

低強度コンクリート部材のせん断性能評価

EVALUATION OF SHEAR STRENGTH FOR LOW STRENGTH CONCRETE MEMBERS

八十島章 —— * 1 荒木秀夫 —— * 2
松井 剛 —— * 3 谷口博亮 —— * 4

Akira YASOJIMA —— * 1 Hideo ARAKI —— * 2
Takashi MATSUI —— * 3 Hiroaki TANIGUCHI —— * 4

キーワード：
低強度コンクリート, せん断強度, 耐震診断, せん断補強筋比

Keywords:
Low strength concrete, Shear strength, Seismic evaluation, Shear reinforcement ratio

It is often reported that the strength of the concrete cores from the existing reinforced concrete (RC) buildings were less than half of design concrete strength in the seismic evaluations. Those low strength concrete were also lower than the applicable lower limit of 13.5MPa in the Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building in Japan. Though it is necessary to continue to use the existing buildings provided some retrofitting, the evaluation method for the low strength concrete have not been established clearly. In this research program the experimental investigation were performed to clarify the seismic performance of the RC member with low strength concrete.

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震による多くの被害報告から、既存不適格建築物の耐震性能不足が指摘され、1995年に既存建築物の耐震診断改修を促す「耐震改修促進法」が制定された。これにより全国で既存建物の耐震診断・改修が実施され、コンクリートの圧縮強度が設計基準強度をはるかに下回る低強度コンクリートの既存鉄筋コンクリート造建物の存在が明らかになっている。日本建築防災協会の「2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説」¹⁾では、コンクリート圧縮強度が13.5MPaを下回る場合については基本的に診断基準の適用範囲外としており、この場合は「検討が必要である」という記述にとどまっている。このような背景から低強度コンクリートの実態に関する研究や、実際に低強度コンクリートを作製して部材実験を行い、低強度コンクリート部材の構造性能を明らかにしようとする試みがなされている²⁾。その研究の多くは耐震補強により低強度コンクリート建物の継続使用を目的とするものであるが、低強度コンクリートの性能については未だ十分に解明されているとは言いがたい。低強度コンクリートと判定された場合の実際の耐震診断では、耐震診断基準式¹⁾を外挿して用いたり、せん断強度に低減係数を乗じて安全な対応を行ったりしているが、データ資料蓄積と工学的判断の裏付けが不足している。既存建物の耐震性能評価において特に影響が大きいものとして考えられるのはせん断強度評価であるが、現行の耐震診断基準に用いられている大野・荒川 min 式³⁾は引張鉄筋比、コンクリート強度、シアスパン比、せん断補強筋比、軸力比などの複数の変数で構成された実験式であり、低強度コンクリート部材に対して適用可能であるのか、また各構造因子の及ぼす影響はその実験式と同じ傾向であるのか不明である。

本研究では、柱・梁部材のせん断性能に注目し、低強度コンクリ

ートが現行の耐震診断基準式の各変数に与える影響を解明することを目的とする。また、実験結果から耐震診断基準式を修正し、既往の実験データを用いて比較検討することにより提案式の検証を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体諸元

試験体は梁9体、柱6体の計15体である。表1に試験体緒元を示す。梁試験体は断面200×280mm、内法スパン840mmで、せん断

表1 試験体諸元

| 試験体名 | 軸力比 η^* | $b \times D$ (mm) | コンクリート強度 | シアスパン比 M/QD | 主筋比 (%) | せん断補強筋比 (%) | | | | | | | |
|------|--------------|-------------------|----------|---------------|-----------------------|-------------|------|-----------|-----------------------|------|-----------------------|------|--------|
| 梁 | 0 | 200 × 280 | Fc18 | 1.5 | $p_f=1.34$ (5-D13) | 0.00 | | | | | | | |
| | | | | | | 0.15 | | | | | | | |
| | | | | | | 0.30 | | | | | | | |
| | | | Fc9 | | | 0.00 | | | | | | | |
| | | | | | | 0.15 | | | | | | | |
| | | | | | | 0.30 | | | | | | | |
| | | | L076-00 | | 0 | 200 × 280 | Fc9 | 1.5 | $p_f=0.76$ (3-D13) | 0.00 | | | |
| | | | | | | | | | | 0.15 | | | |
| | | | | | | | | | | 0.30 | | | |
| 0.00 | | | | | | | | | | | | | |
| 0.15 | | | | | | | | | | | | | |
| 0.30 | | | | | | | | | | | | | |
| 柱 | 0.15 | 300 × 300 | Fc18 | 1.5 | $p_g=1.13$ (8-D13) | 0.15 | | | | | | | |
| | | | | | | | Fc9 | 0.15 | | | | | |
| | | | | | | | | 0.30 | | | | | |
| | | | 0.45 | | | | | | | | | | |
| | | | L10-30 | | | | 0.30 | 300 × 300 | Fc9 | 1.0 | $p_g=1.13$ (8-D13) | 0.15 | |
| | | | | | | | | | | | | | L20-30 |

* : $\eta = N/(bD\sigma_B)$ (N : 軸力, σ_B : コンクリート圧縮強度)

本論文の一部は文献4)に発表している。

¹⁾ 筑波大学大学院システム情報工学研究科 助教・博士 (工学)
(〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)
²⁾ 広島大学大学院工学研究科 准教授・工博
³⁾ 広島大学大学院工学研究科 大学院生
⁴⁾ 大成建設(株) 修士 (工学)

¹⁾ Assistant Prof., Graduate School of Systems and Information Engineering, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.
²⁾ Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Hiroshima Univ., Dr. Eng.
³⁾ Graduate Student, Graduate School of Engineering, Hiroshima Univ.
⁴⁾ Taisei Corporation, M. Eng.

