

# 壁式橋脚の耐震補強工法「ザクツレスバー™工法」の設計法

武田 篤史 佃 有射

## Design Approach of Seismic Retrofit Method "ZAKUTSU-Res Bar" for Wall Type Piers

Atsushi Takeda Yui Tsukuda

### Abstract

In the seismic reinforcement of wall-type piers, intermediate-penetrating steel members are required; however, their construction encounters certain problems. Therefore, we devised a reinforcement structure in which the axial reinforcing bars of the RC lining are buckling-restrained reinforcing bars (Zakutsu-Res bars) that can ensure deformation performance even without intermediate-penetrating steel members. The Zakutsu-Res bar was fabricated by covering the axial reinforcing bars with steel pipes. The bending rigidity of the steel pipes restrained the buckling of the axial reinforcing bars. In this study, we conducted alternating positive and negative horizontal loading experiments using reduced-scale specimens of the seismic reinforcement structure of wall-type piers with Zakutsu-Res bars and developed a design method for the structure.

### 概要

幅の広い壁式橋脚の耐震補強では中間貫通鋼材が必要とされているが、その施工においては鉄筋損傷リスクなどの課題を有している。そこで、中間貫通鋼材を省略しても変形性能を確保できる構造として、RC巻立補強の軸方向鉄筋を座屈拘束鉄筋（ザクツレスバー）とした補強工法を考案した。ザクツレスバーは、軸方向鉄筋に鋼管を被せたもので、鋼管の曲げ剛性により軸方向鉄筋の座屈を拘束する。本論文では、ザクツレスバーを用いた壁式橋脚の耐震補強構造の縮小試験体を用いた正負交番水平載荷実験の結果と、実験結果から構築した設計法について示す。

### 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降、橋梁の耐震補強は順次進められているが、そのストック数の多さから現在においても未補強の橋梁が残されている。その中で壁式橋脚の耐震補強は、基部の塑性ヒンジ区間を拘束するために、外周の巻立に加えて、中間貫通鋼材が必要とされている<sup>1)2)</sup>が、中間貫通鋼材は、削孔に伴う鉄筋損傷のリスク、削孔時にドリルが鉄筋と接触した時の再削孔の手間、中間貫通鋼材を挿入するために必要な掘削面積などの面で課題を有している。

中間貫通鋼材を低減しようとする試みとして、曲面を利用する構造が提案されている<sup>3)4)</sup>が、中間貫通鋼材を完全になくすことはできていない。また、Caltransでは楕円形に巻立で中間貫通鋼材を省略する方法が実用化されている<sup>5)</sup>が、その形状から最大の増し厚が大きくなるため、河川内橋脚が中心である国内では河積阻害（河道断面積の減少により流動を阻害すること）が問題となるため適用が進んでいない。

これに対して、著者らは、座屈に対して拘束した鉄筋（ザクツレスバー）をRC巻立補強の軸方向鉄筋に用いることにより、中間貫通鋼材を省略できる工法を考案した。

ザクツレスバーを用いた耐震補強構造は、曲げ補強に適用するものであり、Fig. 1に示すように、基部に追加し

た補強軸方向鉄筋に鋼管を被せた構造である。鋼管が補強軸方向鉄筋の座屈を拘束し、変形性能を向上させる。鋼管は軸圧縮力が作用して座屈することを防ぐため、内外面に突起のない構造用鋼管を用いる。ザクツレスバーとする補強軸方向鉄筋は鋼管に被覆される区間ではコンクリートに対してアンボンドとなり基部へのひび割れ集中が懸念されるが、後述の通り、最小鉄筋量相当の既設軸方向鉄筋があれば、ひび割れを分散することが確認されている。ここで最小鉄筋量とは、曲げひび割れ発生と同時に軸方向鉄筋が降伏に至ることがない軸方向鉄筋量

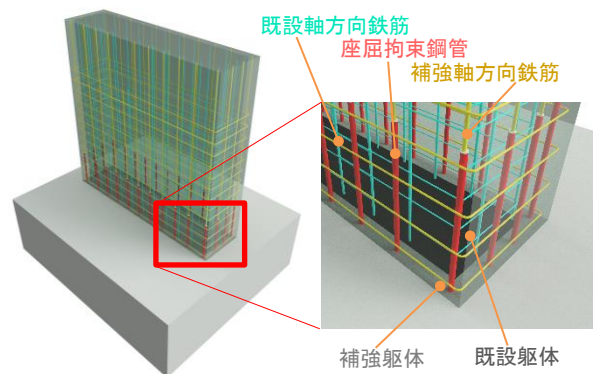


Fig. 1 ザクツレスバーによる耐震補強工法  
Seismic Retrofit Method "ZAKUTSU-Res bar"

を指す。補強軸方向鉄筋の定着や新旧コンクリート界面の処理などは通常の RC 巻立て補強と同様である。

本論文においては、ザクツレスパーにより曲げ補強した壁式橋脚模型試験体の正負交番水平載荷実験の結果を示し、その結果から構築した設計方法について述べる。

## 2. 正負交番水平載荷実験

### 2.1 実験方法

本工法に対する正負交番水平載荷実験は、断面形状や鉄筋比などを変えて、12 体に対して実施した。本論文ではこれらを総合的に示すが、実験の詳細については、文献 6)~9)を参考されたい。

**2.1.1 試験体** 試験体は、Table 1 に示す 12 体とした。

柱型の試験体は、Fig. 2 に示すように壁式橋脚の一部をモデル化したものである。2-6 試験体の試験体図を Fig. 3 に示す。2-7 試験体も外形寸法は同様である。既設躯体は、軸方向鉄筋比が非常に低い既設橋脚が多いことを考慮し、なるべく低い軸方向鉄筋比とした。ただし、補強後においてコンクリートと付着する鉄筋は既設軸方向鉄筋のみであるため、補強後断面において既設軸方向鉄筋量が最小鉄筋相当量を下回らないように補強前断面に対する引張鉄筋比を 0.25% とした。既設帯鉄筋は、実構造における既設帯鉄筋による拘束が非常に小さいことを想定し、帯鉄筋ピッチは最大  $=d/2$  (ここに、 $d$  は補強後の有効高さ)程度とするとともに、既設軸方向鉄筋への拘束を最小限とするため、帯鉄筋の角部には軸方向鉄筋を入れないこととした。補強軸方向鉄筋量は、2-6 試験体で既設軸方向鉄筋量と同等とし、2-7 試験体で既設軸方向鉄筋量の約 2 倍とした。補強帯鉄筋は、Fig. 2 におけるモデル化位置ではほとんど拘束効果が得られないものと考え、モデル化しなかった。補強躯体の厚さは、試験体のスケールを 1/5 程度と考え、50mm とした。実験に用いた材料は、軸方向鉄筋は SD345、帯鉄筋は SD295A、鋼管は STK400、コンクリートは圧縮強度が 37.5~37.8 N/mm<sup>2</sup> のもの、鋼管内充填ペーストは圧縮強度が 36.1~37.4N/mm<sup>2</sup> のものである。

