

論文 底面支持された鉄筋コンクリート梁の耐力に関する基礎的研究

高橋 貴蔵^{*1}・吉川 秀平^{*2}・桃谷 尚嗣^{*3}・洲上 翔太^{*4}

要旨：てん充層による支持状態が経年により変化した軌道スラブの耐力を評価するための基礎的な検討として、底面支持された鉄筋コンクリート梁に対する載荷試験を行い、鉄筋コンクリート梁が耐力に達する荷重は、てん充層による支持状態によって異なることを確認した。また、軌道スラブの設計に用いる応答値の算出方法で鉄筋コンクリート梁の曲げモーメントを計算した結果、てん充層によって支持されている範囲をモデル化することで、安全側の値が得られることを確認した。供用中の軌道スラブの応答値をより正確に計算するには、てん充層に生じている隙間の深さと厚さを考慮した解析モデルが必要であることがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート, 耐力, 軌道スラブ, てん充層, CA モルタル, 曲げモーメント

1. はじめに

施工性および保守の省力化が可能であるA形スラブ軌道（以下、スラブ軌道と称する）は、**図-1**に示すようにレールを締結する軌道スラブをてん充層で支持する軌道構造であり、新幹線に多く敷設されている。

スラブ軌道のてん充層には、一般的にセメントアスファルトモルタル¹⁾（以下、「CAモルタル」と称す。）が使用されており、軌道スラブの設計では軌道スラブの底面がてん充層で均一に支持されているものとしている²⁾。しかし、一部では、経年に伴い、てん充層と軌道スラブの間に隙間が生じており³⁾、支持状態によっては設計よりも大きな応力が軌道スラブに生じている可能性がある。

したがって、スラブ軌道を持続的に供用するためには、てん充層による支持状態を考慮した軌道スラブの耐力を評価する必要がある。

以上を踏まえ、本研究では基礎的な検討として、スラブ軌道を模擬した鉄筋コンクリート梁をてん充層で支持したスラブ軌道模型供試体に対する載荷試験を行い、支持状態が鉄筋コンクリート梁の耐力に与える影響につい

て検討した。その上で、てん充層の支持状態が応答値に与える影響について検討した。

2. 実験概要

2.1 供試体および試験ケース

本試験に用いたスラブ軌道の一部を模した鉄筋コンクリート梁の寸法および配筋を**図-2**に示す。鉄筋コンクリート梁の寸法は160×250×2340mmである。軸方向鉄筋にはD13を用い、上側および下側に2本ずつ配筋し、それぞれのかぶりを30mmおよび20mmとした。鉄筋コンクリート梁の高さと長さは、軌道スラブの高さとレール直角方向の幅と同じである。また、鉄筋比も軌道スラブに概ね合わせている。せん断補強鉄筋にはD6を用い、125mmピッチで配筋した。コンクリートおよび鉄筋の材料特性を表-1および表-2に示す。ここで、コンクリートの曲げひび割れ強度の特性値は、鉄道構造物等設計標準・同解説「コンクリート構造⁴⁾」に基づいて、粗骨材の最大寸法を20mmとして圧縮強度から算定した。また、鉄筋D13の力学特性は引張試験の結果であり、D6は材料ミルシートに記載されている値である。

スラブ軌道模型載荷試験には、**図-1**に示したような鉄筋コンクリート梁をてん充層で支持したスラブ軌道模型供試体（以下、「スラブ供試体」と称す。）を用いた。スラブ供試体は、**図-3**に示すように、てん充層による支持状態が異なるCASE1~3の3種類とした。てん充層