スパン比はすべて 1.5 である⁴⁾。実験因子はコンクリート強度 (Fc9, Fc18), 引張鉄筋比 p_t (1.34%, 0.76%), セン断補強筋比 p_w (0.00%, 0.15%, 0.30%) であり, 試験体名はコンクリート強度の記号, 引張鉄筋比, セン断補強筋比の順となっている。主筋は 5-D13 (SD390, 降伏強度 496MPa), 3-D13 (SD295, 降伏強度 358MPa) とし, セン断補強筋には D6 (SD295, 降伏強度 425MPa) を用いた。

柱試験体は断面 300×300mm, 主筋 8-D13 (SD390, 降伏強度 430MPa), セン断補強筋 2-D6@141 (SD295, 降伏強度 306MPa), セン断補強筋比 0.15% である。実験因子はコンクリート強度 (Fc9, Fc18), セン断スパン比 (1.0, 1.5, 2.0), 軸力比 (0.15, 0.30, 0.45) であり, 試験体名はコンクリート強度の記号, セン断スパン比, 軸力比の順となっている。なお, 本実験ではセン断強度を評価するために, セン断補強筋の間隔は 1971 年以前の RC 規準で設計された既存 RC 建造物を想定し, 端部は 135° フックとした。

表 2 調合計画

| 目標強度 | セメント (kg/m ³) | 水 (kg/m ³) | 細骨材 (kg/m ³) | 粗骨材 (kg/m ³) | 混和剤 (kg/m ³) | W/C (%) | 細骨材率 (%) |
|------|---------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------|----------|
| Fc9 | 195 | 215 | 959 | 827 | 1.17 | 110 | 55 |
| Fc18 | 269 | 215 | 892 | 835 | 1.61 | 80 | 53 |

表 3 材料試験結果

| 目標強度 | 梁 | | | 柱 | | |
|------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| | 圧縮強度 (MPa) | 割裂強度 (MPa) | 弾性係数 (GPa) | 圧縮強度 (MPa) | 割裂強度 (MPa) | 弾性係数 (GPa) |
| Fc9 | 10.3 | 1.27 | 16.4 | 11.6 | 1.68 | 21.6 |
| Fc18 | 19.5 | 1.99 | 25.5 | 19.2 | 2.34 | 24.8 |

2.2 加力・計測方法

柱, 梁ともに逆対称モーメントによる正負交番繰返し载荷を行った。計測項目は水平荷重, 鉛直荷重, 両スタブ間の相対変位, 主な位置における主筋とセン断補強筋のひずみ値である。

2.3 使用材料

使用したコンクリートの調合計画を表 2 に, 材料試験結果を表 3 に示す。粗骨材の最大粒径は 20mm, スランブ 18cm とし, 目標圧縮強度 9MPa は水セメント比を 110% とし, 目標圧縮強度 18MPa は水セメント比を 80% とした。

3. 実験結果

3.1 梁試験体の荷重-変形関係

図 1 に梁試験体のセン断力-部材角関係を示す。図中には最大荷重時と限界変形角を示している。なお, 限界変形角は最大荷重到達以後, セン断力が最大荷重の 80% に至った点での部材角としている。N134-00, N134-15, N134-30, L134-00, L134-15, L134-30, L076-00 および L076-15 の 8 体がセン断破壊であり, L076-30 は曲げ降伏後の付着割裂破壊である。低強度コンクリートの試験体は普通強度コンクリートの試験体より最大荷重は低下するが, 最大荷重後の耐力低下が緩やかになり, 部材角 1/25rad における残存耐力はほぼ等しくなっている。また, 引張鉄筋比が小さい試験体ほど最大荷重が若干小さくなり, ピーク後の耐力低下勾配が緩やかになっている。しかしながら, セン断破壊に至った低強度および普通強度コンクリートの試験体の限界変形角は同程度であり, コンクリート強度が低く

