論文

突起リブを適用した鋼コンクリート合成床版の耐荷メカニズムと輪荷重走行試験による疲労耐久性の確認

佐々木秀智*，藤野大地**，森下弘行*，小笠原 照夫*，街道 浩***，松井繁之****

*川田工業株式会社，鋼構造事業部，技術部
（〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11）
**修士(工学)川田工業株式会社，鋼構造事業部，技術部
（〒114-8562 東京都北区滝野川 1-3-11）
***博士(工学)，川田工業株式会社，鋼構造事業部，技術部
（〒550-0013 大阪府大阪市西区新町 2-4-2）
****工学博士，大阪大学名誉教授（〒565-0824 大阪府吹田市山田西 4-2-70-1006）

鋼コンクリート合成床版は，疲労耐久性や施工性に優れていることから，橋梁分野以外にも採用されてきている．本論文では，ロビンソン型鋼コンクリート合成床版を長支間のシールドトンネル中床版に適用することを前提として，底鋼板の補剛材の上部が突出した突起リブを用いた研究成果について報告する．具体的には，突起リブを有する合成床版の耐荷メカニズムについて述べるとともに，輪荷重走行試験と有限要素解析を実施し，両者の比較に基づく疲労耐久性の評価について報告する．

キーワード: ロビンソン型鋼コンクリート合成床版, 突起リブ, 輪荷重走行試験, 疲労耐久性

1. はじめに

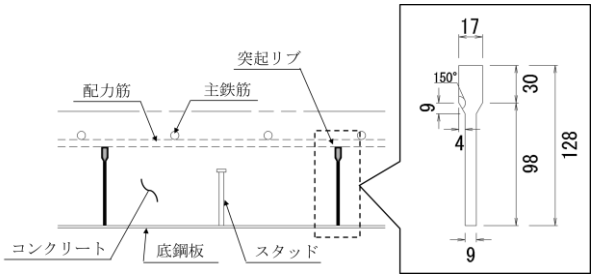
近年，首都圏の自動車専用道路にシールドトンネルの採用が比較的多く，走行部となる中床版には鋼コンクリート合成床版が適用される場合がある．この理由は，シールドトンネルの施工において，セグメント等の建設資材の搬入や掘削土の排出など，施工中のトンネル内における物資輸送路の確保が重要であり，長支間化された鋼コンクリート合成床版を中床版に適用することにより，床版下側の空間を広く輸送路として確保できるためである．

著者らは，橋梁床版に多くの採用実績のある，底鋼板上面の補剛材にプレートリブを用いたロビンソン型鋼コンクリート合成床版(以降，ロビンソン型合成床版と略す．)を長支間化かつ合理化するために，補剛材の上部が突出した突起リブ(hd－Rib)を採用した．この突起リブは，上部の突出部がコンクリートとの鉛直ずれを拘束して，コンクリートとの一体性を高められることが期待でき，床版の耐荷力および疲労耐久性が向上することが可能であると考えた．また，突起リブはプレートリブよりも剛性が高く，パネルの重量を軽減することが可能である．

本論文では，ロビンソン型合成床版の補剛材に，突起リブを適用した鋼コンクリート合成床版(以降，突起リブ合成床版と略す．)の耐荷メカニズムについて述べるとともに，輪荷重走行試験と有限要素解析の比較に基づく疲労耐久性の評価について報告する．

2. 突起リブの形状と耐荷メカニズム

本論文において採用する突起リブは，異形平鋼の一種である．輪荷重走行試験体に適用した突起リブの詳細図を図－1 に示す．



(a)　断面図　　(b)突起リブ詳細図

図－1　突起リブ合成床版詳細図

ここで，採用する補剛材の違いにより，ロビンソン型合成床版と突起リブ合成床版では，想定する耐荷メカニズムが異なると考えた．ここでは，耐荷メカニズムをせん断抵抗面が最も小さくなると考えられる補剛材間中央に荷重を載荷した場合について以下に説明する．

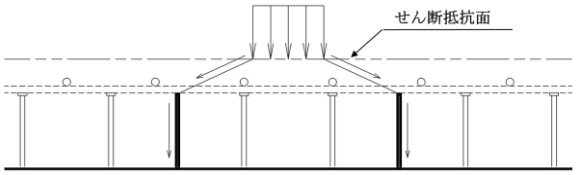
ロビンソン型合成床版のせん断抵抗面は，図－2(a)に示すように，荷重載荷面縁部からプレートリブ上端を結ぶ面となり，そこからプレートリブの外側面でのすべりが起きる．一方，突起リブ合成床版のせん断抵抗面は，図－2(b)に示すように，ロビンソン型合成床版と同様に荷重載荷面縁部から突起リブ上端までの面となり，加えて，突起下側の傾斜部から隣接する頭付きスタッドジベル（以下，スタッドと略す.）の方向に斜め 30°～45°の面を取ると考えた．

