# 論文　極低強度コンクリートの用いられたＲＣ梁の耐力と変形

永坂　具也[*1]・林　杰[*2]・長谷川　匡輔[*2]・東城　正晃[*2]

**要旨：**既往の耐震診断によれば，既存のＲＣ建築物にはコンクリートの圧縮強度が 10MPa を下回る場合も少なからずあると考えられる。そのような建物の耐震診断・補強に際しては，強度の極めて低い（極低強度）コンクリート部材の耐力と変形能を適正に評価できることが前提となる。本論文では梁材に限定して純曲げ・曲げせん断の載荷実験を行い，12MPa 程度の圧縮強度でも複筋梁の場合には曲げ降伏が可能となるが降伏後の変形能は低下すること，せん断耐力については診断時に慣用される大野・荒川式によるとかなり危険側の評価になるが靱性指針式によればほぼ適正に評価できることを示した。

**キーワード：**極低強度コンクリート，耐震診断，ＲＣ梁，耐力式，変形能

## 1．はじめに

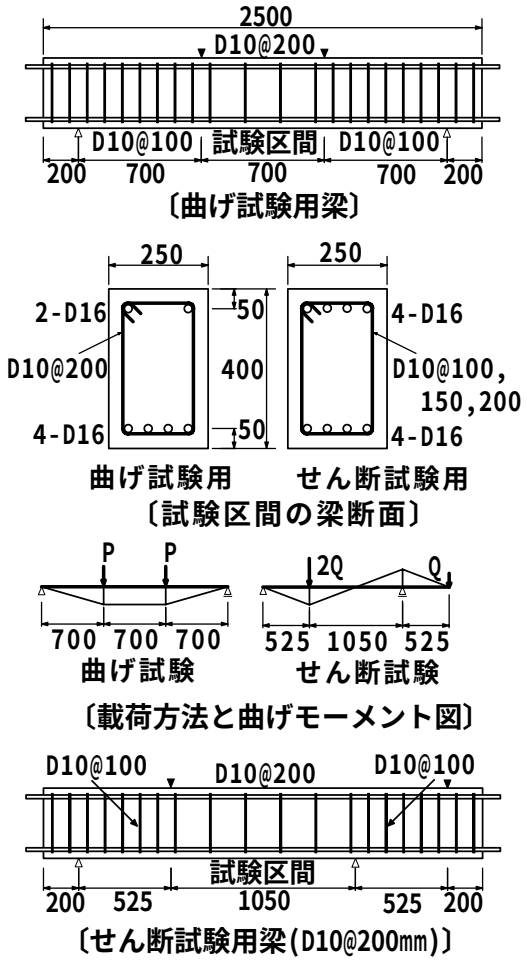
既存建築物の耐震診断の結果によれば，コンクリートの圧縮強度が 10N/mm$^2$ を下回る場合も少ないとは言えない[1)]。そのようにコンクリートが低強度な場合のＲＣ柱を補強する研究もみられるが[2)]，補強前のそうした部材の耐力と靱性についての明確な評価はほとんどなされていないと思われる[3)]。他方，建築物のほぼ全体に低強度コンクリートが用いられている場合には，部分的な補強によって見かけ上，所期の耐力が得られるとしても，その他の部材が追随できる保証が得られなければ，建築物の補強になり得ないのは言うまでもないことである。

本研究は，特に低強度（極低強度）のコンクリートが用いられたＲＣ梁・柱の耐力と靱性を評価する研究の一環における第一段階として，ＲＣ梁に限定して耐力と変形能を実験的に明らかにした上で，既往の耐力式および変形能の評価方法の適用性について検討するものである。

