論文　低強度コンクリート既存 RC 柱の耐震補強効果に関する実験研究

伊藤　嘉則[*1]・槇谷　榮次[*2]・橋本　敏男[*3]・沢崎　詠二[*4]

要旨：本研究は，通常，耐震補強が不可能とされる事が多い低強度コンクリート建築物において，既存 RC 柱を対象とし，耐震性能の向上を計るべく，その補強方法について検証した。具体的には，タイバー補強や鋼板巻きなどの補強を施した 4 タイプの試験体を作成し，逆対称のせん断実験を行った。その結果，既存 RC 柱を想定した試験体と比較して，いずれの補強方法も耐力・変形性能が向上し，低強度コンクリートでも耐震補強が可能であることが明らかとなった。

キーワード：低強度コンクリート，既存鉄筋コンクリート柱，耐震補強，せん断強度

1.　はじめに

近年，既存建築物の耐震補強が盛んに行われ，鉄筋コンクリート造（以下，RC と呼ぶ）に対しても，各種耐震補強に関する研究が数多くなされている。その多くは，コンクリートの圧縮強度が，普通強度（概ね Fc21N/mm^2）以上のものが対象とされ，それ以下の低強度コンクリートに対する検証は，殆どなされていない。低強度コンクリートの場合，その建築物は保有水平耐力が小さく，耐震補強を施しても耐力向上の期待があまり持てないため，耐震診断の結果，解体という結論に至ることが多い。また，耐震診断基準[1)]では，圧縮強度の下限値を 13N/mm^2 とし，それ以下のものは，基本的に耐震補強の対象外とされている。しかし，圧縮強度が 13N/mm^2 以下の建築物は今なお多数存在し[2)]，何らかの補強が可能であれば，建物を解体するよりも経済的には有用性が高い。

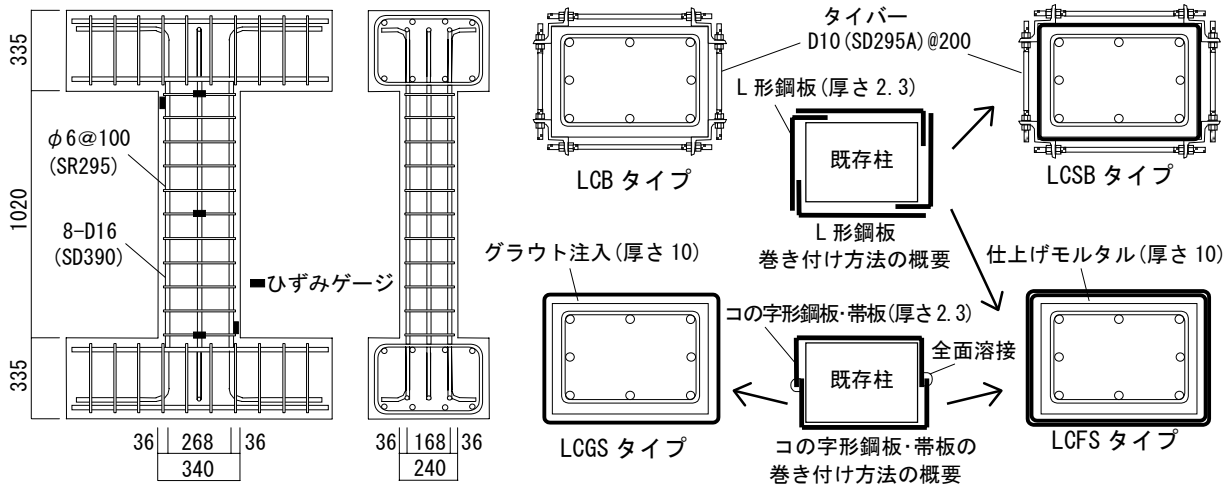
そこで本研究では，コンクリートの圧縮強度が，10N/mm^2 程度の既存 RC 柱を対象とし，その補強方法について検証した。但し，低強度コンクリート柱の場合，曲げ耐力に対しては大きな影響はないと思われるが，圧縮強度が低いため，せん断破壊のほかに付着割裂破壊や曲げ圧縮域におけるコンクリートの圧壊などの影響を受けやすいと考えられる。従って補強効果の把握には，せん断耐力の向上と共に，低強度コンクリートに起こりうる特有の挙動についても着目した。更に，低強度コンクリートの場合でも，既存の耐力評価式が適用可能か否かを調べることで，低強度コンクリート柱に関する基礎的資料を得ることを目的に実験を行った。

