

増設 RC 梁による既設片持ちスラブの補強効果

仁平 達也* 鬼頭 直希** 岡本 大*

The Effectiveness of A Retrofit Method for Cantilever Slabs by Reinforced Concrete Beams

Tatsuya NIHEI Naoki KITO Masaru OKAMOTO

We developed a new retrofit method, mainly for a cantilever of a rigid-frame viaduct, which installs a RC beam at each column of the viaduct to improve a performance of a cantilever against a strong wind load which will be generated by noise prevention barrier higher than before. In this paper, we tried to have an experiment and a FEM analysis to evaluate the effectiveness of this method. Firstly, we confirmed that this method is useful for a cantilever from the view point of increasing resistivity. Secondly, we confirmed that this method can make a cantilever have a about 5m barrier. Finally, we proposed a method calculating the allowable bending strength of this method.
キーワード：補修・補強，リニューアル，片持ちスラブ，風荷重

1. はじめに

近年，鉄筋コンクリート（以下，RC）ラーメン高架橋等では，老朽化等に伴い，大規模な補修，補強が実施されており¹⁾，これらの技術に関するニーズが高まりつつある。片持ちスラブにおいては，例えば，列車の高速化などに起因して，騒音対策として防音壁の嵩上げが必要となる場合等が報告され，様々な補強方法が提案されている²⁾。その結果，図1に示すように，線路側からの風荷重が嵩上げた防音壁に作用した際に RC 片持ちスラブ（以下，片持ちスラブ）への作用力が増加する。これにより，上側鉄筋の引張応力が増加し，鉄筋段落し部や先端部等の耐力が不足する事例が想定される。

これに対応する補強工法として著者らは，柱接合部付近に離散的に RC 梁（以下，補強梁という）を増設し，片持ちスラブ全体の耐力向上を図る工法を開発した。図2に補強工法のイメージを示す。開発した工法は，補強梁の増設により，既設片持ちスラブを突縁とした T 形梁とする工法である。以下では，本工法の補強効果を把握するために行った載荷試験や 3 次元 FEM 解析の検討結果を示すと共に，設計時に耐荷力を算出する際に必要な，既設スラブの有効範囲，すなわち，引張突縁となる T 形梁の有効幅の範囲に関する検討結果等を示す。

2. 既設片持ちスラブの現状

片持ちスラブへの作用する曲げモーメントは，片持ちスラブや防音壁等の自重に起因する永久作用と，風荷重

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
** 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
(現 東海旅客鉄道株式会社)

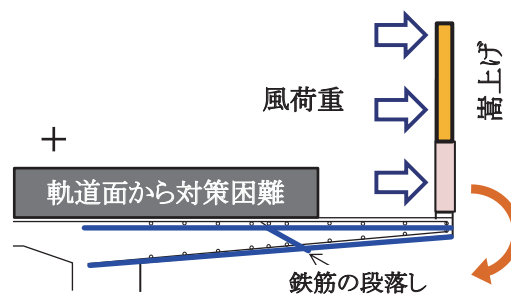


図1 防音壁の嵩上げに伴う風荷重の増加



図2 開発した補強工法のイメージ

に起因する変動作用に分類される。前者は，片持ちスラブ付根からの距離に応じて作用するが，後者は，付根から先端まで均一に作用する等曲げモーメントとして，防音壁の高さの2乗に比例して作用することとなる。そのため，図3に示すように，防音壁の嵩上げに伴い，永久作用よりも変動作用が大きく増加する。

図4に，既設片持ちスラブに風荷重が作用した場合の曲げモーメントに関する照査結果を示す。風荷重は鉄道構造物等設計標準(コンクリート構造物) (以下，RC 標準)³⁾ に示される風荷重の最大値 3.0kN/m^2 (風速約 50m/sec) とした。検討した実構造物は，段落としが1箇所，防音壁が RC 構造である。図に示すように，防音壁高さ 4.0m 以上となると照査値 1.0 を上回る。すなわち，作用曲げモーメントが曲げ耐力を上回り，段落とし部やス

