

鋼板巻立てによるせん断スパン比の小さい RC 柱の 変形性能向上方法

岡本 大* 松枝 修平**
谷村 幸裕* 田所 敏弥*

Improvement of Deformation Performance of Reinforced Concrete Columns with Small Shear-span Ratio by Using the Steel Jacketing

Masaru OKAMOTO Shuuhei MATSUEDA
Yukihiro TANIMURA Toshiya TADOKORO

So far, seismic retrofit by using steel jacketing has been made mainly to the RC columns with large shear-span ratio. In this study, we investigated improvement of deformation performance of reinforced concrete columns with small shear-span ratio by using the steel jacketing. As a result, we confirmed that shear strength of RC columns with small shear-span ratio was improved by using the steel jacketing. However, the simple steel jacketing couldn't improve deformation performance. Therefore, we proposed such retrofitting methods as could enhance confinement of the column, and confirmed that deformation performance could be improved.

キーワード：鋼板巻立て補強，低せん断スパン比，柱，変形性能，せん断耐力

1. はじめに

兵庫県南部地震以後，高架橋等の耐震補強が順次実施されており，せん断破壊を生じるような一般部の鉄筋コンクリート（以下，RC）ラーメン高架橋柱については補強が完了しつつある。最近の補強対象の一つとしては，施工上の制約が厳しい駅部等の柱が挙げられ，これらはせん断スパン比（せん断スパン長 a と有効高さ d の比， a/d ）が 2.0 より小さい場合も多い。

これまで，RC ラーメン高架橋柱の耐震補強には，鋼板巻立て補強工法が広く用いられている。鋼板巻立て補強工法は，実験等に基づいてせん断耐力や変形性能の評価方法が提案されているが¹⁾，実験は，主に a/d が 2.0 以上の柱を対象としたものである。そのため， a/d が 2.0 より小さい柱に対する効果については，未解明な部分が多いのが現状である。

そこで，本研究では，鋼板巻立て補強した a/d の小さい RC 柱の破壊メカニズムの解明とせん断耐力および変形性能向上方法について実験的に検討した。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 柱の耐震性について検討した。

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
** 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
(現 パシフィックコンサルタンツ(株))

2. 実験概要

2.1 試験体形状および諸元

試験体の諸元および形状を，それぞれ表 1 および図 1 に示す。RC 柱の諸元はすべての試験体で共通とし， a/d は 1.25 とした。試験のパラメータは，補強の有無と補助対策方法とし，合計 4 体の試験体を製作した。

No.1 は，帯鉄筋比を 0.08% とし，せん断破壊を生じる無補強試験体とした。No.2 は，No.1 に鋼板巻立て補強を行った試験体である。補強鋼板として，外形 530mm × 530mm，鋼板厚 $t=3.2$ mm の角型鋼管を設置した。また，No.3 および No.4 は，鋼板のはらみ出し防止対策として，補強鋼板の外周にはらみ出し防止枠，あるいは円形鋼板巻立てを施した試験体である。なお，鋼板巻立て補強では一般的に，補強鋼板と既存柱の間に無収縮モルタルを充填する。しかし，本検討では，補強鋼板を型枠代わりにして柱コンクリートと無収縮モルタルを一体で打込むこととしたため，補強試験体については補強鋼板の外形寸法を 530mm × 530mm とし，充填モルタル相当の厚さを確保した。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，試験体が縮小モデルであり施工性を考慮したことによる。また，補強鋼板の上下端部には 25mm の空きを確保し，曲げ耐力の増加を防いだ。表 2 および表 3 に材料試験結果を示す。

特集：構造物技術

表1 試験体諸元

試験体	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)	はらみ出し 対策工
No.1	D16-40本 (SD345)	φ6 @ 150 × 1組 (SR235)	0.97	0.08	t=3.2mm	—
No.2						—
No.3						はらみ出し防止枠 100 × 100mm-H型鋼 4段
No.4						円形鋼板巻立て t=3.2mm

