

鉄道総研報告

第37巻 第1号

2023年1月

論文

- 施設 鋼角ストッパー埋込み部の設計耐力算定式
..... 轟俊太郎, 森勇樹, 田所敏弥, 渡辺健 (1)
- 施設 混合セメントを考慮したコンクリートの収縮ひずみ予測式
..... 渡辺健, 中村麻美, 石田哲也, 渡邊忠朋 (11)
- 施設 レール継目での衝撃が箱断面上路軌桁床組の疲労に及ぼす影響
..... 小林裕介, 井上太郎 (21)
- 施設 RC ラーメン高架橋の柱はり接合部の構造細目が耐力に及ぼす影響
..... 中田裕喜, 渡辺健, 田所敏弥 (29)

調査報告

- 車両 空気力係数算出方法の違いによる転覆限界風速の差異
..... 乙部達志, 鈴木実, 野口雄平, 金元啓幸, 中出孝次, 中野宏章 (37)



鋼角ストッパー埋込み部の設計耐力算定式

轟 俊太郎* 森 勇樹* 田所 敏弥* 渡辺 健*

Equation for Design Strength of Embedded Part of Square Steel Stopper in Railway Bridge

Shuntaro TODOROKI Yuki MORI Toshiya TADOKORO Ken WATANABE

It is required to improve accuracy of design strength of embedded part of stopper to suppress its damages due to earthquakes, which have been difficult to recovered. Therefore, focusing on effects of arrangements of reinforcing bars placed in an embedded part of square steel stoppers at girder, we performed experiments and analysis. The results showed that the strength can be increased by changing the positional relationship between the stopper and the reinforcing bars without increasing the amount of reinforcing bars. In addition, it was also revealed that we have to consider three types of failure modes when evaluating the strength. Finally, based on the failure mechanism of each of these failures, we proposed an equation for design strength of embedded part of stopper.

キーワード：鉄道橋りょう，ストッパー埋込み部，鉄筋の配置，破壊形態，破壊メカニズム，設計耐力算定式

1. はじめに

鉄道コンクリート橋りょうの支承部には、桁の移動を制限すること、また多くの場合は桁の落橋を防止することを兼ねて、図1に示すようにストッパーが配置される。ストッパーは、桁と橋脚を連結するように、両端部が桁と橋脚に埋め込まれる。桁端、桁座は、桁、橋脚のストッパー埋込み部およびゴム支承周辺の呼称である。

図2に、地震で生じた支承部の損傷例を示す。本事例は、1995年の兵庫県南部地震を契機に改訂された技術基準¹⁾を適用して設計された橋りょうに生じた損傷であり、ストッパー埋込み部にコンクリートの浮きが生じていた。

コンクリートの浮きを伴う損傷が桁端の遊間側に生じた場合は、狭隘で目視が容易でない箇所での修復が必要となり、同程度の損傷が桁端の中央側や桁座に生じた場合の復旧に比べ、多くの時間と費用を要することになった。この復旧が困難な遊間側での損傷を抑制できれば、復旧を確実かつ迅速に行えるようになると考えられる。

ストッパー埋込み部の損傷箇所や程度を制御するには、ストッパー埋込み部の耐力を精度よく算定し、耐力向上が可能な構造にすることが求められるが、現行のストッパー埋込み部の耐力算定式は数少ない実験を基に定式化され、破壊のメカニズムや式の精度は明らかではない。

本報告では、鉄筋の量を増やすことなく、鉄筋の配置の変更によって耐力を向上させるため、ストッパー埋込み部の鉄筋の配置をパラメータとした実験および解析に

より、鉄筋の配置が耐力や破壊形態に及ぼす影響、破壊のメカニズムを明らかとし、鉄筋の配置の影響を考慮可能なストッパー埋込み部の設計耐力算定式を提案した。

2. 現行のストッパー埋込み部の耐力算定式

桁端の鋼角ストッパー埋込み部には、地震時に生じる桁の水平方向の慣性力などの水平力に対し、図3に示す破壊面を仮定して、それに交差するように鉄筋が配置されている。この破壊面を基に、コンクリートの水平耐力 H_{sp} (式(1))と破壊面に交差する鉄筋の降伏耐力 H_{sy} (式(2))を各々算定する²⁾。それらの小さい方がストッパー

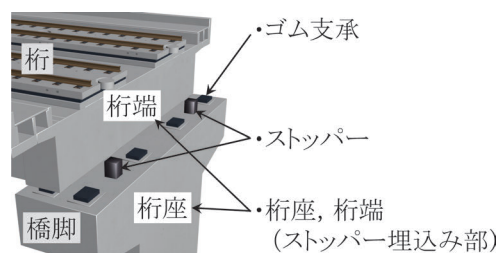


図1 鉄道コンクリート橋りょうの支承部

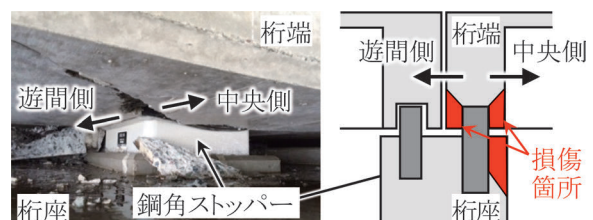


図2 地震で生じた支承部の損傷例

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

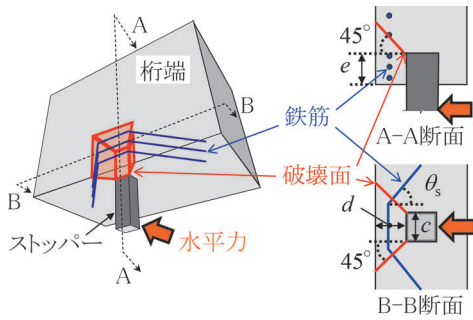


図3 桁端の鋼角ストッパー埋込み部の設計破壊面

埋込み部の耐力となる。コンクリートの水平耐力は、押し抜きせん断の耐力算定式を参考に定式化された式によって算定する。また、鉄筋の降伏耐力は、破壊面に交差する鉄筋が全て降伏するとして算定する。

$$H_{sp} = f_{sp} \cdot A_t \quad (1)$$

ここに、 $f_{sp} = 0.19 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot \sqrt{f'_c}$ (N/mm²)

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

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p_{sp}} \leq 1.5$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25 \cdot u/d)$$

$$A_t = \sqrt{2} \cdot d \cdot (2 \cdot d + c + 2 \cdot e) \text{ (mm}^2\text{)}$$

H_{sp} : コンクリートの水平耐力 (N)

f'_c : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

d : ストッパー前面から桁端縁端までの距離 (mm)

e : ストッパーの埋込み長 (mm)

c : ストッパーの幅 (mm)

p_{sp} : せん断引張鋼材比 $A_s/(e \cdot d)$

u : $c + 2 \cdot e$ (mm)

$$H_{sy} = f_{sy} \cdot A_s \cdot \cos \theta_s \quad (2)$$

ここに、 H_{sy} : 鉄筋の降伏耐力

f_{sy} : 鉄筋の設計引張降伏強度

A_s : 破壊面に交差する鉄筋の面積

θ_s : 鉄筋が水平力軸となす角度

3. 実験および解析の概要

3.1 実験の方法

図4に実験の状況を、図5に供試体の寸法および配筋を、表1に使用した材料の諸元を示す。実験パラメータは、破壊面に交差するように配置したコノ字とハの字の鉄筋とストッパーの位置関係 l_{th} である。鉄筋とストッパーの位置関係は、ストッパー埋込み部を補強するための当該鉄筋以外の鉄筋の配置により制約を受ける。 l_{th} は l_{rd} と比べてその影響を受けずに比較的自由に設定できるため、 l_{th} をパラメータとした。鉄筋を配置しない No.1、 l_{th} を 150mm、75mm とした No.2、No.3 である。ストッパーの幅 c や埋込み長 e 、ストッパー前面から桁端縁端までの距離 d 、鉄筋の量は、実橋を基に設定した。鉄筋の形状についても実橋で用いられるコノ字、ハの字とした。ストッパーの鋼管については、実験終了まで降伏しないように強度と厚さを定めた。

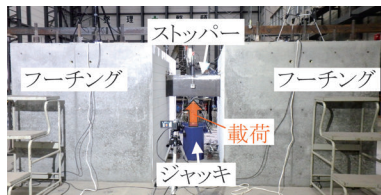


図4 実験の状況

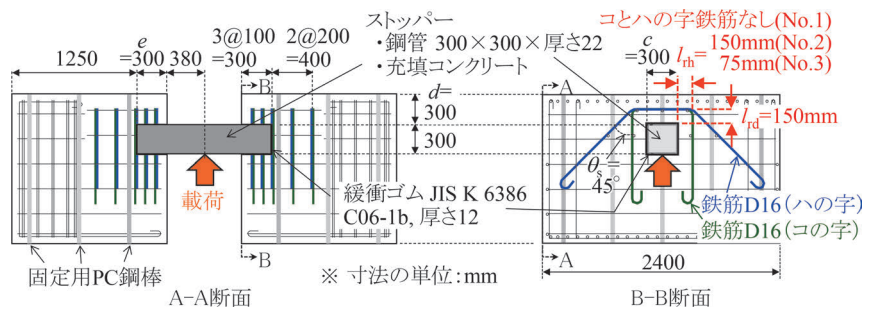


図5 供試体の寸法および配筋

表1 実験で用いた材料の諸元

No.	フーチング							ストッパー			
	コンクリート		鉄筋					鋼管		充填コンクリート	
	f'_c	E_c	f_{sy}	E_s	l_{rd}	l_{th}	形状	f_{sy}	E_s	f'_c	E_c
1	35.9	23.8	—	—	—	—	—	520	222	46.4	27.4
2	37.9	21.9	375	197	150	150	コノハの字	575	209	35.5	23.8
3	41.0	26.0	369	191	150	75	コノハの字	592	209	40.6	26.4

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), E_c : コンクリートの弾性係数(kN/mm²), コンクリートの最大骨材寸法は 20mm
 f_{sy} : 鋼材の降伏強度(N/mm²), E_s : 鋼材の弾性係数(kN/mm²), l_{rd} , l_{th} : 鉄筋とストッパーの位置関係であり、ストッパー外縁から鉄筋の折り曲げまでの載荷軸方向の距離, 載荷軸直交方向の距離 (mm)

3.2 解析の方法

図6に、解析モデルを示す。実験条件の対称性を考慮し、供試体の1/4でモデル化した。境界条件や各材料の構成則など解析モデルは、ストッパー埋込み部の破壊性状を概ね捉えることができる既往の研究³⁾と同じものを用いた。このモデルを用いて、鉄筋とストッパーの位置関係をパラメータとした実験No.1~3を対象とした解析を行い、その検証解析と実験から損傷状況および耐力を確認する。実験No.1~3の解析に必要な諸値は、表1に示す値を基に既往の研究³⁾と同じ方法により定めた。

また、解析パラメータを表2に示す鉄筋の配置に関する鉄筋とストッパーの位置関係 l_{td} , l_{th} (図5参照)、鉄筋の量 n_s , A'_s , 降伏強度 f_{sy} , 形状, コンクリートの圧縮強度 f'_c とした解析に基づき、鉄筋の配置が破壊形態に及ぼす影響を検討する。鉄筋、鋼管の弾性係数 E_s は

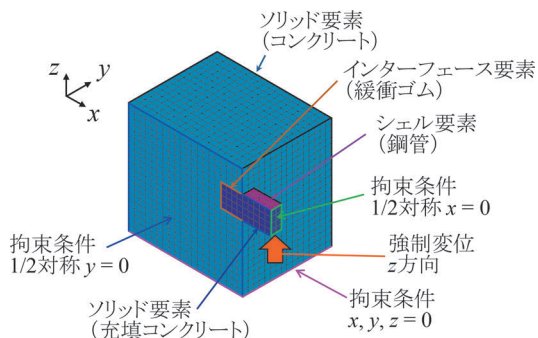


図6 解析モデル

表2 解析パラメータ

l_{td} mm	l_{th} mm	l_{td}/l_{th}	n_s 本	A'_s mm ²	f_{sy} N/mm ²	形状	f'_c N/mm ²
75	30	0.3	0	126.7	345	※	20.0
~	~	~	~	~	~		~
225	412	7.5	6	794.2	1379		50.0

n_s : 図5の e の範囲に配置される鉄筋の本数
 A'_s : 図5の e の範囲に配置される鉄筋1本の断面積
 ※ 図5のコの字, ハの字など. ハの字の鉄筋が載荷軸となす角度は45°。コとハの字の両方を配置した場合の $n_s=3$ 本は、各々3本。

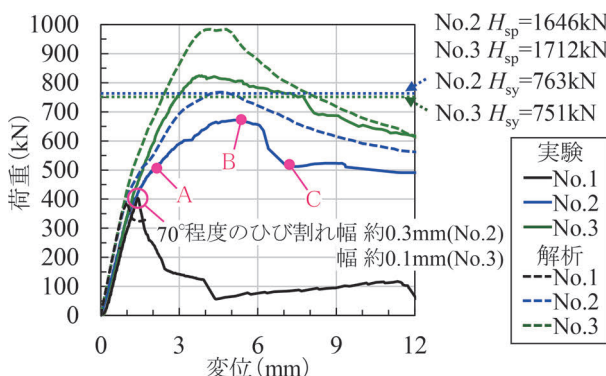


図7 荷重と変位の関係

200kN/mm²とし、コンクリートの弾性係数 E_c はコンクリートの圧縮強度を用いて算出した²⁾。コンクリートの最大骨材寸法は20mmであり、 e, d, c は300mmである。

3.3 損傷状況および耐力

図7に、荷重と変位の関係を示す。鉄筋を配置し、式(1), (2)によって耐力の計算が可能 No.2, No.3 に対しては、併せて、コンクリートの水平耐力 H_{sp} , 鉄筋の降伏耐力 H_{sy} を示した。また、図8に、最大荷重前後 A, B, C 時点におけるひび割れ状況を示す。No.3のひび割れ状況は、No.2と同様であるため、No.2を代表に示した。まず、載荷軸と約70°の角度をなす方向にひび割れがストッパー角部から発生し、フーチング縁端に向けて進展する。鉄筋を配置していないNo.1の場合には、このひび割れが発生し、荷重が低下する。鉄筋を配置しているNo.2, 3の場合には、このNo.1の最大荷重付近でひび割れがストッパー角部で幅0.3mm程度 (No.2), 0.1mm程度 (No.3) となったが、その後も荷重が増加する。そして、荷重を有効に負担する、鉄筋の載荷軸に平行な部分ではない鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れが新たに進展し、荷重が低下した。

図9に示す実験で得られた鉄筋のひずみから、載荷軸

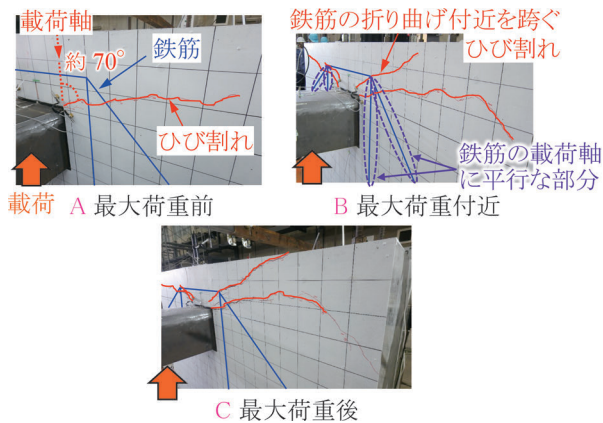


図8 ひび割れ状況 (No.2)

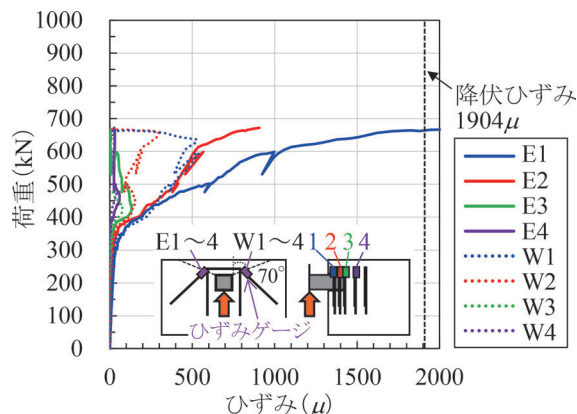


図9 実験で得られた鉄筋のひずみ (No.2)

と約70°の角度をなすひび割れが見られた荷重400kN程度以降に、ひずみが増加しており、鉄筋が荷重を負担するようになることがわかる。現行の耐力算定式(2) H_{sy} の仮定とは異なり、破壊面を跨ぐ鉄筋(図9中のE1~3, W1~3)の一部しか降伏することがなく、最大荷重に至っている。No.2の最大荷重が H_{sy} より小さいのはこのためであると考えられる。なお、 H_{sp} は、No.2, No.3の最大荷重に比べて大きい。

No.2とNo.3の最大荷重を比較すると、No.3の最大荷重は、No.2よりも大きい。鉄筋の量を増やすことなく、鉄筋をストッパーに近づけるように l_{th} を小さくすることによって、耐力を向上できると考えられる。

4. 鉄筋の配置に応じた破壊形態

4.1 鉄筋とストッパーの位置関係の影響

図10に、 n_s , A'_s , f_{sy} , 鉄筋の形状を同一とし、 l_{rd}/l_{th} , および f'_c をパラメータとした解析で得られた耐力を示す。 $l_{rd}=150\text{mm}$ 一定である。また、図11に、図10中に①, ②, ③で表す $l_{rd}/l_{th}=0.36, 1.0, 4.0$ の最大荷重時の鉄筋の応力を示す。

図10から、 f'_c に関わらず、 l_{rd}/l_{th} と耐力の関係は、 l_{rd}/l_{th} が大きくなると耐力が増加するが、ある程度以上の l_{rd}/l_{th} となると耐力が一定になるような傾向にある。同じ f'_c の l_{rd}/l_{th} と耐力の関係を見ると、 l_{rd}/l_{th} が0.0~0.36の耐力は、概ね同一である。図11から、 $l_{rd}/l_{th}=0.36$ で

は最大荷重時に鉄筋が降伏に達するような応力は生じていない。 $l_{rd}/l_{th}=0.36$ は、ストッパーの角部と鉄筋の折り曲げ点を結ぶ線が載荷軸と70°の角度をなす場合($l_{rd}/l_{th}-1/\tan 70^\circ=0$)である。その場合、鉄筋の載荷軸に平行な部分が70°のひび割れに交差せず、最大荷重に至ると考えられる(図12(a))。これは、実験でのひび割れが約70°であったことと整合する。 $l_{rd}/l_{th}-1/\tan 70^\circ < 0$ の場合、コンクリートの水平耐力のみで耐力を評価できると考えられる。

l_{rd}/l_{th} が0.36以上では、 l_{rd}/l_{th} が大きくなると耐力が増加するが、ある程度以上の l_{rd}/l_{th} となると耐力が一定になる。図11から、 $l_{rd}/l_{th}=1.0, 4.0$ ともに、鉄筋が荷重を負担していると考えられるが、 $l_{rd}/l_{th}=4.0$ の方が荷重の負担が大きい。耐力が増加している範囲にある $l_{rd}/l_{th}=1.0$ では現行の耐力算定式(2)で考えられる破壊面に交差する鉄筋1, 2, 3のうち1のみが降伏しているが、耐力が一定となる範囲にある $l_{rd}/l_{th}=4.0$ では全て降伏する。

l_{rd}/l_{th} が大きいほど耐力が増加する範囲では、鉄筋が降伏する場合よりも耐力が低い形態として、70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏する前に、鉄筋の載荷軸に平行な部分を避けた位置、ここでは鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐようにひび割れが生じて、最大荷重に至ると考えられる(図12(b))。ひび割れが鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐように生じるため、鉄筋の折り曲げ位置を表す l_{rd} , l_{th} に依存する l_{rd}/l_{th} が大きいほど、ひび割れの角度が小さくなり、耐力が増加すると考えられる。 l_{rd}/l_{th}

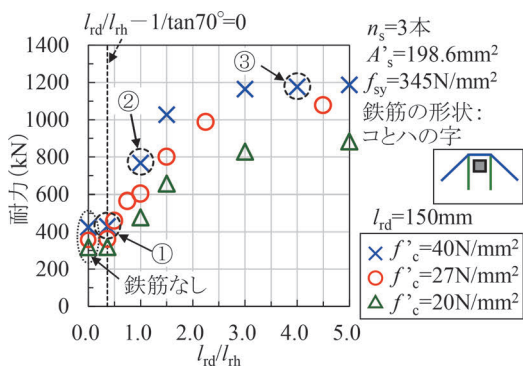


図10 l_{rd}/l_{th} , f'_c と耐力の関係

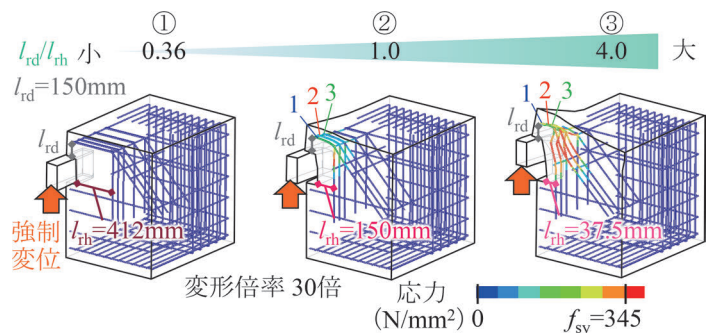


図11 最大荷重時の鉄筋の応力(図10中の①, ②, ③)

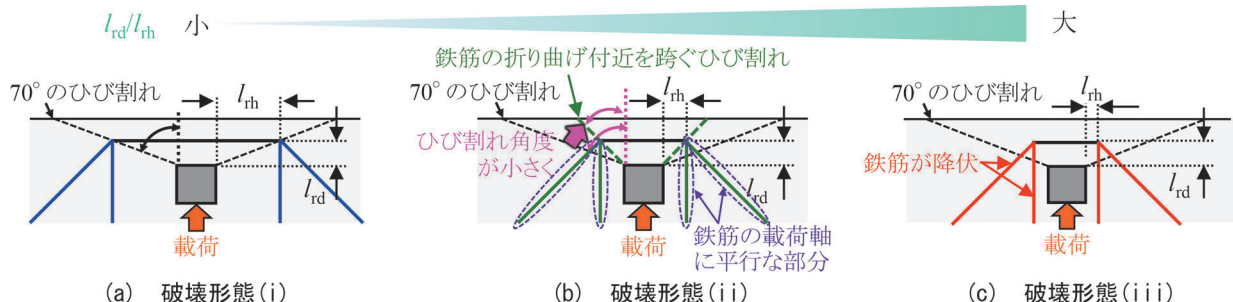


図12 破壊形態の分類

がある程度以上で耐力が一定となるのは、70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏し、その際、鉄筋諸元が同一であれば鉄筋が降伏する場合に耐力が一定となるためであると考えられる（図12(c)）。

- 以上より、 l_{rd}/l_{th} 、 f'_c 等に応じて、図12に示す次の(i)、(ii)、(iii)の3つの破壊形態となると考えられる。
- (i) 鉄筋が70°のひび割れで形成される破壊面に交差せずに最大荷重に至る。
 - (ii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏する前に、鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れが発生して最大荷重に至る。
 - (iii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏して最大荷重に至る。

4.2 鉄筋の形状や量、降伏強度の影響

図13に n_s 、 A'_s 、 f_{sy} 、 f'_c を同一として、鉄筋の形状をコの字の他、折り曲げ部を設けない直線および円形とした3ケースの解析結果を示す。荷重と変位の関係から、コの字と直線の鉄筋を配置したケースの最大荷重は概ね同一であり、直線の鉄筋の最大主ひずみから、鉄筋を避けるように、供試体の表面、鉄筋の端部に向かってひび割れが生じている。また、最大荷重時の鉄筋の応力から、円形の鉄筋を配置したケースでは破壊面に交差する鉄筋が降伏して、最大荷重に至っていた。

図14に、 n_s 、 f_{sy} 、鉄筋の形状、 f'_c を同一とし、 l_{rd}/l_{th} および A'_s をパラメータとした解析で得られた耐力を示す。 l_{rd}/l_{th} が大きいほど耐力が増加する破壊形態(ii)と考えられる範囲(図中の $l_{rd}/l_{th}=0.36\sim 1.5$ 程度の範囲)においては、鉄筋の形状および A'_s に関係なく、 l_{rd}/l_{th} が同一であれば同等の耐力である。これは、破壊形態(ii)が l_{rd}/l_{th} に依存するものであり、鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れによって最大荷重に至る破壊形態であるものとする。そのため、破壊形態(ii)の場合、鉄筋の形状や A'_s など鉄筋の材料諸元に関係なく、 l_{rd}/l_{th}

を用いて耐力を評価できると考えられる。

図15に、 l_{rd}/l_{th} を同一とし、 H_{sy} をパラメータとした解析で得られた耐力を示す。 $n_s=3$ 本、 $f_{sy}=345\text{N/mm}^2$ である。破壊形態(i)である $l_{rd}/l_{th}=0.36$ では、鉄筋が荷重を負担しないため、 H_{sy} を増やしても耐力は一定である。 $l_{rd}/l_{th}=0.36$ 以上では、 H_{sy} を増やすと耐力が増加し、 l_{rd}/l_{th} によって程度は異なるが、ある H_{sy} 以上となると耐力が一定となる。耐力が一定になる範囲は、破壊形態(ii)であり、 H_{sy} 、つまり鉄筋の形状や A'_s 、 n_s 、 f_{sy} に関わらず、 l_{rd}/l_{th} のみで耐力が定まるため、 l_{rd}/l_{th} を用いて耐力を評価できる可能性がある。 $l_{rd}/l_{th}=3.0$ 、 $l_{rd}/$

