

柱外周に配置した帯鉄筋を柱の4隅で定着する耐震補強工法について

東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部 構造技術センター 正会員 津吉 毅
東日本旅客鉄道株式会社 上信越工事事務所 工事管理安全 正会員 小林将志
東日本旅客鉄道株式会社 建設工事事務部 構造技術センター フェロ-会員 石橋忠良

1. はじめに

平成7年の阪神淡路大震災以後、鉄道構造物においても平成8年度から高架橋の緊急耐震補強工事が進められている。その耐震補強工法としては、かみ合わせ継手を用いた鋼板巻き工法¹⁾を一般的に用いてきたが、高架橋下を店舗等で利用している箇所や、作業スペースが狭隘でクレーン等を使用できない箇所では、店舗の移転などに伴う営業補償の問題や、施工性の問題などから、鋼板巻き工法を採用することが困難である。一方、大都市圏では、高架下を店舗等で利用しているほうが一般的であり、したがって、鋼板巻き工法にかわる、建物等の支障移転をできるだけ伴わず、狭隘箇所でも簡易に人力で施工できる材料の組み合わせによる耐震補強工法の開発の必要性が認識されてきた。著者らは、平成9年度から、これらを勘案した耐震補強工法の開発に取り組んできた²⁾。図-1が、開発した耐震補強の概要図である。この工法は、柱外周を4隅に配置した定着部材で定着した補強鋼材で取り囲むもの(以下「RB工法」という。)で、鋼材の防錆処理さえ別途施工すれば、RC巻き補強のように外周全体にコンクリートを打設する必要もない。また、図-1に示したように、建物の間仕切り壁などがある場合にも、壁を部分的に削孔するのみでよく、支障物の撤去復旧が些少で済む。さらに、鉄筋、L型鋼などが主な構成部材となっているため、狭隘な箇所でも人力で施工できるという特徴を有している。

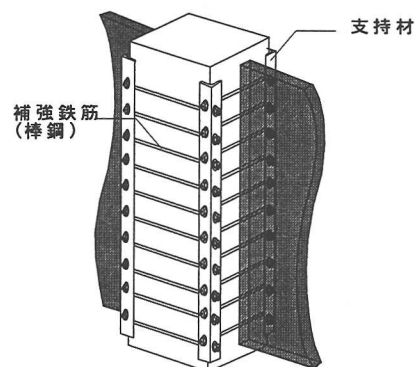


図-1 RB工法概要図

本文では、このRB工法による耐震補強工効果、補強設計方法と、実施工例について概要を報告する。

2. RB工法により補強されたRC柱の変形性能

2-1. 正負交番載荷試験概要

RB工法によるRC柱の耐震補強効果を確認するため、ラーメン高架橋柱の1/2スケールの供試体を用いて正負交番載荷試験を行った。ここで、既存のラーメン高架橋柱の降伏震度は0.3程度以上であり³⁾、一質点系の振動モデルにモデル化できる、普通地盤上の通常の鉄道構造物であれば、じん性率10程度の変形性能を与えれば、阪神大震災クラスの地震に対しても十分なエネルギー吸収能力を有する⁴⁾ことから、耐震補強の目標は、じん性率10程度の変形性能を有することとした。

図-2に試験体断面形状および側面図を、表-1に試験体諸元を示す。柱の断面内に帯鉄筋は配置されおらず、柱の断面は400mm×400mm、せん断スパン比(a/d)は3.19、軸方向圧縮応力度(σ'_{no})は0.98N/mm²とし、図-3に示す載荷装置により正負交番載荷試験を行った。No.1試験体は全周をモルタルで被覆した試験体であり、No.2試験体は定着部以外の保護モルタルがない基準試験体である。また、No.3、No.7、No.8試験体は定着部の山形鋼を分割してその大きさを違えたもので、No.4、No.6は耐力比を違えた試験体、No.5は補強鉄筋と既設柱のすきまを20mm空けた試験体である。

