

# 論文 せん断スパン比の小さいRC柱の鋼板巻立て補強効果に関する検討

松枝 修平\*1・岡本 大\*2・田所 敏弥\*3・谷村 幸裕\*4

**要旨：**鉄道構造物では、耐震補強として鋼板巻立て補強工法が広く用いられている。一般的なせん断スパン比の鋼板巻立て補強した柱ではせん断耐力や変形性能の評価方法は提案されているが、駅部等にあるせん断スパン比の小さい柱については検討例が少ない。そこで、せん断スパン比の小さいRC柱の鋼板巻立て補強効果を把握するため載荷実験を行った。その結果、対象の柱では、斜め引張破壊は防止できるものの付着割裂破壊となり、変形性能は低いことがわかった。ただし、鋼板巻立て補強によりせん断破壊を防止することで、構造物全体系の耐震性能は確保できる場合があることを、駅部を模擬した動的解析の結果により示した。

**キーワード：**鋼板巻立て補強, せん断スパン, せん断耐力, 変形性能

## 1. はじめに

鉄道土木構造物では、既設のRCラーメン高架橋柱や開削トンネル中柱の耐震補強工法として鋼板巻立て補強工法が広く用いられている。せん断スパン比  $a/d$  が 2.0 以上のRC柱については、実験等によりせん断耐力や変形性能の評価方法は提案されている<sup>1)</sup>が、**図-1** および **図-2** に示すような駅部の多層のラーメン高架橋やRCラーメン橋台などにある、 $a/d$  が 1.25~2.0 程度の柱については、検討例が少なく定式化されるまでに至っていないのが現状である。

そこで、本研究では、 $a/d$  の小さいRC柱の鋼板巻立て補強効果の確認を目的に、鋼板巻立て補強した柱の載荷実験を実施し、せん断耐力および変形性能について検討した。また、 $a/d$  の小さい鋼板巻立て補強したRC柱を有する構造物として、駅部の多層のラーメン高架橋を対象とした動的非線形解析を実施し、構造物全体系、および  $a/d$  の小さい鋼板巻立て補強したRC柱部材の耐震性について検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体形状および諸元

試験体の形状および諸元を**表-1** および**図-3** にそれぞれ示す。試験体は、駅部のRC柱の約50%縮小モデルであり、せん断スパン比  $a/d$  は 1.25 とした。引張鉄筋量および帯鉄筋量は既存の鋼板巻立て補強したRC柱の代表的な諸元をもとに設定した。試験体は補強の有無をパラメータとし、2体製作した。試験体 No.1 は、無補強とし、帯鉄筋比が 0.08% と小さく、せん断破壊する試験体とした。一方、試験体 No.2 は、No.1 を鋼板巻立て補強することで、せん断引張破壊を防止し、曲げ破壊する試験体としたものである。配筋は No.1 と同じとし、補強鋼板として、外形 530mm×530mm、鋼板厚  $t=3.2\text{mm}$  の角型鋼管を設置した。角型鋼管は、実際の柱を想定し、鋼管内にモルタルを注入する隙間相当を確保した断面寸法とした。実験では、No.2 は角型鋼管を型枠代わりとし、コンクリートを一体打ちとした。一体打ちとしたのは、鋼板巻立て補強した柱のせん断耐力設計式では、充填材

