

論文 鉄筋コンクリート構造橋梁ストッパーの耐力算定法に関する研究

竹市 八重子*1・小林 薫*2

要旨：本研究では，経済的な橋梁ストッパー構造の開発を行うことを目的とし，鉄筋とコンクリートを用いたストッパー構造について検討を行った。ストッパーの耐震性能は，大規模地震時に対する要求性能を満足する必要がある。本ストッパー構造の耐震性能を確認する目的で，縮小および実規模寸法レベルの模型試験体により交番載荷試験を行ってきた。本稿では，交番載荷試験結果に基づき，耐力算定法について検討を行った。最大荷重は，軸方向鉄筋の引張力を降伏強度相当と仮定した引張力の合計値に対して，繰り返しによる荷重低減係数を導入することで，概ね安全側に評価できることがわかった。

キーワード：ストッパー，最大荷重，降伏荷重，スパイラル筋

1. はじめに

橋梁のストッパーには，従来から鋼角ストッパーや鋼棒ストッパー等が用いられてきた。鋼角ストッパーの設計方法は，兵庫県南部地震以前に提案され，検討に用いた地震動もそれほど大きなものではなかった。そのため，現在の耐震基準で設計を行うと以前よりも形状が大きくなる傾向があり，その結果施工が煩雑でコストが高くなることもある。

本研究では，経済性と施工性を勘案し，鉄筋とコンクリートを用いたストッパー構造（図-1参照）の検討を行ってきた¹⁾。本ストッパーの設計は，現在の耐震設計²⁾に準拠して行うことを基本方針としている。このため，本ストッパー構造の耐荷挙動を再現できる耐荷特性の算定法が必要となる。

本稿では，今までの交番載荷試験結果および今回新たに，実規模寸法レベルの模型試験体やストッパー断面径に対して桁下面と桁座の間隔の比率を大きくした試験体，軸方向鉄筋の配置位置をかえた試験体，載荷履歴パターンをかえた試験体等の載荷試験を行い，耐力算定法について検討を行ったので，その結果を報告する。

2. ストッパー構造の考え方

本ストッパー構造は，図-1の模式図に示すように，軸方向鉄筋の外側にスパイラル筋を設置し，コンクリートまたはモルタルを充填する構造である。ストッパー内に配置した軸方向鉄筋の強度特性を利用することで，落橋防止や移動制限の機能を果たすことを期待したものである。

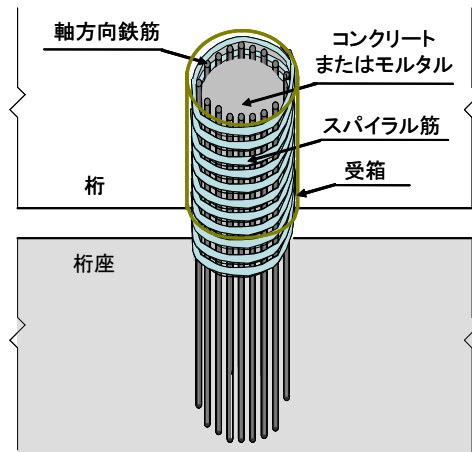


図-1 ストッパー構造の模式図

(上部工側：鞘管構造，下部工側：定着の場合)

