

あと施工補強材を用いた既存RC部材のせん断補強に関する実験的研究

近藤祐輔 * 濱田真 * 西内美宣 ** 大越靖広 **

本論文は既存鉄筋コンクリート部材を、異形鉄筋、炭素繊維、アラミド繊維、円筒状薄鋼板および軸方向鉄筋によりあと施工でせん断補強し、その補強効果の確認する目的で行った梁のせん断実験である。フェーズⅠでは補強量を一定にしてその補強効果を検証し、フェーズⅡでは補強量の違いがせん断耐力に与える影響を検証した。その結果、あと施工でせん断補強した場合、せん断補強効果が確認できたとともに、補強量を増加させることでせん断耐力が上昇することを確認できた。

キーワード：既存RC、あと施工、あと補強、せん断補強効果、せん断破壊

1. はじめに

既存鉄筋コンクリート部材のせん断補強工法として、鋼板や繊維による巻き立て工法、鉄筋コンクリートの増厚などがある。しかし、Fig.1 に示すように供用中の地下、または半地下構造物では、構造物の周辺を掘削して地盤改良で補強を行う手段もあるが、都市部においては地上構造物や道路などの影響で工事費用や工期が莫大となり、補強工事は内側から施工という制約を受け、実際にせん断補強を行うのが難しい状況にある。

このような問題に対する補強工法の研究は、小林らの研究¹⁾や山村らの研究²⁾があり、片面(一面)からコンクリートを穿孔し、鉄筋を差し込む形式で補強されているが、端部表面はナットと定着板を取り付けており表面に突起が出てしまい不都合が生じる場合がある。差し込んだ鉄筋はスターラップのように主筋を取り囲んでいないため、せん断抵抗機構が異なると予見され、差し込み鉄筋のせん断補強効果を減じて評価設計するものと報告されている。また、アルカリ骨材反応によりせん断補強筋の折り曲げ部が破断・損傷し、せん断補強筋の効果が減じられる研究として、P.E.Regan らの研究³⁾、澤部らの研究⁴⁾および前川らの研究⁵⁾がある。これらの研究ではせん断補強筋の定着不良がせん断破壊するRC梁のせん断耐力の評価法に関して実験、解析の検討を行っており、せん断補強筋の効果を減じることによって概ね評価できると報告されている。いずれの場合も、既往式の計算値と比較して、せん断耐力が100%までは達していないと報告されている。

そこで、あと施工による補強材差し込みのせん断補強効果を確認するためにRC梁部材のせん断実験を行った。また、特殊な補強材を用いた場合や部材軸方向に補強した場合についても確認した。

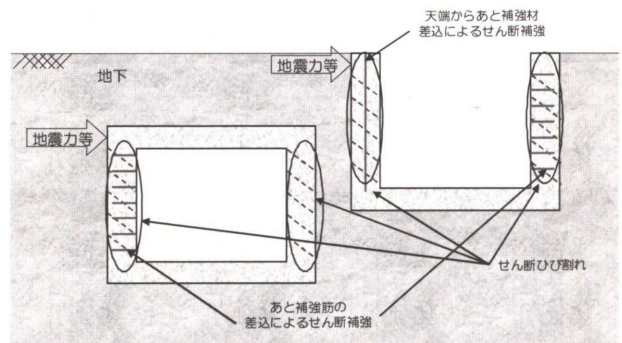


Fig.1 補強対象構造物の例

2. 実験概要

2.1 あと補強材

実験で使用したあと補強材はFig.2に示すように①異形鉄筋、②炭素繊維、③アラミドロープ、④円筒薄鋼管、⑤軸方向鉄筋である。異形鉄筋はシンプルかつ加工を最小限にするために、直線鉄筋を用いてせん断補強効果の検証を行った。また、実施工での様々な場面を想定して、例えば、地下構造物では配管、配線が存在する場所であつ閉狭所での施工が可能な炭素繊維、アラミド繊維素材のあと補強によるせん断補強効果の検証も行った。

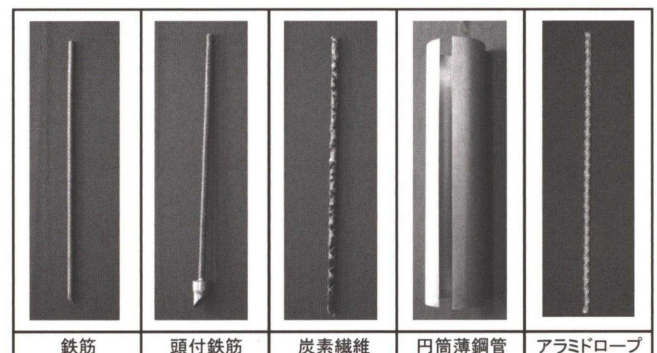


Fig.2 あと補強材一覧

* 技術研究所 建設技術研究部 建築構造研究グループ

** 土木事業本部 土木設計部 構造物・耐震グループ

Table1 試験体一覧

| No. | 施工方法 | 変動因子 | せん断スパン比 | 前補強 | | | あと補強 | | |
|--------|------|-----------------|---------|----------------|---------|--------------|-----------------------------|---------|--------------|
| | | | | 補強材 (材質) | 間隔 (mm) | ρ_w (%) | 補強材 (材質) | 間隔 (mm) | ρ_w (%) |
| No. 1 | | スターラップなし (無補強) | 2.25 | - | - | - | - | - | - |
| No. 2 | 前 | スターラップ | 2.25 | 2-D10 (SD295A) | 200 | 0.264 | - | - | - |
| No. 3 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 200 | 0.264 |
| No. 4 | あと | 鉄筋 [下面] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 200 | 0.264 |
| No. 5 | あと | 鉄筋 [千鳥配筋] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 200 | 0.264 |
| No. 6 | あと | 頭付鉄筋 [上面] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 200 | 0.264 |
| No. 7 | あと | 炭素繊維 | 2.25 | - | - | - | 炭素繊維 | 200 | - |
| No. 8 | あと | 円筒状薄鋼板 | 2.25 | - | - | - | $\phi 100$ (t=0.8mm, SS400) | 200 | - |
| No. 9 | あと | 軸方向鉄筋 | 2.25 | - | - | - | D25 (SD345) | - | - |
| No. 11 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 200 | 0.264 |
| No. 12 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 133 | 0.370 |
| No. 13 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 100 | 0.475 |
| No. 14 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | - | - | - | D10 (SD295A) | 67 | 0.687 |
| No. 15 | 前 | スターラップ | 2.25 | 2-D10 (SD295A) | 200 | 0.264 | - | - | - |
| No. 16 | 前+あと | スターラップ+鉄筋 [上面] | 2.25 | 2-D10 (SD295A) | 200 | 0.264 | D10 (SD295A) | 200 | 0.238 |
| No. 17 | 前+あと | スターラップ+鉄筋 [上面] | 2.25 | 2-D10 (SD295A) | 200 | 0.264 | D10 (SD295A) | 100 | 0.475 |
| No. 18 | あと | アラミドロープ [上面] | 2.25 | - | - | - | アラミド繊維 | 200 | 0.264 |
| No. 19 | あと | アラミドロープ [上面] | 2.25 | - | - | - | アラミド繊維 | 133 | 0.370 |
| No. 20 | あと | アラミドロープ [上面] | 2.25 | - | - | - | アラミド繊維 | 100 | 0.475 |
| No. 21 | あと | 軸方向鉄筋 (アンボンドPC) | 2.25 | - | - | - | $\phi 17$ (SBPR930/1080) | - | - |