壁型試験体の諸元は、中間貫通鋼材を有する実構造物を参考に 1/5 スケールとした。3-1 試験体の試験体図を Fig. 4 に示す。その他の壁型試験体も、断面外形は同様である。プロトタイプは、1993 年に完成した高速道路の道路橋で、昭和 55 年道路橋示方書に準拠して設計されたものであり、引張鉄筋比が 0.074% と非常に低鉄筋構造である。なお、既設構造の鉄筋量は軸力に応じて、最小鉄筋比を下回らないように調整した。補強軸方向鉄筋量は、既設軸方向鉄筋量と同等を基本として、変動させた。また、ザクツレスパーの影響を直接的に比較するため、補強軸方向鉄筋に座屈拘束鋼管を被せない試験体(3-5 試験体)も実施した。実験に用いた材料は、鉄筋は SD345、鋼

Table 1 試験体一覧

Property of Specimens

| 試験体               | 形状      | せん断スパン比<br>$a/d$ | 鉛直応力度<br>(N/mm <sup>2</sup> )<br>$\sigma_0$ | 繰り返し数                | 軸方向鉄筋<br>[既設]<br>[補強] | 軸方向鉄筋比<br>$p_l$        | 座屈拘束鋼管<br>【座屈安全係数】                            |                       |                       |                       |         |
|-------------------|---------|------------------|---|----------------------|-----------------------|------------------------|---|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------|
| 2-6 <sup>6)</sup> | 柱型      | 3.46             | 1.0   | 3                    | [8-D10]<br>[4-D13]    | 0.00748                | φ21.7, t1.2<br>【3.04】                         |                       |                       |                       |         |
| 2-7 <sup>6)</sup> |         |                  |   |                      | [8-D10]<br>[8-D13]    |                        |   |                       |                       |                       |         |
| 3-1 <sup>7)</sup> | 壁型      | 3.78             | 0.0   | 3                    | [26-D10]<br>[26-D10]  | 0.00412                | φ18.0, t2.5<br>【8.14】                         |                       |                       |                       |         |
| 3-2 <sup>7)</sup> |         |                  |   |                      | [46-D10]<br>[46-D10]  |                        | 0.00729                                       | φ18.0, t1.2<br>【2.84】 |                       |                       |         |
| 3-3 <sup>7)</sup> |         |                  |   |                      |                       |                        |   | φ18.0, t2.5<br>【8.14】 |                       |                       |         |
| 3-4 <sup>8)</sup> |         |                  |   | [46-D16]<br>[46-D16] | 0.02030               | φ27.2, t2.9<br>【14.07】 |   |                       |                       |                       |         |
| 3-5 <sup>7)</sup> |         |                  |   | [26-D10]<br>[26-D10] | 0.00412               | なし                     |   |                       |                       |                       |         |
| 4-1 <sup>9)</sup> |         |                  |   | 3.00                 | 1.0                   | 1                      | [46-D10]<br>[46-D10]                          | 0.00729               | φ18.0, t2.5<br>【8.88】 |                       |         |
| 4-2 <sup>9)</sup> |         |                  |   |                      |                       |                        | [46-D10]<br>[26-D10]<br>[82-D10]<br>[116-D10] |                       | 0.00571               | φ16.0, t1.5<br>【4.49】 |         |
| 4-3 <sup>9)</sup> |         |                  |   |                      |                       |                        |   |                       |                       |                       | 0.01569 |
| 4-4 <sup>9)</sup> |         |                  |   |                      |                       |                        |   |                       |                       |                       |         |
| 4-5 <sup>9)</sup> | 0.01569 |                  |   |                      |                       |                        |   |                       |                       |                       |         |

※3-1~3-3-5試験体は、文献7)中ではそれぞれNo.2, 3, 4, 1と表記。  
※軸方向鉄筋比 $p_l$ は、補強後の躯体に対する全軸方向鉄筋断面積。

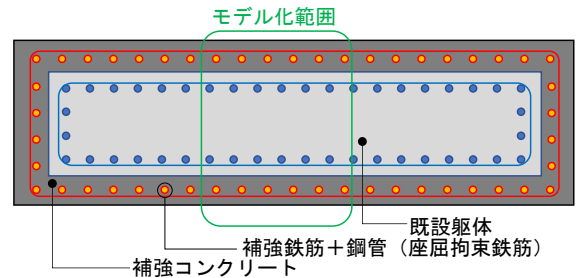


Fig. 2 柱型試験体の考え方

Modeling of Column Type Specimens

管は OST-2、コンクリートは圧縮強度が 21.4~29.4N/mm<sup>2</sup> のもの、鋼管内充填ペーストは圧縮強度が 34.1~38.3N/mm<sup>2</sup> のものである。

試験体形状にかかわらず、座屈拘束鋼管の設置高さは、下端については、文献 10)における検討の成果に基づき、フーチング内における境界条件を固定とできる長さまでフーチング内に埋め込んだ。上端については、文献 11)の結果を参考に、フーチング上面から 1.0D の高さとした。座屈拘束鋼管内部には、セメントペーストを充填した。

座屈拘束鋼管量を表すパラメータである座屈安全係数  $v_F$  は、宇佐美らが座屈拘束プレースを対象として定義した<sup>12)</sup>のものであり、式(1)で表される。

$$v_F = \frac{1}{\frac{P_y}{P_E^R} + \left(\frac{P_y L}{M_y^R}\right) \cdot \frac{a+d+e}{L}} \quad (1)$$

ここに、 $v_F$ ：座屈安全係数、 $P_E^R$ ：鋼管のオイラー座屈荷重、 $M_y^R$ ：鋼管の降伏モーメント、 $P_y$ ：鉄筋の降伏軸力、 $L$ ：座屈長であり、本構造では断面高さの1/2とした、 $a$ ：初期たわみで $a=L/1000$ とした、 $d$ ：鉄筋と鋼管の間であり充填されていることから $d=0$ 、 $e$ ：偏心量で $e=0$ とした。著者らが行ったザクツレスパー単体の実験<sup>10)</sup>において、 $v_F$ を2.5以上確保することが必要であり、3.0以上確保すれば大きな変形性能が得られることが明らかになっている。

**2.1.2 荷重方法** 正負交番水平荷重実験とし、鉛直方向の軸力 $\sigma_0$ は1.0N/mm<sup>2</sup>または0で一定とした。

荷重履歴は、橋脚天端に基準変位 $\delta_y$ の整数倍変位を与える正負交番繰り返し荷重とした。基準変位 $\delta_y$ は、材料試験値を用いてファイバーモデル解析により計算した初降伏変位に、フーチングからの伸び出し変位<sup>13)</sup>を加算した。この時、座屈拘束鋼管の影響は考慮していない。

同一変位での繰り返し数は、1回または3回とした。3-1、3-5試験体では、標準的な繰り返し数である3回繰り返し<sup>14)</sup>としたところ軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破壊が生じた。これに対し、文献<sup>14)</sup>を参考に地震時の等価な繰り返し数を評価したところ1回相当以下であったことから、それ以降に実施した実験の繰り返し数は1回とした。

**2.2 実験結果**

荷重と荷重位置水平変位の関係の例として、3-1試験体、4-1試験体、4-3試験体、4-5試験体の荷重-変位関係をFig. 5に示す。

ザクツレスパー工法の試験体はいずれも、 $1\sim 2\delta_y$ で既設軸方向鉄筋基部落伏後に補強軸方向鉄筋基部が降伏した。有効高さの大きい補強軸方向鉄筋が既設軸方向鉄筋の後に降伏した理由は、座屈拘束鋼管を設置した区間がアンボンドとなり、ひずみが平均化されたためである。この時のひび割れ分布は、Photo 1に示すように、いずれの試験体も座屈拘束鋼管が入っている1.0Dの区間に1本以上入っており、最小鉄筋量を超えるRCとして成立している。2種類の軸方向鉄筋降伏後は、いずれの試験体もエネルギー吸収の良好な紡錘型の履歴を示した。