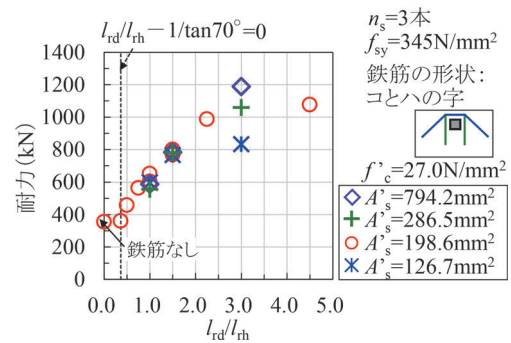


図14 l_{rd}/l_{th} 、 A'_s と耐力の関係

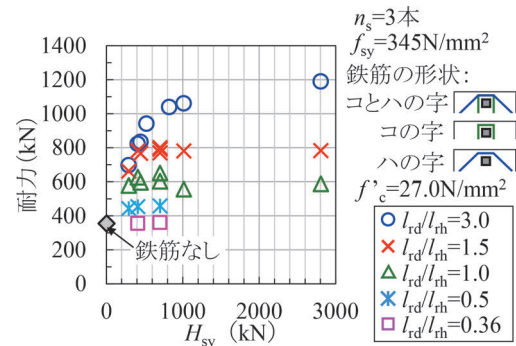


図15 $H_{sy}(=n_s \cdot A'_s \cdot f_{sy} \cdot \cos \theta_s)$ と耐力の関係

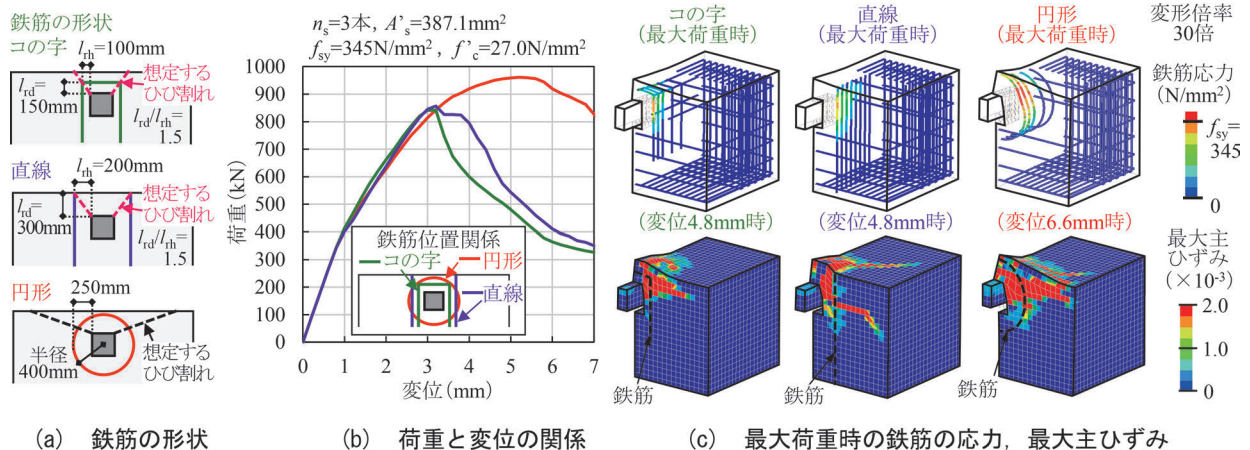


図13 鉄筋の形状が破壊形態に及ぼす影響

$l_{th}=1.5$ の結果をみると、 H_{sy} を増やすほど耐力が増加する範囲(横軸 $H_{sy}=0\sim 600\text{kN}$ 程度の範囲)では、 l_{rd}/l_{th} に関係なく、 H_{sy} が同一であれば同等の耐力となる。この範囲は、鉄筋が降伏して最大荷重に至る破壊形態(iii)となると推察される。破壊形態(iii)の場合、 l_{rd}/l_{th} に関わらず、 H_{sy} を用いて耐力を評価できる可能性がある。

以上より、(i)、(ii)、(iii)の3つの破壊形態は、 l_{rd}/l_{th} 、 f'_c の他、 n_s 、 A'_s 、 f_{sy} に応じて生じると考えられる。

5. 耐力の評価と破壊のメカニズム

5.1 破壊形態(i)に対して仮定した破壊のメカニズムに基づく耐力の評価

図16に、実験終了後ののはつり出し状況を示す。実験終了後、コンクリートの浮き箇所など脆弱箇所をはつりとした。ストッパー埋込み部の破壊は、単純支持梁のせん断破壊やスラブの押し抜き破壊とは異なり、あと施工アンカーのコーン状破壊のように引き抜かれるように破壊面を形成し破壊に至る場合⁴⁾と類似すると考え、コンクリートの水平耐力は、コンクリートのせん断強度と破壊面の面積を用いて式(3)で評価することとした。

$$H_{c1} = f_{po} \cdot A_r \quad (3)$$

ここに、 H_{c1} :コンクリートの水平耐力(破壊形態(i))(N)

f_{po} :せん断強度(N/mm²)

$$f_{po} = 0.17 \cdot \sqrt{f'_c}$$

A_r :図17に示す破壊面の面積(mm²)

$$A_r = d \cdot (2 \cdot e + c + \pi/2 \cdot d)$$

f'_c :コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

d :ストッパー前面から桁端(フーチング)縁端までの距離(mm)

e :ストッパーの埋込み長(mm)

c :ストッパーの幅(mm)

図18に、式(3)による算定値と鉄筋を配置していな

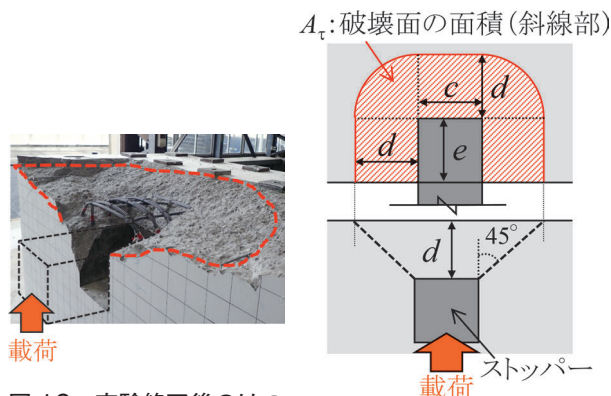


図16 実験終了後ののはつり出し状況(No.3)

図17 式(3)の A_r

い場合の解析値($f'_c=20.0, 27.0, 37.9, 50.0\text{N/mm}^2$)および実験No.1の解析値、実験値(実験で得られた耐力)の比較を示す。概ね評価できていることがわかる。 f_{po} の係数0.17は、算定値と解析値の比が1.0となるよう設定した。

5.2 破壊形態(ii)に対して仮定した破壊のメカニズムに基づく耐力の評価

荷重の低下要因となるひび割れは、鉄筋の載荷軸に平行な部分を選けた位置、ここでは鉄筋の折り曲げ付近を跨いで発生するため、鉄筋の折り曲げ位置がそのひび割れの角度に影響すると考え、ひび割れの角度が70°よりも小さくなることをせん断強度の割増しとして式(3)に係数 η を掛けた式(4)で評価することとした。

$$H_{c2} = \eta \cdot f_{po} \cdot A_r \quad (4)$$

ここに、 $\eta = 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}} \geq 1.0$

H_{c2} :コンクリートの水平耐力(破壊形態(ii))

l_{rd}, l_{th} :ストッパー外縁から鉄筋の折り曲げまでの載荷軸方向の距離、載荷軸直交方向の距離(mm)

図19に、各解析で得られた耐力とそれと同じ f'_c の

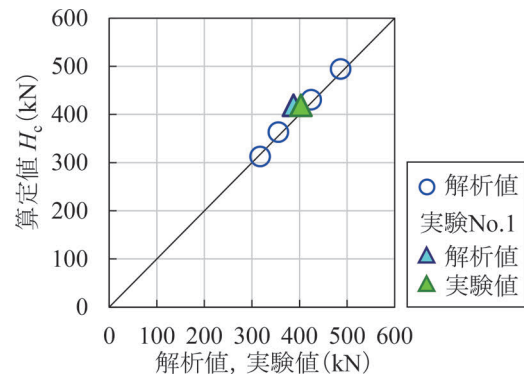


図18 算定値と解析値、実験値の比較

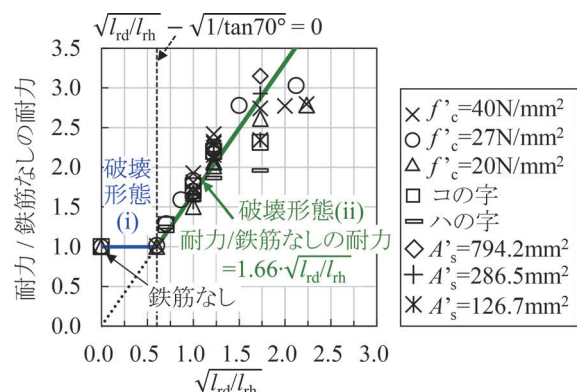


図19 (耐力/鉄筋なしの耐力)と $\sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ の関係

鉄筋を配置していない場合の耐力の比（耐力 / 鉄筋なしの耐力）と $\sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ の関係を示す。パラメータは、 $n_s=3$ 本、 $A'_s=198.6\text{mm}^2$ 、 $f_{sy}=345\text{N/mm}^2$ 、鉄筋の形状はコとハの字、 $f'_c=27\text{N/mm}^2$ を基本とし、 f'_c と A'_s を変化させた。

$\sqrt{l_{rd}/l_{th}} - \sqrt{1/\tan 70^\circ} > 0$ である破壊形態 (ii) と考えられる範囲の結果を近似すると、（耐力 / 鉄筋なしの耐力） $= 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ となる。これより、 η を $1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ とし、仮定した通り、 H_{cl} に η を乗じることにより、破壊形態 (ii) の耐力を評価できることがわかる。

$\sqrt{l_{rd}/l_{th}} - \sqrt{1/\tan 70^\circ} < 0$ である破壊形態 (i) と考えられる範囲の結果は、（耐力 / 鉄筋なしの耐力） $= 1.0$ とみなせるため、式 (4) の η を 1.0 とすると、式 (4) は、式 (3) の H_{cl} となる。 η は、 $\sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ が $\sqrt{1/\tan 70^\circ}$ となる時に 1.0 となり、 $\sqrt{l_{rd}/l_{th}} - \sqrt{1/\tan 70^\circ} < 0$ となると η は 1.0 より小さくなる。そのため、 η に 1.0 以上という条件を設けることによって、破壊形態 (i) および破壊形態 (ii) の両耐力を式 (4) により評価することができる。

5.3 破壊形態 (iii) に対して仮定した破壊のメカニズムに基づく耐力の評価

約 70° のひび割れを跨ぐ鉄筋が降伏して最大荷重に至るため、コンクリートの水平耐力と鉄筋の降伏耐力の足し合わせによって式 (5) で評価することとした。

$$H_{po} = H_{cl} + H_{sy} \quad (5)$$

ここに、 H_{po} : 水平耐力（破壊形態 (iii)）

H_{cl} : 式 (3) に示すコンクリートの水平耐力（破壊形態 (i)）

H_{sy} : 式 (2) に示す鉄筋の降伏耐力

図 20 に、図 15 で示した $l_{rd}/l_{th}=3.0$ 、 $l_{rd}/l_{th}=1.5$ の破壊形態 (iii) と考えられる範囲（横軸 $H_{sy}=0\sim 600\text{kN}$ の範囲）の結果を用いて、各解析で得られた耐力から鉄筋を配置していない場合の耐力を引いた値（耐力 - 鉄筋なしの耐力）と H_{sy} の関係を示す。破壊形態 (iii) と考え

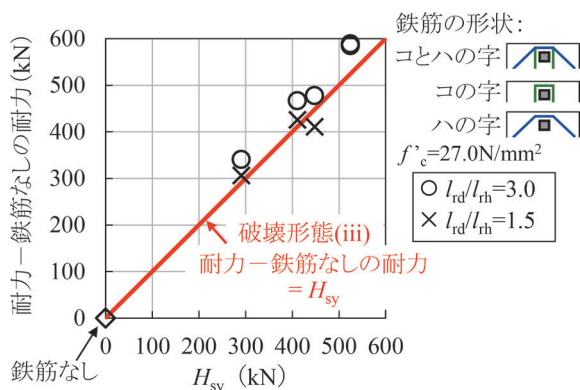


図 20（耐力 - 鉄筋なしの耐力）と H_{sy} の関係

られる範囲の結果は、図中に示す（耐力 - 鉄筋なしの耐力） $= H_{sy}$ の線に近似する。これより、 H_{cl} と H_{sy} の足し合わせで耐力を評価できることがわかる。

5.1~5.3 節より、想定したメカニズムに基づく式により解析値を概ね精度良く評価ができています。このことから、各破壊形態で仮定したメカニズムに従って破壊が生じると考えられる。

6. ストッパー埋込み部の設計耐力算定式の提案

6.1 設計耐力算定式の概要

破壊形態 (i)、(ii) の設計耐力算定式を式 (3)、(4) に基づき $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ とし、破壊形態 (iii) の設計耐力算定式を式 (5) に基づき $H_{pod} (= H_{cd} + H_{syd})$ とする。 $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ と H_{pod} の小さい方が設計耐力となるため、「 $H_{pod} > \eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ となる場合には、 $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ とする。」と示し、ストッパー埋込み部の設計耐力算定式を式 (7) とした。

$$H_{pod} = H_{cd} + H_{syd} \quad (7)$$

ここに、

H_{pod} : ストッパー埋込み部の設計水平耐力

$H_{pod} > \eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ となる場合には、 $\eta \cdot \xi \cdot H_{cd}$ とする。

$\eta = 1.66 \cdot \sqrt{l_{rd}/l_{th}}$ ただし、 $1.0 \leq \eta \leq 3.2$ とする。

l_{rd}, l_{th} : ストッパー外縁から鉄筋の折り曲げまでの
 載荷軸方向の距離、載荷軸直交方向の距離
 (mm)

ξ : 補強鉄筋以外の鉄筋の影響等を表す係数。1.2。

H_{cd} : 補強鉄筋を用いないストッパー埋込み部の
 設計

水平耐力 (N) $H_{cd} = f_{pod} \cdot A_t / \gamma_b$

$f_{pod} = 0.15 \cdot \sqrt{f'_c}$ (N/mm²)

f'_c : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

A_t : 破壊面の投影面積 (mm²) $A_t = \lambda \cdot a_t$

λ : ストッパーの剛性や埋込み長、ストッパーから
 桁端縁端までの距離等の係数を表す係数

a_t : 基準となる破壊面の投影面積 (mm²)

鋼角ストッパーの桁端埋込み部の場合、

$a_t = d \cdot (2e + c + \pi/2 \cdot d)$

$\lambda = (e \cdot c/d^2)^{1/3}$ ただし、 $\lambda > 1.6$ の場合、1.6
 とする。

d : ストッパー前面から桁端縁端までの距離 (mm)

e : ストッパーの埋込み長 (mm)

c : ストッパーの幅 (mm)

γ_b : 部材係数

H_{syd} : 補強鉄筋により受け持たれるストッパー埋込み
 部の設計水平耐力 $H_{syd} = f_{syd} \cdot A_s \cdot \cos \theta_s / \gamma_b$

- f_{syd} : 補強鉄筋の設計引張降伏強度
- A_s : 破壊面を跨ぐ範囲に配置される補強鉄筋の面積
- θ_s : 補強鉄筋が設計水平力の作用軸となす角度
- γ_b : 部材係数

なお、 ζ は、補強鉄筋以外の鉄筋の影響を考慮した係数であり、一般的な配筋の割合における値とした³⁾。鋼角ストッパーの曲げ剛性が、小さいほど支圧応力分布が桁下面に集中し、破壊面が小さくなる⁵⁾。その他、破壊面は、ストッパーの埋込み長やストッパーから桁端縁端までの距離等の影響を受けるため、 λ をこれらの影響を考慮する係数とした。 λ の上限値については、解析および埋込み長に関わる実績等から定めた。

6.2 耐力の評価

図 21 に耐力の算定値と解析値、実験値の関係を示す。算定値は、式 (7) における f_{pod} を $0.17 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$ として計算したものである。材料係数と部材係数は 1.0、補強鉄筋以外の鉄筋は配置していないため ζ は 1.0 である。検討を実施した諸元は、 c (150~450mm)、 d (150~600mm)、 e (150~450mm)、ストッパーの剛性や埋込み長、ストッパーから桁端縁端までの距離等の影響を表す係数 λ (0.6~1.6)、コンクリートの圧縮強度 f'_c (20.0~41.0N/mm²)、 $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ (0.60~(1.0 \leq 0))、鉄筋の降伏耐力 H_{syd} (137~2807kN) である。

式 (7) では、実験および解析の結果を参考に、実験で得られた耐力 (実験値) と解析値の差を考慮し、 $f_{pod} = 0.17 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$ に実験値と解析値の比 (実験値 / 解析値) の平均 0.88 を掛けて、 $f_{pod} = 0.15 \cdot \sqrt{f'_{cd}}$ とした。

6.3 耐力算定値と各諸元の関係

図 22 に、耐力の算定値、解析値と $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ および補強鉄筋の降伏耐力 H_{syd} の関係を示す。 e 、 d 、 c は 300mm である。算定値は、図 21 に示すものと同様の条件で算出した。(a) より耐力を増加させるには $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ が大きくなるように鉄筋を配置するのがよい。また、(b) より

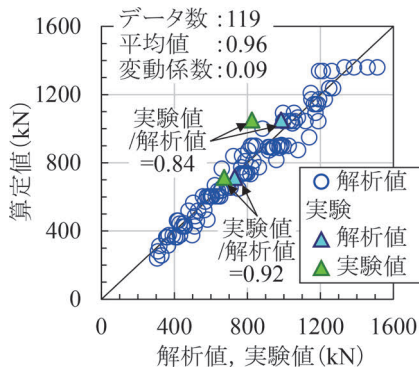


図 21 耐力の算定値と解析値、実験値の関係

補強鉄筋の量のみを増やしても破壊形態 (ii) となり耐力が増加しない場合があるため、補強鉄筋量に応じて $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ を大きくなるように補強鉄筋を配置するのがよい。ただし、補強鉄筋を多量に配置した場合、鋼角ストッパー前面に生じる圧縮応力分布が桁座・桁端に集中して破壊面が小さくなることや他の破壊形態が生じることにより、算定結果よりも耐力が増加しにくくなる可能性がある。そのため、(c) に示す $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ と H_{syd} をパラメータとした本検討の範囲で耐力が最も大きい場合 ($\sqrt{l_{rd}/l_{rh}} = 1.73$, $H_{syd} = 2806\text{kN}$ の場合) を η の上限値 3.2 と設定した。これを超える場合には、非線形有限要素解析等を用いて検討を行うのがよい。

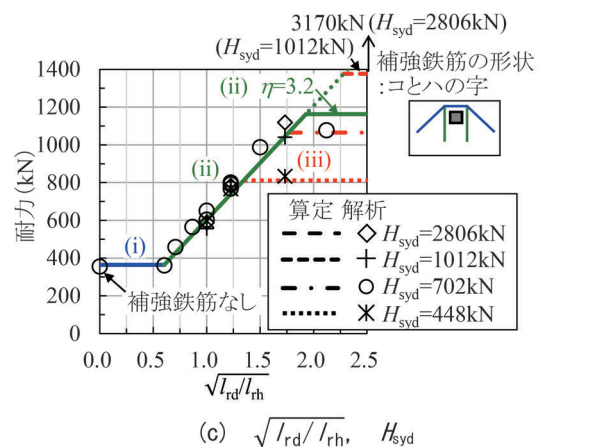
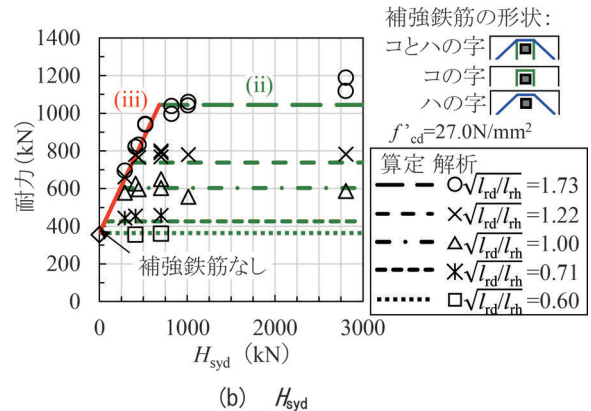
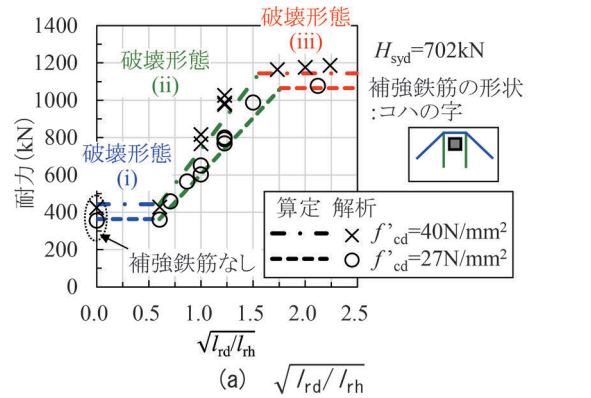


図 22 耐力の算定値、解析値と $\sqrt{l_{rd}/l_{rh}}$ および H_{syd} の関係

7. まとめ

本報告では、ストッパー埋込み部の鉄筋の配置が耐力や破壊形態に及ぼす影響、破壊のメカニズムを明らかとし、それらに基づく設計耐力算定式について検討した。

- (1) 鉄筋の量を増やすことなく、鉄筋の配置のみの変更によって耐力を向上できる。
- (2) ストッパー埋込み部は、諸元の違いにより、(i)～(iii)の3つの破壊形態となる。
 - (i) 鉄筋が70°のひび割れで形成される破壊面に交差せずに最大荷重に至る。
 - (ii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏する前に、鉄筋の折り曲げ付近を跨ぐひび割れが発生して最大荷重に至る。
 - (iii) 70°のひび割れで形成される破壊面に交差する鉄筋が降伏して最大荷重に至る。
- (3) (2)の各形態の破壊メカニズムに基づき、鉄筋の配置の変更により増加する耐力を評価可能な算定式を提案した。

なお、本研究の一部は、国土交通省の鉄道技術開発費補助金を受けて実施した。また、本論文は、文献6と同じ

内容を含んでいる。

文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999
- 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，丸善，2004
- 3) 平野悠輔，轟俊太郎，田所敏弥：実橋モデルを用いた鋼角ストッパー埋込み部の損傷に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.679-684，2021
- 4) 鉄道総合技術研究所：あと施工アンカーの設計・施工の手引き，pp.35-37，2018
- 5) 轟俊太郎，岡本大，進藤良則，西恭彦，下津達也：鋼角ストッパー周辺のコンクリートのせん断破壊性状に及ぼすストッパーの曲げ変形の影響，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.70，I-255，pp.509-510，2015
- 6) 轟俊太郎，田所敏弥，渡邊忠朋，岡本大：鉄道橋りょうにおける鋼角ストッパー埋込み部の鉄筋の配置に応じた破壊のメカニズム，土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造），Vol.78，No.3，pp.197-209，2022

混合セメントを考慮したコンクリートの収縮ひずみ予測式

渡辺 健* 中村 麻美* 石田 哲也** 渡邊 忠朋***

Prediction Equation for Shrinkage Strain of Concrete Considering the Effect of Mixed Cement

Ken WATANABE Mami NAKAMURA Tetsuya ISHIDA Tadatomo WATANABE

In order to cope with various design conditions of concrete structures, a prediction equation for the shrinkage strain of concrete has been developed, which allows input of the effects of cement types, aggregate shrinkage strain, and the application of liquid water, in addition to the conventionally indicated mix proportion of concrete and ambient relative humidity. The prediction equation is formulated based on the 3D material-structure interaction analysis system (DuCOM-COM3). The prediction equation can explain the phenomena that appear to be caused in part by concrete shrinkage, such as strain of concrete in prestressed concrete (PC) girders in service using blast furnace cement concrete (Class B).