表－１　試験体一覧

試験体	既存RC柱			補強部分			せん断補強筋比[%]				
	試験体寸法	配筋	Fc[N/mm^2]	耐震補強方法	備考	断面	Pw1	Pw2	Pw3	Pw4	ΣPw
LC	・断面(B×D) 240×340 ・内法高さ 1020 ・シアスパン比 1.5	・主筋 8-D16 (SD390) ・せん断補強筋 φ6@100 (SR295)	Fc10	無補強	-	-	0.23	—	—	—	0.23
LCB				タイバー巻き	タイバー：D10@200(SD295A)	240×340		0.30	—	—	0.53
LCSB				鋼板巻き+タイバー巻き	鋼板：厚さ2.3 タイバー：D10@200(SD295A)	249×349		0.28	1.85	—	2.36
LCGS				グラウト充填鋼板巻き溶接	鋼板：厚さ2.3	259×359		—	1.77	—	2.00
LCFS				仕上げモルタル鋼板巻き+帯板巻き溶接	鋼板：厚さ2.3 帯板：厚さ2.3，巻き付け幅50	264×364		—	1.74	0.44	2.41
LC2			Fc18	無補強	-	-		—	—	—	0.23
LCGS2				グラウト充填鋼板巻き溶接	鋼板：厚さ2.3	259×359		—	1.77	—	2.00

(注)Pw1：既存RC部分せん断補強筋比=Aw/(B*X)，Pw2：タイバーによるせん断補強筋比=Aw2/(B1*X1)
Pw3：鋼板によるせん断補強筋比=2*t1/B1，Pw4：帯板によるせん断補強筋比=2*t1*bs/(B1*X2)
[記号] B,Aw,X：既存RCの断面幅,せん断補強筋断面積及び間隔　Aw2,X1：タイバーの断面積及び間隔　t1：鋼板厚さ bs,X2：帯板の巻き付け幅及び間隔　B1：補修後断面幅

*1 建材試験センター　中央試験所　構造グループ　工修(正会員)
*2 関東学院大学教授　工学部建築学科　工博 (正会員)
*3 建材試験センター　中央試験所　構造グループ
*4 関東学院大学大学院　工学研究科博士前期課程



図－１　試験体

2.　実験概要

2.1　試験体

試験体一覧を**表－１**に，その概要を**図－１**に示す。

本研究に用いた試験体は，既存 RC 柱 2 体，補強柱 5 体の総計 7 体とした。共通条件は，既存 RC 部分とし，以下のように定めた。断面は実物大の縮尺 1/2 スケールで，幅 240mm×せい 340mm，柱内法高さ 1020mm(M/QD=1.5)である。主筋及びせん断補強筋には，それぞれ 8－D16（SD390）及びφ6@100（SR295）の鉄筋を使用した。また，コンクリート設計基準強度は Fc10N/mm^2 とした。但し，コンクリート強度の比較として Fc18N/mm^2 とした既存 RC 柱と補強柱をそれぞれ 1 体ずつ作成した。

補強柱の種類は，タイバー巻き及び鋼板巻きなどによる外付け補強を施した計 4 種類である。以下に，補強方法の詳細を示す。

①タイバー巻き（LCB タイプ）

柱の隅角部に取付け金物を設置し，これに異形鉄筋の両端をねじ加工したタイバー（6－D10，SD295A）を，間隔 200mm で接合し，降伏点強度の 50～60%程度の緊張力を与えたものである。