3-1試験体は、 $12\delta_y$ で軸方向鉄筋が破断し、その後かぶりが剥落した。剥落した内部において座屈拘束鋼管の全体座屈は見られないことから、かぶり剥落の原因は、座屈拘束鋼管のダウエル作用によるものと推測できる。座屈による大きな曲率での曲げが発生していないにもかかわらず、鉄筋が破断したことから、鉄筋破断の原因は曲げを伴わない低サイクル疲労が原因と推測した。本試験体の繰り返し数は、前述の通り地震時の繰り返しに比して過大であるため、変形性能の評価には用いないこととした。また、ザクツレスパーを用いない3-5試験体も同様であったため、変形性能に関して他の試験体との比較することは適切ではない。

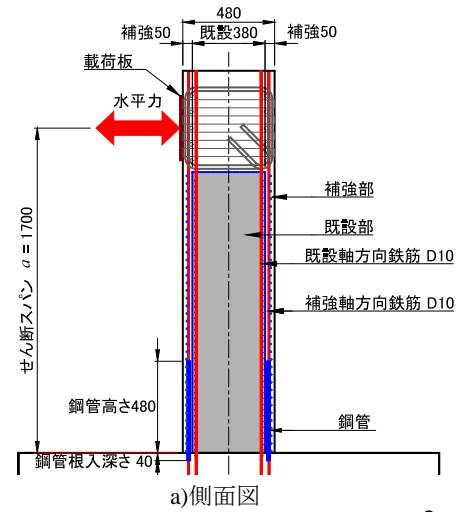
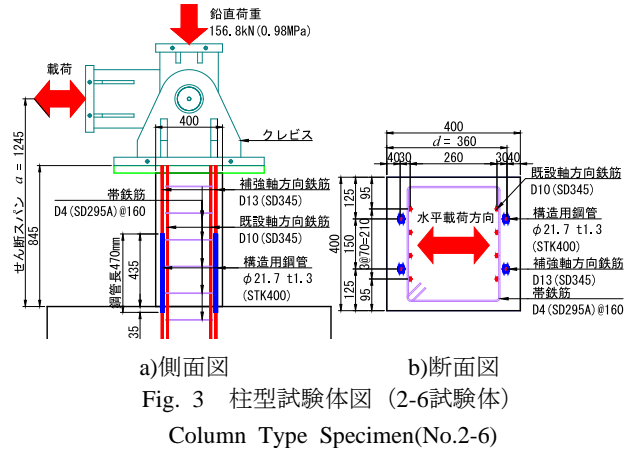


Fig. 4 壁型試験体図 (3-1試験体) Wall Type Specimen(No.3-1)

4-1試験体は、最大荷重を超えて、 $14\delta_y$ で既設軸方向鉄筋が低サイクル疲労で破断した後、 $18\delta_y$ で補強軸方向鉄筋の座屈が生じた。本試験体の繰り返し数は1回であるが、繰り返し数が1回であっても、 $14\delta_y$ は地震時の繰り返し数に対して過大であることから低サイクル疲労が生じたものと考えられる。4-2試験体も同様の破壊形態であった。

4-3試験体は、最大荷重を超えて、幾何非線形を考慮した基部の曲げモーメントが最大となる点付近において、

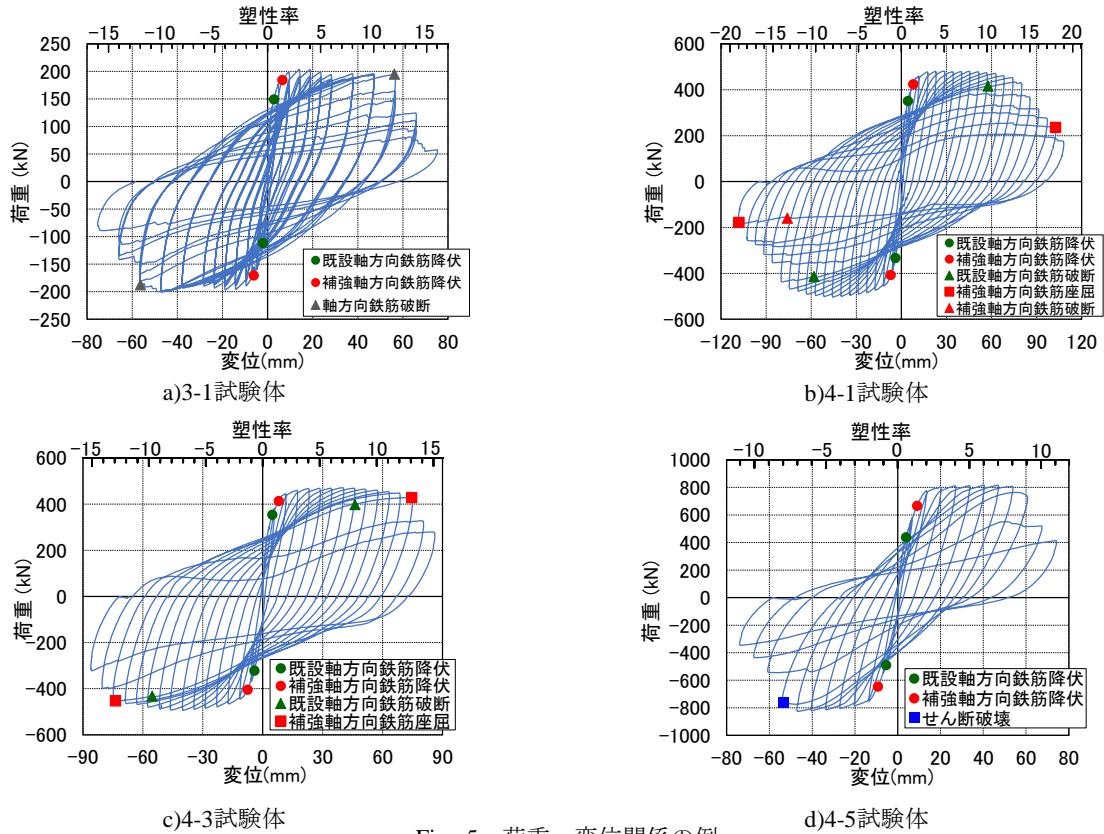


Fig. 5 荷重－変位関係の例  
Example of Relationship of Load - Displacement

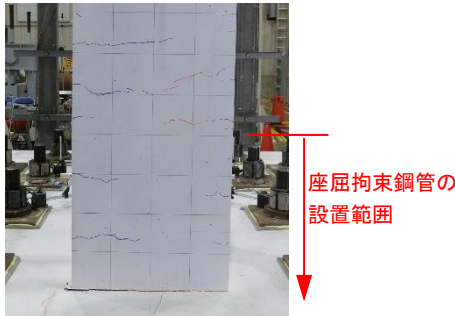


Photo 1 曲げひび割れの位置 (3-1試験体)  
Location of Bending Crack (No.3-1)