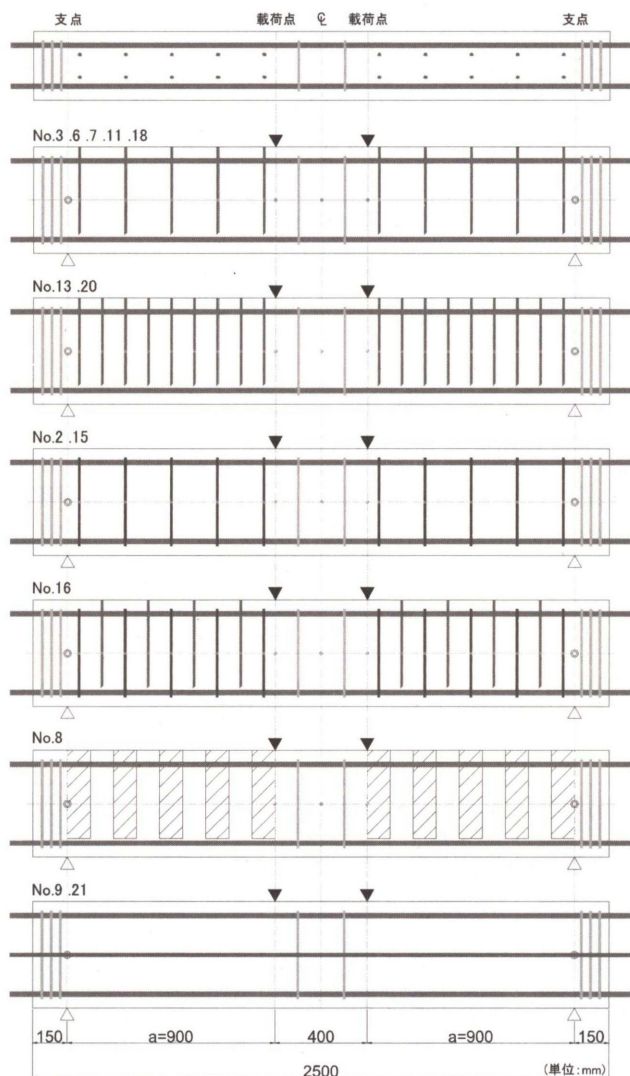


Fig. 3 試験体配筋図

2. 2 試験体諸元

試験体一覧を Table1 に示す. 本実験は 2 段階で実験を行った. 1 段階目をフェーズ I, 2 段階目をフェーズ II とした. フェーズ I ではあと補強量 (ρ_w : せん断補強筋比) を一定として, その形状, 施工方法を変動因子として実験を行った. フェーズ II ではフェーズ I の結果を踏まえて主にあと補強量を変動因子として実験を行った.

試験体はフェーズ I では 9 体, フェーズ II では 11 体の合計 20 体の梁の試験体である. 試験体の形状は山村らの研究²⁾ と同断面とし, Fig. 3 に試験体配筋図 (▼: 荷重点, △: 支点) を示し, Fig. 4 に断面形状を示す. 断面形状は $b \times D = 300 \times 460$ mm, せん断スパン (試験区間) は $a = 900$ mm, 純曲げ区間は 400mm, 支点からの出長さ (定着区間) は 150mm の全長 2500mm とした. 試験区間のせん断破壊が先行するように, 主筋には D22 (SD490) を使用し (引張鉄筋比 $\rho_t = 0.97\%$), 有効せいは $d = 400$ mm である. せん断スパン比は $a/d = 2.25$ とした.

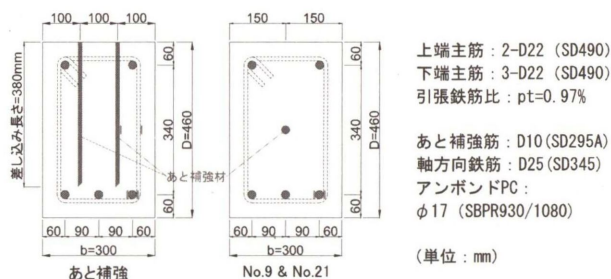


Fig. 4 断面形状

2. 3 フェーズ I 試験体

フェーズ I の試験体はあと補強方法のもっとも簡便な異形鉄筋を用いた場合を基本として, あと補強量を一定にして実験を行った. No. 1 および No. 2 の試験体はあと

補強材の補強効果を確認するための基準試験体で No. 1 は無補強, No. 2 はスターラップを配筋した試験体である。No. 3~No. 6 は鉄筋をあと補強材とした試験体である。No. 3 は梁上面から No. 4 は梁下面から鉄筋を挿入した。No. 5 は鉄筋を梁上面から千鳥状に挿入した。No. 6 は端部が頭付(鉄筋径の 2.5 倍)の鉄筋を梁上面から挿入した。No. 7 は炭素繊維シート(目付量: 300g/m²)を鉄筋と等価となるように棒状に加工した材料を使用し挿入した。No. 8 は薄鋼板(SS400, t=0.8mm)を円筒状に成形したものを挿入した。No. 9 は D25 (SD345) を軸方向に配筋した試験体である。

2. 4 フェーズ II 試験体

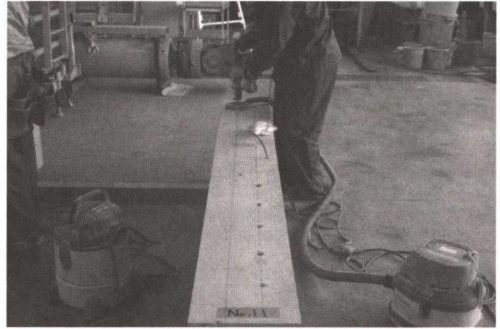
フェーズ II の試験体はフェーズ I の結果を踏まえてあと補強量 (p_r) が与える影響について検証するために変動因子を決定した。No. 11~No. 14 は鉄筋の間隔を変化させた。No. 11 は No. 3 と同じ試験体であり鉄筋を梁上面より @200 で挿入した。No. 12~No. 14 はそれぞれ鉄筋を @133, @100, @67 で挿入した。No. 15~No. 17 はスターラップが配筋されている試験体で, あと補強筋の間隔を変化させた。No. 15 は No. 2 と同じで, スターラップのみが配筋されている試験体である。No. 16 はスターラップの間にあと補強筋が 1 組 (Fig. 3), No. 17 は 2 組を挿入した。No. 18~No. 20 は, アラミドロープを使用し間隔を変化させた。アラミドロープの間隔はそれぞれ @200, @133, @100 とした。No. 21 はアンボンド PC 棒鋼を配置して軸方向力を与えた試験体である。

