

鋼橋上におけるプレパックド工法を用いた道床の早期材令における強度の緩和に関する検証

東京地下鉄株式会社
東京地下鉄株式会社
東京地下鉄株式会社
元（株）日本線路技術
（株）日本線路技術

正会員
正会員
正会員
正会員
正会員

○新井 逸郎
久保田 聡一
藤井 諒
安藤 勝敏
青木 宣頼

1. はじめに

東京地下鉄では、営業路線内における駅移設工事を進めており、鋼橋上にて将来的にプレパックド工法を用いたコンクリート道床化を計画している。プレパックドコンクリートの打設時期は、バラスト道床化直後ではなく供用開始から1年以上経過後の予定である。その為、モルタル注入後の早期材令時におけるコンクリートの強度低下が懸念される。本論文では、横圧を受けるサポートを設置することで強度低下したコンクリートでもコンクリート道床化が可能かFEM解析で照査した。

2. FEM解析条件

(1) 軌道条件

対象区間は、過去検討と同様に鋼橋のたわみを考慮し、鋼橋と軌道構造が一体化したモデル（図1）とした¹⁾。鉄道構造物等設計標準・同解説軌道構造に従い、FEM解析によってレール直角方向および長手方向の応力に対して応答値を算出し、照査した²⁾。解析条件は、現状の計画に合わせ表1に示すものとした。また、材令2時間の圧縮強度は、経年でバラスト表面に付着する微粒による強度低下を考慮し、設計基準強度の9割（9N/mm²）を基準とした³⁾。

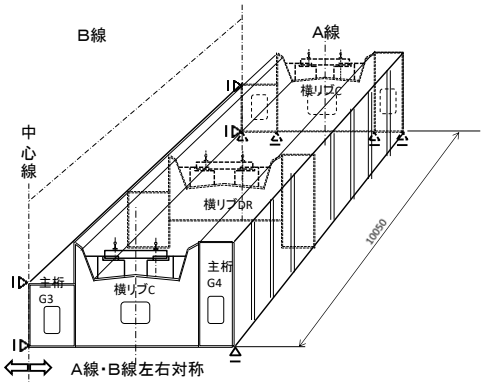


図1 モデル概要図

(2) まくらぎサポート

本検討では、設計基準強度の9割を基準としたため、横圧によるまくらぎ肩部の割れ防止策としてモルタル注入時にサポートを設置することとした。なお、当該区間ではレールと鋼橋側面高さの関係からトンネル内で使用するレールサポーターではなく、まくらぎサポート（図2）を採用することとした。まくらぎサポートの配置間隔は、A（サポートなし）、B（まくらぎ2本毎）、C（まくらぎ1本毎）の3ケースとした（表2）。また、それぞれの輪重・横圧荷重位置は、Aではモデル中央、Bでは隣接サポート中間とサポート箇所で2ケース（図3）、Cではサポート箇所とした。

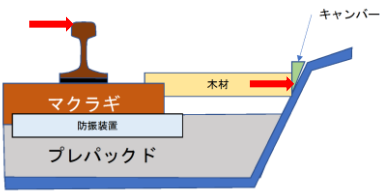


図2 まくらぎサポート

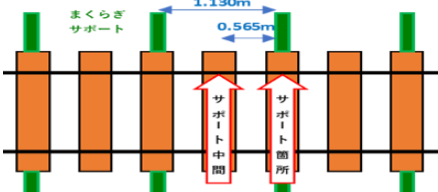


図3 Bまくらぎ荷重位置

表1 解析条件

軌間		標準軌 (1435mm)
曲線半径		401m
レール		50Nレール
まくらぎ間隔		565mm
列車速度		40km/h
カント		27mm
軸重		15t
輪重P	外軌	100.8kN
	内軌	90.3kN
横圧Q	外軌	72.4kN
	内軌	24.3kN

キーワード プレパックド工法，防振軌道，設計基準強度，まくらぎサポート

連絡先 〒110-8614 東京都台東区東上野三丁目19番6号 東京地下鉄株式会社 TEL:03-3837-8084

3. FEM解析結果

(1) 応力照査結果

各ケースの照査結果を表 3 に示す。まくらぎ 2 本毎にサポートを設置したケース B9-1 にて、曲げ引張応力およびせん断応力で所要性能を満足した(図 4)。しかし、横圧载荷位置をサポート箇所に変更したケース B9-2 では、曲げ引張応力の要求性能を満たさなかった(図 5)。そこで、同条件で材令 2 時間の圧縮強度を設計標準 (10N/mm²) としたケース B10-2 を照査したところ、サポートが無いケース A10 で所要性能を満たしていた曲げ引張応力にて、所要性能を満足しない結果となった。一方で、ケース C9 にて、すべてのまくらぎにサポートを設置した場合は、サポート箇所に横圧载荷しても材令 2 時間圧縮強度 9N/mm² の所要性能を満足した。