## 2．実験概要

### 2.1 試験体と載荷・測定方法

試験体には，**図－１**に示すように，試験区間に一定の曲げモーメント分布を与える曲げ試験用（Ｂシリーズ）と逆対称曲げモーメント分布




**図－１　試験体の概要**

[*1] 東海大学　工学部建築学科教授　工博（正会員）
[*2] 東海大学　大学院工学研究科　修士課程

を与えるせん断試験用（Ｓシリーズ）の２シリーズが用意された。いずれの試験体も，長さ2500mmで250mm×400mmの長方形断面である。曲げ補強筋はＢシリーズでは上端筋2-D16，下端筋4-D16とし，引張鉄筋比は0.91%で複筋比は0.5となる。また，試験区間ではあばら筋を2-D10 @200としている。他方，Ｓシリーズでは上端筋，下端筋とも4-D16とした。主たる変動要因はコンクリートの目標圧縮強度 $F_c$（21，10，5MPa の３種）であるが，Ｓシリーズではさらに試験区間のあばら筋2-D10の間隔（200, 150, 100mm）を変動要因としている。さらに，試験区間外においてはいずれのシリーズの試験体もあばら筋として2-D10 @200が与えられている。試験体の総数はＢシリーズ５体，Ｓシリーズ７体の１２体であり，上記の変動要因による試験体の一覧を**表－１**に示す。なお，載荷方法については**図－１**中に示したが，いずれの試験も単調漸増載荷とし，明らかな耐力低下が生じるまで載荷を継続するものとした。測定に関しては，逐次，ひび割れ観測をするほか，曲げ試験では**図－１**に示す荷重 P，載荷点と中央点のたわみを，せん断試験では試験区間のせん断力 Q と試験区間の相対たわみを測定した。また，電気抵抗ひずみゲージを用いて，主筋とあばら筋（せん断試験のみ）のひずみ，および圧縮縁のコンクリートのひずみ（曲げ試験のみ）を測定した。

### 2.2 材料の力学特性

使用鉄筋の力学特性を**表－２**に示す。コンクリートの目標強度ごとの配合を**表－３**に示す。同表による各梁の試験時の圧縮強度は既出の**表－１**中に示されているが，一般の限界値近くに想定した目標強度21MPaの場合は結果的に15MPa程度となり，目標をかなり下回る結果となった。

## 3．実験結果と考察

### 3.1 破壊状況

B，S シリーズ各々の最終ひび割れ図をそれぞれ，**図－２**，**３**に示す。曲げ試験による場合，B21，B10-1，B10-2では試験区間において引張側の下部からのひび割れが徐々に全域に分布して発生すると共に，引張鉄筋が降伏して最大耐力に達した。その後，ひび割れ幅を拡大していく過程で圧縮鉄筋の降伏を契機にコンクリートが

**表－１　試験体の一覧**

| 試験体名 | 圧縮強度 MPa | あばら筋 (補強筋比 $p_w$ ) |
|---|---|---|
| B21 | 15.0 | 2-D10 @200 (0.286%) |
| B10-1 | 12.7 | |
| B10-2 | 12.4 | |
| B05-1 | 4.5 | |
| B05-2 | 4.5 | |
| S2120 | 15.2 | 2-D10 @200 (0.286%) |
| S1020 | 12.1 | |
| S0520 | 4.2 | |
| S1015 | 12.1 | 2-D10 @150 (0.381%) |
| S0515 | 4.2 | |
| S1010 | 12.2 | 2-D10 @100 (0.572%) |
| S0510 | 4.2 | |

[注] 圧縮強度は各梁試験時のコンクリートテストピースによる圧縮強度を示す。

**表－２　使用鉄筋の力学特性**

| 鉄筋種別 | ヤング係数，MPa | 降伏強度 MPa | 引張強度 MPa | 伸び % |
|---|---|---|---|---|
| D16 | 170000 | 367 | 533 | 17.3 |
| D10 | 168000 | 347 | 516 | 17.7 |

**表－３　コンクリートの配合**

| 目標強度 ($F_c$) MPa | 目標スランプ cm | 水セメント比 % | 粗骨材最大粒径 mm | 細骨材率 % | 単位水量 kg/m³ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 水 | セメント | 細骨材 | 粗骨材 | 混和剤 |
| 21 | 18 | 84.5 | 20 | 53.1 | 182 | 259 | 951 | 865 | 3.32 |
| 10 | 18 | 84.5 | 20 | 54.2 | 178 | 211 | 995 | 865 | 2.70 |
| 5 | 18 | 140 | 20 | 53.0 | 168 | 120 | 1086 | 880 | 1.28 |