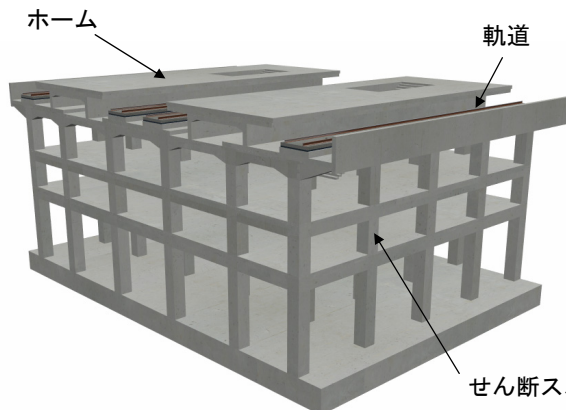


図-1 多層の鉄道駅部の例

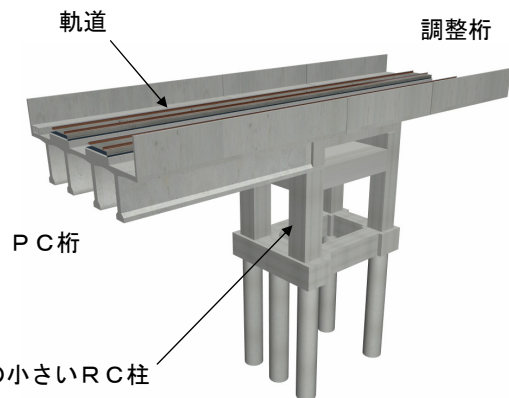


図-2 RC鉄道ラーメン橋台の例

\*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工修 (正会員)  
 \*2 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 耐震構造 工修 (正会員)  
 \*3 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工博 (正会員)  
 \*4 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工博 (正会員)

表-1 試験体の諸元

No.	引張鉄筋 (種類)	帯鉄筋 呼び名@間隔(mm)×組数(種類)	引張鉄筋比 $p_t(\%)$	帯鉄筋比 $p_w(\%)$	鋼板厚 (mm)
No.1	D16-40本(SD345)	$\phi 6@150 \times 1$ 組(SR235)	0.97	0.08	—
No.2	D16-40本(SD345)	$\phi 6@150 \times 1$ 組(SR235)	0.97	0.08	t=3.2

注) 引張鉄筋比  $p_t (=A_s/(b_w \cdot d))$ ,  $A_s$ : 引張鉄筋の断面積,  $b_w$ : 部材幅,  $d$ : 有効高さ, 帯鉄筋比  $p_w (=A_w/(b_w \cdot s_s))$ ,  $s_s$ : 帯鉄筋の配置間隔,  $A_w$ : 区間  $s_s$  における帯鉄筋断面積

表-2 コンクリートの材料試験結果

部材	No.	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
柱	No.1	28.6	25.9
	No.2	32.5	28.8
上スタブ	No.1	33.0	27.9
	No.2	35.8	29.1

表-3 鉄筋および鋼板の材料試験結果

種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
SD345	408	2186	186
SR235	309*1	1473*2	210
SS400	284*1	1464*2	194

\*1: 0.2%耐力

\*2: 0.2%耐力をヤング係数で除した値

は既存柱のコンクリートと同一材料として扱っていることや、試験体が縮小も出るであり施工性を考慮したことによる。また、柱の上下端部は、25mmの鋼管の空きを確保した。なお、上下端部は、図-3(a)と同一断面である。軸方向鉄筋の上下端部にはプレートを取り付け、定着を確保した。

表-2 および表-3 に材料試験結果を示す。最大骨材寸法は13mmとした。

## 2.2 荷重方法および計測項目

荷重は、図-4 に示す建研式 L 字型試験装置を用い、柱部材に逆対称曲げモーメントが作用するように、変位制御の静的正負交番荷重とした。軸方向力は、750kN (軸応力: 3.0N/mm<sup>2</sup>) の一定値とし、水平方向は、降伏変位  $\delta_y$  の整数倍で各3回ずつ繰り返す漸増荷重とした。

計測項目は、水平および鉛直変位、せん断変形量、軸方向鉄筋、帯鉄筋および鋼板のひずみ、試験終了時の鋼板取り外し後のひび割れ状況等とした。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況および荷重—変位関係