キーワード：高架橋、耐震補強、新工法

連絡先：〒151-8578 渋谷区代々木2-2-2, TEL03-5334-1288, Fax03-5334-1289

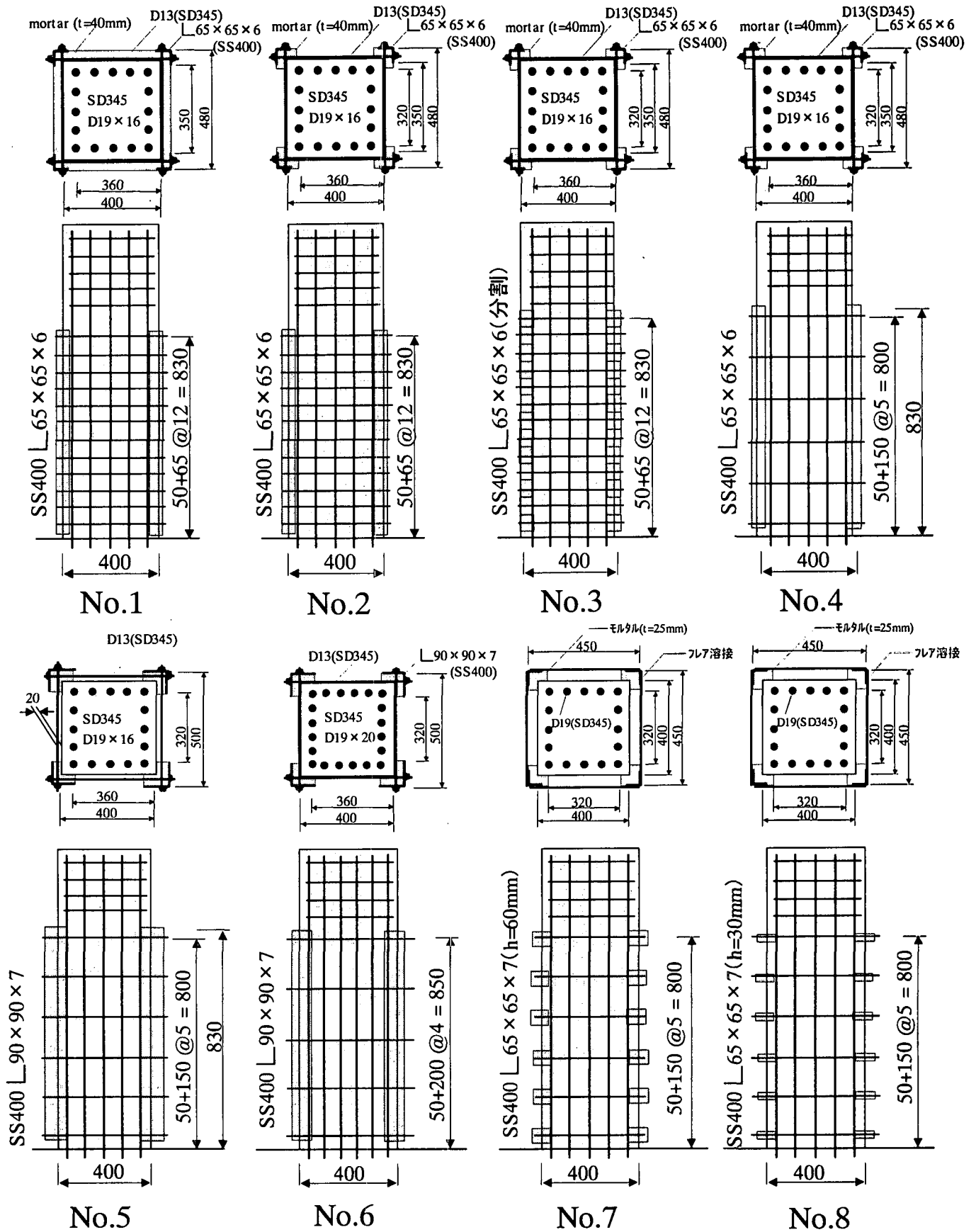


図-2 試験体形状図

載荷は、最外縁の軸方向鉄筋が材料強度から定まる降伏ひずみに達したときの載荷点変位を降伏変位 (δ_{ytest}) とし、以後は、 $2\delta_{ytest}$ 、 $-2\delta_{ytest}$ 、 $3\delta_{ytest}$ 、 $-3\delta_{ytest}$ ……と、降伏変位の整数倍の正負交番変位を1サイクルづつ変位制御で与えた。

2-2. 実験結果

表-2, 図-4に, 耐力比の計算値とじん性率の実験結果を示す。ここで, 耐力比(V_y/V_{mu}), ここに, V_y ; 部材のせん断耐力, V_{mu} ; 部材が曲げ耐力に達するときのせん断力)の計算値は, 材料強度試験から求まる実強度を用い, 柱外周に配置した補強鉄筋の負担するせん断力は, 断面内に配置された帯鉄筋と同様の方法で, 部分安全係数はすべて1.0として算定⁵⁾した。また, じん性率 μ は, 降伏荷重を維持する最大変位を終局変位の実験値(δ_{utest})と定義したものである。

一般に, RC柱の場合, 通常の鉄道構造物のスケルトンに対しては, 耐力比を2以上とすればじん性率が10以上とれることが示されている⁶⁾が, 図-4に示した今回のRB工法による補強の場合, 耐力比1.4程度以上で, じん性率が10以上確保できる結果となった。また, 柱全体をモルタルで巻いたNo.1試験体と, 耐力比がほぼ同一であるNo.2試験体を比較しても変形性能に大きな差はなく, RB工法による補強の場合は, 柱全周のモルタルの有無は変形性能にほとんど影響を与えないと言える。

図-5は, 耐力比の異なるNo.2, No.4, No.6試験体の荷重変位曲線の包絡線を比較したものである。ここで, 図-5のX軸は変位を降伏変位の実験値(δ_{ytest})で, また, Y軸は荷重を降伏荷重の実験値(P_{ytest})で除して無次元化している。耐力比が1.41のNo.4試験体と, 耐力比が2.35の

表-1 供試体諸元

| 試験体 No. | 断面寸法 W×D (mm) | 有効高 d (mm) | せん断スパン比 a/d | 軸方向鉄筋 (径)×(本) | 軸方向鉄筋比 (=ΣAs/(WD)) (%) | 補強鉄筋 (径)-(間隔) (mm) | 補強鉄筋比 ps (%) | 軸圧縮応力度 σ'_{no} (N/mm ²) |
|---------|---------------|------------|-------------|---------------|------------------------|--------------------|--------------|--|
| No.1 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×16 | 2.865 | D13-ctc65 | 0.975 | 0.98 |
| No.2 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×16 | 2.865 | D13-ctc65 | 0.975 | 0.98 |
| No.3 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×16 | 2.865 | D13-ctc65 | 0.975 | 0.98 |
| No.4 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×16 | 2.865 | D13-ctc150 | 0.422 | 0.98 |
| No.5 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×16 | 2.865 | D13-ctc150 | 0.422 | 0.98 |
| No.6 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×20 | 3.581 | D13-ctc200 | 0.317 | 0.98 |
| No.7 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×16 | 2.865 | D13-ctc150 | 0.422 | 0.98 |
| No.8 | 400×400 | 360 | 3.19 | D19×16 | 2.865 | D13-ctc150 | 0.422 | 0.98 |