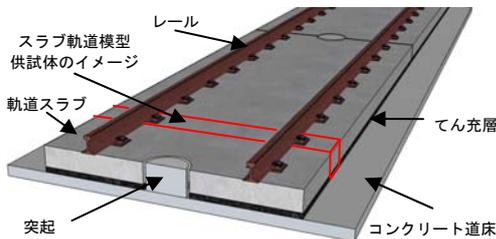


図-1 A形スラブ軌道の例

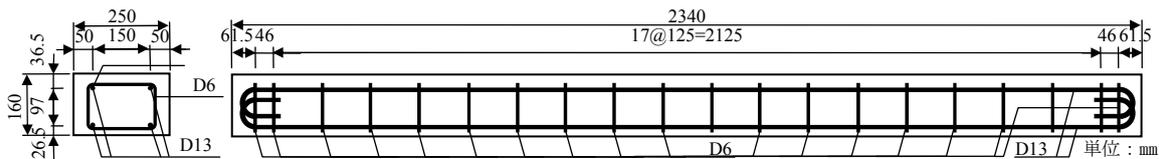


図-2 スラブ軌道の一部を模した鉄筋コンクリート梁の寸法および配筋図

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 軌道・路盤 副主任研究員 工修 (正会員)
 *2 (公財) 鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 軌道・路盤 研究員 工修
 *3 (公財) 鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 軌道・路盤 研究室長 工博 (正会員)
 *4 (公財) 鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 軌道・路盤 研究員 工修 (正会員)

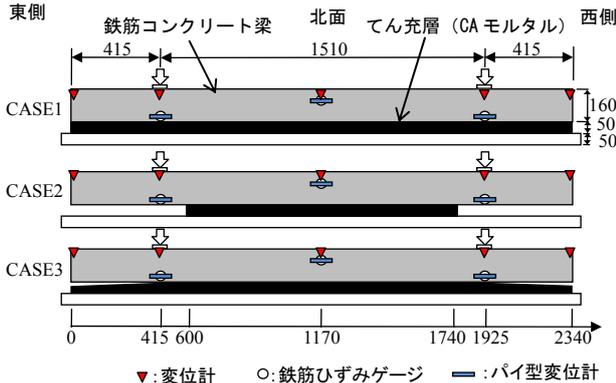
表-1 コンクリートの力学特性

	圧縮強度 N/mm ²	曲げひび割れ強度の 特性値 N/mm ²
コンクリート	49.1	3.27 [※]

※：圧縮強度から算定

表-2 鉄筋の力学特性

	種別	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	降伏ひずみ ×10 ⁻⁶
D13	SD345	379.2	564	193.5	1960
D6	SD345	404	627	—	—



▼：変位計 ○：鉄筋ひずみゲージ —：パイ型変位計

※パイ型変位計は鉄筋と同じ高さに設置

単位：mm

図-3 スラブ軌道模型供試体の形状

表-3 てん充層の厚さの設計値

	端部からの距離(mm)			
	0	600	1740	2340
CASE1	50mm	50mm	50mm	50mm
CASE2	0mm	50mm	50mm	0mm
CASE3 [※]	40mm	50mm	50mm	40mm

※0～600mm および 1740～2340mm の間はてん充層の厚さを傾斜させた

の支持状態は表-3 に示す通りである。

スラブ供試体のてん充層には、補修用 CA モルタルを用いた。材齢 20 日および 27 日における CA モルタルの材料特性を表-4 に示す。ここで、圧縮強度は 20℃±3℃ の恒温槽内の φ50×100mm の円柱供試体に対して、速度 0.5mm/min の変位制御で実施した圧縮試験により測定した。また、弾性係数は、鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造⁵⁾に基づいて、圧縮強度から算出した。

2.2 荷重方法

鉄筋コンクリート梁の曲げ耐力を確認するため、支点間距離を 1500mm、せん断スパンを 750mm とする曲げ荷重試験を実施した。後述するようにスラブ軌道模型荷重試験で鉄筋コンクリート梁が曲げ破壊に達するのは上縁側が引張となる場合のみと考えられたため、曲げ荷重試験では、かぶり 30mm の鉄筋が引張となるように図-2 に対して上下を反転させた鉄筋コンクリート梁に対して下方向に荷重した。

スラブ軌道模型荷重試験では、幅 145mm×厚さ 19mm×奥行き 250mm の荷重板を介して、図-3 に示したよう

表-4 てん充層に用いる CA モルタルの^{※1}圧縮強度

材齢 (日)	圧縮強度(N/mm ²)	弾性係数 ^{※2} (N/mm ²)
20	6.2	4360
27	6.2	

※1：ニチレキ (株) 製の JR 材

※2：圧縮応力 0～0.1N/mm² の割線弾性係数

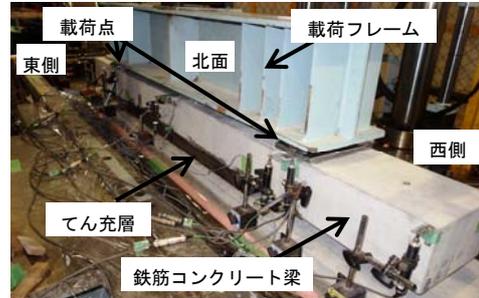
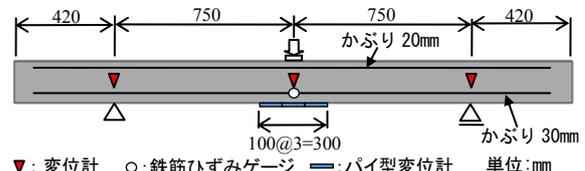