写真-1 および図-5 に、荷重終了後の No.1 と、荷重終了後に鋼板を取り外した後の No.2 の破壊状況を示す。

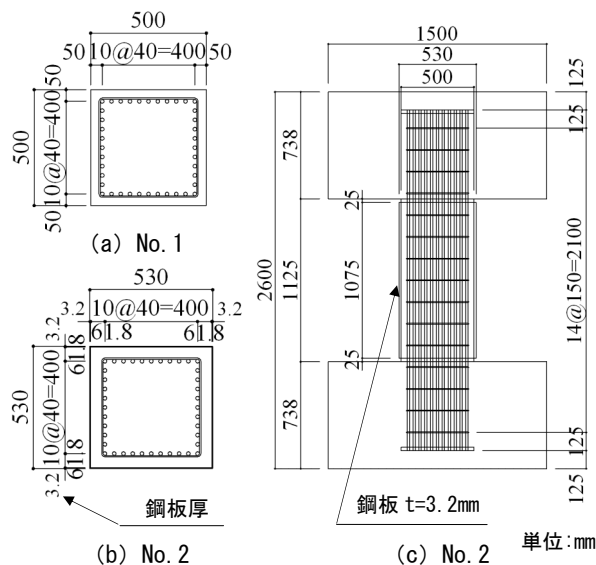


図-3 試験体の形状

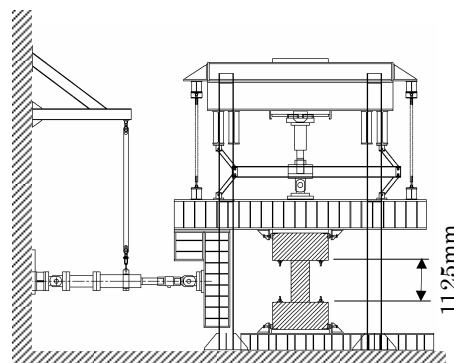


図-4 荷重装置の概要

また、No.1 および No.2 の荷重—変位関係を図-6 および図-7 に示す。図中に、軸方向鉄筋、鋼板および帯鉄筋が降伏ひずみに達した点 (●, ▲, ◆) をそれぞれ示す。

No.1 は、水平方向の荷重により、まず柱の上下基部に曲げひび割れが発生した。その後、曲げひび割れが斜めひび割れに進展し、荷重を続けると、写真-1 (a) に示すように、上下端部の斜めひび割れが繋がり、水平荷重が急激に低下し (図-6 参照)、斜め引張破壊となった。

一方、No.2 は、 $0.5\delta_y$  程度で柱基部に曲げひび割れが発生した。 $2\delta_y$  で図-7 に示すように最大荷重となり、柱端部で圧縮側コンクリートの圧壊が確認された。続いて、 $3\delta_y$  で鋼板が変形しはじめ、 $3\delta_y$  の 2 回目の荷重で荷重が大きく低下し、 $4\delta_y \sim 6\delta_y$  にかけて鋼板の変形および躯体と鋼板のずれが顕著になり、水平荷重が低下した。さら

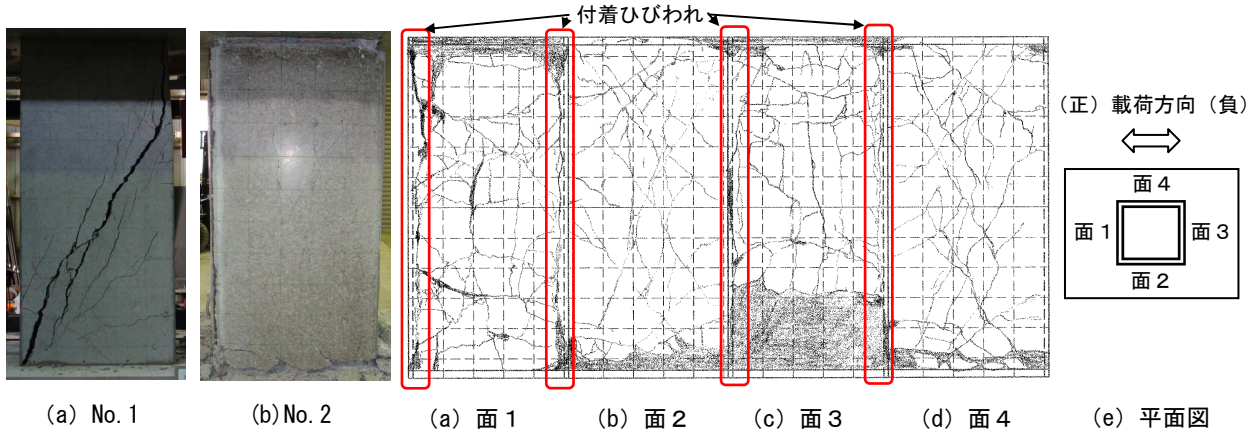


写真-1 荷重終了後の破壊状況

図-5 荷重終了後のひび割れ状況 (No. 2)

