

鉄道総研報告

第37巻 第10号

2023年10月

論文

- 施設** 水の浸透と中性化によるコンクリート構造物中の鉄筋の腐食に関する設計法
..... 轟俊太郎, 石田哲也, 上田洋, 田所敏弥 (1)
- 施設** せん断スパン比の小さい杭基礎フーチングのせん断耐力評価法
..... 轟俊太郎, 田所敏弥, 谷村幸裕, 進藤良則 (9)
- 施設** ポリマーセメントモルタルを用いたトンネル区間用軌道スラブの断面修復
..... 高橋貴蔵, 北条優, 高橋成汰 (15)
- 運転** 災害発生後の暫定ダイヤに対する車両運用計画作成アルゴリズム
..... 加藤怜, 今泉淳, 中東太一, 小久保達也 (23)

水の浸透と中性化による コンクリート構造物中の鉄筋の腐食に関する設計法

轟 俊太朗* 石田 哲也** 上田 洋*** 田所 敏弥*

Design Method for Corrosion of Reinforcing Bars in Concrete Structures by Water Penetration and Carbonation Progress

Shuntaro TODOROKI Tetsuya ISHIDA Hiroshi UEDA Toshiya TADOKORO

The effect of water and carbonation on the corrosion of reinforcing bars was investigated by field surveys on members with different levels of water supply. In addition, a design method for corrosion of reinforcing bars due to water penetration was verified by comparison with the cover depth where spalling had occurred, or the design cover depth determined by consideration in terms of carbonation. Even if the un-carbonation depth (=cover depth – carbonation depth) becomes less than 10 mm, when water is not supplied, the risk of the spalling of concrete is low and the corrosion rate of the reinforcing bars is slow, thus, it is important to consider the impact of water supply for the reinforcing bars. It was also confirmed that the design method based on corrosion of reinforcing bars due to water penetration is applicable.

キーワード：鉄道コンクリート構造物，鉄筋の腐食，水掛かり，コンクリートの中性化

1. はじめに

コンクリート構造物中の鉄筋の腐食が進行した場合、コンクリートの剥落や耐荷力の低下を引き起こす可能性がある。そのため、腐食を抑制することがコンクリート構造物の耐久性を確保する上で重要となる。

建設直後でアルカリ性が保たれたコンクリート中の鉄筋は腐食しにくいですが、二酸化炭素によって鉄筋周辺のコンクリートが中性化していくと腐食しやすくなる。そのため、従来、コンクリートの中性化を指標とし、鉄筋の腐食に対応してきた。例えば、設計では、設計耐用期間において、鉄筋周辺が中性化しないようにかぶりを大きくすることなどをしてきた。一方で、鉄筋の腐食には、酸素、そして水が必要不可欠である。

中性化を指標とする設計法（中性化に関する検討¹⁾）では、水が掛からず乾燥する箇所の方が、中性化深さが大きく算出され（図1）、故に腐食や剥落が生じやすいとされる。対して、現場の実態では、水が掛かり濡れる箇所の方が、中性化は確かに進みにくいですが、設計とは逆に、腐食による剥落が多く生じる²⁾と指摘されてきた（図2）。つまり、中性化を指標とすると、実態と相反する対応となる可能性がある。

このように、主に経験で得られてきた腐食に対する水の影響を明らかとするため、水掛かりの異なる部位を対

象とした実態調査から腐食の速度など腐食に関わるデータを取得・推定し（2章）、腐食に対する水および中性化の影響について分析した（3章）。そして、実態と整合する設計法として、中性化ではなく、鉄筋の腐食を直

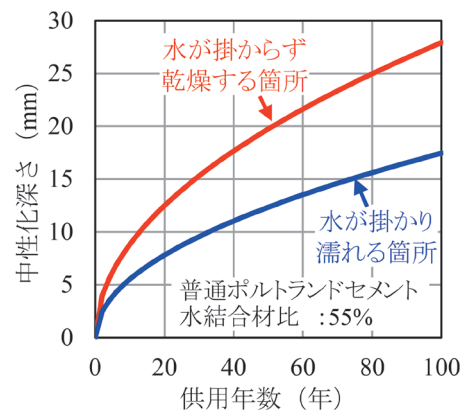


図1 水掛かりと中性化深さの計算値



図2 水掛かりとコンクリートの剥落状況³⁾

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
** 東京大学
*** 材料技術研究部

表 1 調査の対象とした部位の概要

高架橋	構造形式	対象部位	目視による水掛かりの有無	調査時経年(竣工年)	かぶり mm	中性化深さ mm	中性化残り mm	推定水結合材比 W/B ^{※3} %	初期塩化物イオン濃度 kg/m ³	圧縮強度 N/mm ²
A	ラーメン高架橋	柱外面	有 ^{※2}	36(1973)	4~68	8~30	-26~45	54~95	0.16~0.30	32, 38
B		高欄外面 ^{※1}	有	36(1979)	0~43	0~15	-13~37	40~67	0.23 以下	—
C		中間スラブ下面	無 ^{※2}	87(1927)	10~49	31~99	-66~9	63~113	—	24
D	T形桁	主梁下面	無	48(1962)	2~41	10~34	-29~29	50~74	0.19~0.40	30~41

※1 北面と南面

※2 一部に排水不良による流水跡有

※3 $W/B = 1/9 \cdot \{y_g / (\beta_e \cdot \gamma_c \cdot \sqrt{t}) + 3.57\}$, y_g : 中性化深さ (mm), β_e : 1.0 [高架橋 A, B] ・ 1.6 [高架橋 C, D], γ_c : 1.0, t : 調査時経年 (年)

接評価し、かつ水の影響を考慮した、水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討の導入に向け、剥落箇所のかぶりと中性化に関する検討、水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりを比較して、水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討の適用性を検証した(4章)。

2. 調査の概要

2.1 調査の対象

表1に、調査の対象とした部位の概要を示す。一部でコンクリートの剥離や剥落(以降、剥離と剥落をまとめて剥落)が生じていた水掛かりの異なる部位を対象とした。対象とした部位は外気に曝された部位であり、一般的に雨水が掛かる(水掛かり有)ラーメン高架橋の柱外面および高欄外面、およびこれらと比べて水が掛かる可能性が低い(水掛かり無)ラーメン高架橋の中間スラブ下面およびT形桁の主梁下面である。柱外面の一部(横梁下面から0.5~1.5m範囲)と中間スラブ下面の一部(縦梁側面から4.4~5.0m範囲)に排水不良により流水跡が見られた(図3)。

なお、対象とした構造物は、凍結融解や飛来塩分の影響を受けない地域に位置し、豆板やコールドジョイントなど施工不良に起因したコンクリートの品質の低下は見られなかった。初期塩化物イオン濃度は0.4kg/m³以下であり、腐食に与える塩化物イオンの影響は小さいと考えられる。

2.2 調査の方法

2.2.1 データの取得方法

図4に示すように、最外縁の鉄筋(図4中は帯鉄筋)の直上にメッシュを作成し、メッシュ単位を1つの暴露試験体とみなし、かぶり、中性化深さ、剥落の有無を変

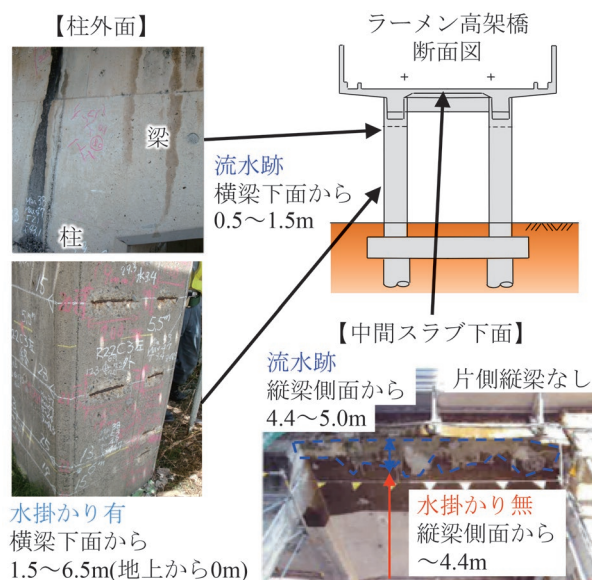
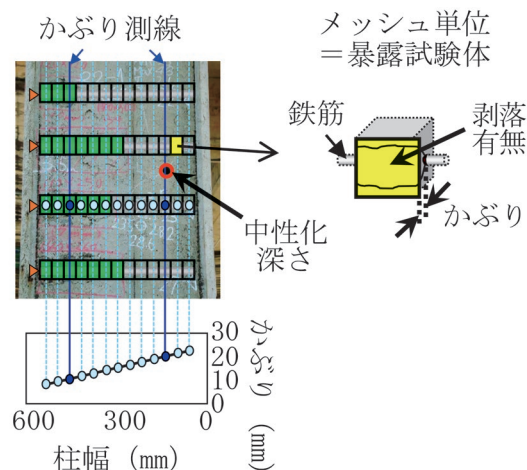


図3 柱外面と中間スラブ下面の概況



● 計測値 ○ 推定値

図4 データの取得方法

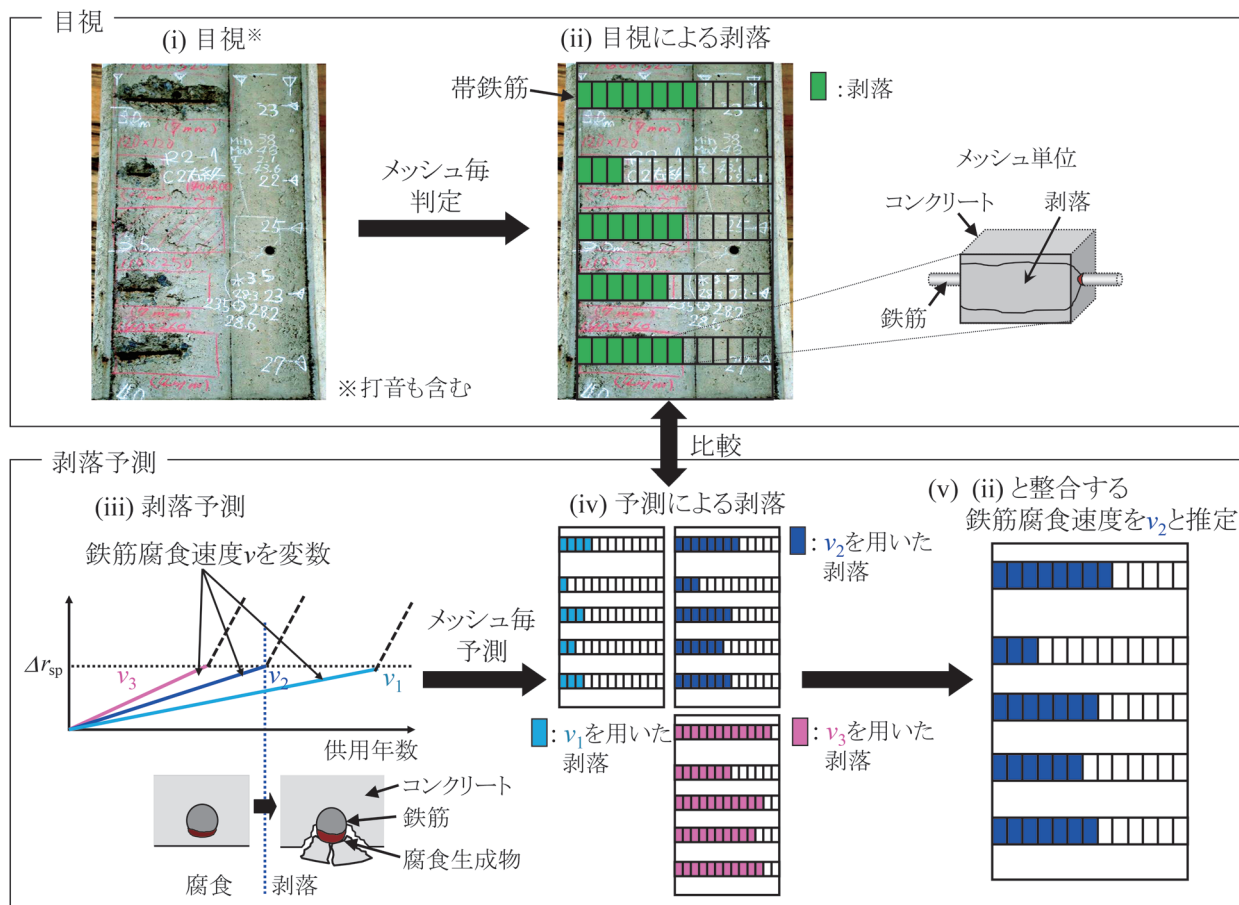


図5 鉄筋の腐食速度の推定方法

数とした複数の暴露試験体として、データを取得・分析した。かぶりは、測線上のメッシュには計測値を与え、それ以外のメッシュには既往の研究⁴⁾を参考に計測値からの補間値を与えた。中性化深さは、メッシュ近傍で得られた計測値とした。

なお、かぶりは、電磁誘導法を用いて計測した。また、中性化深さは、φ24mm程度のドリル孔にフェノールフタレイン1%溶液を噴霧した後に1孔内あたり上下左右4箇所コンクリート表面から発色点までの距離を計測し、それらの平均を計測値とした。

2.2.2 鉄筋の腐食速度の推定方法

図5に、鉄筋の腐食速度の推定法を示す。図4に示すメッシュ毎に、目視(図5(i))および剥落予測(図5(iii))を行い、剥落箇所と健全箇所とで形成される面的なパターン(図5(ii)と図5(iv))が合うように、腐食速度を算定(図5(v))する方法である。メッシュ毎の剥落発生時の供用年数が特定できれば、剥落予測モデルを用いて、メッシュ毎に腐食速度を算定できる。しかし、剥落発生時の供用年数が不明であることから、剥落箇所と健全箇所とで形成される面的なパターンをもとに腐食速度を推定することとした。

剥落予測モデルには、腐食速度、剥落発生時の腐食深

さの設定が必要となる。腐食速度は、4章で検証する水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で用いる腐食速度の式と同じく、一定とした。剥落発生時の腐食深さ Δr_{sp} の算定式には、本調査の剥落箇所と同程度の30mm以下のかぶりを対象とする式を用いた⁵⁾。

3. 腐食に対する水と中性化の影響

3.1 剥落箇所のかぶりと中性化残り、水掛かり

図6に、剥落箇所および健全箇所のかぶりと中性化残り(かぶりから中性化深さを引いた値)の関係を示す。なお、(d)主梁下面では、断面修復など鉄筋の腐食が要因で発生した変状に対して施されたと考えられる補修跡があった箇所は、剥落とは別に整理して示した。

剥落は、全ての部位で中性化残り10mm以下で発生していた。剥落が発生していた最大の中性化残りは、水掛かり有の柱外面と高欄外面、中間スラブ下面(流水跡有り)では1~10mmであるのに対して、水掛かり無の中間スラブ下面と主梁下面では-5mm, 3mmと小さい。いずれの部位もかぶりや中性化残りが小さいほど、剥落が発生する傾向にある。水掛かり有の柱外面と高欄外面と比べて、水掛かり無の中間スラブ下面と主梁下面では、

