

# 論文 実験データベースを用いた RC 柱部材の終局強度算定式の精度検証

荒川 裕彦<sup>\*1</sup>・谷 昌典<sup>\*2</sup>・藤永 隆<sup>\*3</sup>・孫 玉平<sup>\*4</sup>

**要旨:** 曲げせん断実験を行った 628 体の鉄筋コンクリート柱に関する実験データベースを作成して、それに基づき、既往の曲げ終局耐力式及びせん断終局耐力式の精度の検証を行った。その結果、曲げ破壊を起こした試験体に対しては NewRC 応力ブロックを用いた計算法が、せん断破壊を起こした試験体に対しては修正大野・荒川式が高強度材料を使用した試験体に対しても実験結果を精度良く評価できることが明らかとなった。さらに、両式を組み合わせることで、柱の曲げ及びせん断の破壊形式を比較的精度良く予測できることを明らかにした。

**キーワード:** 高強度材料, RC 柱, データベース, 曲げ終局強度, せん断終局強度, 破壊形式

## 1. はじめに

近年、建築材料の高強度化が進み、圧縮強度が 100N/mm<sup>2</sup> を超えるような超高強度コンクリートや、降伏強度が 1000N/mm<sup>2</sup> を超えるような超高強度鉄筋が実用化されている。一般的に、このような高強度材料を用いることによって、建物の高層化、耐久性や安全性の向上、柱本数の減少や断面のスリム化による居住空間の自由度の向上、などといった利点がある。

超高強度材料を RC 造建物に適切に利用するには、それを用いた部材の終局耐力を的確に評価する手法の確立が不可欠である。一方、現行の設計規準や指針は、圧縮強度 60 N/mm<sup>2</sup> までのコンクリートと SD490 級までの鉄筋を対象としており、諸規準と指針に推奨されている終局耐力の算定式の超高強度材料を用いた部材への拡張性に関しては不明である。また、超高強度鉄筋を使用した場合、主筋が降伏強度を発揮するとは限らず、現行の「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に示されている略算式のような、鉄筋の降伏を前提としている曲げ耐力推定式では、計算結果が実際の耐力よりも大きな値になってしまう恐れがある。

そこで、本論文は、高強度材料を使用した鉄筋コンクリート部材を含めて、現在推奨されている耐力推定式をどこまで適用することが可能であるか、高強度材料を用いた部材に適用するときの問題点は何かを確認することを目的として、既往の RC 柱部材の実験に関するデータベースを作成し、実験結果に対する諸耐力推定式の予測精度の検証を行うことを目的とする。

## 2. 実験データの概要

本研究で用いた実験データベースは、1983 年から 2009 年までに日本建築学会の学術講演梗概集と日本コンクリート工学協会の年次論文集に報告された RC 柱に関する実験結果から、曲げせん断を受けて、破壊形式が明記または判別できる試験体を収集した計 628 の試験体の結果からなっている。1996 年から 2009 年までのデータに関する文献は付表-1 にまとめて示すが、1983 年から 1995 年までのデータに関する文献については、文献 1) にまとめられているので、本論では省略している。

表-1 には実験変数の範囲を破壊形式別で示す。試験体は、一辺の長さが 200mm 以上の矩形断面で、コンクリートの圧縮強度は 21N/mm<sup>2</sup> 以上のもので、載荷形式は逆対称変形を与える方法と、片持柱の形式の 2 通りである。なお、鋼管によって補強されたもの、繊維シート巻き付け等で補強したもの、金属製の繊維等を混入したコンクリートを使用しているもの及び外殻プレキャスト工法のものについては、対象から除外した。これらを除外したのは、既存の耐力式の多くはそのまま適用できないためである。また、付着破壊した試験体は、検討対象としておりません。

破壊形式は、文献中に記載されている試験体については、原著者の判断に従い、文献中に破壊形式が記載されていない試験体計 176 体については、以下のルールに従って破壊形式を判別した。

- 1) 本文中に曲げ終局耐力の計算値が記載されているものは、実験での最大耐力が曲げ終局耐力の計算値の 95% を下回ったもの、もしくは、実験での最大耐力

\*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (正会員)

\*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

\*3 神戸大学 都市安全研究センター 准教授 博士 (工学) (正会員)

\*4 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

が曲げ降伏耐力の計算値を下回った場合、「せん断破壊」と判断した。また、原文中に曲げ耐力の計算値が記載されず、耐力時部材角が RC 造建物の耐震診断基準に示す、せん断破壊部材の耐力時部材角である 1/250rad より小さい場合、「せん断破壊」と判断した。このような試験体は計 32 体あった。