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

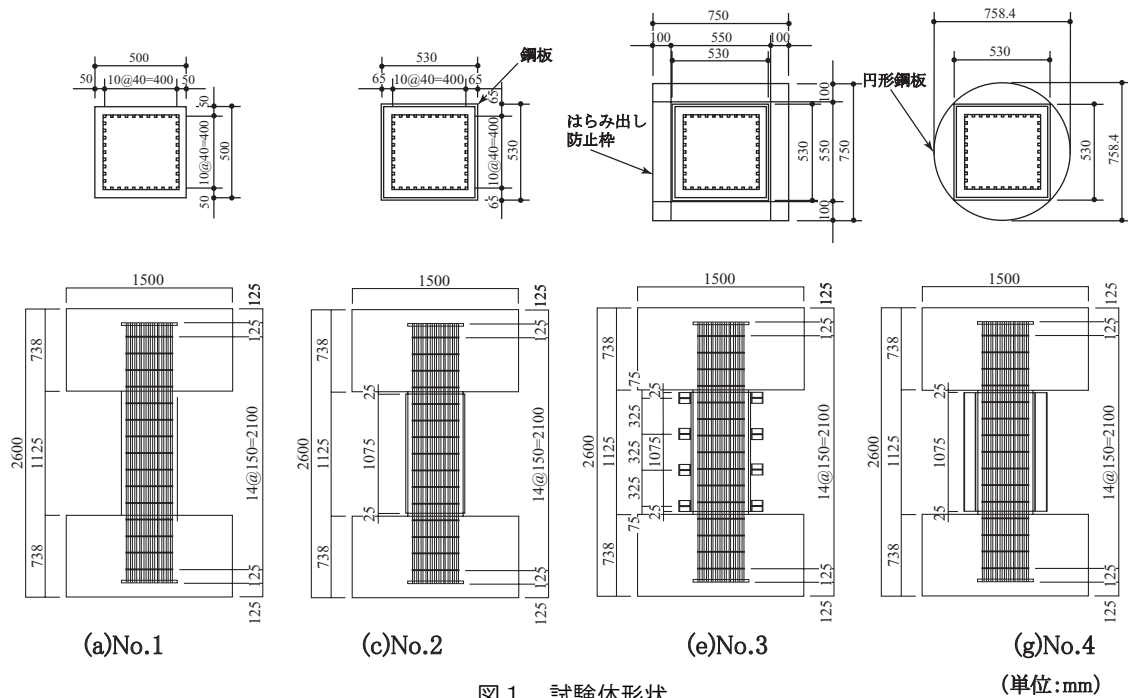


図1 試験体形状

(単位:mm)

表2 コンクリートの材料試験結果

部材	No.	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
柱, 上スタブ	No.1	28.6	25.9	2.68
	No.2	32.5	28.8	2.70
	No.3	31.1	26.9	2.98
	No.4	28.8	24.8	2.58
下スタブ	No.1	33.0	27.9	2.94
	No.2	35.8	29.1	2.80
	No.3	28.0	27.1	2.91
	No.4	27.0	26.4	2.59
無収縮 モルタル	No.3	69.5	24.7	—
	No.4			

表3 鋼材の材料試験結果

種類	No.	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
軸方向 鉄筋	No.1, No.2	408	2186	186	586
	No.3, No.4	391	2074	189	598
帯鉄筋	No.1, No.2	309*1	1473*2	210	485
	No.3, No.4	304*1	1447*2	210	480
補強 鋼板	No.2	284*1	1464*2	194	408
	No.3, No.4	368*1	1683*2	219	536
はらみ 出し防 止枠	No.3	399	2047	195	527

*1: 0.2%耐力

*2: 0.2%耐力をヤング係数で除した値

2.2 荷重方法および計測項目

荷重には、図2に示す建研式L字型試験装置を用い、柱に逆対称曲げモーメントが作用するような荷重方法とした。750kN (軸圧縮応力度 3.0N/mm²) の一定軸力下で、水平方向に降伏変位 δ_y の整数倍の変位を各3回ずつ繰り返し漸増荷重した。 δ_y は、No.2の値が5.6mmであり、比較のためNo.3, No.4も同一の値で荷重を制御した。