これより，ロビンソン型合成床版に比較して突起リブ合成床版は，補剛材上部の形状により，せん断抵抗面の範囲が，車両進行方向に広がると考えた．これらを検証するために，図－7 に示すモデルを用いて有限要素解析を行った．このとき，ロビンソン型合成床版と突起リブ合成床版では，床版上面から補剛材直上までのせん断抵抗面は等しく，補剛材上端から底鋼板上面の間の耐荷メカニズムの違いを確認するため，補剛材直上のコンクリートにスリットを設定した解析を行った．なお，モデルや載荷荷重については，4. 有限要素解析に詳細を示す．

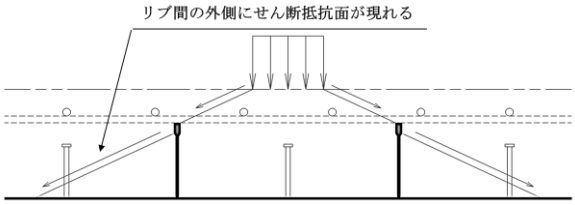
この解析結果より，図－3(a)に示すロビンソン型合成床版では，プレートリブ直上のひび割れの発生以降，プレートリブ外側面ですべりが起き，床版上面で鉛直方向のずれが発生する．このときの床版コンクリート上面のずれは 0.9mm であった．一方，図－3(b)に示す突起リブ合成床版では，突起リブ直上のひび割れの発生以降，突起リブの傾斜部がコンクリートと接触・密着し，隣のセルのコンクリートが一緒に鉛直方向へ変形する．このときの床版コンクリート上面のずれは 0.1mm であった．

次に，試験体中央の車両進行方向のたわみ形状を図－4 に示す．図－4(a)に示すロビンソン型合成床版では，中央のプレートリブ位置での最大たわみは 1.1mm であった．これに対し，図－4(b)に示す突起リブ合成床版では，中央の突起リブ位置での最大たわみは 0.5mm と，ロビンソン型合成床版の約半分の数値であった．また，車両進行方向のたわみは，円弧形状を描いていることから，床版全体で荷重に抵抗していることがわかる．

以上より，突起の効果として，下側のコンクリートにせん断力が伝達・負担されることで，補剛材より上部のコンクリートに発生するせん断力が軽減されること，また，突起の先端部でせん断ずれが拘束され，底鋼板とコンクリートの一体性を高めることが期待できると考えた．

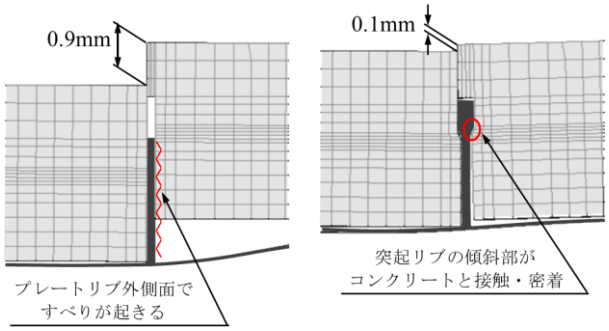


(a) ロビンソン型合成床版



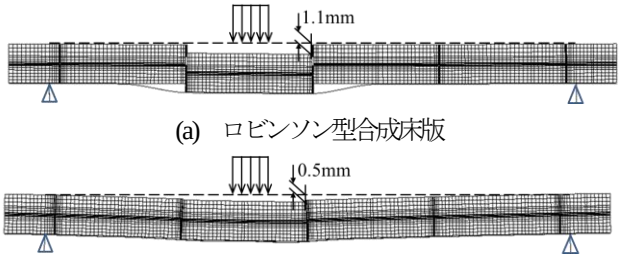
(b) 突起リブ合成床版

図－2 補剛材の違いによる耐荷メカニズム



(a) ロビンソン型合成床版　　(b) 突起リブ合成床版

図－3 補剛材直上の床版上面のずれ



(a) ロビンソン型合成床版

(b) 突起リブ合成床版

図－4 補剛材の違いによる車両進行方向のたわみ

3. 輪荷重走行試験方法

3. 1 試験体と材料諸元

試験体の寸法は試験機の制約から，図－5 に示す長さ 3.0m，幅 2.85m，床版支間 2.5m とし，主桁および横桁で単純支持するものとした．

道路橋示方書[1)]の規定によれば，床版の辺長比（支間長と床版長さの比）は 1：2 以上が適用範囲となる．一方，本試験体では辺長比が 1：1.2 であるため，床版支間方向と車両進行方向の曲げモーメント比が道路橋示方書のものとは異なる．そこで，床版の両端は 250×90 の溝形鋼で弾性支持し，床版中央で発生する曲げモーメントが辺長比 1：2 の床版と等価となるようにした．