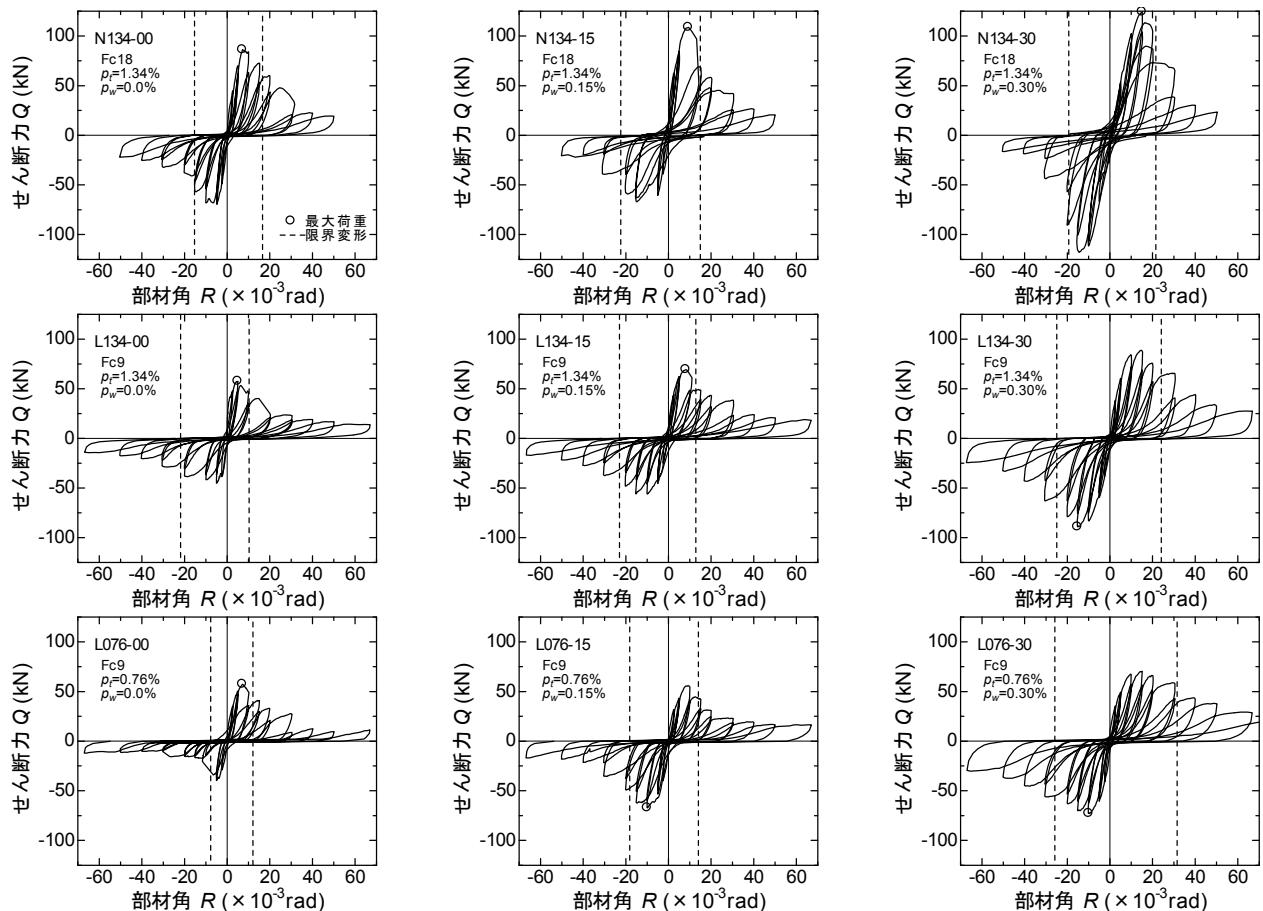


図 1 梁のせん断力-部材角関係

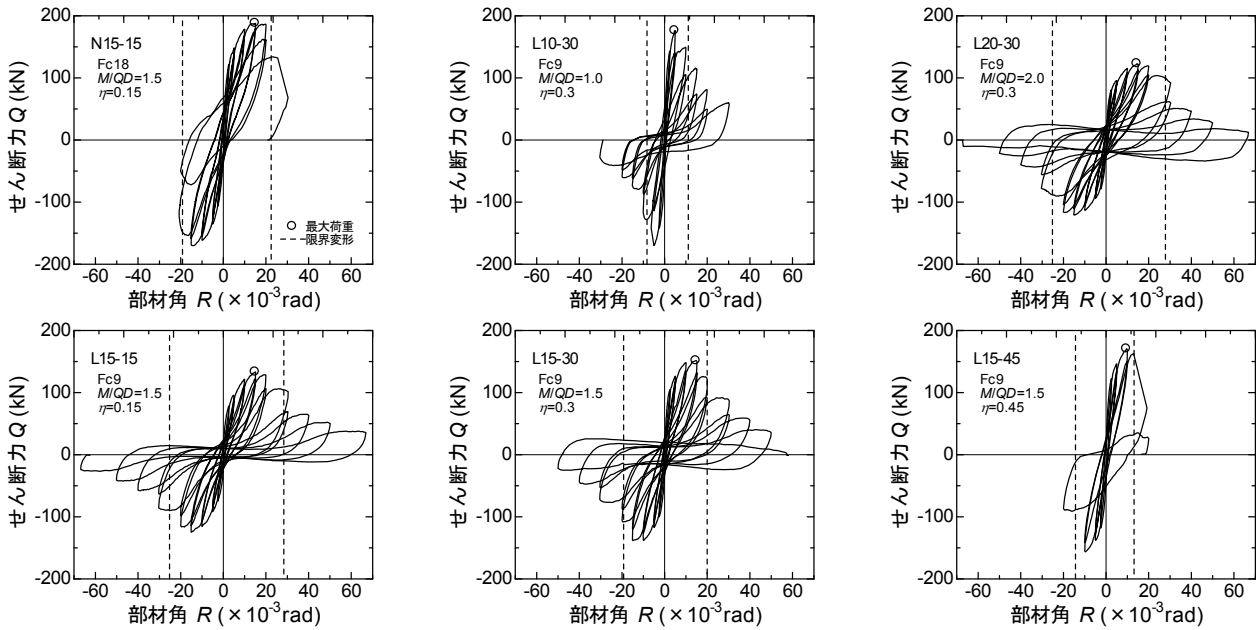


図2 柱のせん断力-部材角関係

なるほど変形能が大きくなるとはいえない。また、せん断補強筋比0.15%の試験体のポストピーク挙動は、せん断補強筋のない試験体と同じ傾向を示し、せん断補強筋が少なく低強度コンクリートの場合にはせん断補強筋による横拘束効果が小さいと考えられる。