- 2) せん断破壊と判断したもの以外で、ひび割れ性状や履歴性状に基づき、せん断ひび割れの進展による急激な耐力低下が伴い、最終的にせん断破壊したと判断できる場合、「曲げ降伏後せん断破壊」と判断した。このような試験体は合計 41 体あった。
- 3) ほかに 103 体の試験体は、「曲げ破壊」と判断した。

図-1 に、(a)コンクリート強度、(b)主筋降伏強度、(c)せん断補強筋降伏強度、(d)軸力比、(e)せん断補強筋比、(f)せん断スパン比について、せん断破壊および曲げ破壊した試験体の分布状況を示す。曲げ降伏後のせん断破壊と判断されたものは、曲げ破壊試験体に含めている。

図-1 より分かるように、コンクリート強度については、60N/mm<sup>2</sup>以下の試験体が多いが、それ以上の超高強度コンクリートを用いた試験体は数多く存在しており、コンクリート強度が高いものの多くは曲げ破壊したとされる試験体である。主筋の降伏強度については、200~800N/mm<sup>2</sup>の範囲に多くの試験体が分布しており、強度が高いほどせん断破壊した試験体の割合も高くなる

傾向が見られる。帯筋の降伏強度については、幅広く試験体が分布しており、破壊形式に及ぼす影響が明確に見られない。超高強度補強筋を用いた試験体にもせん断破壊したものが多く見られたが、それはそれらの試験体の多くはせん断補強筋比が小さくせん断補強筋が柱の耐力時に降伏しなかったためと考えられる。軸力比については 0.3~0.4 程度の柱が多く、軸力比が低い試験体のほうがせん断破壊した割合が大きい。せん断補強筋比については 1.2%以下のものが多く、せん断補強筋比が小さいほどせん断破壊しやすいことが分かる。一方、せん断補強筋比が 1.2%よりも大きい試験体にはせん断破壊したものが数体報告されているが、それらの試験体はいずれも片振りの繰返し载荷を受けたもので、最大耐力時の部材角は 1.0%以上と大きく、ピーク点後の耐力低下も比較的緩やかなものである。せん断スパン比については、せん断スパン比が 2.5 以上の領域ではせん断破壊をしたものがなく、せん断スパン比が 1.0 のものはほとんどせん断破壊をした。

### 3. 曲げ強度算定式の精度の検証

鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度算定式は、現在多数提案されているが、本論では以下に挙げる 3 つの曲げ終局強度算定式についての精度の検証を、曲げ破壊した 458 体のうち、変動軸力を作用させたものを除いた 403

表-1 実験変数の範囲

破壊形式	試験体数	コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	軸力比	せん断スパン比	主筋		帯筋	
					強度(N/mm <sup>2</sup> )	主筋比(%)	強度(N/mm <sup>2</sup> )	帯筋比(%)
曲げ	458	21.4~193	-0.11~0.91	1.00~2.84	297~1448	0.88~5.69	223~1773	0.07~3.55
せん断	170	21.7~193	-0.15~0.69	1.00~2.00	314~1002	0.94~4.71	209~1720	0~1.93