床版厚は，全厚 190mm（コンクリート厚 184mm，底鋼板厚 6mm）とした．また，主鉄筋および配力筋には，D13 の異形鉄筋(SD345)を 200mm 間隔で配置した．この鉄筋量については，既設のシールドトンネルに採用された合成床版の鉄筋比とほぼ等しくなるように鉄筋径と間隔を設定している[2)]．底鋼板に用いた鋼板の材質は SM490 で，引張強度試験結果は降伏点 388N/mm^2，引張強度 542N/mm^2，であり，公称降伏点応力 325N/mm^2 以上，公称引張強さ 490～610N/mm^2 を満足していた．突起リブに用いた異形平鋼の材質は SM490 で，引張強度試験結果は，降伏点 317N/mm^2，引張強度 531N/mm^2 であり，公称降伏点応力 315N/mm^2 以上，公称引張強さ 490～610N/mm^2 を満足していた．床版部に用いたコンクリートは設計基準強度を σ_{ck}=27N/mm^2 とし，膨張材 20kg/m^3 を添加した膨張コンクリートを適用した．コンクリートの配合計画を表－1 に，材料試験結果を表－2 に示す．

3．2　試験体の種類

突起リブ合成床版の輪荷重走行試験は，図－5 に示す 2 体の試験体で実施した．

ロビンソン型合成床版では，底鋼板に設置するスタッドの間隔は，スタッド間での底鋼板の浮き上がりや座屈を防止し，コンクリートとの一体化の保持を目的に設定されている[3)]．一方，突起リブ合成床版では，図－3(b)に示すように突起リブは，両側にあるコンクリートと一体に挙動すると考えられることから，ロビンソン型合成床版と比較して，補剛材間に設置するスタッドの間隔を広げることが可能と考えた．よって，試験体－①および②ともに，突起リブ間に設置するスタッドは 1 列配置とした．また，スタッドの高さおよび床版支間方向の間

表－1　コンクリートの配合計画

(a)　配合の設計条件

呼び強度	粗骨材の最大寸法	スランプ	水結合比	空気量	細骨材率
27N/mm^2	25mm	8cm	52.4%	4.5%	42.9%

(b)　配合表

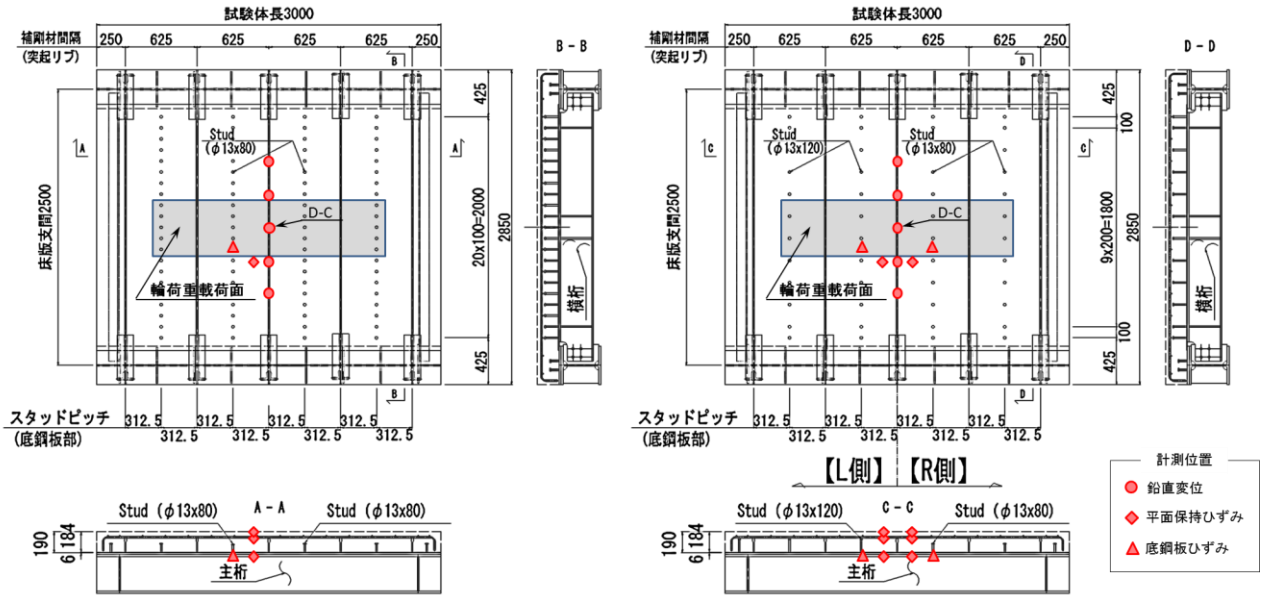
単位量　(kg/m^3)					
水	セメント	膨張材	細骨材	粗骨材	AE 減水剤
149	265	20	795	1,065	2.85

表－2　コンクリートの材料試験結果

	標準養生		現場養生（封緘養生）	
	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)
試験体－①	28	35.8	35.4	－
	46	－	37.7	28.6
試験体－②	28	32.2	31.3	－
	47	－	35.1	27.8