3.2 柱試験体の荷重-変形関係

図2に柱試験体のせん断力-部材角関係を示す。図中には最大荷重時と限界変形角を示している。N15-15, L15-45, L10-30は、せん断ひび割れの拡大と共に最大荷重に達し、その後耐力が急激に低下して軸力を保持できなくなり最終破壊に至った。L15-15, L15-30は、最大荷重までにせん断ひび割れと付着ひび割れが発生し、最大荷重後は付着ひび割れが進展し最終破壊に至った。L20-30はせん断ひび割れ発生後、柱頭および柱脚に圧壊を生じて最大耐力に達し、せん断圧縮破壊により最終破壊に至った。低強度コンクリートの試験体は、普通強度コンクリートの試験体より最大荷重後の耐力低下が緩やかであるが、軸応力が同レベルの試験体であるN15-15とL15-30を比較すると、限界変形角はほぼ等しくなっている。低強度コンクリートの試験体は、軸力が大きくなるとピーク後の耐力低下の勾配がきつくなり、限界変形角が顕著に小さくなっている。また、柱のクリアスパンが小さくなるほど、限界変形角が小さくなり、軸力保持能力も減少していることがうかがえる。

4. せん断強度の検討

本章では、実験結果と既往の強度評価式の関係について検討する。

特に、耐震診断基準の各構造因子に対して、低強度コンクリートのせん断強度に与える影響について明らかにする。なお、検討対象の試験体は、耐震診断を考慮して曲げ降伏したL76-30を除き、せん断および付着破壊した計14体とする。

4.1 既往の算定式による検討

本実験の最大荷重と各算定式によるせん断強度計算値を表4および図3に示す。せん断強度の算定には、荒川 mean 式³⁾、耐震診断基

表4 実験結果およびせん断強度計算値

| 試験体名 | 実験値 Q_{max} (kN) | 荒川 mean 式 | | 耐震診断式 | | 山本式 | |
|---------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|
| | | 計算値 Q_{am} (kN) | $\frac{Q_{max}}{Q_{am}}$ | 計算値 Q_{sc} (kN) | $\frac{Q_{max}}{Q_{sc}}$ | 計算値 Q_{3m} (kN) | $\frac{Q_{max}}{Q_{3m}}$ |
| N134-00 | 86.1 | 74.5 | 1.16 | 58.0 | 1.48 | 58.0 | 1.48 |
| N134-15 | 108.7 | 104.8 | 1.04 | 88.4 | 1.23 | 88.4 | 1.23 |
| N134-30 | 124.3 | 117.4 | 1.06 | 100.9 | 1.23 | 100.9 | 1.23 |
| L134-00 | 57.5 | 56.2 | 1.02 | 43.8 | 1.31 | 35.9 | 1.60 |
| L134-15 | 69.4 | 86.5 | 0.80 | 74.1 | 0.94 | 60.9 | 1.14 |
| L134-30 | 89.2 | 99.1 | 0.90 | 86.7 | 1.03 | 71.2 | 1.25 |
| L076-00 | 57.3 | 50.0 | 1.15 | 38.9 | 1.47 | 32.0 | 1.79 |
| L076-15 | 67.2 | 80.3 | 0.84 | 69.3 | 0.97 | 56.9 | 1.18 |
| N15-15 | 191.9 | 157.5 | 1.22 | 136.4 | 1.41 | 136.4 | 1.41 |
| L15-15 | 135.7 | 129.8 | 1.05 | 113.1 | 1.20 | 101.0 | 1.34 |
| L15-30 | 156.1 | 142.3 | 1.10 | 125.6 | 1.24 | 112.2 | 1.39 |
| L15-45 | 175.1 | 154.8 | 1.13 | 138.1 | 1.27 | 123.4 | 1.42 |
| L10-30 | 177.8 | 176.2 | 1.01 | 152.0 | 1.17 | 135.8 | 1.31 |
| L20-30 | 127.6 | 124.4 | 1.03 | 111.6 | 1.14 | 99.8 | 1.28 |