に、 $+8\delta_y$  でコンクリート塊の落下が、図-5の面3のギャップより観察された。履歴ループは、 $3\delta_y$ 以降は紡錘型からスリップ型に変化した。また、図-5に示す荷重終了後のひび割れ状況は、曲げひび割れや斜めひび割れの他に、図中の枠で示す位置にある軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生した。かぶりコンクリートが柱全面にわたって簡単に剥がせる程度に剥離を生じていた。

図-7に示すように、No.2は軸方向鉄筋が降伏した後、鋼板および帯鉄筋が降伏している。また、軸方向鉄筋に顕著な座屈はみられず、かぶりコンクリートが全面にわたって剥離を生じてたことから、曲げ降伏後に、附着割裂破壊により荷重が低下したと考えられる。

### 3.2 せん断耐力に対する評価

図-6、図-7および表-4に、せん断耐力の計算値と実験値の比較を示す。せん断耐力の計算値  $V_y$  は、本載荷実験と同じ逆対称曲げモーメントが作用するせん断スパン比の小さいRC梁の荷重実験をもとにした算定式<sup>2)</sup>より求めた。算定式は式(1)に示すとおりである。なお、式(1)において、鋼板による補強効果は、補強鋼板を帯鉄筋換算することにより考慮した。

$$V_y = V_c + V_s \quad (1)$$

ここで、

$V_y$ : せん断耐力(kN)

$V_c$ : コンクリートが分担するせん断耐力(kN)

$V_s$ : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力(kN)

$$V_c = f(a/d) \cdot V_{cd} \quad (2)$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_{p1} \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad (4)$$

$$\beta_{p1} = \sqrt[3]{100 p_c} \quad (5)$$

$$f_{vcd} = 0.2 \sqrt[3]{f'_c} \quad (6)$$

$$f(a/d) = -0.75 + 4/(a/d) \quad (7)$$

ここで、

$V_{cd}$ : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力(kN)

$b_w$ : 腹部の幅(mm)

$d$ : 有効高さ(mm)

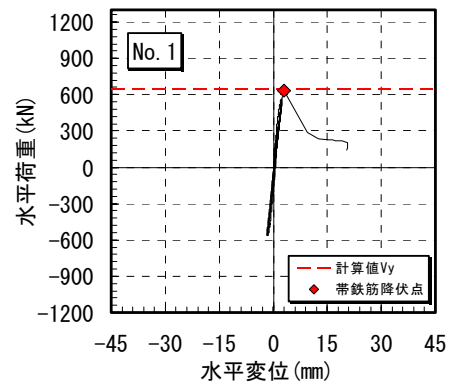


図-6 荷重-変位関係 (No. 1)

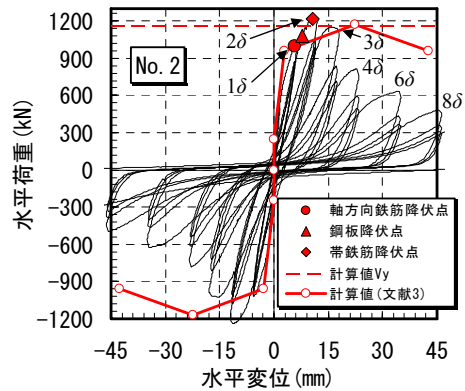


図-7 荷重-変位関係 (No. 2)

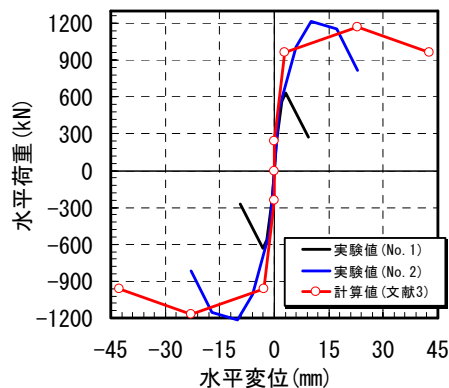


図-8 荷重-変位関係の包絡線の比較

$\gamma_b$  : 部材係数

$p_c$  : せん断引張鋼材比

$$p_c = A_s / (b_w \cdot d) \quad (8)$$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積(mm<sup>2</sup>)