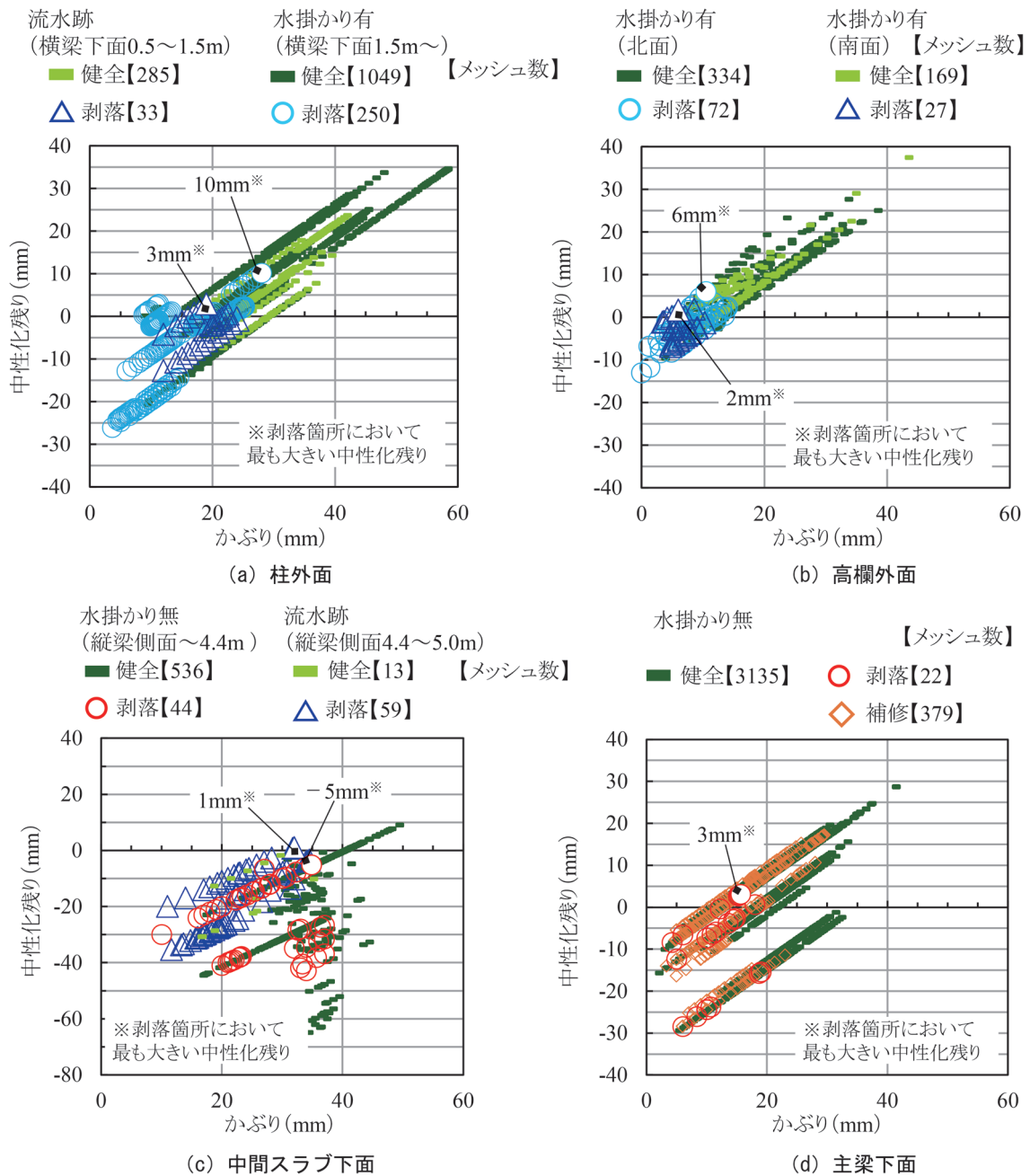


図6 剥落箇所のかぶりと中性化残りの関係

かぶりや中性化残りが小さくても健全な箇所が多く存在する。

3.2 水掛かりの異なる部位での剥落発生率

図7に、かぶりおよび中性化残りとの剥落発生率の関係を示す。剥落発生率は、かぶりおよび中性化残りを0mm~5mm, 5mm~10mmのように5mm区分にメッシュ毎に整理し、その区分内における剥落箇所のメッシュ数を健全箇所と剥落箇所の合計メッシュ数で割って求めた。なお、主梁下面の補修箇所は、剥落箇所とした。

かぶりに着目すると、かぶりが小さいほど剥落発生率が増加する。本調査時点では、水掛かりの有無によらず、

かぶりが30mm以下となると剥落が発生する傾向にあった。

中性化残りに着目すると、水掛かり有の柱外面と高欄外面では、中性化残りが10mm以下となると剥落が発生する確率が増加する。水掛かり無の中間スラブ下面と主梁下面では、中性化残りが10mm以下となると剥落発生率が増えるのは水掛かり有の部位と同様であるが、水掛かり無の部位の方が水掛かり有の部位と比べて中性化残りが10mm以下となっても剥落発生率が低い。本結果は、異なる構造物の異なる部位で得られた結果であり、材料の品質や環境などが同一でないため、単純に比較ができるものではないが、同一構造物中の水掛かり有

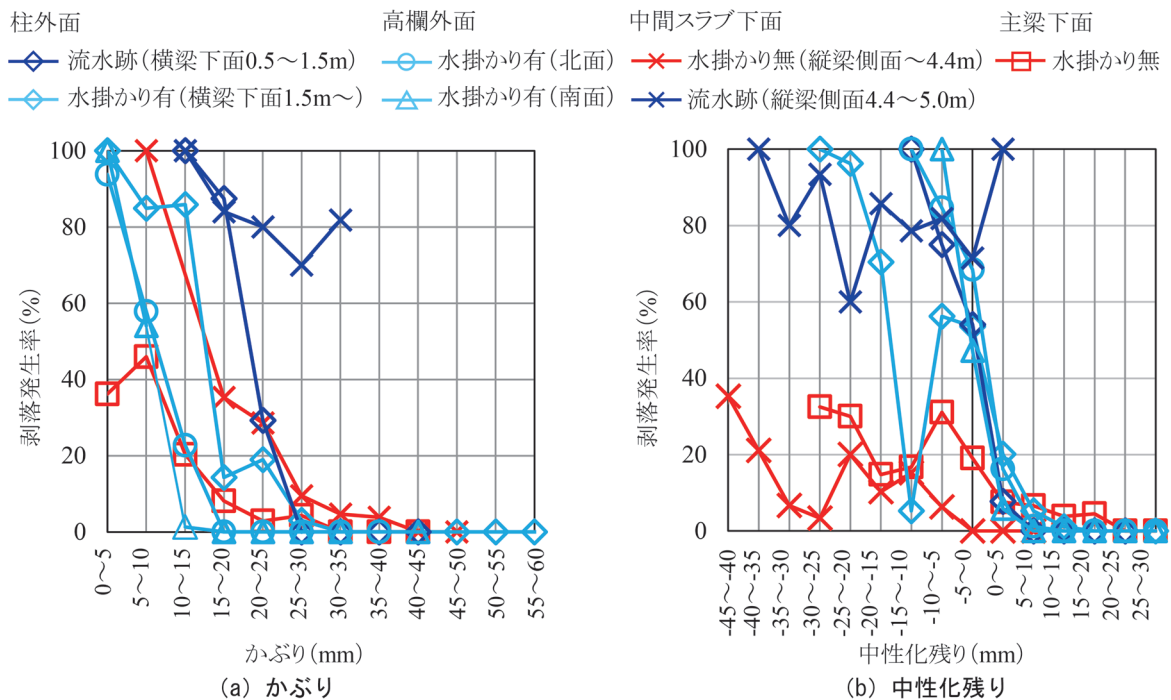


図7 かぶりおよび中性化残りと剥落発生率の関係

と無の部位での実態調査でも同じ結果が得られている⁶⁾。

中間スラブ下面の流水跡と水掛かり無の同一かぶりでの剥落発生率を比べると、流水跡が見られた箇所の方が高い。同様に、柱外面の流水跡と水掛かり有の同一かぶりでの剥落発生率を比べても、中間スラブと比べて明確ではないが、流水跡が見られた箇所の方が高い。両実態ともに、流水跡が見られた箇所で剥落が発生しやすい結果であった。

3.3 水掛かり、中性化残りと腐食速度

図8に、水掛かり、中性化残りと腐食速度の関係を示す。水掛かり有の高欄外面や柱外面の腐食速度は平均 $0.9 \times 10^{-3} \text{mm/年}$ ($0.4 \sim 1.4 \times 10^{-3} \text{mm/年}$) であり、水掛かり無の主梁下面や中間スラブ下面の腐食速度は平均 $0.7 \times 10^{-3} \text{mm/年}$ ($0.3 \sim 1.0 \times 10^{-3} \text{mm/年}$) であった。本論では、剥落が生じていた部位を調査対象としていることやかぶりが30mm以下と小さいことから、目視では水掛かりが無いと考えられる部位でも雨の吹込みやかぶりが小さく吸湿、結露の影響を受けるなど水の供給を受けやすい条件下にあった可能性がある。それでも水掛かり無の腐食速度は、水掛かり有の部位と比べて、平均で0.8倍ほど遅かった。水掛かりが無いと考えられる部位であっても、これらなどにより水が供給される可能性があることから、設計では、水掛かりが有の部位と同等の腐食速度を考えるのが安全側であると考えられる。

排水不良により流水跡が見られた柱外面や中間スラブ下面の鉄筋腐食速度は、それらよりも速く $0.8 \sim 1.8 \times 10^{-3} \text{mm/}$

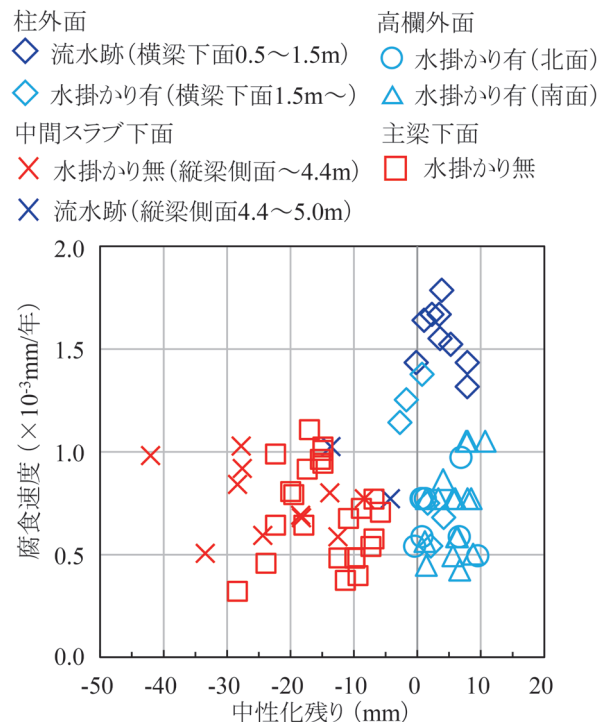


図8 水掛かり、中性化残りと腐食速度

年であった。一般的に、水が掛かりやすい箇所は中性化が進行しにくい、排水不良により流水跡が見られた箇所では、排水不良が生じる前に中性化が進行し、排水不良により水が供給されるようになったことにより、腐食速度が増加した可能性がある。

3.1節～3.3節より、中性化残りが10mm以下となった場合においても、水掛かりが無ければ、水が掛かる場合と比較して剥落発生確率は低くかつ腐食速度も遅いことから、鉄筋の腐食に対する水の影響を考えることが重要である。

4. 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討の適用性

4.1 剥落箇所のかぶりと水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶり

図9に、排水不良により流水跡が見られた部位を除く、剥落箇所のかぶりを示す。剥落が発生した時の供用年数は不明であるため、調査時の経年をプロットした。併せて、水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討（土木学会 コンクリート標準示方書〔設計編〕に記載される鋼材腐食深さに対する照査⁷⁾）によって、腐食速度 s_{dy} に設計耐用年数 t を掛けて求めた腐食深さを設計値 s_d

(式(1))とし、限界値 s_{lim} (式(2))を定め、 s_d/s_{lim} が1.0となる設計かぶりを算出して示した。本式は、腐食の主要因を水とし、降雨により水が掛かる場合を想定し、乾湿が繰り返されることによって腐食が進行することを考慮して定式化されたものである。

$$s_d = \gamma_w \cdot s_{dy} \cdot t \quad (1)$$

$$s_{lim} = 3.81 \times 10^{-4} \cdot c \quad (2)$$

$c > 35\text{mm}$ の場合、 $s_{lim} = 1.33 \times 10^{-2}$

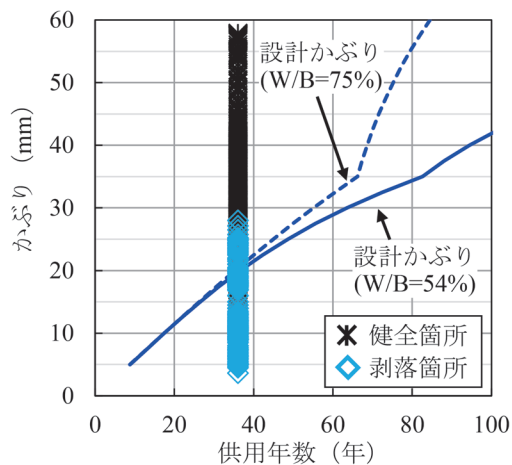
ここに、 s_d : 鉄筋腐食深さの設計値 (mm)

s_{lim} : 鉄筋腐食深さの限界値 (mm)

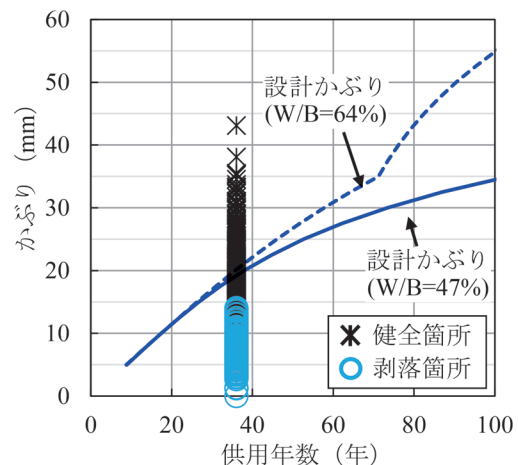
γ_w : 鉄筋腐食深さの設計値 s_d のばらつきを考慮した安全係数 1.15

s_{dy} : 1年あたりの鋼材腐食深さの設計値（本論では、腐食速度と呼ぶ）(mm/年)

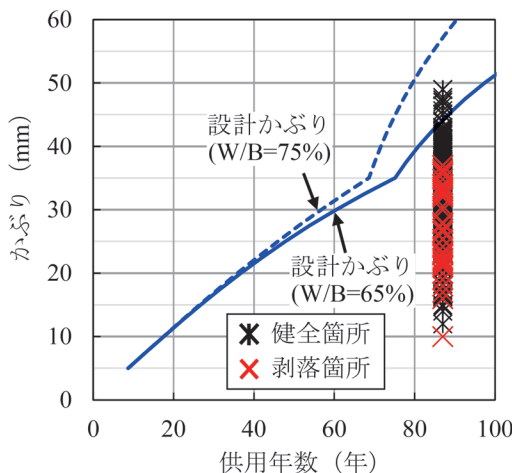
$$s_{dy} = 1.9 \cdot 10^{-4} \cdot \exp(-0.068 \cdot (c - 4c_c)^2 / q_d^2)$$



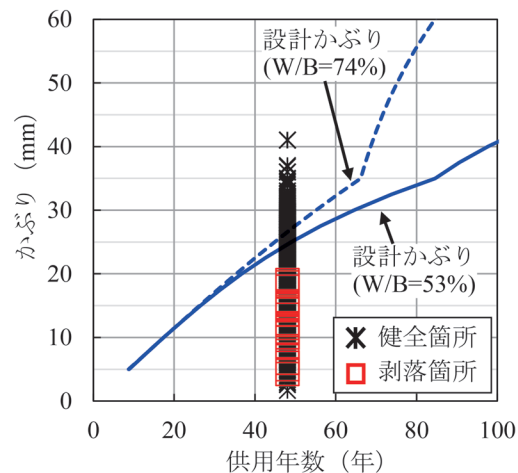
(a) 柱外面



(b) 高欄外面



(c) 中間スラブ下面



(d) 主梁下面

図9 剥落箇所のかぶりと水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶり

c : かぶり (mm)
 Δc_c : かぶりの施工誤差 (mm)
 中間スラブは 5mm, 他は 10mm
 q_d : コンクリートの水分浸透速度係数の設計値 (mm/ $\sqrt{\text{時間}}$)
 $q_d = \gamma_c \cdot q_k$
 γ_c : コンクリートの材料係数 1.3
 q_k : コンクリートの水分浸透速度係数の特性値 (mm/ $\sqrt{\text{時間}}$)。ここでは W/B の上下限を設けず, $q_k = 31.25 \cdot (W/B)^2$ を用いた。
 W/B : 水結合材比。剥落箇所の中性化深さからの推定値 (表 1 の※ 3 より算出) の最小最大とし, 上限を 75% とした。
 t : 設計耐用年数 (年)。ここでは, 供用年数