(2) トンネル内と鋼橋上の違いに関する考察

上記のように横圧载荷位置によって所要性能の結果に違いが出ることにについて考察した。過去に検討してきたトンネル内では、サポーター反力点は強固なトンネル躯体であるため、横圧の多くがトンネル躯体に伝達され、コンクリート道床に作用する力は軽減される。その為、レールサポーター直上に横圧载荷したほうが隣接するレールサポーターの中間より発生応力は小さくなる。

一方で、鋼橋上コンクリート道床軌道のまくらぎサポート反力点は側面鉄板であるため、図 5 に示すように横圧がまくらぎサポートを介して側面鉄板を外軌側に押すことになる。その結果、側面鉄板表面に引張応力が発生し、FEM モデルにて側面鉄板と結合しているコンクリート道床の縁端部に引張応力が発生すると考えられる。

4. まとめ

仮設バラスト期間が長期化した場合 (材料基準強度 9N/mm²) は、サポート配置間隔が A および B の条件とともに所要性能を満足しない結果となった。また、鋼橋上ではトンネル躯体と異なり、側面鉄板が反力点となるため、まくらぎサポートによる応力軽減効果が発揮されないことが分かった。一方で、すべてのまくらぎにサポートを設置する C の条件では、材料基準強度を 9N/mm² としても所要性能を満足し、まくらぎ肩部道床の割れ抑制を確認できた。一晩の施工量を 10m 程度で計画しているため、施工範囲の全まくらぎにサポートを設置したとしてもモルタル注入前のバラスト再交換を省略することのほうが、工期・工費の面で有効性が高いと考える。

参考文献

1) 新井逸郎, 松川俊介, 金川周平ほか:鋼橋上における無筋コンクリート道床軌道の設計事例, 土木学会第73回学術講演, 2018.8.
2) 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・同解説軌道構造, 2012.1.
3) 斉藤秀, 森田義人:仮設バラスト表面に付着した粉塵による圧縮強度への影響評価, 土木学会第 70 回学術講演, 2015.9

表 2 モデル条件

Case	A10	A9	B9-1	B9-2	B10	C9
まくらぎサポート間隔	A なし	A なし	B まくらぎ 2本毎 (1.130m)	B まくらぎ 2本毎 (1.130m)	B まくらぎ 2本毎 (1.130m)	C まくらぎ 1本毎 (0.565m)
材料基準圧縮強度 [2h]	10	9	9	9	10	9
輪重・横圧载荷位置	モデル中央	モデル中央	隣接サポート中間	サポート箇所	サポート箇所	サポート箇所

表 3 照査結果

Case	A10	A9	B9-1	B9-2	B10	C9
曲げ引張応力 [N/mm ²]	0.5710	0.5581	0.3692	0.5701	0.6513	0.4991
曲げ引張強度の限界値 [N/mm ²]	0.657	0.592	0.592	0.592	0.657	0.592
軌道構造係数	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
照査値	0.96	1.04	0.69	1.06	1.09	0.93
判定	OK	NG	OK	NG	NG	OK
せん断応力 [N/mm ²]	0.7101	0.7015	0.3071	0.3695	0.4255	0.3118
せん断強度の限界値 [N/mm ²]	2.020	1.820	1.820	1.820	2.020	1.820
軌道構造係数	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
照査値	0.39	0.42	0.19	0.22	0.23	0.19
判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK

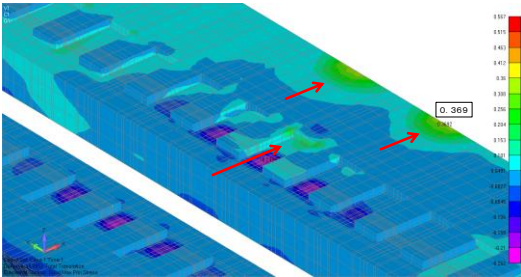


図 4 B9-1 最大主応力コンター図

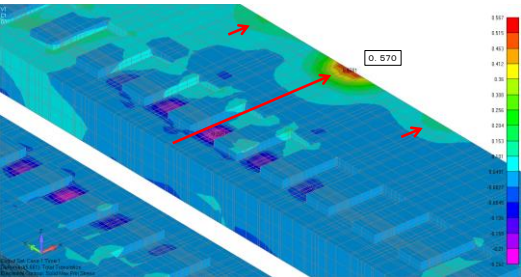


図 5 B9-2 最大主応力コンター図