特集：構造物技術

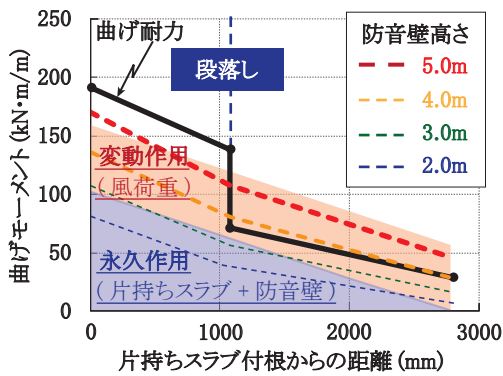


図3 片持ちスラブに作用する曲げモーメント

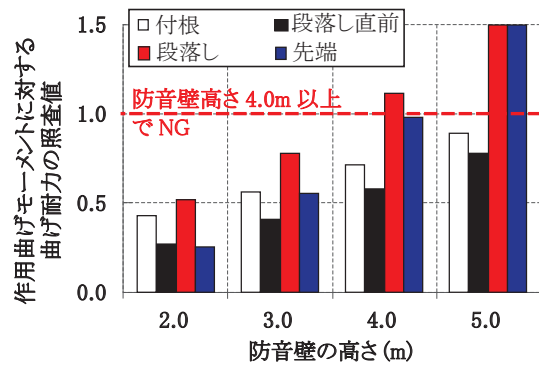


図4 防音壁の高さと照査値の関係

表1 試験体の諸元

試験体名	部材寸法					軸方向鉄筋			せん断補強鉄筋		
	断面幅 (mm)	断面高さ		有効高さ (mm)	張出し長 (mm)	径 - 間隔	鉄筋規格	引張鉄筋比 (%)	径 - 間隔	鉄筋規格	せん断補強鉄筋比 (%)
		付根 (mm)	先端 (mm)								
No.1	5000	200	100	175	1400	D10-100	SD295	0.41	-	-	-
No.2	5000	200	100	175	1400	D10-100	SD295	0.41	-	-	-
(RC 小梁)	300	600	500	575	1400	D16-80	SD345	0.35	D16-200	SD345	0.66

表2 材料試験結果

(a) コンクリート			(b) 鉄筋						
試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	鉄筋径	規格	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)	適用鉄筋
	No.1	25.2			24.5	D10	SD295	190	
No.2	33.4	26.3	D16	SD345	199	399	2000	571	片持ちスラブ軸方向鉄筋, RC 小梁軸方向鉄筋, スターラップ

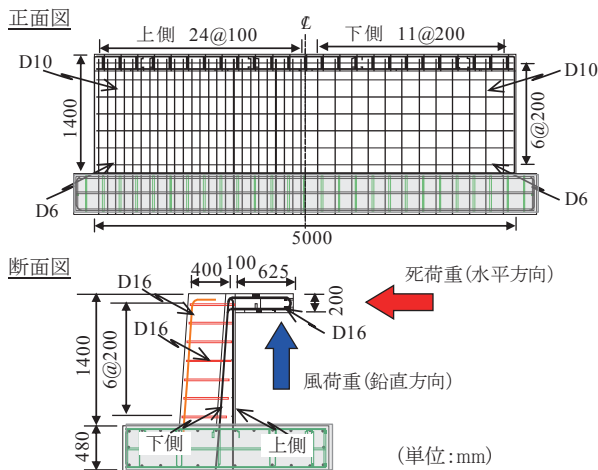


図5 配筋状況 (No.2 試験体)

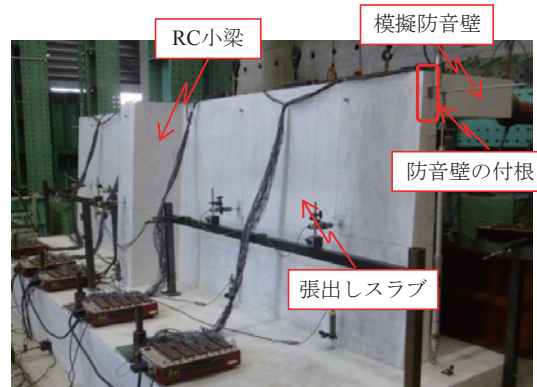


図6 試験体状況 (No.2 試験体)

ラブ先端で補強が必要になる。現状では、嵩上げに対して片持ちスラブが耐力不足になる場合、支柱を配して新たな防音壁を近傍に設置する工法等が用いられている。

3. 補強工法の開発

3.1 载荷試験による検討

3.1.1 試験概要

表1に試験体諸元を示す。試験体は、無補強試験体 (No.1) および補強試験体 (No.2) の2体とした。実構

造物には上側鉄筋の段落しが存在する場合があるが、本試験体は、補強梁による補強効果の検討を目的とするために段落しを設けていない。試験体は実構造物のRC張出しスラブの1/2サイズとした。補強梁の形状は、図2に示すように、幅を高架橋の柱幅と同一、断面高さを縦梁の断面高さと同じとなることを想定し設定した。また、補強梁の設置間隔は、高架橋の柱間隔を想定し設定した。表2に試験体に用いた材料試験結果を示す。