②鋼板巻き及びタイバー巻き（LCSB タイプ）

L 形状に加工した鋼板（厚さ 2.3mm）4 枚を，柱全面に巻き付けた後，上記①と同様にタイバーを施したものである。

③グラウト注入鋼板巻き（LCGS タイプ）

コの字形の鋼板を柱の表面から 10mm 離して巻き付けた後，グラウト(実験時圧縮強度 26.8 N/mm^2)を充填したもの。但し，鋼板が重なりあうところは，全面溶接接合した。

④仕上げモルタル鋼板及び帯板巻き（LCFS タイプ）

柱表面に仕上げ材を想定したモルタル(実験時圧縮強度 15.8 N/mm^2)を厚さ 10mm ほど塗り，十分乾燥させ，②と同じ鋼板を巻き付けた。これにコの字形の帯板（厚さ 2.3mm，巻き付け幅 50mm）を，タイバーと同じ 200mm の間隔で巻き付け，これを全面溶接接合した。

2.2　材料強度

本研究で対象とするコンクリート圧縮強度は，その強度が著しく低いため，通常の調合では 10N/mm^2 に近似した圧縮強度が得られなった。そこで，既存 RC 建築物よりコアコンクリートを採取し，その圧縮強度が 10N/mm^2 以下のものに対して，X 線分析及びふるい分け試験を行い，成分分析並びにセメント，粗骨材，細骨材などの含有率を調べ上げた。紙面の都合上，詳しい内容については省略するが，その分析結果をもとに調合を推定し，試し練りを繰り返し行った後，圧縮強度が 10N/mm^2 に近似するような調合を定めた。なお，その調合結果を**表－２**に示す。また，鉄筋及び補強に使用したタイバーの機械的性質を**表－３**に示す。

2.3　加力方法

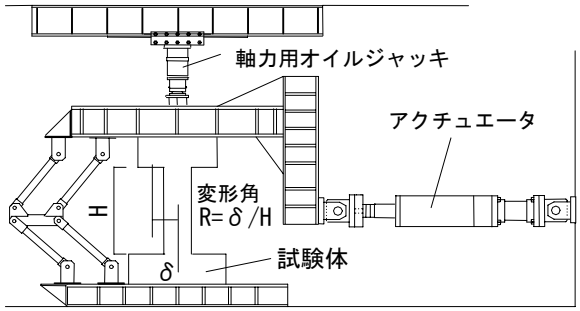
実験は**図－２**に示すような加力装置を用いて，容量 750kN アクチュエータにより変位制御のもと逆対称モーメントによる正負交番繰返し載荷を行っ