2. 5 あと補強の施工

あと補強の施工状況(異形鉄筋)を Fig. 5 に示す。あと補強は部材のコンクリート強度の発現後にハンマードリルで穿孔作業を行いあと補強材の挿入をした。あと補強材として鉄筋を用いた試験体はセメント系接着剤(圧縮強度: 60N/mm²)でコンクリートと一体化を図り, 炭素繊維およびアラミドロープを使用した試験体はエポキシ樹脂(圧縮降伏強度: 120N/mm²)でコンクリートと一体化を図った。穿孔径は $\phi 14.5$ (No. 6 は $\phi 30$) で梁上面 (No. 4 は梁下面) から下向きにコンクリートの穿孔を行った。穿孔の深さ(差し込み長さ)は下主筋の配筋されている位置の手前 10mm の 380mm とした。これは, 下主筋が穿孔によって損傷しないようにするための配慮である。あと補強筋による試験体は, 穿孔した孔にセメント系接着剤を入れてから, あと補強筋を差し込んだ。炭素繊維およびアラミドロープによるあと補強は, あらかじめ繊維にエポキシ樹脂を含浸させた状態で孔に差し込み, 隙間にエポキシ樹脂を注入して充填させた。No. 8 は梁上面からコアドリル ($\phi 100$) で深さ 380mm のスリット状の孔を穿孔し, 円筒状薄鋼板(一部分切り取り)をスリットに挿入し, その隙間に無収縮の流動性の高いグラウトにて充填した。No. 9 の軸方向鉄筋はコンクリート打設時に同時

に配置した。No. 21 の試験体は軸方向にアンボンド PC 棒鋼 ($\phi 17$, B 種 SBPR930/1080) を配置し, コンクリート強度の発現後に $\sigma_0 (=N/bD)=1.3\text{N/mm}^2$ の軸力を導入した。

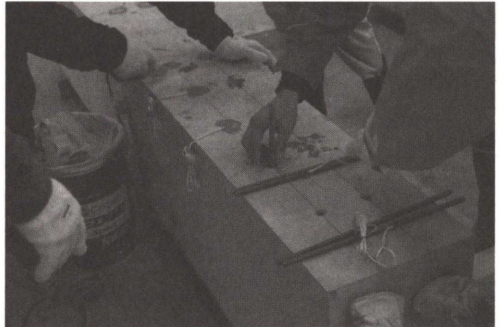
① 穿孔作業状況



② 孔の清掃状況



③ セメント系接着剤の挿入



④ 補強鉄筋の差込・打設



Fig. 5 あと補強の施工状況(異形鉄筋)

2. 6 載荷方法

試験体の加力装置を Fig. 6 に示す。梁両端部下端をピン・ローラーで支持し、梁中央部の上端 2 点集中一方向載荷とした。支承および加力梁は梁幅と同じであり、載荷点および支持点は丸鋼で点支持として加力を行った。荷重 P (kN) はロードセルで検出し、試験区間に生じるせん断力は $Q=P/2$ (kN) となる。変形は、支点位置を結ぶ計測フレームから、試験体の中央位置の鉛直方向変位： δ (mm) を変位計で測定した。Fig. 7 にひずみゲージ貼付位置を示す。ひずみの測定は主筋およびせん断補強材にひずみゲージを貼り付けて測定を行った。

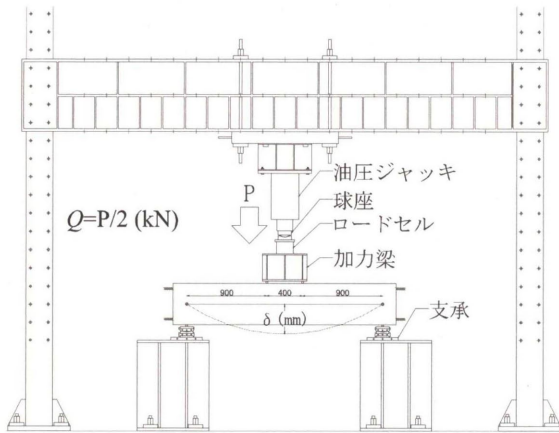


Fig. 6 加力装置

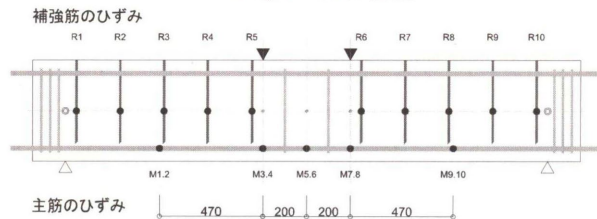


Fig. 7 ひずみゲージ貼付位置

3. 実験結果

3. 1 フェーズ I 実験結果

実験結果一覧を Table2 に示す。使用したコンクリート

材料試験結果を Table3 に、鉄筋材料試験結果を Table4 に示す。コンクリートの値は実験期間中の材料試験結果を平均した。また、No.3 の最終破壊状況を Photo.1 に示す。各試験体とも載荷点位置の試験体下端に曲げひび割れが発生し、その後、せん断力の増加に伴って、曲げひび割れが進展し、次第に材軸方向に傾くひび割れが発生した。さらにせん断力を増加することによって載荷点と下部の支点を結ぶ、斜めのひび割れが発生し、徐々にひび割れ幅が大きくなり、最終的に最大荷重に達しせん断破壊をした。

Fig. 8 に No.1~No.6 の $Q-\delta$ 関係を重ねたグラフを示す。無補強の No.1 に対して鉄筋であと補強することでせん断耐力が上昇し、補強効果があることが確認できた。また、スターラップがある No.2 の試験体に対して鉄筋であと補強をした No.3~No.6 の試験体は No.2 の 85%程度の最大荷重となっている。これは、差し込んだ鉄筋がスターラップのように主筋を取り囲んでいなく、せん断抵抗機構が異なるためだと考えられる。頭付鉄筋は支圧効果で耐力上昇が期待されたが、せん断耐力は No.3 とほとんど変わらなかった。No.4 の梁下面よりあと補強をした試験体は No.3 よりもせん断耐力が小さかった。これは載荷点近傍でのせん断ひび割れに対してあと補強筋が交差していないために、あと補強筋の効果が現れていないものと思われる。総じて言えることはあと補強筋量を一定にした場合、最大耐力に大きな差異はなかった。

Fig. 9 に No.7 の $Q-\delta$ 関係を示す。No.7 は最大耐力時に、炭素繊維とエポキシ樹脂の界面の付着が切れ、急激に耐力が低下しせん断破壊したが、No.7 の最大耐力は No.2 とほぼ同等で、炭素繊維の有効性が確認できた。Fig. 10 に No.8 の $Q-\delta$ 関係を示す。No.8 は円筒薄鋼板に貼り付けたひずみはほとんど進行することなくせん断破壊した。最大耐力は無補強の No.1 のよりも下回り、せん断補強効果が確認できなかった。Fig. 11 に No.9 の $Q-\delta$ 関係を示す。No.9 の軸方向鉄筋は No.1 の最大耐力よりも 20%上昇し、補強効果が確認できた。