図5に試験体の配筋状況、図6に全体図と载荷状況を示す。装置の都合上、片持ちスラブを90度傾けた試験体とし、片持ちスラブ先端にRC構造の模擬防音壁を設けた。片持ちスラブと補強梁の軸方向鉄筋の定着長は

RC 標準に準じた。実施工では、片持ちスラブ下面をはつり、アンカー筋等により一体化を図ることを想定しているが、補強梁の有効範囲の確認を主目的とするために、本試験では補強梁と片持ちスラブは一体で施工した。

荷重方法は、水平ジャッキにより自重相当の荷重（以下、死荷重）を長手方向に 1.25m 間隔で 4 点荷重した後、鉛直ジャッキにより風荷重に相当する荷重（以下、風荷重）を長手方向に 1.0m 間隔で 5 点荷重する方法とした。

荷重手順は、表 3 に示すように一定値の死荷重を荷重した後、風荷重を漸増した（STEP1）。ただし、風荷重漸増中に図 6 の模擬防音壁の付根において、ひび割れが発生し荷重が低下したため、この時点で、片持ちスラブの引張鉄筋が降伏していないことを確認し、荷重を全て除荷した後、再度死荷重のみの漸増荷重を行った（STEP2）。なお、STEP2 は、実構造物の片持ちスラブに、死荷重漸増のみにより曲げモーメントが作用するケースは想定しにくい、補強梁の設置による片持ちスラブの最終的な破壊状況や、後述する、片持ちスラブ付根の引張突縁の有効幅を検討するために行ったものである。

3.1.2 試験結果

(1) 損傷状況

図 7 に荷重終了後の片持ちスラブ引張面（上面）の損傷状況を示す。No.1 は曲げひび割れが長手方向に対して平行に生じた。No.2 は、STEP1 では風荷重による等曲げモーメントと死荷重による曲げモーメントにより、断面高さが小さい先端部と曲げモーメントが最大となる付根でひび割れが生じた。STEP2 では片持ちスラブ付根付近のひび割れ幅が増加した。No.2 試験体は、補強梁を中心に、片持ちスラブ先端から斜め方向にひび割れが生じた。

(2) 荷重 - 変位関係

図 8 (a) に STEP1 による荷重 - 変位関係を示す。縦軸は片持ちスラブ付根に生じる曲げモーメント、横軸は試験体中央の水平方向の変位とした。No.2 は No.1 に対して初期剛性が高くなり、曲げモーメントの最大値は 1.5 倍程度増加した。ただし、両試験体ともに片持ちスラブの軸方向鉄筋の降伏前（1200 μ 程度）に、図 6 に示す模擬防音壁の付根においてひび割れが生じ、荷重が低下した。

図 8 (b) に STEP2 による荷重 - 変位関係を示す。STEP1 と同様、No.2 は No.1 に対して初期剛性が高くなり、最大値は No.1 で 298kN \cdot m に対し、No.2 は 537kN \cdot m となった。

以上より、本工法による補強効果を確認した。なお、補強梁のアンカー筋は最大荷重以降も降伏することなく、いずれの試験体も曲げ破壊形態であることを確認した。

3.2 3次元 FEM 解析による検討

3.2.1 検討手順

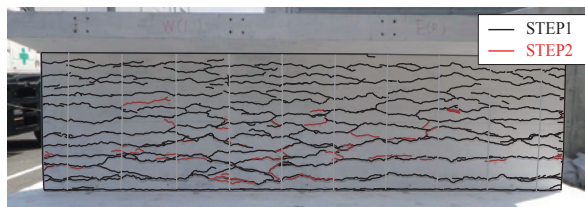
前節の試験体は実構造物の 1/2 のサイズであり、実構造物における補強効果を把握するためには、実物サイズ