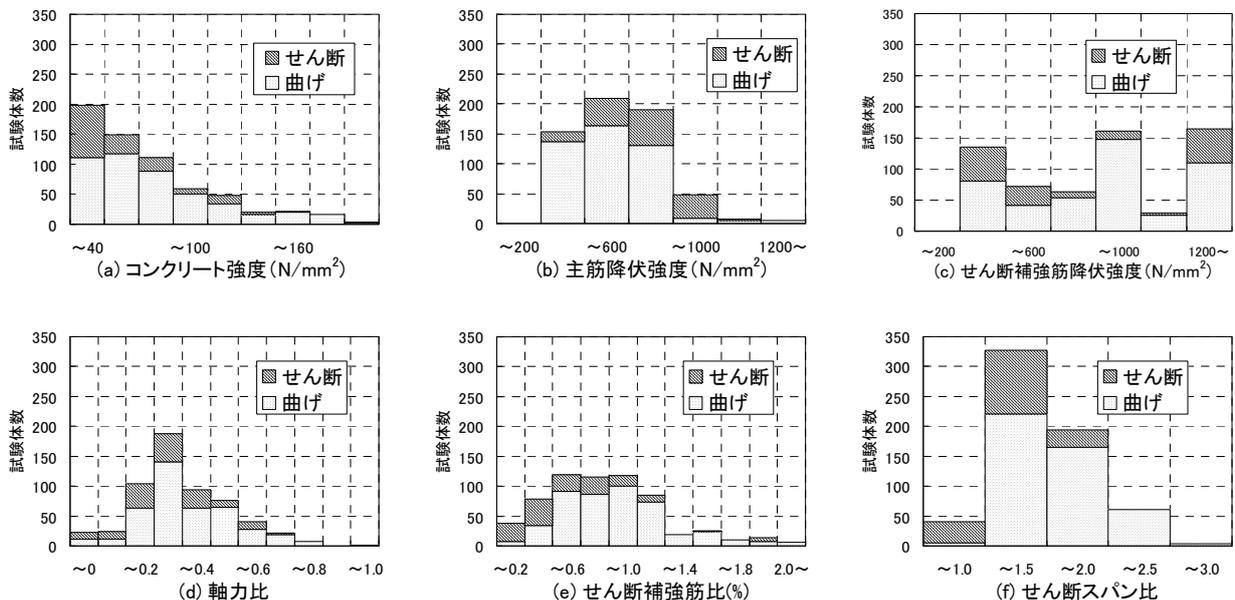


図-1 試験体の分布状況

体を用いて行う。

精度検証の対象となる曲げ終局強度の算定式は、超高強度コンクリートをも対象にできる NewRC 等価応力ブロックを用いた算定式（以下 NewRC 式）<sup>2)</sup>、日本建築学会「建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能」に示されている曲げ終局強度式<sup>3)</sup>で、柱の中段筋を無視したものの（以下 AIJ 略算式 1）と中段筋を考慮したものの（以下 AIJ 略算式 2）の 3 つである。これら 3 つの式の詳細については関連文献を参照されたい。

図-2 に実験曲げ耐力を曲げ終局耐力の計算値で除した値（以下耐力比と称す）のヒストグラムを示す。耐力比の平均値は 3 式とも 1.0 より大きく、安全側の評価をする式となっている。最も標準偏差が小さいのは NewRC

式で、以下 AIJ 略算式 1、AIJ 略算式 2 の順となった。

図-3 には、コンクリート強度、柱の軸力比及び主筋降伏強度が計算耐力の精度に及ぼす影響を示す。AIJ 略算式に基づく耐力比が 2.0 を超えるケースもあるが、図中には 2.0 までを示す。コンクリート強度の影響については、NewRC 式による計算値はコンクリート強度の大小に関わらず、安定して柱の耐力を安全側に評価できている。一方 AIJ 略算式による計算値は、コンクリート強度が高くなるほど実験値を危険側に評価する傾向が見られる。軸力比については、NewRC 式による計算値は特に影響が見られていないが AIJ 略算式による計算値は、軸力比が 0.3~0.4 程度付近で危険側に評価するケースが増えたり、低軸力領域と高軸力領域では逆に過度に安全側