3. 実験結果

3.1 破壊状況および荷重-変位関係

図3および図4に、各試験体の荷重終了時のひび割れ状況を示す。なお、補強試験体については、荷重終了後に鋼板を取り外した時のひび割れ状況である。また、図5~図8に、各試験体の荷重-変位関係と軸方向鉄筋、鋼

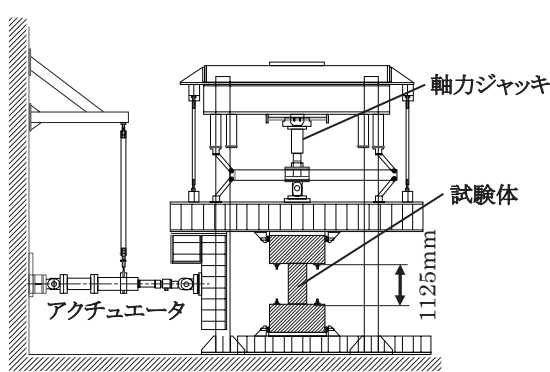


図2 荷重試験装置

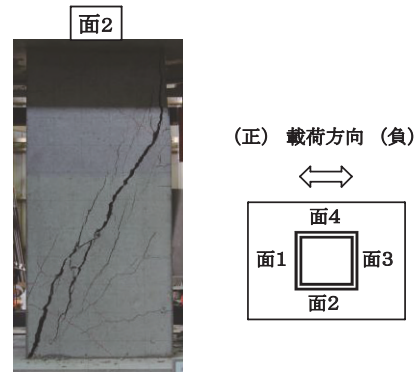


図3 荷重終了後のひび割れ状況 (No.1)

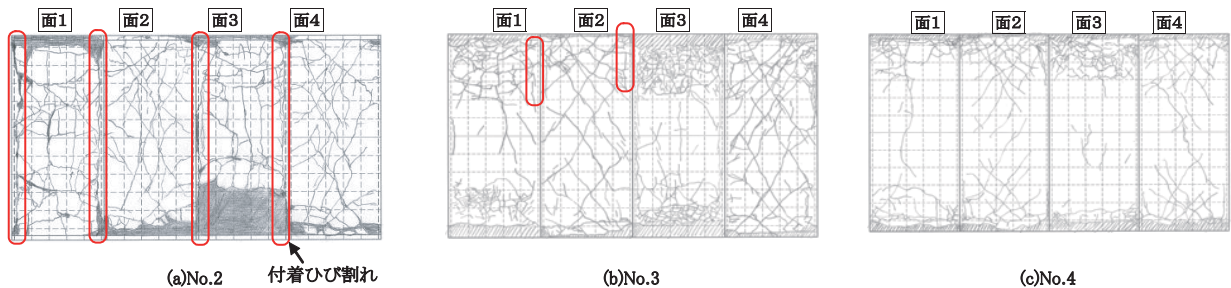


図4 付着ひび割れ状況

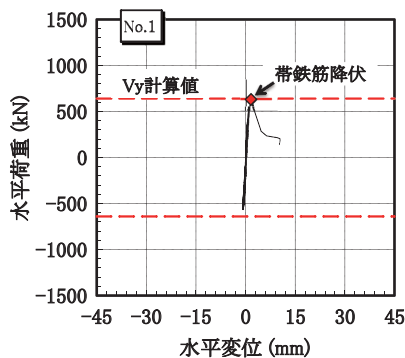


図5 荷重—変位関係 (No.1)

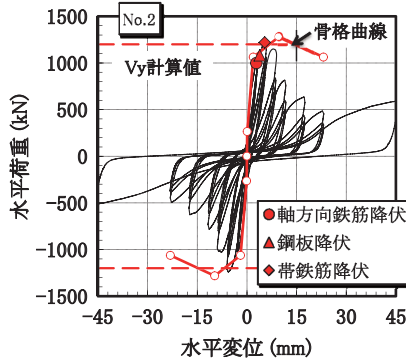


図6 荷重—変位関係 (No.2)