表 3 荷重手順

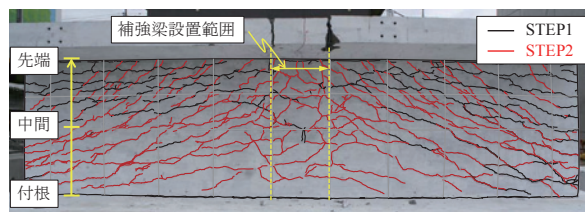
試験体名	STEP1		STEP2
	死荷重 (水平方向)	風荷重 (鉛直方向)	死荷重 (水平方向)
No.1	70.0kN ^{※1}	漸増	漸増
No.2	105.0kN ^{※2}	漸増	漸増

※1 防音壁高さ 2.0m を想定した荷重割合より算出

※2 防音壁高さ 4.0m を想定した荷重割合より算出

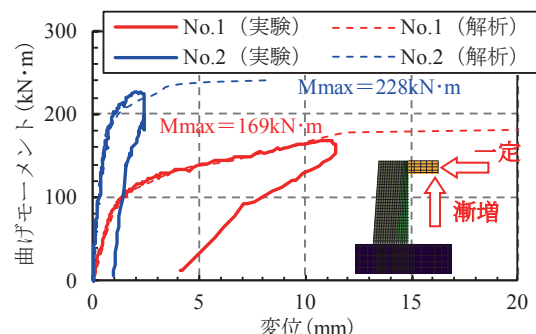


(a) No.1試験体

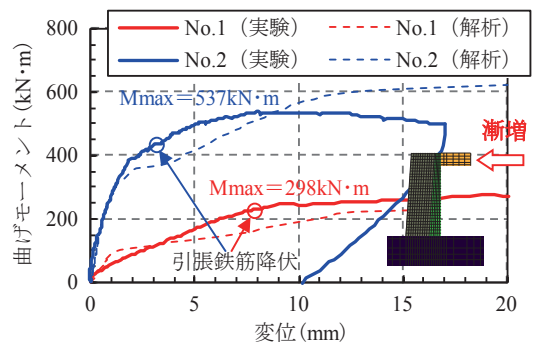


(b) No.2試験体

図 7 試験体の損傷状況



(a) STEP1による結果



(b) STEP2による結果

図 8 荷重 - 変位関係

での検討を行う必要がある。そこで、荷重試験を再現した 3次元 FEM 解析を行い、解析モデルの妥当性を確認した上で、実構造物を想定した 3次元 FEM 解析を行った。

3.2.2 検討に用いた解析モデル

解析は汎用有限要素プログラム DIANA (Ver9.4.4) を用いた。コンクリートはソリッド要素、片持ちスラ

特集：構造物技術

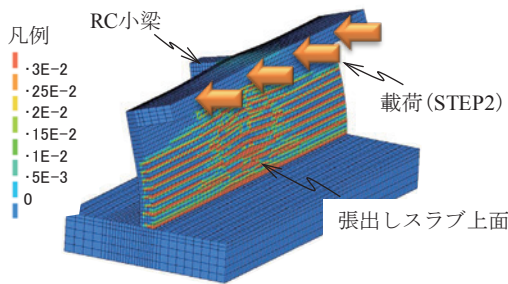


図9 最大主ひずみ分布 (実験モデル)

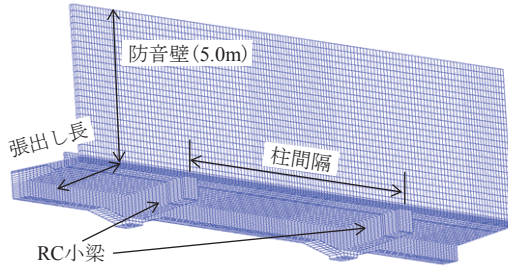


図10 FEM 解析モデル (実構造物モデル)

補強梁は材料の非線形性を考慮し、応力-ひずみ関係は圧縮軟化特性 (Parabolic モデル)、引張軟化特性 (Hordijk モデル) を考慮した。防音壁は弾性材料としてモデル化した。鉄筋は材料の非線形性を考慮した完全弾塑性とし、埋込み鉄筋要素とした。片持ちスラブと補強梁は、一体化を図ることを前提に界面要素は設けていない。

3.2.3 荷重試験を再現した3次元 FEM 解析

図8に解析により得られた荷重-変位関係を示す。STEP1, 2ともに実験値と概ね一致した。図9に荷重試験体 No.2 をモデル化し、死荷重漸増した場合 (STEP2) における片持ちスラブ上面の最大主ひずみ分布を示す。片持ちスラブ上面のひずみは、補強梁を中心に片持ちスラブ先端から斜め方向に卓越し、図7 (b) に示すひび割れ状況と類似することを確認した。以上より、荷重試験を再現する解析モデルとして妥当であることを確認した。