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$f(a/d)$  : 補正係数

$a/d$  : せん断スパン比 (1.0 ≤ a/d ≤ 2.0)

$$V_s = g(a/d, p_w) \cdot V_{sd} \quad (9)$$

$$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / s_s) \cdot z / \gamma_b \quad (10)$$

$$g(a/d, p_w) = 0.45(a/d) - 37p_w + 0.58 \quad (11)$$

ここで、

$V_{sd}$  : せん断補強鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力(kN)

$f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

$z$  : 圧縮応力の強力位置から引張鋼材の図芯までの距離

$$z = d / 1.15 \quad (12)$$

$g(a/d, p_w)$  : 補正係数

$A_w$  : 区間  $s_s$  におけるせん断補強鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)

$s_s$  : せん断補強鉄筋の間隔(mm)

$p_w$  : せん断補強鉄筋比  $p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$

表-4 に示すように、No.1, No.2 とともに実験値は計算値と概ね整合している。No.1 と No.2 では破壊性状は異なるが、式(1)は、斜め引張破壊の試験体の他に、付着ひび割れが発生した試験体の結果も包含した実験式となっていることから、両者に対して比較的によく整合したと考えられる。

図-9 と図-10 に、No.2 における軸方向鉄筋のひずみ分布と軸方向鉄筋の付着応力を示す。図は、水平荷重 630kN 時、1 δ<sub>y</sub>, 2 δ<sub>y</sub> および 3 δ<sub>y</sub> における高さ方向の分布を示している。水平荷重 630kN 時とは、No.1 が斜め引張破壊した時点の荷重である。図-10 に示す付着応力は、各ステップの最大荷重時の値である。付着応力は、図-9 に示す軸方向鉄筋のひずみゲージの計測値の差から鉄筋の応力の変化量を算定し、式(13)<sup>4)</sup>から算定した。なお、軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した場合には、鉄筋の応力は降伏応力とした。

$$d\sigma = \frac{4}{D} \cdot \tau \cdot dx \quad (13)$$

ここで、

$\tau$  : 付着応力(N/mm<sup>2</sup>)

$d\sigma$  : 鉄筋の応力差

$D$  : 鉄筋径(mm)

$dx$  : 鉄筋の微小区間(mm)

また、図-10 に式(14)<sup>6)</sup> より算定した付着強度を示す。ここで、付着強度は、ひび割れ等により、鋼板とコンクリートの一体性が低下すると考えられることから、鋼板を無視し算定した。なお、図-5 に示す損傷状況から判