表－3　試験体の諸元

	試験体－①	試験体－②	
		R 側	L 側
突起リブ間隔	625mm		
スタッド列数 (車両進行方向)	突起リブ間に 1 列		
スタッド間隔（床版支間方向）	100mm	200mm	
スタッド形状	80mm×13φ		120mm×13φ



(a)　試験体－①　　(b)　試験体－②

図－5　試験体詳細および計測位置

隔を変えてその影響を確認するため，試験体－①および②を構成した．具体的な配置を表－3 に示す．

3．3　測定項目および測定方法

床版のたわみは変位計で，コンクリート，鉄筋および鋼材のひずみはひずみゲージで計測した．各試験体の主な計測位置を図－5 に示す．

3．4　載荷プログラム

今回の輪荷重走行試験では，供用期間を 100 年と設定し，この期間内に実橋で受ける損傷と等価な損傷を与える荷重および走行回数を選定した．選定にあたっては，過去に重交通路線の橋梁で計測した交通軸重の頻度分布[4)]を用い，実橋での交通荷重が 100 年間走行した場合の累積損傷度と等価な損傷度を試験体に与えるものとした．輪荷重走行試験の載荷プログラムを図－6 に示す．

なお，試験体－②については載荷荷重 200kN で 60 万回終了後，損傷が見当たらなかったことから，載荷荷重を 230kN に上げて累積走行回数を 18 万回追加し，累積走行回数の合計が 90 万回となる輪荷重走行試験を実施した．

4．有限要素解析

輪荷重走行試験の計測結果と比較するため，対象とする 2 体の試験体の違いを詳細にモデル化した有限要素解析を行った．なお解析コードは，Abaqus を使用した弾性解析であり，全断面有効モデルに関する節点数約 36 万，要素数は約 36 万である．

以下にモデル化及び解析条件について述べる．

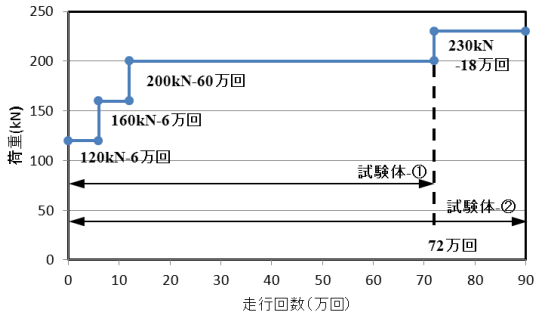
4.1　有限要素モデル

(1)　全断面有効モデル（付着有り，付着無し）

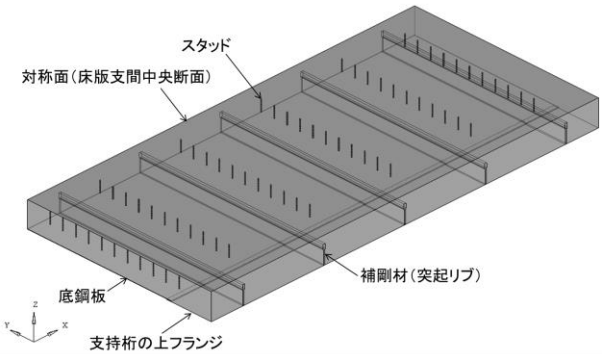
コンクリートの全断面が有効であるモデル（以下，全断面有効モデル）を，図－7 に示す．これは試験体－①のモデルを示すが，試験体－②も同様のモデルであり，スタッドの配置と高さを変えている．

モデルは床版支間中央断面を対称面として 1/2 モデルとした．要素構成の概念図を図－9 に示す．突起リブ合成床版のコンクリートをソリッド要素，底鋼板をシェル要素，補剛材となる突起リブをソリッド要素，スタッドをはり要素で構成し，鉄筋はモデル化していない．付着有りモデルは，底鋼板および補剛材とコンクリートの各界面において各節点で並進拘束し，付着無しモデルは剥離が生じているものとして接触判定を行っており，付着力および摩擦力は無視している．スタッドと底鋼板およびスタッドとコンクリートは各節点で並進拘束している．支持条件は，シェル要素で構成した主桁および横桁で単純支持され，横桁の剛度は，試験体に使用した断面と同等のものとしている．

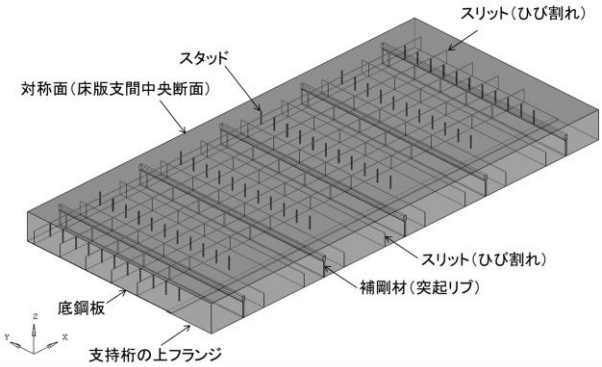
コンクリートの材料定数については，数値解析が先行したため，静弾性係数を E=2.8×10^{4}N/mm^2，ポアソン比を ν=0.1667 としている．現場養生の材料試験の静弾性係数は，表－2 の試験体－①に示す E=2.86×10^{4}N/mm^2 であり，2%程度実測値より小さい値となっている．また，鋼材の材料定数は，静弾性係数を E=2.0×10^{5}N/mm^2，ポ