3.2.4 実構造物を想定した3次元 FEM 解析

(1) 解析概要

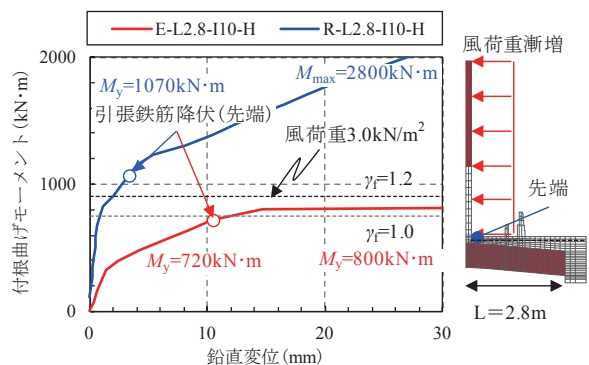
前節において妥当性を確認した解析モデルを用いて、実構造物を想定した解析を行った。図10に解析モデルを示す。防音壁は高さ5.0mまで嵩上げた状態を想定した。表4に解析ケースを示す。実構造物を想定した張出し長および柱間隔 (補強梁の設置間隔) をパラメータとした。軸方向鉄筋の段落しは1箇所とし、片持ちスラブおよび防音壁の自重の他にバラスト重量等を考慮した。なお、本検討ケースは、一般的なRCラーメン高架橋の片持ちスラブの形状を概ね包含しているものと考え選定したものである。また、解析では、補強前の自重、防音壁の嵩上げおよび補強梁設置による重量の増分を作用させた後、風荷重もしくは死荷重を漸増させている。

(2) 解析結果

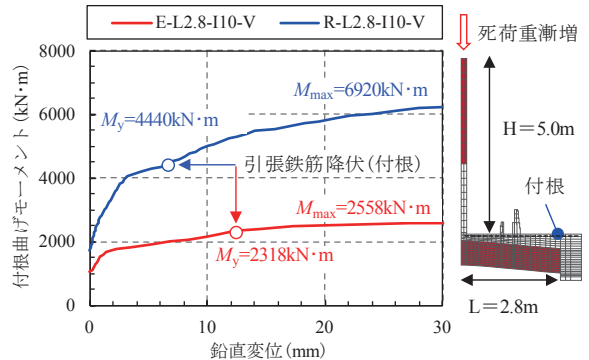
図11に柱間隔10mとしたケースの荷重-変位関係を

表4 解析ケース一覧 (実構造物モデル)

CASE	張出し長 m	柱間隔 m	補強梁 高さ m	防音壁 高さ m	荷重 方法
E-L2.8-16-V	2.8	6.0	-	2.0	死荷重 漸増
R-L2.8-16-V			0.7	5.0	
E-L2.8-110-V		10.0	-	2.0	
R-L2.8-110-V			0.7	5.0	
E-L2.8-16-H	2.8	6.0	-	2.0	風荷重 漸増
R-L2.8-16-H			0.7	5.0	
E-L2.8-110-H		10.0	-	2.0	
R-L2.8-110-H			0.7	5.0	
R-L2.3-16-H	2.3	6.0	0.7	5.0	
R-L2.3-110-H		10.0	0.7	5.0	



(a) 張出し長2.8m, 風荷重漸増



(b) 張出し長2.8m, 死荷重漸増

図11 荷重-変位関係 (実構造物モデル)

を示す。縦軸は片持ちスラブ付根に生じる曲げモーメント、横軸は補強梁を設置した箇所における片持ちスラブ先端の鉛直下方向の変位とした。図11 (a) に風荷重漸増による結果を片持ち長2.8mとしたケースを例に示す。片持ちスラブの引張鉄筋のうち、断面高さが小さい片持ちスラブ先端付近が最も早く降伏した。引張鉄筋降伏時の曲げモーメント (M_y) は、無補強モデル (E-L2.8-110-H) の $720\text{kN}\cdot\text{m}$ に対し、補強モデル (R-L2.8-110-H) では $1070\text{kN}\cdot\text{m}$ と概ね1.5倍程度に増加し、実構造物モデルにおいても補強効果が確認された。同図には高さ5.0mの防音壁に風荷重 $3.0\text{kN}/\text{m}^2$ が作用した際の曲げモーメントを併せて示しており、作用係数 $\gamma_f = 1.2$ は安全性の曲げ耐力の照査、 $\gamma_f = 1.0$ は復旧性 (損傷) の曲げ降伏耐力の照査に用いる係数を乗じた値を示している。いずれも補強梁の設置により、風荷重時は M_y 以下となった。