3. 実験概要

3.1 試験体概要

表-1に試験体諸元，図-2に試験体形状寸法および配筋例，写真-1に試験体写真例を示す。試験体は，下部工を想定したフーチングを有す

*1 東日本旅客鉄道（株） 東京工事事務所 立体交差課 課員 工修（正会員）

*2 東日本旅客鉄道（株） JR 東日本研究開発センター 副課長 博（工）（正会員）

表-1 試験体諸元

試験体名	断面直径 (mm)	軸方向鉄筋径×本数	スパイラル筋 ^{※1)} 径 ctc 間隔	仮想せん断スパン長 (mm)	荷重パターン
S-10	195	D16×6	D10ctc10	100	1 δ y, 20mm, 40mm, 60mm, 80mm, ...
S-11	196	D16×6	D13ctc13	100	
S-13	196	D19×6	D10ctc10	100	
S-14	195	D10×12	D10ctc10	100	
S-17	198	D16×6	D13ctc13	100	
S-18	198	D16×6	D13ctc13	100	1 δ y, 40mm, 単調荷重
S-21	305	D22×8	D19ctc19	150	1 δ y, 25mm, 50mm, 100mm, 150mm, ...
S-22	304	D22×8	D10ctc10	150	
S-23	294	D22×8	RB5.1ctc5.1 ^{※1)}	150	
S-24	294	D22×8	RB9.0ctc9.0 ^{※1)}	150	
S04-2	302	D22×8	RB9.0ctc9.0 ^{※1)}	150	
S04-3	300	D25×13	D13ctc13	150	
S04-4	300	D25×13	RB10.7ctc10.7 ^{※1)}	150	
S04-5	295	D19×6	RB9.0ctc9.0 ^{※1)}	150	
S04-6	292	D22×12	RB9.0ctc9.0 ^{※1)}	150	
S04-7	300	D22×8	RB9.0ctc9.0 ^{※1)}	150	
S04-11	200	D16×6	RB9.0ctc9.0 ^{※1)}	200	1 δ y, 20mm, 40mm, 60mm, 80mm, 100mm

※1) SBPDN 1275/1420 の細径異形 PC 鋼棒 D 種 1 号を使用。

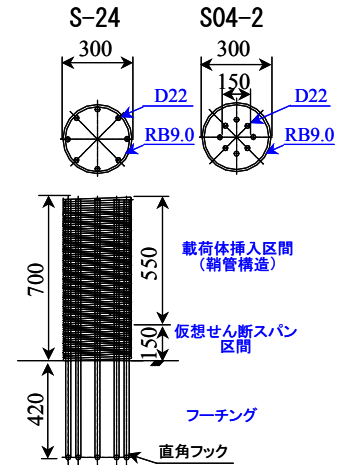


図-2 試験体形状寸法および配筋例 (S-24, S04-2)



表-2 材料試験結果

試験体名	軸方向鉄筋		ストッパー	フーチング
	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	コンクリート /モルタル ^{※1)} (N/mm ²)	コンクリート (N/mm ²)
S-10	382	2078	34.3	34.3
S-11	382	2078	28.4	28.4
S-13	384	2081	28.7	28.7
S-14	372	2073	28.7	28.7
S-17	382	2079	31.6	31.6
S-18	382	2079	31.5	31.5
S-21	379	2051	16.6	25.3
S-22	379	2051	16.6	25.3
S-23	379	2051	29.8	25.9
S-24	379	2051	26.8	28.2
S04-2	391	2142	35.4	30.4
S04-3	370	2132	25.9	19.0
S04-4	370	2132	21.4	20.3
S04-5	381	2096	26.4	17.2
S04-6	386	2097	24.4	16.4
S04-7	394	2114	23.4	26.9
S04-11	385	2055	41.0 ^{※1)}	36.7

※1) S04-11 のみ 1:2 モルタルとした。

写真-1 試験体写真例 (試験体名: S-24)

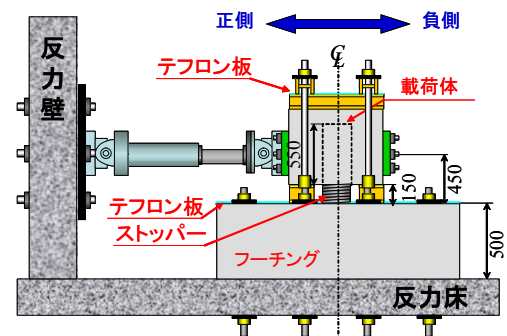


図-3 実験装置概要

る片持ち梁形式で、上部工を想定した荷重体は鞘管構造とした。

ストッパーは円形断面とし、直径約 200mm の縮小試験体 (以下、直径 200mm タイプ) と実際の橋梁ストッパーの規模に近いと思われる直径約 300mm の試験体 (以下、直径 300mm タイプ) の 2 種類とした。荷重体は、ストッパーのセットが可能ないように鞘管の内径を 200mm (直径 200mm タイプ用) または 305mm (直径 300mm