図より, 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりよりも剥落箇所のかぶりは概ね小さい。柱外面では, 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりよりも一部大きなかぶり 20~30mm で剥落が発生していた。本柱外面は推定した W/B が大きく, 新設構造物の現状とは異なる低品質なコンクリートである可能性があるが, かぶり 20~30mm での剥落の割合は 5% 程度以下と小さい。

4.2 中性化に関する検討と水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶり

図 10 に, 中性化に関する検討¹⁾と水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討 (4.1 節参照) で定まる設計かぶりの比較を示す。水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりは 30mm 以上 ($W/B=40\% \sim 60\%$) であり, 水掛かり有の場合 ($\beta_e=1.0$) の中性化に関する検討で定まる設計かぶりよりも大きい。中性化に関する検討では, 設計耐用期間において中性化残りが 10mm 以上となるように設計かぶりを定めており, 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりが確保されているということは, 設計耐用期間の中性化残りは 10mm 以上を満たすこととなる。

中性化残りが 10mm 以上であれば, 鉄筋位置の pH は低下しておらず, 鉄筋位置の pH の低下により腐食速度が増加することはないと考えられる⁸⁾。そのため, この水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で設計かぶりを定める場合には, 式中に鉄筋位置の pH の低下を陽な形で別途考慮しなくても, 中性化の影響も踏まえた設計かぶりが設定できると考えられる。

水掛かり無の場合の中性化に関する検討で定まる設計かぶりは, 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりよりも $W/B=45\%$ 程度以上で大きくなっているが, 3 章より, 水掛かりが無ければ, 水が掛かる場合と比較して剥落が発生する確率は低くかつ腐食

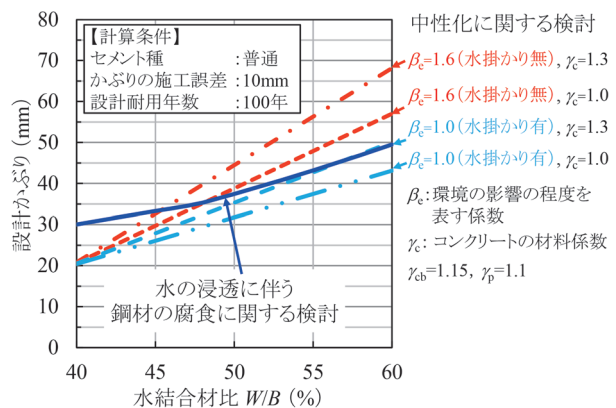


図 10 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討と中性化に関する検討で定まる設計かぶり

速度も遅いことから, 水が掛からない場合には, 水が掛かる場合よりも設計かぶりは小さくてよい考えられる。設計においては, 水掛かり無と考えられる場合においても, 高架下利用や雨の吹込み, 他部位からの水の浸透, 吸湿, 結露など何らかの要因により水が供給される場合があることを考慮して設計かぶりを設定する必要がある。

5. まとめ

水掛かりの異なる部位を対象に実態調査を行い, 鉄筋の腐食に対する水およびコンクリートの中性化の影響を分析した。また, 剥落が生じていた箇所のかぶりや中性化に関する検討で定まる設計かぶりとの比較より, 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討の適用性を検証した。

- (1) 中性化残りが 10mm 以下となった場合においても, 水掛かりが無ければ, 水が掛かる場合と比較して剥落が発生する確率が低くかつ鉄筋の腐食速度も遅いことから, 鉄筋の腐食に対する水の影響を考慮することが重要である。
- (2) 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりよりも, 剥落が生じていた箇所のかぶりは概ね小さいことを確認した。また, 設計耐用年数 100 年とした水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討で定まる設計かぶりが確保されていれば, 中性化に関する検討も満たすことを確認した。よって, 水の浸透とコンクリートの中性化による鋼材の腐食に関する設計法として, 中性化に関する検討に代わり, 水の浸透に伴う鋼材の腐食に関する検討を用いて, 設計かぶりを定めることとしてもよいと考えられる。

なお, 本論文は, 文献 9 と一部同じ内容を含んでいる。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善出版，2004.4
- 2) 石橋忠良，古谷時春，浜崎直行，鈴木博人：高架橋等からのコンクリート片剥落に関する調査研究，土木学会論文集，No.711/V-56，pp.125-134，2002
- 3) 上田洋，飯島亨，鈴木浩明：コンクリート構造物への水分浸透の影響を調べる，RRR，Vol.71，No.6，pp.20-23，2014
- 4) 松下将士，轟俊太郎，田所敏弥，石田哲也：実RC構造物の鉛直部材を対象としたかぶりの推定手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.1303-1308，2018
- 5) 角野拓真，轟俊太郎，渡辺健，田所敏弥：鉄筋コンクリート部材の鉄筋配置に応じた変状発生限界腐食深さに関する検討，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，第18巻，pp.161-166，2018
- 6) 田畑勝幸，石橋奈都実，轟俊太郎，田所敏弥：鉄道RC高架橋の実態調査に基づく剥落への雨掛かりとコンクリートの品質の影響，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.75，V-168，2020
- 7) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書〔設計編〕，2018.3
- 8) 轟俊太郎，上田洋，石田哲也，田所敏弥：水掛かりと鉄筋位置のpHが腐食による変状の発生に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.1，pp.467-472，2021
- 9) 轟俊太郎，石田哲也，田所敏弥，上田洋：コンクリート中の鉄筋腐食に与える水とコンクリートの中性化の影響，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），Vol.75，No.4，pp.226-238，2019

せん断スパン比の小さい杭基礎フーチングのせん断耐力評価法

轟 俊太朗* 田所 敏弥* 谷村 幸裕** 進藤 良則***

Evaluation Method for Shear Strength of RC Pile Foundation Footing with Small Shear Span Ratio

Shuntaro TODOROKI Toshiya TADOKORO Yukihiro TANIMURA Yoshinori SHINDO

The authors investigate the shear failure properties of pile foundation footings with a small shear span ratio of 1.0 or less and an equation to calculate the effective width used for shear strength evaluation. The result showed that the shear strength increases with a smaller shear span ratio even when the shear span ratio is less than 1.0. In contrast, when using the conventional equation to calculate the shear strength in design, the shear strength calculated tends to be smaller as the shear span ratio is smaller, when the shear span ratio is approximately 1.0 or less. To solve this problem, we have proposed an equation to calculate the effective width used for shear strength evaluation so that the shear strength is not calculated too small even if the shear span ratio is smaller.

キーワード：杭基礎フーチング，せん断耐力，有効幅，せん断スパン比

1. はじめに

杭基礎フーチングは，地震時のせん断力に対する照査によって断面等の諸元が設定されるのが一般的であり，せん断耐力を適切に評価することが重要となる。

杭基礎フーチングのせん断耐力は，設計¹⁾において一般に，杭一本に対して有効幅を設定することにより，く形断面の梁として評価される。照査例²⁾の杭基礎フーチングの諸元をもとに，設計で用いられる算定式によって評価した設計押抜きせん断耐力は，図1より，せん断スパン比がせん断補強鉄筋比によるが1.0程度以下の小さい場合に，せん断スパン比が小さいほど，小さく評価される。

2008年前後にしゅん功した同一路線における杭基礎フーチングのせん断スパン比を図2に示す。9割以上がせん断スパン比1.0以下であり，せん断スパン比1.0以下でのせん断耐力の評価が重要となる例である。一方で，図に併記した，既往の実験^{3) 4) 5)}のせん断スパン比は，主に1.0~2.0である。

そこで，せん断スパン比1.0以下の杭基礎フーチングを対象とし，せん断スパン比，およびフーチング幅をパラメータとした実験を行い(2章)，せん断破壊性状(3章)およびせん断耐力評価に用いる有効幅の算定式について検討した(4章)。

2. 実験方法

2.1 供試体諸元

表1，表2，図3，図4に，供試体の諸元，鉄筋の諸元，No.2の実験状況，No.4の寸法および配筋図を示す。供

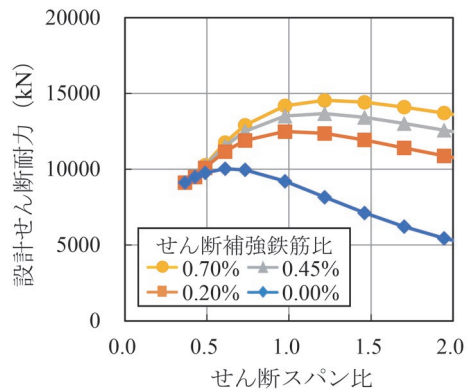


図1 設計せん断耐力とせん断スパン比

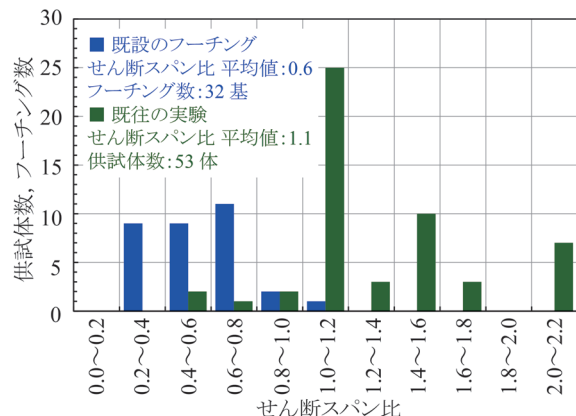


図2 既設の杭基礎フーチングのせん断スパン比

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
 ** 研究開発推進部
 *** 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構

表 1 供試体の諸元

No.	a_1/d_1	a_1 (mm)	d_1 (mm)	b (mm)	f'_c (N/mm ²)
1	0.25	125	500	1100	28.1
2	0.25	125	500	1600	32.8
3	0.5	250	500	600	28.3
4	0.5	250	500	1100	28.4
5	0.75	375	500	1100	33.7
6	0.5	150	300	1100	34.4
7	0.5	150	300	1600	34.5
8	0.5	350	700	1100	34.9

a_1/d_1 : せん断スパン比, a_1 : 橋脚前面から杭中心までの距離,
 d_1 : 有効高さ, b : フーチングの幅, f'_c : コンクリートの圧縮強度

表 2 鉄筋の諸元

部材	鉄筋	f_{sy} (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	ϵ_{sy} (μ)
フーチング	K13-KW785*	873	179	6893
		893	178	7018
	D6-SD345*	403	173	4058
		324	176	3845
	D10-SD345	383	177	2252
橋脚	D22-SD390	467	183	2630
		464	186	2596
	D13-KSS785*	925	178	7218

f_{sy} : 降伏強度, E_s : 弾性係数, ϵ_{sy} : 降伏ひずみ。表中の上段 No.1, 4, 5, 下段 No.2, 3, 6-8 で使用。*は 0.2%オフセット値。

試体は、フーチング幅と同じ幅を持つ橋脚く体およびフーチング、片側あたり1本の杭から成る。杭は、円形鋼材とした。供試体の寸法は、実構造物の1/6を想定した。

実験パラメータは、せん断スパン比 a_1/d_1 およびフーチングの幅 b とした。

杭を模擬した円形鋼材の直径は 250mm, 橋脚を模擬したく体は高さ 500mm×幅 500mm×奥行 (= フーチング幅), 杭の外側からフーチング外縁までの距離は円形鋼材の直径 250mm 以上の 275mm とした。フーチングの軸方向鉄筋は、フーチングが曲げ降伏せずにせん断破壊するように配置し、フーチング外縁に設置した鋼板に溶接することで定着した。せん断補強鉄筋は配置していない。

2.2 荷重方法および計測項目

荷重方法は、杭を模擬した円形鋼材の下面に回転支承を設置し、ピン・スライドの支持条件下で橋脚上面から静的な鉛直荷重を与えた。

計測項目は、荷重、変位、フーチングの鉄筋のひずみ、フーチング内部のコンクリートのひずみである。フーチング内部のコンクリートのひずみは、ひずみゲージを貼付したアクリル棒を用いて計測した(図5)。アクリル棒は、橋脚基部と杭間に生じると考えられる圧縮ストラットを想定して設置した。アクリル棒には溝を設け、アクリル棒とコンクリートとの付着を確保した。

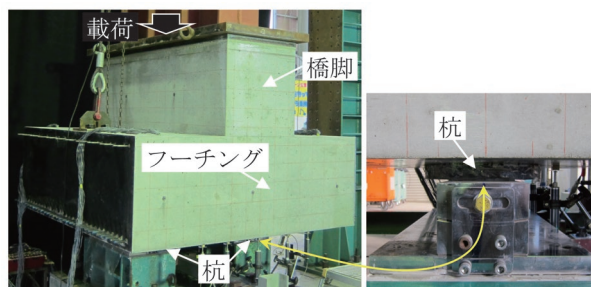


図 3 実験の状況 (No.2)

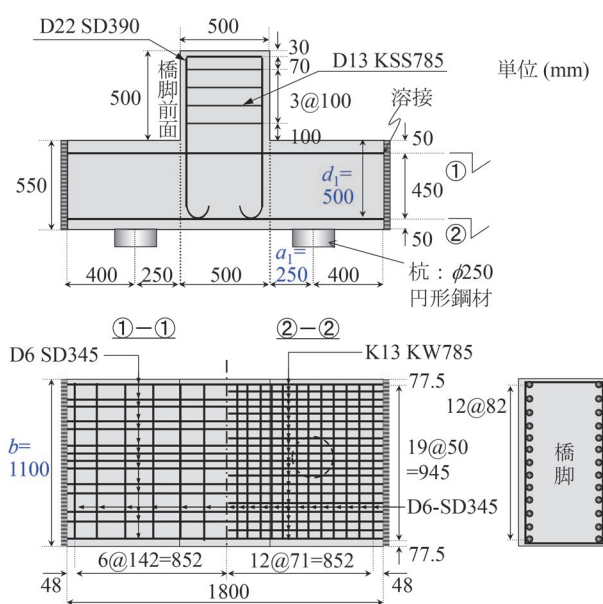


図 4 供試体形状・寸法および配筋図 (No.4)

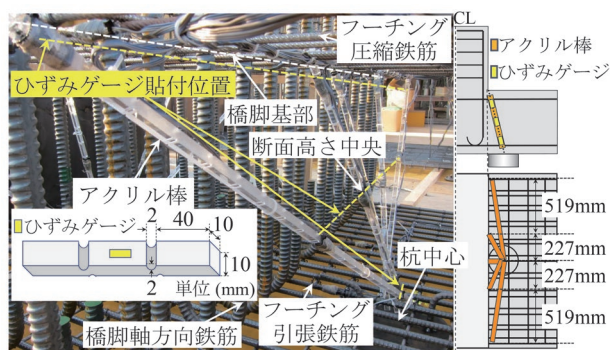


図 5 アクリル棒の設置状況 (No.2)

3. せん断破壊性状

3.1 ひび割れ状況

図6にせん断力(荷重の1/2)と荷重点下の変位の関係を示し、図7にフーチング前面および下面の実験終了時のひび割れを示す。スパン中央付近に曲げひび割れが発生したが大きく開口することなく、斜めひび割れが生じて荷重が低下した。引張鉄筋が降伏ひずみに達するこ

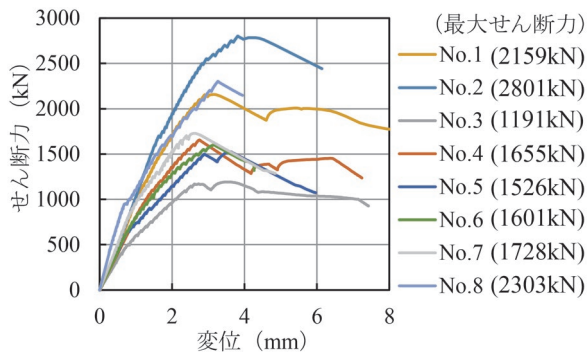
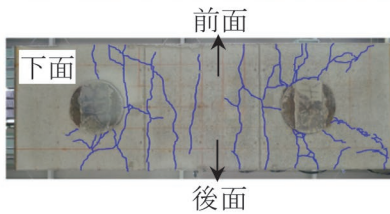
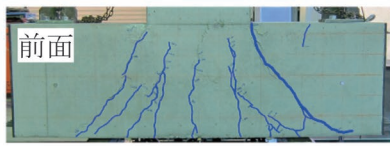
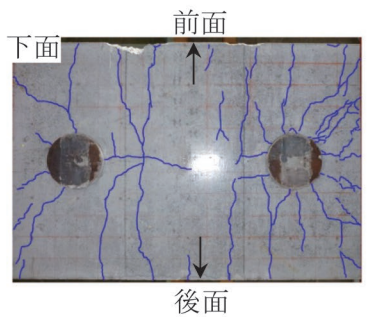
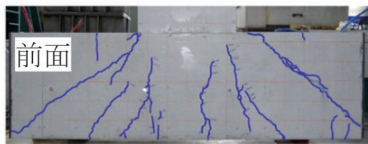