表-4 せん断耐力の実験値と計算値

試験体	計算値 $V_y$ (kN)	実験値 $V_{exp}$ (kN)
No.1	648	630
No.2	1,160	1,220

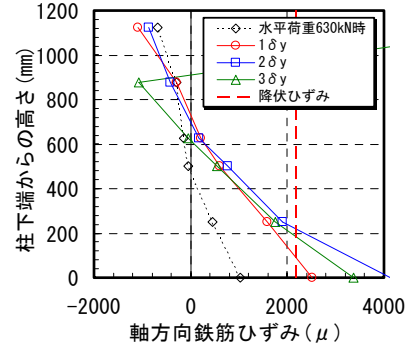


図-9 軸方向鉄筋のひずみ

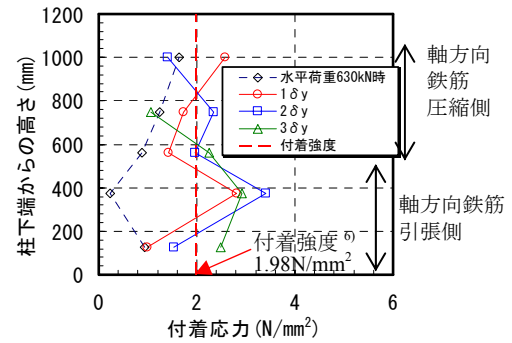


図-10 軸方向鉄筋の付着応力

断して、付着の破壊形式はサイドスプリット型である。

$$\tau_u = \tau_{c0} + \tau_{st} \quad (14)$$

$$\tau_{c0} = (0.307b_i + 0.427) \cdot \sqrt{F_c} \quad (15)$$

$$\tau_{st} = 24.9 \cdot A_{st} / sNd_b \cdot \sqrt{F_c} \leq 0.87 \cdot \sqrt{F_c} \quad (16)$$

$$b_i = b / Nd_b - 1 \quad (17)$$

ここで、

$\tau_u$  : 付着強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\tau_{c0}$  : 横補強筋のない場合の付着強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$\tau_{st}$  : 横補強筋による付着強度増分(kgf/cm<sup>2</sup>)

$F_c$  : コンクリートの圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_{st}$  : 一組の帯鉄筋断面積(cm<sup>2</sup>)

$s$  : 帯鉄筋間隔(cm)

$N$  : 主鉄筋本数

$d_b$  : 主鉄筋径(cm)

$b$  : 幅(cm)

図-10 より、付着応力は、水平荷重 630kN 時、1 δ<sub>y</sub>, 2 δ<sub>y</sub> の順に大きくなった。2 δ<sub>y</sub> から 3 δ<sub>y</sub> では柱下端からの高さによって大小が異なる結果であった。付着応力が最も大きかった高さ 400mm 付近では 2 δ<sub>y</sub> が最も大きく、1 δ<sub>y</sub> と 3 δ<sub>y</sub> は 2 δ<sub>y</sub> より小さく、ほぼ同じ値であった。また、鋼板の効果を無視し算定した付着強度の計算値は

付着応力より大きく、図-5 のひび割れ状況から考えても付着割裂破壊であったと考えられる。また、図-7 において鋼板や帯鉄筋が降伏しているが、これは付着ひび割れの進展によるかぶりコンクリートのはらみ出しやひび割れの開きによるものと考えられる。

### 3.3 変形性能の評価

図-7 および図-8 に、太い実線で、鋼板巻立て補強した RC 柱の荷重—変位関係の包絡線の計算値を示す。荷重—変位関係の包絡線は、せん断スパン比が 2.0 以上の鋼板巻立て補強した RC 柱の実験結果をもとに設定されたもの<sup>3)</sup>に、今回の荷重実験より得られたせん断変形を足し合わせたものである。ここで、せん断変形量は、第 1 および第 2 折れ点については、荷重実験における同一荷重時の曲げ変形量に対するせん断変形量の割合から算定した。また、第 3 および第 4 折れ点については、第 2 折れ点の割合 (2 割程度) と大差ないことから、第 2 折れ点のせん断変形量とした。図より、実験結果の変形性能は、計算値と比べて低いことがわかる。破壊状況から判断すると、これは、付着割裂破壊に因り荷重が著しく低下したことによるものと考えられる。

## 4. 解析概要

解析は、駅部の多層ラーメン高架橋を対象として、二次元フレームモデルを作成し、動的非線形解析を実施した。解析では、構造物全体系における  $a/d$  の小さい RC 柱のせん断耐力や変形性能について検討することを目的とした。図-11 に、解析に用いた断面を示す。解析断面は、RC ラーメン構造の 4 層 5 間線の複々線を支持する鉄道駅を模擬し、3 階部分に  $a/d=1.25$  の柱を配置した。図-12 に、a-a 断面、b-b 断面および c-c 断面の耐震補強前の柱の断面図をそれぞれ示す。柱は鋼板巻立て補強したものとした。耐震補強前の帯鉄筋比  $p_w$  は、0.064%、0.106% および 0.127%、鋼板巻立て分のみを帯鉄筋比換算した場合は、1.77%、1.77% および 1.48% である。本解析では、耐震補強は実構造物を想定して鋼板厚  $t=9\text{mm}$  の角型鋼管による鋼板巻立て補強とした。また、間詰めモルタル厚は 30mm とした。