Table2 実験結果 (フェーズ I)

| 試験体名 | 施工方法 | 変動因子 | せん断スパン比 | 曲げひび割れ強度 | 補強筋降伏 | | 主筋引張降伏 | 最大荷重 | 最終破壊モード※ | No.2 基準耐力比 |
|------|------|----------------|---------|----------|-------|----------|--------|------|----------|------------|
| | | | | | 前 | あと | | | | |
| | | | | | a/d | Q_{cr} | | | | |
| No.1 | - | スターラップなし (無補強) | 2.25 | 37 | - | - | - | 128 | S | 0.57 |
| No.2 | 前 | スターラップ | 2.25 | 38 | 185 | - | - | 224 | S | 1.00 |
| No.3 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | 28 | - | 162 | - | 199 | S | 0.89 |
| No.4 | あと | 鉄筋 [下面] | 2.25 | 29 | - | 170 | - | 187 | S | 0.83 |
| No.5 | あと | 鉄筋 [千鳥配筋] | 2.25 | 30 | - | - | - | 193 | S | 0.86 |
| No.6 | あと | 頭付鉄筋 [上面] | 2.25 | 34 | - | 181 | - | 200 | S | 0.89 |
| No.7 | あと | 炭素繊維 | 2.25 | 37 | - | - | - | 220 | S | 0.98 |
| No.8 | あと | 円筒状薄鋼板 | 2.25 | 35 | - | - | - | 124 | S | 0.55 |
| No.9 | あと | 軸方向鉄筋 | 2.25 | 27 | - | - | - | 153 | S | 0.68 |

※ S: せん断破壊 M: 曲げ破壊

Table3 コンクリート材料試験結果 (フェーズ I)

| 設計基準強度 | 使用箇所 | 圧縮強度 N/mm ² | 割裂強度 N/mm ² | ヤング係数 N/mm ² |
|--------|------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| Fc21 | 本体 | 39.0 | 2.85 | 2.78 × 10 ⁴ |

Table4 鉄筋材料試験 (フェーズ I)

| 呼び名 | 規格 | 使用箇所 | 降伏強度 N/mm ² | 降伏ひずみ μ | 引張強度 N/mm ² | ヤング係数 N/mm ² |
|-----|--------|-------|---------------------------|------------|---------------------------|----------------------------|
| D22 | SD490 | 梁主筋 | 527 | 2733 | 701 | 1.93 × 10 ⁵ |
| D10 | SD295A | 補強筋 | 358 | 1891 | 533 | 1.89 × 10 ⁵ |
| D25 | SD345 | 軸方向鉄筋 | 378 | 1963 | 598 | 1.92 × 10 ⁵ |

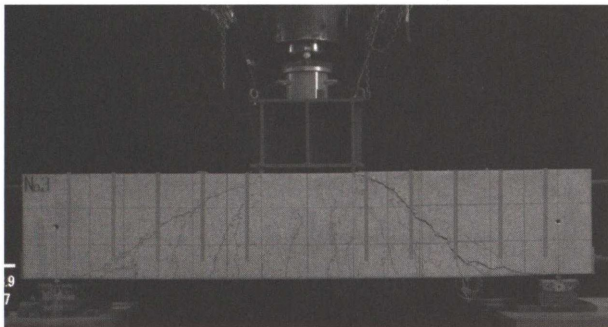


Photo. 1 最終破壊状況 (No. 3)

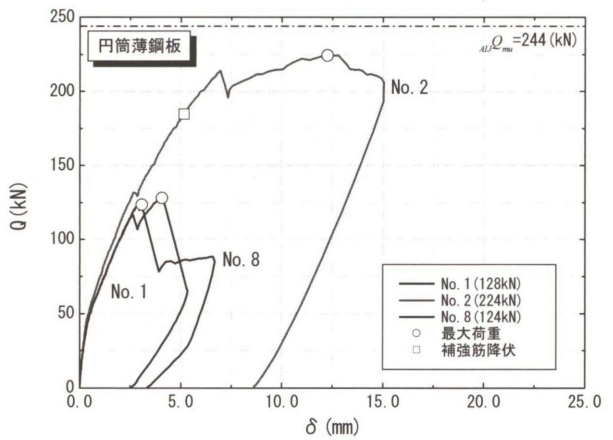


Fig. 10 Q-δ関係 (円筒薄鋼板)

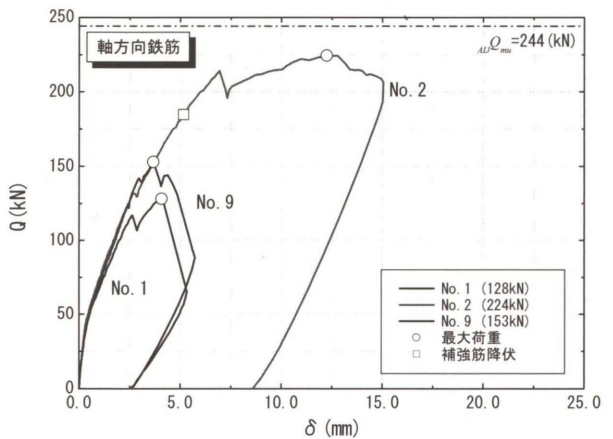


Fig. 11 Q-δ関係 (軸方向鉄筋)

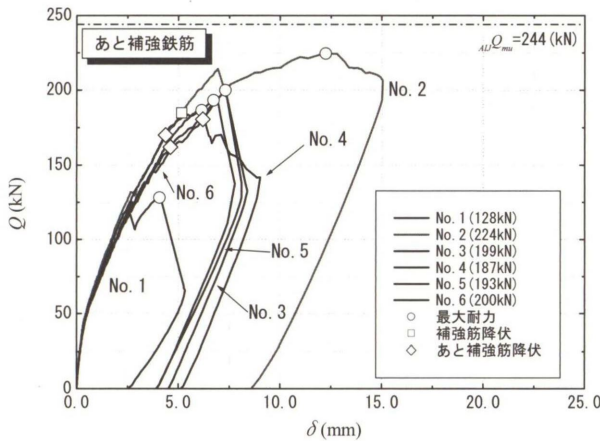


Fig. 8 Q-δ関係 (あと補強鉄筋)

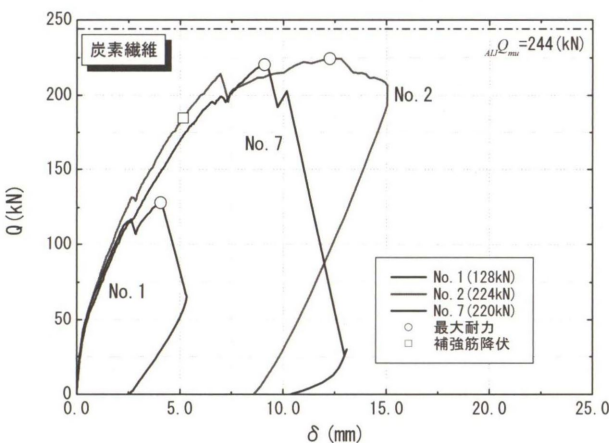


Fig. 9 Q-δ関係 (炭素繊維)

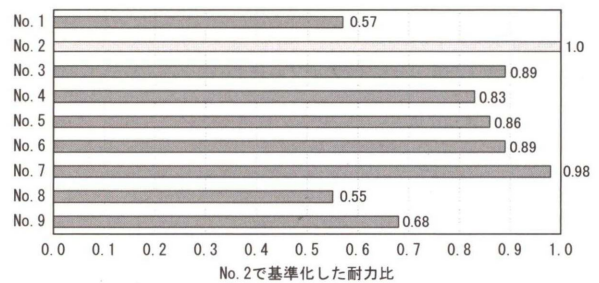


Fig. 12 最大耐力の比較 (フェーズ I)

3. 2 フェーズ II 実験結果

実験結果一覧を Table5 に示す. 使用したコンクリート材料試験結果を Table6 に, 鉄筋材料試験結果を Table7 に示す. コンクリートの値は実験期間中の材料試験結果を平均した. 各試験体ともフェーズ I と同様に曲げひび割れが発生し, その後, せん断力の増加に伴って, 曲げひび割れが進展し, 次第に材軸方向に傾くひび割れが発生し, ひび割れが進展し, 最大荷重に達した.