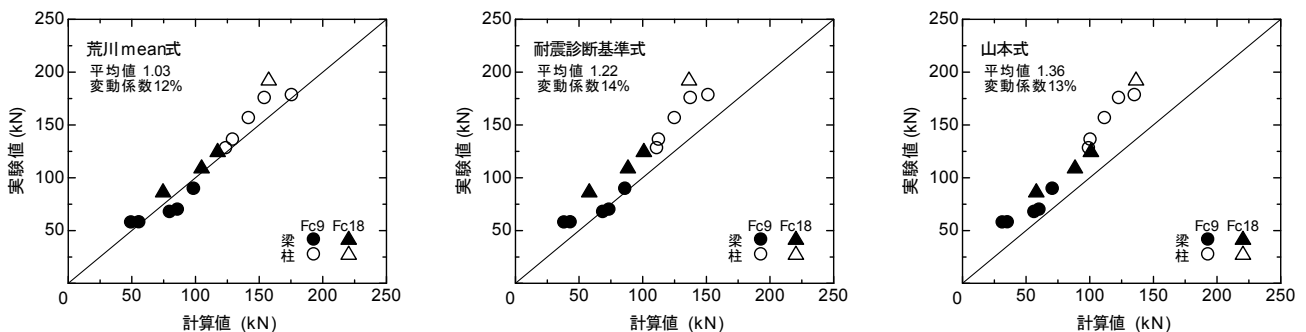


図3 各算定式による計算値と実験値の比較

準式¹⁾、耐震診断基準式にコンクリート強度による安全係数を乗じた山本式⁵⁾を用いた。逆対称モーメントを受ける部材において対応が良いとされる荒川 mean 式では、梁試験体が危険側の評価になる傾向があり、柱試験体では概ね良い対応を示した。耐震診断基準式では、荒川 mean 式よりも安全側評価になっているが、梁試験体において実験値が計算値よりも小さくなっている試験体が見られる。耐震診断基準式に低減係数を乗じた山本式では、全ての試験体で安全側評価となっている。ただし、山本式は、限られた実験データを対象として低減係数を導出しており⁵⁾、コンクリート強度による低減係数が耐震診断基準式の全体に乘じられている点や低強度コンクリートの及ぼす影響の範囲という点において考察が不十分であると考えられる。そこで、次節以降では低強度コンクリートが、せん断スパン比、引張鉄筋比、軸力、コンクリート強度、せん断補強筋量に与える影響について検討する。

4.2 せん断スパン比の影響

せん断補強筋比と軸力の影響を除去したせん断強度実験値 μ_u とせん断スパン比の関係を図4に示す。 μ_u は文献6)を参照して式(1)より算出した。図中には荒川 mean 式およびその式を0.8倍した荒川 min 式(耐震診断基準式)の計算値を破線および一点鎖線で示している。せん断スパン比のみが異なるL10-30, L15-30, L20-30の結果は、荒川 mean 式による値とほぼ同値になっており、せん断スパン比の増大に伴う強度低下率も同じ傾向を示している。実験値を回帰計算すると、荒川 mean 式の係数と等しくなり、曲線が一致した。これより、コンクリートが低強度であることによって、せん断スパン比が部材のせん断強度に与える影響はないといえる。

$$\mu_u = \frac{Q_{\max}/(b \cdot j) - 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} - 0.1 \sigma_0}{k_u \cdot k_p \cdot (18 + \sigma_B)} \quad (1)$$

ここで、 Q_{\max} : せん断強度実験値、 b : 試験体幅、 j : 応力中心間距離、 p_w : せん断補強筋比、 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度、 σ_0 : 軸方向応力、 k_u : 断面寸法による補正係数、 k_p : 引張鉄筋比(%)による補正係数(=0.82 $p_t^{0.23}$)、 σ_B : コンクリート圧縮強度

4.3 引張鉄筋比の影響

せん断スパン比とせん断補強筋比の影響を除いた実験値 μ_p と引張鉄筋比の関係を図5に示す。 μ_p は文献6)を参照して式(2)より算出した。図中には荒川 mean 式およびそれに低減係数0.8を乗じた計算値を破線および一点鎖線で示している。せん断補強筋、せん断スパン比、軸力の影響を考慮して、せん断補強筋のないL134-00, L076-00, N134-00について比較検討した。低強度コンクリート試験体の実験値は、荒川 mean 式による計算値と概ね良い対応を示して

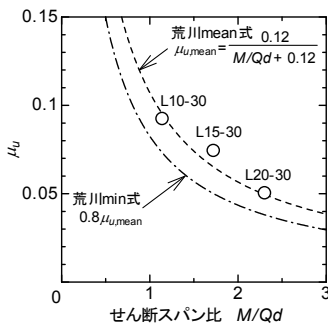


図4 せん断スパン比の影響

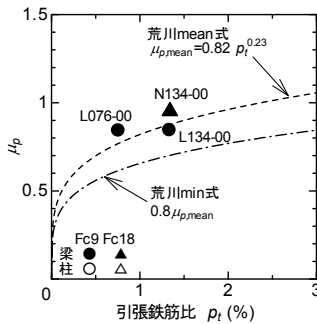


図5 引張鉄筋比の影響

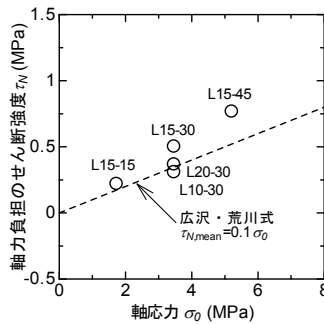


図6 軸力の影響

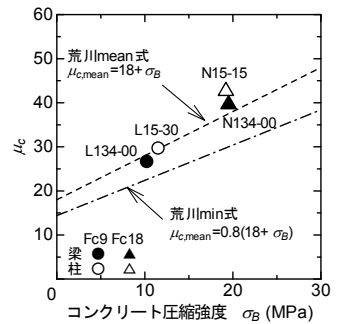


図7 コンクリート強度の影響

おり、既往の実験式で同様に評価できることが伺える。また、N134-00においても同様な傾向を示していることから、コンクリートが低強度であることによって、引張鉄筋比がせん断強度に与える影響はないといえる。

$$\mu_p = \frac{Q_{\max}/(b \cdot j) - 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}}}{k_u \cdot (18 + \sigma_B)} \cdot \left(\frac{M/Qd + 0.12}{0.12} \right) \quad (2)$$