柱部材の非線形特性は、図-13 に示すように、鉄道標準<sup>5)</sup>に準拠したテトラリニアモデルとした。ここで、鋼板巻立て補強による変形性能向上の効果については、今回想定した柱の断面諸元が文献3)の変形性能算定式の適用範囲外となるため、変形性能の算定は、鋼板を考慮しないものを用いた。また、本解析では、梁はスラブと結合されており、柱に比べて十分な耐力があるものとして、梁部材は線形部材とした。

地震力は、図-14 に示す地震動を柱下端に入力した。図-14 に示す地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説

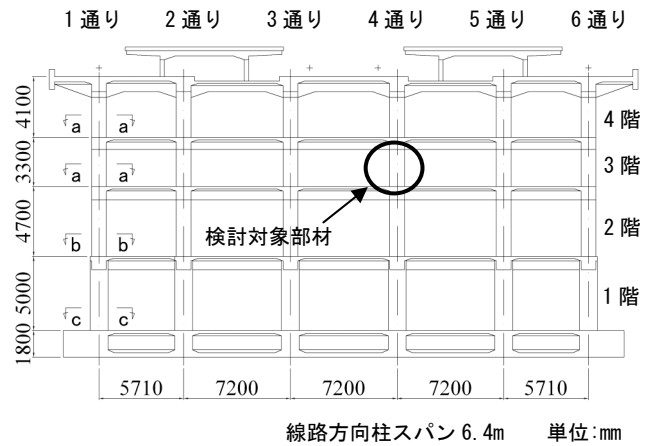


図-11 解析断面

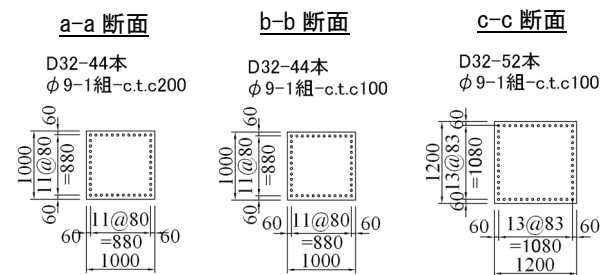


図-12 柱の断面諸元

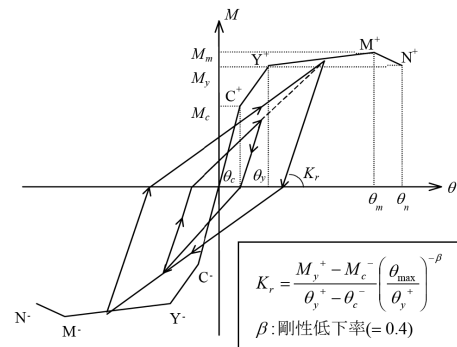


図-13 柱の非線形モデル

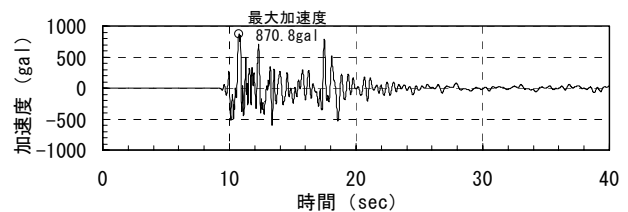


図-14 入力加速度

(耐震設計)<sup>7)</sup>の断層近傍の地震を想定した基盤地震動から、表層として洪積地盤 (G2 地盤) を想定した場合に与えられる地表面地震動である。

表-5 柱のせん断耐力

柱位置	$V_y$ (kN)		$V_{bu}$ (kN)	$V_{calmax}$
	無補強	補強	補強	(kN)
3階4通り	842	2,679	3,066	2,295