No. 14 および No. 17 の試験体は曲げ降伏が先行することが予想されたのでせん断スパン比を $a/d=1.75$ に変更して載荷実験を行った.

Fig. 13 に No. 11~No. 15 の $Q-\delta$ 関係のグラフを示す. Fig. 19 にあと補強筋量 (p_w) を横軸に最大荷重 (Q) を縦軸

Table5 実験結果 (フェーズII)

| 試験体名 | 施工方法 | 変動因子 | せん断スパン比 | 曲げひび割れ強度 | 補強筋降伏 | | 主筋引張降伏 | 最大荷重 | 最終破壊モード※ | No. 15 基準耐力比 |
|--------|------|-----------------|---------|----------|------------|------------|--------|------|----------|--------------|
| | | | a/d | Q_{cr} | $p Q_{wy}$ | $a Q_{wy}$ | | | | |
| | | | - | kN | kN | kN | | | | |
| No. 11 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | 27 | - | - | - | 198 | S | 0.86 |
| No. 12 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | 32 | - | 172 | 247 | 261 | S | 1.33 |
| No. 13 | あと | 鉄筋 [上面] | 2.25 | 42 | - | 156 | 254 | 271 | M | 1.77 |
| No. 14 | あと | 鉄筋 [上面] | 1.75 | - | - | 217 | 313 | 339 | S | 1.47 |
| No. 15 | 前 | スターラップ | 2.25 | 42 | 159 | - | - | 231 | S | 1.00 |
| No. 16 | 前+あと | スターラップ+鉄筋 [上面] | 2.25 | 35 | 201 | - | 255 | 271 | M | 1.17 |
| No. 17 | 前+あと | スターラップ+鉄筋 [上面] | 1.75 | 46 | 336 | 238 | 318 | 345 | M | 1.49 |
| No. 18 | あと | アラミドロープ [上面] | 2.25 | 33 | - | - | - | 174 | S | 0.75 |
| No. 19 | あと | アラミドロープ [上面] | 2.25 | 24 | - | - | - | 204 | S | 0.89 |
| No. 20 | あと | アラミドロープ [上面] | 2.25 | 33 | - | - | - | 224 | S | 0.97 |
| No. 21 | あと | 軸方向鉄筋 (アンボンドPC) | 2.25 | 35 | - | - | - | 166 | S | 0.72 |

※ S: せん断破壊 M: 曲げ破壊

にした関係を示す。Fig. 19 では No. 14 は a/d=1.75 であるため除いている。これらの試験体はあと補強筋量を変化させた試験体で、あと補強筋量が多いほど、最大荷重が上昇することがわかった。No. 13 はせん断破壊を想定していたが、曲げ破壊の様相を呈した。

Fig. 14 に No. 15~No. 17 の Q-δ 関係のグラフを示す。この試験体はスターラップの配筋されている試験体にあと補強筋を差し込んだ試験体である。No. 15 はせん断破壊したが、No. 16 と No. 17 は曲げ破壊であった。このことから鉄筋であと補強筋量を増やすことで、せん断破壊する梁を曲げ破壊に移行できることが確認できた。

Fig. 17 に No. 16 のスターラップ (上段) とあと補強筋 (下段) の各荷重時のせん断補強筋のひずみ分布を示す。横軸はスターラップとあと補強筋が配筋されている位置を、縦軸は各ひずみを示す。同じせん断力時のスターラップのひずみがあと補強筋のひずみよりも大きい傾向にある。これは主筋を取り囲んでいるスターラップに比べてあと補強筋のせん断補強効果が小さいためであると考えられる。

Fig. 15 にアラミドロープによるあと補強の Q-δ 関係を示す。アラミドロープの試験体の最大荷重は、アラミドロープと充填したエポキシ樹脂との界面の付着が切れたことによって決まったと思われる、いずれもせん断破壊した。Fig. 20 にあと補強量(p)を横軸に最大荷重(Q)を縦軸にした関係を示す。アラミドロープもあと補強筋と同様に、あと補強量を増やすことによって最大荷重が上昇することが確認できた。しかし、Fig. 19 の異形鉄筋の最大荷重の上昇の直線の傾きと比較すると、アラミドロープによる補強による最大荷重の上昇の傾きは緩やかであるように思われる。

Fig. 16 に No. 21 の Q-δ 関係のグラフを示す。アンボンドPC 棒鋼によって軸方向力を導入した No. 21 は、No. 9 の軸方向鉄筋のみの場合よりもせん断補強効果が大きくなることが確認できた。

Table6 コンクリート材料試験結果 (フェーズII)

| 設計基準強度 | 使用箇所 | 圧縮強度 N/mm ² | 割裂強度 N/mm ² | ヤング係数 N/mm ² |
|--------|------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|
| Fc21 | 本体 | 30.2 | 2.56 | 2.46 × 10 ⁴ |

Table7 鉄筋材料試験 (フェーズII)

| 呼び名 | 規格 | 使用箇所 | 降伏強度 N/mm ² | 降伏ひずみ μ | 引張強度 N/mm ² | ヤング係数 N/mm ² |
|-----|--------|------|---------------------------|------------|---------------------------|----------------------------|
| D22 | SD490 | 梁主筋 | 542 | 2809 | 717 | 1.93 × 10 ⁵ |
| D10 | SD295A | 補強筋 | 347 | 1927 | 523 | 1.81 × 10 ⁵ |
| D10 | SD295A | 後補強筋 | 334 | 1843 | 483 | 1.81 × 10 ⁵ |

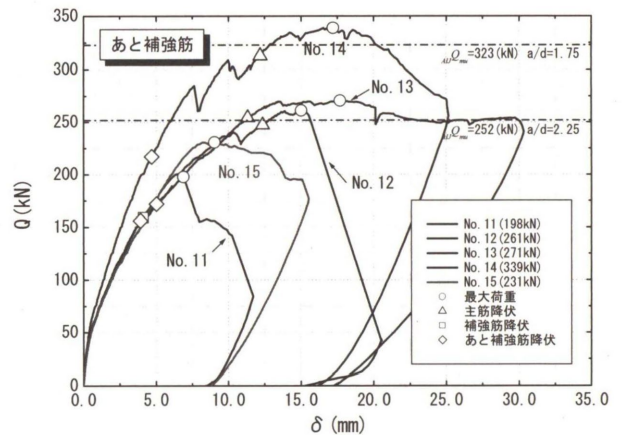


Fig. 13 Q-δ (あと補強筋)

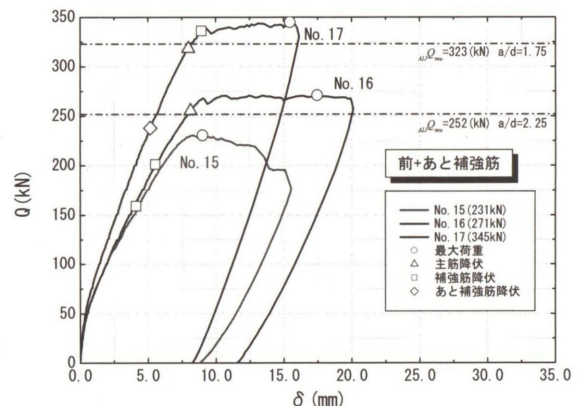


Fig. 14 Q-δ (前+あと補強筋)