キーワード：コンクリート，収縮，混合セメント，骨材の収縮ひずみ，DuCOM-COM3，降雨

1. はじめに

車両の走行性確保など、コンクリート橋りょうを確実に管理するために、今後、径間割の多様化、支間長の増加が見込まれ、気象条件も変化^{例えは¹⁾}する我が国の橋りょうの応答を、設計耐用期間にわたり推定する重要性が高まっている。また、良質な骨材の入手が困難になることの懸念に対して²⁾、コンクリートにフライアッシュや高炉スラグ微粉末を混入することで構造物の耐久性を確保しようとする事例³⁾⁴⁾⁵⁾も報告されており、この影響を構造計算において考慮することが求められている。

プレストレストコンクリート(PC)桁のたわみの特徴的な増加傾向を捉えるため、構造物の部位の降水や湿度に応じた、予測式の適用方法を含む構造解析法が提示されている⁶⁾⁷⁾⁸⁾。収縮ひずみおよびクリープひずみ予測式について、混合セメントを用いたコンクリート⁹⁾¹⁰⁾、構造物寸法や長期材齢への適合、地域条件にも配慮した知見が求められる。特に気象条件の影響について、外気の相対湿度や、降水など水掛かりの影響により収縮ひずみが大きく低減することが報告されている¹¹⁾。また、骨材について、骨材の収縮がコンクリートの収縮ひずみに及ぼす影響が大きい¹²⁾¹³⁾。最近では、骨材の収縮ひずみを計測する事例も報告されており¹⁴⁾、今後、計測方法が標準化されることが期待される。

本研究は、コンクリート構造物の設計分野において、特に橋りょう等の設計条件を想定し、長期変位、長期変形を予測するために用いるコンクリートの収縮ひずみの

予測式を構築することを目的とする。コンクリート構造物の様々な設計条件に対応するために、従来⁷⁾⁸⁾指摘されていた材料諸元や外気相対湿度に加えて、フライアッシュおよび高炉スラグ微粉末を混入したセメントに対応するとともに、長期材齢への適用性を確保しつつ、水掛かりや骨材の収縮ひずみといった地域の特徴を導入できる予測式を示すものである。検討では、数年以下の実験結果では、判断が困難なスケールの構造物を設計耐用期間である100年にわたり考慮するために、実構造物における諸現象を説明可能とする材料-構造連成応答解析システム DuCOM-COM3を用いて、無筋コンクリートの解析を実施し、この解析結果に基づき定式化した。

2. DuCOM-COM3による解析

2.1 コンクリートのモデル化

DuCOM-COM3は、セメント系複合材料の硬化過程をナノからマイクロメートルスケールでモデル化して追跡する材料物理化学解析システム DuCOM と、鉄筋コンクリート構造物のひび割れと鉄筋降伏以降の損傷を扱う構造解析システム COM3 を統合したものである^{15)~18)}。

図1に、部材厚 $H=400\text{mm}$ を例に解析モデルを示す。詳細は、既報⁹⁾に示す。対象モデルは、 X 方向および Y 方向に解析対称面を有する1/4対称モデルとした。構築する予測式は、箱桁やT形桁などへの適用を想定している。箱桁やT形桁などは、複雑な断面形状がゆえに排水距離を唯一に設定することが困難であるが、桁のウェブやフランジとする部位に着目すると、2面の暴露面を有する面部材と扱うことができる。そこで、気象に関する境界条件は上下の2面の暴露面とし、その他の面

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

** 東京大学

*** 株式会社 HRC 研究所

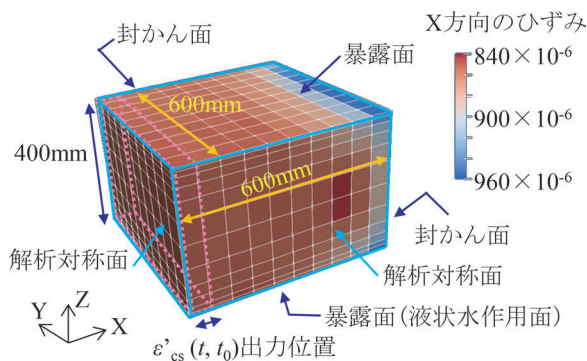


図1 1/4 対称モデルおよびX方向のひずみ分布 (H=400mmの例)¹⁹⁾

は封かんとした。断面内で平面保持を確保するため、水分逸散の方向(Z軸方向)の部材厚に対して、解析モデルの幅と奥行きを3倍に設定した。図1に、X方向のひずみ分布および検討に用いた収縮ひずみ $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ の出力位置を示す。 $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ は、断面内で平面保持が概ね成立している解析対称面から要素1列分のX方向のひずみを出力することとし、この平均値とした。

要素寸法の最大値は100mmとしたが、暴露面に接するコンクリートの要素は水分分布が大きく変化する可能性があるために、解析の安定性を担保できるように暴露面近傍では10mmとし、暴露面からの距離の増加につれて緩やかに大きくなるように設定した。なお、解析は、材齢約100年まで実施することを基本とした。また、コンクリートの引張強度を高く設定することで、部材表面での局所的なひび割れの発生が収縮に及ぼす影響は考慮していない。

2.2 影響因子の選定

表1に、検討した影響因子を示す。基本ケースとして、常時乾燥($t_{pre}=0$)、 $W=160\text{kg/m}^3$ 、 $\epsilon'_{ag}=800 \times 10^{-6}$ 、乾燥開始時材齢 $t_0=7$ 日と設定し、セメント種類、 W/B 、 RH 、 H の影響を検討した。乾湿繰返し($t_{pre}>0$)の場合、セメント種N、 $W=160\text{kg/m}^3$ 、 $\epsilon'_{ag}=800 \times 10^{-6}$ 、 $t_0=7$ 日とし、 W/B 、 H 、 RH 、液状水作用時間 t_{pre} に焦点をあてた。空気量や細骨材率、材料の密度や比表面積は標準的な値とした。普通ポルトランドセメントの鉱物組成比は、カタログ値を参考に設定した。骨材の物性として、解析では ϵ'_{ag} を入力可能である。骨材の吸水率は1.61%と設定した。

我が国の気象条件の特徴として、年平均湿度は概ね60%~80%、月降水時間の年平均値は概ね1.5日~4日であった²⁰⁾。そこで、解析では、2面の暴露面に作用する雰囲気湿度は同一の値とし、年平均湿度を包含する $RH=55\% \sim 85\%$ を設定した。水掛かりの影響は、主に降水によるものを想定して、図1に示す通り、2面の暴露面のうち1面にのみ液状水が作用するものとした。

表1 解析因子 (*は基本ケース)¹⁹⁾

影響因子	検討範囲
セメント種類	N*, BB, FB
W/B	0.35, 0.40, 0.50
W (kg/m ³)	145, 160*, 175
RH (%)	55, 60, 70, 85
H (mm)	100, 200, 400, 600, 1000
ϵ'_{ag} ($\times 10^{-6}$)	0, 400, 800*, 1200
t_0 (日)	1, 3, 7*, 14, 28, 90, 365
液状水作用時間 t_{pre}	28日間で0日*, 1日, 4日, 12日

W/B: 水結合材比, W: 単位水量, RH: 外気相対湿度, H: 部材厚, ϵ'_{ag} : 骨材収縮ひずみ, t_0 : 乾燥開始時材齢, N: 普通セメント, BB: 高炉セメント(置換率45%, B種相当), FB: フライアッシュセメント(置換率15%, B種相当)

2.3 常時乾燥 ($t_{pre}=0$ 日)における解析結果

常時乾燥条件における解析結果として、図2に、収縮ひずみ $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ を示す。ここで、 $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ は、乾燥開始時材齢 t_0 から材齢 t までのひずみ変化量であり、収縮を正で表す。

$\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ は、コンクリートが保有する水分量やその分布の変化と強い相関があるとともに、この変化する速度は、材齢、材料諸元および暴露面からの距離等に依存する²¹⁾。このコンクリート中の水分分布は、暴露面における水分のやり取りや、セメントの水和の影響で変化する。そこで、前者を水分逸散、後者を自己乾燥と表現し、 $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ の増加傾向(以下、経時変化)および $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ の最終値と、主な因子の影響について以下で考察する。

図2に示す通り、部材厚 H の増加に伴い、 $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ が長期にわたり変化する特徴を有するとともに、解析終了時の $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ は減少した。 H の増加に伴い、中心部は乾燥の影響を受けにくくなることで、比較的水和反応が阻害されず進展することから、微細組織が緻密になることで乾燥収縮ひずみが小さくなるためと考えられる。

暴露面近傍では、外部への乾燥と水和による自己乾燥の両者が組み合わさることで、細孔内相対湿度 h の低下が顕著になる。部材厚が大きいと、内部があまり外部への乾燥の影響を受けないため、表面の外部への水分逸散および自己乾燥に対して、内部から水分が補填される。一方、 H が小さい場合、 h の低下に対して外気からの吸湿により補填される割合が大きく影響するため、図2(c)(f)の $H=200\text{mm}$ で確認される通り、 $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ は減少に転ずる傾向となったと考えられる。

解析終了時の $\epsilon'_{cs}(t, t_0)$ は、水結合材比 W/B が増加するほど増加した。 W/B の増加に伴い、コンクリートの剛性が低下し、水分逸散に伴う体積変化を抑制する力が小さくなること、およびセメントペースト中の単位水量の増加により、自己乾燥よりも水分逸散の影響が支配的となることによるものである。また、 W/B の増加に伴い、初期の材齢に伴う収縮ひずみの増加が緩やかになった。

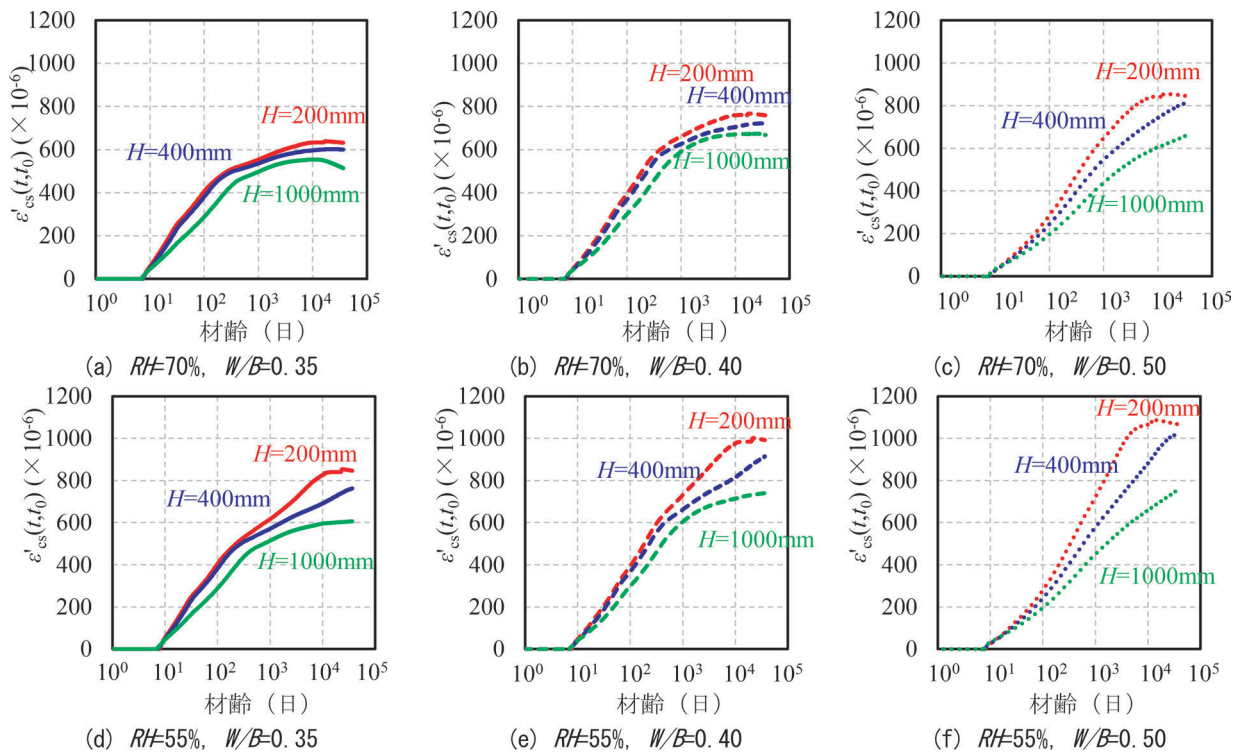


図2 収縮ひずみの経時変化 (N , $W=160 \text{ kg/m}^3$, $t_0=7$, 常時乾燥)¹⁹⁾

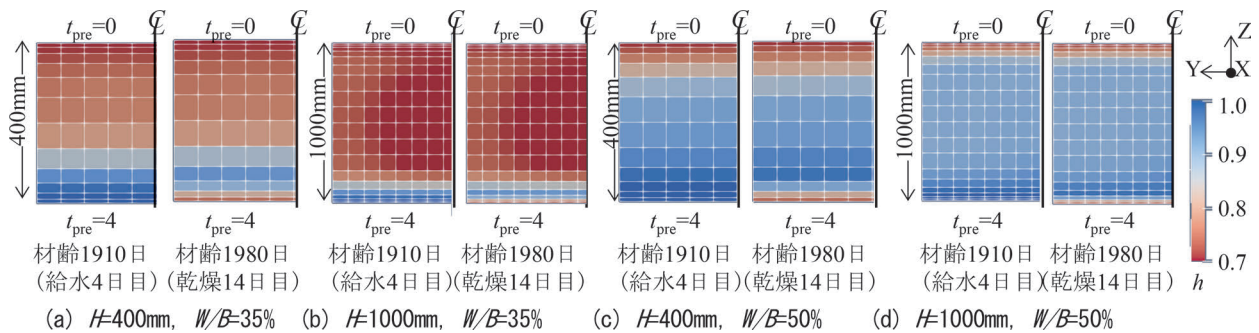


図3 コンクリート要素の細孔内相対湿度分布 (N , $RH=70\%$, 乾湿繰返し)¹⁹⁾

これは、 W/B の増加に伴い、初期の材齢における収縮挙動に支配的なメカニズムが、水和等による自己乾燥から、外気への水分逸散に移行するためである。

H が大きいケースでは、低水結合材比のコンクリートにおいて、ひずみが減少する傾向があった(図2(a))。これは、水和の進行に伴う自己乾燥が顕著になり、環境の影響を受けにくい部材内部の相対湿度が外部環境より顕著に低下し、長期的な吸湿によって収縮から膨潤に転じたためである。

単位水量 W に依存した影響は、材齢によらずほぼ一定であったことから、以降の検討では $W=160 \text{ kg/m}^3$ に固定することとした。

2.4 乾湿繰返しの解析結果

乾湿繰返しの影響を評価した解析結果として、図3

に、細孔内相対湿度 h の分布を示す。給水4日目では片側暴露面より水分が浸透するが、14日目(給水終了後14日)をみても、暴露面近傍を除き、湿潤状態が保たれている。コンクリートへの液状水の浸透速度に対して、外気への水蒸気の逸散速度が小さいため²¹⁾、月当たり降水日数が1~4日である我が国の降水条件では、水掛かりの影響をうける暴露面近傍のコンクリート中の水分逸散が進行しない。その結果、月当たりの降水日数にはあまり依存せず、含水状態が保持されると考えられる。また、図3は、 W/B にも依存して h の分布が大きく異なった。これは、 $W/B=0.50$ と比較して、 $W/B=0.35$ では、同一材齢において自己乾燥により h が低下すること、細孔構造が緻密になり、コンクリート中の水分移動速度が小さいため、降水時に浸透した水分が内部にあまり移動しないためと考えられる。

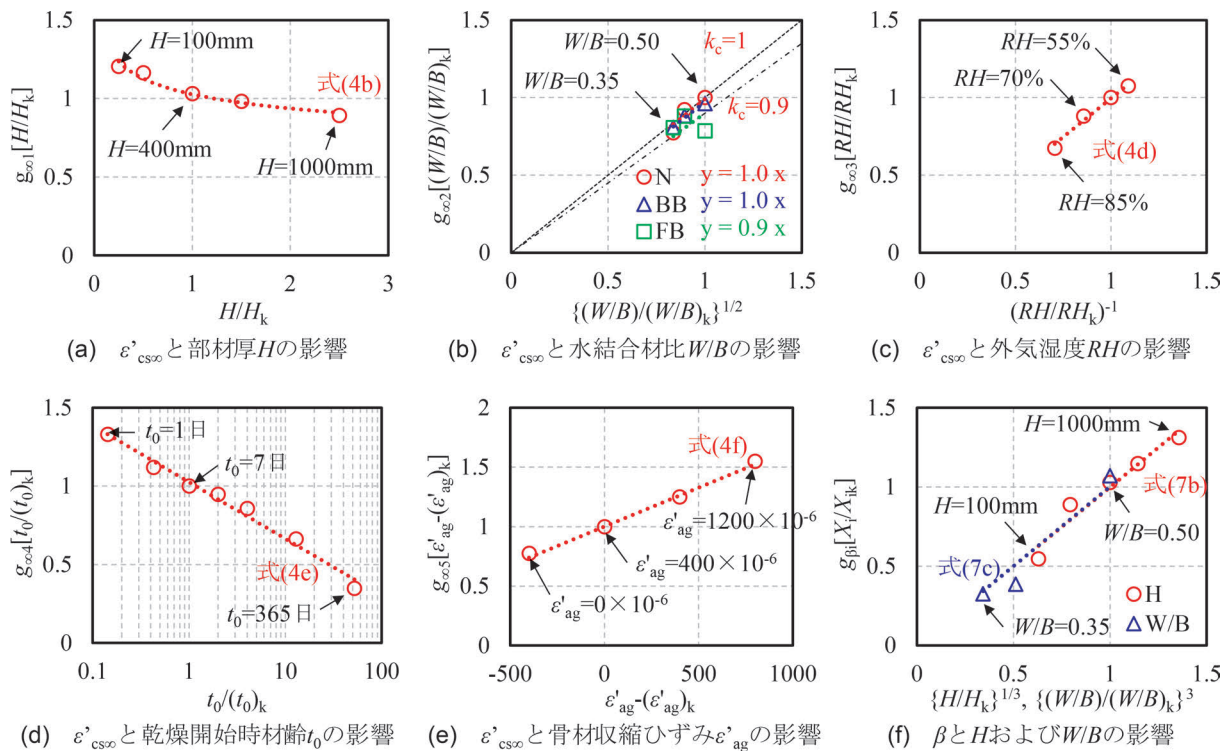


図4 $\varepsilon'_{cs\infty}$ と β に及ぼす各因子の影響¹⁹⁾

3. 収縮ひずみ予測式の構築

3.1 収縮ひずみ予測式の基本思想

構築する収縮ひずみ予測式は、乾燥開始時材齢 t_0 から任意材齢 t までに生じる収縮ひずみ $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$ を算出する。なお、構造物の建設工程を考えると、PC 橋りょうでは養生が終了し、乾燥が開始する時点の材齢と、プレストレスロスの算定等、構造解析において収縮を考慮し始める材齢が異なる場合もあるが、本検討における t_0 は、暴露面における外気への水分逸散が開始する材齢である。

本検討では、経時変化を表す項が一つであり、各変数の影響を包括して扱うことができるとともに、予測式の構造をより理解しやすい双曲線関数を用いて表現することとした。双曲線関数を用いた収縮ひずみ予測式は、式(1)のように表される。

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = \varepsilon'_{cs\infty} \times \left[\frac{(t-t_0)}{\beta + (t-t_0)} \right] \quad (1)$$

ここに、 $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$: t_0 から t までに生じるコンクリートの収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)、 $\varepsilon'_{cs\infty}$: 収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-6}$)、 β : 収縮ひずみの経時変化特性を表す項、である。

PC 構造物の施工では、材齢 1 日におけるプレストレス導入も想定して、乾燥開始時材齢は $t_0 \geq 1$ 日を定式化の対象とした。定式化に用いた解析値 $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$ には、コンクリートの寸法、配合、材齢など設定条件に応じて

内部計算される、水和熱に起因するひずみの値も含まれている。

3.2 常時乾燥 ($t_{dre} = 0$ 日) の収縮ひずみの予測式

3.2.1 収縮ひずみの最終値 $\varepsilon'_{cs\infty}$

$\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$ の最終値 $\varepsilon'_{cs\infty}$ を、式(2)を用いて示す。

$$\varepsilon'_{cs\infty} = k_r \times A_{\infty 1} \times f_{\infty 1}(H) \times f_{\infty 2}(W/B) \times f_{\infty 3}(RH) \times f_{\infty 4}(t_0) \times f_{\infty 5}(\varepsilon'_{ag}) \quad (2)$$

ここに、 $A_{\infty 1}$: 定数、 $f_{\infty i}(X_i)$: 因子 X_i の影響を考慮する関数、 k_r : 水掛かりの程度の影響を表す係数、である。なお、 $f_{\infty i}(X_i)$ はべき乗を基本としたが、関数形状は各因子の感度に応じて検討した。

$\varepsilon'_{cs\infty}$ の標準値に対応する各諸元 X_{ik} を設定すると、式(2)は式(3)により表せる。

$$\varepsilon'_{cs\infty} = k_r \times \varepsilon'_{cs\infty k} \times g_{\infty 1}[H/H_k] \times g_{\infty 2}[(W/B)/(W/B)_k] \times g_{\infty 3}[RH/RH_k] \times g_{\infty 4}[t_0/(t_0)_k] \times g_{\infty 5}[\varepsilon'_{ag} - (\varepsilon'_{ag})_k] \quad (3)$$

ここに、 $\varepsilon'_{cs\infty k}$: 収縮ひずみの最終値の標準値、 $g_{\infty i}[X_i/X_{ik}]$: $f_{\infty i}(X_i)$ を各諸元 X_{ik} で正規化した関数、である。

$\varepsilon'_{cs\infty k}$ に対応する諸元 X_{ik} は、一般的な構造物の条件を想定し、 $H_k = 400\text{mm}$ 、 $(W/B)_k = 0.50$ 、 $RH_k = 60\%$ 、 $(t_0)_k = 7$ 日、 $(\varepsilon'_{ag})_k = 400 \times 10^{-6}$ とした。

図4に、 $\varepsilon'_{cs\infty}$ と β に及ぼす各因子の影響として、

DuCOM-COM3 による解析結果より得られた、 $g_{\infty i}[X_i/X_k]$ と X_i/X_k の関係を示す。図中には、式(4)による予測値を併せて示す。

図4(a)に、 H の影響を示す。 $H=100\sim 1000\text{mm}$ 、材齢100年とした本検討では、 H の増加に伴い、 $\varepsilon'_{\text{cs}\infty}$ は減少した。そして、解析値を参考に、 H の増加に伴う $\varepsilon'_{\text{cs}\infty}$ の減少は徐々に鈍化する関数で表すこととした。

図4(b)に W/B の影響を示す。 $W/B=0.35\sim 0.50$ では、 $\varepsilon'_{\text{cs}\infty}$ は $W/B^{1/2}$ に比例して増加した。また、 N を用いたコンクリートに対して、 BB は同程度、 FB ではやや小さくなる傾向を示した。これは、実験的知見ではあるが、高炉セメントB種に対する報告⁹⁾や、フライアッシュの混入により乾燥収縮がやや低減されるという報告¹⁰⁾¹¹⁾とも整合する。そこで、 N と BB は一致することとし、 FB は N の0.9倍として表すこととした。

図4(c)に RH の影響を示す。 RH の低下に伴い $\varepsilon'_{\text{cs}\infty}$ は増加した。図中の式(4d)は、標準的な外気相対湿度での予測精度を優先して $RH=55\%\sim 70\%$ のデータを用いて定めたが、 RH^{-1} に比例する関数を用いることで、 $RH=85\%$ の解析結果も配慮して表すこととした。

図4(d)に乾燥開始時材齢 t_0 の影響を示す。 t_0 の増加に伴い $\varepsilon'_{\text{cs}\infty}$ は減少した。乾燥開始までに封かん状態で水和反応が進行することで、乾燥開始が遅くなるほど乾燥開始時材齢での h が低下する。さらには、微細組織が緻密になることで水分移動速度が低下する結果、乾燥開始以降の気中への水分逸散量が減少するためと考えられる。ここでは、対数に対して、単調に減少する関数を用いて表すこととした。

図4(e)に、粗骨材の収縮ひずみ ε'_{ag} の影響を示す。 $\varepsilon'_{\text{cs}\infty}$ は、 ε'_{ag} の増加に伴い単調に増加した。そこで、 ε'_{ag} に対して、線形の関数を用いて表すこととした。

以上、各因子 X_k の影響を表す関数 $g_{\infty 1}[H/H_k] \sim g_{\infty 5}[\varepsilon'_{\text{ag}} - (\varepsilon'_{\text{ag}})_k]$ が、 $\varepsilon'_{\text{cs}\infty k}$ に対応する各諸元において1となるように、各関数の係数および定数を決定した。得られた $\varepsilon'_{\text{cs}\infty}$ の各項を式(4a)～式(4g)に示す。

$$\varepsilon'_{\text{cs}\infty k} = 710 \quad (4a)$$

$$g_{\infty 1}[H/H_k] = (H/H_k)^{-1/10} \quad (4b)$$

$$g_{\infty 2}[(W/B)/(W/B)_k] = k_c \times \{(W/B)/(W/B)_k\}^{1/2} \quad (4c)$$

$$g_{\infty 3}[RH/RH_k] = (RH/RH_k)^{-1} \quad (4d)$$

$$g_{\infty 4}[t_0/(t_0)_k] = -0.16 \times \log \{t_0/(t_0)_k\} + 1 \quad (4e)$$

$$g_{\infty 5}[\varepsilon'_{\text{ag}} - (\varepsilon'_{\text{ag}})_k] = 0.0007 \times \{\varepsilon'_{\text{ag}} - (\varepsilon'_{\text{ag}})_k\} + 1 \quad (4f)$$

$$k_c = 1(N, BB), 0.9(FB) \quad (4g)$$

ここに、 k_c ：セメント種類を考慮する係数、である。

3.2.2 収縮ひずみの経時変化特性 β

2章で示した通り、主な影響因子である H や W/B を用いて、 β は式(5)により示すこととした。

$$\beta = A_{\beta 1} \times f_{\beta 1}(H) \times f_{\beta 2}(W/B) \quad (5)$$

ここに、 $A_{\beta 1}$ ：定数、 $f_{\beta 1}(X_i)$ ：因子 X_i の影響を考慮する関数、である。

式(5)は、収縮ひずみの最終値の標準値 $\varepsilon'_{\text{cs}\infty k}$ に対応する各諸元 X_k を設定すると、式(6)により表せる。

$$\beta = A_{\beta} \times g_{\beta 1}[H/H_k] \times g_{\beta 2}[(W/B)/(W/B)_k] \quad (6)$$