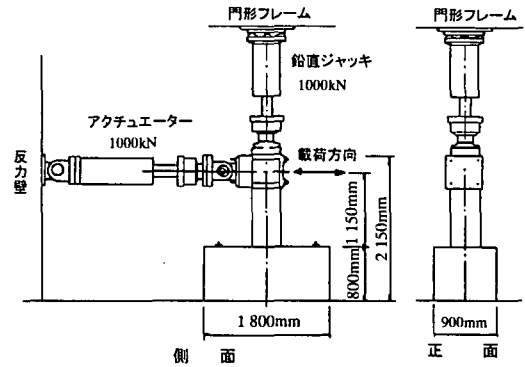


図-3 荷重装置

表-2 材料強度, じん性率実験値

| 試験体 No. | 材料強度 | | | | 計算値 耐力比 V_y/V_{mu} | 実験値 じん性率 μ |
|---------|--|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|----------------------|----------------|
| | F_{ck} (\lt 体) (N/mm ²) | F_{ck} (モルタル) (N/mm ²) | f_{sy} (軸方向鉄筋) (N/mm ²) | f_{sy} (補強鉄筋) (N/mm ²) | | |
| No.1 | 26.6 | 45.3 | 381 | 359 | 2.60 | 13.2 |
| No.2 | 20.1 | 47.5 | 381 | 359 | 2.35 | 12.7 |
| No.3 | 32.9 | 50.0 | 383 | 370 | 2.37 | 14.4 |
| No.4 | 35.7 | 61.8 | 383 | 370 | 1.41 | 13.0 |
| No.5 | 32.4 | 55.5 | 383 | 370 | 1.41 | 11.9 |
| No.6 | 32.4 | 25.8 | 383 | 370 | 1.06 | 8.5 |
| No.7 | 43.1 | 40.5 | 378 | 395 | 1.48 | 12.6 |
| No.8 | 39.4 | 40.5 | 378 | 395 | 1.47 | 10.3 |