Photo 2 補強軸方向鉄筋の座屈 (4-3試験体)  
Buckling of Additional Rebar (No.4-3)

0.5D 程度の位置のかぶりコンクリートに浮きがあることが打音により確認された。補強軸方向鉄筋において若干の座屈変形が生じたことに起因する浮きと推測されるが、荷重変位関係への影響はほとんど見られず、またコンクリート表面の変化も生じていないことから、座屈拘束鋼管の曲げ抵抗により補強軸方向鉄筋は座屈に至っていないものと考えられる。その後、 $13\delta_y$  で Photo 2 に示す補強軸方向鉄筋の座屈が生じて耐力が低下した。多くの試験体がこの破壊形態であった。

4-5 試験体は、 $8\delta_y$  で Photo 3 のように、基部から 2D 程度の範囲で圧縮側のかぶりのはく落し、耐力が低下した。破壊の様相は付着割裂破壊に似ているが、圧縮側で生じていること、直前に座屈拘束鋼管の上端付近で補強軸方

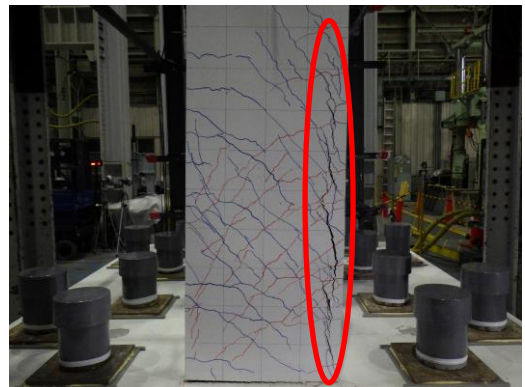


Photo 3 せん断破壊 (4-5試験体)  
Shear Failure (No.4-5)

向鉄筋が曲げ降伏していること、既設及び補強帯鉄筋が両方とも降伏していることから、せん断破壊であると判断した。せん断耐力の計算値<sup>15)</sup>は1111kNであり、計算上の破壊モードは曲げ型であるが、断面中央付近のせん断補強筋がない部分においてせん断ひび割れが大きく開き、ひび割れ面でのせん断伝達が不足したことからせん断破壊し、軸方向鉄筋のダウエル作用によってかぶりを押し出したと推測される。3-4試験体も同様の破壊であった。これらの試験体はせん断ひび割れを許容する  $M_u / a > V_c$  (ここに、 $M_u$ : 補強後の曲げ耐力、 $a$ : せん断スパン、 $V_c$ : 補強後断面に対するせん断補強筋がない梁のせん断耐力<sup>15)</sup>) であったことから、この範囲を本工法の適用範囲外とすることとした。

Table 2 に破壊形態とそれぞれの破壊が生じた変位ステップを示す。

### 3. 設計法の提案

#### 3.1 設計法の方針

既設道路橋の耐震補強設計においては、H24 道路橋示方書<sup>16)</sup>を基本として、終局変位の評価のみ H14 道路橋示方書<sup>17)</sup>が用いられている<sup>18)</sup>。そこで、終局変位に関しては H14 道路橋示方書を参考にして本工法独自の算定手法を構築するとともに、それ以外については、通常 RC 構造物を対象とした H24 道路橋示方書を基に設計できることを確認することとした。

#### 3.2 弾性挙動

本構造は、基部において補強軸方向鉄筋をアンボンドとしているため、降伏剛性が低下することが想定される。そこで、3-1 試験体、3-2 試験体の弾性範囲の荷重変位曲線について、軸方向鉄筋量が等しい通常 RC 構造である 3-5 試験体との比較を Fig. 6 に示す。併せて、H24 道路橋示方書<sup>16)</sup>に従って求めた計算値も示す。H24 道路橋示方書では、平面保持の仮定により算定した初降伏変位により弾性剛性を決定し、同様に算定した最大耐力を降伏荷重とする完全弾塑性型バイリニアモデルとすることとされている。

Fig. 6 より、通常 RC 構造である 3-5 試験体とザクツレスパー工法とした 3-1 試験体、3-2 試験体では、補強軸方向鉄筋と既設軸方向鉄筋の降伏順番が逆転するものの、初降伏までの荷重変位関係には、ほとんど差がないことがわかる。H24 道路橋示方書<sup>16)</sup>の設計体系においては、初降伏を限界状態としていないため、初降伏の順番や初降伏変位が異なることに、設計上の差異はないものと考えられる。

また、初降伏変位の実験値は計算値より大きくなったが、これは、計算値においてフーチングからの伸び出し変位を含まないためであり、通常 RC 構造である 3-5 試験体においても同様に実験値が計算値より大きくなっている。

Table 2 破壊形態とその変位ステップ  
Form and Displacement Step of Failure

| 試験体 | 軸方向鉄筋破                   | 軸方向鉄筋座                   | せん断破壊                   | 破壊形態                    |
|-----|--------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|
| 2-6 | 11 $\delta_y$<br>51.7 mm | 11 $\delta_y$<br>51.7 mm | -                       | 補強軸方向鉄筋座屈               |
| 2-7 | 20 $\delta_y$<br>86 mm   | 11 $\delta_y$<br>47.3 mm | -                       | 補強軸方向鉄筋座屈               |
| 3-1 | 12 $\delta_y$<br>56.4 mm | -                        | -                       | 軸方向鉄筋破断                 |
| 3-2 | 16 $\delta_y$<br>75.2 mm | 14 $\delta_y$<br>65.8 mm | -                       | 補強軸方向鉄筋座屈               |
| 3-3 | 12 $\delta_y$<br>73.2 mm | 11 $\delta_y$<br>67.1 mm | -                       | 補強軸方向鉄筋座屈               |
| 3-4 | -                        | -                        | 5 $\delta_y$<br>23.5 mm | 曲げ降伏後せん断破壊              |
| 3-5 | 12 $\delta_y$<br>56.4 mm | 10 $\delta_y$<br>47.0 mm | -                       | 軸方向鉄筋破断                 |
| 4-1 | 14 $\delta_y$<br>79.8 mm | 18 $\delta_y$<br>103 mm  | -                       | 既設軸方向鉄筋破断<br>→補強軸方向鉄筋座屈 |
| 4-2 | 16 $\delta_y$<br>60.8 mm | 17 $\delta_y$<br>64.6 mm | -                       | 既設軸方向鉄筋破断<br>→補強軸方向鉄筋座屈 |
| 4-3 | 13 $\delta_y$<br>74.1 mm | 13 $\delta_y$<br>74.1 mm | -                       | 補強軸方向鉄筋座屈               |
| 4-4 | 16 $\delta_y$<br>84.8 mm | 16 $\delta_y$<br>84.8 mm | -                       | 補強軸方向鉄筋座屈               |
| 4-5 | -                        | 11 $\delta_y$<br>73.7 mm | 8 $\delta_y$<br>53.6 mm | 曲げ降伏後せん断破壊              |