ここに、 A_{β} ：定数、 $g_{\beta 1}[X_i/X_k] : f_{\beta 1}(X_i)$ を各諸元 X_{ik} で正規化した関数、である。

図4(f)に、DuCOM-COM3の解析結果を用いて、 $g_{\beta 1}[H/H_k]$ と H/H_k 、 $g_{\beta 2}[(W/B)/(W/B)_k]$ と $(W/B)/(W/B)_k$ の関係および式(7b)(7c)の予測値を示す。なお、式(6)は、基本ケースのデータを用いて定式化した。図4(f)に示す通り、 H の増加に伴い β が増加した。これは、収縮ひずみが長期にわたり増加することを示している。

β について、拡散理論に基づき H の二乗に比例する算定式が報告されている⁷⁾。一方、図4(f)は、 H の影響は、水分移動係数を唯一の値とした拡散理論に従うと仮定した場合よりもやや小さい結果となった。これは、含水状態や水和に応じて、水分移動係数が材齢に依存して変動する²²⁾ため、水分移動係数を唯一の値とした方法と差異が生じたものと考えられる。

また、 W/B が小さいと、自己収縮が卓越する材齢初期において、材齢に伴う $\varepsilon'_{\text{cs}}(t, t_0)$ の増加が比較的大きい傾向を示した(図2)。この傾向を表すために、 W/B が小さいほど β を小さく設定した(図4(f))。そして、 $g_{\beta 1}[H/H_k]$ および $g_{\beta 2}[(W/B)/(W/B)_k]$ が、収縮ひずみの標準値に対応する各諸元において1となるように、関数の係数および定数を決定した。得られた β の各項を式(7a)～式(7c)に示す。

$$A_{\beta} = 340 \quad (7a)$$

$$g_{\beta 1}[H/H_k] = (H/H_k)^{1/3} \quad (7b)$$

$$g_{\beta 2}[(W/B)/(W/B)_k] = \{(W/B)/(W/B)_k\}^3 \quad (7c)$$

3.3 予測式における水掛かりの影響の考慮

水掛かりの影響は2つの暴露面のうち1面のみとしており、水分供給に関する境界条件は非対称であるため、図4(c)に示す RH が $\varepsilon'_{\text{cs}}(t, t_0)$ に及ぼす影響とは異なる傾向を示す。そこで、式(3)の、水掛かりの影響を表す係数 k_r は、材齢2000日時点での、液状水が作用しない際の収縮ひずみに対する、液状水が作用する際の収縮ひずみの比率で表すこととし、 $W/B=0.50$ の値を参考に、 $H=200\text{mm}$ で0.5、 $H=400\text{mm}$ で0.6、 $H=1000\text{mm}$ で0.8とした。

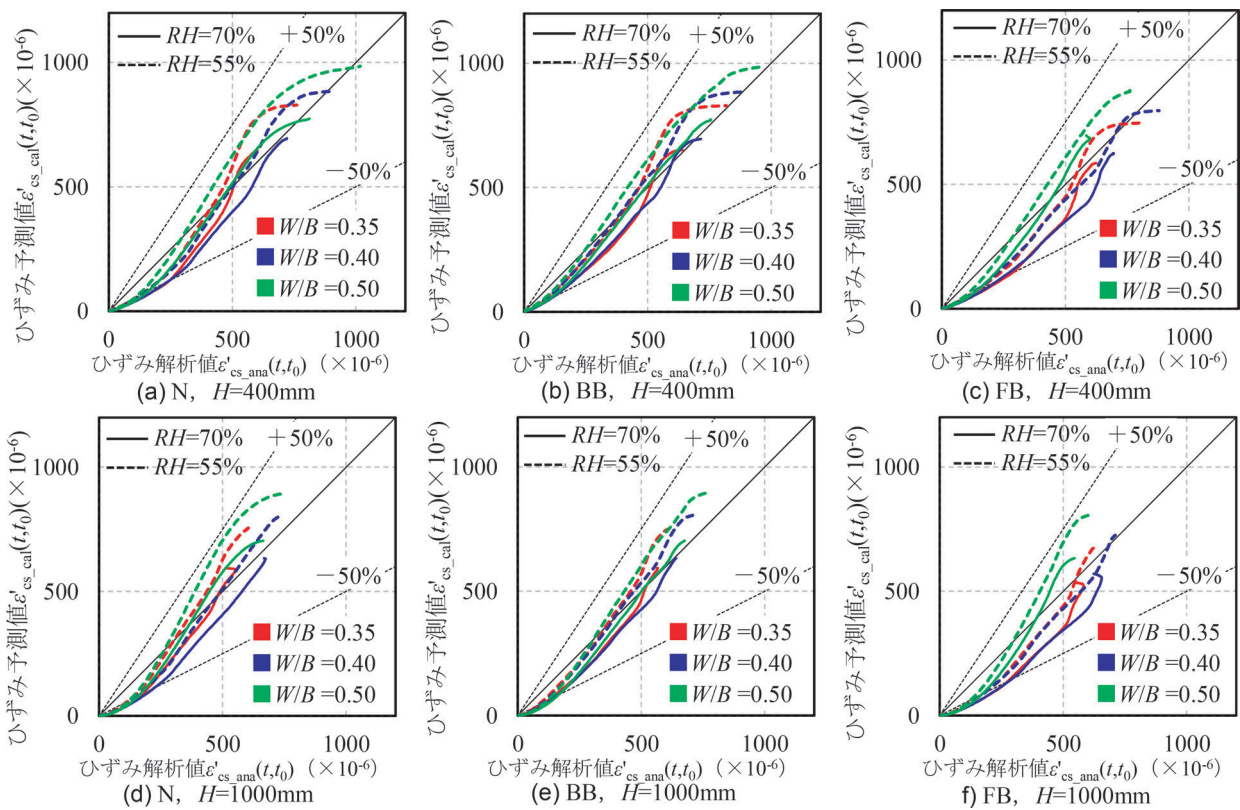


図5 式(8)による予測値および解析値の比較(基本ケース, 常時乾燥, $\varepsilon'_{ag}=800(\times 10^{-6})$)

3.4 予測式およびその特徴

以上, 式(4)および式(7)に, $\varepsilon'_{cs\infty}$ の標準値に対応する各諸元 $(W/B)_k=0.50$, $RH_k=60\%$, $(t_0)_k=7$ (日), $(\varepsilon'_{ag})_k=400(\times 10^{-6})$ を代入して, 式(8a)~式(8g)が得られる。

$$\varepsilon'_{cs}(t, t_0) = \varepsilon'_{cs\infty} \times \left[\frac{(t-t_0)}{\beta + (t-t_0)} \right] \quad (8a)$$

$$\varepsilon'_{cs\infty} = k_r \times 600 \times (H/H_k)^{-1/10} \times k_c \times (W/B)^{1/2} \times (RH/100)^{-1} \times k_{t_0} \times k_{ag} \quad (8b)$$

$$k_r = 1.0 \text{ (常時乾燥)} \\ = 0.8 \text{ (乾湿繰返し, } H=1000\text{mm)} \\ = 0.6 \text{ (乾湿繰返し, } H=400\text{mm)} \\ = 0.5 \text{ (乾湿繰返し, } H=200\text{mm)} \quad (8c)$$

$$k_c = 1.0 \text{ (N, BB)} \\ = 0.9 \text{ (FB)} \quad (8d)$$

$$k_{t_0} = -0.16 \times \log(t_0/7) + 1 \quad (8e)$$

$$k_{ag} = 0.0007 \times (\varepsilon'_{ag} - 400) + 1 \quad (8f)$$

$$\beta = 2700 \times (H/H_k)^{1/3} \times (W/B)^3 \quad (8g)$$

ここに, $\varepsilon'_{cs}(t, t_0)$: 材齢 t_0 から t までのコンクリートの収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$), t : コンクリートの材齢 (日), t_0 : コンクリートの乾燥開始時材齢 (日) ($1 \leq t_0 \leq 365$), $\varepsilon'_{cs\infty}$: 収縮ひずみの最終値 ($\times 10^{-6}$), k_r : 水掛かりの程度の影響を表す係数, RH : 外気相対湿度 (%), ($55\% \leq RH \leq 85\%$), k_c : セメント種類の影響を表す係数, H :

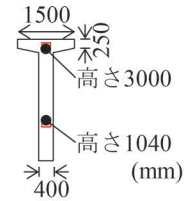
部材厚 (暴露面間の距離) (mm) ($100 \leq H \leq 1000$), H_k : 標準部材厚 (mm) (=400mm), k_{t_0} : 乾燥開始時材齢の影響を表す係数, k_{ag} : 粗骨材の収縮の影響を表す係数, ε'_{ag} : 骨材の絶乾状態における収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$) ($0 \leq \varepsilon'_{ag} \leq 1200$), β : 収縮ひずみの経時変化特性を表す項, W/B : 水結合材比 ($0.35 \leq W/B \leq 0.50$), である。式(8)は, 単位水量 $W=160\text{kg/m}^3$, 2面乾燥条件下を対象とした解析結果を基に検討した。水掛かりの影響は2面のうち1面にのみ考慮し, 28日あたりの液状水作用時間 t_{pre} は4日程度以下である。

図5に, 式(8)による予測値を, DuCOM-COM3の解析値と比較した例を示す。なお, ここでは $\varepsilon'_{ag}=800 \times 10^{-6}$ とした。解析値は ε'_{ag} に対して線形的に増減するとともに, この関係は材齢や W/B の影響を受けないことが明らかであるため, 図5では比較を省略している。式(8)は, プレストレストコンクリート(PC)構造物で一般的な, $H=400-1000\text{mm}$, $RH=70\%$, $W/B=0.40$ に照準を合わせて定式化したものである。特に, BBおよびFB, 部材厚 $H(=1000\text{mm})$ および低い水結合材比 $W/B(=0.35)$ において, 収縮ひずみを捉えている。

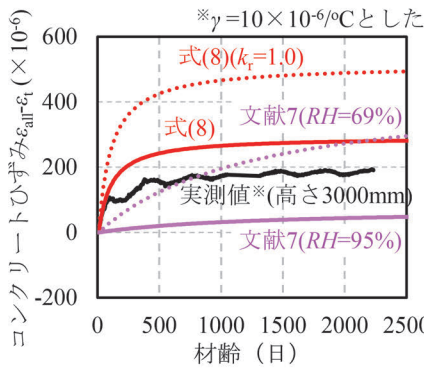
式(8)は, 算定精度が各影響因子に依存しないように, 構造物の変形を長期にわたって捉えることを目指して定式化したものだが, $RH=55\%$ では, 特に $H \geq 400\text{mm}$ において, 解析値に対してやや早い材齢で収縮ひずみの



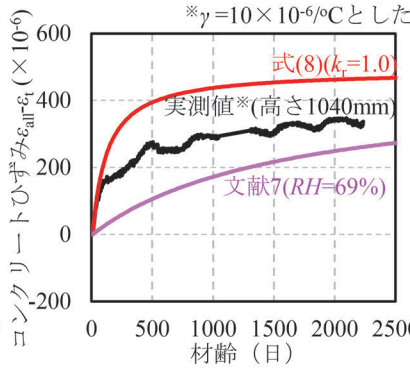
(a) 単純PCT形2主桁²³⁾



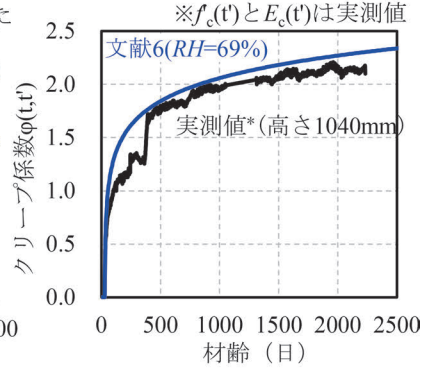
(b) 断面(支間中央)



(c) 収縮ひずみ(高さ3000mm)



(d) 収縮ひずみ(高さ1040mm)



(e) クリープ係数(高さ1040mm)

図6 高炉セメントB種を用いたPC桁の計測値と算定値¹⁹⁾

最終値 ϵ'_{∞} に漸近するように計算される。その場合も、 ϵ'_{∞} については、解析値を捉えられるように定式化した。

DuCOM-COM3 の解析値では、例えば、 $H=1000\text{mm}$ で W/B が小さい場合、材齢の増加に伴い収縮ひずみが減少に転じる結果がみられた。この要因は2章で述べた通りだが、FB および BB では、水和による自己乾燥が大きいため、その傾向が強くあらわれている。式(8)ではこのひずみの減少を忠実に再現するものではないが、概ね解析値を捉えられるように ϵ'_{∞} を定式化している。

4. PC 橋桁における計測値と予測値の比較

対象構造物は、単純PCT形2主桁(支間長38.25m)のうちの1主桁である。セメントにはBBを使用しており、コンクリートの呼び強度45、 $W/B=0.352$ 、 $W=154\text{kg/m}^3$ であった²³⁾。計測地点付近の気温および相対湿度の年平均値の平年値は、それぞれ18.6℃、69.3%²⁰⁾であった。

図6に、PC桁の上フランジとウェブに配置した、無応力計により計測したコンクリートのひずみ、および予測値を示す。図6(c)(d)に示す通り、 H が小さいにも関わらず、材齢に伴う上フランジの計測値の増加は、ウェブの計測値に対して小さくなっており、主に水掛かりの影響により、収縮ひずみが抑制される結果が確認された。

予測値は、材料の諸元、気象条件、施工条件などは、実施工を考慮して算定した²³⁾。上フランジおよびウェブ

は、2つの暴露面を有する部位とし、その厚さを H とした。気象条件のモデル化では、ウェブを常時乾燥⁶⁾として、上フランジを桁上面の暴露面に水掛かりの影響があることを想定して乾湿繰返し⁶⁾とした。

式(8)による予測値では、 $RH=69\%$ (相対湿度の年平均値の平年値)とした。 k_r は、常時乾燥では $k_r=1(t_{pre}=0)$ 日、乾湿繰返しでは H に応じて定めた。 ϵ'_{ag} は実測値がないため、図中では $\epsilon'_{ag}=400 \times 10^{-6}$ とした。また、図中には、文献7の予測値を参考までに示す。この場合、常時乾燥では $RH=69\%$ 、乾湿繰返しでは $RH=95\%$ とした。

式(8)による予測値は、材齢2000日程度までのBBの計測値に対して、部位(上フランジ、ウェブ)に依存した水掛かりの影響が、材齢の増加に伴う収縮ひずみの増加に及ぼす特徴を捉えている。

計測値は、暴露面から約200mm位置の断面中央の代表値であるだけでなく、降水が暴露面に作用した可能性や、また、外気相対湿度が日変動を繰り返す実環境の場合、外気との水のやり取りでは、吸湿速度に対して逸散速度が小さい。その結果、外気相対湿度を平年値とした場合の予測値に対して、湿潤状態が確保された可能性がある¹³⁾。したがって、 ϵ'_{ag} の影響のほかに、定式化した式(8)に、相対湿度の年平均値の平年値を RH に用いた予測値は、やや過大となった可能性が考えられる。

ところで、本稿ではクリープ係数について述べていないが、図6(e)は、計測位置1040mmにおいて計測した鉄筋のひずみ、収縮ひずみ、載荷履歴を考慮して算出

したクリープ係数、および示方書によるクリープ係数の予測値⁶⁾を示す。なお、計測した圧縮強度およびヤング係数を用いて、算出している。予測値は、計測値の増加する傾向をよく捉えていることから、式(8)による収縮ひずみとクリープ係数を用いた予測値⁶⁾の和は、構造物に生じている材齢約2000日までのコンクリートのひずみを評価するとともに、BBのクリープ係数は、材齢に伴うBBの圧縮強度およびヤング係数を適切に評価することで、既存の式⁶⁾を用いても捉えられる可能性を示唆している。

5. まとめ

3次元材料-構造連成応答解析システム DuCOM-COM3の解析値の分析の結果、材齢100年では、普通セメントコンクリート(N)の収縮ひずみに対して、高炉スラグ微粉末を混入したコンクリート(B種, BB)は同程度、フライアッシュを混入したコンクリート(B種, FB)は、やや小さくなる傾向を示した。また、材齢100年のコンクリートの収縮ひずみは、骨材収縮ひずみに比例した。

コンクリート構造物の設計に用いるための、コンクリートの収縮ひずみの予測式を、DuCOM-COM3の解析値に基づき構築した。双曲線関数を用いた予測式は、従来指摘されていた配合や外気相対湿度に加えて、BBおよびFBに対応するとともに、外気相対湿度、水掛かりの影響および骨材の収縮ひずみといった地域性の影響を入力可能である。部材厚の大きい、あるいは低水結合材比のコンクリートを含めて、収縮ひずみの長期材齢への適用性を確保している。

提案した予測式は、BBを用いた供用中のPC桁に生じている、コンクリートの収縮が一因とみられるひずみの増加を説明できることを確認した。

謝 辞

DuCOM-COM3を用いた解析の検討にあたっては、株式会社コムエンジニアリング土屋智史氏、米津薫氏にご助言を賜った。ここに謝意を表す。

文 献

- 1) 気象庁：地球温暖化予測情報 第9巻, 2017
- 2) 全国生コンクリート工業組合連合会技術委員会：新技術開発報告 No.42 乾燥収縮に関する実態調査結果報告書 H24年度, 2013
- 3) 北陸地方におけるコンクリートへのフライアッシュの有効利用促進検討委員会：報告書, 2013
- 4) 石川太郎, 井上翔, 加藤寛之：北陸新幹線におけるフライアッシュコンクリートの適用の試験施工, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.1, pp.123-128, 2018
- 5) 井口重信, 小林將志, 松田芳範, 野澤伸一郎：鉄道構造物に対する新しい ASR 対策と混和材を活用した事例, コンクリート工学, Vol.57, No.7, pp.498-503, 2019
- 6) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書[設計編], 土木学会, 2018
- 7) 綾野克紀, 藤井隆史, 平喜彦：コンクリートの乾燥収縮ひずみの予測に関する研究, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.69, No.4, pp.421-437, 2013
- 8) 渡邊忠朋, 土屋智史, 坂口淳一, 笠井尚樹：断面の部位別に時間依存挙動を考慮した線材モデルによる PC 橋梁の長期たわみ解析, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.69, No.2, pp.207-226, 2013
- 9) セメント協会コンクリート専門委員会：各種セメントを用いたコンクリートの乾燥収縮に関する実験結果, セメント・コンクリート, No.774, pp.3-9, 2011
- 10) 中川隆夫, 大野義照, 徐泰錫, 松田成貴：フライアッシュを用いたコンクリートの乾燥収縮ひび割れ性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.483-488, 2004
- 11) 浅本晋吾, 大塚歩, 三浦千佳子, 桑原勇太：実環境下におけるコンクリートの収縮, 収縮ひび割れ挙動に関する検討, コンクリート工学論文集, Vol.21, No.2, pp.35-43, 2010
- 12) 後藤幸正, 藤原忠司：コンクリートの乾燥収縮に及ぼす骨材の影響, 土木学会論文報告集, 第286号, pp.125-137, 1979
- 13) 寺西浩司, 丸山一平, 齊藤和秀, 平岩陸, 森堅太郎：コンクリートの乾燥収縮ひずみの推定と収縮ひび割れ対策の選定—ASCoT「コンクリートの収縮ひび割れ研究委員会」の成果報告一, コンクリート工学, Vol.49, No.11, pp.8-16, 2011
- 14) 山田宏, 片平博, 渡辺博志：粗骨材の収縮特性の評価に関する検討, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.1, pp.63-71, 2012
- 15) Maekawa, K., Ishida, T. and Kishi, T., "Multi-Scale Modeling of Structural Concrete," Taylor and Francis, 2008
- 16) Ohno, M., Chijiwa, N., Suryanto, B. and Maekawa, K., "An Investigation into the Long-Term Excessive Deflection of PC Viaducts by Using 3D Multi-scale Integrated Analysis," J. of Advanced Concrete Technology, Vol.10, pp. 47-58, 2012
- 17) 石田哲也, Luan, Y.: 水和収縮と細孔内水分の形態に立脚した収縮駆動モデルの再構築, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.68, No.4, pp.422-436, 2012
- 18) 米田大樹, 石田哲也, 前川宏一, Gebreyouhannes, E., 三島徹也：コンクリートの微視的損傷および細孔内水分に着目した準微細ひび割れモデル, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.71, No.3, pp.263-282, 2015

- 19) 渡辺健, 中村麻美, 石田哲也, 渡邊忠朋: 混合セメントおよび水掛かりの影響を考慮したコンクリートの収縮ひずみ予測式の提案, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.78, No.1, pp.105-120, 2022
- 20) 気象庁: <http://www.jma.go.jp/jma/index.html> (参照日: 2020年11月4日)
- 21) 中村麻美, 渡辺健, 大野又稔, 安保知紀: 吸水現象の時間依存性を考慮した水分移動モデルとコンクリートの変形予測手法, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.1, pp.435-440, 2018
- 22) 秋田宏, 藤原忠司, 尾坂芳夫: モルタルの乾燥・吸湿・吸水過程における水分移動, 土木学会論文集, 第420号/V-13, pp.61-69, 1990
- 23) 中村麻美, 渡辺健, 大野又稔: 高炉セメントを用いたPC桁の収縮クリープの特性と駆動力に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.1, pp.437-442, 2019

レール継目での衝撃が箱断面上路鈹桁床組の疲労に及ぼす影響

小林 裕介* 井上 太郎**

Effects of Impact Loads from Train Wheel Passing Rail Joints on Fatigue at Deck System of Steel Box Girders

Yusuke KOBAYASHI Taro INOUE

Impact loads from train wheel passing rail joint tend to cause fatigue cracks in steel girders near rail joint. In order to evaluate the effects of impact load on fatigue at the deck system of a steel box girder, we carried out stress measurements of steel girders at an existing bridge. The result showed that the impact loads at rail joints generates two types of high frequency natural mode vibration ; around 40Hz, and around 350Hz. It also showed that those vibrations lead to increasing range and cycle of the stress at welding joints of the deck system.