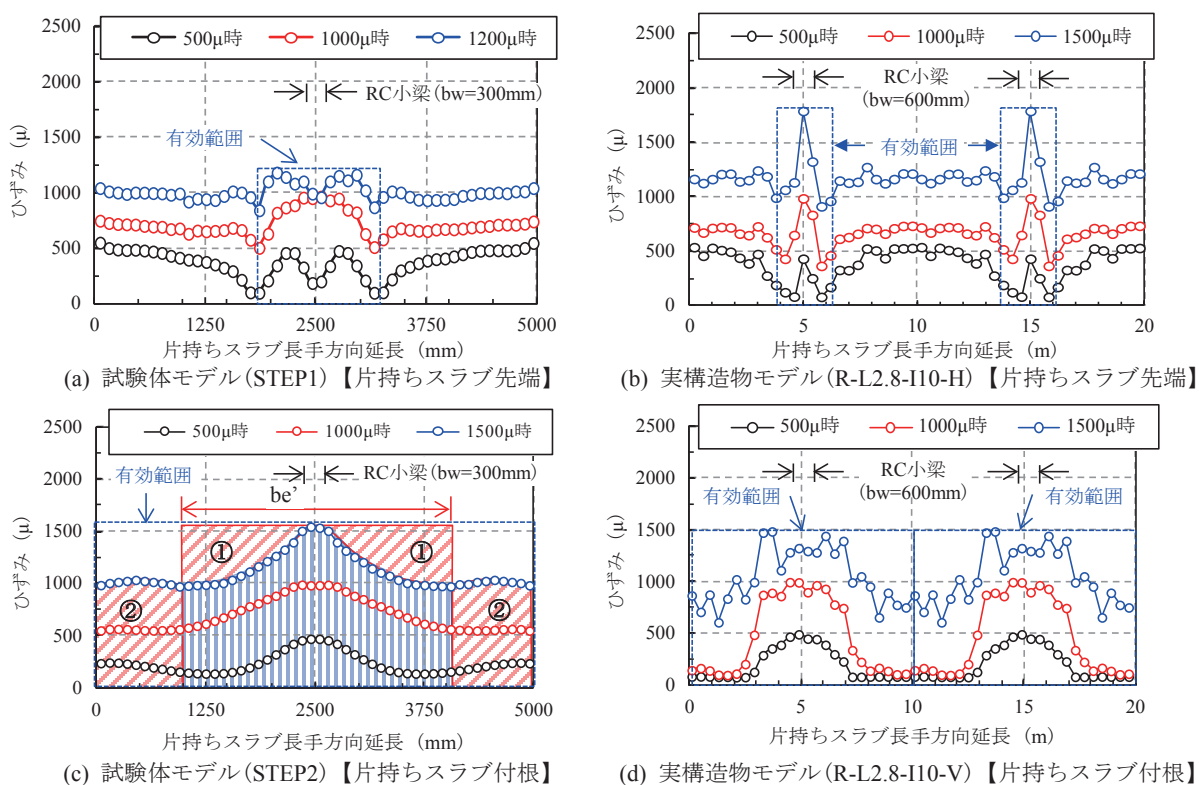


図 12 FEM 解析による張出しスラブ長手方向の引張鉄筋ひずみ分布

次に、図 11 (b) に死荷重漸増による結果を示す。引張鉄筋は曲げモーメントが最も大きくなる付根の鉄筋が最も早く降伏した。 M_y は無補強モデル (E-L2.8-I10-V) で $2318\text{kN}\cdot\text{m}$ に対し、補強モデル (R-L2.8-I10-V) は $4440\text{kN}\cdot\text{m}$ となり、図 11 (a) 同様に、補強効果が確認された。

