

論文 折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板によるコンクリート系構造部材の耐震補強に関する実験的研究

森田剛史*1・西山直洋*2・立花正彦*3

要旨：折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板によりRC柱部材に耐震補強を行い、その補強効果について実験的に検討を行った。ここで用いる折り曲げ接合とはボルト止めによる組立方式であり、その特徴は従来必要とされてきた溶接作業を行わず、有資格者でなくとも簡単に作業を行え、鋼板の多分割化が可能となり一 부품の小型、軽量化も実現している事などである。実験結果として、この補強方法によりせん断強度向上などの補強効果を期待できることが明らかとなり、本補強方法の実用化に向けての基礎資料を得ることができた。

キーワード：耐震補強, コンクリート部材, 鋼板巻き, 折り曲げ接合

1. はじめに

1995年1月に発生した阪神淡路大震災ではピロティや中間層の層崩壊など建築物に多大な被害が生じた¹⁾。この原因として旧基・規準によって設計された建物の耐震性能が十分ではなかったところが大きい。現在、大都市にはこのような旧基・規準で設計された既存不適格建物が数多く存在し、都市建築の防災上これらの建物の構造性能を向上させる必要がある。

本研究は、折り曲げ接合を用いた薄肉鋼板による耐震補強を既存RC柱部材に行い、その補強効果について実験的に検討をし、実用化に向けての基礎資料とするものである。

2. 補強方法の概要

本補強方法は図-1に示すように、既存柱に分割した鋼板を巻立て、コンクリート面との隙間には高強度無収縮モルタルを注入するものである。組立方法は、既存柱部材にメカニカルアンカーを打ち込み、このアンカーによりU字金物を固定し、その金物の凹部に鋼板の折り曲げ部をはめ込み、さらにフラットバーで抑えてボ

ルト止めするものである。

この補強方法の主な特徴は、

- ・ボルト止めによる組み立て方式
 - ・有資格者（溶接作業など）を必要としない
 - ・鋼板の薄肉化、多分割化が可能
 - ・一部品を小型、軽量化できる
- などがある。

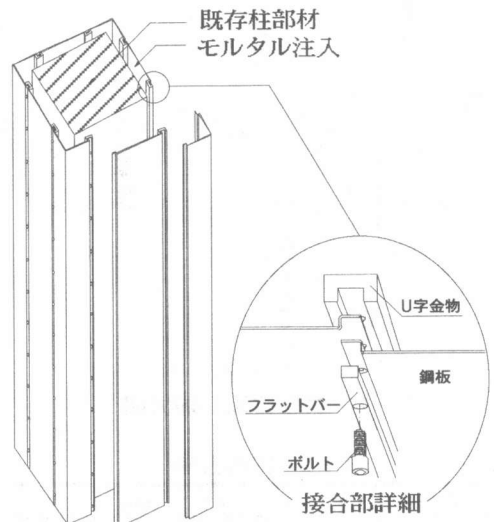


図-1 本補強方法

*1 東京電機大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 西松建設(株) 技術研究所 (正会員)

*3 東京電機大学助教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

3. 鋼板接合部局部引張実験

3.1 実験目的

本実験は、接合部を有する鋼板とその接合に用いるボルトの関係を導き、鋼板を降伏させるような接合部を形成するためのボルトの種類、本数、間隔などを検討するためのものである。

3.2 実験計画と試験体

実験計画は表-1に示すとおりで試験体数は4体である。試験体形状は図-2に示すように補強鋼板の接合部を一部取り出したもので、使用したボルトはM3、M4、M5、M6で、これらのネジ部引張破断強度(bPu)は表-2に示す。鋼板は $R1.6$ (実測:1.55mm)で、 $\sigma_y=237N/mm^2$ ($\sigma_u=307N/mm^2$)である。