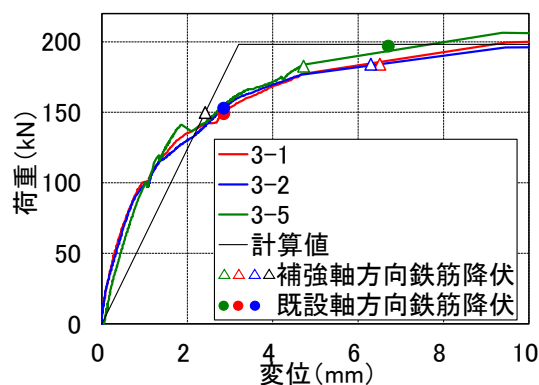


Fig. 6 弾性挙動  
Elastic Behavior

以上より、ザクツレスパー工法の弾性挙動は、ザクツレスパーの影響を考慮せずに通常の RC 橋脚と同様にモデル化できることが示された。

#### 3.3 応答変位

H24 道路橋示方書<sup>16)</sup>においては、エネルギー一定則を用いた静的解析、または Takeda モデルなどの非線形履歴モデルを用いた動的解析により応答変位を算定することが規定されている。本工法において通常 RC と同様の方法で応答変位を算定することができることを検討するために、履歴吸収エネルギーについて比較した。スケルト

ンカーブ以外で応答変位に大きな影響を与えるパラメータは履歴減衰であるためである。

3-1 試験体, 3-2 試験体の各変位ステップの第 1 サイクルにおける履歴吸収エネルギーについて, 軸方向鉄筋量が等しい通常 RC 構造である 3-5 試験体との比較を Fig. 7 に示す。塗りつぶしているマーカーは, 軸方向鉄筋の破断または座屈が生じた変位ステップである。

各試験体は, 軸方向鉄筋の破断や座屈が生じるまで, 同様であることがわかる。履歴吸収エネルギーの多くは鉄筋の塑性化によるものであるが, 補強軸方向鉄筋を基部においてアンボンドとして塑性化する区間を長くしたとしても, 鉄筋全体としての変形が同様であることから, 履歴吸収エネルギーに差が出なかったものと考えられる。

以上より, ザクツレスパー工法においても通常 RC 橋脚と同様に応答変位を算定してよいことが示された。

### 3.4 終局変位

**3.4.1 終局変位算定の方針** H14 道路橋示方書<sup>17)</sup>における終局変位の定義は, 「最大水平力付近で安定していた水平耐力が低下し始める点」としている。そこで, 本実験において軸方向鉄筋の座屈が生じた変位ステップの 1 ステップ前を実験上の終局変位とし, 実験上の終局変位を推定する手法を構築した。なお, 低サイクル疲労により鉄筋が破断した後に座屈した試験体も, 軸方向鉄筋の座屈を基準に終局変位を評価した。これは, 実際の地震応答においては既設軸方向鉄筋の低サイクル疲労が生じないと考えられること, 補強軸方向鉄筋の座屈は変形レベルに応じて発生することを考慮したものである。また, せん断破壊した 3-4 試験体, 4-5 試験体および低サイクル疲労後に補強軸方向鉄筋の座屈が生じなかった 3-1 試験体は終局変位の評価対象から外した。

H14 道路橋示方書における終局変位の算定方法は, 断面解析によって圧縮コンクリートが終局ひずみに達する終局曲率を求め, 塑性ヒンジ区間が塑性化するとした曲率分布を積分することによって求めることとしている。本構造は, せん断ひび割れが生じない低鉄筋比を対象としていることから, 実験においてコンクリートの圧壊は生じておらず, 圧縮コンクリートのひずみによって終局を定義することは妥当ではない。そこで, 軸方向鉄筋の終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  によって終局を定義することとした。この手法は, H24 道路橋示方書<sup>16)</sup>において取り入れられているものであり, ザクツレスパー単体の実験<sup>10)</sup>においても鉄筋引張ひずみを増加させることで座屈に至っていることから採用した。軸方向鉄筋の終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  は, 3.4.3 項によって設定したパラメータを用いて, 3.4.4 項において実験値と整合するように多変量解析によって定式化した。

終局変位を算定する上では, 終局曲率とあわせて塑性ヒンジ長が必要となる。本構造における塑性ヒンジ長は, 実験における座屈の範囲が概ね  $0.5D$  程度であることから,  $0.5D$  とした。なお, H14 道路橋示方書において, 塑

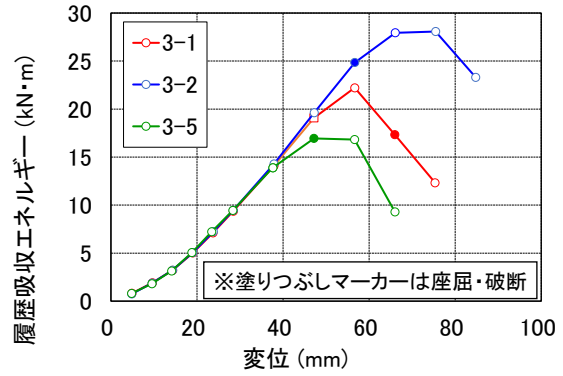


Fig. 7 履歴吸収エネルギー  
Hysteresis Absorbed Energy

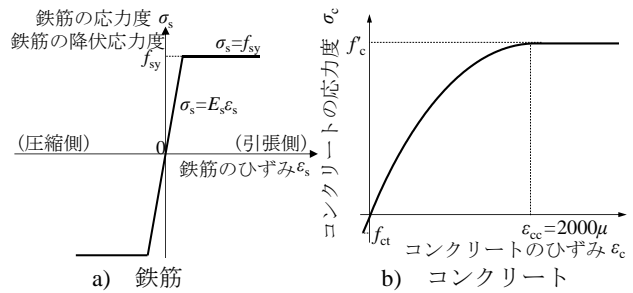


Fig. 8 断面計算に用いる構成則  
Configuration Rules for Section Analysis

性ヒンジ長は  $a/D$  の関数として示されているものの, 本試験体の範囲は  $0.5D$  とされている。ここで, 塑性ヒンジ長は, 明確な物理的定義を持つものではなく, 終局曲率とあわせて終局変位を算定するためのモデルである。したがって, 終局曲率と塑性ヒンジ長から算定した終局変位が実験結果と整合することが確認できれば, 塑性ヒンジ長の妥当性も確認されたこととなる。

**3.4.2 軸方向鉄筋終局引張ひずみの実験値** 試験体が終局に達するときの軸方向鉄筋ひずみは, 計測可能な領域を超えているため, 計測値を用いることができない。また, 仮に計測が可能であったとしても, 終局領域では設計計算上の鉄筋ひずみと鉄筋ひずみ計測値が整合しないため, 計測値を設計計算に用いることは適切でない。そこで, 設計計算において実験上の終局変位に至るときの軸方向鉄筋の引張ひずみを軸方向鉄筋の終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  の実験値とし, 以下の手順で算定した。

1)断面解析により, モーメント曲率関係の計算値を算定した。この時, 材料定数は材料試験により得られた値を用いた。材料の構成則は, H14 道路橋示方書を基本としたが, コンクリートの構成則については, 帯鉄筋による拘束を考慮しないものとした。これは, 中間帯鉄筋のない壁式橋脚において拘束を期待できないためである。また, 最大強度到達後も軟化せず応力一定とした。これは, 実験において圧壊しなかったことを表現できるモデルとしたものである。鉄筋及びコンクリートの構成則を Fig. 8 に示す。