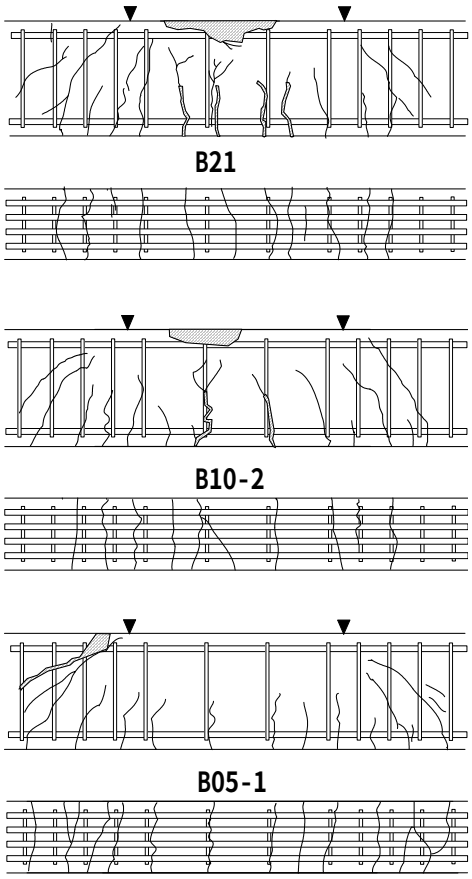
圧潰して明らかな耐力低下を生じた。コンクリート強度の特に低い B05-1，2 では，引張鉄筋のひずみが降伏ひずみの 2/3 程度に達するあたりで試験区間外のせん断破壊により耐力を失った。

他方，せん断試験による場合，いずれも曲げひび割れ，せん断ひび割れの順に生じ，S2120，S1020，S1015 ではあばら筋の降伏と付着割裂ひび割れの発生を経てせん断破壊した。S1010 ではあばら筋は降伏せずに曲げ降伏に至り，直後に材端にサイドスプリットを生じる区間外の付着割裂破壊により耐力を失った。コンクリート強度の低い S0520，S0515，S0510 では早期にせん断ひび割れが発生・伸展して，コンクリートの圧潰，付着割裂ひび割れを生じて耐力を失った。