図-4 スラブ軌道模型供試体の荷重状況



▼：変位計 ○：鉄筋ひずみゲージ —：パイ型変位計 単位：mm

図-5 曲げ荷重試験のセンサ位置

に供試体両端から 415mm の位置に対して行った。荷重状況を図-4 に示す。荷重点の間隔は新幹線におけるレール中心間距離と等しい 1510mm とし、荷重板の幅はレール底部幅と等しい。荷重は単調荷重とし、スラブ供試体が破壊するまで、あるいは荷重装置の容量を考慮した 600kN 程度まで加力した。荷重試験は、CA モルタルの材令が 21 日から 28 日の間で実施した。

2.3 計測項目

曲げ荷重試験の計測項目は、荷重、鉛直変位、鉄筋ひずみ、ひび割れ幅であり、センサの設置位置は図-5 に示す通りである。変位計は片側面に設置した。鉄筋のひずみゲージは 2 本の引張補強鉄筋に設置した。パイ型変位計は鉄筋コンクリート梁の底面に 3 個設置した。

スラブ軌道模型荷重試験の計測項目は荷重、鉄筋コンクリート梁の鉛直変位、鉄筋ひずみ、ひび割れ幅であり、センサの設置位置は図-3 に示した通りである。変位計は北面と南面の両側面に設置した。鉄筋のひずみゲージは 2 本の上側鉄筋と 2 本の下側鉄筋に設置した。パイ型変位計は鉄筋の配筋位置と同じ高さの北面に設置した。また、荷重は荷重試験機の油圧ジャッキと荷重フレームの間に設置したロードセルで測定した。

3. 曲げ荷重試験による鉄筋コンクリート梁の耐力

曲げ荷重試験によって得られた曲げモーメント-中央変位関係を図-6 に示す。ここで、中央変位は支持部に生じる変位を差し引いた荷重点直下の変位である。曲げモーメントと中央変位の関係の変化点は 5.6kNm および

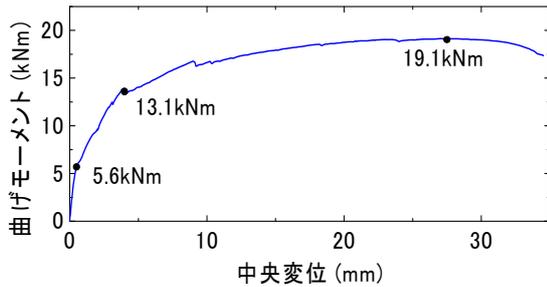


図-6 曲げモーメント-中央変位関係



図-7 曲げ载荷による鉄筋コンクリート梁の破壊状況

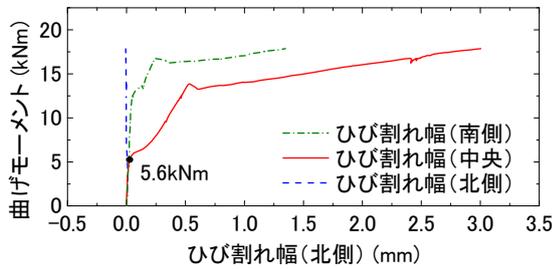


図-8 曲げモーメント-ひび割れ幅関係

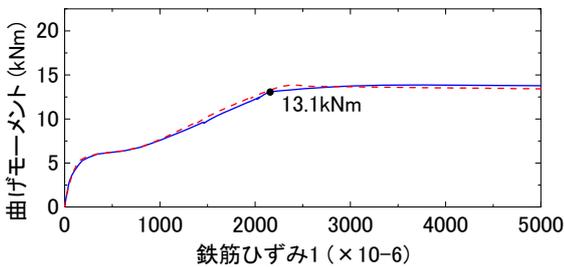


図-9 曲げモーメント-鉄筋ひずみ関係

13.1kNm で現れており、最大曲げモーメントは 19.1kNm であった。最終的には、鉄筋は破断せず、図-7 の試験終了後の写真に示すように上端のコンクリートの圧縮破壊により終局に至った。