3.3 載荷方法及び測定方法

載荷方法は万能試験機による単純引張載荷で、試験体に加わる引張力(P)及び伸び量(δ)の測定値は試験機の荷重及びラムのストロークである。

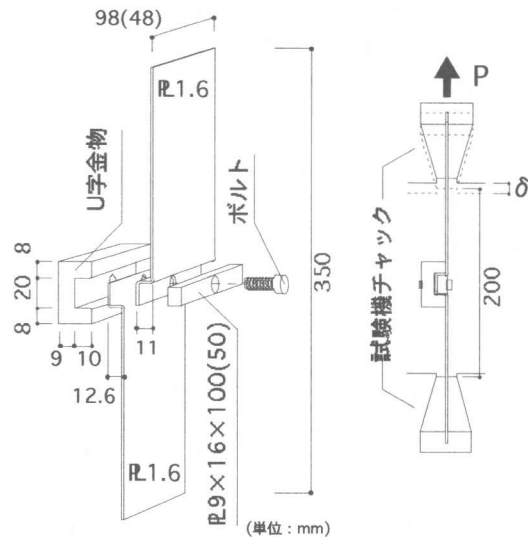


図-2 試験体及び加力図

表-1 実験計画

試験体巾	ボルト	M3	M4	M5	M6
98mm		—	B	C	D
48mm		A*	—	—	—

*試験体名

表-2 ボルト引張破断強度

ボルト呼び径	M3	M4	M5	M6
bPu (kN)	3.2	5.6	8.8	12.8

3.4 実験結果と検討

各試験体の荷重変形曲線を図-3に示し、それらが剛性低下し始める点(図中○印)の荷重を P_y とする。ボルトの強度 bPu と試験体の降伏引張強度 P_y の関係を図-4に示す。

試験体A、Bではボルトが破断し、試験体C、Dではボルトは破断がなく鋼板が引張降伏する。ボルトが破断した試験体A、Bの bPu と P_y との関係はほぼ直線的な関係にあり、鋼板の引張力 P とボルトの破断強度との関係は $P=4.66bPu$ となる。この関係を用いて、鋼板の引張降伏をボルトの破断強度より先行させる条件は

$$sPy = tw \cdot x \cdot s \sigma_y \leq 4.66 bPu$$

sPy : ボルト一本が負担する巾 x の鋼板の降伏強度
 tw : 鋼板厚 x : 鋼板巾 (ボルト間隔)

$s \sigma_y$: 鋼板の降伏応力度

となる。試験体C、Dはこの条件を満足しているために、鋼板の引張降伏が先行したことが確認されている。なお、 sPy を算出する時の x の値は本実験では98mm又は48mmである(図-2参照)。

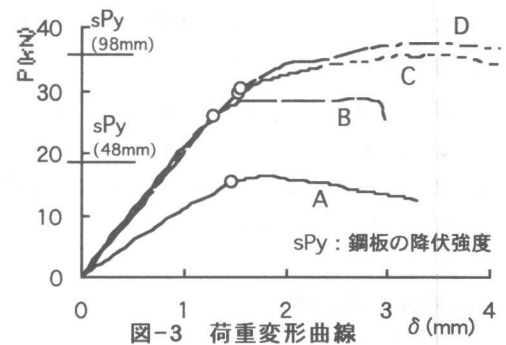


図-3 荷重変形曲線

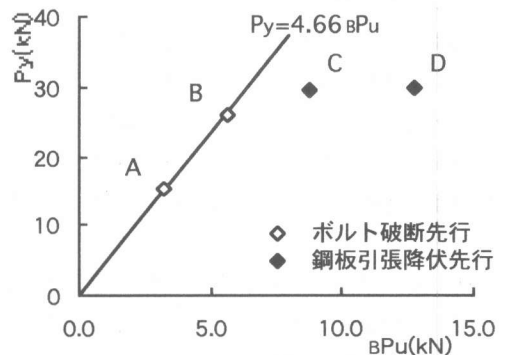


図-4 bPu と P_y の関係

4. 柱部材実験

4.1 実験計画と試験体

各試験体の実験変数の組合せを表-3に示す。試験体は無補強試験体(Type1)と補強試験体2体(Type2: 4枚鋼板補強、Type3: 8枚鋼板補強)の計3体とする。試験体形状及び寸法は図-5に示すとおりでコンクリート断面は実大柱部材の約1/3モデルとして300mm×300mm、柱せいは1000mm (M/Qd=1.85)である。また本実験はせん断補強効果について検討するため試験体はすべてせん断破壊するように配筋する。