タイプ用) の円形鋼管として若干余裕を設けた。そして、ストッパーに荷重体をセットした後、鞘管内側面とストッパー本体の間に生じている間隔を、1mm 厚のゴムシートを複数枚入れることによりできるだけ小さくした。

また、フーチング上面から荷重体下面までの長さ (以下、仮想せん断スパン長という) は、直径 200mm タイプ試験体では 100mm を基本長とし (S04-11 のみ 200mm)、直径 300mm タイプ

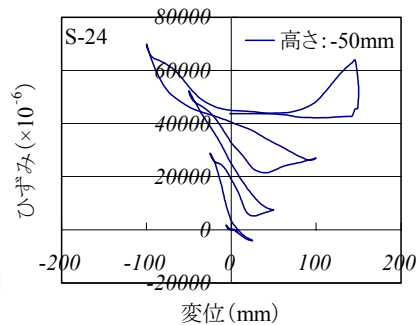
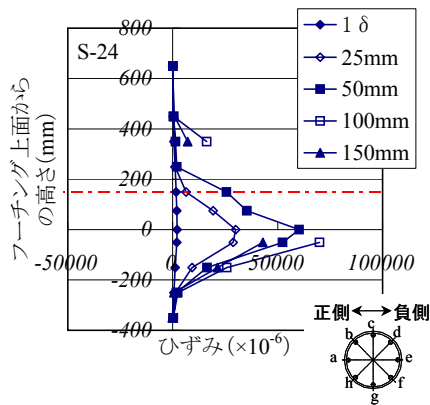
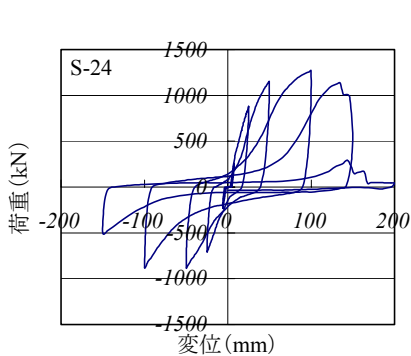


図-4 荷重と水平変位の関係 図-5 最外縁鉄筋のひずみ分布 図-6 鉄筋ひずみ値と変位関係

試験体では、150mm を標準とした。

載荷体内部へのストッパーの挿入長さは、直径 200mm タイプ試験体では 400mm、直径 300mm タイプ試験体では 550mm とした。また、フーチング内の軸方向鉄筋の定着については、先端に直角フックをつけ、確実に定着を確保できるようにした。

軸方向鉄筋の配筋は、図-2 に示すようにスパイラル筋の内側に接するように配置することを基本としたが、S04-2 試験体のみ対面する軸方向鉄筋の芯間隔を 150mm とした。また、試験体に用いた軸方向鉄筋は、全て SD345 とした。スパイラル筋については、SD345 の異形鉄筋または SBPDN 1275/1420 の細径異形 PC 鋼棒 D 種 1 号を使用した。ストッパー部の円形スパイラル筋内の充填材料は、S04-11 のみ 1:2 モルタルとし、それ以外の試験体は呼び強度 27N/mm² のコンクリートとした。材料試験の結果を表-2 に示す。

3.2 実験方法

実験装置概要を図-3 に示す。実橋では、地震時において橋脚等の桁座面と桁下面の間隔はほぼ一定を保ちながら応答するものと考えられる。そこでこのような載荷条件を再現するために、仮想せん断スパン長を一定に保ちながら載荷を行うことにした。載荷体には、下面側に仮想せん断スパン長に応じた厚さの鋼製の支持台を取り付け、鋼製の支持台とフーチングの間にはテフロン板を 2 枚挿入した。テフロン板の間には潤滑剤を塗布することで摩擦による拘束をなくし、滑らせる構造とした。また載荷体上部には H