曲げモーメント-ひび割れ幅関係を図-8 に示す。なお、北側のパイ型変位計のゲージ長 100mm の範囲内には曲げひび割れが発生しなかった。ひび割れは、はじめ荷重点直下に発生し、その後南側と北側に分散した。ひび割れが発生した曲げモーメントは、中央のパイ型変位計の値が急増した 5.6kNm と考えられる。

曲げモーメント-鉄筋ひずみ関係を図-9 に示す。2本の引張補強鉄筋の中央部に生じたひずみはほぼ同じであり、鉄筋が降伏した曲げモーメントは、降伏ひずみに達した後にひずみが急増した 13.1kNm と考えられる。

したがって、曲げモーメント-中央変位関係の変化点は曲げひび割れの発生と鉄筋の降伏によるものと考えら

表-5 各種耐力に達する曲げモーメント

	正曲げ		負曲げ
	実験結果	断面計算	
曲げひび割れ耐力	5.6 kNm	3.7 kNm	3.7 kNm
曲げ降伏耐力	13.1 kNm	10.8 kNm	11.8 kNm
曲げ耐力	19.1 kNm	12.3 kNm	14.5 kNm

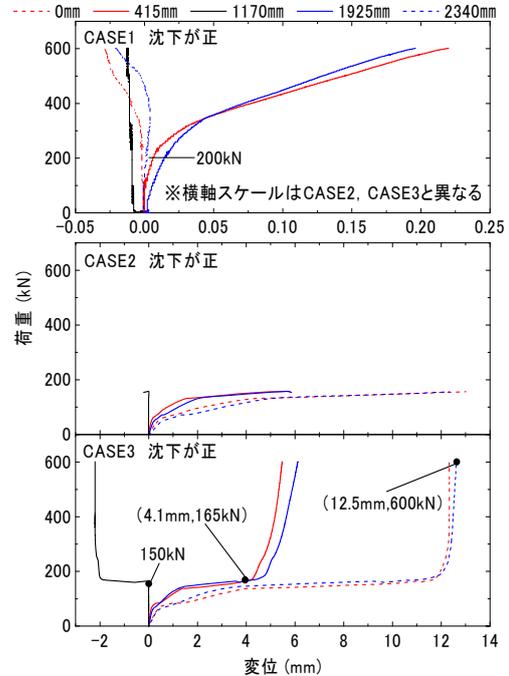


図-10 荷重-変位関係

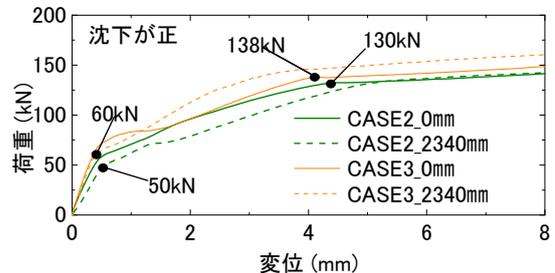


図-11 CASE2, 3 の荷重-変位関係の拡大図

れ、鉄筋コンクリート梁が曲げひび割れ耐力、曲げ降伏耐力および曲げ耐力に達する曲げモーメントは表-5 に示す通りである。なお、同表には表-1 および表-2 に基づいて断面計算により算出した各種耐力に達する正曲げおよび負曲げに対する曲げモーメントも併せて示す。

4. スラブ軌道模型载荷試験の結果および考察

4.1 鉄筋コンクリート梁の荷重-変位関係

CASE1~CASE3 の荷重-変位関係を図-10 に示す。また、CASE2 よび CASE3 の荷重-変位関係の拡大図を図-11 に示す。

CASE1 では、荷重点直下が沈下する方向に変位が進み、200kN 以降で沈下する割合が増加した。両端の変位は 300kN まではほぼ変化しなかったが、300kN 以降でわずかながら持ち上がるような変形を示した。中央部につい