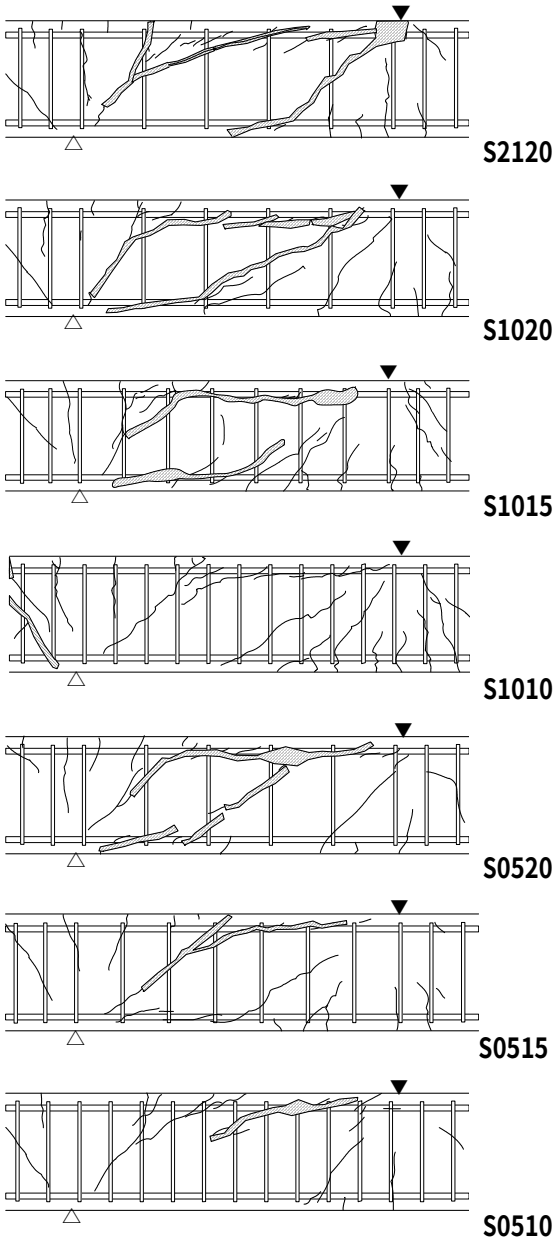
### 3.2 曲げ試験による耐力と変形

#### (1)変形性状

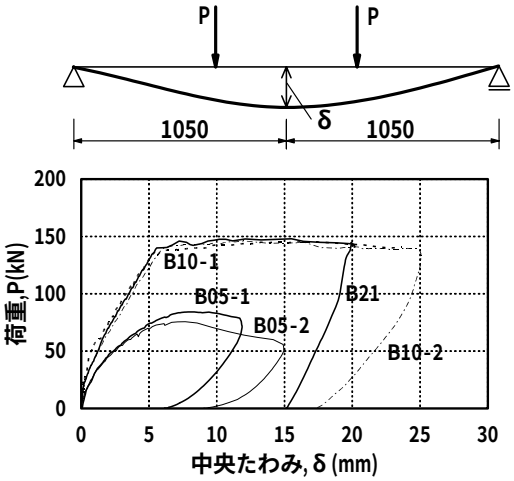
曲げ試験体の載荷点の荷重と中央たわみとの関係を**図－４**に示す。最もコンクリート強度の低い B05-1 と B05-2 は早期に試験区間外でせん断破壊し，耐力，変形能力ともに特に低い結果




**図－２　曲げ試験によるひび割れ図の例示**




**図－３　せん断試験によるひび割れ図の例示**




**図－４　曲げ試験による荷重－たわみ関係**

となり，終局に至るまでの曲げ耐力，曲げ変形性能を実験的に示すことはできなかった。B21, B10-1, B10-2 はいずれも曲げ降伏に至り，ほとんど同等の性状を呈した。

**(2) 曲げモーメント－曲率関係と曲げ変形能**

曲げ降伏した試験体について曲げモーメントと曲率との関係を**図－５に**例示した。同図中，「試験体のたわみによる」としたものは，中央点と載荷点とのたわみ差を試験区間で生じた純曲げたわみとし，これを一定曲率で与えるたわみに等値して曲率を算出したものである。他方，「断面の鉄筋ひずみによる」としたものは，曲率を同一断面に位置する上下の主筋のひずみ値から平面保持を仮定して求めたものである。実験結果としての両者は同様の性状を呈することが認められる。また，コンクリート，鉄筋の応力度－ひずみ度関係をそれぞれ Smith & Young の e 関数式, 完全弾塑性とする断面解析により得られた曲げモーメント－曲率関係は，曲げ降伏モーメントを幾分控えめに評価するものの，曲げ剛性の変化がよく捉えられていると言えよう。さらに，曲げ降伏時の曲げモーメントと曲率，および明確な耐力低下の生じるまでの終局曲率（圧縮鉄筋の降伏時の曲率に相当）を**表－４**に示す。同表から，よりコンクリート強度の低い B10-1, B10-2 の方が B21 よりも靭性能は劣る結果が示され，断面解析による計算値とも十分に適合していることが認められる。なお， B21, B10-1, B10-２のコンクリートの圧縮強度時のひずみは順に 0.160, 0.163, 0.175%である。