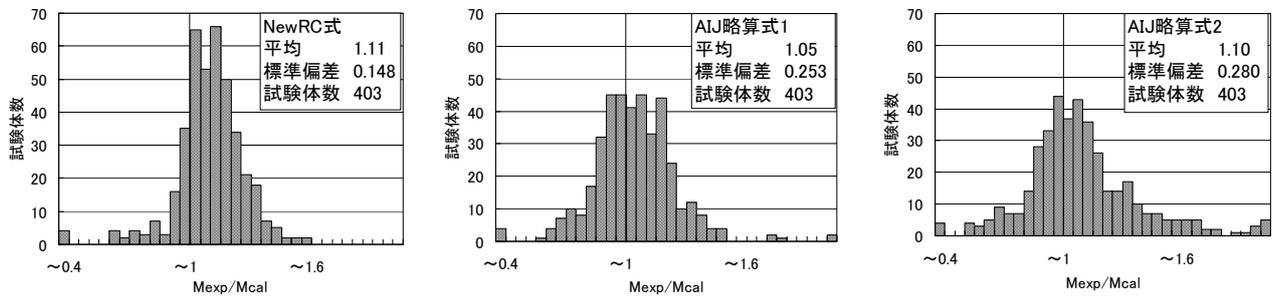


図-2 曲げ耐力比のヒストグラム

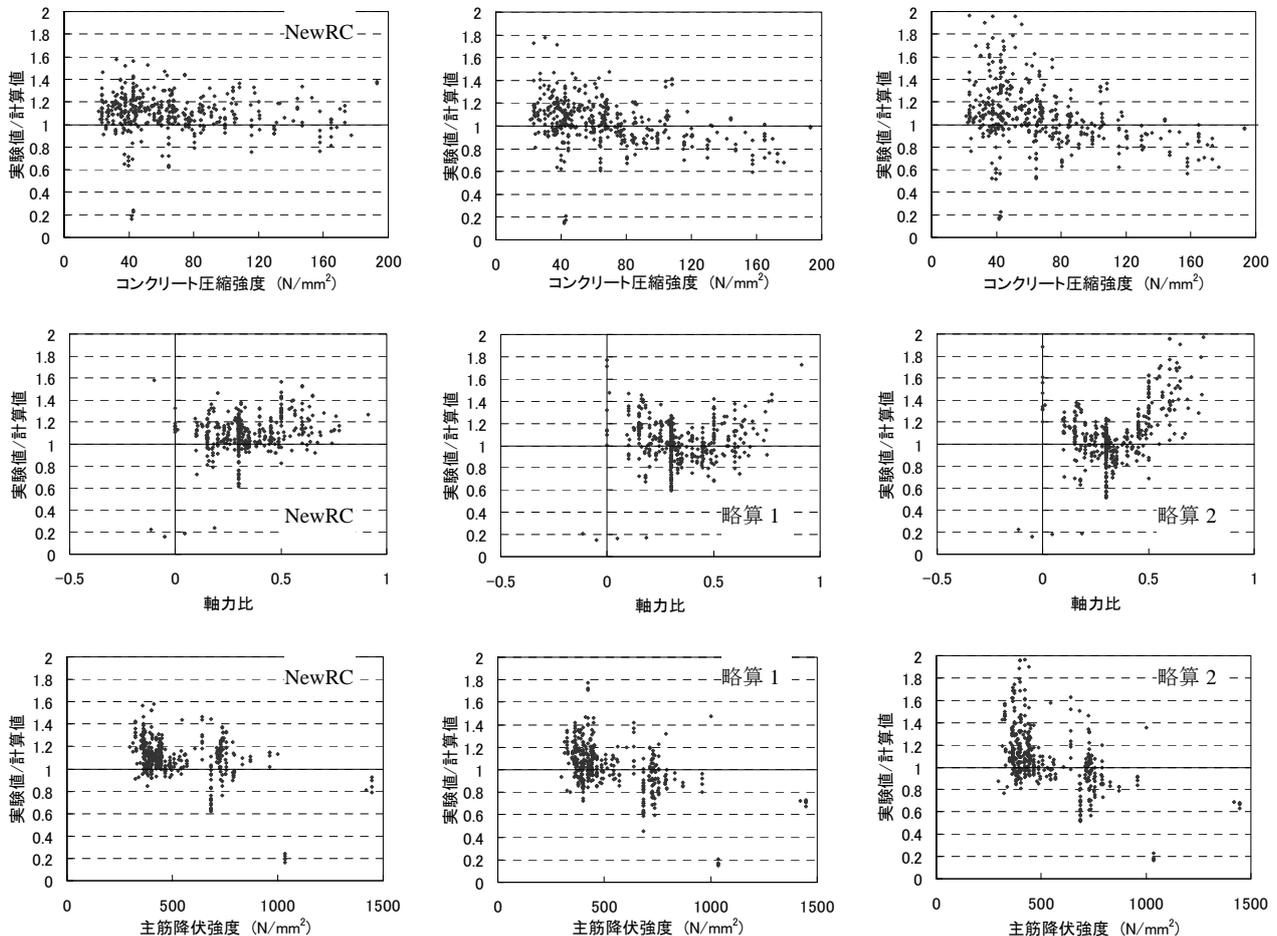


図-3 各パラメータ別の曲げ耐力比の分布

に評価したりする傾向が見られる。主筋降伏強度の影響については、NewRC 式による計算値でも、700 N/mm<sup>2</sup>以上の超高強度主筋を用いた柱に対して 20%過大評価するケースが散見された。これは、超高強度主筋を用いた場合は、付着応力が高くなり、主筋は普通強度主筋よりもすべりやすくなり、曲げ強度の算定時によく用いられる“平面保持の仮定”が成立しなくなることが考えられるのに対して、NewRC 式等の現行の算定式には、それが考慮されていないためと思われる。

なお、曲げ耐力の耐力比が極端に低い数体の試験体は、いずれもアンボンドの高張力鋼棒を主筋に用いたもので、それらの試験体を除いて図-2 に示すヒストグラムに記載した平均値や標準偏差の算定を行った。