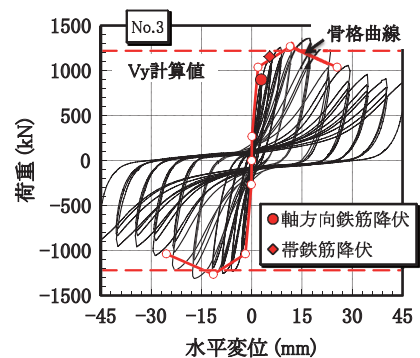


図7 荷重—変位関係 (No.3)

板および帯鉄筋が降伏ひずみに達した点(●, ▲, ◆)を示す。

No.1は、柱の上下基部に発生した曲げひび割れが斜めひび割れに進展した後、図3に示すように上下端部の斜めひび割れが繋がり、急激な荷重低下を伴う斜め引張破壊を生じた。No.2は、図6に示すように $2\delta_y$ で最大荷重となり、柱端部にコンクリートの圧壊が確認された。 $3\delta_y$ で鋼板が変形しはじめ、荷重が大きく低下した。 $4\delta_y \sim 6\delta_y$ にかけて鋼板の変形、および、く体と鋼板のずれが顕著になり、 $8\delta_y$ で荷重を終了した。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4 (a)に示すように、図中の赤枠で示す位置に軸方向鉄筋に沿った付着ひび割れが確認された。No.2は曲げ降伏先行であったが、荷重低下が急激であったことやひび割れ状況から、付着割裂破壊と考えられる。

No.3は、 $3\delta_y$ でコンクリートに圧壊が見られ、 $6\delta_y$ で載

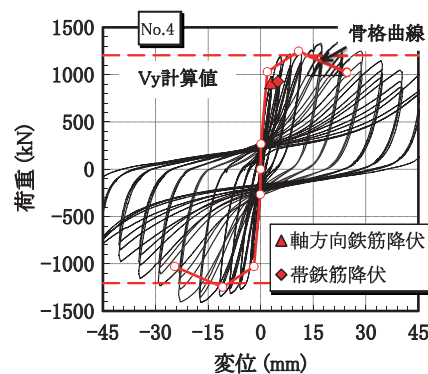


図8 荷重—変位関係 (No.4)

荷方向と直行する面において鋼板のはらみ出しやはらみだし防止枠の変形が見られるようになった。 $8\delta_y$ でコンクリートのはらみ出し防止枠の変形が大きくなり、荷重の低下が見られるようになった。図4 (b)に示すように、柱端部に軸方向鉄筋に沿ったひび割れが部分的に発生し

特集：構造物技術

たものの、No.2のような著しい荷重低下はなく、変形性能が大きく改善された。No.4は、試験体の損傷状況は概ねNo.3と同様であったが、円形鋼板の変形は小さく、図8からもわかるようにNo.3よりもさらに変形性能の改善効果は大きかった。

3.2 セン断耐力に対する評価

せん断耐力の計算値 V_y と実験値の比較を図5～図8に示す。せん断耐力の計算値 V_y は、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梁の実験結果をもとにした式(1)²⁾に、軸力の影響を β_n により考慮して求めた³⁾。なお、鋼板による補強効果は式(13)に示すように鋼板を帯鉄筋換算することにより考慮し、はらみ出し防止枠および円形鋼板については無視した。

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

ここに、 V_c ：コンクリートが分担するせん断耐力 (kN)、 V_s ：せん断補強鉄筋と鋼板が分担するせん断耐力 (kN) である。

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

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

$$\beta_d = \sqrt[3]{1000/d} \quad (4)$$

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

$$\beta_n = 1 + 2M_0/M_u \quad (N'_d \geq 0 \text{ の場合、ただし、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする。}) \quad (6)$$

$$\beta_n = 1 + 4M_0/M_u \quad (N'_d < 0 \text{ の場合、ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } 0 \text{ とする。}) \quad (7)$$