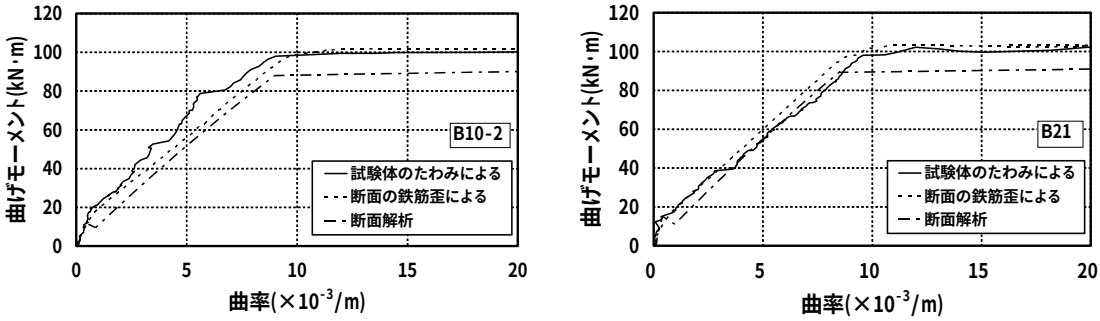
**3.3 せん断試験による耐力と変形**

**(1) 変形性状**

せん断試験体の試験区間におけるせん断力と相対たわみの関係を**図－６**に示す。同図により，同じあばら筋間隔で比較すると S2120 と S1020 の差は少ないが S0520 には大きな耐力差が認められる。一方，コンクリート強度を固定して比較した場合，極低強度の S0520, S0515, S0510 では大差なく，低強度のコンクリートにより耐力が限定されたためと考えられる。より強度の大きい S1020, S1015, S1010 の比較では，あばら筋量が大きいと耐力が増大される傾向を示すが，あばら筋量の最も多い S1010 では，曲げ降伏したが試験区間外端部の付着割裂破壊を伴うせん断破壊により，早期に変形能を失った。

**(2) 最大耐力と既往の耐力式の適合性**

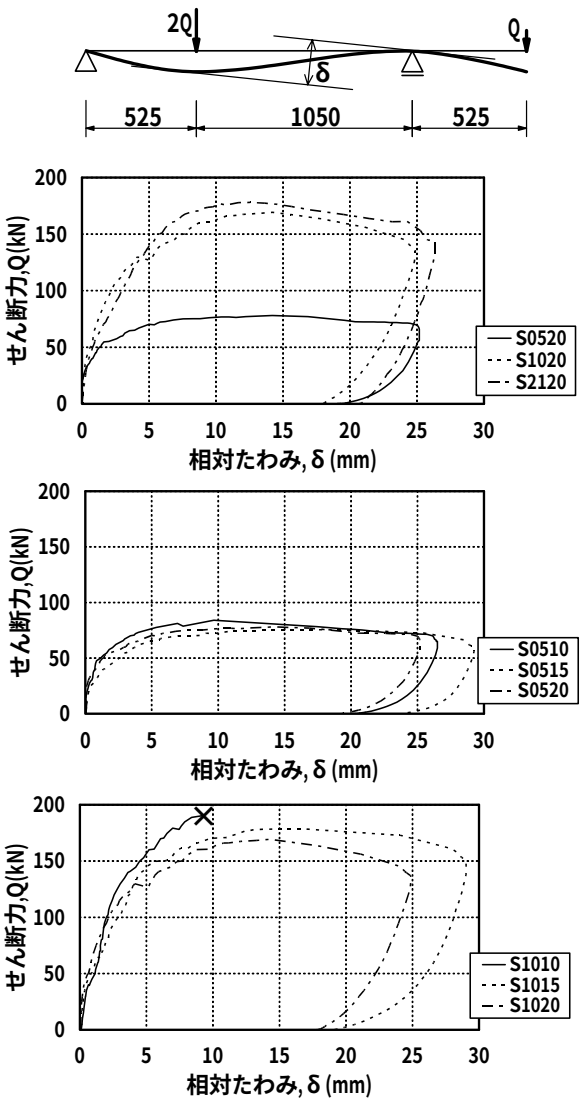
最大耐力の実験値と計算値の一覧を**表－５**に示す。耐力の計算値については，「曲げ」は断面解析による曲げ耐力，「せん断 1」は大野・荒川による下限せん断耐力，「せん断 2」と「付着」