3.3 引張突縁の有効幅の検討

3.3.1 検討方法の概要

補強梁を設置した片持ちスラブの曲げ耐力および曲げ降伏耐力を算定するために必要な引張突縁の有効幅について、長手方向（線路平行方向）のひずみ分布から検討した。具体的には、FEM 解析で得られた鉄筋のひずみ分布より引張突縁の有効幅 be' を算定し、平面保持を仮定して算出した曲げ降伏耐力と FEM 解析における鉄筋降伏時の曲げモーメントとの比較を行った。有効幅とは、曲げ耐力等を算定する際に考慮出来る鉄筋の配置範囲のことであり、RC 標準では、T 形断面の圧縮突縁の有効幅が設定されている。現状、新設構造物の設計では引張突縁の有効幅を考慮しないのが一般的である。しかしながら、本工法は既設構造物を対象としており、補強後の性能を評価する観点から、片持ちスラブ内の引張鉄筋が同一径かつ同一間隔で配置されているとし、引張突縁の有効幅を耐力算定時に考慮出来るものとした。なお、風荷重が線路外側から作用した場合、片持ちスラブは圧縮突縁として作用するが、RC 標準で示されている範囲において、概ね評価出来ることを把握している。

3.3.2 引張鉄筋のひずみ分布

図 12 (a), (b) に試験体および実構造物モデルの風荷重漸増時における長手方向の片持ちスラブ上側の先端の鉄筋ひずみ分布を示す。着目位置は、引張鉄筋が最も早く降伏する片持ちスラブ先端とした。最大値が概ね 500μ , 1000μ , 1500μ となった際のひずみ分布を示す（ただし、同図の (a) の最大値は STEP1 終了時の 1200μ ）。他箇所と比べ剛性が高い補強梁付近が主に荷重を負担したことに起因し、補強梁に近い位置ほど値が大きくなる傾向があり、風荷重が大きくなるほどその傾向が顕著に表れた。その結果、応力度分布は補強梁付近を上を凸とした分布形状となった。なお、先端よりも断面が高い片持ちスラブ付根の引張鉄筋のひずみは、先端のひずみが 1500μ 程度時の作用モーメントではひずみの分布形状にほとんど変化は見られなかった。図 12 (c), (d) に死荷重漸増時の付根の鉄筋ひずみ分布を示す。実構造物では、死荷重が漸増するケースは想定しにくいいため、本ケースは参考的な位置づけとなる。風荷重漸増時と同様に、補強梁付近を上を凸とした分布形状となった。図の (b) と (d) を比較すると、補強梁付近で凸となる範囲は、付根よりも先端の方が狭くなった。すなわち、先端に向かうほど、補強梁による補強効果が小さくなることが示唆された。

3.3.3 引張突縁の有効幅の算定方法

図 12 に示すように、片持ちスラブ先端と付根のひずみ分布は、補強梁付近を凸とする範囲が異なる。そこで、有効幅の算出に用いる長手方向のひずみの範囲は、ひず

特集：構造物技術

み分布の増減の極性が明確に反転する点までとし、これを有効範囲とした。引張鉄筋のひずみ分布から引張突縁の有効幅 be' を算定した。具体的には、 be' は T 形断面の圧縮突縁を有する梁の照査に用いる有効幅 be の算定⁴⁾と同様に、図 12 (c) に示すように、この幅 be' を引張突縁有効幅として、 be' の境界線の左右にある斜線部分のひずみの面積①と②が同一となる幅として定義し算定した。

実構造物の設計においては、片持ちスラブ付根や先端、段落し箇所において照査を行う必要があることを考慮し、片持ち長手方向に対して be' を算出した。図 13 に算定結果を示す。横軸は実験モデルと実構造物モデルの寸法の影響を排除するため片持ち長さを無次元化したもので、縦軸は be' を補強梁の幅 bw (実験モデルは $bw = 300\text{mm}$ 、実構造物モデルは $bw=600\text{mm}$) で除して bw の倍数とした。なお、風荷重漸増時は片持ちスラブ先端、死荷重漸増時は、片持ちスラブ付根の引張鉄筋のひずみが 1500μ 時に達した際の曲げモーメントが作用した際の、付け根からの各距離における鉄筋ひずみ分布から算定した。

図 13 (a) は風荷重漸増による検討結果である。実験モデルおよび実構造物モデルの張出し長 (2.8m, 2.3m) に関わらず傾向は一致しており、張出し長に対し概ね $be' = 2bw$ と一定の有効幅になった。図 13 (b) は死荷重漸増による検討結果である。本検討は参考として実施したものである。風荷重漸増時と異なり、実験モデルおよび補強梁の設置間隔 (6m, 10m) に関わらず、片持ちスラブ先端に向かうほど有効幅 ($\times bw$) は小さくなる傾向を示した。また、柱間隔 6m と 10m を比較すると、柱間隔 10m の有効幅 ($\times bw$) が小さくなる傾向を示した。片持ちスラブ付根では $be' = 10bw$ 程度となった。