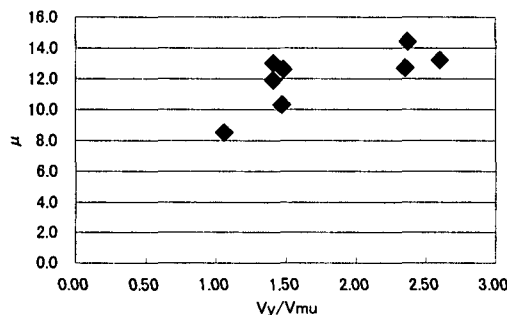


図-4 耐力比とじん性率の関係

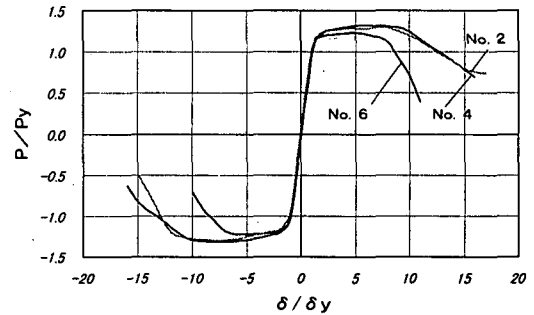


図-5 No.2, No.4, No.6 荷重変位包絡線

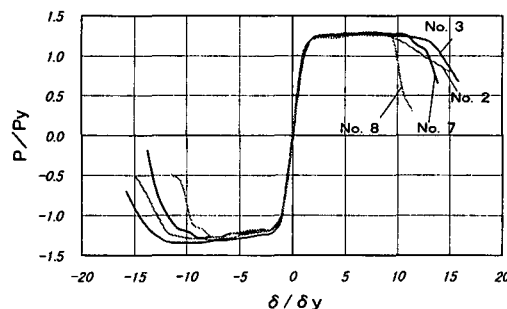


図-6 No.2,3,7,8 の荷重変位包絡線

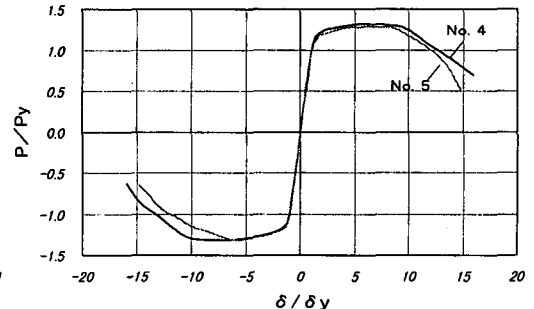
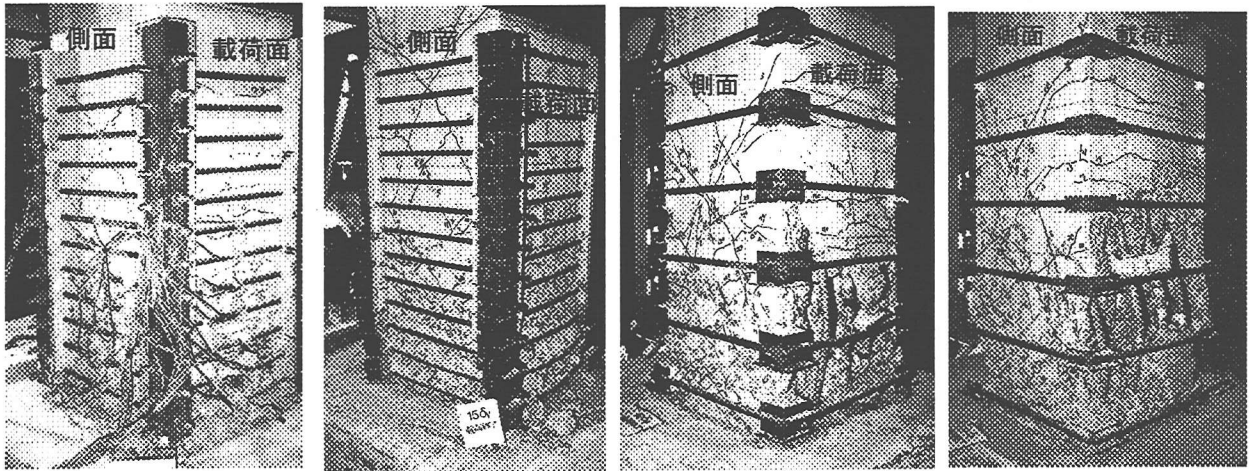


図-7 No.4, No.5 の荷重変位包絡線



(a) 試験体 No.2 (b) 試験体 No.3 (c) 試験体 No.7 (d) 試験体 No.8

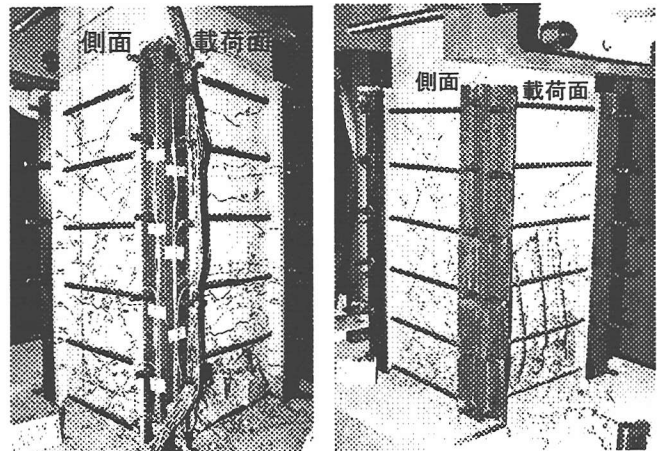
写真-1 No.2, No.3, No.7, No.8 の終局後の状況

No. 6 試験体では包絡線にほとんど差異がなく、RB補強の場合、今回の試験範囲では、耐力比を 1.4 程度以上とすれば、ほとんど変形性能に差がないことがわかる。

図-6 は、定着部の山形鋼が連続している No. 2 試験体、山形鋼を鉄筋一段ずつ分割しているが柱の長手方向全長に配置されている No. 3 試験体、山形鋼を分割して補強鉄筋一段ずつを分離して定着した No. 7, No. 8 試験体の荷重変位曲線の包絡線を示したものである。写真-1 には、それぞれの終局時の状況を示す。山形鋼を分割、分離することにより、若干変形性能が落ちるものの、じん性率はいずれも 10 以上確保できている。なお、補強鋼材間隔を 150

mm、山形鋼高さを 30mm とした No. 8 試験体では、写真-1 (d) に見られるように、定着部の柱かぶりコンクリートが剥落することにより、若干急激な耐力低下を伴うが、じん性率は 10 程度以上確保できている。

図-7 は、No. 4, No. 5 試験体の荷重包絡線を比較したものである。No. 5 試験体は、実施工では補強鋼材を柱面に密着させて配置することが困難であることを想定し、補強鋼材と柱面に 20mm の隙間を空けたものである。写真-2 に、それぞれの終局時の状況を示す。写真-2 に示したように、補強鋼材が柱面に接触しない場合には、かぶりコンクリートの剥離範囲が増大するが、図-7 に示したように変形性能は若干小さくなるだけで、補強鋼材を柱面と離して設置してもじん性率は 10 程度以上確保できることがわかった。



(a) 試験体 No.4 (b) 試験体 No.5

写真-2 No.4, No.5 の終局後の状況

3. RB工法による耐震補強設計例

RB工法を用いて、じん性率 10 程度を目標としてラーメン高架橋柱の耐震補強設計を行う場合の補強鋼材は、以下により求まる鋼材量を配置することとする。

①柱梁接合部から 2D (D ; 柱断面高さ) 区間

$$\gamma_i \cdot V_{yd} / V_{mu} \geq 1.5 \quad \dots \text{式 (1)}$$

② 2D 区間以外

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0 \quad \dots\dots\text{式 (2)}$$

式 (1), (2) において,

V_{mu} : 部材が曲げ耐力 M_u に達するときの作用せん断力で, 曲げ耐力を算出する際の補強鉄筋の材料修正係数 ρ_m は 1.2 とする。

V_{yd} : 部材の設計せん断耐力

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{RB} \quad \dots\dots\text{式 (3)}$$