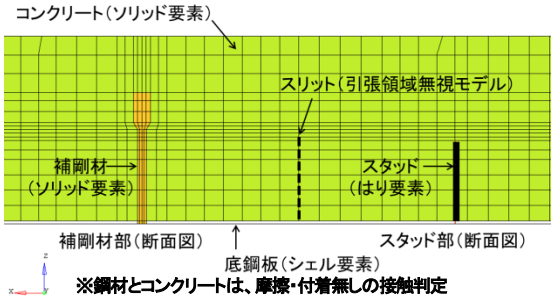
図－6　荷重載荷プログラム



図－7　全断面有効モデル



図－8　引張領域無視モデル



図－9　要素構成概念図

アソン比 0.3 としている．

(2)　引張領域無視モデル

曲げモーメントの作用によりコンクリート断面に引張応力が生じる領域においては，床版支間方向および車両進行方向にひび割れが発生し，曲げモーメントに対してコンクリートが有効に抵抗しなくなる．この状態を検討する必要があることから，既往の研究[5]を参考に，コンクリートにスリットを設定することで，近似的にコンクリートの引張領域を無視した解析が可能となる，図－8 に示すモデル（以下，引張領域無視モデル）を採用した．

スリットについては，ひび割れの間隔を床版厚から床版厚×1.5 倍程度を想定して，床版支間方向については，補剛材とスタッド間に 1 列，車両進行方向については，スタッド 2 本を置いたスタッド間に 1 列設置するものとし，断面の引張領域に位置するソリッド要素について，隣接するソリッド要素の節点を共有しないことで，節点力の伝達をしないモデルとした．

4. 2　荷重の載荷方法

荷重は，輪荷重走行範囲内の中央部に 100kN の輪荷重を載荷した．載荷面は道路橋示方書に示される T 荷重載荷面（床版支間方向 500mm×車両進行方向 200mm）とした．

5. 試験結果および考察

5. 1　試験結果の概要

輪荷重走行試験の結果，試験開始から終了時において，たわみおよびひずみの増加は非常に少なく，試験終了時にはコンクリートのひび割れも確認されなかった．

以下に計測結果を示すが，記載するたわみおよびひずみは，動的載荷における走行回数の増加にともなう床版の状態変化を確認するため，走行試験の途中において，随時荷重を試験体の中央に静的載荷して計測した結果である．なお，図中の測定値については，100kN に換算した値を示す．

5. 2　試験体のたわみ分布

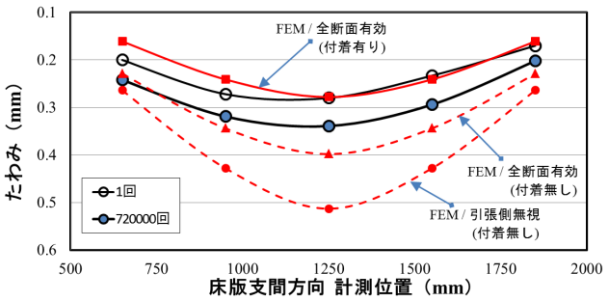
図－5 に●で示す，試験体中央における床版支間方向の活荷重たわみの計測結果を図－10 に示す．以降，活荷重たわみとは，荷重載荷計測値から除荷時計測値を引いた弾性たわみを示す．なお図中には，有限要素解析で得た活荷重たわみ（全断面有効－付着有り，付着なしおよび，引張側コンクリート無視－付着無し）の結果も併記する．

試験体－①の活荷重たわみの発生状況は，載荷開始時の測定値は，全断面有効－付着有りの有限要素解析結果に近似しているが，累積走行回数 72 万回終了時には，全断面有効－付着無しの解析結果に近づいている．なお，72 万回終了時の活荷重たわみの計測値は 0.339mm となり，全断面有効－付着無しの解析結果の 85%であった．試験体－②の活荷重たわみも，概ね試験体－①と同様の結果であった．なお，72 万回終了時の活荷重たわみの計測値は 0.351mm となり，全断面有効－付着無しの解析結果の 84%であった．

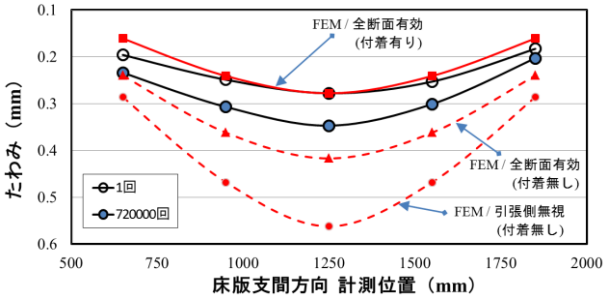
以上より，試験体－①および②とも 72 万回終了時には，全断面有効－付着無しに近い床版剛性を有することが確認された．加えて，試験途中の各段階にて実施した底鋼板のたたき試験により付着切れの状態を確認しており，この結果を含めると，72 万回終了時には底鋼板とコンクリートの付着が切れているものの，コンクリートのひび割れによる剛性低下は無いと推察した．