#### 4. せん断終局強度算定式の精度の検証

RC 柱のせん断終局強度算定式については、実験式や理論式が多く提案されているが、本研究では以下に挙げる5つのせん断強度式についての精度の検証に、せん断破壊を起こしたとされる170体のうち、全ての既往式に要求されるデータがそろえなかった12体を除いた158体の実験結果を用いた。検証対象のせん断式は、せん断強度の算定式として広く用いられている修正大野・荒川式<sup>4)</sup>、「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針」で推奨されているA法とB法<sup>5)</sup>、NewRCせん断WGの提案式その1とその2<sup>6)</sup>(以下NewRC式と呼ぶ)である。ただし終局指針のA法については、コンクリートの強度低減係数をそのまま用いた場合、コンクリート強度が非常に高い試験体のせん断強度の算定ができなくなるため、Nielsenが提案している強度低減係数<sup>7)</sup>を用いて、修正した式(以下修正A法と呼ぶ)について検証を行った。諸耐力式の詳細は表-2にまとめて示す。

図-4 にせん断耐力の実験値を計算値で除した耐力比のヒストグラムを示す。図-4 より明らかなように、B法による計算値は実験値をやや過大評価しているのに対して、それ以外の式による計算値は実験値を安全側に評価している。最もばらつきの小さいのは修正大野・荒川式で、以下NewRC式1、NewRC式2と続く。

図-5 には材料強度が耐力算定式の精度に及ぼす影響を、ばらつきの小さい修正大野・荒川式と、比較的精度の良いNewRC式2について示す。図-5 より修正大野・荒川式の精度は材料強度の影響をほとんど受けないことがうかがえる。このことは、修正大野・荒川式は超高強度材料を用いたRC柱部材の終局せん断強度の予測にも適用できることを示唆している。一方、NewRC式2による計算値は、コンクリート強度が60 N/mm<sup>2</sup>以下の試験体や超高強度主筋を用いた試験体には、過大に評価するケースが見られている。