キーワード：レール継目，疲労，縦リブ・横リブ交差部，高周波振動，床組

1. はじめに

レールとレールの連結部はレール継目と呼び、一般的には25m間隔で配置され、レールの温度変化による伸縮を吸収できる構造となっている(図1)。レール継目が配置された軌道は、レール継目を溶接により接合した軌道(以下、ロングレール)と比較して軌道新設時の初期コスト削減等のメリットがあるものの、継目上を車輪が通過する際の衝撃(以下、「レール継目での衝撃」)は軌道変位の増加による乗り心地の低下を生じさせる要因となる。

鋼鉄道橋の観点から見たレール継目は、疲労き裂の発生を助長する因子の一つである(例えば¹⁾²⁾)。これは、レール継目での衝撃が桁全体や部材局所の振動を励起することによるものと考えられており、実際に、レール継目での衝撃に起因した疲労き裂が多数発生している。レール継目での衝撃は、ロングレール化により解消することが可能であるが、一方で、ロングレール化はそれに伴うロングレール縦荷重の増加による桁や橋脚の補強等が必要になる場合があり、費用対効果の観点から困難な場合も多い。

レール継目での衝撃は、レールと車輪との相互作用によるものであるため、橋梁におけるその影響はレールやまくらぎ等の軌道を支持する部材において特に大きいものと考えられる。軌道を支持する部材としては、例えば箱断面上路鈹桁(以下、箱桁)の床組が挙げられるが、箱桁の内部は密閉されているため軌道上からの目視によ

るき裂の確認が不可能であり、日々の巡回において疲労き裂の有無を確認することは困難である。そのため、箱桁の検査精度の向上が求められており、その精度向上に資する、レール継目での衝撃によって振動が励起されやすい部材や、その影響度や影響範囲についての情報を、現象を含めて解明しておくことが重要であると言える。

そこで、箱桁床組の縦リブ・横リブ交差部を対象に、レール継目での衝撃が疲労に及ぼす影響(以下、「レール継目の影響」)を明らかにすることを目的として、レール継目での衝撃により振動が励起されている部材やそのモードを推定し、疲労への影響度を評価した³⁾)。さらに、レール継目での衝撃によって生じる応力に対して、断面位置や列車速度、レール継目からの距離等の諸因子が及ぼす影響についても評価した³⁾)。本稿では、これらの結果について報告する。

2. 検討概要

レール継目の影響の評価は、実橋の応力測定により



図1 レール継目の構造(支え継ぎ)

* 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

** 元 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室

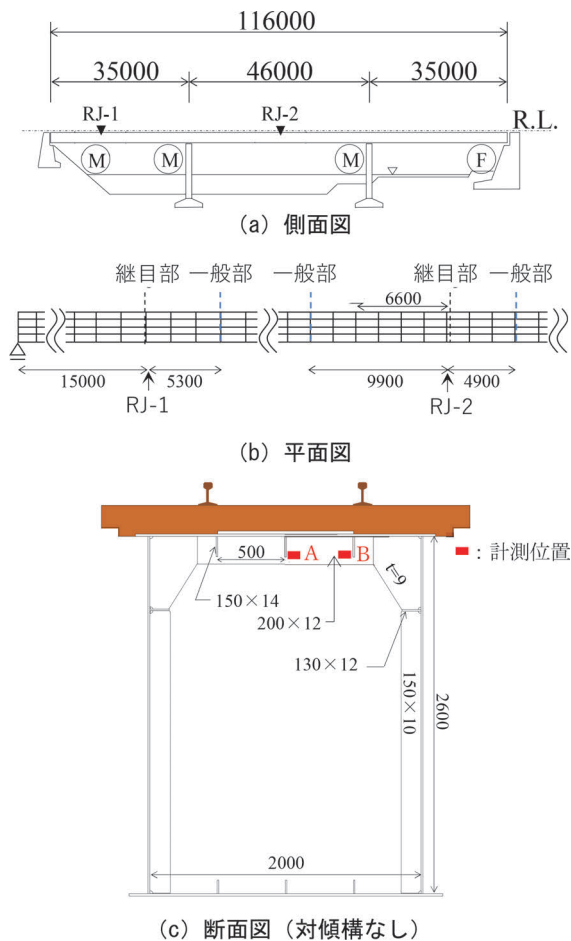


図2 対象橋梁一般図 (単位: mm)

行った。また、衝撃により振動が励起されている部材およびそのモードの推定には、応力測定結果に加えて固有値解析結果も参考にした。本章では、その検討方法の概要を示す。

2.1 対象橋梁

対象橋梁は、昭和40年代に設計された在来線の橋梁である。レール継目の構造は図1に示すとおりであり、軌道構造は橋まくらぎ式である。レール継目の支持方式は、継目の直下を軌道パッドおよびレール締結装置を介してまくらぎにより支える支え継ぎ形式である。対象橋梁の一般図を図2に示す。構造形式は単線の3径間連続箱断面上路鉸桁であり、桁高は2600mm、腹板中心間隔は2000mmである。断面形状が複数種類あり、1.4～1.8m間隔で配置された横リブ数本毎に対傾構ありの断面形状が存在する。本稿においては対傾構なしの断面(図2(c))における応力を測定した。

2.2 対象継手

今回対象とした縦リブ・横リブ交差部の溶接ディテールを図3(a)に示す。縦リブおよび横リブには平鋼が

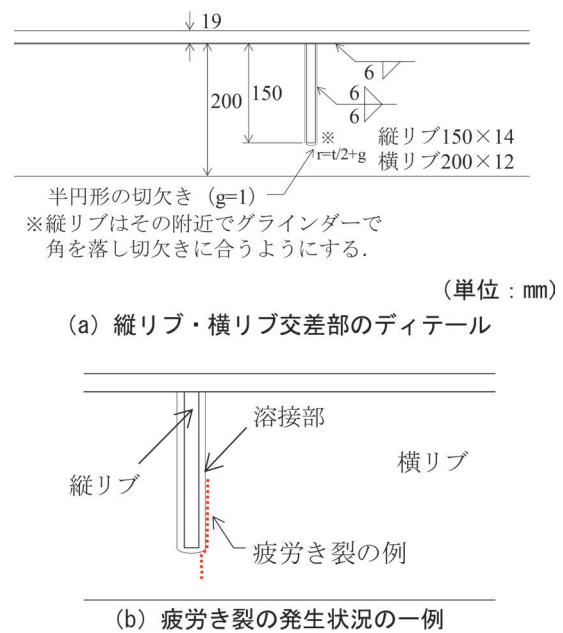


図3 縦リブ・横リブ交差部のディテールと疲労き裂の一例

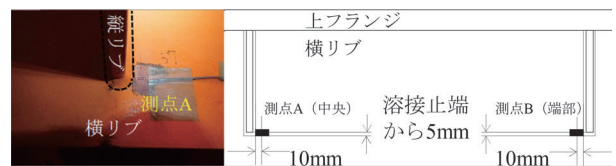


図4 縦リブ・横リブ交差部応力の測定位置

用いられており、板厚はそれぞれ14mm、12mmである。リブには下フランジが無く、橋軸方向に貫通した縦リブに合わせて切り欠かれている。縦リブと横リブはすみ肉溶接により接合されており、横リブの上下部にはスカラップがない構造である。本橋梁の一部の縦リブ・横リブ交差部では、横リブ側止端を起点とした疲労き裂が発生しており、図3(b)に示すように溶接部の下側から上下方向に進展していた。

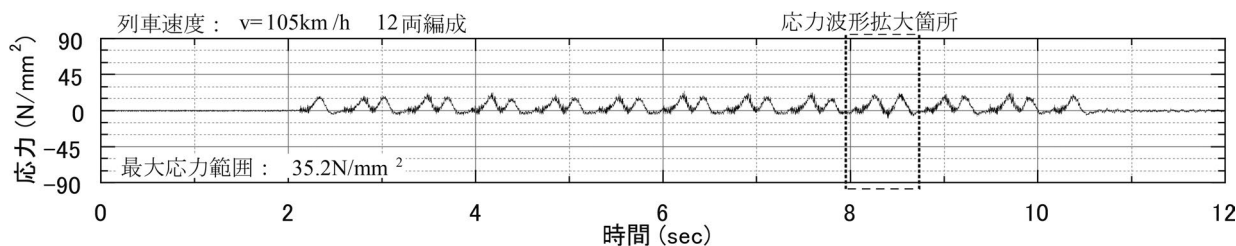
2.3 応力測定

実橋の応力測定は、図2(b)に示す継目RJ-1、RJ-2において、レール継目直下の断面(以下、継目部)とレール継目から5～10m程度離れた断面(以下、一般部)に対して実施した。

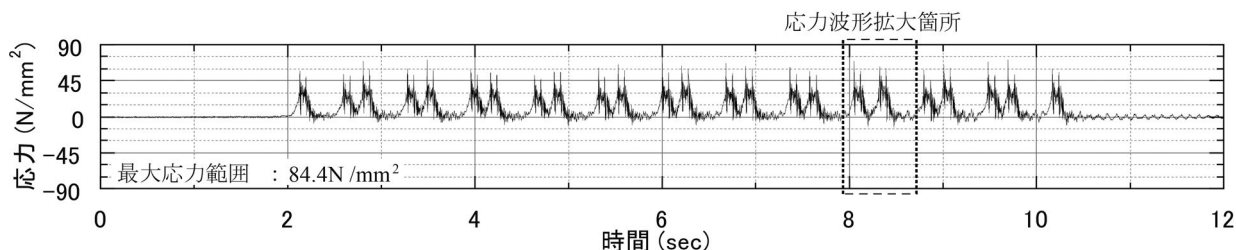
縦リブ・横リブ交差部応力の測定位置を図4に示す。縦リブ・横リブ交差部応力の水平方向は、疲労き裂が横リブ側止端から生じていたことを踏まえ、横リブ上で測定し、測定におけるサンプリング周波数は1kHzとした。

2.4 固有値解析

レール継目での衝撃により振動が励起される部材およ



(a) 一般部



(b) 継目部

図6 測点 A における 1 編成 (12 両) 通過時の応力波形

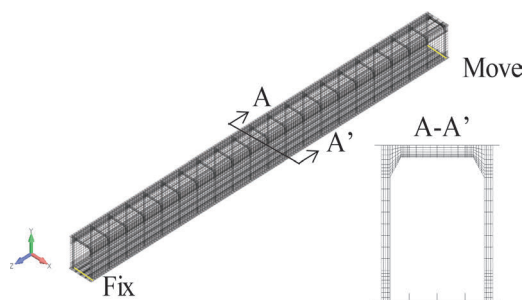


図5 固有値解析モデル

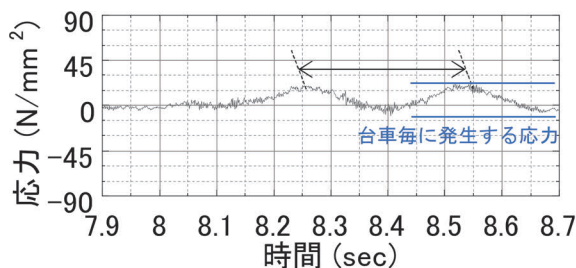
びそのモードを推定するために、固有値解析を実施した。図5に解析モデルを示す。モデル化は対象橋梁の側径間とし、固有値解析には、解析コードとしてNX Nastran, プリポストプロセッサとしてFemap 11.4.0を使用した。境界条件は単純支持とし、使用要素は、4節点シェル要素を基本とし、対傾構等の一部では2節点はり要素を用いた。要素分割は図5に示すとおりであり、節点数は38266、要素数は38880である。なお、レールやまくらぎ等の軌道はモデル化していないおらず、車両重量も考慮していない。

3. 縦リブ・横リブ交差部の応力性状と発生要因

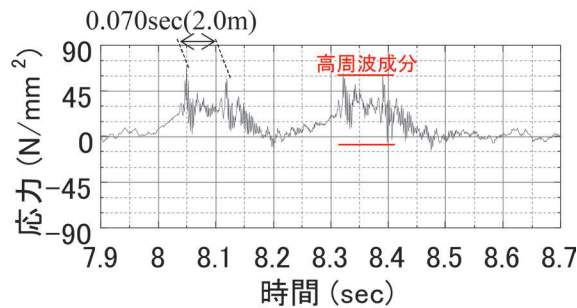
本章では、移動荷重により継目部の縦リブ・横リブ交差部に生じた応力について、一般部と継目部の応力測定結果から、応力の成分毎に発生要因となる変形モードを推定した結果を示す。

3.1 一般部と継目部の応力

RJ-1の一般部と継目部における、列車1編成(12両)通過時の縦リブ・横リブ交差部(測点A)の応力波形を



(a) 一般部



(b) 継目部

図7 2台車通過時の応力波形

図6に、図6を拡大した2台車通過時の応力波形を図7に示す。図6、図7より、一般部および継目部の応力は1編成通過時に複数回発生しており、そのピーク数は台車数(24台)とほぼ一致している。つまり、応力は台車毎に発生しているものと考えられる。また、継目部の応力は、台車毎に発生している応力に高周波成分が重畳しているように見える。高周波成分は、台車毎に生じる応力1波につき2回発生しており、ピーク数は車軸数(48軸)、ピーク間隔は軸距(2.1m)とほぼ一致している。つまり、高周波成分は車軸毎に発生しているものと考えられ、高周波成分の卓越断面は継目部のみであることから、高周波

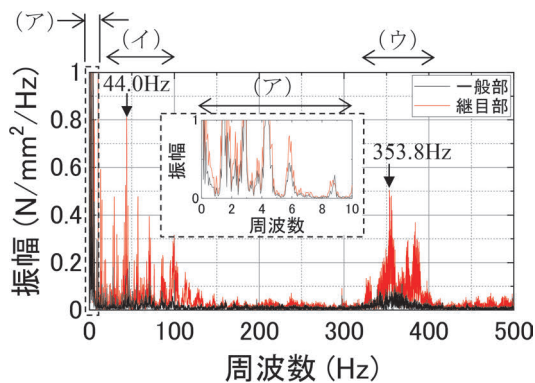


図8 1編成通過時応力のフーリエスペクトル

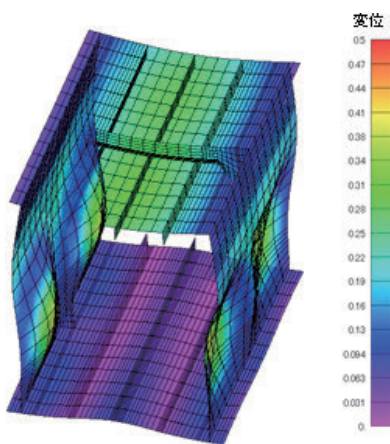


図9 箱断面の振動モード (41.2Hz)

成分はレール継目での衝撃に起因するものと考えられる。

3.2 車軸毎にレール継目での衝撃により発生する振動

車軸毎に生じるレール継目での衝撃により振動が励起されている部材やそのモードを推定する。

①レール継目での衝撃により卓越した応力の周波数

1編成通過時の応力波形から得られたフーリエスペクトルを図8に示す。図8から、卓越周波数は以下の3つに大別される。1つ目は10Hz未満の成分(以下、成分(A))、2つ目は44.0Hzにピークを有する成分(以下、成分(I))、3つ目は353.8Hzにピークを有する成分(以下、成分(U))である。上述の3成分のうち、成分(A)は一般部と継目部で振幅が概ね同程度であり、列車速度と台車間隔から算出した台車毎に生じる応力の周波数と一致していることから、成分(A)は台車毎の横リブのたわみにより生じる準静的な応力成分(以下、準静的な成分)であると考えられる。

一方で、成分(I)、成分(U)は一般部では振幅が比較的小さく、継目部では振幅が比較的大きいことから、レール継目での衝撃により励起される振動により卓越した応力成分であると考えられる。

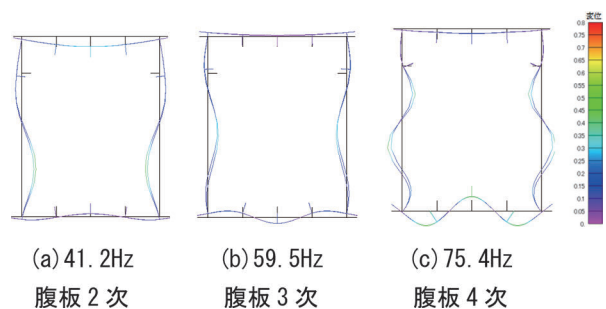


図10 箱断面の変形に起因する床組の固有振動モード (黒線: 変形前)

②成分(I)を生じさせる振動

実橋のピーク周波数は、図9に示す固有値解析から得られた、箱断面の変形と連成した床組のたわみ振動モード(以下、箱断面の振動)と概ね同程度であった。このことから、レール継目での衝撃により励起される成分(I)を生じさせる主たる振動は、箱断面の振動であると推定される。なお、箱断面の振動成分にスペクトルのピークが比較的多数存在したのは、図10に示すように腹板の変形次数や床組の橋軸方向の変形範囲が異なった固有振動モードが比較的に狭い周波数帯に複数存在していたからであると推察される。

③成分(U)を生じさせる振動

成分(U)は、鋼橋の構造物全体系の振動モードの一般的な固有振動数よりも著しく高周波であることから、部材探知の局所的な振動により生じているものと推察される。部材単体の振動を横リブ単体の振動と仮定し、横リブを縦リブと上フランジに支持された長方形板とみなし、以下の式⁴⁾を用いて、横リブ単体の面外振動モード(以下、面外振動)の固有振動数を算出する。

$$f_{mn} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{D}{\rho}} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right) \quad (1)$$

ここで、 m, n は振動次数、 ρ は単位面積あたりの質量、 a, b は長辺、短辺の長さ、 D は板の曲げ剛性であり、 D は以下の式(2)より算出される。

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu)} \quad (2)$$

式(2)中の E は弾性係数、 h は板厚、 ν はポアソン比である。なお、試算における境界条件は、横リブ高さを2倍とした4辺単純支持の板と仮定して算出した。式(1)および式(2)から固有振動数を算出すると、横リブ単体の面外振動の固有振動数は336.5Hzとなる。これは、図8に示す実橋で測定した成分(U)のピーク周波数と概ね同程度であった。また、実橋のピーク周波数は、図11に示す固有値解析から得られた面外振動の固

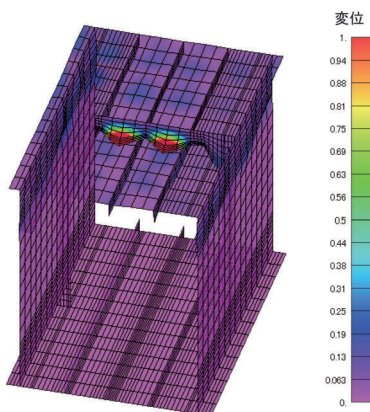


図 11 横リブ単体の面外振動モード (361.3Hz)

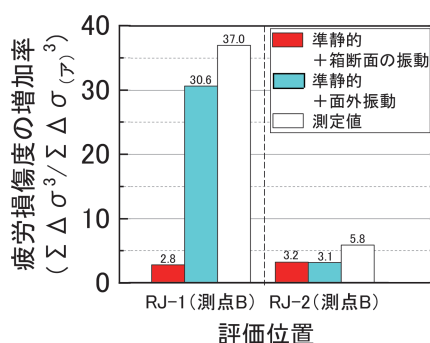


図 12 疲労損傷度の増加

有振動数とも概ね同程度であった。このことから、レール継目での衝撃により励起される成分 (ウ) を生じさせる主たる振動は、横リブの面外振動であると推定される。

4. レール継目での衝撃が疲労に及ぼす影響

本章では、箱桁床組の疲労に及ぼすレール継目の影響を、応力範囲 ($\Delta\sigma$) の繰り返し数に着目した三乗和 ($\Sigma\Delta\sigma^3$) (以下、疲労損傷度)⁵⁾ を評価指標とし、継目での衝撃により励起される振動の影響度に着目して評価した結果を示す。なお、応力範囲の頻度数にはレインフロー法を用いた。また、衝撃により励起される各振動成分の抽出は、周波数領域でフィルター処理をすることにより行った。

図 12 に、RJ-1 および RJ-2 の継目部で測定した縦リブ・横リブ交差部 (測点 B) における疲労損傷度の一般部に対する増加率を示す。図 12 では、測定値および測定値から周波数領域でフィルター処理をすることにより抽出した各振動成分を示している。疲労損傷度の増加率は、RJ-1 の継目部 (測点 B) の測定値で 37.0 倍であり、一般部と比較して大きく増加していた。また、横リブの面外振動による疲労損傷度の増加率は、30.6 倍となっており、RJ-1 の継目部の疲労損傷度を増加させた主たる要因は、横リブの面外振動と推定される。

次に、RJ-1 および RJ-2 の継目部 (測点 B) に対する応力測定結果を比較すると、疲労損傷度の増加率は、RJ-1 (測点 B) の測定値で 37.0 倍、RJ-2 (測点 B) で 5.8 倍であり、RJ-1 と RJ-2 の断面では継目の影響に差異がみられる。また、箱断面の振動成分は RJ-1、RJ-2 の継目部で概ね同程度であるのに対し、面外振動成分は RJ-1 と RJ-2 の継目部での差異が大きい。つまり、継目の影響は断面毎の差異が大きいと言え、本橋における RJ-1 と RJ-2 の継目部に生じていた継目の影響の差は、面外振動の励起に起因するものと考えられる。横リブ単体の面外振動が励起される要因としては、今後分析の深度化を図る必要があるが、RJ-1 と RJ-2 において横リブ直上のまくらぎ位置やその接触状態、レール継目条件等が異なっており、これらの条件の違いが因子の一つである可能性がある。

なお、本測定でのサンプリング周波数は 1kHz としているが、これは疲労き裂の主たる原因が箱断面の振動のように数十 Hz 程度の部材振動であると当初想定していたことによる。1kHz のサンプリングでは、350Hz 程度の面外振動の個々の波の最大値まで捉えられておらず、図 12 で示すような疲労損傷度については過少に評価している可能性があることを付記しておく。

5. 継目での衝撃に影響を及ぼす諸因子

レール継目での衝撃によって生じる応力に影響を及ぼす諸因子について、縦リブ・横リブ交差部の最大応力範囲に着目して評価した結果を示す。

5.1 列車速度

図 13 に、RJ-1 および RJ-2 の測点 A、測点 B における最大応力範囲と列車速度の関係を示す。ここで、最大応力範囲とは列車通過時の最大応力と最小応力の差を表す。継目部の最大応力範囲は、列車速度の上昇に伴い増加する傾向にある。一方で、一般部の最大応力範囲は、列車速度が上昇しても増加の割合は小さい。つまり、列車速度はレール継目での衝撃に及ぼす影響が大きいと考えられる。

次に、列車速度の上昇に影響される振動モードについて考察する。図 14 に示すのは、RJ-1 および RJ-2 の継目部で測定した最大応力範囲と列車速度の関係であり、箱断面の振動、面外振動の各成分について示している。図 14 (a) より、箱断面の振動成分は速度が上昇しても概ね一定であるが、図 14 (b) より、面外振動成分は速度の上昇とともに増加する傾向にある。つまり、列車速度の上昇は、縦リブ・横リブ交差部の面外振動成分の増加に影響を及ぼしやすく、結果として本橋梁の縦リブ・横リブ交差部の最大応力範囲を増加させていたものと考えられる。

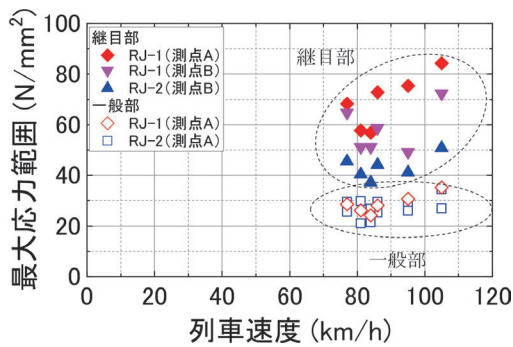


図 13 列車速度の影響

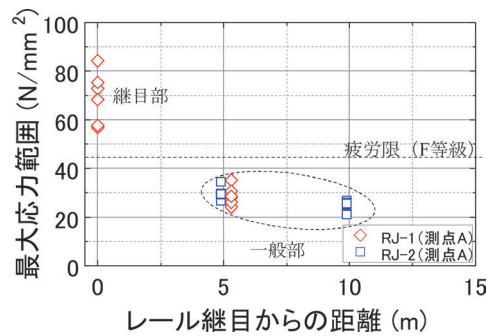
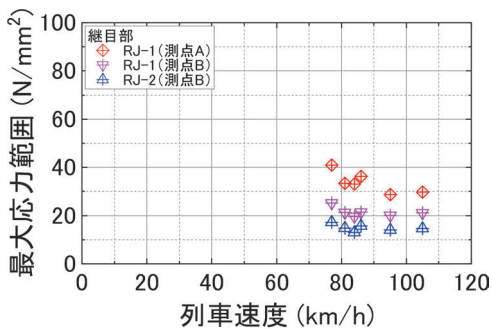


図 15 レール継目からの距離の影響



(a) 箱断面の振動成分

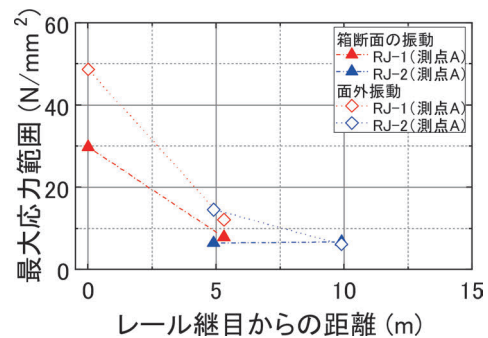
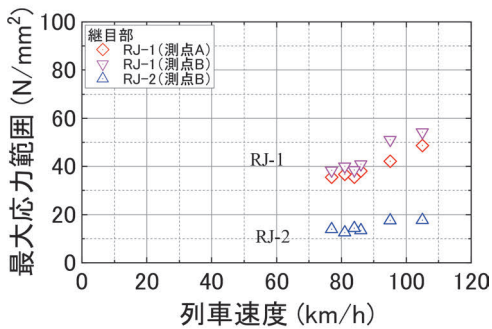


図 16 箱断面の振動成分，面外振動成分の影響範囲



(b) 面外振動成分

図 14 列車速度が与える各成分への影響

5.2 レール継目からの距離

図 15 に、RJ-1 および RJ-2 の測点 A に対する最大応力範囲とレール継目からの橋軸方向の距離の関係を示す。最大応力範囲は、一般部よりも継目部で大きく、レール継目から離れるに従い減少する傾向にある。

次に、振動の影響範囲について考察する。図 16 に示すのは、各振動成分の最大応力範囲である。最大応力範囲は、レール継目直下、5m、10m 位置でそれぞれ示している。箱断面の振動および面外振動成分は、レール継目から離れるに従い減少する傾向にあり、継目からの距離が 5m を超えると減少の割合が小さくなる。つまり、本橋梁におけるレール継目での衝撃の影響範囲は 5m 程度と考えられる。

6. まとめ

本稿では、在来線の箱桁を対象に現地応力測定を行い、一般部と継目部の応力性状の比較等により、レール継目での衝撃が箱桁の床組の疲労に及ぼす影響を評価した。さらに、レール継目での衝撃によって生じる応力に対して、断面位置や列車速度、レール継目からの距離等の諸因子が及ぼす影響についても評価した。

以下に、本研究で得られた成果を示す。

- ① レール継目での衝撃は、台車の移動による横リブのたわみにより発生する応力に、衝撃に励起される振動に起因すると考えられる比較的高周波の応力を重畳させることで縦リブ・横リブ交差部をはじめとする床組の発生応力を増加させる。
- ② レール継目での衝撃により励起される主な振動は 2 つあり、1 つは横リブ単体の面外振動、もう 1 つは箱断面の変形と横リブのたわみが連成する振動モードであると考えられる。
- ③ 縦リブ・横リブ交差部の疲労損傷度は、一般部に対して継目部で最大 37.0 倍に増加し、その主たる要因は横リブの面外振動であると考えられる。また、レール継目での衝撃が疲労に与える影響は断面毎の差異が大きい。
- ④ 列車速度の上昇に伴い、レール継目の影響は増加し、特に、横リブ単体の面外振動成分を増加させる。

- ⑤ レール継目の影響は、レール継目からの距離が離れるに従い低下し、本橋梁における影響範囲はレール継目から5m程度であった。

謝 辞

本研究における実橋応力測定にあたり、関係者の皆様より多大なるご協力を頂いた。ここに記して心より謝意を表す。

文 献

- 1) 幸田真也, 坂田鷹起: 斜角を有する鋼鉄道橋箱桁の応力調査, 土木学会第74回年次学術講演会, I-202, 2019
- 2) 丹間泰郎, 野中大輔, 中嶋啓助, 田辺勉: 在来線上路プレートガーダーにおける疲労損傷調査, 土木学会第61回年次学術講演会, 4-328, pp.653-654, 2006
- 3) 井上太郎, 小林裕介: レール継目での衝撃が箱断面上路鉸桁床組の疲労に及ぼす影響, 構造工学論文集, Vol.67A, pp.555-565, 2021
- 4) 武田信之: 詳解 振動工学, 共立出版, 2010
- 5) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説一付・設計例—2012年改定版, 技報堂出版, 2012

RC ラーメン高架橋の柱はり接合部の構造細目が耐力に及ぼす影響

中田 裕喜* 渡辺 健* 田所 敏弥*

Influence of Structural Details of Beam-to-column Joint in RC Viaducts on Capacity

Yuki NAKATA Ken WATANABE Toshiya TADOKORO

RC beam-to-column joint in a railway viaduct is designed to satisfy structural details. However, when overcrowded reinforcement arrangement measures are taken at joint or high strength rebar is applied to members, a relationship between details of reinforcement arrangement and capacity of joint is required. In this study, we carried out cyclic loading tests and 3D FEM analyses to clarify its relationship. The results show that as the inside radius of bend of longitudinal reinforcement decreases, the capacity of joint decreases because of the reduction of compressive strut width, and that the ties in the joint have little effect on the capacity, even though it increases the deformation performance.