ここで、 M/Q : せん断スパン、 d : 有効せい

4.4 軸力の影響

柱試験体のせん断強度実験値(Q_{\max}/bj)からコンクリート負担分とせん断補強筋の負担分を差し引き、これを軸方向応力が負担するせん断強度 τ_v と見なして図示したものが図6である。図中には広沢・荒川式⁷⁾(耐震診断基準式)による計算値を破線で示している。軸力比のみが異なる試験体L15-15, L15-30, L15-45の軸力負担せん断強度は、直線的に増大しており、既往の評価式と同様な傾向を示している。回帰計算による直線の傾きは0.14になり、僅かに大きくなっているもののばらつきの範囲内と考えられ、コンクリートが低強度であっても、軸力が部材のせん断強度に与える影響は普通強度コンクリートと同様といえる。

4.5 コンクリート強度の影響

せん断スパン比、せん断補強筋比、軸力の影響を除いたせん断強度実験値 μ_c とコンクリート圧縮強度の関係を図7に示す。 μ_c は文献6)を参照して式(3)より算出した。図中には荒川 mean 式の計算値を破線で、その値を0.8倍した値を一点鎖線で示している。検討対象とした梁試験体は、コンクリート強度のみを比較するために、せん断補強筋の負担分や引張鉄筋比の影響があまり現れないN134-00とL134-00とした。また、柱試験体は、軸応力がほぼ等しいN15-15とL15-30を検討することとした。梁試験体および柱試験体は、荒川 mean 式の計算値とよく対応しており、コンクリート強度が大きくなることによるせん断強度の増大傾向は普通強度コンクリートを用いた既往の実験結果とほぼ一致している。さらに、本実験値は荒川 mean 式の計算値を0.8倍して低減させた値より大きくなっていることから、コンクリート強度による影響は耐震診断基準式において安全側に評価できると考えられる。そのため、コンクリートが低強度であることにより、せん断強度に与える影響は小さいといえる。

$$\mu_c = \frac{Q_{\max}/(b \cdot j) - 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} - 0.1 \sigma_0}{k_u \cdot k_p} \cdot \left(\frac{M/Qd + 0.12}{0.12} \right) \quad (3)$$

4.6 せん断補強筋量の影響

せん断補強筋の負担するせん断強度とせん断補強筋量の関係を図

8に示す。せん断補強筋の負担強度は、せん断補強筋比 $p_w=0.15\%$ と 0.30% の梁試験体のせん断強度から、せん断補強筋のない試験体のせん断強度を差し引き、これをせん断補強筋の負担するせん断強度と見なしたものである。図中には荒川 mean 式による計算値を破線で示している。普通強度コンクリートを用いた実験値は、荒川 mean 式の計算値と概ね対応しており、増加傾向も近似している。一方、低強度コンクリートを用いた実験値は、荒川 mean 式の計算値より著しく下回っており、 $p_w=0.15\%$ においては普通強度コンクリートの半分程度の値で、せん断補強筋が強度を負担できていないことが確認できる。そのため、コンクリート強度が低強度である場合、せん断補強筋によるせん断強度への寄与が小さくなるように低減させる必要があると思われる。コンクリートが低強度になると、主筋の付着性能が顕著に低下することに起因してトラス機構が形成しづらくなることや²⁴⁾、せん断ひび割れ後の圧縮応力伝達能力が低下していることなどが考えられるが、詳細なメカニズムの検証については今後の検討課題である。そこで、本研究では荒川式のせん断補強筋の負担強度をコンクリート強度により低減させて修正することで、低強度コンクリートに対応した耐震診断基準式を提案することにする。

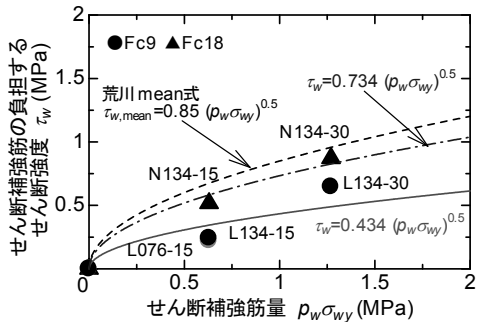


図8 せん断補強筋の負担強度とせん断補強筋量の関係

5. 低強度コンクリートに対応した耐震診断基準式の提案

5.1 コンクリート強度による低減係数

前章での検討により、低強度コンクリートの試験体ではせん断補強筋負担分のせん断強度への影響が大きく、既存の算定式ではせん断補強筋の補強効果を過大評価してしまう。そこで、耐震診断基準式におけるせん断補強筋負担分の強度に対して、コンクリート強度に関連させた低減係数を導入することで、低強度コンクリートに対応した耐震診断基準式の提案を行う。せん断補強筋負担分を修正するにあたり、耐震診断基準式との整合性を保つため、式(4)により回帰計算を行うこととした。

$$\tau_w = \alpha_L \cdot \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \quad (4)$$

ここで、 p_w :せん断補強筋比、 σ_{wy} :せん断補強筋の降伏強度

図8に普通強度コンクリートを用いた実験値を最小二乗法により回帰計算した結果を一点鎖線で、低強度コンクリートを用いた実験値を回帰計算した結果を実線で示している。普通強度コンクリート($\sigma_B=19.5\text{MPa}$)ではせん断補強筋負担分の係数は0.734になり、低強度コンクリート($\sigma_B=10.3\text{MPa}$)では0.434になった。このせん断補強筋負担分の係数をコンクリート圧縮強度の関数で表現することとし、コンクリート圧縮強度が0のときにせん断補強筋の負担強度がなくなるように直線回帰した。せん断補強筋負担強度の係数とコ