$$f_{ved} = 0.2 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad (8)$$

$$f(a/d) = -0.75 + 4/(a/d) \quad (9)$$

ここに、 V_{cd} ：せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力 (kN)、 b_w ：腹部の幅 (mm)、 d ：有効高さ (mm)、 γ_b ：部材係数、 p_c ：せん断引張鋼材比 ($p_c = A_s / (b_w \cdot d)$)、 A_s ：引張側鋼材の断面積 (mm²)、 M_u ：曲げ耐力 (kN・m)、 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に必要な曲げモーメント (kN・m)、 N'_d ：設計軸方向圧縮力 (kN)、 f_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)、 $f(a/d)$ ：補正係数、 a/d ：せん断スパン比 ($1.0 \leq a/d \leq 2.0$) である。

$$V_s = g(a/d, p_w) \cdot V_{sd} \quad (10)$$

$$V_{sd} = (A_w \cdot f_{wyd} / s_s + 2 \cdot t \cdot f_{tyd}) \cdot z / \gamma_b \quad (11)$$

$$g(a/d, p_w) = 0.44(a/d) - 35p_w + 0.58 \quad (12)$$

$$p_w = p_{ws} + p_{wt} \quad (13)$$

$$p_{ws} = A_w / (b_w \cdot s_s) \quad (14)$$

$$p_{wt} = (f_{tyd} / f_{wyd}) \cdot 2 \cdot t / b_w \quad (15)$$

ここに、 V_{sd} ：せん断補強鉄筋と鋼板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/mm²)、 z ：圧縮応力の強力位置から引張鋼材の図芯までの距離 ($z = d/1.15$)、 $g(a/d, p_w)$ ：補正係数、 A_w ：区間におけるせん断補強鉄筋の断面積 (mm²)、 s_s ：せん断補強鉄筋の間隔 (mm)、 p_w ：せん断補強鉄筋比、 t ：鋼板の厚さ (mm)、 f_{tyd} ：鋼板の設計引張降伏強度 (N/mm²) である。

図5～6に示すように、No.1、No.2の実験値と計算値は概ね等しい。これらの試験体の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ため、両者に対してよく一致したと考えられる。このように、鋼板巻立て補強したせん断スパン比の小さいRC柱のせん断耐力は、既往のせん断耐力算定式に補強鋼板を帯鉄筋換算して考慮することで算定できることが確認できた。

3.3 付着割裂破壊に対する評価

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、 $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ および $3\delta_y$ における高さ方向の分布を示している。なお、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、島らによる研究⁴⁾による式(16)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。

$$d\sigma = \frac{4}{D} \cdot \tau \cdot dx \quad (16)$$

ここに、 τ ：付着応力 (N/mm²)、 $d\sigma$ ：鉄筋の応力差、 D ：鉄筋径 (mm)、 dx ：鉄筋の微小区間 (mm) である。

また、図10には、付着強度の計算値を併せて示した。付着強度の算定には、藤井・森田が提案している式⁵⁾を用いた。なお、付着強度の算定では、ひび割れ等により鋼板とコンクリートの一体性は低下すると考えられることから、鋼板を無視した。なお、図5に示す損傷状況から、付着の破壊形式はサイドスプリット型と判断した。

図10より、付着応力は、水平荷重630kN時、 $1\delta_y$ 、 $2\delta_y$ の順に大きくなった。 $2\delta_y$ から $3\delta_y$ 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 $2\delta_y$ が最も大きく、 $1\delta_y$ と $3\delta_y$ は $2\delta_y$ 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て算定した付着強度の計算値は付着応力より小さく、図4(a)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6に示すように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と考えられる。

3.4 変形性能の評価

図6～8に、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⁶⁾(以下、骨格曲線という)を併せて示した。図6に示すように、鋼板巻立て補強のみのNo.2は付着割裂破壊を生じたため、計算値に比べて変形性能が低いことがわかる。

一方、図7, 8に示すように、はらみ出し防止枠または円形鋼板を設置することで拘束効果を高めたNo.3およびNo.4は、付着割裂破壊が防止されたため変形性能が向上し、既往の計算値と比較的良好な整合を示している。