補強試験体において鋼板はせん断補強とし、柱の上下端部に10mmのクリアランスを設け、既存柱面に対しては30mmの隙間をあけて巻き立て

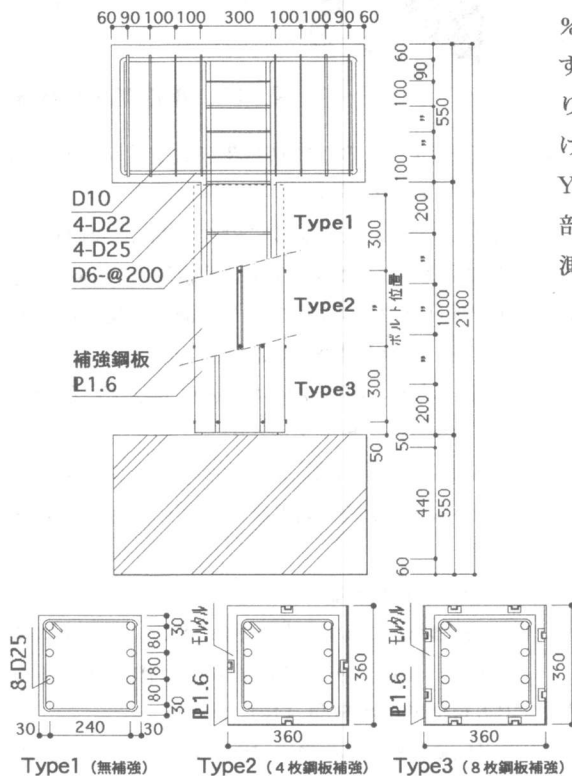


図-5 試験体形状及び寸法

る。この隙間には高強度の無収縮モルタルを注入する。なお、今回は既存コンクリートとモルタルとの付着を良好にするための処理（目あらし、スタッドなど）は施していない。

鋼板の接合部形状は図-6に示すとおりでボルトの種類及び間隔については前章の結果を利用し、M6の鋼ボルトを@300で配置した。本実験ではU字金物のアンカーによる固定は行わない。尚、これら試験体の使用材料の機械的性質は表-3及び表-4に示す。

4.2 実験方法

試験体の上下スタブを加力フレームに固定しオイルジャッキにより圧縮軸力N (0.2bDσ_B)を常時作用させ、アクチュエータにより静的水平力を作用させる。載荷条件は部材角R=±0.5%、±1.0%、±2.0%、±3.0%を3サイクルずつ載荷とする。測定方法は図-7に示すとおりで、各部の変位は上下スタブ内に不動点を設け、水平変位量(X₁~X₄)及び軸変位量(Y₁~Y₄)を変位計により測定し、各要素の歪値は各部に貼付したワイヤーストレインゲージにより測定する。

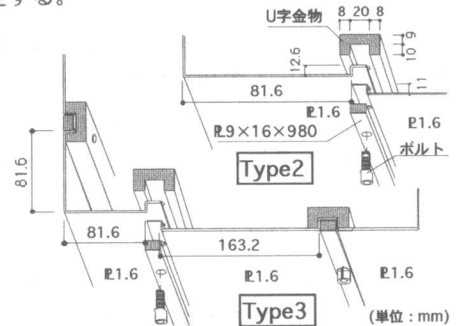


図-6 接合部詳細

表-4 使用材料の機械的性質

	σ_y	σ_u
D25 (SD345)	398	570
D6 (SD295)	356	531
R 1.6 (SS400)	312	381

σ_y : 降伏強度 σ_u : 引張強さ (N/mm²)

表-3 各試験体の実験変数の組合せ

試験体名	既存RC柱部概要			補強部概要											
	断面寸法 b×D (mm)	主筋 引張鉄筋比	帯筋 帯筋比	コンクリート 強度 σ_B (N/mm ²)	補強後断面 b×D (mm)	補強鋼板 板厚(mm)	分割数	呼び 間隔 (mm)	モルタル 強度(N/mm ²)						
Type1	300×300	8-D25 Pt=2.25%	D6-@200 Pw=0.11%	28	—	—	—	—	—						
Type2				29						360×360	1.607	4	M6	300	48
Type3				34											8

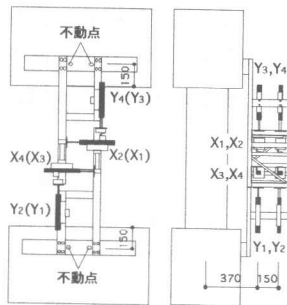


図-7 測定方法

4.3 実験結果及び考察

(1) 破壊状況

無補強試験体Type1の $R=0.5\%$ 終了時の主なひび割れ及び最終破壊状況を図-8に、補強試験体Type2のモルタルと鋼板の付着消失状況を図-9に、また実験終了後鋼板及びモルタルを取り除いたコンクリートの破壊状況を図-10にそれぞれ示す。