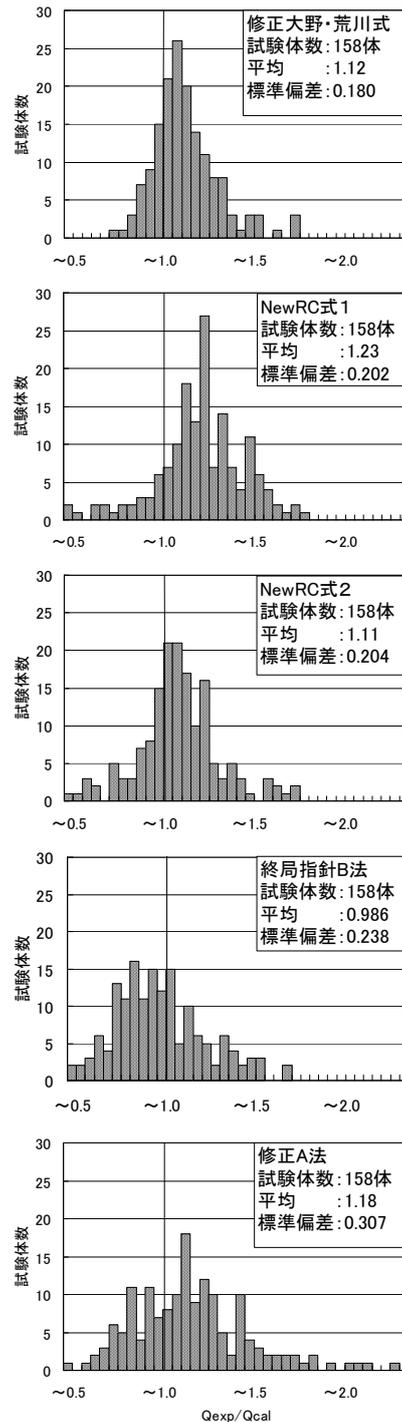


図-4 せん断耐力比のヒストグラム

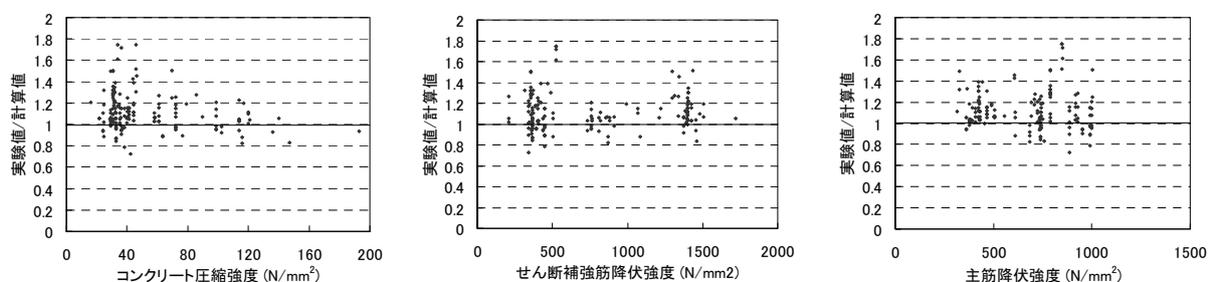
#### 5. 破壊形式の予測精度

精度検証を行った曲げ強度算定式とせん断強度算定式の組み合わせで破壊形式がどの程度の精度で予測できるかについて検討を行う。

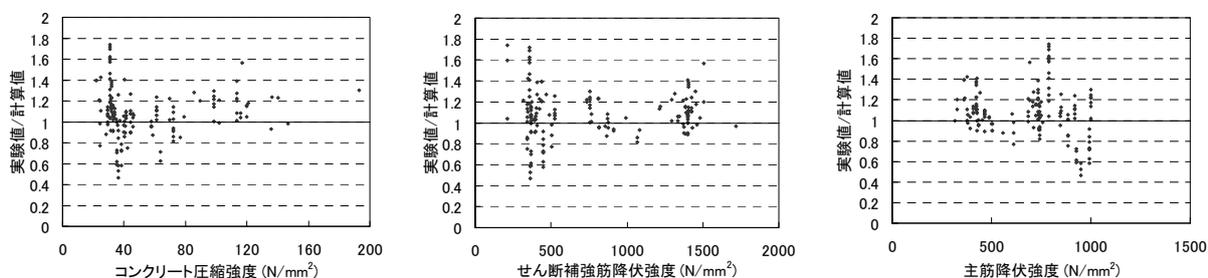
図-6 にせん断耐力の計算値  $Q_{su}$  を曲げ耐力の計算値  $Q_{mu}$  で除した値を横軸にとり、実験値を曲げ耐力の計算値で除した値を縦軸にとった結果を示す。横軸が1.0を下回る領域はせん断破壊領域、1.0より大きい領域は曲げ破壊領域と見ることができる。曲げ耐力の算定にはNewRC式、せん断耐力の算定には修正大野・荒川式を用

表-2 せん断強度式一覧 (SI 単位)

修正大野・荒川式	日本建築学会終局指針式B法
$Q_u = \left\{ k_n k_p \frac{0.115(c\sigma_B + 17.6)}{a/D + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} bj \quad k_p = 0.82p_r^{0.23}$	$Q_u = Q_i + Q_a \quad Q_i = bj_p\sigma_{hy} \cot\phi \quad Q_a = \alpha(1-\beta)bDv_c\sigma_B/2$ $\beta = (1 + \cot^2\phi)p_w\sigma_{wy}/v_c\sigma_B \quad v = (2a/D + 1)/4 \quad \cot\phi = 1.0$
NewRC せん断 WG 提案式 1	NewRC せん断 WG 提案式 2
$Q = bj_i p_w \sigma_{wy} \cot\phi + \alpha(1-\beta)bDv_c\sigma_B \quad Q \leq bj_i v_c \sigma_B / 2 \quad \sigma_{wy} \leq 125\sqrt{v_c\sigma_B}$ $\beta = (1 + \cot^2\phi)p_w\sigma_{wy}/v_c\sigma_B \quad v = 1.7(1+2n)\sigma_B^{-1/3} \leq 1 \quad \cot\phi = \min(A, B, C) \geq 1$ $A = 2.0 - 3n \quad B = j_i / (2aD) \quad C = \sqrt{v_c\sigma_B / (p_w\sigma_{wy})} - 1.0$	$Q = bj_i p_w \sigma_{wy} + \alpha(\gamma/\alpha - \beta)bDv_c\sigma_B \quad Q \leq (bj_i v_c \sigma_B / 2)\gamma/\alpha$ $\sigma_{wy} \leq 125\sqrt{v_c\sigma_B} \quad p_w \geq 0.03v_c\sigma_B/\sigma_{wy} \quad \gamma = \alpha \quad n > 0.5 - 2\Phi \text{ のとき}$ $\gamma = (\sqrt{4(n+2\Phi)(1-n-2\Phi)} + (L/D)^2 - L/D)/2 \quad n \leq 0.5 - 2\Phi \text{ のとき}$
日本建築学会終局指針式 A 法修正	$Q_u = Q_i + Q_a \quad Q_i = bj_i p_w \sigma_{hy} \cot\phi \quad Q_a = \alpha(1-\beta)bDv_c\sigma_B/2 \quad \beta = (1 + \cot^2\phi)p_w\sigma_{hy}/v_c\sigma_B$ $v = 0.7 - c\sigma_B/200 \quad c\sigma_B < 40 \quad v = 0.5 \quad 40 < c\sigma_B < 50 \quad v = 1.9/c\sigma_B^{0.34} \quad 50 < c\sigma_B$
$k_n$ : 断面せい寸法による補正係数 $c\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度 $a/D$ : せん断スパン比 $p_w$ : せん断補強筋比 $p_r$ : 引張鉄筋比 $\sigma_{wy}$ : せん断補強筋降伏強度 $\sigma_0$ : 平均軸応力度 $b$ : 断面幅 $D$ : 断面せい $d$ : 有効せい $j_i$ : 応力中心間距離 $j$ : 主筋中心間距離 (NewRC 式については塑性重心間距離) $v$ : コンクリート有効強度係数 $n$ : 無次元化軸力比 $\Phi$ : 主筋係数 ( $=p_r\sigma_y/\sigma_B$ ) $\sigma_y$ : 主筋降伏強度 $\alpha$ : $\alpha = \sqrt{1 + (L/D)^2} - L/D/2$	