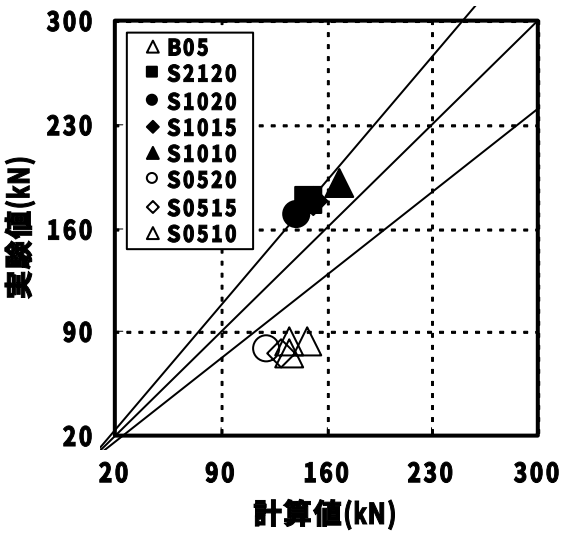

**図－５　曲げモーメントと曲率の関係**

**表－４　曲げ降伏耐力と曲率としての変形能**

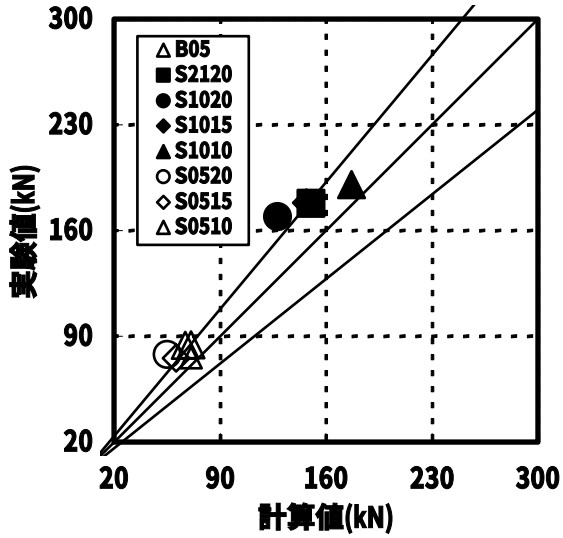
| 試験体名 | 降伏耐力，kN･m | | 降伏曲率$\phi_y$，1/m | | 終局曲率$\phi_u$，1/m（$\phi_u/\phi_y$） | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 実験 | 計算 | 実験 | 計算 | 実験 | 計算 |
| B21 | 99.7 | 89.3 | 0.011 | 0.0085 | 0.092(8.36) | 0.105(12.4) |
| B10-1 | 97.0 | 88.3 | 0.013 | 0.0088 | 0.091(7.00) | 0.087(9.89) |
| B10-2 | 98.0 | 88.0 | 0.012 | 0.0090 | 0.084(7.00) | 0.089(9.89) |




図－６　せん断試験による
せん断力と相対たわみの関係




図－７　せん断耐力に対する大野・荒川式




図－８　せん断耐力に対する靭性指針式

表－５　最大耐力の実験値と計算値

| 試験体名称 | 圧縮強度 MPa | あばら筋間隔，mm | 実験破壊モード | 実験耐力 kN | 計算耐力，kN | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | 曲げ | せん断 1 | せん断 2 | 付着 |
| S2120 | 15.2 | 200 | せん断 | 178 | 177 | 149 | 150 | 136 |
| S1020 | 12.1 | 200 | せん断 | 169 | 176 | 141 | 128 | 118 |
| S0520 | 4.2 | 200 | 付着割裂 | 77 | 171 | 121 | 55 | 55 |
| S1015 | 12.1 | 150 | せん断 | 178 | 176 | 151 | 147 | 130 |
| S0515 | 4.2 | 150 | 付着割裂 | 76 | 171 | 130 | 61 | 61 |
| S1010 | 12.2 | 100 | せん断 | 190 | 176 | 168 | 178 | 148 |
| S0510 | 4.2 | 100 | 付着割裂 | 84 | 171 | 147 | 66 | 66 |
| B05-1 | 4.5 | 100 | せん断 | 84 | 161 | 135 | 71 | 71 |
| B05-2 | 4.5 | 100 | せん断 | 76 | 161 | 135 | 71 | 71 |