Type1試験体では部材角 $R=0.05\%$ 、せん断力 $Q=83\text{kN}$ 時に曲げひび割れ(a)、 $R=0.18\%$ 、 $Q=186\text{kN}$ 時にせん断ひび割れ(b)、そして $R=0.35\%$ 、 $Q=225\text{kN}$ 時に主筋に沿ったせん断付着割裂ひび割れ(c)が発生する。 $R=1.0\%$ 以降では部材角の増大と共に付着割裂及びせん断ひび割れが増加し、コンクリートのせん断圧壊、剥落が顕著になり鉄筋が露出する。これらの破壊状況より本試験体はせん断付着割裂破壊したのと考えられる。

Type2試験体はそれぞれ $R=0.2\%$ 、 $Q=226\text{kN}$ 時で柱頭及び柱脚のクリアランス部に曲げひび割れが発生する。その後変形の増大によって鋼板とモルタルとの付着消失は柱の上下端部より試験体の中央に向かって、また鋼板接合部より外側に向かって観測され、 $R=3.0\%$ では試験体全面で消失している。なお、鋼板とモルタルとの付着消失は金属棒による打音で観測する。 $R=2.0\%$ の繰り返し载荷を行う時点より既存柱部分と補強部分(鋼板とモルタル)とが大きくずれ始め、 $R=3.0\%$ になると図-11に示すように圧縮側ではクリアランスはなくなり補強部分とスタブコンクリートが接触するようになる。実験終了後、鋼板及びモルタルを取り除いた既存

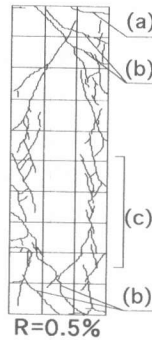
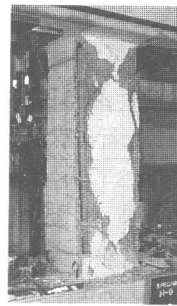


図-8 Type1 破壊状況



実験終了時

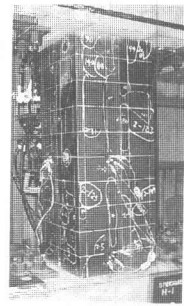


図-9 Type2 付着消失状況

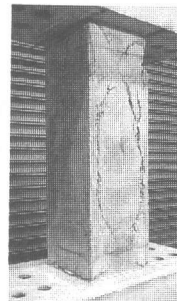


図-10 鋼板剥がし状況



図-11 クリアランス状況

コンクリートのひび割れ及び破壊状況はType1と同じであるがコンクリートの剥落は生じていない。また、モルタルにはせん断ひび割れの発生は認められない。Type3試験体もType2試験体とほぼ同様の性状を示し、鋼板の接合部個数による影響は認められない。

以上より、本工法による補強方法では既存コンクリートとモルタルとの一体性は十分とはいええず、補強部分が既存コンクリートを拘束することによって補強効果を示しているものと考えられる。

(2) 履歴性状

各試験体の履歴曲線を図-12に、その包絡線を図-13に示す。ここで縦軸は作用せん断力(Q)を横軸は部材角(R)を示す。

Type1無補強試験体は $R=0.35\%$ において最大せん断強度に達し、その後は部材角を増すごとに著しい強度の低下を示す。また、その履歴ループの形状は逆S字形を示す。

Type2及びType3補強試験体においても同様に $R=0.41\%$ 、 0.47% において最大せん断強度に達するが、その後の耐力低下については $R=2.0\%$ までは緩やかな性状を示す。 $R=2.0\%$ 以降の耐力