図6 せん断力と変位の関係



(a) No. 3

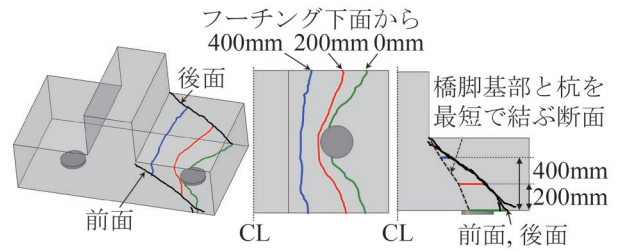


(b) No. 4

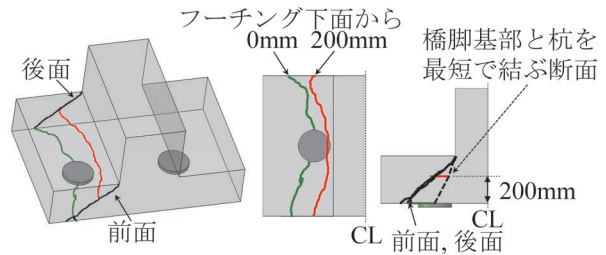
図7 フーチング前面および下面のひび割れ

とはなかった。全ての供試体でせん断破壊に至ったと考えられる。ひび割れ状況は、既往の研究^{3) 4) 5)}と同様であった。

図8に、フーチング内部のひび割れを示す。実験終了後にフーチング下面から200mm, 400mmの位置で水平に供試体を切断してひび割れを観察した。橋脚基部と杭を最短で結ぶ断面をみると、斜めひび割れが橋脚基部と杭中心程度を結んでおり、杭から離れ、前面・後面に向



(a) No. 5



(b) No. 6

図8 フーチング内部のひび割れ

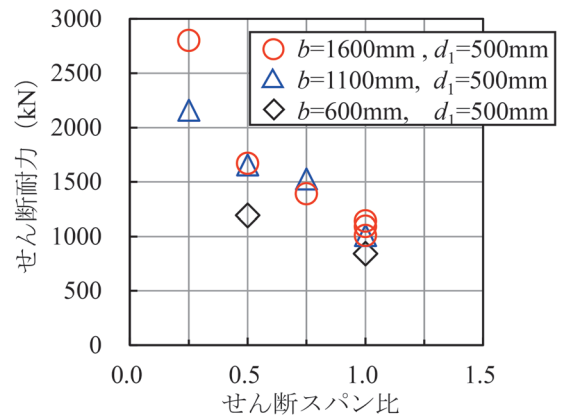
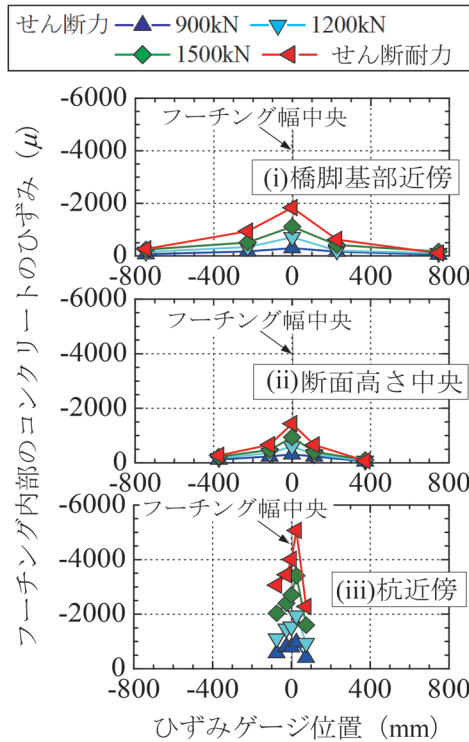


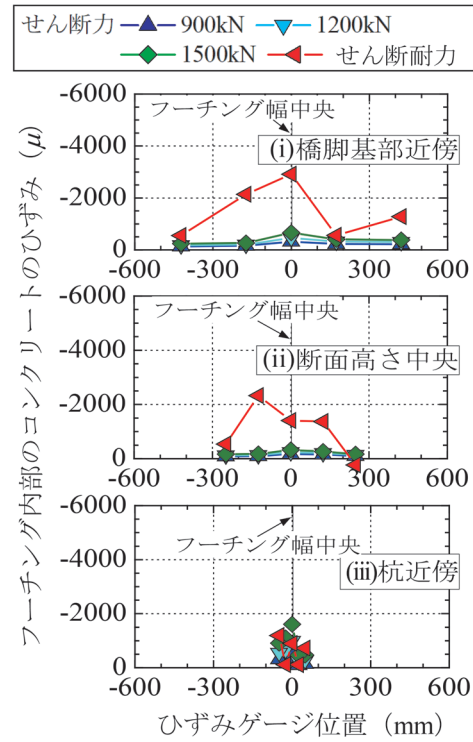
図9 せん断耐力とせん断スパン比

かうにつれ、斜めひび割れの角度が緩やかになっている。橋脚基部の近く（フーチング下面から400mm）では、フーチング幅方向にひび割れが直線的に発生していることから、フーチング全幅に様に圧縮応力が発生していると考えられる。そして、杭に近づくにつれ（フーチング下面から200mm, 0mm）、ひび割れが放物線的になることから、圧縮応力が杭に集中することがうかがえる。

図9に、せん断耐力とせん断スパン比の関係を示す。せん断スパン比1.0および $b=1600\text{mm}$ のせん断スパン比0.5, 0.75のプロットは、既往の研究³⁾の結果である。試算結果(図1)とは逆に、せん断スパン比が小さい場合においてもせん断スパン比が小さいほど、せん断耐力は増加する。



(a) No. 2



(b) No. 5

図 10 フーチング内部のコンクリートのひずみ分布

3.2 フーチング内部のコンクリートのひずみ分布

図 10 に、No.2, No.5 のフーチング内部のコンクリートのひずみ分布を示す。(i) は橋脚基部近傍、(ii) はフーチングの断面高さ中央、(iii) は杭近傍のひずみである。フーチング幅中央付近でひずみが最大となり、フーチング外縁に向かってひずみが小さくなる。橋脚に近いほど比較的フーチング幅方向に一様にひずみが生じており、杭に近いほどフーチング幅中央にひずみが集中して生じることから、橋脚基部ではフーチング全幅に広がり、杭に向かうにつれて集中する圧縮ストラットが形成されると考えられる。

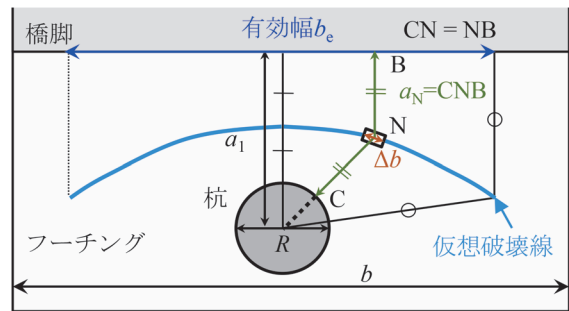


図 11 仮想破壊線と有効幅

4. 耐力評価に用いる有効幅の算定式の検討

4.1 有効幅の算定式の再設定

既往のせん断耐力式⁵⁾は、図 11 に示す有効高さの 1/2 の断面で仮想破壊線と有効幅(式(1))を設定し、有効幅内の a_N の各微小区間 Δb のせん断耐力 V_{uN} (式(2))を積分することで、杭 1 本あたりのフーチングのせん断耐力を算定する式である。

$$b_e = 0.8 \cdot a_1 + R \leq b \quad (1)$$

$$V_{uN} = \frac{0.24 \cdot k \cdot f_c^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100 \cdot p_c}) \cdot (1 + 3.33 \cdot R/d_1)}{1 + (a_{N1}/d_1)^2} \cdot \Delta b \cdot d_1 \quad (2)$$

ここに、

- b_e : 有効幅 (mm)
- a_1 : 橋脚前面から杭中心までの距離 (mm)
- R : 杭径 (mm)
- b : フーチング幅 (mm)
- V_{uN} : N 点におけるせん断耐力 (N)
- k : $1 + 7.4 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot p_w} \cdot (a_{N1}/d_1 - 0.75) / f_c^{2/3} \geq 1$
- f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- p_c : せん断引張鋼材比
- d_1 : 橋脚前面における有効高さ (mm)
- a_{N1} : $a_N + R$ (mm)
- a_N : 図 11 の CNB の長さ (mm)
- Δb : 仮想破壊線上の微小区間 (mm)
- p_w : せん断補強鉄筋比

ここで、既往の有効幅の算定式(1)は、杭径 R の他、橋脚前面から杭中心までの距離(せん断スパン) a_1 のみに依存し、せん断スパンが0の場合には有効幅が杭径と算定される。これは、図12に示すように、橋脚基部と杭を結ぶ圧縮ストラットを、投影した平面で考えているためである。ただし、仮想破壊線を定義する有効高さの1/2の断面で考えると、有効幅は有効高さにも依存し、せん断スパンが0の場合においても有効幅に杭径の他、有効高さの影響を考慮する必要があると考えられる。有効高さに関係なく、せん断スパンが小さいほど有効幅が狭くなることが、せん断スパンが小さい場合にせん断スパン比が小さいほどせん断耐力が小さく評価される要因の一つとなっていると考えられる。

そこで、有効幅の算定式に有効高さを変数として加え、式(3)と再設定することとした。定数0.65は、実験で得られたせん断耐力(実験値)と、式(2)と式(3)を用いて算定したせん断耐力(算定値)の比較を行い、実験値と算定値の比(実験値/算定値)の平均が1.0になるように定めた値である。

$$b_e = 0.65 \cdot \sqrt{a_1^2 + d_1^2} + R \leq b \quad (3)$$

図13に、実験値と、式(2)で得られる V_{un} の積分範囲である有効幅を式(1)または式(3)を用いて算定したせん断耐力(算定値)の比(実験値/算定値)とせん断スパン比の関係を示す。表3に、使用した供試体の諸元^{3) 4) 5)}を示す。式(3)を用いた方が式(1)と比べて精度良くせん断耐力を評価できる。

4.2 設計における耐力評価

設計¹⁾では、式(2)を安全側に簡略化した式(4)を用いて設計押抜きせん断耐力を算定している。式(3)を設計で用いることを考え、この式(4)中の有効幅 b_e を式(3)によって算定した耐力について検討する。

$$V_{fid} = (\beta_d + \beta_w) \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{fid} \cdot b_e \cdot d_1 / \gamma_b \quad (4)$$

ここに、

V_{fid} : 設計せん断圧縮破壊耐力 (N)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_1} \leq 1.5$$

$$\beta_w = 4.2 \cdot \left[\sqrt[3]{100 \cdot p_w} \cdot \{1.1 \cdot (a_1 + R/2)/d_1 - 0.75\} / \sqrt{f'_{cd}} \right] \geq 0$$

$$\beta_p = (1 + \sqrt{100 \cdot p_c}) / 2 \leq 1.5$$

$$\beta_a = 5 / [1 + \{1.1 \cdot (a_1 - R/2)/d_1\}^2]$$

$$f_{fid} = 0.19 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$$

a_1 : 柱または壁前面から杭中心までの距離 (mm)

d_1 : 柱または壁前面における有効高さ (mm)

p_w : せん断補強鉄筋比 $p_w = A_w / (b_1 \cdot s_1)$

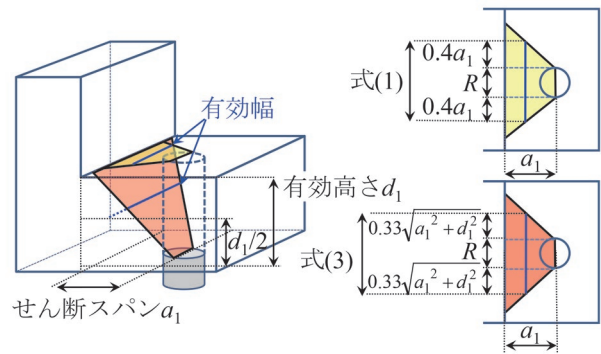


図12 せん断耐力評価に用いる有効幅の概要

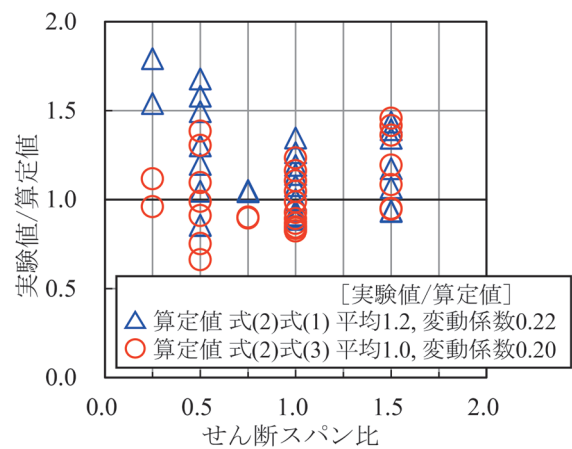


図13 実験値/算定値(式(2)式(1), 式(2)式(3))とせん断スパン比の関係

表3 図13中の供試体の諸元(全29体)

項目	諸元
杭本数	片側あたり1本
せん断スパン比 a_1/d_1	0.25~1.50
フーチング幅 b	600~1600 mm
杭径 R	125~250 mm
杭径と有効高さの比 R/d_1	0.36~0.83
せん断引張鋼材比 p_c	0.33~1.59 %
せん断補強鉄筋比 p_w	0.00~1.99 %
コンクリートの圧縮強度 f'_c	21.6~34.9 N/mm ²

A_w : 鉛直せん断補強鉄筋1本当たりの断面積 (mm²)

b_1 : 柱面または壁面に直交する方向の鉛直せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

s_1 : 柱面または壁面方向の鉛直せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

p_c : せん断引張鋼材比 $p_c = A_s / (b_e \cdot d_1)$

A_s : 引張側鋼材の断面積 (mm²)

R : 杭径 (mm)

b_e : 有効幅 (mm)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

γ_b : 部材係数 1.2

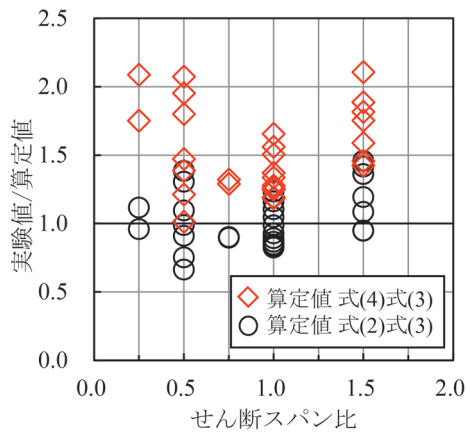


図 14 実験値/算定値 (式 (4) 式 (3), 式 (2) 式 (3))

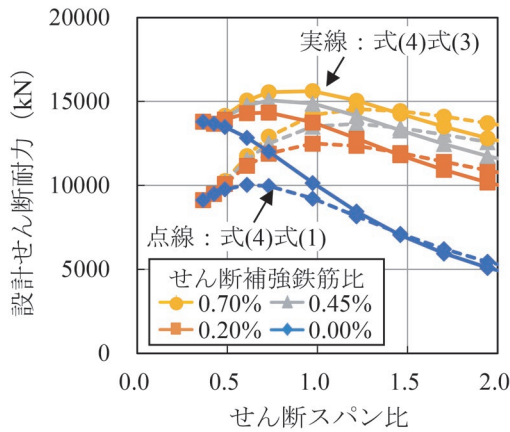


図 15 設計せん断耐力の試算(式 (4) 式 (3), 式 (4) 式 (1))