鋼を井形に配置し、最上部の H 鋼を PC 鋼棒で抑え、PC 鋼棒に発生する引張力は PC 鋼棒を反力床に固定することにより処理をした。PC 鋼棒の間隔は、試験体によって 500 または 2500mm とした。また、ストッパー断面が円なので両サイドにも H 鋼を配置し、載荷する際に試験体の鉛直軸周りの回転を拘束した。なお、H 鋼と載荷体の間にはテフロン板を挿入し、載荷時の摩擦を切るようにした。載荷パターンは、それぞれの試験体において表-1 に示すと通りとした。

4. 実験結果

図-4 に荷重と載荷点高さにおける水平変位関係例 (S-24)、図-5 に各載荷サイクルの中で、負側載荷時におけるピーク水平変位時の軸方向鉄筋ひずみ分布例 (S-24) を示す。なお、着目した鉄筋は、図中の引張面側最外縁鉄筋 a とした。水平変位 50mm 時には、ひずみ値はフーチング上面で最大になり、仮想せん断スパン区間 (0~150mm) およびフーチング内部-150~0mm 区間でひずみ値は大きくなる傾向が見られた。

図-6 に S-24 試験体における軸方向鉄筋 a のフーチング上面から 50mm 下の位置におけるひずみ値と水平変位の関係を示す。軸方向鉄筋のひずみは、正側載荷において 25mm までは圧縮ひずみとなり、水平変位が比較的小さい時点では、曲げ変形による耐荷機構が主たる機構と考えられる。大変形時には正側、負側で同じ水平変位におけるひずみ値は異なるものの引張ひずみとなることがわかった。



Y 点 (降伏点)



M 点 (最大荷重到達点)



U 点 (最大荷重を維持する最大変位点)

写真-2 各点における損傷状況 (S-24 試験体)

5. 設計用耐荷特性モデルの検討

5.1 定義

本ストッパー構造の耐荷特性として、荷重と変位の関係を図-7 に示すような骨格曲線で表すことにした。各点における荷重と変位の定義は、以下の通りとした。また、そのときの損傷状況例 (S-24 試験体) を写真-2 に示す。

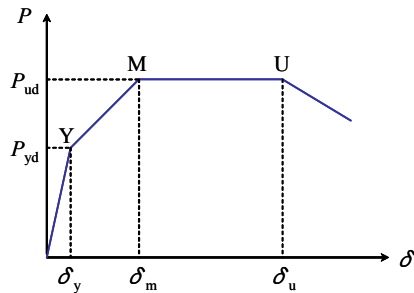


図-7 部材の荷重と変位の関係

(1) Y 点 (降伏点)

- ① P_{yd} : 引張側 90 度範囲の軸方向鉄筋が降伏するときの荷重とする。
- ② δ_y : 引張側 90 度範囲の軸方向鉄筋が降伏するときの変位とする。

(2) M 点 (最大荷重到達点)

- ① P_{ud} : 最大荷重に達するときの荷重とする。
- ② δ_m : 最大荷重に達するときの変位とする。

(3) U 点 (P_{ud} を維持する最大変位点)

- ① P_{ud} : M 点での荷重とする。
- ② δ_u : P_{ud} を維持する最大変位とする。

5.2 降伏荷重 P_{yd} の算定

本ストッパー構造では、4 章で述べた図-6 の軸方向鉄筋のひずみ値より、5.1 で定義した水平変位が比較的小さい降伏点付近では、曲げ変形による耐荷機構が主たる機構と考えられる。そこで、引張側 90 度範囲の軸方向鉄筋が降伏するときの曲げモーメント M_{yd} と引張側 90 度範囲の軸方向鉄筋が降伏するときの荷重 P_y (実験値)