Table 3 軸方向鉄筋終局引張ひずみの実験値

| Experimental Ultimate Strain of Reinforcement Bar |              |        |                |                      |
|---|--------------|--------|----------------|----------------------|
| 試験体   | 終局変位<br>(mm) | 終局部材角  | 終局曲率<br>(1/mm) | 軸方向鉄筋<br>終局引張<br>ひずみ |
| 2-6   | 47.0         | 0.0378 | 0.000200       | 0.0652               |
| 2-7   | 43.0         | 0.0345 | 0.000181       | 0.0631               |
| 3-2   | 56.4         | 0.0332 | 0.000145       | 0.0614               |
| 3-3   | 61.0         | 0.0359 | 0.000153       | 0.0636               |
| 4-1   | 96.9         | 0.0570 | 0.000249       | 0.1000               |
| 4-2   | 60.8         | 0.0358 | 0.000206       | 0.0832               |
| 4-3   | 68.4         | 0.0402 | 0.000174       | 0.0703               |
| 4-4   | 79.5         | 0.0503 | 0.000202       | 0.0882               |

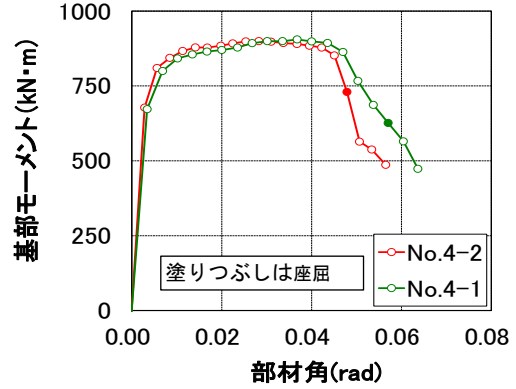
2) モーメント曲率関係を2回積分して、荷重-変位関係の計算値を算定した。曲率分布は、H14 道路橋示方書に従い、降伏まではひび割れ点を考慮したバイリニアとし、降伏以降は塑性ヒンジ内のみ曲率が増加するとした。  
 3) 実験における終局変位時の基部の曲率より終局曲率を求め、その際の鉄筋引張ひずみを軸方向鉄筋終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  の実験値とした。

Table 3 に算定された軸方向鉄筋終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  の実験値を示す。なお、軸方向鉄筋終局引張ひずみの実験値は 6~10%であり、必ずしも現実的な値とは言えない。これは、断面解析において繰り返しの影響やひずみ硬化の影響を考慮していない点、塑性ヒンジ長を厳密に評価していないことなどから、本計算手法における便宜的な終局引張ひずみであり、実際の終局引張ひずみではない。

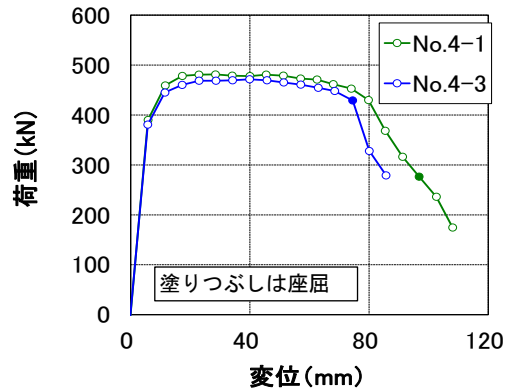
**3.4.3 終局変位に影響を与えるパラメータの設定**  
 本項では、軸方向鉄筋終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  を目的関数とする多変量解析に用いる説明変数を設定する。そこで、終局変位に影響を与えるパラメータの選定のため、2章に示す実験結果のうち、特定のパラメータに着目してそれ以外の条件が同じ試験体間に関して、Fig.9 にスケルトンカーブを比較する。

せん断スパン比に関しては、4-1 試験体( $a/d=3.78$ )と4-2 試験体( $a/d=3.00$ )を比較した。両者のせん断スパンが異なるため、縦軸は基部曲げモーメント、横軸は部材角とした。座屈が確認された部材角に差はあるものの、最大耐力の部材角やその後の耐力低下は概ね同様の挙動を示し、破壊形態も同様であった。十分大きなじん性率を有する RC 構造においては部材角のほとんどが塑性ヒンジの変形であることから、両者には同様の塑性ヒンジモデルを適用できるものと考えられる。したがって、せん断スパン比を、終局変位に影響を与えるパラメータとは考えないこととした。

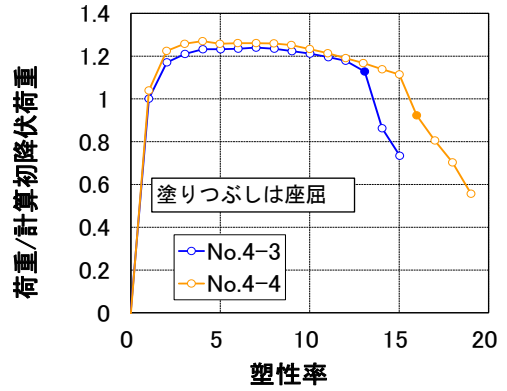
座屈拘束鋼管断面に関しては、4-1 試験体( $v_f=8.14$ )と4-3 試験体( $v_f=4.20$ )を比較した。4-3 試験体において補強軸方向鉄筋の座屈が生じるまでは概ね同様の挙動であるが、補強軸方向鉄筋が座屈する変位は大きく異なっており、座屈拘束鋼管の  $v_f$  を大きくすることで軸方向鉄筋の座屈が生じる変位が大きくなることわかる。したがっ



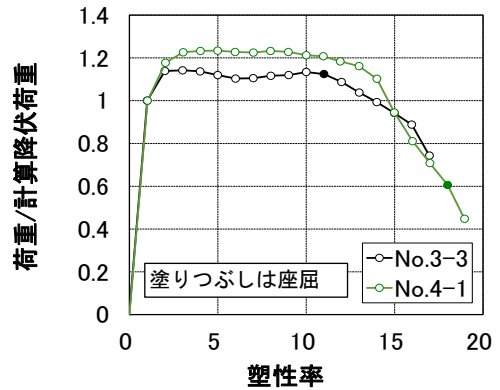
a) せん断スパン比の影響



b) 座屈拘束鋼管断面の影響



c) 軸方向鉄筋比の影響



d) 鉛直応力の影響

Fig. 9 スケルトンカーブの比較  
 Comparison of Skeleton Curve

て、座屈拘束鋼管断面を終局変位に影響を与えるパラメータと考え、説明変数としては、座屈安全係数  $v_F$  を用いることとした。

軸方向鉄筋量に関しては、4-3 試験体( $p_l=0.729\%$ )と 4-4 試験体( $p_l=0.571\%$ )を比較した。軸方向鉄筋量の影響で降伏荷重や降伏変位が異なるため、縦軸、横軸は、それぞれ初降伏荷重の計算値、初降伏変位の計算値で無次元化した。鉄筋量が少ない 4-4 試験体の方が 4-3 試験体よりも大きな変形性能を有していた。これは、一般的な RC 構造と同様の傾向である。そこで、軸方向鉄筋比は、終局変位に影響を与えるパラメータと考えることとした。