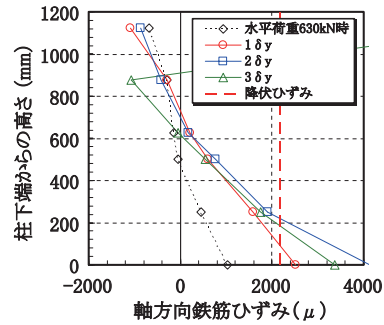


図9 軸方向鉄筋のひずみ (No.2)

4. せん断スパン比の小さい柱を有する鉄道構造物に関する試算

4.1 試算の概要

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、動的非線形解析による試算を実施した。試算では、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、対象構造物を示す。対象構造物は、RCラーメン構造の4層5径間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示す。解析では、耐震補強に鋼板厚 $t=9\text{mm}$ の鋼板巻立て補強を想定した。

柱の非線形特性は、図13に示すように、鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物)³⁾に準拠したテトラリアモデルとした。なお、今回対象とした a/d が小さい柱の断面諸元は文献⁶⁾の変形性能算定式の適用範囲外となるため、鋼板による変形性能の向上効果は見込まないこととした。また、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。

地震動は、鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)⁷⁾の断層近傍の地震(L2, スペクトルII)を想定し、図14に示す洪積地盤(G2地盤)の地表面加速度を柱下端に入力した。

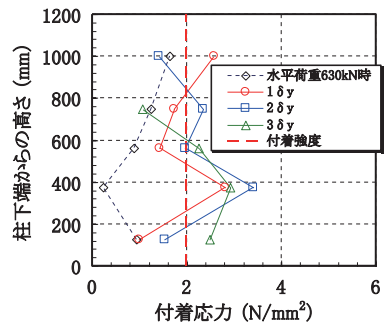


図10 軸方向鉄筋の付着応力の分布 (No.2)

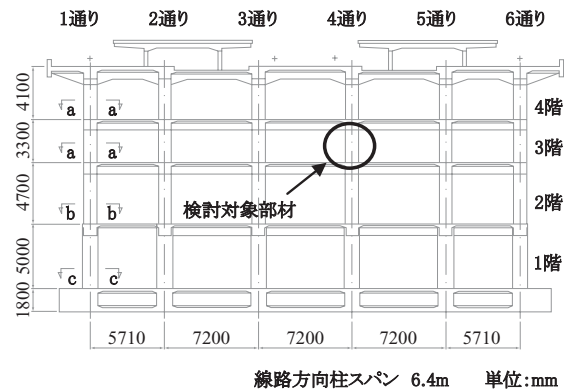


図11 対象構造物

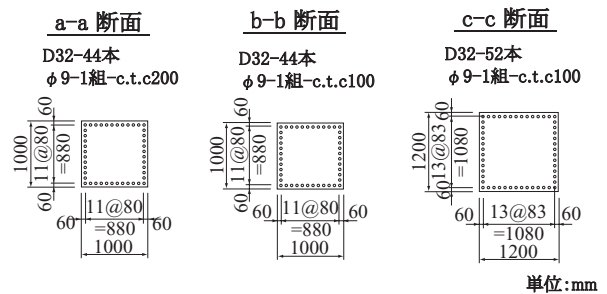


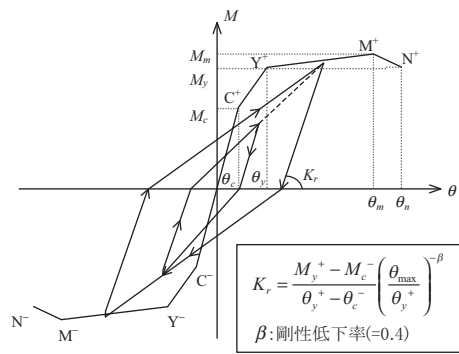
図12 柱断面諸元

4.2 試算の結果

図15に、3階の4通り(図11中の○印)の柱のせん断力の時刻歴とせん断耐力 V_y (無補強時、補強後)、建築指針⁸⁾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。なお、 V_{bu} の算定では、鋼板巻立て補強の効果は帯鉄筋量換算⁹⁾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} が柱に発生するせん断力を上回り、対象とする鋼板巻立て補強したRC柱は、せん