図 14 に、実験で得られたせん断耐力（実験値）と式 (4) および式 (2) 中の有効幅を式 (3) によって算定したせん断耐力（算定値）の比（実験値/算定値）を、横軸をせん断スパン比として示す。式 (4) の実験値/算定値は式 (2) より大きく、式 (4) は式 (2) より安全側である。式 (4) の実験値/算定値は 1.0 以上であり、式 (4) は実験値を全て安全側に評価していた。

1 章で記載した図 1 は、式 (4) 中の有効幅を式 (1) によって算定した結果である。その結果とともに、図 15 に、図 1 と同一の杭基礎フーチングの諸元を用いて式

(4) 中の有効幅を式 (3) によって算定した耐力とせん断スパン比の関係を示す。式 (3) を用いた場合、せん断スパン比が小さくなくても、せん断耐力が式 (1) と比較して小さく評価されることはない。

5. まとめ

せん断スパン比 1.0 以下の杭基礎フーチングを模擬した実験を行い、せん断破壊性状およびせん断耐力評価に用いる有効幅の算定式について検討した。

- (1) せん断スパン比が 1.0 以下においても、せん断耐力はせん断スパン比が小さいほど増加することを明らかにした。
- (2) せん断スパン比が 1.0 程度以下と小さい場合、設計で用いられる既往の押抜きせん断耐力の算定式では、せん断スパン比の減少にしたがって、せん断耐力の算定値が小さくなっていったが、有効幅の算定に有効高さを考慮することによって、せん断耐力の算定値が過小にならない評価法を提案した。

文 献

- 1) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善出版，2004.1
- 2) 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 照査例 鉄筋コンクリート橋脚（杭基礎），2007.10
- 3) 石橋忠良，松田好史，齊藤啓一：少数本のくいをを用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文報告集，第 337 号，pp.197-204，1983.9
- 4) 石橋忠良，齊藤啓一，寺田年夫：少数本のくいをを用いたフーチングのせん断補強に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.565-570，1988
- 5) 鈴木裕隆，谷村幸裕，佐藤勉，吉田幸司，渡邊忠朋：杭基礎フーチングのせん断耐力評価，鉄道総研報告，Vol.18，No.1，pp.31-36，2004.1

ポリマーセメントモルタルを用いた トンネル区間用軌道スラブの断面修復

高橋 貴蔵* 北条 優* 高橋 成汰*

Cross-Section Repair of Track Slab for Tunnel Section Using Polymer Cement Mortar

Takatada TAKAHASHI Masaru HOJO Narita TAKAHASHI

Direct seat fastening systems are used for slab tracks laid in straight sections in tunnels. A shoulder of a track slab supports the curved part of a plate-spring used in the fastening system. However, it is reported that shoulders of some track slabs are damaged due to ASR or rebar corrosion. To repair the damages, resin mortars with high material costs are generally used for cross-section repair of track slabs. Therefore, from the viewpoint of cost, we investigated the application of Polymer Cement Mortar (PCM) with lower material costs than Resin Mortar, to the cross-section repair of track slabs in tunnel sections. As the results of various tests, we confirmed that the shoulder repaired with PCM has sufficient shear capacity and trains can be passed after 2 hours of material age.

キーワード：ポリマーセメントモルタル，断面修復，軌道スラブ，トンネル区間

1. はじめに

スラブ軌道は山陽新幹線（岡山 - 博多間）以降，新幹線の主要な軌道構造として用いられており，高速で走行する列車を安全に支持している。スラブ軌道を構成する軌道部材の一つである軌道スラブは，鉄筋コンクリート製あるいはプレストレスト鉄筋コンクリート製の版であり，レールの間隔を保持するとともに，列車荷重を構造物に伝達する役割等を有している。軌道スラブで用いられているレール締結装置の種類は，敷設される区間で異なる。一般に，トンネル区間の曲線や明かり区間では軌道変位に対する調整量が大きい直結8形レール締結装置等といったタイププレート式のレール締結装置が用いられている。タイププレートは軌道スラブに摩擦接合されるため，横圧等の軌道スラブ面に対して平行方向の荷重は，摩擦力としてタイププレートから軌道スラブに伝達される。一方，トンネル区間の直線では明かり区間用のタイププレート式と比べて軌道変位の調整量が少ない図1に示す座面式の直結4形レール締結装置が用いられている。直結4形レール締結装置は軌道スラブ上面の連続する窪みの中に設置され，板ばねの曲面部を軌道スラブの肩部（図2参照）で受けることによって，横圧を支える構造になっている。そのため，肩部はレールの軌間を保持するための重要な箇所と言える。しかし，アルカリに対して反応性を有する骨材あるいは海砂を含んだコンクリートが使用された一部の軌道スラブでは，アルカリ骨材反応¹⁾（以下，「ASR」とする。）や鉄筋の腐食²⁾によっ

て肩部のコンクリートで図3に示すような欠損が生じている。

このような欠損等が生じた軌道スラブに対しては，スラブ軌道各部補修の手引き³⁾（以下，「手引き」とする。）に基づき，図4に示すように樹脂モルタル（樹脂と細骨材等による補修材。以下，「RM」とする。）を用いた断面修復が行われる。トンネル区間ではRMによる断面修復によって高い補修効果が得られているものの，材料費が高いという課題があった。

RMと比較して材料費が安い断面修復材としてポリ



図1 直結4形レール締結装置

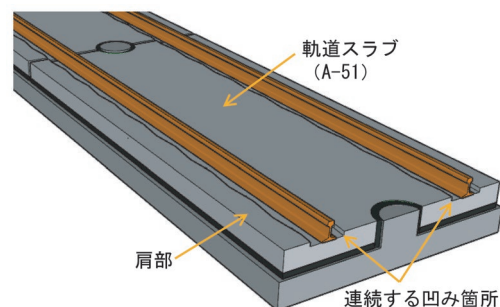


図2 トンネル用軌道スラブの外観

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

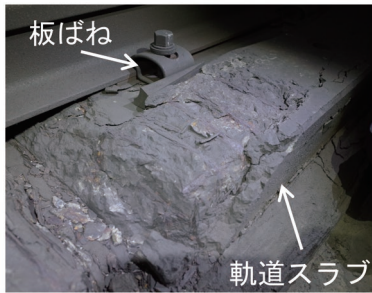


図3 軌道スラブ肩部の欠損状況の例



図4 軌道スラブ肩部に対する断面修復の状況

マーセメントモルタル（セメント，細骨材およびポリマー混和剤等による補修材。以下，「PCM」とする。）がある。PCMはASRや鉄筋腐食等の劣化が生じたコンクリート構造物の断面修復に広く活用されており，補修方法がマニュアル等としてまとめられている^{例え4)}。ただし，養生時間が短く，振動の影響を受け，断面修復部で直接荷重を支える軌道スラブのような構造物に対する断面修復にPCMを用いることについては十分な検討が行われていなかった。そこで，PCMをトンネル区間用の軌道スラブに対する断面修復材として使用することを目的に，PCMの付着強度，PCMで断面修復した肩部の耐力および若材齢時におけるPCMのせん断付着強度に関する検討を行った。なお，本研究で用いたRMには手引きに示されている補修材を，またPCMには急硬性と無収縮性を有するとともに，断面修復部のひび割れが再劣化の要因とならないように，ひび割れ抵抗性に優れた短繊維がプレミックスされている補修材を用いた。

2. PCMの付着強度

2.1 付着強度試験用の供試体

PCMと軌道スラブの界面における付着強度を確認することを目的に，断面修復した軌道スラブの一部を模擬した付着試験用供試体（以下，「付着供試体」とする。）のコアを引き上げる試験（以下，「付着強度試験」とする）を実施した。付着供試体の外観を図5に示す。付着供試体の寸法は100×100×200mmとした。付着供試体のコンクリートには，軌道スラブの配合を参考にして決定した表1に示す配合を用いた。コンクリートの骨材の一部には，アルカリに対して反応性を有する粗骨材および細骨材を用い，さらにASRを促すためにアルカリ分としてNaClを添加した⁵⁾。コンクリートの空気量は，東北新幹線（大宮・雀宮間）および上越新幹線（大宮・水上間）建設時に軌道スラブに対して定められた管理値の下限値である2%とした^{6) 7)}。コンクリートの目標圧縮強度は軌道スラブと同じ40N/mm²とし，試験時におけるコンクリートの圧縮強度は，44.8N/mm²であった。

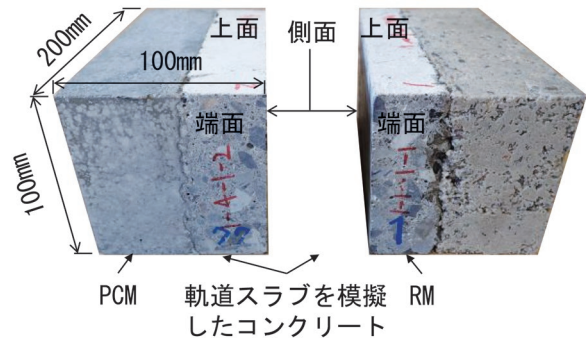


図5 付着供試体の外観

表1 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	NaCl (kg/m ³)	空気量 (%)
45.0	45.0	10.0	2.0



図6 PCMの打込み状況

付着供試体の作製では，はじめに高さ100mm×幅50mm×長さ200mmのコンクリート供試体の片方の側面を電動ハンマではつり取った。はつり深さは5~10mm程度とした。次に，はつり面に表面処理剤を塗布し，図6に示すように1つの鋼製型枠に2体のコンクリート供試体を設置した。2体のコンクリート供試体の間には縁切り材を設置した。最後に，鋼製型枠の空間に断面修復

材を注入した。なお、付着供試体のコンクリート上面からの吸水を防止する目的で、RMのコンクリート上面に対してはエポキシ樹脂、PCMのコンクリート上面に対してはシラン・シロキサン系表面含浸材を保護材として塗布した。RMに対する保護材は、RMに用いられているエポキシ樹脂であり、手引きに基づいて選定した。また、同じ目的で全ての付着供試体のコンクリート側面・端面に対してエポキシ樹脂を塗布した。

2.2 付着強度試験の方法

図7にコアの削孔断面および付着強度試験の状況を示す。付着供試体のコンクリート側から直径50mmのコアを削孔し、コア上面に接着した治具（直径50mm）を建研式接着力試験器で引き上げ、測定された最大荷重をコアの面積で除算することで付着強度を算出した。なお、付着供試体1体に対して3本のコアを削孔した。

付着供試体の条件を表2に示す。断面修復材はRMとPCMの2種類とした。夜間に施工した直後に列車を通過させる必要があることから、PCMに対して振動を与えるCASEも設定した。断面修復材が硬化する過程での列車通過の影響を想定し、材齢1時間から1時間間隔で1分間の振動（方向：鉛直、振動数：25Hz、振幅：0.8mm、回数：1500回）を8回与えた（17両編成に対して176本分相当）。PCMとコンクリートの界面に対して、せん断方向の振動が作用すると界面の付着強度が低下する可能性がある⁸⁾。そこで、図8に示すような軌道スラブ側面を断面修復した場合を想定し、PCMとコンクリートの界面にせん断方向の振動を与えた。断面修復された軌道スラブの底面はてん充層で支持されること、および材齢1時間で振動を与える必要があることから、ここでは、付着供試体を鋼製型枠に入れたままの状態とし、鋼製型枠を振動台に固定して振動を与えた。

付着強度試験は、各CASEにおけるASR前およびASR後に実施した。各ケースにおける試験数は付着供試体1体に対して3回とした。ASRによるコンクリートの膨張を模擬するため、付着供試体の底面10mmを浸水させた状態で、「コンクリート構造物のコア試料による膨張率の測定方法（JCI-S-011-2017）」を参考に温度40℃かつ相対湿度95%以上の環境下に保管することでASRを促進させ（図9参照）、付着供試体のコンクリート部分の膨張量を0.05%とした。ここで、ASRが原因で別途現地より撤去した軌道スラブから採取した直径50mmのコアに対して促進膨張試験を実施した結果、測定材齢91日における膨張率は0.040~0.055%であったことから、付着供試体のコンクリート部分の膨張量を0.05%に設定した。

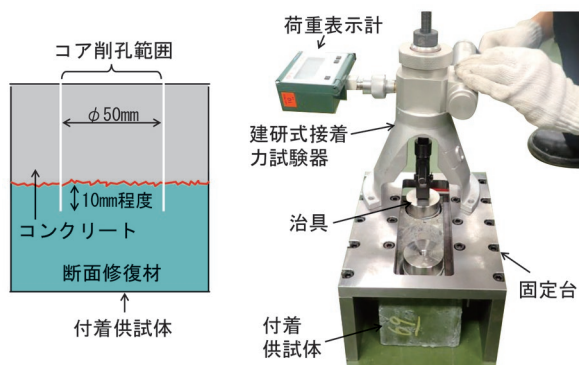


図7 コアの削孔断面および付着強度試験の状況

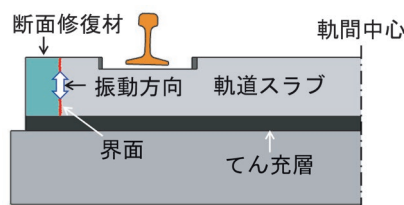


図8 振動方向

表2 付着供試体の条件

CASE	断面修復材	振動
1	RM	なし
2	PCM	なし
3	PCM	あり

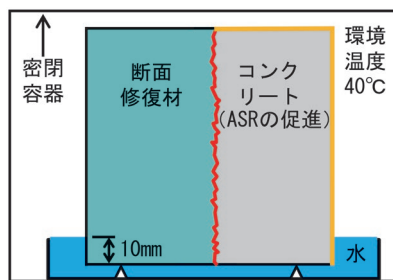


図9 促進膨張時の状況

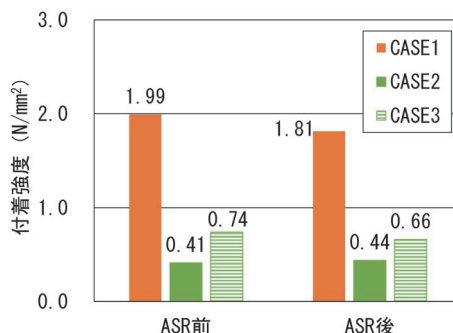


図10 付着強度試験の結果（平均値）

2.3 付着強度試験の結果

付着強度試験の結果を図10に示す。なお、図10に示す付着強度は平均値である。

CASE1とCASE2を比較すると、ASRの前後共にPCMの付着強度がRMの25%程度となった。本研究で用いたRMは付着強度が高いエポキシ樹脂と細骨材で構成されているためと考えられる。

ASR前のCASE2とCASE3を比較すると、振動を与えた後のPCMの付着強度は $0.41\text{N}/\text{mm}^2$ から $0.74\text{N}/\text{mm}^2$ に増加した。材齢1時間から8時間かけて1日相当分の列車本数に対する繰返し載荷を実施することで、PCMが密実になったためと考えられる。

ASR後の付着強度はCASE1で $1.81\text{N}/\text{mm}^2$ 、CASE2で $0.44\text{N}/\text{mm}^2$ 、CASE3で $0.66\text{N}/\text{mm}^2$ となり、ASR前と比較して付着強度の低下率は10%程度以内であった。CASE2ではわずかながら増加したが、付着強度試験のばらつきの範囲内であると考えている。

以上より、本試験においてPCMの付着強度はRMの25%程度であり、材齢1時間における振動では低下せず、ASRによる0.05%のコンクリートの膨張によって10%程度低下することを確認した。したがって、PCMを軌道スラブの断面修復に用いるためには、PCMで断面修復した軌道スラブの耐力に関する検討が必要である。

3. 修復した軌道スラブ肩部の水平載荷試験

3.1 水平載荷試験用の軌道スラブ試験体

トンネル区間用の軌道スラブにおいて、肩部のコンクリートに欠損が生じている場合は断面修復を行う必要がある。そこで、トンネル区間用の軌道スラブの断面修復におけるPCMの適用性を検討するため、PCMで断面修復した軌道スラブの肩部に対する水平載荷試験を行った。水平載荷試験には、現地から撤去したトンネル区間用の軌道スラブA-51(図11参照。以下、「軌道スラブ試験体」とする。)を用いた。なお、軌道スラブ試験体の表面にはASRによるものと考えられる微細なひび割れが生じていた。