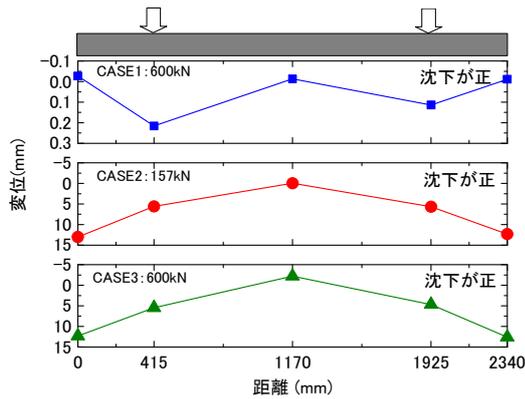


図-12 変位分布

ては最大荷重に達するまで変位はほぼ変化しなかった。荷重を 600kN まで載荷した結果、鉄筋コンクリート梁にひび割れが発生したものの、スラブ供試体の破壊に伴う荷重の低下は生じなかった。

CASE2 は、載荷点直下および両端ともに沈下する傾向を示し、変位量は載荷点直下よりも両端の方が大きくなった。特に、図-11 から分かるように 50kN および 130kN 程度の荷重以降で沈下する割合が増加した。中央部については鉄筋コンクリート梁が破壊するまではほぼ変化しなかった。荷重を 157kN まで載荷した際に、鉄筋コンクリート梁が曲げ破壊することで終局に至った。

CASE3 は、載荷点直下および両端ともに沈下する傾向を示し、変位量は載荷点直下よりも両端の方が大きくなった。特に、図-11 から分かるように 60kN および 138kN 程度の荷重以降で沈下する割合が増加した。その後、載荷点直下の変位が 4.1mm に達した際の荷重 165kN 以降では、沈下する割合が大幅に減少した。これは、隙間を設けた範囲の鉄筋コンクリート梁の底部がゲん充層に接触したためと考えられる。中央部の変位は荷重 150kN に達するまではほぼ変化しなかったものの、150kN に達した直後-2mm まで上昇し、その後もわずかに上昇する傾向を示した。荷重を 600kN まで載荷したが、その間で荷重の低下は生じなかったものの、両端の沈下量は 12.5mm 程度まで達した。

最大荷重時の変位分布を図-12 に示す。CASE1 の変位量は、他のケースに比べて小さい結果となり、最終的には「W 字」の形状となった。一方で、CASE2 と CASE3 の形状は「逆 V 字」となり、CASE1 とは異なった。