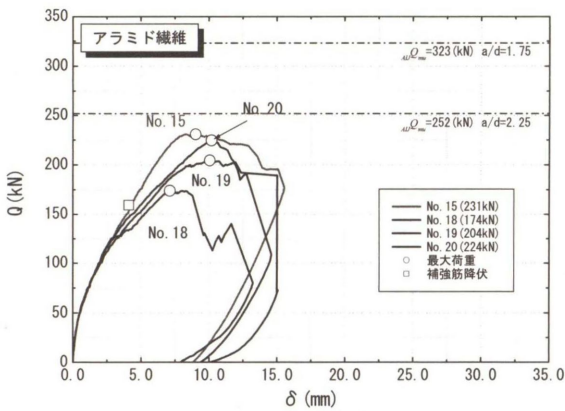


Fig. 15 Q - δ (アラミド繊維)

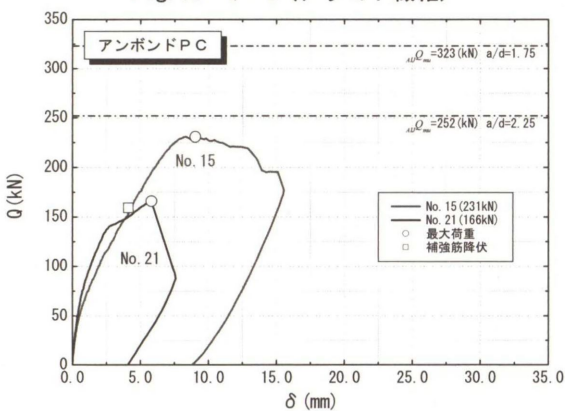


Fig. 16 Q - δ (アンボンドPC)

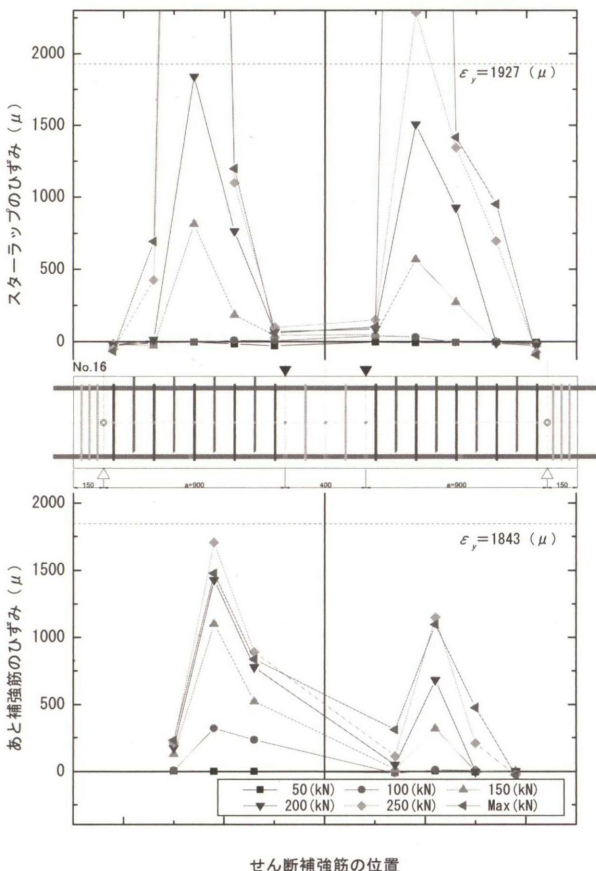


Fig. 17 せん断補強筋のひずみ分布 (No. 16)

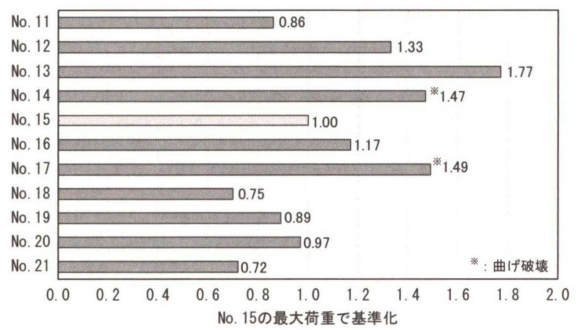


Fig. 18 最大耐力の比較 (フェーズII)

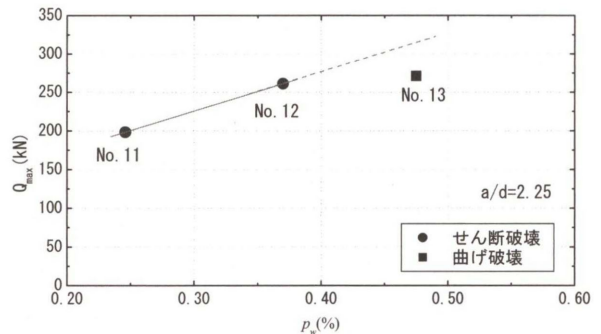


Fig. 19 あと補強筋量と最大荷重

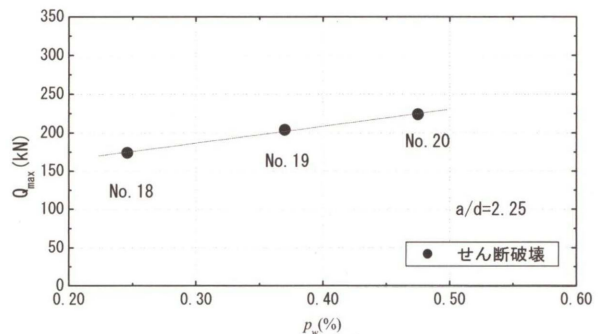


Fig. 20 あと補強量(アラミドロープ)と最大荷重

4. あと補強鉄筋を用いた場合のせん断耐力

4. 1 既往せん断耐力評価式

既往のせん断耐力評価式 (Q_{su}) には、日本建築学会 (以下, AIJ) の荒川 min 式⁶⁾ と土木学会 (以下, JSCE) のコンクリート標準示方書⁷⁾ がある. 両式とも基本的には式 (1) に示すように, コンクリートの負担項 (Q_c) と, せん断補強筋負担項 (Q_s) の累加式となっている.

$$Q_{su} = Q_c + Q_s \quad (1)$$

Q_c 項ではコンクリート強度 F_c が, Q_s 項ではせん断補強筋量 ($p_w \sigma_{wy}$) が主たる変数となっている. そして, 各式における F_c と ($p_w \sigma_{wy}$) は Table 8 に示すような関数であらわされている. Q_c 項についてみると, AIJ 式は F_c に比例して Q_c は大きくなるが, JSCE 式では F_c の 3 乗根

がかかっており Q_c の上昇が抑えられている。 Q_s 項についてみると、JSCE 式は補強筋の降伏を条件としたトラス理論式で $(p_w \sigma_{wy})$ と Q_s は比例関係にある。一方、AIJ 式は $(p_w \sigma_{wy})$ に平方根がかかっており Q_s の上昇が抑制されている。この両式を用いて本実験結果のうちあと補強材として鉄筋を用いた場合の評価を試みることにする。AIJ および JSCE によるせん断耐力式を式(2)～式(9)に示す。