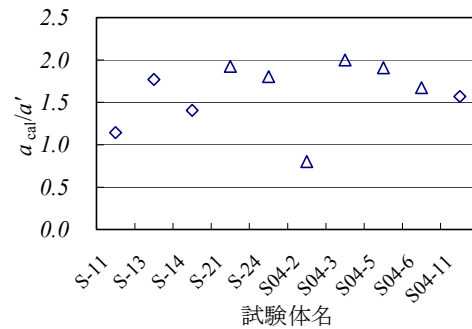


図-8 各試験体における a_{cal}/a' の関係

より、せん断スパン長 a_{cal} の算出を行った。図-8 に、各試験体のせん断スパン長 a_{cal} と仮想せん断スパン長 a' の比率を示す。ただし、90 度位置に鉄筋がない場合は、近傍の鉄筋ひずみ値より推定した。軸方向鉄筋の配置位置が降伏荷重に及ぼす影響は、S-24 と S04-2 を比較し、軸方向鉄筋がストッパー断面のより中心近く配置された S04-2 試験体の方が、 a_{cal}/a' は小さくなった。また、仮想せん断スパン長 a' の違いが降伏荷重に及ぼす影響は、ストッパー直径に対する仮想せん断スパン長 a' が 1/2 (S-11 試験体) と 1/1 (S04-11 試験体) を比較すると、それぞれの a_{cal}/a' は 1.1, 1.6 とばらついていた。

そこで、S04-2 試験体を除いた 9 体の a_{cal}/a' の平均値を算出した。その結果、平均値 1.7 (変動係数 16.4%)、標準偏差 0.28 であり、 a_{cal}/a' を上限値 2.0 とし、下式(1)により設計上の降伏荷重 P_{yd} を算出することで、安全側に評価することにした。なお、S04-2 のデータを平均値から除いた理由は、S04-2 を加えることにより計算上 P_{yd} 算定用せん断スパン長 a が小さくなることで、 P_{yd} が危険側になることを防ぐためである。

$$P_{yd} = M_{yd} / a \quad (1)$$

$$a = 2a' \quad (2)$$

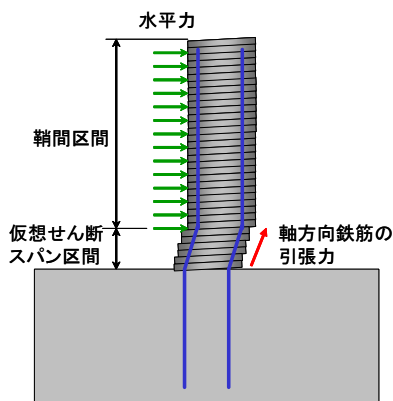


図-9 最大荷重時における状態

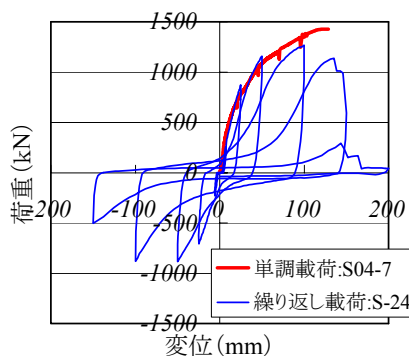


図-10 荷重と変位の関係

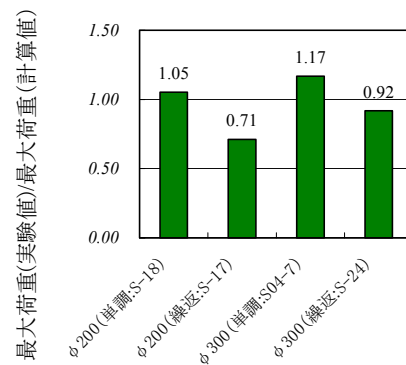


図-11 各試験体の P_{\max}/P_t 関係

ここに、 M_{yd} : 引張側 90 度範囲の軸方向鉄筋が降伏するときの曲げモーメント、 a : P_{yd} 算定用せん断スパン長、 a' : 橋脚および橋台天端から桁座下面までの長さ (仮想せん断スパン長) とする。

