋼板リブを用いた試験体 B, C, D の耐力が上昇した一因と推測される。このように、最大耐力時の変形角に至ると、平面保持は厳密には成立していないが、孔あき鋼板リブを用いた鋼板コンクリート柱の曲げ耐力は、平面保持を仮定した断面解析によって安全側に評価できている。曲げ耐力を計算する際には孔による欠損を除いたリブ断面を考慮することが適切であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、従来の鋼板コンクリート試験体と孔あき鋼板リブを用いて鋼板厚さを低減させた試験体の曲げせん断実験を行い、その構造性能の比較検討を行った。曲げせん断試験体の一部を取り出して行った押抜きせん断試験の結果、孔あき鋼板リブのせん断耐力はスタッドとほぼ同等であり、既往の設計式で評価できる。

孔あき鋼板リブを用いて鋼板厚さを低減させた試験体は、従来と同等以上の曲げ耐力を有し、さらに曲げ圧縮部の座屈を遅らせることによって変形性能も向上することが明らかになった。

孔あき鋼板リブを用いた鋼板コンクリート部材においても、孔による欠損を除いたリブ断面を考慮し、平面保持を仮定した断面解析によって曲げ耐力が安全側に評価できることが明らかになった。

参考文献

- 1) 日本電気協会：鋼板コンクリート構造耐震設計指針／建物・建築物編，JEAG 4618-2005，2005
- 2) 平陽兵：文献調査／鋼とコンクリートを一体化する孔あき鋼板ジベルの耐力評価式に関する最近の研究，コンクリート工学，Vol.42，No.3，pp.61-67，2004.3
- 3) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985
- 4) 保坂鐵矢，光木香，平城弘一，牛島祥貴，橋吉宏，渡辺滉：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1593-1604，2000.3
- 5) 土木学会：構造工学シリーズ 11／複合構造物の性能照査指針 (案)，pp.204-205，2002.10