図12に軌道スラブ試験体に対する断面修復箇所および水平載荷試験の位置を示す。軌道スラブ試験体に対する断面修復の範囲は、片側の肩部全面とした。断面修復に用いるPCMの付着強度は、軌道スラブの断面修復に用いられているRMよりも低いことが確認されたことから、図13に示すように通常のはつり面の他に、25mm間隔のクロス状の溝(深さ2mm程度)を設けたはつり面の条件も加えた。クロス状の溝は水平載荷に対するせん断方向の付着強度の増加を期待したものである。なお、片側の肩部(2.5m)に対するクロス状の溝の加工に要する時間は、作業員1名で5分程度であった。

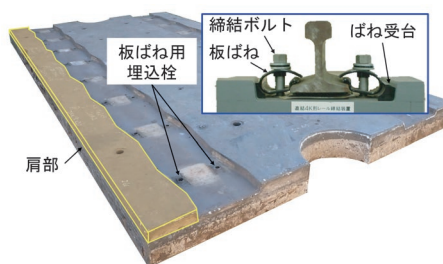


図11 水平載荷試験に用いた軌道スラブ

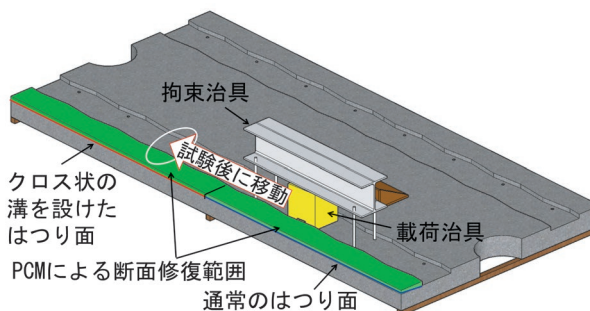


図12 断面修復箇所および水平載荷試験の位置



(a) 通常のはつり面 (b) 溝を設けたはつり面

図13 はつり面の状況

コンクリートのはつり面を高圧エアで清掃した後、PCM用の表面処理剤を刷毛で塗布し、PCMを施工した。PCMの施工時に許容される温度の下限は 5°C であり、本試験における断面修復作業は気温 7.8°C で行った。

3.2 水平載荷試験の載荷方法

図14に水平載荷試験の平面図、図15に水平載荷試験の状況を示す。水平載荷試験はPCMの強度が十分に発現されたと考えられる材齢31日目に実施した。水平載荷試験では、載荷治具を用いて肩部に荷重を与えることとし、加力には油圧シリンダを用いた。油圧シリンダの底部については、軌道スラブ上面に固定した反力治具で支持した。載荷治具に対する油圧シリンダの載荷点と肩部の加力点の高さが異なるため、試験中に載荷治具が転倒しないように、拘束治具で載荷治具の上面を抑えた。なお、拘束治具と載荷治具の間には2枚重ねたテフロンシートを挿入し、摩擦力が生じないようにした。幅90mmの板ばねから断面修復した肩部に荷重が加わることを想定し、断面修復した肩部と載荷治具の間には、図

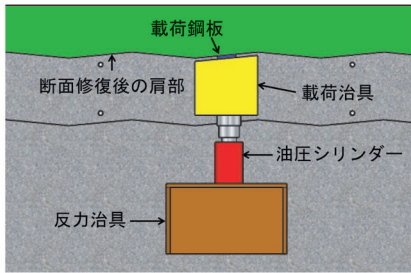


図 14 水平載荷試験の平面図

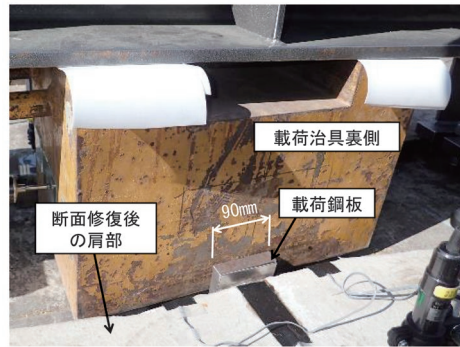


図 16 载荷鋼板の挿入状況

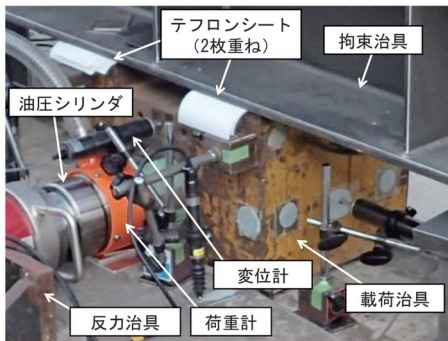


図 15 水平載荷試験の試験状況

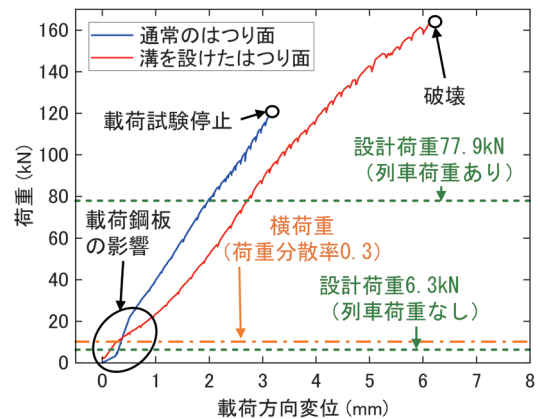


図 17 荷重－载荷方向変位関係

16に示すように幅90mmの载荷鋼板を挿入した。

水平載荷試験は、図12に示した通り、はつり面の状態が異なる2箇所を実施した。通常のはつり面に対する水平載荷試験の最大荷重の上限は、軌道スラブ上に固定した反力治具を固定する部分の耐力を考慮して120kNとした。ただし、2ケース目となる溝を設けたはつり面に対する水平載荷試験では、十分な安全を確保した後、破壊が生じるまで載荷を行った。

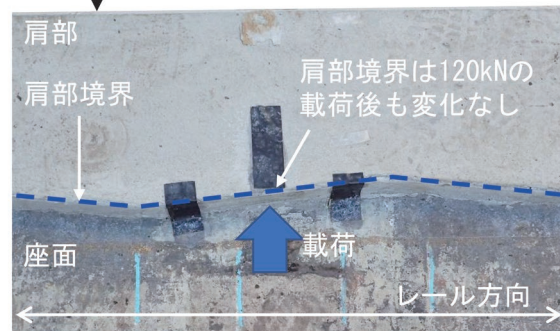
水平載荷試験では、荷重および载荷治具の変位を測定した。

3.3 水平載荷試験の結果

図17に水平載荷試験で得られた荷重と载荷治具の载荷方向変位の関係を示す。軌道スラブの締結部に対する破壊に関する照査では、静止輪重を85kNとした条件において、列車荷重が作用していない場合の設計荷重を6.3kN(ロングレール横荷重)、列車荷重が作用している場合の設計荷重を77.9kN(横圧+ロングレール横荷重)としている⁹⁾。また、曲げモーメントに対する軌道スラブの疲労破壊に関する照査では、輪重の他に、常時生じる横圧として34kNが用いられており、軌道横断方向の荷重分担率を0.3とした場合における1締結装置あたりに作用する横荷重として10.2kNが用いられている⁹⁾。照査に用いられる設計荷重および横荷重は、図17中にも示している。

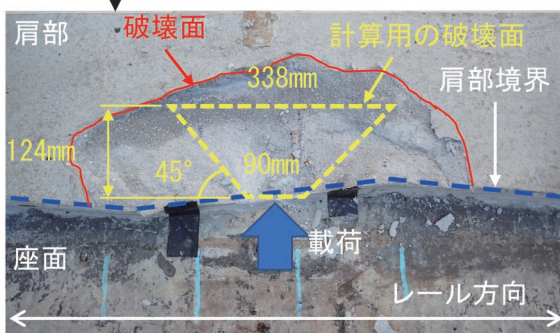
図17より、通常のはつり面および溝を設けたはつり

軌道スラブ側面



(a) 通常のはつり面

軌道スラブ側面



(b) 溝を設けたはつり面

図 18 水平載荷試験後の断面修復部 (上面図)

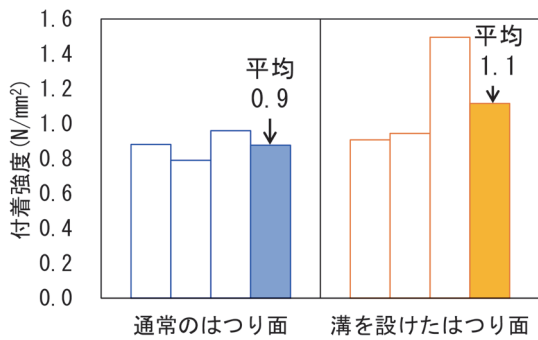


図 19 断面修復部の付着強度

面ともに、荷重荷重は設計荷重 77.9kN 以上となり、十分な耐力を有していることを確認した。荷重試験後の肩部の状況を図 18 に示す。通常のはつり面を断面修復した肩部では、120kN の水平荷重試験で変形している様子は確認されなかった。また、破壊するまで荷重を継続した溝を設けたはつり面では、肩部の PCM 内部に破壊面が形成された。PCM とはつり面の界面で必要とされるせん断付着強度を検討するためには破壊面の面積が必要である。ここでは、安全側の評価となるように実際よりも破壊面の面積が小さくなるように、幅 90mm の荷重鋼板から 45 度方向に、肩部の幅 248mm の半分まで破壊したと仮定し、 $(90+338) \times 124/2 = 26536\text{mm}^2$ とした。なお、破壊面の面積は 4 章で使用する。

1 締結装置あたりに作用する横荷重 10.2kN によって生じる荷重治具の荷重方向変位は 0.3mm と微小であった。なお、荷重初期において溝を設けたはつり面側の荷重方向変位の方が大きい傾向にあったのは、図 16 に示した荷重治具と肩部の間に挿入した荷重鋼板の接触状態が荷重初期 (20kN 程度まで) の変位に影響を与えたためと考えられる。

水平荷重試験後に荷重箇所付近 (各 3 箇所) で建研式接着力試験器を用いた付着強度試験を行った。その結果、図 19 に示すように通常のはつり面の付着強度が 0.9N/mm^2 、溝を設けたはつり面の付着強度が 1.1N/mm^2 となった。溝を設けたはつり面の付着強度が通常のはつり面と同程度以上になった要因として、溝によって付着面積が増加したことが考えられる。

以上より、水平荷重試験の結果、変位量および耐力上の問題が無いことから、座面式のレール締結装置が用いられているトンネル区間用の軌道スラブに対して、肩部の断面修復に PCM を用いることが可能と判断できる。

4. 若材齢時における PCM のせん断付着強度

4.1 2 面せん断試験の供試体

PCM による断面修復後に列車を通過させることが可

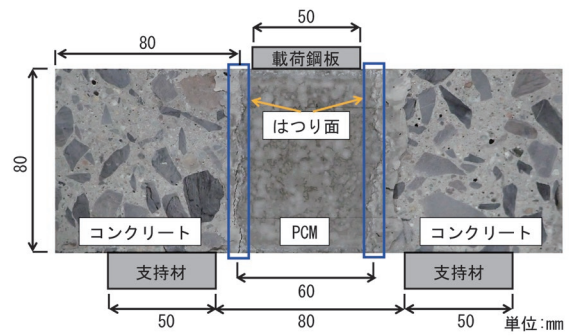


図 20 2 面せん断試験における供試体の設置状況

能な養生時間について検討するため、若材齢時における 2 面せん断試験を実施した。2 面せん断試験に用いた供試体について以下に示す。

軌道スラブから切り出したコンクリート角柱の側面をはつり、その後 $80 \times 80 \times 80\text{mm}$ に成型し、12 体のコンクリートブロックを作製した。ここで、6 面のうち 1 面のみが通常のはつり面となる。この内、6 体に対しては、図 13 (b) と同様に 25mm 間隔のクロス状の溝 (深さ 2mm 程度) を加工したはつり面とした。はつり面を高圧エアで清掃した後、PCM 用の表面処理剤を刷毛で塗布した。

次に、はつり面の状態が同じ 2 体のコンクリートブロックを 1 組とし、はつり面が向かい合うよう固定した。コンクリートブロックの間隔は 60mm とした。2 体のコンクリートブロックを囲むように型枠を設けた後、PCM を打込み、2 面せん断試験用の供試体を作製した。作製した 2 面せん断試験用の供試体の数は、通常のはつり面用が 3 体、溝を加工したはつり面用が 3 体である。なお、PCM 打込み時の気温は、 12.1°C であった。

4.2 2 面せん断試験の方法

2 面せん断試験における供試体の設置状況を図 20 に示す。供試体の支持材同士の間隔を 80mm、荷重鋼板の幅を 50mm とすることで、凹凸があるはつり面のせん断付着強度に支持材や荷重鋼板が影響しないようにした。

試験では荷重鋼板上で測定した荷重をせん断面の面積 (2 面分) で除算して、せん断付着強度を算出した。なお、PCM の圧縮強度試験を実施するため、 $\phi 50 \times 100\text{mm}$ の円柱供試体も作製した。

4.3 2 面せん断試験の結果

材齢 2 時間、1 日、7 日で実施した圧縮強度試験の結果を図 21 に、2 面せん断試験で得られたせん断付着強度を図 22 に示す。図 21 より、材齢 2 時間における圧縮強度は 8.0N/mm^2 であり、その後、材齢 1 日で 18.8N/mm^2 、材齢 7 日で 44.0N/mm^2 となった。

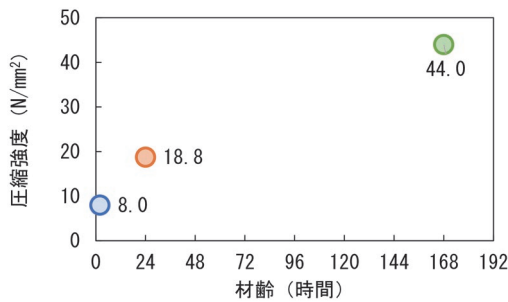


図 21 PCM の圧縮強度

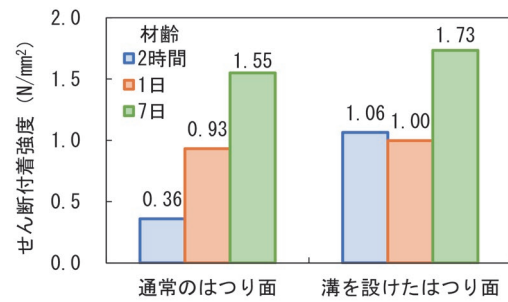


図 22 2面せん断試験によるせん断付着強度

図 22 より、材齢 1 日および 7 日におけるせん断付着強度は、クロス状の溝加工を行ったはつり面の方が 10% 程度大きくなった。材齢 2 時間のせん断付着強度については、クロス状の溝加工を行ったはつり面において 1.06N/mm^2 、通常のはつり面において 0.36N/mm^2 となり、大きく異なった。クロス状の溝加工を行うことで材齢 2 時間のせん断付着強度が大幅に増加した理由として、溝に PCM が入り込むことで付着面積が増加したこと、および溝に入り込んだ PCM のせん断強度が影響したことが考えられる。なお、材齢 1 日以降で溝を設けたはつり面のせん断付着強度の増加分が小さくなった要因として、PCM のせん断強度が増加することで PCM 自体の影響は小さくなり、付着面積の増加分のみが影響を与えたためと考えられる。

2.3 節で示した通り、建研式接着力試験器で得られた付着強度は、「振動の影響」では低下せず、「促進膨張の影響（膨張量 0.05% 程度以内）」により 10% 程度低下した。建研式接着力試験器で得られた付着強度とせん断付着強度の低下割合が等しいと仮定した場合、材齢 2 時間でのせん断付着強度は、溝を設けたはつり面において $0.95\text{N/mm}^2 (=1.06\text{N/mm}^2 \times 0.9)$ 、通常のはつり面において $0.32\text{N/mm}^2 (=0.36\text{N/mm}^2 \times 0.9)$ となる。また、材齢 2 時間における破壊面が図 18 に示した破壊面と等しいと仮定した場合、3.3 項に示した 1 締結装置あたりに作用する横荷重 10.2kN と破壊面の面積からせん断付着応力を算出すると $0.38\text{N/mm}^2 (=10.2\text{kN} \times 1000/26536\text{mm}^2)$ となる。したがって、溝を設けたはつり面のせん断付着強度（繰返し荷重と促進膨張の影響を考慮） 0.95N/mm^2 のみがせん断付着応力 0.38N/mm^2 を満足する結果となった。