4.2 鉄筋コンクリート梁のひび割れ性状

試験終了後のひび割れ状況を図-13 に、荷重-ひび割れ幅関係を図-14 に示す。

CASE1 では載荷点直下のみひび割れが発生した。荷重 200kN 程度で初期ひび割れ幅が発生し、600kN でのひび割れ幅は 0.20mm 程度であった。

CASE2 では、上縁側からのみひび割れが発生した。初期ひび割れは両端から 700mm 程度の位置に発生し、そ

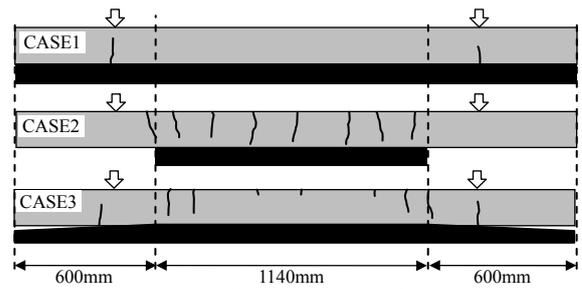


図-13 載荷終了後のひび割れ状況

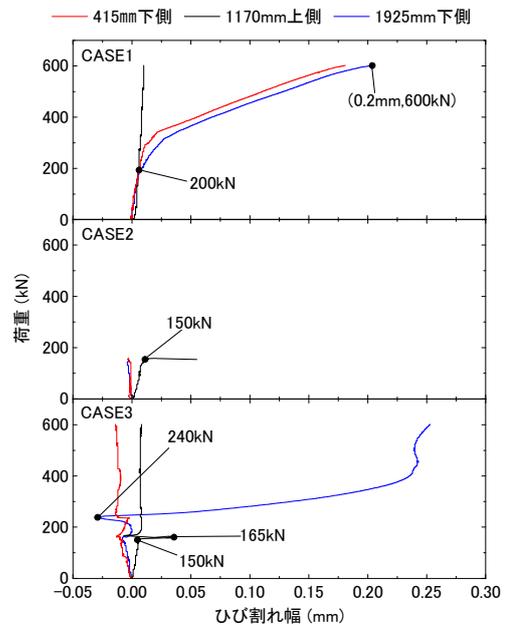


図-14 荷重-ひび割れ幅関係

の後、ひび割れが分散する過程において、荷重が 150kN 程度で中央部にひび割れが発生した。図-11 の荷重-変位関係の変化点から判断すると、初期ひび割れの発生荷重は 50kN 程度と考えられる。

CASE3 では、両端から 700mm 程度の位置の上縁側から初期ひび割れが発生し、その後、ひび割れが上縁側に分散し、荷重 150kN 程度で中央部に発生した。隙間を設けた範囲の鉄筋コンクリート梁の底部がゲん充層に接触したと考えられる 165kN 以降、240kN 程度で載荷点直下の下縁側からひび割れが発生した。なお、415mm 位置に設置したパイ型変位計については、ゲージ長の範囲外にひび割れが発生したため、ひび割れ幅を測定できなかった。図-11 の荷重-変位関係の変化点から判断すると、初期ひび割れの発生荷重は 60kN 程度と考えられる。

4.3 鉄筋コンクリート梁の荷重-鉄筋ひずみ関係

鉄筋コンクリート梁の荷重-鉄筋ひずみ関係を図-15 に示す。CASE1 では載荷点直下のみひび割れが発生し、同じ位置の鉄筋のひずみは最大で 1100×10^{-6} であり、降伏ひずみには達しなかった。

CASE2 および CASE3 では初期ひび割れが発生した両端部から 700mm 程度の位置の鉄筋にひずみゲージを張り付けていなかったため、最も値が大きくなったと考え

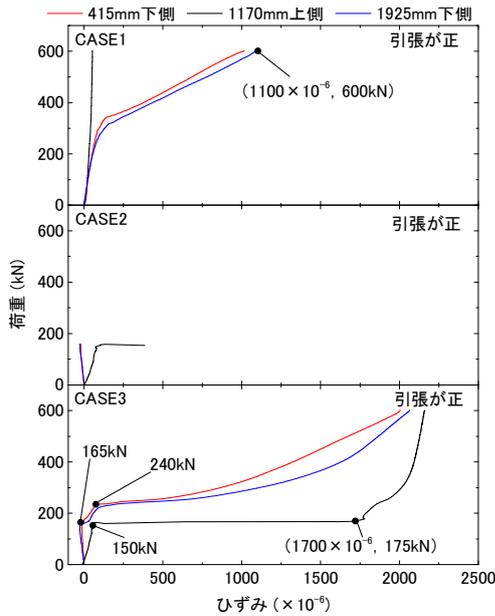


図-15 荷重-鉄筋ひずみ関係

表-6 各種耐力に達する荷重

	CASE1	CASE2	CASE3
曲げひび割れ耐力	200kN	50kN	60kN
曲げ降伏耐力	600kN 以上	130kN	135kN
曲げ耐力	600kN 以上	157kN	600kN 以上

られる箇所のひずみを測定できなかった。ただし、図-11の荷重-変位関係の変化点から判断すると、CASE2では130kN程度で、CASE3では135kN程度で鉄筋が降伏したものと考えられる。

なお、CASE3では上縁側中央部からひび割れが発生した150kNで同位置に貼り付けた鉄筋のひずみが 1700×10^{-6} まで急増した。その後、隙間を設けた範囲の鉄筋コンクリート梁の底部がてん充層に接触したと考えられる165kN以降において当該箇所のひずみの増加する割合が減少した。一方で、載荷点直下の下側鉄筋のひずみが増加に転じ、同箇所にはひび割れが発生した240kN程度以降にひずみが急増した。

4.4 各種耐力に達する荷重の比較

スラブ軌道模型載荷試験から得られた鉄筋コンクリート梁が曲げひび割れ耐力、曲げ降伏耐力および曲げ耐力に達する荷重を表-6に示す。なお、CASE1については鉄筋が降伏する荷重に達していないことから、曲げ降伏耐力と曲げ耐力に達する荷重は600kN以上とした。また、CASE3については、荷重の低下が生じていないことから、本研究においては曲げ破壊は生じていないものとし、曲げ耐力に達する荷重は600kN以上とした。