ここに, V_{cd} : 既設 RC 柱のせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力⁵⁾

V_{sd} : 既設 RC 柱の帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力⁵⁾

V_{RB} : RB 工法による補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力で V_{sd} と同様の方法により算定する。

γ_i : 構造物係数 (一般の場合 1.0)

ここでは, 一例として A 高架橋 (図-8 に一般図を, 図-9 に柱配筋図を示す。) における鋼材量決定ケースである橋軸方向の設計例を示す。A 高架橋は, 写真-3 に示すよ

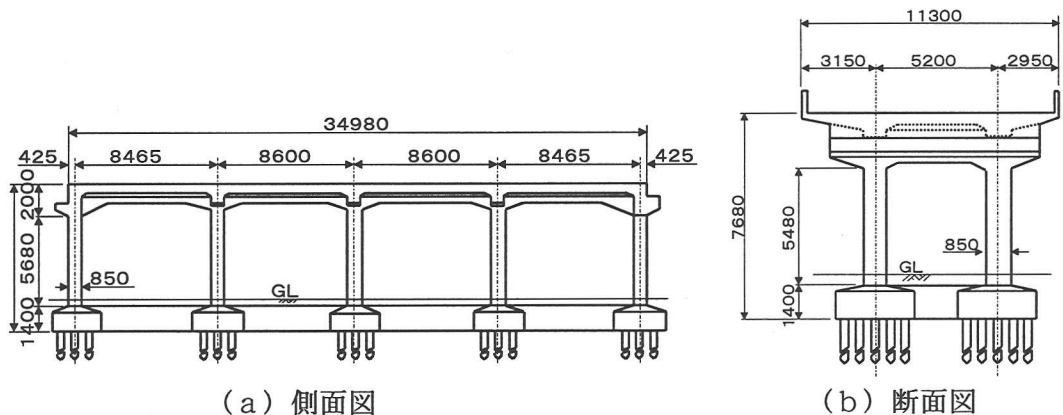


図-8 A 高架橋一般図

うに高架橋下に信号機器室が設置されており, 鋼板巻き工法を採用するためには, 設備の移転などを要し, 多大な工事費となることが予想されたため, 設備の移転・撤去が不要であり, 屋内での人力施工

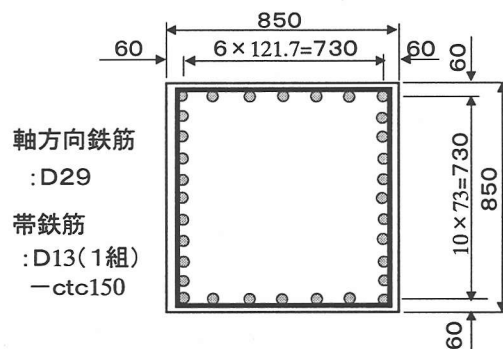


図-9 柱配筋図

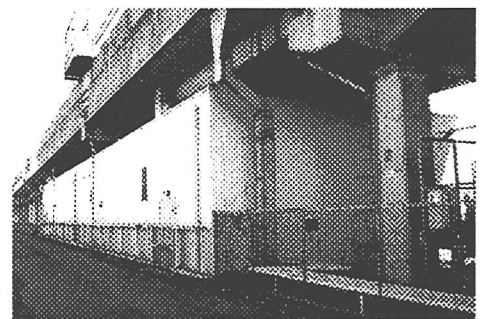


写真-3 A 高架橋全景

が可能である RB 工法を採用することとした。なお, A 高架橋では柱長さが短く, 2 D 区間とそれ以外で補強鋼材量を変えても全体として補強鋼材量にほとんど差がないため, 2 D 区間のみを対象に補強鋼材量を算出し, 全体を同じ補強レベルとすることとした。

・既設柱のせん断耐力の計算⁵⁾

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b = 338.1 \text{ (kN)}$$

$$V_{sd} = A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / s_s \cdot z / \gamma_b = 345.9 \text{ (kN)}$$

・補強鋼材量の計算 (式 (1))

$$V_{RB} = 1.5 \times V_{mu} - V_{cd} - V_{sd} = 1113.7 \text{ (kN)}$$

以上より, 補強鉄筋として D32 (SD 345) を用いると, 配置間隔は 292mm 以下となる。

4. RB工法による施工例

4-1. A高架橋

A高架橋での施工例を示す。A高架橋は、信号機器室内での柱補強となることから、現場作業をできるだけ少なくするため、定着部材をプレキャスト部材とした。今回は、初めての施工となることから、プレキャスト部材は、写真-4、写真-5に示した3種類作製し、試験施工を兼ねて工事を実施した。写真-4に示すタイプAは、山形鋼とコンクリートにより製作したもので、補強鉄筋2段-4本を定着する部材である。鉄筋は、直交する2方向の鉄筋を内側と外側に配置することで、定着部材に回転力が作用しないようにした。柱への配置断面図を図-10に示す。写真-5に示すタイプBは、鋳物で作製したもので、定着部材に回転力が加からない構造とし、鉄筋1段-2本を定着する部材である。このタイプは、写真-6に示す引張試験を行うことにより、定着部材強度が鉄筋破断強度以上であることを確認した。柱への配置断面図を図-11に示す。タイプCは、L型の鉄筋を用いてタイプ