5. 3　試験体のたわみの変化および劣化度

図－5 に●D-C で示した試験体中央点の活荷重たわみ

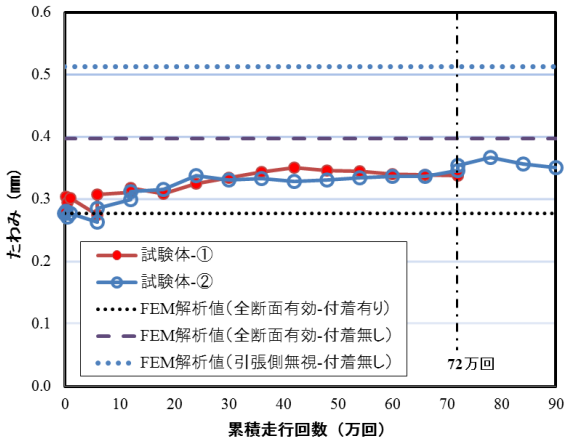


(a)　試験体－①



(b)　試験体－②

図－10　床版支間方向の活荷重たわみ分布（●位置）



図－11　試験体中央の活荷重たわみ（●位置）

の変化を図－11 に示す．図中には図－10 同様，有限要素解析で得た活荷重たわみの結果も併記する．

試験開始から 72 万回終了時までの活荷重たわみの増加は，試験体－①では 0.059mm，試験体－②では 0.069mm と両試験体とも小さい測定結果であった．

次に文献 4)において提案されている RC 床版の活荷重たわみによる劣化度評価の方法を，式（1）に示す．この劣化度評価方法は RC 床版を対象として提案されたものであり，劣化度が 1.0 に達すると，床版が版としての機能を喪失したと判断できることを示す．鋼コンクリート合成床版に関しては劣化度の評価方法が確立されていないことからこの評価方法を準用した．ここでは，2 つの試験体は破壊まで至らず，引張コンクリート無視でのたわみに到達した状態が使用限界であることの検証はできないため，劣化度が 1.0 となった状態を引張側領域のコンクリートが断面剛性に寄与しなくなった状態として定義し，劣化度を算定した．

$$D_\delta = (W - W_0) / (Wc - W_0) \qquad (1)$$

ここで，

W　：活荷重たわみ測定値(mm)

W_0　：コンクリート全断面有効－付着有りでの数値解析結果のたわみ(mm)

W_c　：引張側コンクリート無視での数値解析結果のたわみ(mm)

計算結果を表－4 に示す．72 万回終了時における両試験体の劣化度 D δ は，試験体－①では 0.263，試験体－②では 0.243 であり，引張側領域のコンクリートが断面剛性に寄与しなくなった状態である 1.0 に対し 0.25 程度の劣化度に留まっている．

5．4　底鋼板のひずみ

図－5 に▲で示す輪荷重載荷面直下におけるスタッド近傍底鋼板の床版支間方向ひずみを図－12 に示す．

試験体－①では，24 万回終了時で試験開始のひずみから 10μ 程度の増加が確認されたが，72 万回終了時には，試験開始時と同じ 30μ の値を示している．試験体－②L 側では，12 万回終了時で試験開始のひずみから 10μ 程度の増加が確認されたが，72 万回終了時には，試験開始時と同じ 40μ の値を示している．試験体－②R 側では，12 万回終了時で試験開始のひずみから 15μ 程度の減少が確認されたが，72 万回終了時には，試験開始時から 10μ 程度減少した 35μ の値を示している．

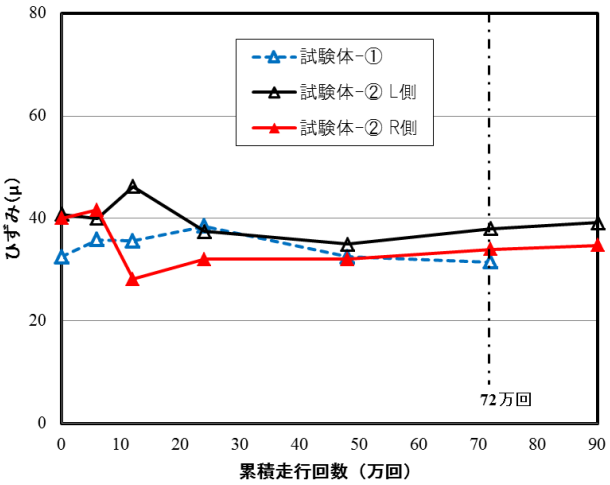
以上の結果から，スタッドの高さおよび設置間隔を変えた 3 種類の試験体で輪荷重走行試験を実施したが，走行開始直後からのひずみの変化は 15μ 程度と小さく，50 万回以降は，ひずみの変化は殆ど見られなかった．