(a) AIJ のせん断耐力式

$$AIJ Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad (2)$$

ここで

- p_t : 引張鉄筋比(%)
- F_c : コンクリート圧縮強度(N/mm²)
- $M/(Qd)$: せん断スパン比
- d : はり有効せい(mm)
- p_w : せん断補強筋比
- σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)
- b : はり幅(mm)
- j : 応力中心間距離(mm)

(b) JSCE のせん断耐力式

$$JSCE Q_{SU} = Q_{cd} + Q_{sd} \quad (3)$$

$$Q_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (4)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{F_c} \text{ ただし, } f_{vcd} \leq 0.72 \quad (5)$$

$$\beta_d = \sqrt[3]{1000/d} \text{ ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \quad (6)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_v} \text{ ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \quad (7)$$

$$\beta_n = 1 + 2 M_0 / M_{ud} \text{ ただし, } \beta_n > 2 \text{ の場合は } 2 \quad (8)$$

$$p_v = A_s / (b_w \cdot d)$$

ここで

- b_w : 腹部の幅(mm)
- d : 有効高さ(mm)
- A_s : 引張側鋼材の断面積(mm²)
- F_c : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)
- γ_b : 部材係数(=1.0)
- M_{ud} : 軸方向力を考慮しない純曲げ耐力
- M_0 : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すの必要な曲げモーメント

$$Q_{sd} = \{ A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s \} \cdot z / \gamma_b \quad (9)$$

ここで

- A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
- f_{wyd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度(N/mm²)
- α_s : せん断補強鉄筋と部材軸となす角度
- z : 圧縮応力の合力と引張鋼材図心までの距離
- γ_b : 部材係数(=1.0)

4. 2 あと補強筋の評価方法

Fig. 12 および Fig. 18 に示す最大耐力の耐力比、そして、Fig. 17 のせん断補強筋のひずみ分布の実験結果からあきらかなように、あと補強筋の効果はスターラップに比べて小さくなっている。よって、あと補強筋の効果はそのせん断補筋量に低減係数を乗じて評価するのが妥当であると考えられる。また、連続繊維耐震指針⁸⁾においても連続繊維補強によるせん断耐力式は既存のスターラップのせん断耐力の項に補強する材料の項を累加した耐力式となっている。そのことを参考にし、Table 8 に示すようにスターラップの項に低減係数 (α) を乗じた補強筋を足し合わせた (Q_s') を評価することにした。

まず、ここでは、低減係数は $\alpha=1.0$ として計算し、本評価方法での実験値との適合性について検討するものとした。なお、JSCE 式では部材係数を 1.0 として計算した。

Table 8 AIJ と JSCE のせん断耐力式評価項の比較

| | AIJ式 | JSCE式 |
|--------|--|--|
| Q_c | F_c | $\sqrt[3]{F_c}$ |
| Q_s | $\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}}$ | $p_w \cdot \sigma_{wy}$ |
| Q_s' | $\sqrt[st]{(p_w \cdot \sigma_{wy})} + \alpha \cdot \sqrt[post]{(p_w \cdot \sigma_{wy})}$ | $st (p_w \cdot \sigma_{wy}) + \alpha \cdot post (p_w \cdot \sigma_{wy})$ |

4. 3 実験値と計算値の比較

本実験の検討結果を Fig. 21 よび Fig. 22 に示す。縦軸は曲げ終局強度計算値 ($_{cal}Q_{mu}$) に対する最大強度実験値 (Q_{max}) の比、横軸は曲げ終局強度計算値 ($_{cal}Q_{mu}$) に対するせん断強度計算値 ($_{cal}Q_{su}$) の比である。曲げ終局強度計算値はそれぞれ RC 規準の曲げ耐力略算式、道路橋示方書⁹⁾の曲げ耐力式より算出した。また、JSCE 式において $a/d=1.75$ の試験体にはせん断圧縮破壊耐力式で算出した。本図には文献²⁾の実験結果も合わせて示した。スターラップ (●と○) についてみると、せん断強度は計算値より実験値が大きい安全側の評価となり、両耐力式のせん断耐力評価には妥当性がある。フェーズ I のあと補強 (▲) のおよびフェーズ II (■) の No. 11 は危険側もしくはスターラップの試験体 (No. 15) よりも低い実験値になっている。ゆえに、あと補強のせん断強度の評価方法として両耐力式を適用する際には、低減係数 (α) を導入する必要がある。

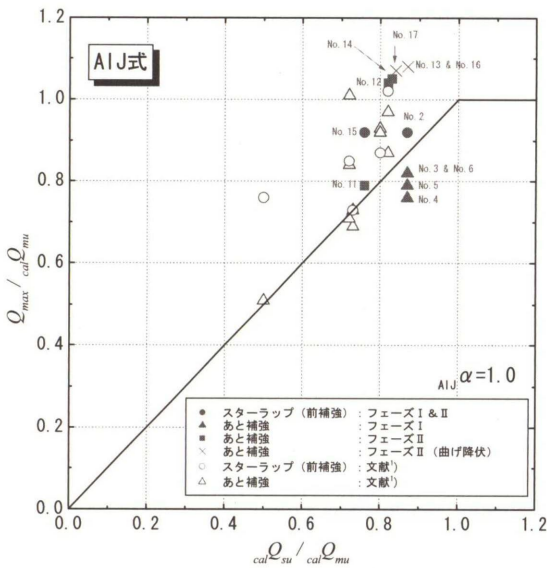


Fig. 21 せん断耐力計算値と実験値の比較 (AIJ式)

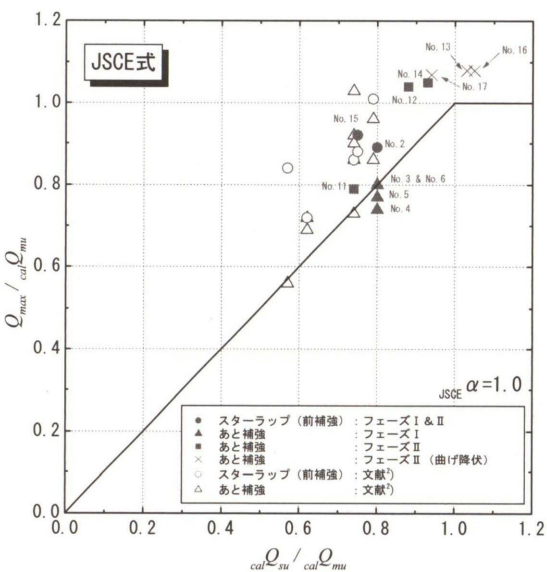


Fig. 22 せん断耐力計算値と実験値の比較 (JSCE式)

4. 4 低減係数に関する一考察

Fig. 12 および Table2 よりあと補強材に異形鉄筋を用いている場合の最大荷重に注目する. 異形鉄筋を用いて補強筋量が一定である No. 3~No.6 は補強筋量と同じであるスターラップの No.2 の最大荷重と比べておおよそ85%ほどに最大荷重が低下していることがわかる. これは, スターラップが主筋を取り囲んで配筋されているのに比べてあと補強の異形鉄筋は直線材であり, 部材のせん断補強効果が小さいためであると考えられる. フェーズIIの最大荷重に関して注目すると, Fig. 15 および Table5 が示すようにスターラップの配筋している No. 15 と補強量が同じの No. 11 を比較すると, おおよそ85%ほどに最大荷重が低下していることがわかる. ゆえに, フェーズIとフェーズIIの実験の再現性はあると考えられる. 以上の結果と本実験では鉄筋径を一定にして行った実験

で, まだ, 不明な点もあるため, より安全を考慮して, 一考察として低減係数を $\alpha=0.7$ として補強筋の項に乗じて検討を行った. ただし, AIJ式のせん断補強筋の項は平方根がかかっているため AIJ $\alpha=0.49$ として検討を行った.