ンクリート圧縮強度の関係および直線回帰した結果を図9に示す。なお、耐震診断基準式との関連性からせん断補強筋の負担強度の係数は0.85を上限値とした。以上より、低強度コンクリートに対応したせん断補強筋の負担強度の係数は下式で表現できる。

$$\alpha_L = 0.038\sigma_B \leq 0.85 \quad (5)$$

ここで、 σ_B :コンクリート圧縮強度(MPa)

5.2 提案式の検証

本研究で提案する低強度コンクリートに対応した耐震診断基準式を以下に示す。また、実験値と提案式による計算値の比較を図10に示す。実験値/計算値の平均値は1.38、変動係数7%である。

(1) コンクリート圧縮強度 $\sigma_B \leq 22\text{MPa}$ の場合

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18+\sigma_B)}{M/(Q \cdot d)+0.12} + 0.038\sigma_B \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (6)$$

(2) コンクリート圧縮強度 $\sigma_B > 22\text{MPa}$ の場合

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18+\sigma_B)}{M/(Q \cdot d)+0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (7)$$

既往の柱および梁試験体の実験結果を用いて、本提案式によるせん断強度の適合性を検証する。検証に使用した試験体は、柱が89体^{6)~23)}、梁が55体^{24)~29)}の計144体である。検証対象とした試験体概要を表5に、せん断強度の実験値と計算値の比較を図11に示す。本提案式との比較のために、耐震診断基準式¹⁾による計算値、耐震診断基準式の全体に低減係数を乗じた山本式⁵⁾による計算値との比較も行った。本提案式は、安全側に評価することができ、全試験体の実験値/計算値の平均値は1.33、変動係数は27%である。柱試験体では平均値1.28、変動係数31%であり、梁試験体では平均値1.41、変動係数19%となっている。また、実験結果を過大評価する試験体数は、本提案式では22体(不合格率15%)、耐震診断基準式では72体(不合格率50%)、山本式では38体(不合格率26%)となっており、本提案式の不合格率は耐震診断基準式の半分以下に抑えられている。耐震診断基準式のせん断補強筋負担強度をコンクリート強度

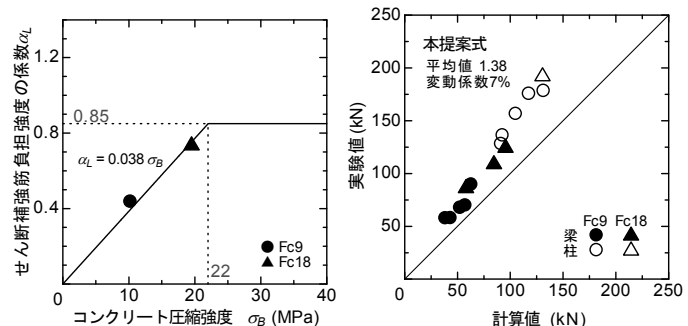


図9 せん断補強筋負担分の係数とコンクリート圧縮強度の関係

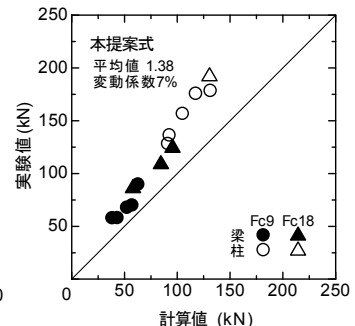


図10 実験値と計算値の比較

表5 検証対象に用いた試験体概要

| 部材 | データ数 | コンクリート強度 σ_B (MPa) | せん断スパン比 M/Qd | 軸力比 η | 引張鉄筋比 p_t (%) | せん断補強筋比 p_w (%) |
|----|------|---------------------------|----------------|------------|-----------------|-------------------|
| 柱 | 89 | 3.1~26.2 | 0.9~2.9 | 0~1.35 | 0.24~1.69 | 0.06~1.79 |
| 梁 | 55 | 4.2~25.5 | 1.0~2.4 | 0 | 0.63~2.18 | 0.0~1.57 |

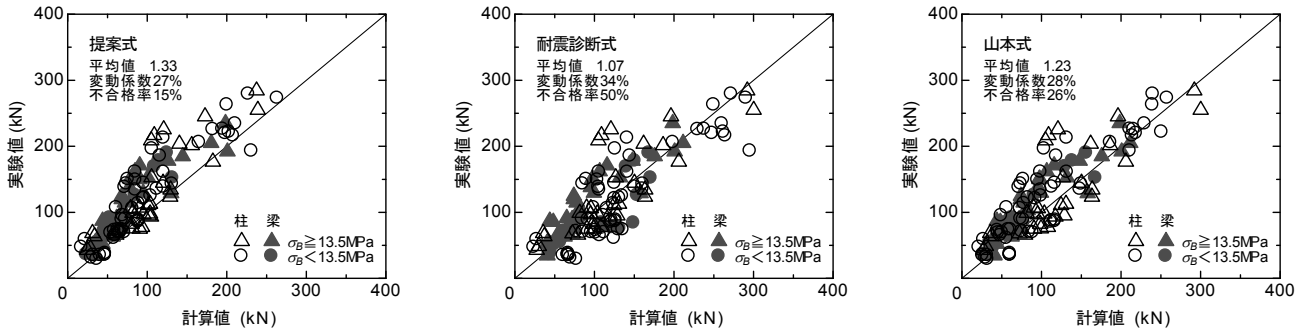


図 11 せん断強度の実験値と計算値の比較

に応じて低減させた本提案式は、低強度コンクリート部材のせん断強度を過大に評価せず、耐震診断基準式および山本式よりもばらつきがなく適確に推定している。

6. まとめ

低強度コンクリート部材の曲げせん断実験を行い、コンクリートが低強度であることにより、各構造因子のせん断強度に与える影響について検討した。検討した結果、低強度コンクリートにおけるせん断スパン比、引張鉄筋比、軸力、コンクリート強度の及ぼす影響は、普通強度コンクリートと同様であったが、せん断補強筋の負担強度は低強度コンクリートでは大きく低下することを示した。