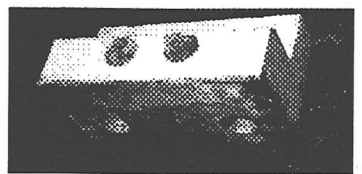


写真-4 タイプA

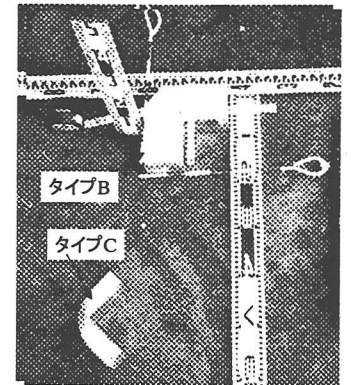


写真-5 タイプB, C

Bと組み合わせて用いる(図-12に配置断面図を示す。)もので、柱への接触面積はタイプBと同一としている。また、補強鉄筋は定着部材にかかわらず、ねじ定着とするためねじふし鉄筋を用いた。タイプA、タイプ

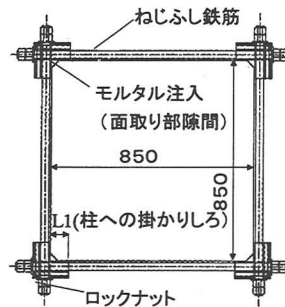


図-10 タイプA取付図

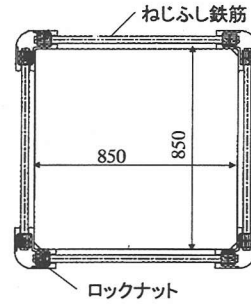


図-11 タイプB取付図

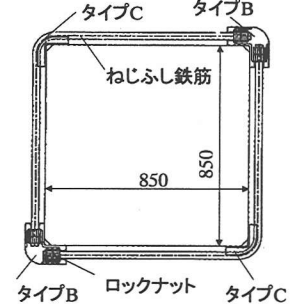


図-12 タイプC取付図

B、タイプCを用いた配置図を図-13に示す。タイプAを用いた場合は、柱の同一面の鉄筋間隔が異なることとなる。この場合には、1mあたりの補強鋼材量を計算で求めた鋼材量よりも多くすること、鋼材の最大間隔を $d/2$ 以下(d :柱の有効高さ)とすることにより鋼材配置を定めた。

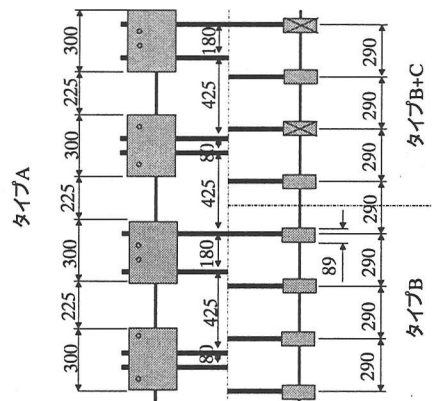


図-13 補強鋼材標準配置

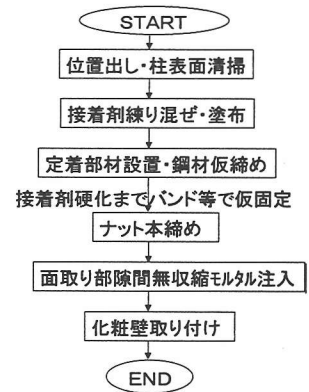


図-14 A高架橋施工フロー

図-14は、施工フローである。定着部材のタイプに関わらず、施工順序は同一である。最初に、定着部材位置をすみ出しし、柱表面の汚れを清掃した後に、アクリル系接着剤を練り混ぜ定着部材の柱との接触面

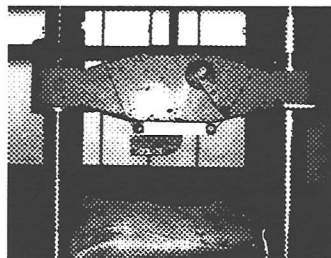


写真-6 タイプB引張試験

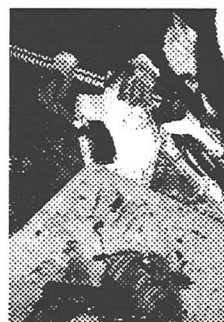


写真-7 接着剤塗布

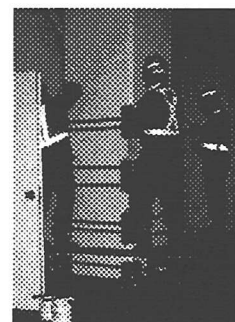


図-8 補強筋設置

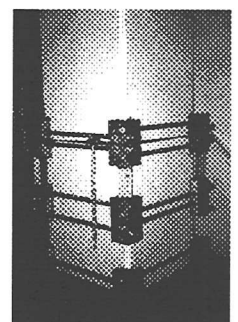


図-9 接着剤硬化養生

に塗布する（写真-7）。次に、接着剤塗布面を柱の所定位置に押し当て、補強鉄筋を貫通させナットを仮締めしたのち（写真-8）、バンドで仮止めし接着剤が硬化するまで養生する（写真-9）。