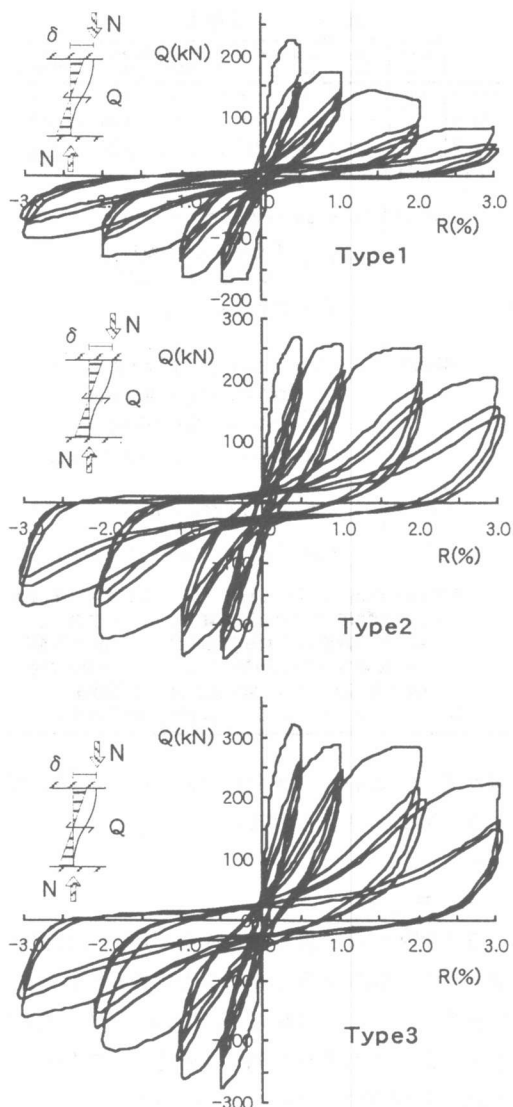


図-12 履歴曲線

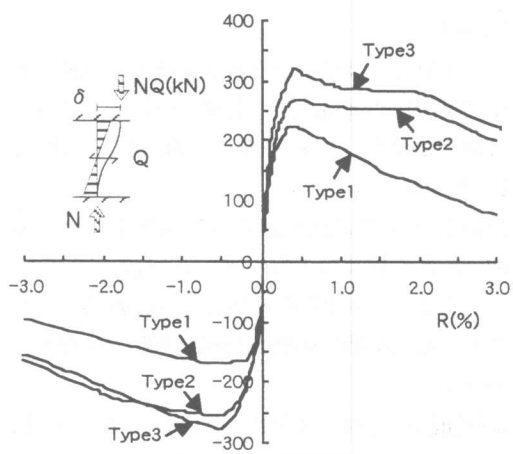


図-13 包絡線

低下勾配はType1試験体と同様である。これは破壊性状でも述べたようにR=2.0%の繰り返し載荷時に、既存柱部分と補強部分とにくずれが著しく生じたための影響と考えられる。

各試験体の初期剛性を図-14に示す。なお、図中黒塗りのプロットはせん断ひび割れの発生する点であり、補強試験体においては帯筋の歪値が急激に増大する点をそれとした。

Type2及びType3試験体の初期剛性はType1のそれに比べ若干高いものとなっており、初期においては補強による柱断面の増加が影響し、また、Type2、Type3試験体の初期せん断ひび割れの発生荷重及び変形量はType1試験体のそれに比べて大きな数値を示す。