5．5　平面保持

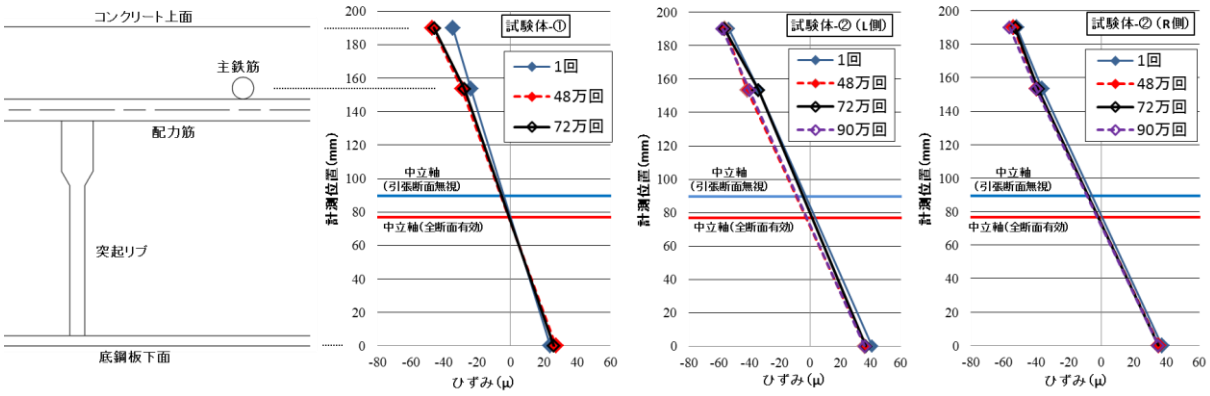
図－5 に◆で示す，走行回数 1 回，48 万回，72 万回終了時の床版支間方向の断面中央付近のひずみ分布を図－13 に示す．

表－4　72 万回終了時の劣化度

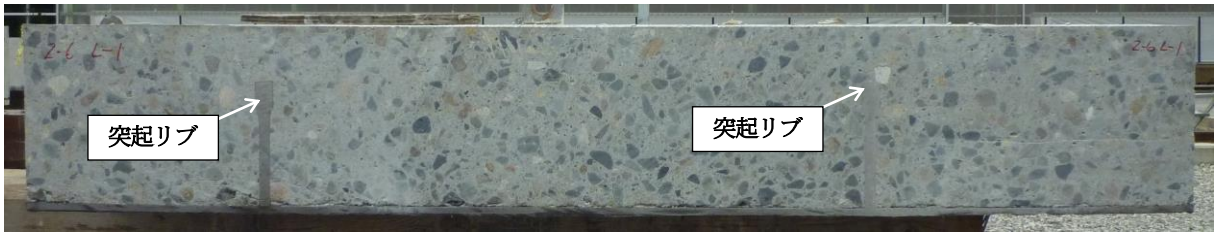
	W(mm)	W_0(mm)	W_C(mm)	D_δ	判定
試験体－①	0.339	0.278	0.510	0.263	≦1.0
試験体－②	0.347	0.278	0.562	0.243	≦1.0



図－12　床版支間方向の底鋼板下面のひずみ（スタッド近傍　▲位置）



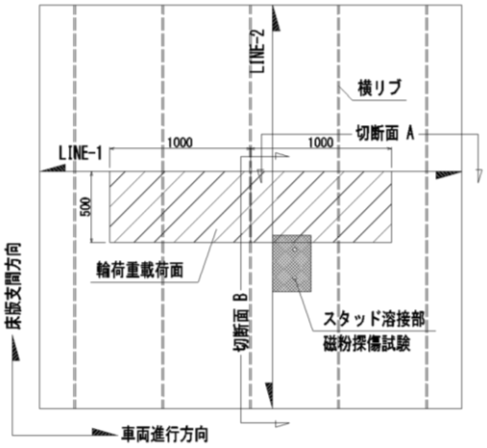
図－13　床版支間方向断面ひずみ分布（◆位置）



(a)　LINE－1　切断面 A

(b)　LINE－2　切断面 B

写真－1　試験体－②　切断状況



図－14　試験体切断位置

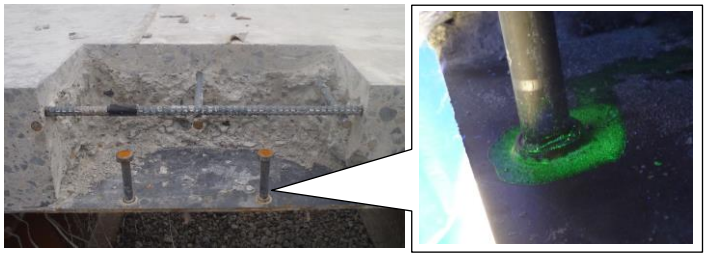
試験体－①では，走行回数の増加によりひずみの増加が僅かに見られるものの，試験開始から累積走行回数 72 万回終了時まで中立軸の位置は，RC 断面計算で求めた全断面有効の位置から殆ど変化せず試験を終了している．試験体－②L 側および R 側においても試験体－①同様，72 万回終了時まで中立軸の位置は，全断面有効の位置から殆ど変化しないことが確認できる．なお，試験体－②に追加で行った走行試験の結果も図－13 に併記したが，90 万回終了時においても全断面有効の中立軸の位置から変化の無いことが確認できる．