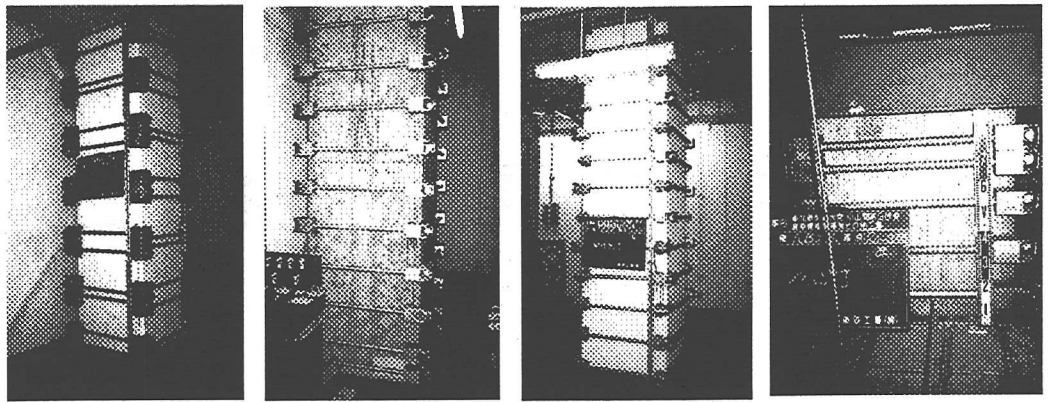


写真-10 タイプ A 写真-11 タイプ B 写真-12 タイプ B+C 写真-13 タイプ A(天井裏)

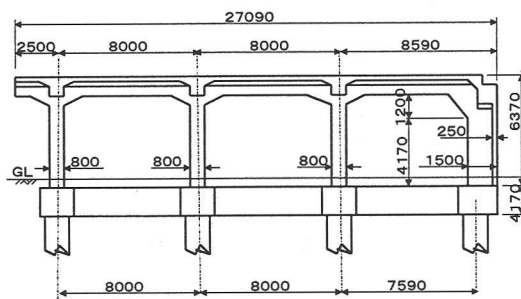
接着剤硬化後は、ナ

ットを本締めする。なお、ナットは緩まない程度に手締めで締めつけ、タイプAを用いた場合には、柱面取り部の隙間の空間を無収縮モルタルで充填した。

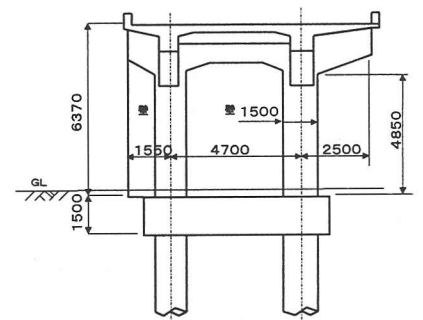
補強に用いた部材の質量は、定着部材のタイプAが 20.7kg、タイプBが 11.8kg、タイプCが 5.6kg、ねじふし鉄筋は最も重いL型のものが 10.9kg であり、材料の組立はすべて人力で設置した。写真-10 にタイプA、写真-11 にタイプB、写真-12 にタイプBとCを組み合わせた場合の補強終了後の状況を示す。なお、写真-13 に示すように、建物の天井裏の狭隘箇所では、一番施工性のよかったタイプBですべての施工を行った。また、材料の防錆は、山形鋼、鋳物は溶融亜鉛メッキ(HZD35)とし、ねじふし鉄筋とロックナットには亜鉛クロム酸複合皮膜(ダクタイトメッキ)とし、今回は施工終了後に外周に化粧壁を設置した。

4-2. B高架橋

図-15 にB高架橋の一般図を示す。B高架橋では、端部の柱(図-15(a)の右端)にRC壁が設けられている。本高架橋下は駐車場として用いられており、比較的容易に作業空間の確保ができたため、壁の無い柱は鋼板巻き補強とし、RC壁が設けられている



(a) 側面図



(b) 断面図

図-15 B高架橋一般図

端部の2本のみ、壁の撤去復旧が少ないRB工法により設計することとした。

図-16 は、端部柱の配筋図である。前述の設計例のようにRB工法による必要補強鋼材を計算すると、本高架橋の場合は、D51(SD345)を250mm以下の間隔で配置すればよい結果となった。また、簡易なクレーン等が取り扱える現場環境であることから、山形鋼と補強鋼材を現場で組み立て、定着部に現場でモルタルを打設するタイプで施工することとした。