鉛直応力度に関しては、4-1 試験体( $\sigma_0=1.0\text{N/mm}^2$ )と 3-3 試験体( $\sigma_0=0.0\text{N/mm}^2$ )を比較した。軸応力度の影響で降伏荷重が異なるため、縦軸に関しては初降伏荷重の計算値で無次元化した。鉛直応力度を載荷していない 3-3 試験体は、初降伏荷重計算値に対して最大荷重が大きいが、圧縮領域の差によるものであり、断面計算で表現される。変形に着目すると、鉛直応力度を載荷した 4-1 試験体は  $7\delta_y$  程度大きな変形性能を有していることがわかる。これは、3-3 試験体では、基部のひび割れ幅が大きくなることによって基部の水平ひび割れに沿った滑り変位が増加し、座屈拘束鉄筋の偏心軸力要因となり補強軸方向鉄筋の座屈を早めたものと考えられる。したがって、鉛直応力度を、終局変位に影響を与えるパラメータと考えることとした。

鉛直応力度を多変量解析の説明変数にするにあたっては、式(2)のように、軸方向鉄筋の降伏荷重によって無次元化した。これは、デコンプレッションモーメント（引張縁において軸応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント）と降伏曲げモーメントの比を近似的に表すとともに係数を除去したものである。

$$r_a = N' / (f_{sy} A_s) \quad (2)$$

ここに、 $r_a$ ：鉛直応力度比、 $N'$ ：鉛直圧縮軸力、 $A_s$ ：軸方向鉄筋断面積、 $f_{sy}$ ：補強軸方向鉄筋降伏強度。軸方向鉄筋の断面積は既設と補強の合計とする。

**3.4.4 多変量解析による軸方向鉄筋終局引張ひずみの推定** 軸方向鉄筋終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  の実験値を目的変数、前項で設定したパラメータを説明変数として、多変量解析を実施した。各試験体の目的変数および説明変数を Table 4 に整理する。

多変量解析においては、各説明変数の関数の積で表す形と、各説明変数の関数の和で表す方法が考えられるが、本解析においては、鉛直応力度比  $r_a$  が 0 を取り得るので、各説明変数の関数の和で表すこととした。

各説明変数の関数は、 $a_i \cdot x_i^{b_i}$ （ここに、 $a_i$ ：係数、 $b_i$ ：乗数、 $x_i$ ：説明変数）の形で表すこととした。係数  $a_i$  は一般的な多変量解析で求めることができるものの、乗数  $b_i$  は、以下の手順により定めた。

- 1) 初期値を  $b_1=b_2=b_3=1.0$  として、多変量解析を実施し、決定係数  $R^2$  を算定した。
- 2)  $b_2$  のみ変動させて多変量解析を実施し、決定係数  $R^2$  が

Table 4 多変量解析に用いる変数  
Variables used in Multivariate Analysis

| 試験体 | 目的変数                                 | 説明変数                |                     |                     |
|-----|--------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
|     | 軸方向鉄筋<br>終局引張ひずみ<br>$\epsilon_{stu}$ | 座屈安全<br>係数<br>$v_F$ | 軸方向<br>鉄筋比<br>$p_l$ | 鉛直<br>応力度比<br>$r_a$ |
| 2-6 | 0.0652                               | 3.00                | 0.00748             | 0.410               |
| 2-7 | 0.0631                               | 3.00                | 0.01100             | 0.279               |
| 3-2 | 0.0614                               | 2.84                | 0.00412             | 0.000               |
| 3-3 | 0.0636                               | 8.14                | 0.00729             | 0.000               |
| 4-1 | 0.1000                               | 8.88                | 0.00729             | 0.393               |
| 4-2 | 0.0832                               | 8.88                | 0.00729             | 0.393               |
| 4-3 | 0.0703                               | 4.49                | 0.00729             | 0.393               |
| 4-4 | 0.0882                               | 4.49                | 0.00571             | 0.502               |

Table 5 多変量解析における乗数の試行  
Trials of Multipliers in Multivariate Analysis

| 説明変数の乗数             |                     |                     | 決定係数<br>$R^2$ |
|---------------------|---------------------|---------------------|---------------|
| 座屈安全<br>係数<br>$b_1$ | 軸方向<br>鉄筋比<br>$b_2$ | 鉛直<br>応力度比<br>$b_3$ |               |
| 1.0                 | 1.0                 | 1.0                 | 0.79484       |
| 1.0                 | -4.2                | 1.0                 | 0.86143       |
| 0.9                 | -4.2                | 1.0                 | 0.86143       |
| 0.9                 | -4.2                | 1.0                 | 0.86143       |
| 0.9                 | -4.3                | 1.0                 | 0.86144       |
| 0.9                 | -4.3                | 1.0                 | 0.86144       |

※網掛け部は探索により決定した乗数

最も大きくなる  $b_2$  を探索した。探索は 0.1 単位で行った。3)  $b_2$  を前ステップで定めた値にして、 $b_1$  のみ変動させて多変量解析を実施し、決定係数  $R^2$  が最も大きくなる  $b_1$  を探索した。

4)2)~3)のステップと同様に、 $b_3 \rightarrow b_2 \rightarrow b_1 \rightarrow b_3 \rightarrow b_2 \dots$  について最適な値を探索し、 $b_1, b_2, b_3$  の値が収束するまで実施した。探索の過程を Table 5 に示す。

解析の結果、軸方向鉄筋終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  は、式(3)が得られた。

$$\epsilon_{stu} = 0.0054v_F^{0.9} + 1.2 \times 10^{-12}p_l^{4.3} + 0.064r_a + 0.026 \quad (3)$$

この時の決定係数  $R^2$  は、0.861 であった。Fig. 10 に、軸方向鉄筋終局引張ひずみ  $\epsilon_{stu}$  の実験値と、式(3)による計算値の比較を示す。低サイクル疲労により鉄筋が破断した後座屈した試験体も含めて、すべて  $\pm 10\%$  以内である。計算値/実験値の変動係数は、6.1% であり非常に良い近似がなされている。

**3.4.5 終局変位の検証** 式(3)によって求めた終局変位が、実験結果と整合するかを確認する。Fig. 11 に、実験値と計算値の比較を示す。ただし、せん断スパンが異なる試験体を含むため、終局変位をせん断スパンで除して、終局部材角として示している。

計算値/実験値の平均値は 1.02、変動係数は 6.2% であり、実験値を適切に表すことができている。H24 道路橋示方書<sup>16)</sup>に示される式の変動係数が 16~18% である<sup>19)</sup> ことと比較しても、変動係数は十分小さいと言える。なお、



H24 道路橋示方書に示される式よりばらつきが小さい理由の一つに、試験体数が少なく限定された範囲を対象にしていることも挙げられるが、次節によって適用範囲を限定することで、十分な信頼性を得られるものと考えられる。

**3.5 適用範囲** 式(3)の適用範囲は、実験を実施した範囲内であるべきだが、実用性を考慮し、以下のように考慮した。

**3.5.1 座屈安全係数** 実験の範囲は、 $2.8 \leq v_F \leq 8.8$  であるが、市販材を用いたときに  $v_F > 8.8$  となることも想定される。その場合においても、変形性能が低下することは考えにくいとため、式(3)の適用範囲を  $2.8 \leq v_F \leq 8.8$  としたうえで、 $v_F > 8.8$  の時は安全側に  $v_F = 8.8$  として、式(3)を計算することとする。