表-6より、鉄筋コンクリート梁の底面に対するてん充層の支持状態を変化させたCASE2およびCASE3の各種耐力に達する荷重が、底面全体を均一に支持したCASE1よりも大幅に小さくなることを確認した。

CASE2とCASE3の曲げひび割れ耐力と曲げ降伏耐力

に達する荷重がCASE1よりも小さくなった原因として、CASE1は鉄筋コンクリート梁とてん充層が一体となって荷重を支持していたのに対して、CASE2とCASE3は片持ち梁のような状態で鉄筋コンクリート梁が荷重を支持していたためと考えられる。また、CASE2とCASE3の曲げひび割れ耐力と曲げ降伏耐力はほぼ等しいことを確認した。これは、CASE3において、隙間を設けた範囲の鉄筋コンクリート梁の底部がてん充層に接触するまでは、鉄筋コンクリート梁に生じる曲げモーメントがほぼ等しいためと考えられる。ただし、CASE3では、鉄筋コンクリート梁の底部がてん充層に接触した後、CASE1と同じ載荷点直下からひび割れが発生した。したがって、CASE1とCASE3のスラブ供試体の終局状態は同様な状態になるものと考えられる。

5. てん充層の支持状態が応答値に与える影響の検討

てん充層の支持状態が軌道スラブの応答値に与える影響について検討するため、鉄筋コンクリート梁が曲げひび割れ耐力、曲げ降伏耐力および曲げ耐力に達する荷重を鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造⁶⁾に準じて算出し、表-6に示した各種耐力に達する荷重と比較した。具体的には、式(1)に示すように表-5に示した曲げ載荷試験による曲げモーメントを、図-16に示すTYPE1とTYPE2の解析モデルを用いた線形弾性の有限要素解析により算出した単位荷重当たりの曲げモーメントで除すことで、各種耐力に達する荷重を求めた。ここで、線形弾性解析を適用したのは、軌道スラブの性能照査において応答値の算定に用いられているからである。なお、解析モデルTYPE1とTYPE2はスラブ軌道模型載荷試験のCASE1とCASE2にそれぞれ対応しており、CASE3に対しては隙間をモデル化できないためTYPE2の結果で評価した。

$$P_d = M_d / X \quad (1)$$

ここに、 P_d ：耐力に達する荷重 (kN)

M_d ：曲げ載荷試験による曲げモーメント (kNm)

X ：単位荷重当たりの曲げモーメント (kNm/kN)

解析では、鉄筋コンクリート梁は板要素、てん充層はばね要素とした。鉄筋コンクリート梁のヤング率は、設計基準強度を 40N/mm^2 とするコンクリートのヤング率

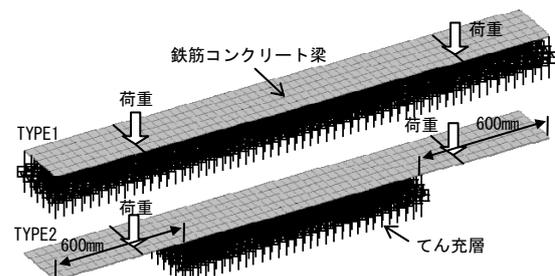


図-16 解析モデル

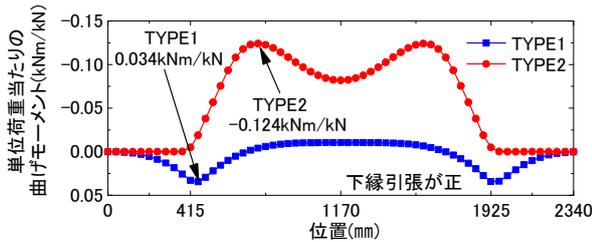


図-17 有限要素解析の結果

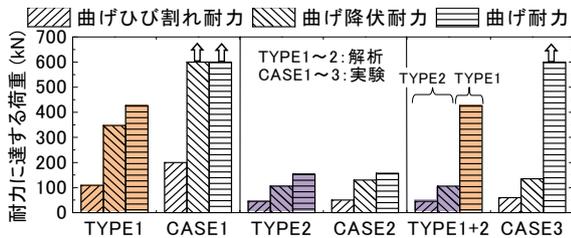


図-18 各種耐力に達する荷重の比較

である 31000N/mm^2 とし、ポアソン比は 0.2 とした。てん充層の単位面積当たりのばね定数は、CA モルタルの割線弾性係数を 400N/mm^2 、厚さを 100mm として求めた 4N/mm/mm^2 とした。荷重は鉄筋コンクリート梁に直接作用させた。