キーワード：柱はり接合部，RC ラーメン高架橋，耐力，非線形有限要素解析，構造細目

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC）ラーメン高架橋の柱とはりの接合部は、図1に示すような配筋詳細やハンチなどの構造細目を遵守することで、接合部に関する具体的な照査を省略している¹⁾²⁾。このような構造細目の規定は、照査行為を簡略化できる利点がある。

接合部に関する構造細目は、古くから設計標準で規定されてきているものである。この接合部の構造細目の一つに、接合部の帯鉄筋は柱の塑性ヒンジ部と同量を配置する規定があるが¹⁾、耐震設計で考慮すべき地震力の増大による柱の塑性ヒンジ部の帯鉄筋量の増加に伴い、接合部の帯鉄筋量も増加し、過密な配筋が余儀なくされている。この事象に対応するためには、接合部の帯鉄筋と耐力等との関連性を明らかにすることが重要となる。

過去の地震被害では、寸法が比較的小さい柱と中層はりの接合部で損傷が発生している³⁾。また、近年では、軸方向鉄筋にSD490やSD685といった高強度鉄筋が適用されつつあるが、高強度鉄筋の適用によって柱やはり等の部材寸法が小さくなると、接合部も縮小されることになる。この場合、接合部の耐力が部材よりも相対的に小さくなると考えられるため、接合部の耐力等を評価可能な方法が必要となる。

そこで、本研究では、実験および非線形有限要素解析によって柱はり接合部の耐荷機構等を把握し、接合部の帯鉄筋および隅角部の外側に沿う軸方向鉄筋の曲げ内半径が耐力に及ぼす影響を明らかにすることを目的とし

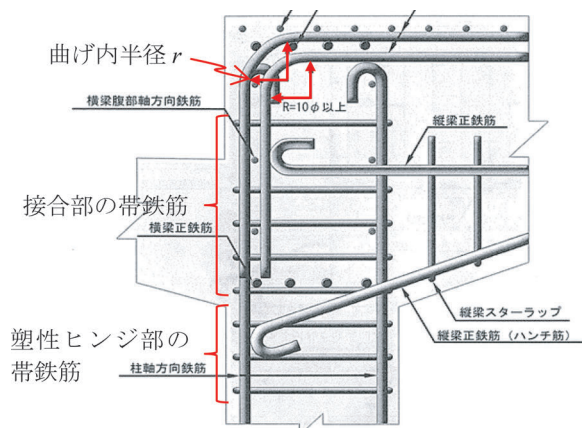


図1 接合部の構造細目の例²⁾に加筆

た。また、これらに基づき、接合部の構造細目の妥当性を検証した。

2. 実験による接合部の損傷性状と耐力の評価

2.1 実験概要

図2および表1に、供試体の概要を示す。供試体は、一般的な鉄道ラーメン高架橋に用いられるL形接合部の50%程度の縮尺とした。水平部材と鉛直部材のいずれも、断面幅500mm、断面高さ500mmの正方形断面とした。支点または載荷点から部材基部までの長さは、鉛直部材、水平部材ともに1800mmとした。鉛直部材と水平部材は、いずれもピン構造により支持した。材料試験結果は表1に示すとおりであるが、軸方向鉄筋は接合部の破壊が先行するようにSD490を用いている。

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室

供試体は、接合部の帯鉄筋の有無と、隅角部の外側に沿う軸方向鉄筋の曲げ内半径 r を変化させた4体を用意した。No.1, 3は接合部に帯鉄筋を配置し(帯鉄筋比 $p_w = A_w / (b_w \cdot s_s) = 0.57\%$, A_w : 区間 s_s における帯鉄筋の総断面積, b_w : 水平部材の腹部の幅, s_s : 帯鉄筋の配置間隔), No.2 および No.4 は帯鉄筋を配置していない。曲げ内半径 r は, No.1 および No.2 では, 設計標準で定められている 10ϕ (ϕ : 軸方向鉄筋の直径) とし, No.3, 4 では $r=3\phi$ とした。なお, 内側の軸方向鉄筋については半円形フックとし, 曲げ内半径は 3.5ϕ としている。

载荷は, 図2に示すL形フレームを用いて実施した。鉛直ジャッキにより, 载荷点における鉛直方向の変位がゼロとなるように制御しつつ, 水平方向に正負交番载荷を行った。接合部が開く側を正载荷, 接合部が閉じる側を負载荷とした。接合部に斜めひび割れが発生した時点で1回繰返しを行い, その後, No.1 の正载荷, 負载荷で軸方向鉄筋が降伏した変位をそれぞれ $+1\delta_y$ (39.5mm), $-1\delta_y$ (-38.5mm) とし, $\pm 1\delta_y$ の整数倍で3回繰返し载荷を行った。なお, No.2~4 も No.1 と同じ $\pm 1\delta_y$ を用いた。

2.2 実験結果

図3に水平荷重と水平変位の関係を, 図4に接合部の損傷状況を示す。正载荷時は, 荷重の増加に伴い, 隅角部からひび割れが発生し, 接合部内の軸方向鉄筋に沿って進展した。その後, 接合部に斜めひび割れが発生した。負载荷時は, 曲げひび割れが発生した後, 接合部に斜めひび割れが発生した。なお, このひび割れの発生順序は, いずれの供試体でも同様であった。また, 主な

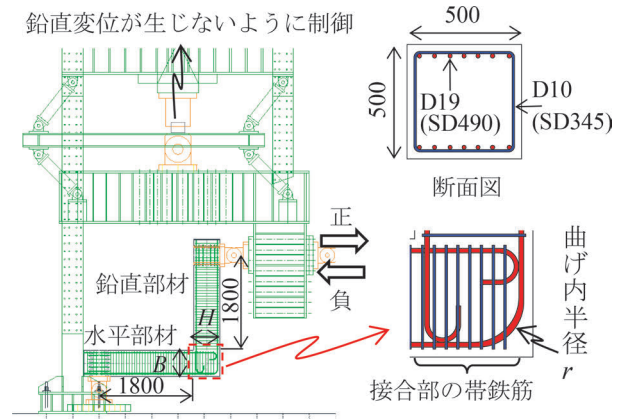


図2 供試体および载荷概要 (単位: mm)

表1 供試体諸元

(a) 供試体一覧

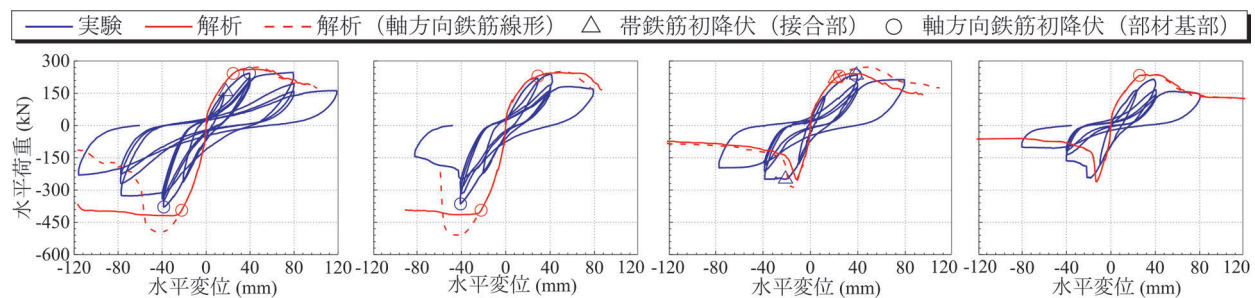
供試体名	コンクリート			柱はり接合部			軸方向鉄筋				柱, はりの帯鉄筋		
	f'_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	径, 間隔 (mm)	p_w^{*1} (%)	曲げ内半径 r	径	f_{sy} (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	p_t (%)	径, 間隔 (mm)	f_{wy} (N/mm ²)	p_w (%)
No.1	26.1	2.5	24.5	D10, 50	0.57	10ϕ	D19	530	179	0.89	D10, 50	367	0.57
No.2	27.0	2.6	25.9	—	0	10ϕ		527	195		D16, 50	370	1.59
No.3	21.9	1.9	24.8	D10, 50	0.57	3ϕ		530	179		D10, 50	367	0.57
No.4	23.9	2.1	24.5	—	0	3ϕ							

f'_c : コンクリートの圧縮強度, f_t : コンクリートの割裂引張強度, E_c , E_s : ヤング係数, f_{sy} , f_{wy} : 降伏強度, p_t : 引張鉄筋比, p_w : 帯鉄筋比, A_w : 区間 s_s における帯鉄筋の総断面積, b_w : 水平部材の腹部の幅, s_s : 帯鉄筋の配置間隔

*1: $p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$ で算定

(b) コンクリートの示方配合

供試体名	粗骨材最大寸法 (mm)	W/C	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
				水 W	セメント C	細骨材	粗骨材	AE 減水剤
No.1	13	73.5	53.2	202	275	906	824	2.75
No.2~4	13	75.6	54.6	202	267	934	806	2.67



(a) No.1 ($p_w=0.57\%$, $r=10\phi$) (b) No.2 ($p_w=0\%$, $r=10\phi$) (c) No.3 ($p_w=0.57\%$, $r=3\phi$) (d) No.4 ($p_w=0\%$, $r=3\phi$)

図3 水平荷重と水平変位の関係

— 正載荷 — 負載荷 太線：主たる斜めひび割れ 数値：主たる斜めひび割れ発生時の水平荷重 (kN)

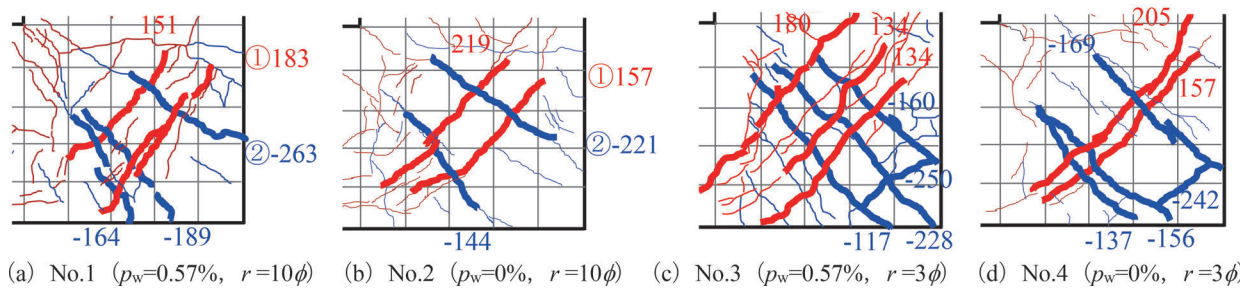


図4 接合部の損傷状況（コンクリートがはく落する直前）

る斜めひび割れが発生するときの水平荷重や発生箇所は概ね同等であった。

図5に、図4に示した主たる斜めひび割れ①、②を跨ぐパイゲージで計測した変位を示す。計測変位には、主たる斜めひび割れ周辺のコンクリートの微細なひび割れや弾性変位も含むが、主たる斜めひび割れ幅が大半を占めていると考えられる。また、計測が可能であった $2\delta_y$ までの結果を示している。帯鉄筋を配置しても、斜めひび割れ①、②の計測変位に顕著な違いはみられず、帯鉄筋による拘束は小さい結果となった。

No.1の正載荷、負載荷時、No.2の負載荷時およびNo.3の正載荷時には軸方向鉄筋は降伏した。それ以外では、軸方向鉄筋は降伏せず、接合部に発生した斜めひび割れの開口等により荷重低下が生じた。なお、接合部に帯鉄筋を配置しているNo.1およびNo.3は、水平荷重の最大値 P_{max} に達するまでに、斜めひび割れの近傍で帯鉄筋が降伏した。

図3からわかるように、 r は正載荷時の P_{max} に顕著な影響を与えないが、負載荷時においては、 r が小さくなると P_{max} は低下した。接合部の帯鉄筋の有無については、図5に示したとおり P_{max} 程度までは帯鉄筋による拘束が小さいため、 P_{max} にはあまり影響を与えないが、変形性能を向上させる結果となった。

3. 配筋詳細が耐荷機構と耐力に及ぼす影響

3.1 解析概要

非線形有限要素解析により、接合部の耐荷機構や配筋詳細が耐力に及ぼす影響を検討する。図6に、解析モデルを示す。解析は、汎用有限要素解析コードDIANA ver.10.2を用い、三次元でモデル化した。コンクリートはソリッド要素、鉄筋は軸方向の剛性のみを考慮した埋込み鉄筋要素とし、軸方向鉄筋の折り曲げ部は10mm程度で要素を分割することで折り曲げ定着部の曲線を再現した。実験で用いたピン支点を再現するため、ピン支点の回転中心と水平部材および鉛直部材の支点部のソリッド要素を剛なビーム要素で接続した。コンクリート

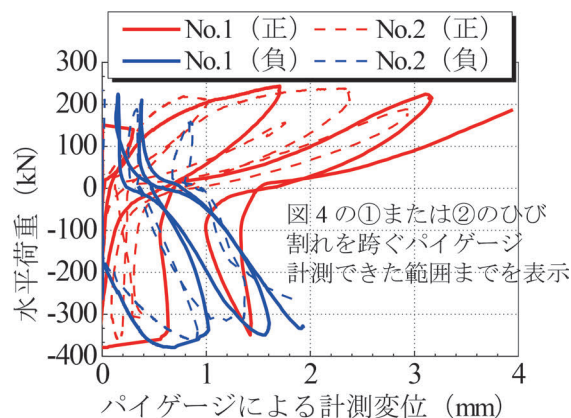


図5 パイゲージによる計測変位

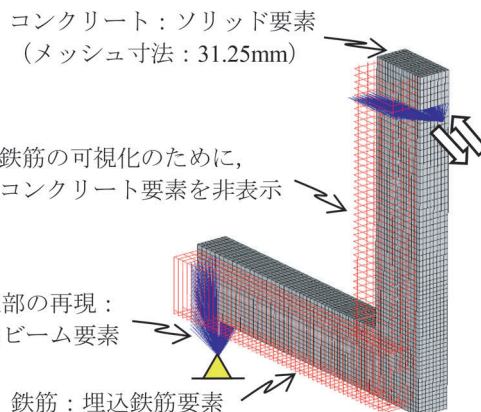


図6 解析モデル

は圧縮側には軟化を考慮した放物線モデルを、引張側は軟化勾配を適用したHordijk⁴⁾のモデルを用いた。コンクリートの破壊エネルギーは、設計標準¹⁾および中村らの式⁵⁾に基づき算定した。ひび割れは固定ひび割れモデルとし、ひび割れ面でのせん断力の伝達についてはAl-Mahaidi⁶⁾のモデルを適用した。鉄筋はバイリニア型とし、降伏後の剛性は初期剛性の1/100とした。鉄筋とコンクリートとの付着は、かぶりが小さいことによる影響を考慮するため、鳥らの付着応力すべり関係⁷⁾に対し、付着力を40%に低減したモデルを用いることとした。解析では、正側（開く側）と負側（閉じる側）の

それぞれに対し、一方向の単調載荷とした。

3.2 実験結果の再現

図3に、解析で得られた水平荷重と水平変位の関係を併記した。解析は、 P_{max} までの剛性を過大に評価する傾向にはあるものの、概ね実験結果を再現できている。なお、図中には、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係を線形とした解析結果も併記したが、水平・鉛直部材基部の軸方向鉄筋が降伏した載荷方向については、降伏の影響を受けるため、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係を線形にすることで P_{max} は増加する。

図7に、No.1, 2 ($r=10\phi$) の P_{max} における最大主ひずみの分布を示す。解析は、実験における曲げひび割れや接合部に発生する主たる斜めひび割れについても再現できている。なお、解析は、実験における軸方向鉄筋および接合部の帯鉄筋のひずみ分布を概ね再現できていることを別途確認している⁸⁾。

非線形有限要素解析により、接合部の損傷性状や耐力を再現可能であることを示した。以降では、非線形有限要素解析により、配筋詳細が耐荷機構や耐力に及ぼす影響を検討する。

3.3 接合部の帯鉄筋の影響

ここでは、水平・鉛直部材の降伏の影響を排除して接合部の耐力を検証するために、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係は線形とした。表2に、解析パラメータを示す。 $p_w = 0.29\%$, $r=5, 7\phi$, 図2に示す接合部の高さ H と幅 B の比 $H/B=1.6$ としたケースや、T形⁹⁾ および十字形の接合部に対しても実施した。なお、T形および十字形の接合部は、L形と同一の断面、部材長さを用いて再現したものである。また、帯鉄筋のみの影響を検討するため、コンクリートの圧縮強度は 27N/mm^2 , 引張強度は 2.6N

mm^2 , ヤング係数は 25.9kN/mm^2 , 帯鉄筋の降伏強度は 345N/mm^2 , 鉄筋のヤング係数は 200N/mm^2 に統一した。

図8に、 P_{max} に対する p_w の影響を示す。L形接合部の $H/B=1.6$ における $r=7, 10\phi$ の負荷荷時は、部材が曲げ圧縮破壊したため、図には示していない。L形の $H/B=1.6$ の場合に、 p_w が増加すると若干 P_{max} は増加す

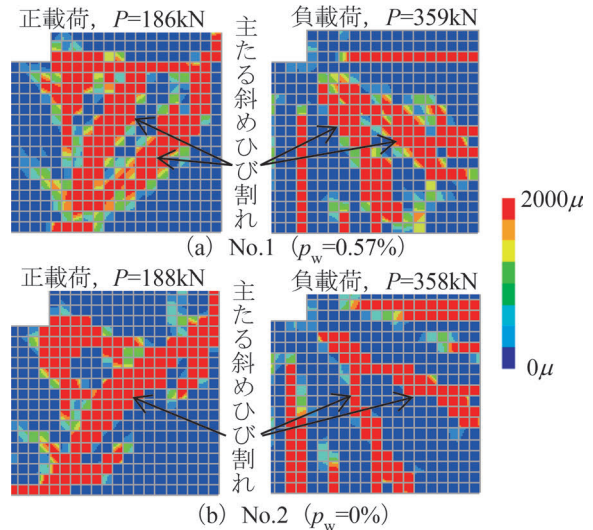


図7 最大主ひずみ分布 ($r=10\phi$)

表2 解析パラメータ

供試体形状 ^{※1}	H/B	柱はり接合部の帯鉄筋比 p_w (%)	曲げ内半径 r ^{※2}
L形	1.0	0.00	3ϕ
T形	1.6	0.29	5ϕ
十字形		0.57	7ϕ
			10ϕ

H : 接合部の高さ, B : 接合部の幅

※1: L形接合部は正側と負側の載荷を実施

※2: L形接合部の外側に沿う軸方向鉄筋

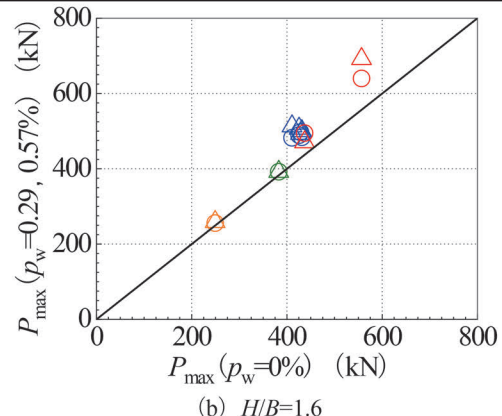
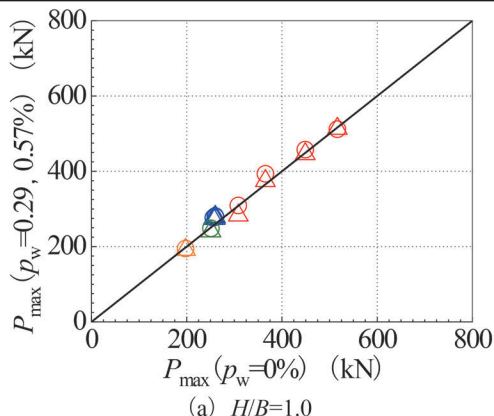


図8 接合部の帯鉄筋の効果 (解析)

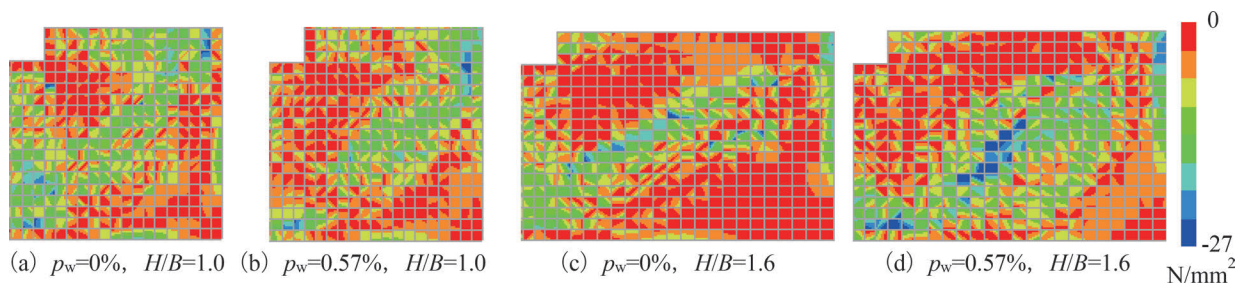


図9 最小主応力分布 ($r=10\phi$, 正載荷, P_{\max} 時)

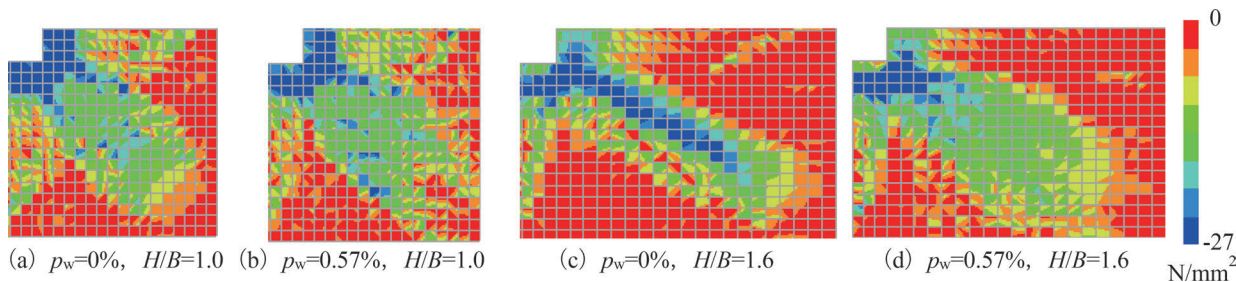


図10 最小主応力分布 ($r=10\phi$, 負載荷, P_{\max} 時)