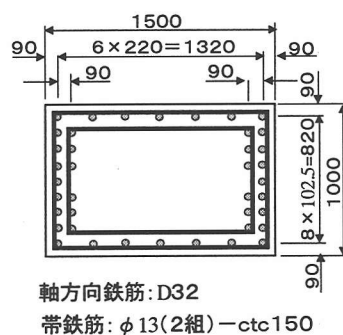


図-16 柱配筋図

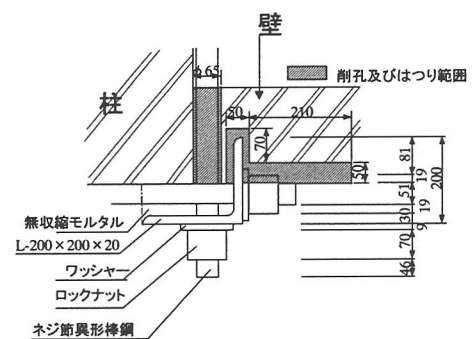


図-17 補強鋼材定着部詳細図

図-17 は、壁がある箇所の定着部の詳細図を、図-18 に補強鋼材の配置図を示す。図-19 は、施工順序図である。今回は、最初に壁コンクリートの図-17 に示した箇所をはつり、壁の水平鉄筋位置を確認したのちに、その鉄筋に支障しないように、補強鉄筋を配置するための削孔を行った（写真-14）。削孔終了後、補強鉄筋と壁の鉄筋があたらないように削孔した位置を測定し、その測量結果により山形鋼の加工を工場にて行った。山形鋼の建て込みは小型クレーンにて行い、補強筋は人力で建て込んだ。写真-15 に補強鋼材の組立状況を示す。組立終了後、無収縮モルタルの注入は、隙間をシーリング剤および固練りモルタルで埋めた後（写真-16）に行った。写真-17 に施工終了後の状況を示す。

なお、材料の防錆は、A高架橋と同様とした。

5. おわりに

高架下を店舗等で利用している箇所や狭隘箇所でも大幅な支障物の撤去を伴わずに施工できるように開発した新しい耐震補強工法-RB工法-の変形性能試験、設計・施工例について紹介した。本工法は、今回紹介したような鋼板巻き工法の採用が困難な箇所でも比較的容易に施工可能であるため、当社では、今後、同様の箇所の耐震補強に適用していく予定であり、あわせて「RB工法による耐震補強設計・施工の手引き」を作成する予定である。また、施工性等の向上を目指して、定着部材等には適宜改良を加えていきたいと考えている。

なお、本文で紹介した耐震補強工法、補強鋼材の定着部材については特許を出願中である。

[参考文献]

- 1) 松田, 石橋, 鎌田, 水野; かみ合わせ継手を用いた鋼板巻き耐震補強工法, 基礎工, Vol. 27, No. 4, 1999
- 2) 小林, 松田, 水野; 間仕切り壁を有するRC高架橋柱の耐震補強について, SED第10号, 東日本旅客鉄道株式会社・構造技術センター, 1998年5月
- 3) 石橋, 池田, 菅野, 岡村; 鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討, 土木学会論文集 No. 563/I-39, 1997. 4
- 4) 新設構造物の耐震設計参考資料(案); 東日本旅客鉄道株式会社・構造技術センター, 平成8年9月1日
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 鉄道総合技術研究所編; 丸善, 1992年10月
- 6) [平成8年制定]コンクリート標準示方書 耐震設計編; 土木学会, 平成8年7月

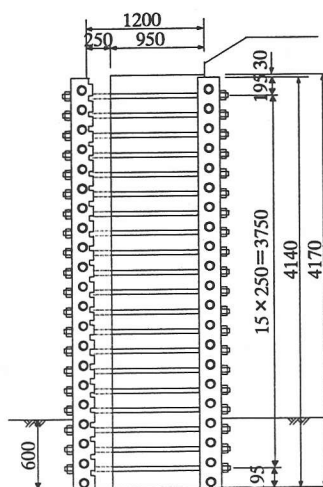


図-18 補強鋼材配置図 図-19 B高架橋施工工-

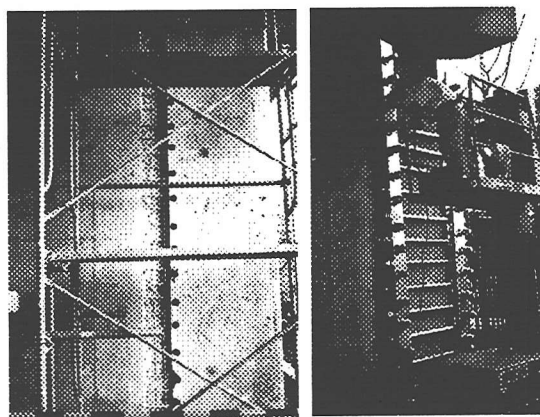
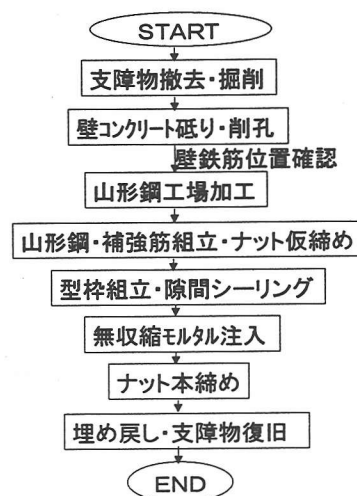


写真-14 壁削孔, ハツ終了 写真-15 鋼材組立

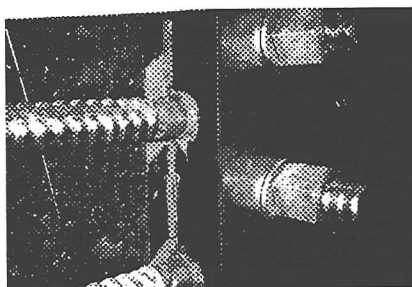


写真-16 型枠の隙間処理

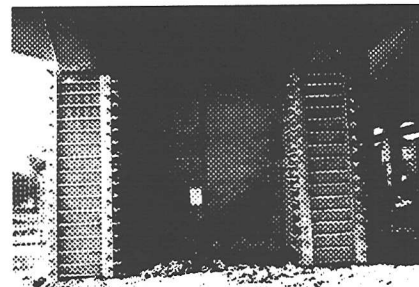


写真-17 施工終了状況