以上の結果から，突起リブの上部の突出部がコンクリートとの鉛直ずれを拘束することでコンクリートとの一体性が高まり，スタッド間隔の拡大やスタッドを低くできる可能性があると考えている．

6. 試験体のひび割れ性状

6.1　床版上面のひび割れ状況

試験体－①について，試験開始前に床版端部上面および側面に，乾燥収縮による微細なひび割れを確認したが，



写真－2　試験体－②　スタッド溶接部磁粉探傷試験

走行回数および載荷荷重の増加に伴うひび割れの発生は無かった．また，試験終了後に輪荷重走行面に対してアセトンを用いた調査を行ったが，走行試験によるひび割れの発生は確認されなかった．なお，試験体－②についても，試験開始前および試験終了後のひび割れの確認を行ったが，試験体－①と同様の結果であった．

6. 2　床版切断面のひび割れ状況

試験終了後に試験体の内部のひび割れ状況を確認するため，図－14 に示す LINE－1 および LINE－2 に沿って，縦横に試験体を切断した．

写真－1 に，試験体－②の LINE－1 切断面 A と，LINE－2 切断面 B の代表部の切断面状況を示す．一部に底鋼板とコンクリートの付着が切れていることを確認した．また，突起リブ天端部および鉄筋とコンクリートの境界面に対する，調査を実施したが，全ての断面においてひび割れは全く認められなかった．試験体－①においても試験体を切断して内部の状況を確認したが，試験体－②と同様の結果であった．以上の結果は，5. 2 試験体のたわみ分布で推察した床版内部の状況と一致していた．

6. 3　スタッド溶接部の損傷確認

試験体の切断後，コンクリート内のスタッドの状況を確認するため，コンクリートを除去した．対象箇所は，図－14 に示す，作用せん断力が最大となるスタッド周

辺とした．写真－2 に試験体－②R 側におけるコンクリート除去および，スタッド溶接部の磁粉探傷試験状況を示す．目視確認および試験の結果，底鋼板の変形やスタッドの曲がりや破断は無く，溶接部の疲労き裂も認められなかった．試験体－①および試験体－②L 側についても同様の目視確認および試験を行ったが，結果は試験体－②R 側と同様であった．

7. まとめ

本論文では，底鋼板の補剛材に突起リブを適用したロビンソン型鋼コンクリート合成床版において，輪荷重走行試験と有限要素解析を実施し，両者の比較に基づく疲労耐久性の確認を行い，その適用性について検討を行った．

本論文において，得られた結果は以下のとおりである．

- 実橋で供用期間 100 年に相当する損傷を与える輪荷重走行試験を行った結果，鉛直たわみの急増は見られず，コンクリート床版部におけるひび割れの発生も確認されなかった．
- 突起リブ間に設置するスタッドの間隔および高さを変えて輪荷重走行試験を実施したが，活荷重たわみや，鉄筋および底鋼板のひずみに大きな差異は見られず，載荷初期から載荷終了までコンクリートが全断面有効の大きな剛性を保っていた．
- 試験終了後に試験体を切断して内部の状況確認を行ったが，底鋼板とコンクリートの付着が切れている状況は確認できたが，コンクリート内部のひび割れは全く確認されなかった．また，スタッドの損傷や溶接部の疲労き裂も確認されなかった．

以上より，本論文で提案する突起リブ合成床版は，供用期間 100 年相当以上の輪荷重走行回数終了時においても全断面有効の剛性を保持しており，高い疲労耐久性を有しているといえる．

また，曲げ・せん断・押し抜きせん断の要素試験を現在実施中であり，今後はこれらの結果を加えて耐荷メカニズムや終局耐力の検証を行うことを考えている．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 2012 年 3 月．
2) 住吉，青木，米沢，中村：首都高速中央環状品川線シールドトンネルセグメント・床版の設計施工，コンクリート工学，Vol. 49 (2011), No. 12
3) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，pp.121－123，1999 年 11 月．
4) 松井繁之：道路橋床版, 森北出版, pp.272－273, pp.231－232，2007 年 10 月．
5) 街道　浩，松井繁之：鋼・コンクリート合成床版の支間部および張出し部のスタッドの疲労強度評価, 土木学会論文集Ａ Vol.64,No.4,PP756－777，2008 年 11 月

（2016 年 7 月 19 日受付）