表－２　コンクリートの調合

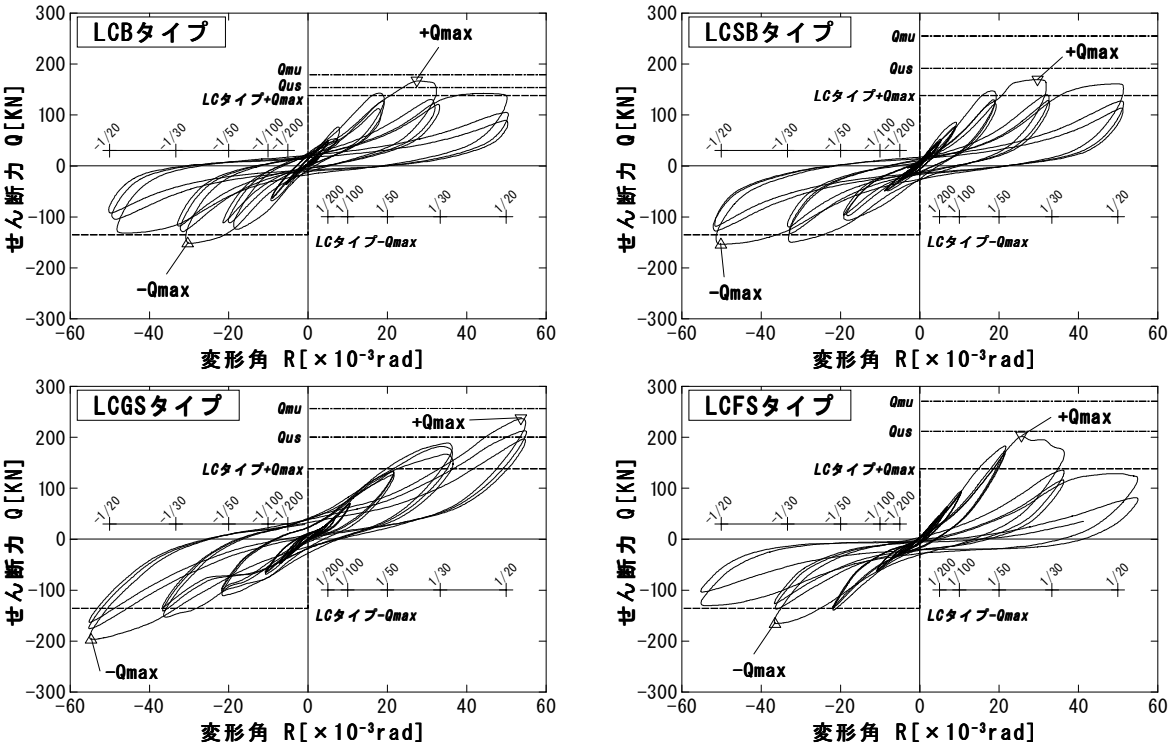
Fc [N/mm²]	水セメント比 W/C[%]	単位重量[kg/m³]				細骨材率 [%]
		セメント	粗骨材	細骨材	混和材	
10	61.2	174	932	962	1.84	51.7
18	51.0	357	996	757	7.93	44.1

表－３　鋼材の機械的性質

鋼材の種類	降伏強度 [N/mm²]	引張強度 [N/mm²]	ヤング係数 [MN/mm²]
せん断補強筋：φ6	445	590	189
主　　筋：D16	363	560	199
タ イ バ ー：D10	358	472	163



図－２　加力装置



（注）Qus：耐震診断基準せん断耐力計算値文献1）
Qmu：耐震診断基準曲げ耐力計算値文献1）

図－３　せん断力－変形角曲線

た。柱の軸力は，容量 1000kN オイルジャッキで，軸力比 0.2 の一定軸力を与えた。変位は，上下スタブ部分に取付けた変位計の相対変位を層間変位とし，これを内法高さ（H=1020mm）で除した値を変形角（R）とした。なお加力サイクルは，変形角 R=1/300，1/200，1/150，1/100，1/50，1/30，1/20rad とし，各変形角ともに 3 回ずつ繰返した。

3.　実験結果

3.1　せん断力－変形角曲線及び破壊性状

図－３ にせん断力－変形角曲線を示す。

LC タイプは，変形角 R＝1/52rad 時にせん断ひび割れの発生と同時に最大耐力を迎えた。その後，コンクリートの圧壊と付着ひび割れを誘発し，脆性的なせん断破壊を示した。

タイバー補強を施した LCB 及び LCSB タイプは，どちらもほぼ同じ履歴特性を示した。その性状は，変形角 R=1/100rad までの剛性が，他の試験体と比較して高い傾向にあった。また，最大耐力後の耐力低下も緩やかである。しかし，鋼板を用いた LCSB タイプの方が，その低下率は小さかった。破壊性状は，LCB タイプは，付着ひび割れが発生していたが，最終的にはコンクリートの圧壊を伴う曲げ破壊の様相を示した。LCSB タイプは，鋼板を柱全面に巻き付けたため，実験中の状況は確認出来なかった。但し，実験終了後，鋼板を取り外したところ，LCB タイプで発生した付着ひび割れは発生しておらず，曲げ破壊であった。