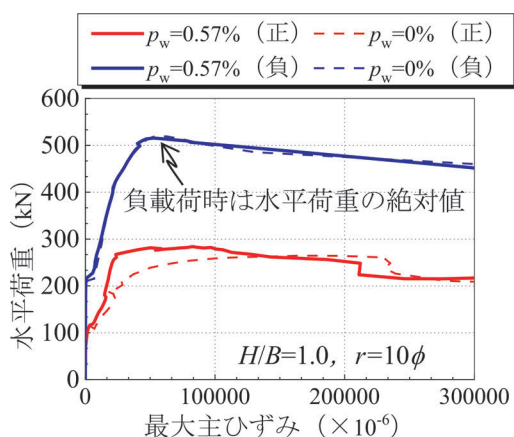


図11 最大主ひずみの最大値の履歴

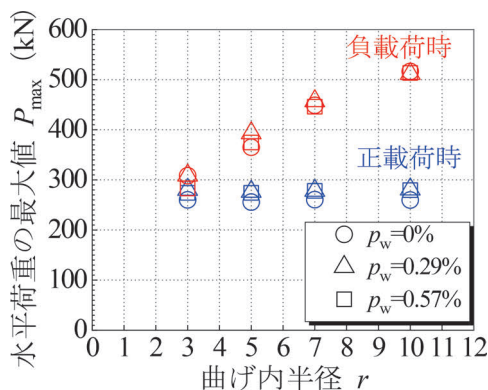


図12 曲げ内半径 r の影響 (解析, $H/B=1.0$)

る傾向にある。 $p_w=0\%$ の P_{\max} に対する $p_w=0.29$ または 0.57% の P_{\max} の比は、 $H/B=1.0$ で平均1.03、 $H/B=1.6$ で平均1.11であった。

図9および図10に最小主応力分布を示す。正載荷時には水平部材と鉛直部材の曲げ圧縮縁同士を結ぶように、負載荷時には水平および鉛直部材の曲げ圧縮縁と曲げ内半径部を結ぶように圧縮ストラットが形成される耐荷機構であることがわかる。 $H/B=1.0$ の場合、 p_w が増加しても、圧縮ストラットの形状に違いはみられない。一方、 $H/B=1.6$ の場合、 p_w が増加すると圧縮ストラットの幅は幾分増加した。

図11に、図7に示した接合部の主たる斜めひび割れが発生した要素に着目し、コンクリートの最大主ひずみの最大値の履歴を示す。図11の負載荷時の水平荷重は

絶対値(正)として示している。 p_w が増加すると、正載荷時には最大主ひずみが抑制される傾向にはあるが、負載荷時は同等な結果となった。

3.4 曲げ内半径の影響

図12に、 P_{\max} に対する r の影響を示す。解析の条件は、3.3節と同様である。正載荷時の P_{\max} は r の影響をほとんど受けないが、負載荷時は r が小さくなると P_{\max} は低下した。

図13および図14に、最小主応力分布を示す。正載荷時には、 r が変化しても、圧縮ストラットに違いはみられず、負載荷時には、 r が小さくなるほど、圧縮ストラットの幅が小さくなる結果となった。これは、正載荷時には、鉛直部材と水平部材の曲げ

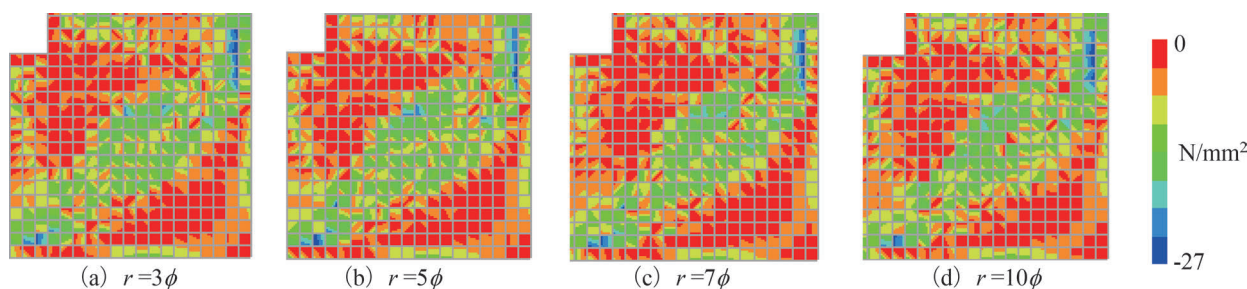


図 13 最小主応力分布 ($\rho_w=0.29\%$, $H/B=1.0$, 正載荷, P_{max} 時)

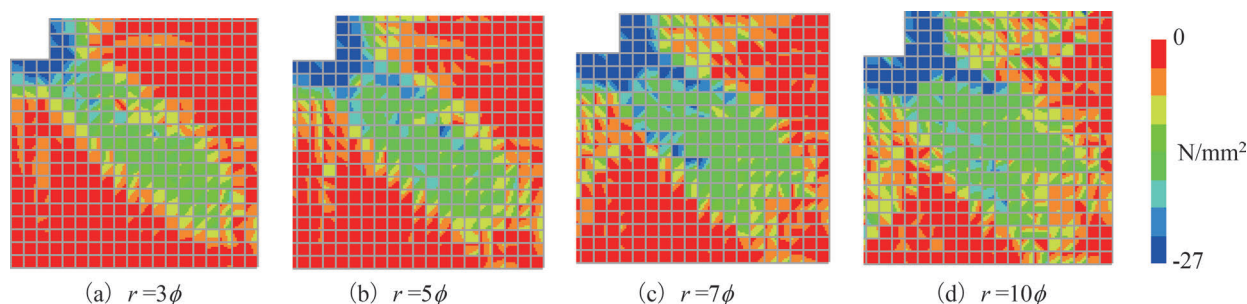


図 14 最小主応力分布 ($\rho_w=0.29\%$, $H/B=1.0$, 負載荷, P_{max} 時)

圧縮縁同士を結ぶように圧縮ストラットが形成される耐荷機構であるため、 r が直接的に圧縮ストラットに寄与せず、 P_{max} に影響を与えなかったと考えられる。負載荷時においては、鉛直部材および水平部材の曲げ圧縮縁と、曲げ内半径部を結ぶように圧縮ストラットが形成される耐荷機構であり、曲げ内半径部が圧縮ストラットの反力となることから、圧縮ストラットの幅は r に依存し、 P_{max} に顕著な影響を与えたと考えられる。

4. 接合部に関する構造細目の検討

4.1 接合部の帯鉄筋

接合部の帯鉄筋は、柱の塑性ヒンジ部と同量を配置するといった構造細目¹⁾は、1992年制定の鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）で導入されたものであり、実験的検討¹⁰⁾等や当時の配筋量を踏まえて設定されたものである。接合部は修復が困難であることなどから、接合部に大きな損傷が生じないように、柱やはりといった隣接する部材の損傷を先行させることが一般的である。このような設計思想の場合、接合部の耐力以降の変形を許容せず、所定の耐力や剛性を確保することが必要となるが、接合部の帯鉄筋は P_{max} に顕著な効果がなかったこと、構造細目が設定された検討¹⁰⁾における接合部の帯鉄筋量を踏まえると、過度な帯鉄筋を配置している可能性がある。

そこで、接合部の帯鉄筋は、せん断力に対して必要となる柱のせん断補強鉄筋と同量以上を配置することを提案する。これは、柱のせん断補強鉄筋比は塑性ヒンジに

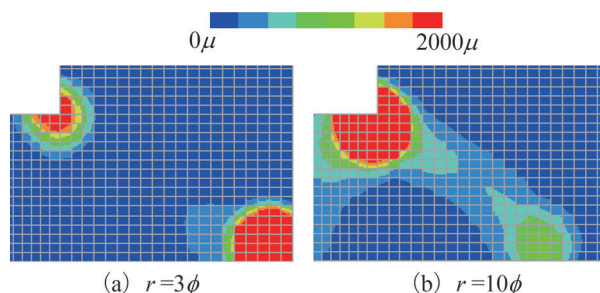


図 15 平均化正規化累加ひずみエネルギー \bar{W}_n の分布 ($\rho_w=0.29\%$, $H/B=1.6$, 負載荷, P_{max} 時)

配置される帯鉄筋比の1/2~2/3程度の事例が多く、この場合、設定時に想定していた接合部の帯鉄筋量程度となること、また柱に必要な曲げ耐力やせん断耐力が大きいほど、柱のせん断補強鉄筋量は多くなり、柱のせん断補強鉄筋量は柱から接合部に導入される断面力に相関があること等を踏まえたものである。ただし、接合部の帯鉄筋は用心鉄筋としての役割を有し、柱やはりの軸方向鉄筋の定着にも寄与する。また、建築規準¹¹⁾では、接合部の帯鉄筋は接合部の剛性の維持に寄与すること、軸方向力を保持するためにコンクリートを拘束する必要があること等も示されていることを踏まえ、建築規準を参考に、柱のせん断補強鉄筋比で0.3%以上配置するのがよいと考える。

4.2 ラーメン隅角部の外側に沿う軸方向鉄筋の曲げ内半径

設計標準では、ラーメン隅角部の外側に沿う軸方向鉄

筋の曲げ内半径 r を 10ϕ 以上にすることとしている。ここでは、 r の設定の妥当性について検証する。

図 15 に、平均化した正規化累加ひずみエネルギー \overline{W}_n^{12} の分布を示す。 \overline{W}_n はコンクリートの圧縮損傷を表す指標であり、 $1500\sim 2000m$ に達すると、コンクリートが圧壊することを意味する。また、図では、一般的な柱とはりの断面寸法の比率を考慮して、 $H/B=1.6$ の結果を示している。 $r=10\phi$ の場合、水平部材が曲げ圧縮破壊していると考えられる結果ではあったが、曲げ内半径部での圧縮損傷は小さい。一方、 $r=3\phi$ の場合においては曲げ内半径部での圧縮損傷が卓越した。 r を 10ϕ から小さくすると、徐々に曲げ内半径部での圧縮損傷が卓越するものであるが、従来どおり $r=10\phi$ 程度以上により、曲げ圧縮部での支圧破壊を抑制できる結果となった。

本稿では、接合部の耐荷機構や配筋詳細が P_{max} に与える影響を明らかにした。構造細目の設定時に想定した接合部の配筋詳細や、高強度の軸方向鉄筋を用いた場合等で接合部の寸法が従来から大きく異なる場合は、非線形有限要素解析と損傷指標¹²⁾等を用いるなどして照査するのがよい。

5. まとめ

- (1) 接合部の帯鉄筋は、接合部の変形性能の向上に寄与するが、耐力には顕著な効果がないことがわかった。
- (2) 外側軸方向鉄筋の曲げ内半径は、接合部が開く方向に対しては接合部の耐力に与える影響は小さいこと、閉じる方向に対しては、曲げ内半径を小さくすると、接合部の耐力が小さくなることがわかった。
- (3) 接合部が開く方向では水平部材と鉛直部材の曲げ圧縮縁同士を結ぶように、閉じる方向では水平および鉛直部材の曲げ圧縮縁と曲げ内半径部を結ぶように圧縮ストラットが形成される耐荷機構であることがわかった。また、閉じる方向では、曲げ内半径が圧縮ストラットの幅に大きな影響を与えることを明らかにした。
- (4) 接合部の構造細目について検討した。接合部の帯鉄筋は、柱のせん断補強鉄筋と同量以上を配置することを提案した。これにより、帯鉄筋量は従来よりも削減され、過密配筋を抑制できる。また、ラーメン隅角部の外側軸方向鉄筋の曲げ内半径は、従来どおり 10ϕ 以上とすることで、曲げ圧縮部での支圧破壊を抑制できることを確認した。

文献

- 1) 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
- 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 配筋の手引き，鉄道総合技術研究所，2005
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社構造技術センター：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」，SED，第37号，2011
- 4) Hordijk, A.D., "Local Approach to Fatigue of Concrete," Delft University of Technology, 1991.
- 5) Nakamura, H. and Higai, T., "Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete," JCI-C51E Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, Vol.2, pp.259-272, 1999.
- 6) AL-MAHAIDI, R.S.H., "Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members," Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1979.
- 7) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集，第387号/V-6，pp.165-174，1987
- 8) 草野浩之，中田裕喜，田所敏弥，安保知紀：接合部内の配筋諸元がL形RC柱梁接合部の破壊性状に及ぼす影響，第15回日本地震工学シンポジウム，pp.51-60，2018
- 9) 西村脩平，中田裕喜，渡辺健，田所敏弥，安保知紀：柱と梁の断面高さが等しいT形柱梁接合部の損傷過程および解析による評価の検討，令和2年度土木学会全国大会第75回年次学術講演会，V-602，2018
- 10) 渡辺忠朋，松本信之：じん性を考慮した耐震設計法に関する研究（その2）—RC高架橋の部材接合部の強度と変形性能—，鉄道総研報告，Vol.5，No.9，pp.21-30，1991
- 11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999
- 12) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書（設計編），土木学会，2017

空気力係数算出方法の違いによる転覆限界風速の差異

乙部 達志* 鈴木 実* 野口 雄平*
 金元 啓幸** 中出 孝次*** 中野 宏章***

Differences in Critical Wind Speed of Overtuning Due to Differences in Aerodynamic Force Coefficient Evaluation Methods

Tatsushi OTOBE Minoru SUZUKI Yuhei NOGUCHI
 Hiroyuki KANEMOTO Koji NAKADE Hiroaki NAKANO

Two methods can be considered for a desk-based safety evaluation of a new type of vehicles in strong winds: one method is based on a list of aerodynamic force coefficients from previous studies, and the other method is based on Computational Fluid Dynamics (CFD). However, the differences between the results of each method and wind tunnel test results are not clear. Therefore, the overturning limit wind speeds calculated from the results of three methods were compared.

キーワード：風洞試験，準用，数値計算，LES，RANS，空気力係数，転覆限界風速

1. はじめに

強風時の風転覆安全性評価に使用される空気力係数は、既往の研究により5車種7線路構造物に対する一覧表が示されている¹⁾。例えばある車両(対象車両と呼ぶ)の強風時風転覆安全性評価を行う場合、この一覧表の中から対象車両と車体断面形状の似た車両を選択し、その空気力係数を準用することで、対象車両の空気力係数とすることが考えられる。また、数値計算(以下、数値シミュレーションと書くこともある)によって空気力係数を算出することもできる。しかし、類似形状車両からの準用や数値計算を行った後に、対象車両に対する風洞試験を行って精緻な空気力係数を求めたケースがこれまでに無いため、類似形状車両からの準用結果および数値計算結果と精緻な風洞試験結果との差異は明らかになっていない。そこで、風洞試験、類似形状車両からの準用および数値計算の3手法から得られた空気力係数と転覆限界風速の差異を調査したので報告する。

2. 風洞試験方法

2.1 風洞設備

風洞試験は、鉄道総研所有の大型低騒音風洞密閉型測定部で実施した。密閉型測定部の大きさは幅5m、高さ3m、長さ20mで、密閉型測定部上流端より16.8m下流

の床面にターンテーブル(中心)が設置されている。このターンテーブル上に模型を設置し、空気力を測定する。また、自然風を模擬するために、ターンテーブルの上流側にバリア、スパイア、ラフネスブロックを設置し、乱流境界層(べき指数0.26)を生成する²⁾。

座標系は、密閉型測定部上流端の床面の幅方向中心を原点とし、主流方向をX、幅方向をY、鉛直上方向をZとする右手系の直交座標系である。密閉型測定部を図1、ターンテーブル中心上の乱流境界層の時間平均風速分布を図2に示す。また、風洞風速を制御するピトー管を $X=11.8\text{m}$ 、 $Y=1.504\text{m}$ 、 $Z=1.8\text{m}$ の位置に設置し、このピトー管による風速指示値を試験風速 U_0 と呼ぶ。

2.2 空気力係数の算出法

風転覆安全性評価に必要な空気力は、横力 S 、揚力 L 、ローリングモーメント M (以下、単にモーメントと呼ぶ)であり、それぞれの正の方向を図3に示す。また、乱流境界層分布と車両、線路構造物の関係を図4に示す。空気力の座標軸は、風向角 β を変化させた際にも同

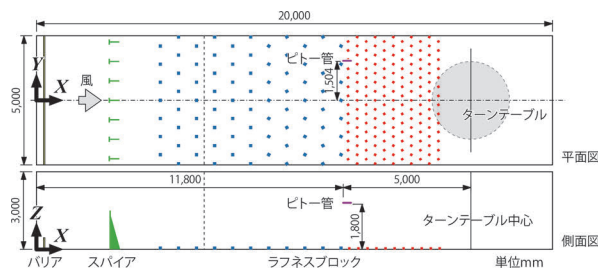


図1 密閉型測定部内の乱流境界層生成装置の配置(べき指数0.26)

* 環境工学研究部 車両空力特性研究室
 ** 鉄道力学研究部 車両力学研究室
 *** 鉄道力学研究部 計算力学研究室

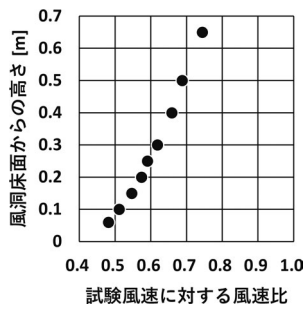


図2 乱流境界層の平均風速分布

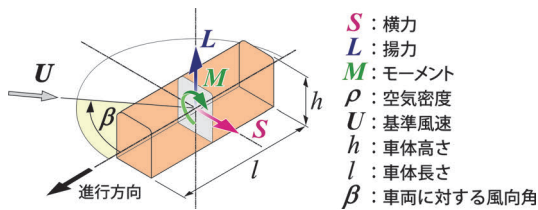


図3 車両模型に働く空気力

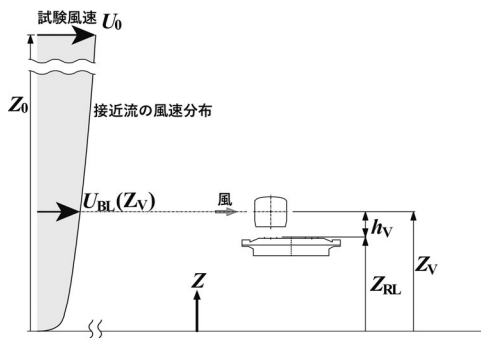


図4 乱流境界層分布と車両、線路構造物の関係

時に変化する車体に固定した軸（車体軸）である。

空気力係数（横力係数 C_S 、揚力係数 C_L 、モーメント係数 C_M ）を以下の式(1)~(3)で算出した。

$$\text{横力係数: } C_S = \frac{S}{\frac{1}{2} \rho (U_{BL}(Z_V))^2 A} \quad (1)$$

$$\text{揚力係数: } C_L = \frac{L}{\frac{1}{2} \rho (U_{BL}(Z_V))^2 A} \quad (2)$$

$$\text{モーメント係数: } C_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho (U_{BL}(Z_V))^2 Ah} \quad (3)$$

上式の通り空気力係数は、平均空気力を平均動圧と、車体高さ h × 車体長さ l で表す車体側面積 A （投影面積ではない）で除した値で、モーメント係数については代表長さとして車体高さ h で更に除した値である。平均空

気力は、サンプリング周波数 100Hz、収録時間 42 秒のデータから求められた値である。また、平均動圧は、空気力係数算出の基準位置における風速の平均値 $U_{BL}(Z_V)$ を用いて算出された値である。 $U_{BL}(Z_V)$ は、風洞の計測システムで収録された試験風速 U_0 の平均値に「試験風速 U_0 と車体中心高さ Z_V における風速の比」（図2）を乗じた値である。モーメント中心は車体高さの 1/2（車体中心）にあり、モーメント係数は風上側から風下側に転倒する向きが正である。空気力係数を算出する際に用いた車両模型（縮尺 1/40）の写真を図5に、諸元を表1に示す。

空気力係数の内、転覆に最も影響の大きいものは横力係数であるが、揚力係数とモーメント係数の影響も加味した風下レール周りのモーメント係数 C_{M_lec} は、

$$C_{M_lec} = \frac{C_S h_V}{h} + \frac{C_L l_R}{2h} + C_M \quad (4)$$

で求められる。式(4)中の l_R （車輪とレールの接触点間距離）は 0.0280m、 h （車体高さ）および h_V （R.L. 車体中心高さ）は表1で定義した通りである。

2.3 風洞試験模型

風洞試験に用いた車両模型は、通勤型（2車種）およ

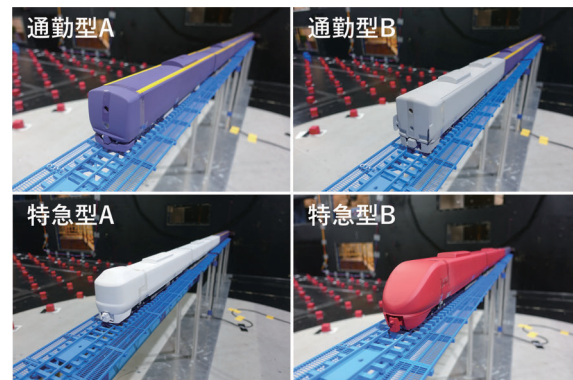


図5 車両模型

表1 空気力係数の算出に用いた値（模型寸法）

（屋根部曲率半径 R [mm]、肩部曲率半径 s [mm]は実寸）

項目		車体代表長さ (車体高さ)	車両代表面積 (車体高さ×車体長さ)	R.L.車体中心高さ	
記号		h	A	h_V	
単位		[m]	[m ²]	[m]	
既往研究	103系 (R5000, s250)	先頭車 中間車	0.0656	0.0320	0.0590
	485系 (R8000, s400)	先頭車 中間車	0.0615	0.0308	0.0559
本研究	通勤型A (R5000, s350)	先頭車 中間車	0.0666	0.0325	0.0572
	通勤型B (R5000, s350)	先頭車	0.0672	0.0329	0.0573
		中間車	0.0672	0.0328	0.0573
	特急型A (R8000, s1000)	先頭車 中間車	0.0642	0.0331	0.0559
		特急型B (R8000, s1000)	先頭車	0.0642	0.0338
	中間車		0.0642	0.0331	0.0559

び特急型（2車種）車両を模擬したものであり、実物車両の屋根部曲率半径 R および肩部曲率半径 s は通勤型が $R=5000\text{mm}$ および $s=350\text{mm}$ 、特急型が $R=8000\text{mm}$ および $s=1000\text{mm}$ である。既往研究¹⁾の通勤型の103系は $R=5000\text{mm}$ および $s=250\text{mm}$ 、特急型の485系は $R=8000\text{mm}$ および $s=400\text{mm}$ である（いずれも実寸）。通勤型 A には、作業員が歩くための歩み板が屋根部と肩部の境界付近に設置されている。通勤型 B の先頭部には、転落防止幌が設置されている。特急型 A の先頭部は鈍頭形で先頭部同士を連結できる貫通型、特急型 B の先頭部は流線形の非貫通型である。

風洞試験に用いた構造物形状は、複線高架橋、単線橋りょうおよび盛土である。各構造物の名称は既往研究¹⁾にならぬ、有道床のものを高架橋、無道床のものを橋りょうと呼んでいる。複線高架橋および単線橋りょうの R.L. 桁高（桁下面からレールまでの高さ）は、既往研究¹⁾の3種類と R.L. 桁高 1m である。また、盛土高さ（平坦部から道床下部までの高さ）は、既往研究¹⁾の8mを含む5種類（1.2, 2, 5, 8, 11m）である（図6）。2.2節で述べたように、空気力係数を算出する時の平均動圧は、車体中心高さ Z_V を基準位置としているため、同じ試験風速であっても、盛土高さごとに基準位置における風速の平均値 $U_{BL}(Z_V)$ が異なることに注意されたい。

図7のように、構造物の中心がターンテーブル中心に一致するよう固定し、測定車を図1の X 軸上に設置した。また、構造物模型は風向角 90 度の時に密閉型測定部の幅と同じ 5m 分設置し、風向角 90 度以外では密閉型測定部の側壁面もしくは下流側端部まで延長して設置した。車両模型は、先頭車の条件では下流方向（風向角 90 度では図1の Y 軸正の方向）のみ構造物端まで延長して設置し、中間車の条件では上流方向および下流方向に構造物端まで延長して設置した。

以降、本報告書で記述される寸法（表1を除く）は、特に示さない限り模型寸法ではなく実物大寸法である。

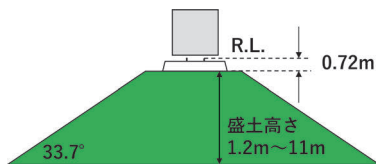


図6 盛土高さの定義



図7 模型設置状況（複線高架橋）

3. 転覆限界風速算出の実施条件

風洞試験、類似形状車両からの準用および数値計算によって空気力係数を算出し、それを用いて転覆限界風速を算出した条件を表2に示す。表2中の「風」は風洞試験、「準」は類似形状車両からの準用、「L」はLES、「R」はRANSのことを意味する。LESおよびRANSは数値計算の手法名で、詳細は5章で述べる。

4. 類似形状車両からの準用と風洞試験の比較

4.1 空気力係数の概略評価手法

おおよその空気力係数を求める（概略評価する）ことを考えれば、一覧表の中から、屋根部曲率半径 R が $R=5000\text{mm}$ の通勤型は103系、 $R=8000\text{mm}$ の特急型は485系の空気力係数をそのまま用いる方法が考えられる。そこで、本報告では通勤型 A および通勤型 B、特急型 A、特急型 B の空気力係数を既往の103系、485系に対する風洞試験結果から準用する。通勤型の概略評価フローを図8に示す。特急型の概略評価は、図8中の103系を485系に読み替えて実施する。

4.2 風洞試験結果との比較

風洞試験では試験風速 $20 \cdot 25 \cdot 30\text{m/s}$ で空気力を測定したが、本報告では最も試験風速が大きい 30m/s の結果を示す。また、風向角は $90 \cdot 70 \cdot 50 \cdot 30$ 度で風洞試験を実施した。