また、得られた実験結果から、低強度コンクリートに対応した耐震診断基準式を提案し、既往の実験結果を用いて提案式の検証を行った。現行の耐震診断基準式のせん断補強筋負担強度をコンクリート強度に応じて低減させた推定式を提案し、提案式による計算値は既往の推定式よりもせん断強度を過大に評価せず、ばらつきもなく適確に評価できることを確認した。なお、本実験の主筋には異形鉄筋を用いているが、既存建物の多くは丸鋼が使用されているため、主筋が丸鋼である低強度コンクリート部材のせん断強度に対して本提案式が適用できるかは今後の検討課題である。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10
- 2) 日本コンクリート工学会中国支部：低強度コンクリートに関する特別研究委員会報告書，2009.2
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 許容応力度設計法一，1999.11
- 4) 谷口博亮，八十島章，荒木秀夫：低強度コンクリート RC 梁の耐力評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.265-270，2008.7
- 5) 山本泰稔：地震と補強-耐震改修における低強度コンクリートの問題点，第30回建築士事務所全国大会埼玉大会分科会，pp.77-91，2005.9
- 6) 荒川卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について（実験結果による再検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.891-892，1969.7
- 7) 広沢雅也，後藤哲郎：軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度とねばり，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.817-818，1971.11
- 8) 帆足勇磨，増田安彦，田才晃，楠浩一：低強度コンクリート RC 造柱の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1243-1248，2008.7
- 9) 根口百世，川上裕佳，高月行治，南宏一：10N/mm²級の低強度コンクリートを用いた RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.1129-1134，2008.7
- 10) 田才晃，雨宮牧子，帆足勇磨，増田安彦：低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究（その1～その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.495-502，2007.8

- 11) 根口百世，藤原顕太郎，高月行治，南宏一：低強度コンクリートを用いた丸鋼を主筋とする RC 柱のせん断破壊性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.157-162，2007.7
- 12) 伊藤嘉則，横谷榮次，沢崎詠二：種々の方法で耐震補強された低強度コンクリート RC 柱の補強効果，日本建築学会構造系論文集，第 613 号，pp.97-104，2007.3
- 13) 水野生，安岡威，中上貴史，渡邊秀和，田才晃，増田安彦：低強度コンクリートを用いた SRC 及び RC 柱に対する炭素繊維補強による補強効果に関する実験的研究（その1～その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.367-374，2006.9
- 14) 永坂具也，大川善丈：コンクリートが特に低強度な場合の RC 柱のアラミド繊維テープによる巻き付け補強（その1～その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.375-378，2006.9
- 15) 永坂具也，東城正晃，大川善丈：極低強度コンクリートの用いられた RC 短柱の耐力と変形能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.157-160，2005.9
- 16) 高田祥仁，山川哲雄，李文聰，飯干福馬：PC 鋼棒にプレストレスを導入して応急補強した RC 極短柱の耐震補強実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.492-493，2001.9
- 17) 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（その1 炭素繊維シート補強した場合），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.15-16，1999.7
- 18) 黒川大介，塩屋晋一，知本裕樹，徳広育夫，黒木康博：地震により損傷を受けた軽量コンクリート造建築物内の柱部材の曲げせん断実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.407-408，1998.7
- 19) 中沢雅，広沢雅也，清水泰，高橋仁：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その45～その46），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1501-1502，1977.10
- 20) 王子和臣，入江善久，藤本一郎：袖壁付き鉄筋コンクリート柱の挙動に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1433-1434，1976.8
- 21) 鈴木紀雄，青山博之：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1361-1362，1981.9
- 22) 岩崎良二，野口博，伊藤勝，青山博之：鉄筋コンクリート実大短柱の曲げせん断実験（その1～その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.787-790，1971.9
- 23) 深田泰夫：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究（その26），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1119-1120，1975.8
- 24) 八十島章，谷口博亮，荒木秀夫：低強度コンクリートを用いた RC 部材の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.931-936，2007.7
- 25) 山本泰稔，秋山友昭，神谷隆，伴幸雄，上田洋一，久世庸平：鋼板内蔵型外付け補強工法による既存低強度コンクリート造架橋の補強実験（その1 RC 部材の性能実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.571-572，2005.7
- 26) 永坂具也，林杰，長谷川匡輔，東城正晃：極低強度コンクリートの用いられた RC 梁の耐力と変形，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.361-366，2004.7
- 27) 福田幹夫，窪田敏行：鉄板補強した低強度コンクリート梁のせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.1，pp.1057-1062，2004.7
- 28) 荒川卓，加藤信夫，山本幹夫，今野伸一：正負繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力性状について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.713-714，1972.9
- 29) 大野和男，荒川卓，三輪，阿部修：新載荷法による鉄筋コンクリート梁の剪断抵抗について，日本建築学会研究報告，第38号，pp.36-41，1957.8

[2009年6月18日原稿受理 2009年9月4日採用決定]