一考察としての検討結果を Fig. 23 および Fig. 24 に示す. 縦軸は曲げ終局強度計算値 ($calQ_{mu}$) に対する最大強度実験値 (Q_{max}) の比, 横軸は曲げ終局強度計算値 ($calQ_{mu}$) に対するせん断強度計算値 ($calQ_{su}$) の比である. 曲げ終局強度計算値はそれぞれ RC 規準の曲げ耐力略算式, 道路橋示方書⁹⁾の曲げ耐力式より算出した. また, JSCE式において $a/d=1.75$ の試験体にはせん断圧縮破壊耐力式で算出した. 低減係数 $\alpha=0.7$ (AIJ $\alpha=0.49$) としたとき, フェーズI, フェーズIIおよび参考文献の計算値と実験値を比較するとあと補強による実験値が計算値よりも大きい安全側の評価となった.

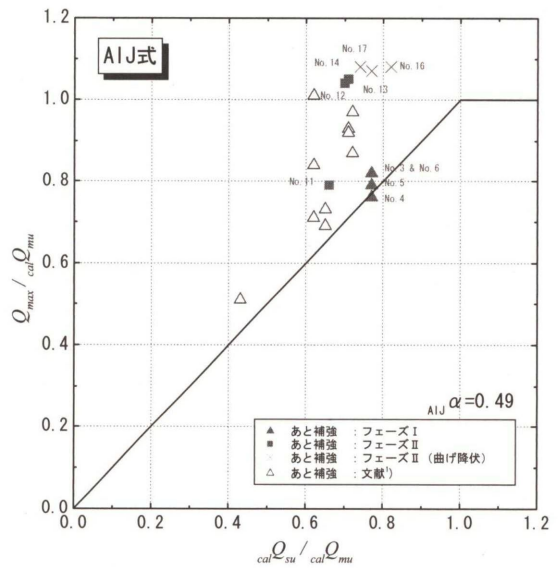


Fig. 23 せん断耐力計算値と実験値の比較 (AIJ式)

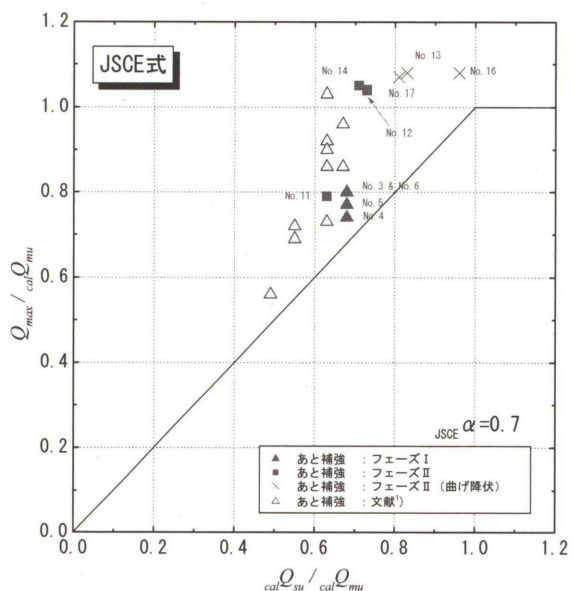


Fig. 24 せん断耐力計算値と実験値の比較 (JSCE式)

5. まとめ

本実験では既存鉄筋コンクリート部材を、あと施工でせん断補強し、そのせん断補強効果の確認を目的で行った実験である。その結果として次の事が得られた。

- ・補強筋差し込みによるせん断補強を行った場合、せん断補強効果が確認できた。
- ・あと補強筋量を多くすることで、最大耐力が上昇した。
- ・既往のせん断耐力式は、低減係数を導入することであると補強のせん断耐力の評価に適用可能である。

6. 今後の課題

本実験では異形鉄筋の鉄筋径を同じにし、その補強量を変動因子として実験を行った。低減係数をより精度よく評価するためにはより多くの変動因子を設けて実験を行う必要がある。今後の課題としては、①鉄筋径を変動因子としたとき、②鉄筋強度を変動因子としたときの実験を行いより多くのデータを蓄積する必要がある。また、本実験では一方向荷重による実験のみであったので梁が逆対称モーメントの繰り返し荷重による実験によるデータの蓄積も必要であると考えられる。炭素繊維およびアラミドロープによる実験においても補強素材を定量化し低減係数に応用できるデータの蓄積が今後の課題である。

謝辞

実験計画に際しましては、早稲田大学清宮教授のご指導を賜りました。ここに御礼申し上げます。また、試験体のあと施工補強に際し、コンクリートの穿孔および鉄筋の定着については株式会社ケー・エフ・シーに、炭素繊維とアラミド繊維の定着については前田工織株式会社にご協力して頂きましたことに感謝します。

参考文献

- 1) 小林靖典, 小林 亨, 清宮 理 : 異形鉄筋の埋込みによるあと施工せん断補強効果に関するはりの載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, pp. 1549-1554, 2002
- 2) 山村賢輔, 清宮 理 : 開削トンネル擁壁部のせん断耐力に対する鉄筋差込による耐震補強方法, 土木学会論文集, No. 777/VI-65, No. 1, pp. 37-51, 2004. 12
- 3) Regan, P.E. and Kennedy Reid, I.L. : Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages, Magazine of Concrete Research, 56, No. 3, April, pp. 159-166, 2004.
- 4) 澤部純浩, 上田尚史, 中村 光, 国枝 稔 : せん断補強筋に定着不良が生じた RC はりのせん断破壊挙動解析, 土木学会論文集, Vol. 62, No. 2, pp. 444-461, 2006. 6
- 5) 前川宏一, 中村 光, 佐藤靖彦, Kukrit, T. : せん断補強筋の定着不良が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 973-978, 2004.
- 6) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010
- 7) 土木学会 : 2007 年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕
- 8) 日本建築防災協会 : 2010 年改訂版連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針
- 9) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説, 共通編・コンクリート橋編, 1996

The Shearing Experiment of RC-beam Reinforced by the Later Construction

Yusuke KONDO, Makoto HAMADA, Yoshinori NISHIUCHI and Yasuhiro OKOSHI

Abstract

Authors did the shearing experiment of the beams, that was reinforced by deformed bar, carbon fiber aramid fiber and axial reinforcement, to confirm the effect of the shearing reinforcement. In phase 1, it was kept constant shear reinforcement ratio, and verified the effect of the shearing reinforcement. In phase 2, it was changed shear reinforcement ratio, and verified the effect of the shearing reinforcement. As a result, the effect on shear reinforcement was confirmed, and it had been understood that the shear strength rises when shear reinforcement ratio is increased.

Key words: RC-beam, After construction, After reinforcement, Effect of reinforcement, Shear failure