5.3 最大荷重 P_{ud} の算定

最大荷重時は、せん断変形が顕著となり、断面内に配置された軸方向鉄筋が全引張状態となることで耐力を発揮し、軸方向鉄筋の引張合力に見合う分の水平荷重が発生していると考えられる (図-9 参照)。図-10 に荷重方法が異なる試験体の荷重と変位の関係、図-11 に設計をにらみ軸方向鉄筋の降伏強度を想定した全引張力 P_t に対する最大荷重 (実験値) P_{\max} の比率を示す。 P_t は、式(3)により定義した。

$$P_t = \sum_{i=1}^{n_s} f_{sy} \cdot A_s \quad (3)$$

ここに、 f_{sy} : 軸方向鉄筋の引張試験により求めた引張降伏強度、 A_s : 軸方向鉄筋の断面積、 n_s : 軸方向鉄筋の本数とする。

実験結果より、単調荷重では P_{\max} は P_t とほぼ一致する結果となったが、繰り返し荷重時には単調荷重時と比較して P_{\max} が若干低下する傾向を示した。これは繰り返しにより、仮想せん断スパン内のコンクリートが細粒化することで、鉄筋のひずみが平滑化した影響があるものと考えられる。そこで、図-12 に繰り返し荷重を行った各試験体の P_{\max} と P_t の比率を示す。ここで P_{\max} は、正側と負側荷重の平均値とした。この結果、全ての試験体において繰り返し荷重によると考えられる荷重の低減が確認され、平均値

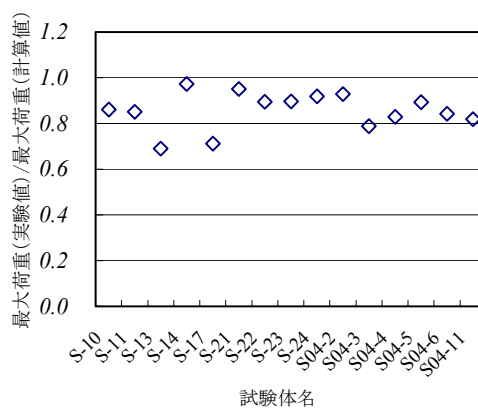


図-12 各試験体の P_{\max}/P_t 関係

0.86 (変動係数 9.45%), 標準偏差 0.08 となった。

また、仮想せん断スパン長および軸方向鉄筋の配置位置の違いによる影響は、それぞれ S-11 と S04-11、S-24 と S04-2 を比較し、最大荷重 (計算値) に対する最大荷重 (実験値) の比率に顕著な違いが見られなかった。よって、今回の実験の範囲では、仮想せん断スパン長および軸方向鉄筋の配置位置は、最大荷重に顕著な影響を及ぼさないと考えられる。

そこで P_{ud} は、軸方向鉄筋の引張力を降伏強度相当と仮定した引張力の合計値に対して、繰り返し荷重による荷重低減係数 α を導入することで、算出することにした。これを式(4)に示す。

$$P_{ud} = \alpha \cdot \sum_{i=1}^{n_s} f_{syd} \cdot A_s / \gamma_b \quad (4)$$

ここに、 f_{syd} : 軸方向鉄筋の設計引張降伏強度、 A_s : 軸方向鉄筋の断面積、 n_s : 軸方向鉄筋の本数、 α : 繰り返し荷重による荷重低減係数、 γ_b : 部材係数 (1.0) とする。現在までの実験範囲内における α は、下限値となる $\alpha = 0.7$ を採用するこ

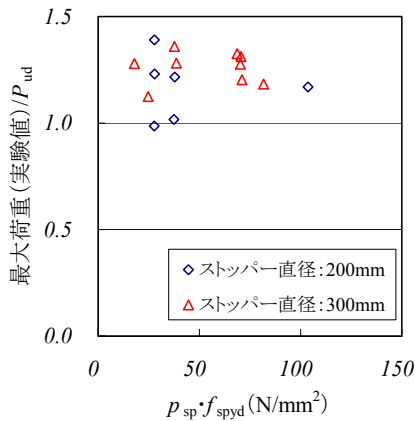


図-13 補強度の影響

とで概ね安全側に評価できると考える。

5.4 適用範囲の設定

5.3により P_{ud} を算定する上で、安全側に設計をするために、現在実験で確認をしている諸元範囲内で適用することとした。軸方向鉄筋比 p_s については、最大 9.3% (S04-3, S04-4) まで実験を行い P_{ud} 算定上安全側の設計となることを確認したので、適用範囲は 9.3%以下とすることにした。ここに、 p_s : 軸方向鉄筋比 $p_s = \frac{4n_s A_s}{\pi D_{sp}^2}$,