表 5 に、算定した be' 内の軸方向鉄筋を全て考慮した耐力の算定結果 (M_{ycal}) と、引張鉄筋が降伏ひずみに達した際の曲げモーメント (M_y) と比較した結果を示す。風荷重が作用する場合、照査位置を先端とし有効幅を $2bw$ とすることで M_y と概ね一致した。このことから、片持ちスラブを引張突縁とした T 形梁として曲げ降伏耐力を評価できることを把握した。なお、死荷重漸増が卓越する場合、照査位置を付根とし有効幅を $10bw$ とすることで M_y と概ね一致した。

4. まとめ

片持ちスラブ全体の耐力向上を図る工法として、柱接合部付近に離散的に補強梁を増設する工法を考案し、一般的な RC ラーメン高架橋 (柱間隔 10m, 縦梁の断面高さ 1m 程度) の片持ちスラブを想定した載荷実験および FEM 解析を実施し、以下の知見を得た。

- ・断面幅を柱幅程度、断面高さを縦梁の断面高さ程度の RC 補強梁を、柱間隔程度で設置することにより、片持ちスラブ全体の曲げ耐力が向上することを確認した。

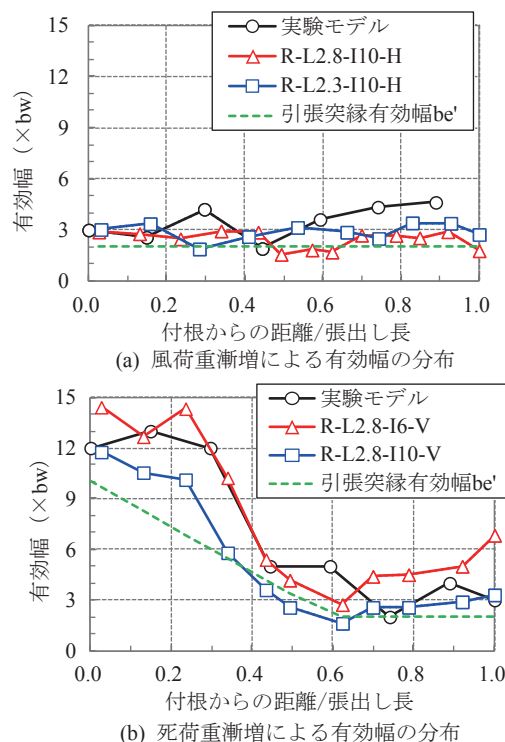


図 13 引張突縁有効幅 be' の算定結果

表 5 be' により算定した曲げ耐力の比較

CASE	照査位置	M_{ycal} kN・m	M_y kN・m	有効幅 ($\times bw$)	M_{ycal}/M_y
R-L2.8-I10-H	先端	498	535	2	0.93
R-L2.3-I10-H	先端	498	535	2	0.93
R-L2.8-I6-V	付根	2042	1884	10	1.08
R-L2.8-I10-V	付根	2042	2220	10	0.92

- ・実構造物に本工法を適用した結果、高さ 5.0m の防音壁に線路側から風荷重が 3.0kN/m^2 で作用した場合でも、十分な曲げ降伏耐力、曲げ耐力が確保できることを確認した。
- ・片持ちスラブを引張突縁とした T 形梁として引張突縁の有効幅を検討した結果、補強梁の断面幅の 2 倍で評価出来ることが分かり、有効幅内における軸方向鉄筋を考慮して曲げ降伏耐力を評価できることを確認した。

文 献

- 1) 例えば、関雅樹：東海道新幹線鉄道橋梁の大規模改修による予防保全、橋梁と基礎、pp.12-18, 2014.4
- 2) 例えば、公益財団法人鉄道総合技術研究所：高靱性セメントボードを用いた既存鉄道高欄等の補修工法に関する設計・施工指針, 2013.3
- 3) 財団法人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), 丸善, 2004.4
- 4) 蘆谷謙, 岡本大, 谷村幸裕, 酒谷弘行：引張突縁を有する RC 梁の曲げ特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.265-270, 2006.7