鋼板巻き補強のうち，グラウトを注入したLCGSタイプは，最終サイクルまで耐力が増加する形状となった。この曲線形状は，最大後の挙動については不明だが，変形角R=1/20rad時の累積エネルギーが，他の試験体より高く，エネルギー吸収の観点から見ると，十分な補強効果が得られた。これに対して，仕上げ材を想定しモルタルを付与したLCFSタイプについて見る。このタイプは，試験時におけるコンクリート圧縮強度のばらつきによる影響もあるが，最大耐力そのものは，タイバーを用いた試験体より高かった。しかし，その後の耐力低下が著しい傾向を示した。初期剛性についても，無補強のLCタイプと殆ど変わらず，補強効果は他と比較して劣る結果となった。破壊性状については，鋼板を溶接接合したため，最終破壊性状を確認することが出来なかった。しかし，どちらも柱頭・柱脚部で鋼板の外側へのはらみ出しが多少見受けられたが，溶接部の破断は生ぜず，外観上，大きな異常は見られなかった。

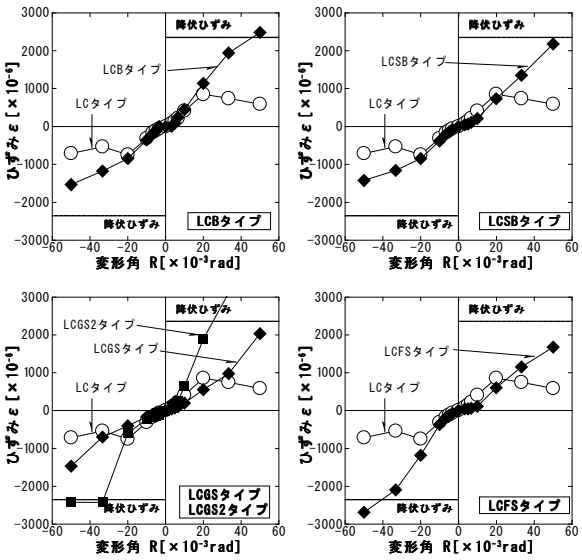
3.3　ひずみ性状

主筋のひずみ性状を，加力サイクルごとのひずみ分布で示した**図－４**を見ると，無補強のLCタイプは，主筋が未降伏のまません断破壊を示した。その値は，補強した試験体と比較しても小さい。補強柱については，LCタイプの挙動に対し変形角R=1/20rad近傍からひずみが増加している。しかし，破壊性状がほぼ曲げ破壊を示したにも関わらず殆ど降伏までは至らなかった。一方，Fc18N/mm^{2}としたLCGS2タイプは，変形角R=1/45rad時に曲げ降伏した後，最大耐力が得られた。このことより，低強度コンクリートは，同じ曲げ破壊でも主筋が降伏しない曲げ圧縮破壊であったことが推定される。

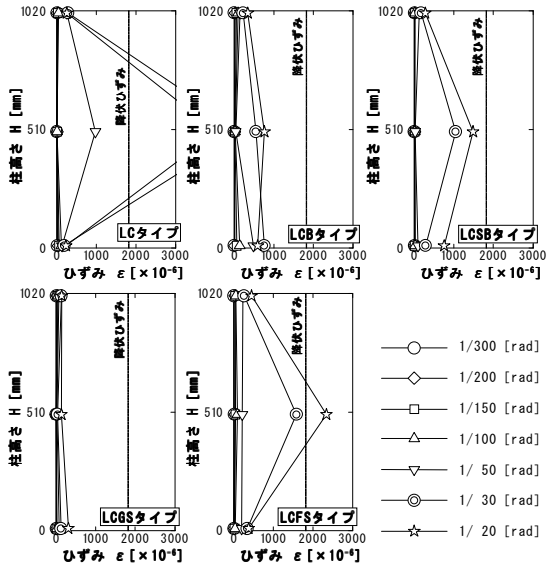
次に，せん断補強筋のひずみ分布を**図－５**で見ると，LCタイプは，最大耐力後，せん断補強筋のひずみが増加し，柱中央位置で降伏した。補強柱については，全体的にひずみが小さい。特にLCGSタイプは，殆どひずみが生じていなかった。これよりせん断抵抗は，せん断補強筋だけでなく，補強材にも分担されていたと推定される。