断破壊しない結果となった。また、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。この結果から、今回対象とした構造物の a/d が小さい柱については、鋼板巻立て補強

特集：構造物技術



M_c : 曲げひび割れ発生時の曲げモーメント
 M_y : 引張鉄筋降伏時の曲げモーメント
 M_m : 最大曲げモーメント
 θ_c : 曲げひび割れ発生時の部材角
 θ_y : 引張鉄筋降伏時の部材角
 θ_m : M_m を維持できる最大の部材角
 θ_n : M_y を維持できる最大の部材角

図13 柱の非線形モデル

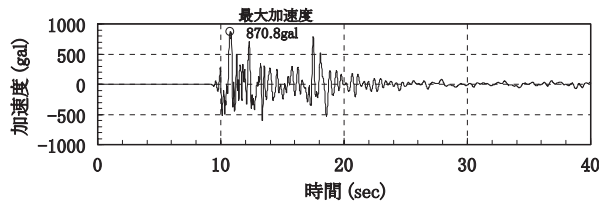


図14 入力地震動

のみでよいと考えられる。しかし、 a/d が小さい柱の変位がY点を越える場合には、鋼板巻立て補強だけでなく、No.3やNo.4のような補助工法が必要と考えられる。

5. まとめ

鋼板巻立て補強した a/d の小さいRC柱の破壊メカニズムの解明と耐震性能評価方法に関する実験的検討、および駅部ラーメン高架橋の耐震性に関する解析的検討を実施した。その結果、以下のような知見を得た。

- (1) 鋼板巻立て補強により a/d の小さいRC柱のせん断耐力は向上し、補強鋼板の効果を考慮することにより既往の算定式で評価できることが確認できた。しかし、付着割裂破壊を生じる場合があり、十分な変形性能が得られない可能性がある。
- (2) 付着割裂破壊を防止するため、はらみ出し防止枠、円形鋼板巻立てを鋼板巻立て補強と併用する補強方法を考案し、載荷実験を行った。その結果、変形性能は一般的な鋼板巻立て補強柱と同等程度までに改善されることが確認できた。
- (3) 動的非線形解析により a/d 比の小さいRC柱を含む駅部ラーメン高架橋の試計算を行なった。その結果、今回試計算を行った構造物では、変形が a/d が大きな柱に集中するため構造物が耐震性能を満足できる結果となった。しかし、 a/d が小さい柱の変位がY点

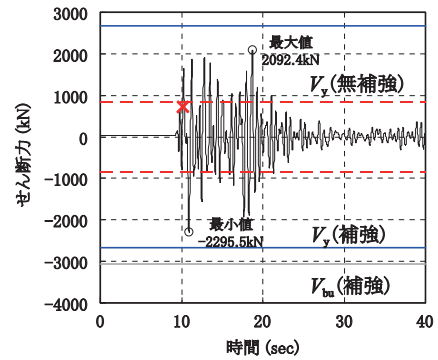


図15 柱のせん断力の時刻歴

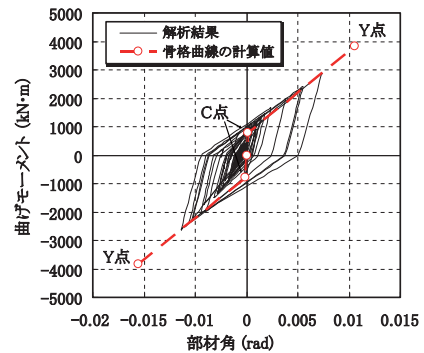


図16 柱の曲げモーメント-部材角関係の時刻歴

を越える場合は、鋼板巻立て補強だけでなく、No.3やNo.4のような補助工法が必要と考えられる。

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: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (コンクリート構造物), 2004.4
- 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) 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
- 6) (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
- 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