以上より、25mm 間隔のクロス状の溝（深さ 2mm 程度）を加工したはつり面であれば、PCM で断面修復した場合であっても材齢 2 時間で列車を通させることが可能と考えられる。なお、養生時間を長くする、あるいは養生温度を高くする等の若材齢時のせん断付着強度を増加させる対策を行うことで、通常のはつり面でもせん断付着応力 0.38N/mm^2 を満たす可能性がある。

5. まとめ

トンネル区間用の軌道スラブの断面修復にポリマーセメントモルタル（PCM）を用いるための検討を実施して得られた結果を以下にまとめる。

- ・本試験において PCM の付着強度は RM の 25% 程度と小さいことを確認した。また、PCM の付着強度は材齢 1 時間後に開始した繰返し荷重による振動では低下せず、ASR による 0.05% のコンクリートの膨張で低下する付着強度は 10% 程度以内に収まることを確認した。
- ・PCM の付着強度が RM よりも小さいことから、PCM で肩部を断面修復したトンネル区間用の軌道スラブに対して水平荷重試験を行った結果、変位量および耐力について問題が無いことを確認した。また、ASR によって付着強度が 10% 低下しても、十分な耐力を有することを確認した。
- ・2面せん断試験を行った結果、25mm 間隔のクロス状の溝（深さ 2mm 程度）を設けたはつり面とすることで、PCM を用いる場合であっても材齢 2 時間で列車を通すことが可能であることを確認した。

文 献

- 1) 山根寛史, 森山陽介: 山陽新幹線における軌道スラブの変状実態調査結果, 新線路, (株) 鉄道現業社, pp.12-14, 2011.12
- 2) 高橋貴蔵, 淵上翔太, 関根悦男, 飯島亨: 経年軌道スラブの劣化原因と耐力の評価, 日本鉄道施設協会誌, (社) 日本鉄道施設協会, pp.28-31, 2011.04
- 3) 公益財団法人鉄道総合技術研究所: スラブ軌道各部補修の手引き, 2021
- 4) 国立研究開発法人土木研究所: コンクリート構造物の補修対策施工マニュアル (案), 2016
- 5) 濱崎仁, 山田義智, 福山智子, 須藤裕司: 亜硝酸リチウム含浸による経年構造物の補修工法に関する屋外暴露試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.1, pp.1519-

- 1524, 2015
- 6) 日本国有鉄道東京第三工事局：東北新幹線総合試験線工事誌, pp.623, 1979
- 7) 日本鉄道建設公団東京新幹線建設局：上越新幹線工事誌大宮・水上間, pp.989, 1983
- 8) 椿龍哉, 中澤正典：振動作用下で硬化する断面修復材の付着強度の簡易試験方法, セメント・コンクリート論文集, No.64, pp.162-168, 2010
- 9) 公益財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説－軌道構造, 丸善出版, 2012

災害発生後の暫定ダイヤに対する 車両運用計画作成アルゴリズム

加藤 怜* 今泉 淳** 中東 太一* 小久保 達也*

Rolling Stock Scheduling Algorithm for Temporary Timetable After Natural Disaster

Satoshi KATO Jun IMAIZUMI Taichi NAKAHIGASHI Tatsuya KOKUBO

In this paper, we focus on rolling stock scheduling after a large-scale natural disaster. In general, a temporary timetable is generated when some sections in of the line are partially disrupted from the damage caused by the disaster. The next step is to create a rolling stock schedule that is as close as possible to the basic schedule at the time of the timetable revision. We propose a two-phase rolling stock scheduling method based on the mathematical programming algorithm to cope with the temporarily changed timetable. In addition, we confirm that the proposed algorithm can produce a practical solution in terms of evaluation criteria and computational time.

キーワード：車両運用計画，暫定ダイヤ，災害，仕業作成，交番作成，数理最適化

1. はじめに

列車運行のためには、列車ダイヤのみならず、付随する複数の計画を作成する必要がある。その一つである車両運用計画は、毎日の列車ダイヤを実現するための車両の使用予定を定めるものである。その作成にあたっては、保有する車両の種類、数、種々の使用条件を満たすとともに、運用計画そのものの効率性が求められる¹⁾。

一方、災害等で線区の一部が寸断され不通区間が生じた際に、運行可能区間のみで暫定的なダイヤにより運行する場合、一時的なダイヤとそれに対応した車両運用計画の作成を求められる。このような場合には、復旧状況に応じて徐々に運転可能区間が拡大するごとに計画作成が必要となるが、作成にかけられる時間が限られているため、計画担当者の負担は大きい。また、運転区間が拡大するごとに大幅な計画変更は避けた方が望ましい、最終的に全区間で運転再開になったときは元のダイヤに戻るため、各段階での暫定的な計画は元の計画に類似することが望ましい、といった事情もある。

本稿では、大規模な自然災害発生後の車両運用計画の作成に着目し、数理最適化を活用し短時間で自動作成可能なアルゴリズムを提案する。そのうえで、実路線、実事例に基づくケーススタディにより、開発手法の有用性を検証した結果を報告する。

2. 車両運用計画と災害発生後の対応

2.1 車両運用計画の作成

一般に、車両運用計画は、列車ダイヤを所与として、ダイヤ上の全列車に必要な車両を充当し、各車両の使用スケジュールを定めたものである。具体的には、1営業日単位のスケジュールである「仕業」と、仕業の順序を定めた循環計画である「交番」からなる。仕業作成では、列車間のつながり（ある充当列車から次の充当列車への接続を意味する）に必要な間合い時間を設ける必要がある。交番作成では、ある仕業の終了駅と次の仕業の開始駅が一致している必要があり、場合によってはそのために適宜回送を挿入する。また、交番の最後の仕業の終了駅は最初の仕業の開始駅に一致させて循環性を保証する。

車両運用計画における重要な条件として、車両の検査周期を満たすことがある。本稿では、周期が数日程度で機能確認のための「仕業検査」、数十日程度で詳細確認のための「交番検査」を考慮し、それぞれの検査を、周期以内に可能な箇所で開催できるように、検査箇所およびタイミングを決める。

通常、交番はそれ以上切り離しをしない最低の運用単位の車両の種類ごとに作成する。この種類は一般に複数の車両からなり、本稿では「ユニット」と称する。同一形式でも両数や機器の構成仕様が異なれば運用上は別扱いとなる。ここで形式・両数で定まる車両種の識別概念として「ユニットタイプ」を定義すれば、「交番はユニットタイプごとに作成される」と表現できる。

また、ユニットの分割併合を実施している路線もある。各列車が運行される際に充当される1ユニット以上の

* 信号技術研究部 運転システム研究室

** 東洋大学

車両のことを列車運行上は「編成」と呼ぶが、「分割」とは2ユニット以上からなる編成を切り離すことを、「併合」とは別々のユニット（場合によっては編成）を結合することを意味する。分割併合により旅客需要に応じた柔軟な両数設定が可能となるとともに、必要な時間・場所に車両を割り当てる効率的な運用が可能になる。一方で、分割併合を実施するための作業員や作業のための停車時分を要することになるため、分割併合の作業回数は最小限であることが望ましい。

図1、図2に車両運用計画の例を示す。図1はダイヤ図上で作業を示したものであり、○は作業の開始（出区）、△は作業の終了（入区）を意味する。二重線となっている列車が複数あるが、併合した編成が充当されていることを意味する。102M、105M、回57Mの運行後には分割が、105M、102M、56Mの運行前には併合が行われている。一方、図2は交番を示している。列車番号の(F)はその列車の先方側のユニット、(B)は後方側のユニットを意味する。作業3、5、7に作業検査が含まれるが、上の作業から順に車両が充当されることから、ユニットタイプ1は3日に1回、ユニットタイプ2、3は2日に1回検査が実施される。交番における作業数は

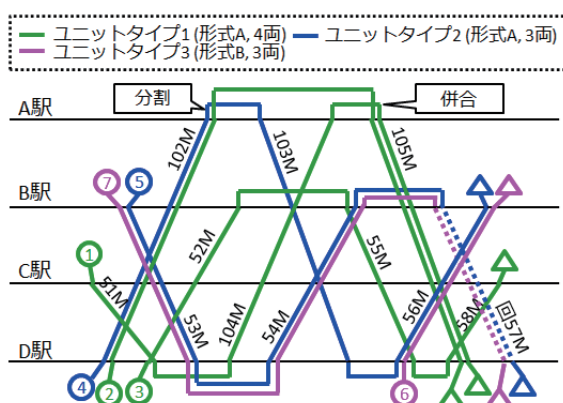


図1 作業の例

＜ユニットタイプ1＞	
作業	
1	C ○ 51M → D → 104M → A → 105M(B) △ D
2	D ○ 102M(B) → A → 105M(F) △ D
3	D ○ 52M → <作業検査> → 55M → D → 58M △ C
＜ユニットタイプ2＞	
4	D ○ 102M(F) → A → 103M → D → 56M(F) △ B
5	B ○ 53M(B) → D → 54M(F) <作業検査> → 回57M(B) △ D
＜ユニットタイプ3＞	
6	D ○ 56M(B) △ B
7	B ○ 53M(F) → D → 54M(B) <作業検査> → 回57M(F) △ D

図2 交番の例

は交番日数とも呼ばれ、それは必要なユニット数に対応し、この例では各ユニットタイプはそれぞれ3ユニット、2ユニット、2ユニットが必要となる。

作業は1ユニットが1営業日内で担当する列車の連なりである。交番における作業数は交番を一巡するのに要する日数であり、同時に必要となるユニット数を意味するため、作業数は少ない方が望ましい。

2.2 災害時の輸送計画作成と車両運用

大規模な自然災害が発生すると、線路や駅・車両基地の設備などが被災し、長期間、長区間の運転取り止めに強いられることがある。このような場合、復旧、運転再開計画に基づき、輸送部門で暫定の列車ダイヤや車両運用計画を作成するが、運転再開日が確定してから当該施行日までは数日程度しかないことも多く、短時間での計画作成を余儀なくされる。また、路線上の複数箇所が被災した場合には、運転区間が被害の規模や復旧の優先度に応じて順次広がることもある。このとき、区間拡大のたびに輸送計画を作成する必要があり、計画担当者もその都度の作業が発生する。

図3に、運転区間拡大の例を示す。この例では、A～H駅間が通常の運転区間である。C～D駅間、F～G駅間が被災して不通となり、復旧作業が必要である。まずは運転が可能な区間から運転再開となるため、再開初日はA～C駅間、D～F駅間での運行となっている（C～D駅間、F～H駅間は運休とする）。ここで、車両基地がE駅隣接だとすると、A～C駅間を運行する車両は車両基地に戻ることができず、孤立区間が生じることもある。また、この例では10日後に全区間運転再開としているが、運転区間拡大がさらに細分化されることもある。

2.3 既往研究

車両運用計画作成に関連する既往研究は欧米を中心に多数存在する。例えば、Alfieri et al.²⁾、Cacchiani et

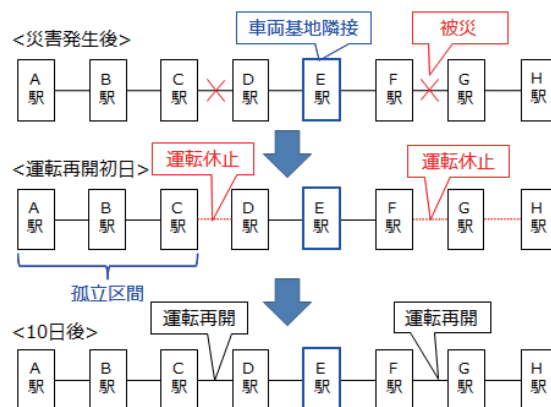


図3 運転区間拡大の例

al.³⁾, Giacco et al.⁴⁾ などの研究が挙げられる。近年では、日本国内の路線を対象とした研究も散見される。今泉ら⁵⁾は、仕業作成と交番作成に問題を分割し、それぞれを数理最適化問題として定式化している。Nishi et al.⁶⁾は、仕業検査制約を考慮し、列生成法とヒューリスティックを組み合わせた解法を提案している。加藤ら⁷⁾はGiacco et al.の研究をもとに、巡回セールスマン問題 (Travelling Salesman Problem, 以下 TSP) としてモデル化し、分割併合回数を低減する考え方を提案している。

一方で、本稿が想定する災害発生後に特化した研究は見られない。また、すでに何らかの計画があり、それに類似する計画作成を指向した研究も、著者らが把握する限り存在しない。よって、ダイヤ改正時を対象とした研究は車両運用計画の作成手法としては参考にはできるが、それに加えて、暫定ダイヤに対する工夫が必要となる。

3. 車両運用計画作成アルゴリズム

3.1 問題定義

2章で述べた災害時の特徴を踏まえ、本稿で扱う問題を定義する。前提条件や制約条件を以下に示す。

- 所与の列車ダイヤ上の各列車に対し、最小両数以上、最大両数以下の車両数を充当するようユニットを充てる。
- 相連続しうる二つの異なる列車間には、着駅・発駅の間にそのまま接続できるか回送を介して接続するかが事前に与えられている。
- 各ユニットタイプには、使用可能数の上限がある。
- 分割併合できる場所 (駅) は所与である。
- ユニットタイプ間の併合の可否は所与である。
- ユニットタイプごとに、入線可能線区、充当可能列車が所与である。
- 仕業検査および交番検査を、それぞれ前回検査施行より定められた日数以内に施行する必要がある。交番検査の施行は仕業検査も同時に受けたとみなす。
- 仕業検査および交番検査は、それぞれ可能な箇所が所与とする。検査可能箇所ごとに検査の種類に応じた検査時間帯 (仕業検査は一般に複数) が設定されており、検査はその時間帯のいずれかで実施するものとする。さらに、仕業検査には各検査時間帯で同時検査可能なユニット数の上限がある。
- 各駅の留置数には上限がある。ある列車が駅に到着した時点でそれを「留置数1」とカウントするのが原則だが、次の列車への車両の充当のために分割を行う場合はそれが到着時点で起こると仮定し、2ユニットからなる列車が分割される場合は「留置数2」となる。一方、併合は出発時に起こ

ると仮定する。

また、評価指標として、通常の車両運用でも小さいことが求められる「仕業数」、「分割併合回数」、「回送距離」を対象とするとともに、「基本計画に運用が近いかどうか」の評価のために、本研究独自の概念である「運用差異」という概念を導入する。

3.2 運用差異の考え方

「運用差異」を図4の例で説明する。左図は平常時の車両運用計画 (以下、基本計画)、右図は災害時に作成した車両運用計画 (以下、暫定計画) であり、B 駅～D 駅間のみ運転再開して暫定ダイヤが作成された場面を想定した例である。ここで、基本計画における 102M～103M の A 駅の折返しに着目すると、暫定計画でも、B 駅において、やはり 102M～103M の折返しをしている。このように、折返し駅が異なっても、折返し列車が同様であれば「運用差異なし」とみなす。一方で、折返し列車が異なる場合は運用差異があるとみなす。そして、「運用差異あり」の個数をカウントし、これを小さくする。

本研究では、暫定計画の基本計画との運用差異の抑制を目指す。区間拡大により最終的に基本計画に戻ることから、運転再開の初期段階から基本計画との差異を意識することで、拡大時の運用変更を抑えつつ基本計画へのスムーズな帰着も期待できる。

3.3 本研究のアプローチ

既往研究を踏まえ、車両運用計画の作成手法として、本研究では数理最適化を適用する。解法アプローチとしては、所与の列車ダイヤに示される列車の順序から仕業作成と交番作成を同時に行う「同時解法」と、「仕業作成」、「仕業の順序を決定する交番作成」のように順を追って行う「2段階法」の二つが考えられる。