3.4　考察

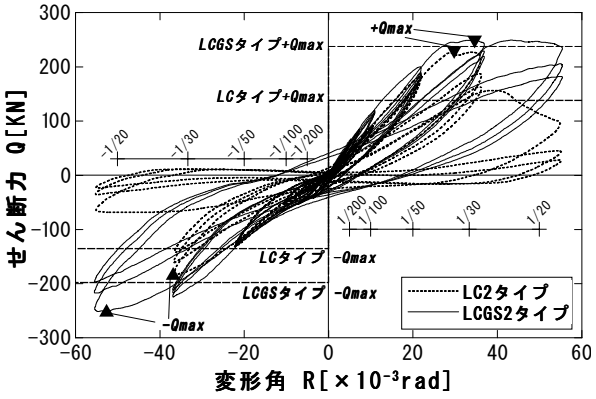
全体を通して見ると，いずれの補強方法も無補強の試験体と比較して，耐力･変形性状並びに破壊性状が改善され，耐震性能が向上した。補強効果としては，鋼板巻きとすることで，内部コンクリート塊の外側へのはらみ出しを抑制し，耐力の向上をもたらした。特に，グラウトの注入により既存RC柱との一体性を確保することで靭性性状も改善されることが明らかとなった。逆に，鋼板と既存RC柱との一体性が悪い場合，耐力は増加するものの，靭性能はあまり期待出来ないことが言える。また，補強材にタイバーを用いた場合は，鋼板による効果はあまり発揮せず，タイバーの張力により耐力が向上したものと考えられる。但し，鋼板を用いれば，少なからず破壊性状の改善効果は有しており，圧壊の防止効果を果たしていたと考えられる。



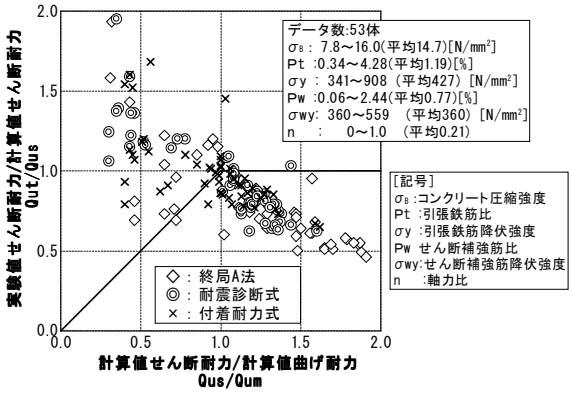
図－４　主筋のひずみ分布



図－５　せん断補強筋のひずみ分布



図－６　コンクリート強度による比較



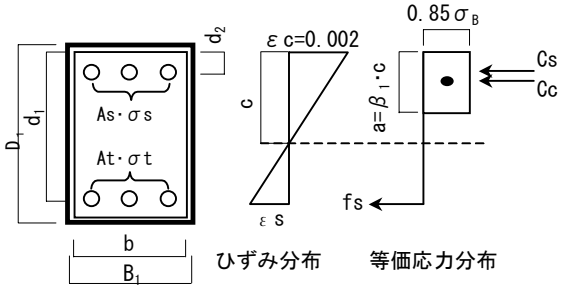
図－７ Qut/Qus－Qus/Qmu の関係

コンクリート強度の影響としては，**図－６**から，Fc18N/mm^2 とした場合も，Fc10 N/mm^2 の時と同じように耐震性能が改善された。しかし， LCGS タイプと比較すると，履歴エネルギーこそ高いが，最大耐力については，両者共に殆ど変わりなかった。従って，低強度コンクリートでも十分，耐震補強が可能であることが示唆された。