繰り返しによる耐力低減状況を図-15に示す。Type2、Type3試験体の繰り返しによる耐力低下はType1試験体それと比べると全体的に小さい値を示す。

以上より、本補強方法において強度及び変形等の向上が確認され、補強効果が期待できる事が明らかとなる。

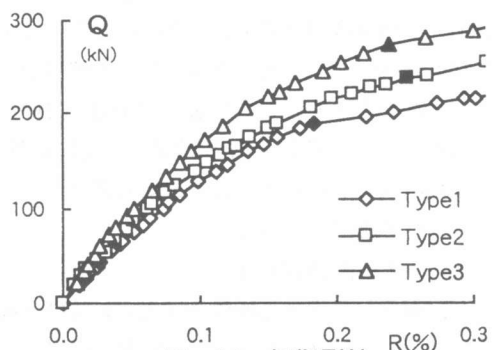


図-14 初期剛性

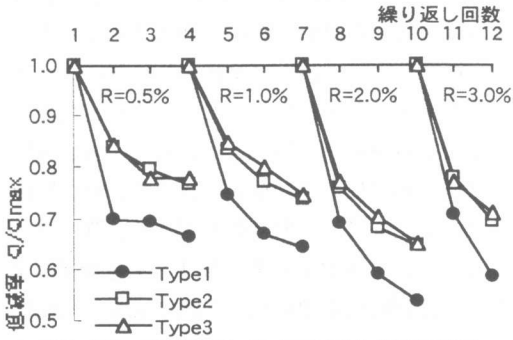


図-15 繰り返しによる耐力低減状況

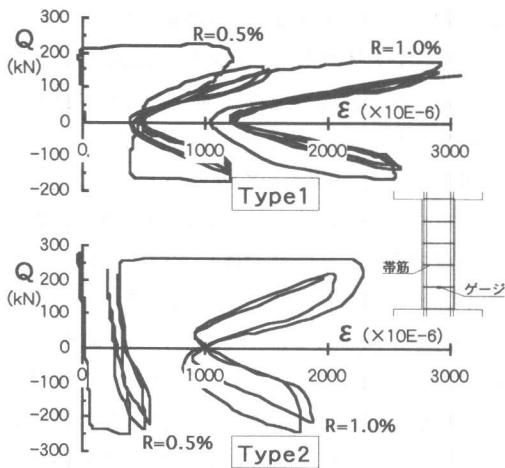


図-16 帯筋の歪性状

(3) 帯筋の歪性状

帯筋の代表的な歪性状を図-16に示す。この図よりType1のR=0.5%の歪はせん断ひび割れの発生と共に引張側に大きく増大し、その後せん断力の作用状況により歪値は大きく変動する。補強試験体ではR=0.5%の歪はせん断ひび割れの発生と共に引張側に増大するがType1に比べて小さく、またせん断力の作用状況によらずほぼ同じ歪値を示す。R=1.0%以降になるとType2の歪値の方がType1のそれに比べて小さな値を示すがType1、Type2共に歪値は増大し同じ性状を示す。これらよりR=0.5%では補強によって既存部分の拘束が顕著に表れるが、変形が増大して行くにつれて拘束効果がうすれていくものと考えられる。

(4) せん断終局強度

各試験体の最大せん断強度 (eQsu) 及び各種計算値 (cQsu1, cQsu2, cQsu3) を表-5に示す。ここでcQsu1は既存RC柱のせん断終局強度で、cQsu2は補強後のせん断終局強度である。またcQsu3は本実験の結果 (モルタルにせん断ひび割れが発生していないことなど) より、補強材は既存柱部分の拘束効果のみ期待し、既存RC柱の強度の帯筋の項に鋼板の効果を含めて算出したものである。これらの結果より、既存コンクリートとモルタルとの一体性を考慮せず、また折り曲げ接合を用いた本工法によっても既存RC柱の強度と比べて、1.2~1.4倍の強度の上

表-5 実験結果

	eQsu (kN)	cQsu1 (kN)	cQsu2 (kN)	cQsu3 (kN)	eQsu cQsu1	eQsu cQsu2	eQsu cQsu3
Type1	225	201	—	—	1.12	—	—
Type2	270	—	342	275	—	0.79	0.98
Type3	321	—	363	293	—	0.88	1.09

以下に計算式を示す^{2),3)}

$$cQsu1 = \left\{ \tau_c + \tau_w + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad \text{--- (1)}$$

$$\tau_c = \frac{0.092kukp(180+Fc)}{M/(Q \cdot d) + 0.12}$$

$$\tau_w = 2.7 \sqrt{pw \cdot \sigma_{wy}}$$

$$cQsu2 = \left\{ \tau_{c2} + \tau_{w2} + 0.1 \sigma_{02} \right\} b_2 \cdot j_2 \quad \text{--- (2)}$$

$$\tau_{c2} = \frac{0.092k_2k_{p2}(180+Fc)}{M/(Q \cdot d_2) + 0.12}$$

$$\tau_{w2} = 2.7 \sqrt{pw_2 \cdot \sigma_{wy} + 2t/b_2 \sigma_{sy}}$$

$$cQsu3 = \left\{ \tau_c + \tau_{w3} + 0.1 \sigma_0 \right\} b \cdot j \quad \text{--- (3)}$$

$$\tau_{w3} = 2.7 \sqrt{pw \cdot \sigma_{wy} + 2t/b_2 \sigma_{sy}}$$

記号) b: 柱幅 d: 柱有効せい Fc: コンクリート強度
j: 曲げ材の応力中心間距離 M/Q: シアスパン
kp: 引張鉄筋比による補正係数 σ0: 軸力/柱断面
ku: 断面寸法による補正係数 σwy: 帯筋応力度
pw: 帯筋比 σsy: 鋼板応力度 t: 鋼板厚
※これら記号の右下の数字: 2は補強後のそれを表す。

昇があり、これらの強度はcQsu3にてほぼ説明できるものと考えられる。

5. まとめ

薄肉鋼板による折り曲げ接合を用いた耐震補強に関して鋼板接合部局部引張実験及び柱部材実験を行い、この補強方法においても十分な補強効果が得られる事が明らかとなり、実用化のための基礎資料を得ることができた。

【謝辞】

本実験を行うにあたり東京電機大学平成10年度卒研究生 剣持勲、小谷剛、中村彰良の各氏に協力を得ました。関係各位に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 阪神・淡路大震災調査報告建築編-1,2 1998.8
- 2) 財団法人日本建築防災協会 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 1995.7
- 3) 社団法人日本建築学会 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1991.4