**3.5.2 軸方向鉄筋比** 実験においては、 $0.00412 \leq p_l \leq 0.0203$  であるが、本工法の適用範囲は、既設構造の鉄筋量が最小鉄筋比を下回らないことと、せん断ひび割れを許容しない ( $M_u/a < V_c$  の範囲) こととしている。鉄筋量の上限は、実験においてカバーしているものの、下限は実験の範囲以下もあり得るため、 $p_l < 0.0041$  の時は安全側に、 $p_l = 0.0041$  として、式(3)を計算することとする。

**3.5.3 鉛直応力度** 実験においては、 $\sigma_0 = 0, 1.0\text{N/mm}^2$  の2種類のみ実施しており、鉛直応力度比  $r_a$  の範囲は、 $0 \leq r_a \leq 0.502$  である。実橋脚においては、 $\sigma_0 > 1.0\text{N/mm}^2$  の場合も想定されるため、式(3)の適用範囲を  $r_a \leq 0.50$  としたうえで、 $r_a > 0.50$  の時は安全側に  $r_a = 0.50$  として式(3)を計算することとする。

**3.5.4 せん断スパン比** 式(3)においてせん断スパン比は用いていないが、実験における最小せん断スパン比が3.0であったことから、 $a/D > 3.0$  を適用範囲とする。なお、実験における  $a/D$  の最大値は3.78であるが、これ以上せん断スパンが大きくなったとしても、塑性ヒンジの挙動に与える影響は極めて小さいと考えられるため、上限は設けないこととする。

**3.5.5 材料強度** 実験においては、SD345の軸方向鉄筋と圧縮強度21.4~37.4N/mm<sup>2</sup>のコンクリートを用いている。H24道路橋示方書<sup>10)</sup>の基礎資料となっている土木研究所報告<sup>19)</sup>においては、軸方向鉄筋としてSD295~SD490を、コンクリート強度は30~50N/mm<sup>2</sup>程度を用いた実験をもとに終局変位の評価を行っているが、これら材料強度によらず評価可能としていることに鑑み、H24道路橋示方書の適用範囲内であれば式(3)も適用可能と考えられる。

**3.5.6 その他の適用範囲** 座屈拘束鋼管の設置高さなど、その他の条件については、基本的に実験条件の範囲内とする。なお、断面の長辺と短辺の比 ( $B/D$ ) については、 $B/D$  が小さい時の方が帯鉄筋の影響が大きいこと、および実験で用いた試験体が十分扁平であることから、適用範囲を定めないこととする。

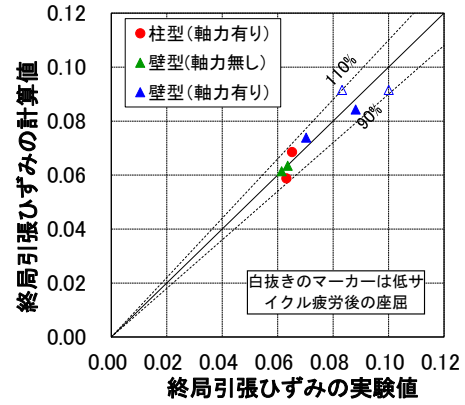


Fig. 10 終局引張ひずみ推定の検証  
Verification of Ultimate Strain Estimation

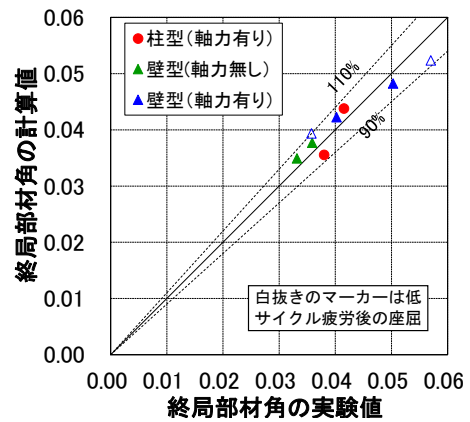


Fig. 11 終局変位推定の検証

Verification of Ultimate Displacement Estimation

#### 4. まとめ

ザクツレスパーを用いた壁式橋脚の耐震補強工法（ザクツレスパー工法）に関して、正負交番水平載荷実験を行い、その結果から設計法を構築した。以下にその要点を示す。

- 1) 壁式橋脚の耐震補強において、中間貫通鋼材を省略しても、ザクツレスパーを用いることによって、変形性能を確保することが可能である。
- 2) ザクツレスパー工法は、せん断ひび割れが発生しない範囲内で用いる必要がある。
- 3) ザクツレスパー工法の弾性範囲は、通常の RC 構造と同様にモデル化することが可能である。
- 4) ザクツレスパー工法の応答は、通常 RC 橋脚と同様に算定することが可能である。
- 5) ザクツレスパー工法の終局変位は、式(3)によって算定した引張鉄筋の終局変位を用いて、精度よく算定することが可能である。

今後は、実構造物への適用に供していく予定である。

## 謝辞

本研究は、(株)高速道路総合技術研究所と共同で実施いたしました。関係各位にお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領 第二集 橋梁保全編, 2020.7
- 2) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.8
- 3) 武田篤史, 田中浩一, 大内一: 曲面状鋼製セグメントにより耐震補強された壁式橋脚の靱性評価法, コンクリート工学論文集, 第 10 巻, 第 2 号, pp.29-42, 1999.5
- 4) 武田篤史, 田中浩一, 中田裕喜, 鬼頭直希: 曲面状分割鋼板を用いた壁式橋脚耐震補強工法, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.865-870, 2015.6
- 5) U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration: Seismic retrofitting Manual for Highway Bridges, May 1995
- 6) 武田篤史, 佃有射, 後藤源太, 高原良太: 座屈拘束鉄筋による壁式橋脚の耐震補強工法の成立性確認実験, 第 43 回地震工学研究発表会講演論文集, 87, 2023.9
- 7) 武田篤史, 佃有射, 後藤源太, 飛田一彬: 座屈拘束鉄筋を用いた壁式橋脚耐震補強構造の正負交番載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.45, No.2, pp.247-252, 2023.6
- 8) 武田篤史, 佃有射, 後藤源太, 飛田一彬: 座屈拘束鉄筋を用いた壁式橋脚における付着割裂破壊に関する一考察, 第 78 回年次学術講演会講演集, V-128, 2023.7
- 9) 武田篤史, 佃有射, 後藤源太, 飛田一彬: 座屈拘束鉄筋を用いた壁式橋脚耐震補強構造の変形性能に与える各種パラメータの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.46, No.2, pp.175-180, 2024.6
- 10) 高田祐希, 武田篤史, 後藤源太, 萩原裕樹: 座屈拘束鉄筋の軸方向繰返し載荷試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.1027-1032, 2022.6
- 11) 武田篤史: 座屈拘束鉄筋を用いた柱構造の正負交番載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.43, No.2, pp.487-492, 2021.6
- 12) 宇佐美勉, 佐藤崇, 葛西昭: 高機能座屈拘束ブレースの開発研究, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.719-729, 2009.3
- 13) 近藤益央, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚における軸方向鉄筋の伸び出し量に関する研究, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.825-828, 1999.7
- 14) 土木研究所: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土研資料第 4023 号, 2006.8
- 15) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp.167-176, 1986.8
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 24 年 3 月, 2002.2
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月, 2012.3
- 18) 国土総合技術研究所, 土木研究所: 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料, 国総研資料第 700 号, 土研資料第 4244 号, 2021.11
- 19) 土木研究所: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料第 4262 号, 2013.3