有限要素解析によって得られた単位荷重当たりの曲げモーメントの分布を図-17に示す。単位荷重当たりの曲げモーメントはTYPE1に対して 0.034kNm/kN 、TYPE2に対して 0.124kNm/kN となる。したがって、式(1)より各種耐力に達する荷重は図-18に示す通りとなる。なお、有限要素解析の結果は、CASE1の全ての耐力とCASE3の曲げ耐力に対しては表-5の負曲げに対する断面計算の値を、残りのCASE2およびCASE3に対しては同表の正曲げに対する実験結果の値を用いている。

図-18より、健全な支持状態であるCASE1については、全ての耐力において有限要素解析で得られた耐力に達する荷重は、スラブ軌道模型載荷試験の結果よりも小さくなった。有限要素解析では、てん充層のヤング率を実際よりも低く設定、安全側となっていることが大きな要因として考えられる。

てん充層の両端から 600mm の範囲が欠損したCASE2については、全ての耐力で有限要素解析とスラブ軌道模型載荷試験の結果が概ね等しくなった。鉄筋コンクリート梁が片持ち梁のような状態で大部分の荷重を支持したためと考えられる。

てん充層の両端から 600mm の範囲に隙間があるCASE3については、曲げひび割れ耐力および曲げ降伏耐力で有限要素解析とスラブ軌道模型載荷試験の結果が概ね等しくなった。これは、前述したCASE2と同じ理由である。一方で、曲げ耐力において有限要素解析の結果は、スラブ軌道模型載荷試験の結果よりも小さくなった。これは、「4.4」に示した通りスラブ供試体の終局状態は

下縁側が引張となるCASE1と同様な状態になるものの、解析ではてん充層のヤング率を実際よりも低く設定しているためと考えられる。

以上より、軌道スラブの設計に用いる応答値の算出方法と同じ解析モデルを用いて鉄筋コンクリート梁の曲げモーメントを計算した結果、てん充層によって支持されている範囲をモデル化することで、安全側の値が得られることを確認した。供用中の軌道スラブの応答値の計算にも同様の解析モデルを適用できると考えられる。しかし、実際には隙間の厚さによって応答値が変化するため、より正確に計算するためには、てん充層に生じている隙間の深さと厚さを適切にモデル化した解析モデルが必要と考える。

6. まとめ

スラブ軌道を模擬した鉄筋コンクリート梁をてん充層で支持したスラブ軌道模型供試体に対する載荷試験を行った結果より、以下の知見を得た。

- (1) 鉄筋コンクリート梁が曲げひび割れ耐力、曲げ降伏耐力および曲げ耐力に達する荷重は、てん充層による支持状態によって異なることを確認した。
- (2) 軌道スラブの設計に用いる応答値の算出方法で鉄筋コンクリート梁の曲げモーメントを計算した結果、てん充層で支持されている範囲をモデル化することで、安全側の値が得られることを確認した。
- (3) 供用中の軌道スラブの応答値をより正確に計算するには、てん充層に生じている隙間の深さと厚さを考慮した解析モデルが必要である。

今後は、耐力に関する検討の他、軌道スラブの変位が乗り心地や保守に与える影響についても検討を深めていきたい。

参考文献

- 1) 宮田尚彦, 上野眞, 板井則之: 改良型寒冷地用 CA モルタルの開発試験, 鉄道技術研究所速報, No.A-86-4, 1986
- 2) 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, pp.384-387, 2012
- 3) 淵上翔太, 高橋貴蔵, 桃谷尚嗣, 谷川光: スラブ軌道における CA モルタル大断面補修方法に関する検討, 鉄道工学シンポジウム論文集, Vol.19, pp.15-20, 2015.
- 4) 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, pp.71-72, 2004.4
- 5) 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, pp.384-387, 2012.1
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, pp.126-129, 2004.