D_{sp} : スパイラル筋の円の直径とした。

図-13, 14 に最大荷重(実験値)と最大荷重 P_{ud} (計算値) の比に対する各種パラメータとの関係を示す。ここで、スパイラル筋の補強度および軸方向鉄筋力に対するスパイラル筋の拘束力は、式(5), (6)のように定義した。

$$\text{補強度} : p_{sp} \cdot f_{spyd} = \frac{2A_{sp} \cdot f_{spyd}}{D_{sp} \cdot s_{sp}} \quad (5)$$

$$\text{拘束力} : (p_{sp} \cdot f_{spyd}) / (p_s \cdot f_{syd}) \quad (6)$$

ここに、 p_{sp} : スパイラル筋比 $p_{sp} = \frac{2A_{sp}}{D_{sp} \cdot s_{sp}}$,

f_{spyd} : スパイラル筋の設計引張降伏強度, A_{sp} : スパイラル筋の断面積, s_{sp} : スパイラル筋の芯間隔 ($s_{sp} = \phi_{sp}$), ϕ_{sp} : スパイラル筋の公称直径とした。今回実験を行った範囲で、各パラメータの概ね下限値となる $p_{sp} \cdot f_{spyd}$ が $20 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 以上、 $(p_{sp} \cdot f_{spyd}) / (p_s \cdot f_{syd})$ が 1.0 以上であれば、 P_{ud} は概ね安全側に評価できると考えられる。

今後、5.1 で定義した耐荷特性モデルの各変位

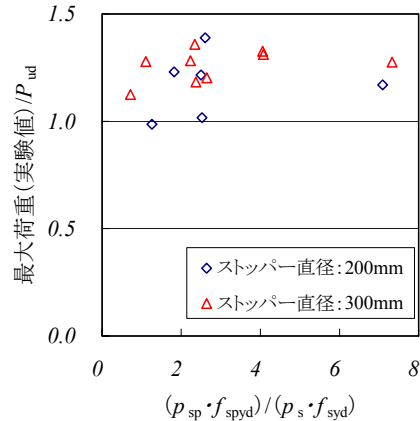


図-14 拘束度の影響

の算定法についても、検討を行う必要がある。

6. まとめ

鉄筋とコンクリートを用いたストッパー構造について、載荷試験結果に基づき耐力算定法について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 降伏荷重時付近では、主に曲げ挙動の傾向が見られるが、最大荷重時付近では、断面内に配置された軸方向鉄筋が全引張状態になることで耐力を発揮していると考えられる。
- (2) 仮想せん断スパン長および軸方向鉄筋の配置位置は、今回の実験の範囲では最大荷重には顕著な影響を及ぼさないことがわかった。
- (3) 載荷方法の違いが最大荷重に及ぼす影響は、繰り返し載荷を行った場合には単調載荷時の荷重より、最大約 7 割程度に低下する。
- (4) 設計上、降伏荷重 P_{yd} は式(1)、最大荷重 P_{ud} は式(4)により算出することで、概ね安全側に算出できる。ただし現時点では適用範囲は、軸方向鉄筋比は 9.3%以下、スパイラル筋の補強度 20 N/mm^2 以上、軸方向鉄筋力に対するスパイラル筋の拘束力を 1.0 以上とする。

参考文献

- 1) 竹市八重子, 小林薫: 新しい橋梁ストッパー構造に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1993~1998, 2003
- 2) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 1999.10