[注 1] 圧縮強度は実験時のテストピースによるコンクリートの強度

[注 2]「曲げ」は断面解析，「せん断 1」は大野・荒川式，「せん断 2」と「付着」は靭性指針式による。

は靭性指針 [4]によるせん断耐力と付着割裂耐力を示している。また,「破壊モード」は実験結果として最大耐力時に支配的とみられる破壊状況から判定されたものである。

同表には曲げ試験体である B05-1, B05-2 も加えられている。その理由は，これらの梁は試験区間外でせん断破壊して耐力が決定されたものであるが，それらの耐力は，あばら筋が 2-D10 @100 を用いている試験区間外のせん断耐力を示したものと考えられるからである。他方，同強度のコンクリートであばら筋量が同等のせん断試験体は S0510 であり，付着割裂破壊が生じたが，最大耐力は実験的には B05-1 と全く同じ耐力となった。同等試験体のもう一方の B05-2 の最大耐力はそれよりも小さいが大きな差ではない。その上, B05-1, B05-2 の耐力は付着破壊の抑えられる載荷形式で得られ，実際，試験区間外に付着割裂は生じなかったことから，実験的には付着割裂耐力もせん断耐力とほぼ同等となったと考えられる。さらに，S0510 よりもあばら筋量の少ない S0515，S0520 も付着割裂破壊を示したが耐力はより小さく，あばら筋の降伏も認められなかったことから，これらの最大耐力は 5MPa という極めて小さなコンクリート強度によって耐力の限定されるせん断圧縮破壊による耐力に近いものと考えられる。このことは，靭性指針によるせん断耐力の計算値がいずれもコンクリートの圧縮強度で決定される第３式によって得られていることとも符合する。また，曲げ降伏直後に付着割裂破壊を生じた S1010 ではあばら筋の降伏も認められたことから，この最大耐力もせん断耐力に近いものと推定される。以上より，表－５に示された実験による最大耐力はせん断耐力であるとみなして比較すると，同等のあばら筋間隔ではコンクリート強度の低いもの程小さく，同等のコンクリート強度ではあばら筋間隔の大きなもの程小さくなっている。

せん断耐力の２通りの計算値はいずれも曲げ耐力の計算値よりも小さく，靭性指針によるせん断耐力はいずれも付着割裂耐力以下となっている。これを踏まえて，せん断耐力についての実験値と計算値との比較を，大野・荒川式について**図－７**に，靭性指針式について**図－８**に示す。両式は本来,極低強度コンクリートの場合には適用範囲外となるが，せん断耐力は大野・荒川式によるとコンクリート強度がより低い場合に大きめに，すなわち，危険側に評価される結果となった。他方，靭性指針式によれば，すべて控えめにかつ適合性もよいことが認められる。

## 4．まとめ

極低強度のコンクリートを用いた梁の耐力，変形について，本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

1) コンクリートの圧縮強度が低いと曲げ降伏後の変形能は小さくなるが, 12MPa 程度に低い場合でも，材料特性に基づく断面解析により，曲げ耐力・靭性能を含めた曲げモーメント－曲率関係を適正に評価することができる。
2) 靭性指針式によれば，極低強度のコンクリートを用いる場合でも，梁のせん断耐力を適正に評価することができる。
3) 建築物の耐震診断・補強においては，梁・柱のせん断耐力は一般に大野・荒川式により評価されるが，コンクリートが極低強度の場合には危険側の評価となる。

## 参考文献


1) 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（その１），（その２），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.801-804，2001.9
2) 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研究，その１. 炭素繊維シート補強をした場合，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 15-16，1999.9
3) 沢崎詠二，槇谷栄次，内田勝康，吉岡　誠，鈴木，秋夫：低強度コンクリートから成る柱の耐震補強に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 377-378，2002.8
4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説，1997