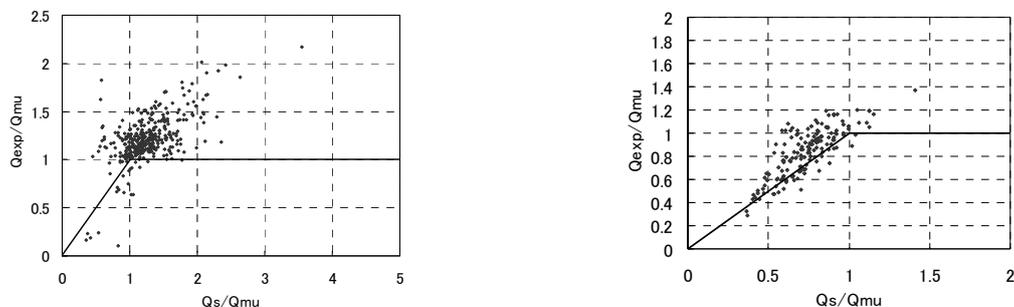


(a) 修正大野・荒川式



(b) NewRC 式 2

図-5 各パラメータ別のせん断耐力比の分布



(a) 曲げ破壊した試験体

(b) せん断破壊した試験体

図-6 組合せによる耐力推定精度

いた。これら二つの算定式を選択したのは、それぞれ各種耐力を最も良い精度で評価できたためである。図-

6(a)は曲げ破壊したと判断された試験体をプロットしたもので、図-6(b)はせん断破壊したと判断された試験体

付表-1 データベースに用いた参考文献一覧 AIJ 梗概集

1996	荒木康隆ら：pp.1-, 金川基ら：pp.5-, 内田健一郎ら：pp.9-, 加藤武彦ら：pp.157-, 村田耕司ら：pp.167-, 竹中啓之ら：pp.171-, 但木幸男ら：pp.175-, 廣橋恵美ら：pp.237-, 勝倉靖ら：pp.295-, 神野靖夫ら：pp.335-, 若田目宏ら：pp.747-, 中本直希ら：pp.777-, 堀江啓ら：pp.805-,		
1997	金杉英輝ら：pp.1-, 宇和田満之ら：pp.3-, 大山博ら：pp.5-, 柴田正隆ら：pp.7-, 高見信嗣ら：pp.25-, 中澤淳ら：pp.33-, 小室努ら：pp.37-, 藤田将輝ら：pp.65-, 小杉一正ら：pp.69-, 青木洋一ら：pp.97-, 塩川真ら：pp.141- : pp.681-, 今井和正ら,		
1998	中澤淳ら：pp.337-, 山下祐司ら：pp.339-, 伊藤一隆ら：pp.377-, 鈴木敏夫ら：pp.381-, 山口雄二ら：pp.679-		
1999	森直哉ら：pp.793-, 藤田将輝ら：pp.797-, 熊澤敬輔ら：pp.839-, 藤本純一ら：pp.845-		
2000	村田義行ら：pp.103-, 山内茂一ら：pp.191-, 松本至ら：pp.195-, 黒瀬行信ら：pp.607-		
2001	小坂英夫ら：pp.45-, 山内茂一ら：pp.399-, 松本智夫ら：pp.405-, 丸太誠ら：pp.419-, 鄭文淑ら：pp.451-, 鈴木英之ら：pp.481-, 前田博之ら：pp.527-		
2002	井ノ上一博ら：pp.1-, 金東範ら：pp.341-, 中谷誠ら：pp.343-, 仁科誠治ら：pp.373-, 小室努ら：pp.409-, 堀伸輔ら：pp.415-, 鹿野仁史ら：pp.419-, 宮脇毅ら：pp.431-, 鈴木英之ら：pp.443-		
2003	奥田将人ら：pp.7-, 中村陽介ら：pp.129-, 半田士昌ら：pp.131-, 柏瀬孝子ら：pp.141-, 鹿野仁史ら：pp.145-, 高森直樹ら：pp.147-, 渡辺英義ら：pp.151-, 羽鳥敏明ら：pp.155-, 鈴木学ら：pp.197-, 岡田亨ら：pp.221-, 小林正和ら：pp.249-		
2004	鈴木紀雄ら：pp.403-, 犬飼端郎ら：pp.407-, 高稲宜和ら：pp.427-, 岸本一蔵ら：pp.457-, 松島正樹ら：pp.465-, 奥本拓也ら：pp.473-, 羽鳥敏明ら：pp.477-, 孫玉平ら：pp.485-, 岩岡信一ら：pp.491-, 森本敏幸ら：pp.493-		
2005	新田兼也ら：pp.145-, 高濱健ら：pp.161-, 金子貴司ら：pp.167-, 杉本訓祥ら：pp.179-, 松島正樹ら：pp.181-		
2006	松本智夫ら：pp.363-	2007	林和也ら：pp.287-,
2008	鈴木紀雄ら：pp.525-, 丸太誠ら：pp.595-, 山本雄亮ら：pp.603-, 遠藤芳雄ら：pp.611-, 増田安彦ら：pp.755-		
2009	佐藤幸博ら：pp.233-, 塩屋晋一ら：pp.259-, 橋高将義ら：pp.287-, 傳野悟史ら：pp.507-		

をプロットしたものである。図-6(a)でせん断破壊領域に曲げ破壊したとされる試験体は80体あり、うち40体は曲げ降伏後にせん断破壊を起こした試験体で、純粋な曲げ破壊を起こした試験体は40体、曲げ破壊した試験体に占める割合は約10%である。一方、図-6(b)で曲げ破壊領域にせん断破壊したとされる試験体が10体存在しており、せん断破壊した試験体に占める割合はわずかに約6%となっている。つまり、NewRC曲げ式による曲げ耐力と修正大野・荒川式を組み合わせれば、高強度材料を用いたRC柱の破壊形式を6~10%以内の誤差で判別できることがわかる。なお、曲げ耐力の算定にNewRC式、せん断耐力の算定にNewRC式2を用いた場合、せん断破壊領域に曲げ破壊した試験体は49体で、うち曲げ降伏後のせん断破壊した試験体33体を除くと、純粋に曲げ破壊した試験体は16体となり、曲げ破壊した試験体に占める割合は約4%であるが、曲げ破壊領域にせん断破壊したとされる試験体は25体存在しており、せん断破壊した試験体に占める割合は約16%となっており、せん断破壊柱の判別率がやや悪い。

## 6.まとめ

曲げせん断実験を行ったRC柱の実験結果を用いて、実験結果のデータベースを作成し、既往の曲げ終局耐力式及びせん断終局耐力式の精度の検証を行った。その結果、曲げ破壊した試験体に対してはNewRC式を、せん断破壊したとされる試験体に対しては修正大野・荒川式を用いることによって、コンクリート強度が193 N/mm<sup>2</sup>

までの超高強度コンクリートを使用したRC柱の終局耐力を、実験パラメータに左右されることなく、精度良く評価できることが明らかとなった。さらに、二つの式を組み合わせることによって、高強度RC柱の曲げ破壊及びせん断破壊の破壊形式を6~10%以内の誤差で的確に予測することが可能であることが明らかとなった。

## 参考文献

- 1) Sun, Y., Sakino, K. and Yoshioka, T.: Flexural Behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement, 日本建築学会構造系論文集, 第486号, pp.95-106, 1996.8
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, p.94, 2004
- 3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有水平耐力と変形性能, pp.396-397, 1990
- 4) 広沢雅也ら：軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.817-818, 1971.11
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針, pp.105-120, 1990.1
- 6) 倉本洋ら：柱部材に対するNewRCせん断強度式の耐力予測精度, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.705-706, 1993.9
- 7) M.P.Nielsen : Limit Analysis and Concrete Plasticity Second Edition, CRC Press, pp.397-399, 1999