5. 解析結果

表-5に、3階の4通り(図-11中の○印)の柱の最大せん断力 $V_{calmax}$ と文献2)より算定した無補強および鋼板巻立て補強後のせん断耐力 $V_y$ と、建築指針<sup>8)</sup>より算定した付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 $V_{bu}$ を示す。また、図-15中に、せん断耐力の計算結果 $V_y$ (無補強、補強)、 $V_{bu}$ を示す。なお、 $V_{bu}$ について、鋼板巻立て補強の効果は帯鉄筋換算<sup>9)</sup>により考慮した。図-15より、無補強の場合には、地震動発生とほぼ同時(図中×印)にせん断破壊することがわかる。一方、鋼板巻立て補強することにより、 $V_y$ および $V_{bu}$ は $V_{calmax}$ を上回る結果となり、対象とする鋼板巻立て補強したRC柱部材については、付着割裂破壊しないことがわかった。なお、図-16に、3階4通り柱の曲げモーメントと部材角の関係を示す。図中の太点線は、荷重-変位関係の包絡線を示す。図より、柱は降伏点(Y点)に達していないが、これは、1階の柱が先に塑性化したためである。したがって、本解析を実施した駅部構造物では、変形性能を確保する必要のない部材であることが確認できた。

このように、せん断スパン比の小さい柱にたいして要求される変形量が付着破壊開始点よりも小さい場合には、構造物全体系の耐震性は満足することができる。したがって、せん断スパン比の小さい柱を設計する場合、要求される変形量が付着破壊開始点よりも小さいことを確認する必要がある。

6. まとめ

本検討より以下の知見が得られた。

- (1) せん断スパン比の小さい( $a/d=1.25$ )鋼板巻立て補強したRC柱の載荷実験を行い、せん断耐力および変形性能について検討した。その結果、鋼板巻立て補強することでせん断耐力は向上することがわかった。しかし、対象とした断面諸元では、付着割裂破壊を生じ、所定の変形性能が得られなかった。
- (2) せん断スパン比の小さい鋼板巻立て補強したRC柱部材のせん断耐力は、既往の算定式に補強鋼板の効果帯鉄筋に換算して考慮することにより、概ね算定できることを確認した。
- (3) 駅部を模擬した多層のラーメン高架橋を対象に、動的非線形解析を実施し、せん断スパン比の小さいRC柱を有する構造物全体系の耐震性能に関する検討を実施した。その結果、本解析を実施した駅部構造

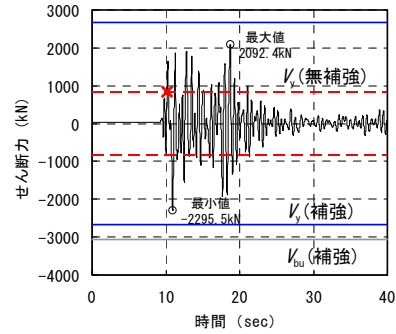


図-15 柱のせん断力の時刻歴

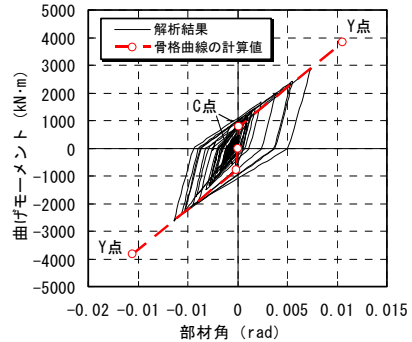


図-16 柱の曲げモーメント-部材角関係の時刻歴

物では、鋼板補強によりせん断耐力の向上により、構造物全体の耐震性能は確保されることを確認した。

参考文献

- 1) 玉井真一, 佐藤勉: 鋼板巻立て補強したRC柱の変形性能, 鉄道総研報告, Vol.12, No.9, pp.39-44, 1998.9
- 2) 前田友章, 田所敏弥, 谷村幸裕, 渡辺健: せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する支持条件の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.30, No.3, pp.799-804, 2008
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所: 既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼板巻立て補強編, 1999.7
- 4) 島弘, 周礼良, 岡村甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.213-220, 1987.2
- 5) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 2004.4
- 6) 藤井栄, 森田司郎: 異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究, 日本建築学会論文報告書, No.324, pp.45-53, 1983.2
- 7) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計), 1999.10
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997.7
- 9) (財) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, 2001.10