車両運用計画は仕業だけでなく交番まで作成して完成となるため、全体最適の観点からは「同時解法」の方が望ましい。しかし、問題規模面を中心とした困難さがあることから、「2段階法」も実用性の観点から有力な選

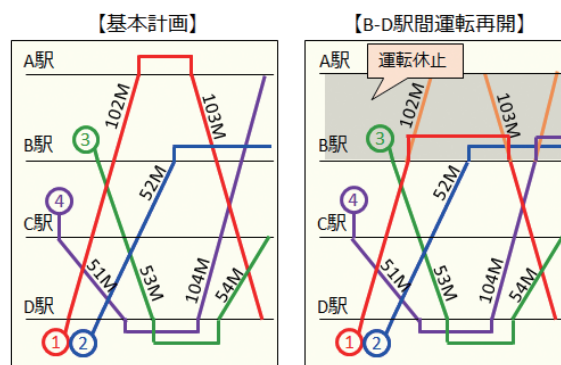


図4 運用差異の考え方の例

択肢となる。本研究では、災害発生後といった時間的制約のある状況を想定しているため、計算時間を優先し、2段階法に基づくアプローチを用いる。

提案アルゴリズムの処理の流れを以下に示す。

Step 1：前処理

入力の列車ダイヤから、被災に伴う運行区間の寸断の有無を確認し、存在する場合には、運行区間ごとに問題を分割する。各運行区間について、Step 2以降の処理を行う。

Step 2：仕業作成アルゴリズム

各ユニットタイプについて、複数の仕業を作成する。仕業作成問題は多品種ネットワークフロー問題によりモデル化する。

Step 3：交番作成アルゴリズム

Step 2で得られた仕業集合を用いて、各ユニットタイプの交番を作成する。交番作成問題はTSPによりモデル化する。

3.1節で述べた評価指標のうち、分割併合は仕業内、仕業間のいずれも発生するため、以下の方法でその回数を低減する。

まず、モデル内の前提として、3.1節 i) で前述したとおり、分割は列車の到着時に、併合は列車の出発時に実施するものとする。その上で、以下の方法により分割併合回数を考慮する。

- ・仕業作成アルゴリズムでは、仕業内の分割併合回数を低減するように仕業を作成する。
- ・交番作成アルゴリズムでは、ある仕業と次の仕業の間で発生する分割併合回数を低減するように交番を作成する。

また、編成内の「前」や「後」といったユニット位置（以下、編成内順序）も運用計画上の決定事項であり、実際には駅構内の配線などによって分割・併合の可否にも影響を与えるが、本研究では自動作成の対象外とする。具体的には、以下のような扱いをしている。

- ・仕業作成アルゴリズムでは編成内順序は考慮せず、各列車の併合の有無・分割併合の回数だけを検出、算出する。
- ・交番作成アルゴリズムの都合上、仕業間での分割併合回数の算出には編成内順序が所与である必要がある。そこで、仕業作成アルゴリズムで得られた各仕業の複数ユニットから成る編成に関して、各ユニットの編成内順序を折返し時には順序を逆にするなどのルールで決め、交番作成アルゴリズムに対する入力とする。

仕業検査、交番検査周期制約については、交番作成アルゴリズムの制約条件として考慮する。しかし、交番作成は仕業作成の結果が入力情報となるため、仕業作成時に必要回数の検査を含めないと、交番作成時に実行不可

能となる。そこで、仕業作成時に、各ユニットタイプについて、作成する仕業数に応じて必要最小限の仕業検査、交番検査を含めるようにする。これにより、交番作成時の実行可能性を保証する。

3.4 仕業作成アルゴリズム

本稿では、車両運用計画のモデル化でよく用いられる多品種ネットワークフロー問題を用いる（たとえば、Cacchiani et al.³⁾）。品種をユニットタイプ、フローを仕業とみなすことで、仕業作成をモデル化する。

ネットワーク上のノードは、列車の始発駅での出発を意味する「出発ノード」、列車の終着駅での到着を意味する「到着ノード」、仕業の開始を意味する「開始ノード」、仕業の終了を意味する「終了ノード」の4種類を設ける。

アークは、列車を意味し出発ノードから到着ノードまで張る「列車アーク」、列車間のつながりを意味し、つながりが可能（駅が一致しており、かつ必要な間合いを確保）な場合に、到着ノードから出発ノードへと張る「つながりアーク」、検査可能な場合に開始ノードから出発ノードへと張る「検査アーク」、開始ノードから張る「開始アーク」、終了ノードへと張る「終了アーク」の5種類を設ける。アークのコストは、列車アークは回送列車であれば a （重みパラメータ）、さもなければ0とし、つながりアークは運用差異を考慮するために、基本計画と同様であれば0、さもなければ β （重みパラメータ）、開始アークは一律1、その他はすべて0とする。

図5にネットワークの例を示す。開始ノードから終了ノードまで各ユニットタイプの複数のフローを流し、各列車アーク上に、最小両数以上、最大両数以下となるようにフローを流す。

以下に、数理最適化問題としての定式化の概略を示す（詳細は文献8を参照）。

<目的関数>

アークの総コスト + $\gamma \times$ 仕業内の分割併合回数（最小化する）

なお、 γ は重みパラメータである。

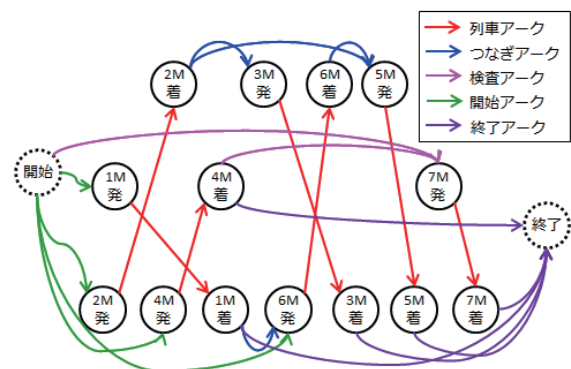


図5 多品種ネットワークフローモデルの例

＜制約条件＞

- ・フロー整合制約（開始ノード，終了ノードを除き各ノードに入るフロー数と出るフロー数は同一）
- ・各列車への充当両数の上限，下限制約
- ・各ユニットタイプの仕業数制約
- ・仕業検査，交番検査周期制約
- ・仕業検査，交番検査の同時検査数の上限制約
- ・分割併合を検出するための論理制約
- ・ユニットタイプ間の併合不可制約
- ・各駅の留置可能編成数の上限制約
- ・変数の取りうる範囲を定めた制約

3.5 交番作成アルゴリズム

交番作成の数理モデルとして，TSPを用いる。仕業をノード，仕業間の接続をアークとしたネットワークで表現することで，TSPとしてのモデル化が可能である。ここで，アークのコストに回送距離を反映させることで，回送距離の最小化を指向することができる。

また，仕業と次の仕業の間での分割併合回数の低減を考慮する。本稿では，文献7の考え方を取り入れる。ノードに対応する仕業の最初および最後の列車のユニット数および位置（地理的な位置を指し，たとえば西側から1,2,...と定める）の情報を持たせ，接続前後でユニット数が異なるか位置が異なる場合には，アークに対し分割併合のコストを反映させる。接続前後でユニット数が同一かつ位置が同一の場合には，すべての位置で位置1と同列車か否かを論理制約で判断し，異なる場合には分割併合のコストを追加する。

図6にネットワークの例を示す。この例では，3.3節 Step 2の仕業作成で5つの仕業が作成された例としている。各仕業の開始・終了時刻，開始・終了駅が与えられ，これにより仕業間で回送が発生するか否かを把握できる。仕業3，4には仕業検査が含まれており，そこに向けたアークを赤で表記している。このネットワーク上で，

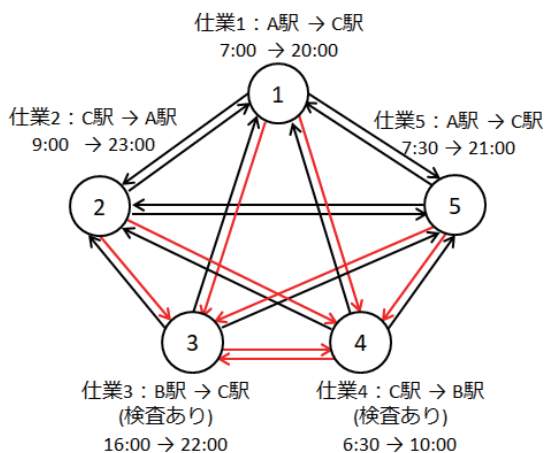


図6 TSP ネットワークの例

全ノードを1回ずつ経由し，仕業検査周期を満たす，コスト最小の巡回路を求める。以下に，数理最適化問題としての定式化の概略を示す（詳細は文献8を参照）。

＜目的関数＞

仕業間の回送距離 + $\delta \times$ 仕業間の分割併合回数（最小化する）

なお， δ は重みパラメータである。

＜制約条件＞

- ・TSPとしての制約（各ノードに入る巡回路および出る巡回路が1つのみ，部分巡回路の除去制約）
- ・仕業検査周期制約
- ・分割併合を検出するための論理制約
- ・変数の取りうる範囲を定めた制約

4. 数値実験

4.1 検証方法

開発手法の性能を評価するため，過去に実際に発生した大規模自然災害に伴う復旧段階の事例を取り上げ，当時の暫定ダイヤに対し開発手法により自動作成した運用と，当時の運用を比較する。

対象とする事例では，被災により数段階にわたり運転区間が拡大している。このなかで，3つの暫定ダイヤ（インスタンス (a) ~ (c) とする）を検証する。(a)は運転再開の初期段階，(b)はその数日後，(c)は(b)のさらに数日後となっている。問題規模として，列車数およびユニットタイプ数を表1に示す。(a)と(b)ではほとんど変化がないのに対し，(b)と(c)とでは列車数，ユニットタイプ数ともに増加している。この理由は，(c)の段階にて多数の電留線を有する駅まで運転区間が広まり，多数の列車設定が可能となったためである。

当時の運用となるべく近い条件で比較するため，各列車の最小両数，最大両数，充当可能なユニットタイプ等は基本計画や当時の運用をもとに設定した。定式化における目的関数の重みパラメータは一律で $\alpha=0.001$ ， $\beta=0.001$ ， $\gamma=0.1$ ， $\delta=0.01$ とした。計算にはCPUがCore i7-8700K，メモリ64GBの汎用PCを使用し，数理最適化問題の求解にはGurobi Optimizer 9.5.1を使用した。

表1 対象線区の特徴

インスタンス	列車数	ユニットタイプ数
(a)	394	5
(b)	402	5
(c)	572	7

4.2 結果と考察

表2に、インスタンス (a), (b), (c) に対する開発手法の適用結果を示す。評価指標として、作業数、分割併合回数、回送距離、運用差異数を示す。参考として、当時の運用についても付記する。作業作成の計算時間の上限は3,600秒とし、その時点での最良解を採択した。交番作成については、いずれも1秒未満で最適解に至り、十分短時間であった。

表2をみると、(a), (b) はいずれの指標も当時の運用と比べてほぼ同等か低減できていて、効率的な計画が作成できている。一方で、(c) では作業数こそ同等だが、分割併合回数および回送距離は当時の計画より増加しており、効率的とはいえない。特に回送距離が大幅に増加しているが、これはユニットタイプ数が多く、それぞれの作業数が相対的に少ないため、作成した作業から交番を作成すると回送が増えてしまうことが原因と考えられる。なお、(c) は3,600秒経過しても計算精度の目安であるGAPも大きくなっていったため、3,600秒では十分とはいえず、計算負荷が非常に大きい問題といえる。

そこで、計算負荷を少しでも軽減することを目的として、作業数を一律に固定することを考える。これにより、評価指標の項目が減るため、より効率的な探索が可能となり、結果としてよい解を得ることが期待できる。一例として、(c) において作業数を72~74に固定した場合の結果を表3に示す（作業作成の計算時間の上限は3,600秒としている）。この結果をみると、作業数73, 74でも解を得られており、分割併合回数や回送距離は当時の運用と同等か若干多いものの、作業数が少なく、許容される可能性がある解を得られている。以上より、

表2 開発手法の当時の運用との比較

インスタンス	作業数	分割併合回数	回送距離(km)	運用差異数
(a)	45	16	296.1	151
(a)*	50	25	145.0	—
(b)	49	16	142.0	164
(b)*	53	34	156.3	—
(c)	72	50	461.6	220
(c)*	75	46	157.5	—

*は当時の運用を意味する。

表3 作業数を固定した場合（インスタンス (c)）

作業数	分割併合回数	回送距離(km)	運用差異数
72	34	932.0	212
73	46	514.7	218
74	49	345.1	199

作業数固定により実行可能領域を狭くすることで、より効率的な計画を得られる可能性がある。

5. まとめ

本稿では、大規模な自然災害発生後の車両運用計画を取り上げ、その暫定ダイヤに対応する計画作成手法を開発した。開発手法では、元の計画と類似する計画作成を陽に考慮することを可能とした。

手法としては数理最適化を採用し、作業作成と交番作成に処理を分離する2段階法を用いた。それぞれ、多品種ネットワークフロー問題、巡回セールスマン問題によりモデル化することで、高速に求解可能なアルゴリズムを開発した。また、実路線、実事例データを用いた数値実験にて、短時間で実用的な計画を作成できることを示した。今後は、開発手法の他線区での検証を進め、早期の実用化を目指す。

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所運転システム研究室：鉄道スケジューリングアルゴリズム，エヌ・ティー・エス，2005
- 2) A. Alfieri, R. Groot, L. Kroon, A. Schrijver, "Efficient circulation of railway rolling stock," *Transportation Science*, Vol.40, No.3, pp.378-391, 2006.
- 3) V. Cacchiani, A. Caprara, P. Toth, "Solving a real-world train-unit assignment problem," *Mathematical Programming*, Vol.124, pp.207-231, 2010.
- 4) G. Giacco, A. D'Ariano, D. Pacciarelli, "Rolling stock rostering optimization under maintenance constraints," *Journal of Intelligent Transportation Systems*, Vol. 18, No. 1, pp.95-105, 2014.
- 5) 今泉淳, 山岸雄樹, 森戸晋：二段階数理計画アプローチによる鉄道車両運用計画の策定, 日本オペレーションズ・リサーチ学会和文論文誌, Vol. 53, pp. 14-29, 2010
- 6) T. Nishi, A. Ohno, M. Inuiguchi, S. Takahashi, K. Ueda, "A combined column generation and heuristics for railway short-term rolling stock planning with regular inspection constraints," *Computers and Operations Research*, Vol. 81, pp.14-25, 2017.
- 7) 加藤怜, 森戸晋, 福村直登：混合整数計画法を用いた編成の分割併合を考慮した車両運用計画の作成, 電気学会論文誌D, Vol.142, No.4, pp.280-289, 2022
- 8) 加藤怜, 今泉淳, 中東太一, 小久保達也：災害時の暫定ダイヤに対する車両運用計画作成のための最適化アプローチ, 電気学会論文誌D, Vol.143, No.5, pp.405-416, 2023

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

谷村幸裕

■企画・監修

川崎邦弘	長倉 清	日比野有	高橋紀之
石毛 真	神田政幸	重枝秀紀	桃谷尚嗣
布川 修	新井英樹	福田光芳	松井元英
上半文昭	斉藤実俊	水上直樹	富田 優
小島謙一			

鉄道総研報告 第37巻 第10号

2023年10月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2023 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

Vol. 37 No. 10

Oct. 2023

PAPERS

- Design Method for Corrosion of Reinforcing Bars in Concrete Structures by Water Penetration and Carbonation Progress
.....S.TODOROKI, T.ISHIDA, H.UEDA, T.TADOKORO (1)
- Evaluation Method for Shear Strength of RC Pile Foundation Footing with Small Shear Span Ratio
.....S.TODOROKI, T.TADOKORO, Y.TANIMURA, Y.SHINDO (9)
- Cross-Section Repair of Track Slab for Tunnel Section Using Polymer Cement Mortar
.....T.TAKAHASHI, M.HOJO, N.TAKAHASHI (15)
- Rolling Stock Scheduling Algorithm for Temporary Timetable After Natural Disaster
.....S.KATO, J.IMAIZUMI, T.NAKAHIGASHI, T.KOKUBO (23)