4.　計算値との比較

柱のせん断強度式には，理論的な解析も含め幾つか提案されている。それらは，本研究で取り上げているような低強度コンクリートを対象としたものではない。圧縮強度が著しく小さい場合，算定式では把握できない別の破壊モードが付随し，耐力に影響を及ぼす可能性がある。従って，現行の評価式が適切な評価を果たしているか否かは定かではない。

そこで既存 RC 柱とせん断耐力式の検証として，本実験のほかにせん断実験を目的に行った既往のデータを用い[3)～6)]，その妥当性を検討した。但し採用したデータは，低強度のものが非常に少ないため，上限値は 16N/mm^2 とした。なおせん断耐力式には，耐震診断基準によるせん断耐力式[1)]と終局 A 法[7)]及び付着耐力式[8)]を用いた。**図－７**に，実験値を各計算値で除したもの(Qut/Qus)と，同計算値を耐震診断基準による曲げ耐力[1)]で除したもの(Qus/Qum)との関係を示す。全体的な傾向は，Qus/Qum が小さくなるにつれ，計算値は実験値に対し過小評価する傾向にある。また付着耐力式で算出した場合，Qus/Qum が 1.0 以下すなわちせん断破壊先行となる試験体が多数存在した。A 法及び耐震診断式は，殆どが計算上，曲げ破壊先行となった。Qus/Qum が 1.0 以下の範囲で，耐震診断式は，やや過小評価しているが，これらの式の中では最も良く適合していた。付着耐力式は大きく過小評価，終局 A 法は実験値とのばらつきが多い結果となった。曲げ破壊先行と判定された試験体については，曲げ耐力で比較したところ，計算値と実験値の適合性は低かった。これは低強度による影響が起因して曲げ圧縮破壊を生じていると推定される。しかし，曲げ耐力式は，引張鉄筋と軸力による曲げ抵抗の累加で与えられているものである。そこで，**図－８**に示すように，コンクリートの圧壊時ひずみを 0.2%，長方形等価ブロック係数（$\beta 1$）を 0.8 と仮定し，圧壊時の耐力算定式[9)]も適用し，実験値を上記 5 式中の最小値で評価した。これにより，**図－９**から，全ての試験体が計算値に対して 0.8 以上となり，安全側の評価となった。しかし，破壊モードが付着割裂破壊と判定された試験体が多数あった。同式は終局 A 法も含め，実験値との相関性はあるものの，ばらつきが大きく，全体的には過小評価する傾向にあった。



$C=Cc+Cs=T$

$Cc=0.85\sigma_B a\cdot b$, $Cs= As\cdot\sigma s=0.002Es(a-\beta_1 d_2)/a\cdot\sigma s$

$T= At\cdot\sigma t=0.002Es(\beta_1 d_1-a)/a\cdot\sigma t$

$Qumc=\{Cc(d-a/2)+Cs(d_1-d_2)\}/(H/2)$

図－８　圧壊式の概略[9)]

表－4　実験結果及び計算結果

試験体	実験結果			計算結果		
	コンクリート圧縮強度 σ_B [N/mm^2]	最大時		Qus [kN]	Qum [kN]	Qumc [kN]
		荷重 Qmax [kN]	変形角 Rmax [rad]			
LC	7.8	138.4	1/52	121.6	175.6	161.1
LCB	8.6	168.0	1/36	152.7	179.1	166.9
LCSB	10.2	169.8	1/34	239.8	191.8	182.2
LCGS	10.7	237.4	1/20	238.5	200.4	189.8
LCFS	12.5	203.8	1/39	266.7	212.0	205.2
LC2	24.6	230.2	1/34	179.4	250.7	262.0
LCGS2	24.6	249.5	1/29	290.5	268.3	277.5

(注)Qus ：耐震診断基準せん断耐力式 [1]
Qum ：耐震診断基準曲げ耐力式 [1]，Qumc：曲げ圧壊式 [9]

一方，せん断耐力の評価として，耐震診断基準では，修正荒川 min 式を基本としている。同式は，比較的安全側の評価となることが多い。しかし，破壊形式がせん断破壊だけでなく付着割裂破壊も含めた下限耐力式として与えられている。本研究で調べた結果からも，低強度コンクリートでも耐震診断基準によるせん断耐力式は，適用可能であることが明らかとなった。従って，補強柱の評価を，現行の耐震診断基準によるせん断耐力・曲げ耐力式と圧壊式を加えた 3 式で実験値との比較を行った。なお，計算には補強後の断面及びせん断補強筋比を用いて算出した。その結果，**図－１０**より実験値と計算値は，ほぼ適合していた。なお**表－４**より，圧壊式で決まる試験体があり，曲げ耐力については，圧壊式も同時に考慮する必要性が示唆された。但し，既存 RC 柱のせん断耐力式については，付着耐力式に関する検証が，今後必要であると思われる。

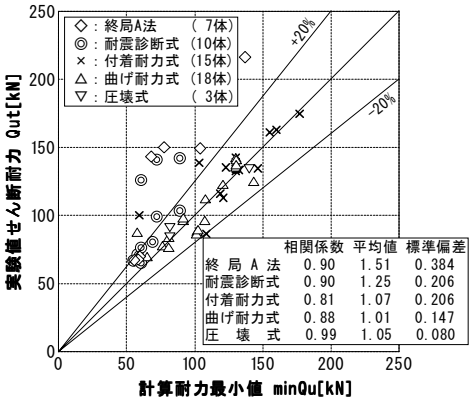
5.　まとめ

以上より，低強度コンクリート既存 RC 柱の耐震補強効果について調べた実験結果より，以下の知見が得られた。

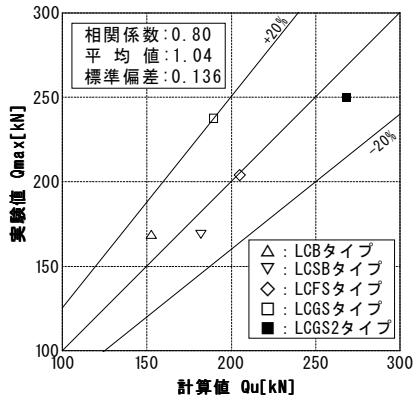
(1)低強度コンクリートでも耐震補強が可能であることが明らかとなった。

(2)補強効果としては，鋼板巻き補強としたものがより効果が得られた。但し，既存 RC 柱と鋼板の一体性は確保する必要がある。

(3) 低強度コンクリートの場合，圧壊式を考慮する必要がある。また，今後の検証として付着耐力式の検討が必要である。



図－９　既存 RC 柱と計算値の関係



図－１０ 実験値と計算値の関係

謝辞

本研究を行うに当たり，(有)内田建築設計事務所の内田氏，(有)吉岡設計の吉岡氏に多大な援助を受け賜り，ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

1)　(財) 日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準及び耐震改修設計指針・同解説，2001
2)　坂巻健太，広沢雅也，清水泰，周建東：既存鉄筋コンクリート造建築物のコンクリート強度に関する研究，日本建築学会大会（関東），pp801～804，2001
3)　広沢雅也:既往の RC 柱実験資料,建築研究資料,No2,1973.3
4)　建設省建築研究所：建築構造部材の耐震強度の解析（大変形下における鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する資料集(その 2 及びその 3)），建築研究資料，1975.3，1978.2
5)　周小真，佐藤稔雄，小野新，清水泰：高軸力下での鉄筋コンクリート造短柱の耐震性能，コンクリート工学年次論文集　Vol9，No2，1987　pp139～144
6)　畑一男，福田幹夫，窪田敏行，西尾浩：コンクリート強度の低い RC 柱のせん断補強に関する実験的研究，日本建築学会大会（中国），pp15～16，1999
7)　日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
8)　藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究(第 1 報及び第 2 報)，日本建築学会論文報告集，第 319 号，1982 第 324 号，1983
9)　R.Park,T.Paulay:Reinforced Concrete Structures, John Wiley・ Sons，pp79～81，1970