類似形状車両から準用して求めた $C_{M,lec}$ を同じ条件で

表2 転覆限界風速算出条件

構造物形状	通勤型A	通勤型B	特急型A	特急型B
複線高架橋	R.L.桁高1m	風, L	-	-
	R.L.桁高1.72m	風, 準, L	風, 準, R	風, 準, R
	R.L.桁高4.22m	-	-	風, 準
	R.L.桁高6.72m	風, 準	風, 準, L, R	風, 準, L, R
単線橋りょう	R.L.桁高1m	風, L	風, L	風, L
	R.L.桁高1.36m	風, 準, L	準	-
	R.L.桁高2.36m	風, 準	-	-
盛土	R.L.桁高3.86m	風, 準	風, 準, L	風, 準, L
	高さ1.2m	風, 準	風, 準	風, 準
	高さ2m	風, 準, L	風, 準, R	風, 準, R
	高さ5m	風, 準	風, 準, L	風, 準
	高さ8m	風, 準	風, 準, R	風, 準, L, R
高さ11m	風, 準	準	風, 準	準



図8 概略評価フロー（通勤型の場合）

の通勤型車両および特急型車両の $C_{M,lee}$ で除した $C_{M,lee}$ 比 (準用/風洞試験) を複線高架橋を例として図9に示す。表2の風洞試験および類似形状車両からの準用の両方を実施している全条件 (緑, 橙, 青, 黄) で比較したところ, $C_{M,lee}$ 比 (準用/風洞試験) は 0.85~1.28 であった。また, C_s 比 (準用/風洞試験) も確認してみたところ, 0.81~1.21 であった。

類似形状車両からの準用で得られた空気力係数から算出された転覆限界風速と風洞試験結果から算出された転覆限界風速の比較は, 6章で述べる。

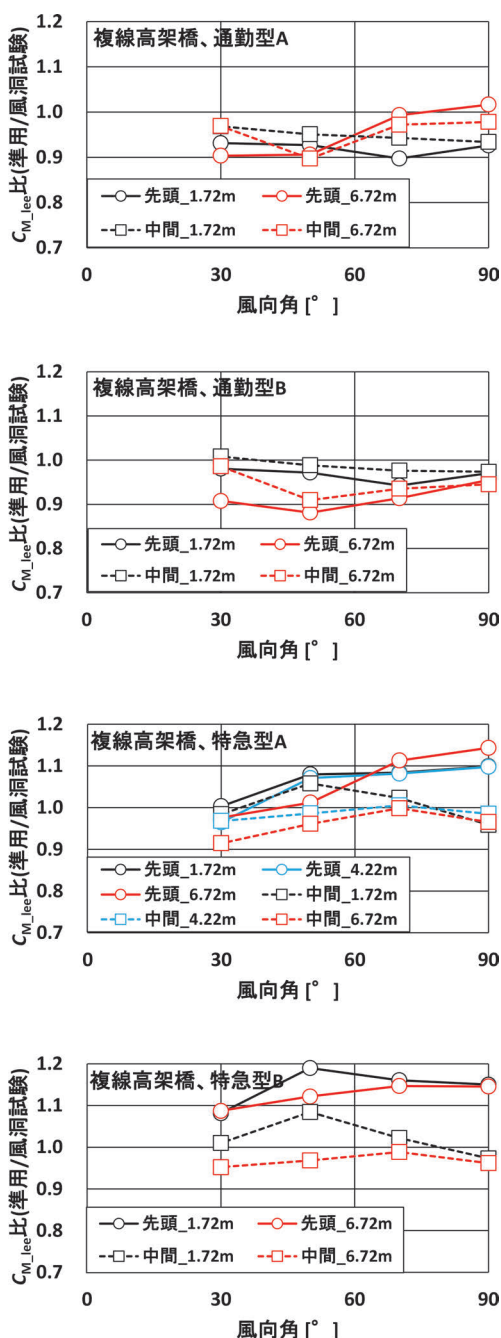


図9 $C_{M,lee}$ 比 (準用 vs 風洞試験)

5. 数値計算 (数値シミュレーション)

本研究では, 2種類の数値シミュレーションを実施した。以下に各数値シミュレーションの解析方法を述べる。

5.1 LESによる解析方法

解析には鉄道総研で開発した「空気流シミュレータ」を用いた³⁾。これは直交格子法に基づく有限差分法流体解析プログラムである。

図10に計算モデルの概要を示す。計算領域は, 流れ方向 (x) に 15.5m, 幅方向 (y) に 5m, 鉛直方向 (z) に 3m とした。 y および z 方向の寸法は風洞試験を実施した大型低騒音風洞密閉型測定部と等しくした。車両モデル (1/40 スケール) は, 先頭車両及び中間車両の2両とダミーの3両目からなり, 3両目の車体断面形状を計算領域端まで延長した (図11)。風洞試験と異なり, ここでは2両目を中間車両と呼び, 計算コスト低減のため, 先頭車と中間車の空気力係数を同時に計算したことに注意が必要である。地上構造物モデルのレール方向長さは, 計算領域の全域とした。ただし, 風向角 30 度の計算ケースのみ, 下流側の車両モデルおよび地上構造物モデルの延長は, 回転中心から 3m までとした。車両モデル及び地上構造物モデルを回転させることで風向角を設定した。計算領域の流入境界面には自然風を模擬した乱流分布を逐次与えた。ここで与える乱流は, 別途実施した風洞試験と同様の乱流境界層生成装置を用いて生成した乱流境界層の計算結果である⁴⁾。なお, 風洞試験の試験風速に相当する流速は 30m/s とした。計算格子は不等間隔直交格子とし, 先頭車両及び中間車両付近で最密になるように滑らかに粗密を設定した。最小格子間隔を 2mm とした。総格子点数は約 6 億点である。

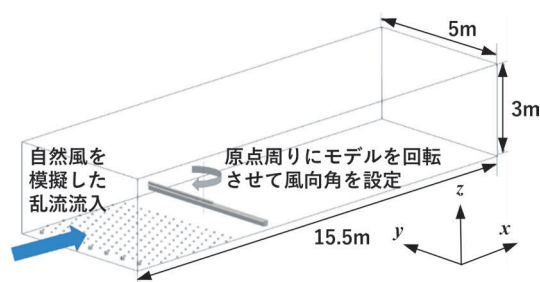


図10 計算モデルの概要

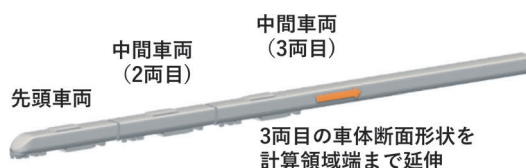


図11 車両モデル

解析における基礎式は非圧縮性流体に対するナビエ・ストークスの式とした。乱流解析方法はラージ・エディ・シミュレーション (LES) とした。空間差分は二次精度中心差分法、時間発展は三次精度のアダムス・バッシュフォース法を用いた。時間進行における時間刻み幅は 6.7×10^{-6} s とした。速度と圧力のカップリングはフラクショナル・ステップ法を用いた。境界条件は、流入境界では上述の自然風を模擬した乱流境界層の速度分布、流出境界では対流流出条件、計算領域の床面では速度ゼロに固定、側面および天井面ではスリップ境界条件とした。物体表現方法は、計算格子セル単位で流体と固体を区別するボクセル法とし、物体表面は速度ゼロに固定した。

空気力係数は、評価時間を短縮する近似手法 (文献 5 で有効性を確認) を用い、評価時間 (1.0s) における空気力の時間平均値と別途実施した乱流境界層のみの計算結果における車両位置の車両長手方向の一次元速度分布の時空間平均値を用いて算出した。1 形状 1 風向角の計算ケースを実施するための計算時間は、鉄道総研のスーパーコンピュータ (Cray XC50) の 3600 並列計算において約 12 時間であった。

5.2 RANS による解析方法

解析における基礎式はレイノルズ平均された非圧縮性流体のナビエ・ストークスの式 (RANS) である。乱流モデルは、過去に実施した横風風洞試験を模擬するシミュレーション⁴⁾ で用いた $k\omega$ -SST モデルとした。速度と圧力のカップリングには SIMPLE 法を、対流項の空間離散化には QUICK スキーム (実質的には二次精度風上差分法) を用いた。なお、ソルバーには Ansys Fluent ver. 17.1 を用いた。計算は、風洞試験の模型縮尺 1/40、試験風速 30m/s と同程度のレイノルズ数で実施した。

図 12 に中間車両および先頭車両を対象とした解析領域を示す。本解析では、風洞試験とは異なり、解析格子は同一として、入口境界の気流の向きを変えることで、風向角が異なる条件の解析を実施し、格子生成に要する手間を削減した。そのため、解析領域の側面 (面の法線がレール方向) には周期境界を課し、地上構造物は解析領域全幅に渡って存在する。解析領域のレール方向の長

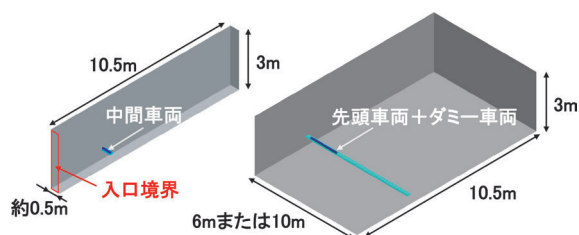


図 12 解析領域 (複線高架橋, R.L. 桁高 1.72m)

さは、中間車両を対象とする解析では、中間車両 1 両 + 車間を合わせた長さ約 0.5m とし、先頭車両を対象とする解析では、6m (複線高架橋 R.L. 桁高 1.72m, 盛土高さ 2m) または 10m (複線高架橋 R.L. 桁高 6.72m, 盛土高さ 8m) とした。先頭車両を対象とする解析において、先頭車両に隣接する車両 (ダミー車両) の長さは、模型寸法で約 1m (約 2 両分) とし、ダミー車両で生じた伴流が、周期境界を通じて先頭車両周辺の流れ場に影響を及ぼすことがないように、解析領域のレール方向長さは十分に広くした。解析領域の高さは、風洞試験に合わせて 3m とし、まくらぎ方向の長さは 10.5m (車両風上 3m, 風下 7.5m) とした。

境界条件に関して、入口境界で速度固定、出口境界で圧力固定、計算領域の天井は対称境界 (スリップ境界) とした。車両および地上構造物の表面は壁境界 (粗さ 0) とし、計算領域の床面は、後述する速度分布を維持させるため、粗さの影響を含んだ壁境界とした。

計算領域入口で与える速度分布の作成に関して、レール方向だけでなく、まくらぎ方向にも周期境界を課した空の解析領域を別途設定し、これに対して圧力勾配をかけることで、完全に発達した乱流境界層を生成した。その際、床面には粗さ (0.05m に設定) の影響を含んだ壁境界条件を課し、風洞試験と同程度の風速が得られるよう圧力勾配を調整した。また、空の解析領域にかかる圧力勾配の向きを変えることで、風向角が異なる場合の乱流境界層を生成した。

車両周りの解析格子は、主にテトラ要素 (四面体) とプリズム要素 (三角柱) で生成した。車両表面の格子幅は 0.5mm から 1.5mm とし、車両表面に発達する薄い境界層を解像するために、車両床下を除き、境界層格子 (プリズム要素) を生成した。境界層格子の高さは最小で 0.05mm とし、10 層生成した。

台車や排障器などの細部は、模型形状を忠実に再現すると格子数が増大するため、形状を適宜簡略化し、格子数を抑えた。ダミー車両の断面形状は一樣とし、中間車両の断面形状に合わせた。

車種や地上構造物によって異なるが、中間車両の場合に、総格子数は 3400 万から 5400 万要素、先頭車両の場合に、5900 万から 8600 万要素となった (5.1 節の LES よりも 1 桁以上少ない)。1 形状 1 風向角の計算ケースを実施するための計算時間は、鉄道総研のスーパーコンピュータ (Cray XC50) の 504 並列計算において先頭車で約 6 時間、中間車で約 4 時間であった。

5.3 数値計算と風洞試験の比較

LES および RANS による数値計算から得られた C_{M_le} を同じ条件の風洞試験から得られた C_{M_le} で除した C_{M_le} 比 (LES/風洞試験) および C_{M_le} 比 (RANS/風洞試

験)を複線高架橋を例として図13および図14に示す。

表2の風洞試験およびLESの両方を実施している全条件(桃, 緑, 黄)で比較したところ, $C_{M_{lee}}$ 比(LES/風洞試験)は0.98~1.58であった。また, C_s 比(LES/風洞試験)も確認してみたところ, 0.90~1.59であった。

次に, 表2の風洞試験およびRANSの両方を実施している全条件(橙, 黄)で比較したところ, $C_{M_{lee}}$ 比(RANS/風洞試験)は0.67~0.98であった。また, C_s 比(RANS/風洞試験)も確認してみたところ, 0.69~1.03であった。

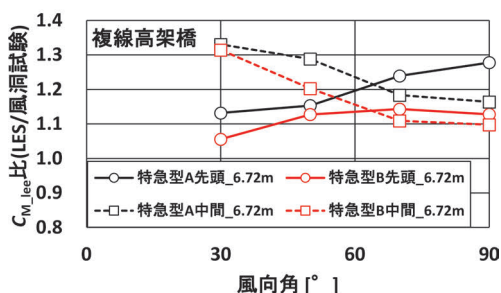
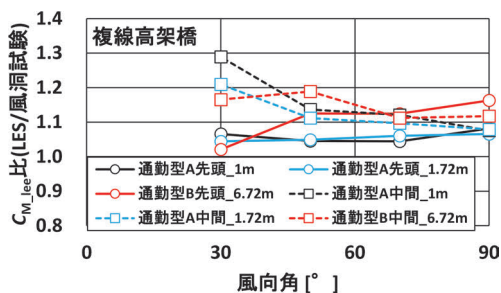


図13 $C_{M_{lee}}$ 比 (LES vs 風洞試験)

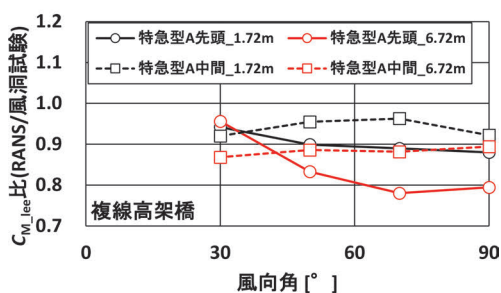
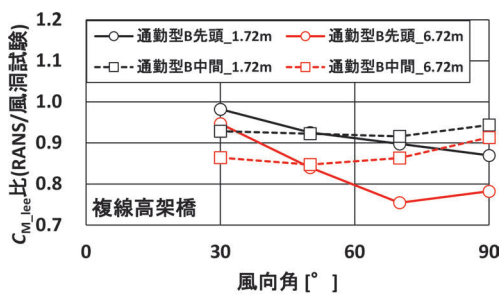


図14 $C_{M_{lee}}$ 比 (RANS vs 風洞試験)

6. 3手法による転覆限界風速の比較

本章では, 風洞試験, 類似形状車両からの準用および数値計算(LES, RANS)により算出された空気力係数から転覆限界風速を算出し, 比較する。転覆限界風速は, 3つの空気力係数(C_s, C_L, C_M)と車両諸元を用いて総研詳細式⁶⁾により算出した。本報告では, 直線区間を走行する状況で列車速度を5km/h刻みとし, 通勤型では0~110km/h, 特急型では0~130km/hで算出した。転覆限界風速の評価高さは, 車体中心高さ(図4の Z_V)である。通勤型Aの車両諸元は通勤型Bの車両諸元と同じとした。従って, もし通勤型Aと通勤型Bの空気力係数が同じであれば, 転覆限界風速も同じとなる。一方, 特急型Aと特急型Bの車両諸元は異なるため, 特急型Aと特急型Bの空気力係数が同じであっても, 転覆限界風速は異なる。

「類似形状車両からの準用および数値計算(LES, RANS)結果から算出された転覆限界風速」から「風洞試験結果から算出された転覆限界風速」を引いた差を図15, 差の絶対値の平均値を図16に示す。ただし, 転覆限界風速が大きい値における差異の情報はあまり重要でないと考えられるため, 風洞試験結果から算出された転覆限界風速が30m/s未満となる条件で整理した結果を示す。図15は箱ひげ図と呼ばれるグラフである。箱ひげ図は, 平均値(図中の×印)や四分位数(25%点(箱の上辺), 50%点(箱の中の線), 75%点(箱の下辺))を示している。図15, 16から, 以下のことが分かる。

- ・本研究の条件内では, LESは風洞試験よりも転覆限界風速を小さく(安全側), RANSは風洞試験よりも転覆限界風速を大きく見積もる傾向にある。
- ・差の絶対値の平均値に着目すると, 複線高架橋上の通勤型では, 類似形状車両からの準用よりも数値シミュレーション(LES, RANS)の方が風洞試験による転覆限界風速の算出値に若干近い(風洞試験結果とLESの転覆限界風速の差の絶対値は1.5m/s)。
- ・平均値に着目すると, 複線高架橋上の特急型および単線橋りょう, 盛土の条件では, 数値シミュレーション(LES, RANS)よりも類似形状車両からの準用の方が風洞試験による転覆限界風速の算出値に近い(風洞試験結果と類似形状車両からの準用の転覆限界風速の差の絶対値の平均値は最大で2.0m/s)。

以上より, 例えばR5000やR8000の新型車両等の強風時風転覆安全性評価を行う場合, まず既往研究の一覧表より空気力係数を準用し, 転覆限界風速を算出することが適当であると考えられる。ここで算出された転覆限界風速の値を見て, 余裕が小さい場合など, 詳細な検討を行う必要があると判断された場合は, 風洞試験を実施することが望ましいと考えられる。また, R5000やR8000以外の

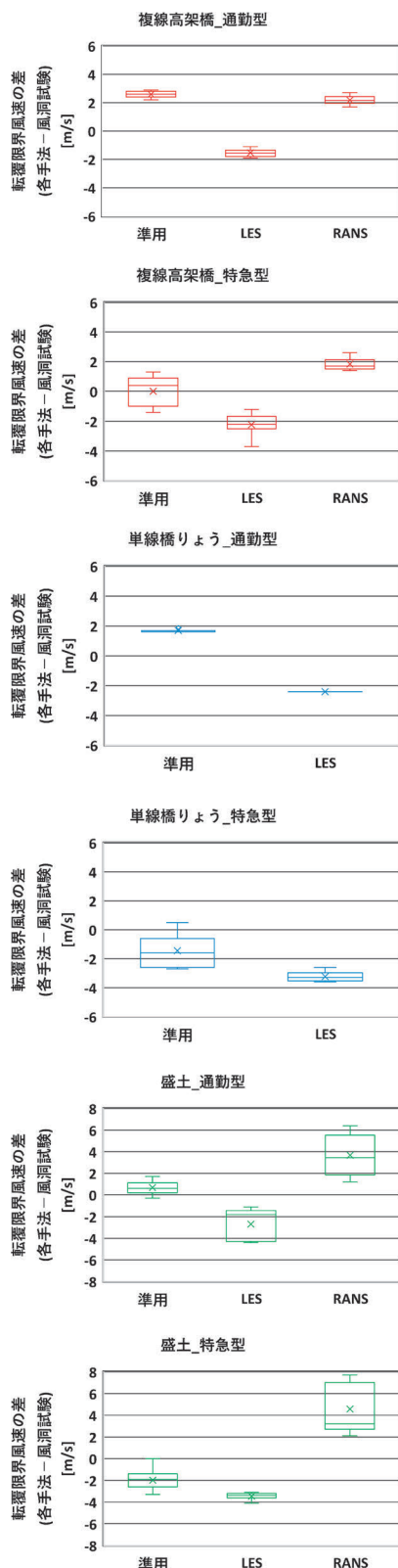


図 15 空気力係数算出方法の違いによる転覆限界風速の差（風洞試験での転覆限界風速が 30m/s 未満の条件）

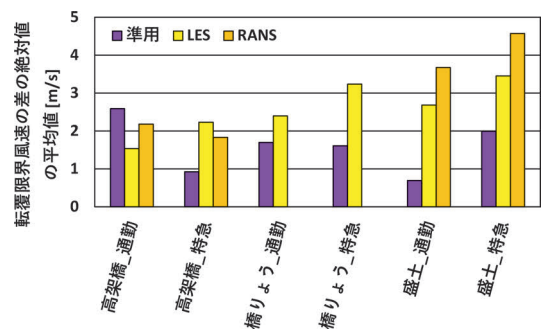


図 16 空気力係数算出方法の違いによる転覆限界風速の差の絶対値の平均値（風洞試験結果での転覆限界風速が 30m/s 未満の条件）

新型車両等の強風時風転覆安全性評価を行う場合は、LES や RANS により計算された空気力係数を用いて転覆限界風速を算出することが考えられる。差の絶対値の平均値に着目すると、その差異は LES で 3.5m/s、RANS で 4.6m/s 以内であると考えられる（図 16）。ただし、本報告で検討した条件における差異であることに注意されたい。

7. まとめ

風洞試験、類似形状車両からの準用および数値計算といった、空気力係数評価方法の違いによる転覆限界風速の差異を調査した。その結果、風洞試験結果から算出された転覆限界風速との差の絶対値の平均値に着目すると、本報告で検討した条件においては、準用で 2.6m/s、LES で 3.5m/s、RANS で 4.6m/s 以内であった。

文献

- 1) 種本勝二, 鈴木実, 斎藤寛之, 井門敦志: 在来線車両の空気力係数に関する風洞試験結果, 鉄道総研報告, Vol.27, No.1, pp.47-50, 2013
- 2) 鈴木実, 種本勝二, 斎藤寛之, 今井俊昭: 自然風を模擬した車両に働く空気力に関する風洞試験法, 鉄道総研報告, Vol.17, No.11, pp.47-52, 2003
- 3) 中出孝次, 光用剛: 複雑形状に対応した空気流・空力音シミュレーション, RRR, Vol.72, No.12, pp.22-25, 2015
- 4) 野口雄平, 中出孝次: 横風空力特性に関する風洞試験を模擬した数値シミュレーション, 鉄道総研報告, Vol.31, No.9, pp.11-16, 2017
- 5) Nakade, K., Noguchi, Y. and Kikuchi, K., "Fluctuating aerodynamic force on railway vehicle under crosswind using large-eddy simulation," 8 th International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications, 2016.
- 6) 日比野有, 石田弘明: 車両の転覆限界風速に関する静的解析法, 鉄道総研報告, Vol.17, No.4, pp.39-44, 2003

■ 2023年1月号の訂正

調査報告の図中、表中および本文中に誤りがありました。
以下のように訂正させて頂き、お詫び申し上げます。

【訂正箇所①】

p.39 左段19行目

【誤】 1.2, 2, . . .

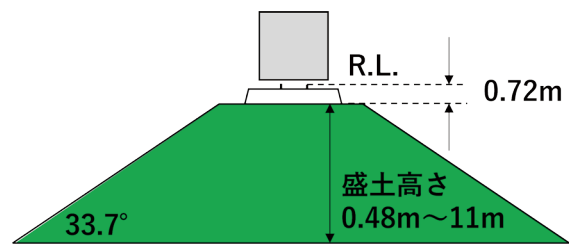
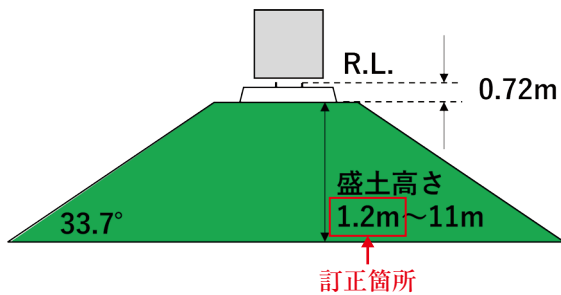
【正】 0.48, 2, . . .

【訂正箇所②】

p.39 図6中の一部表記

【誤】 1.2m

【正】 0.48m



【訂正箇所③】

p.39 表2中の一部表記

【誤】 高さ1.2m

【正】 高さ0.48m

構造物形状		通勤型A	通勤型B	特急型A	特急型B
複線高架橋	R.L.桁高1m	風, L	-	-	-
	R.L.桁高1.72m	風, 準, L	風, 準, R	風, 準, R	風, 準
	R.L.桁高4.22m	-	-	風, 準	-
	R.L.桁高6.72m	風, 準	風, 準, L, R	風, 準, L, R	風, 準, L
単線橋りょう	R.L.桁高1m	風, L	風, L	風, L	風, L
	R.L.桁高1.36m	風, 準, L	準	-	-
	R.L.桁高2.36m	風, 準	-	-	-
盛土	R.L.桁高3.86m	風, 準	風, 準, L	風, 準, L	風, 準, L
	高さ1.2m	風, 準	風, 準	風, 準	準
	高さ2m	風, 準, L	風, 準, R	風, 準, R	風, 準
	高さ5m	風, 準, L	風, 準, L	風, 準, L	風, 準
	高さ8m	風, 準	風, 準, R	風, 準, L, R	風, 準, L
高さ11m	風, 準	準	風, 準	準	

訂正箇所

構造物形状		通勤型A	通勤型B	特急型A	特急型B
複線高架橋	R.L.桁高1m	風, L	-	-	-
	R.L.桁高1.72m	風, 準, L	風, 準, R	風, 準, R	風, 準
	R.L.桁高4.22m	-	-	風, 準	-
	R.L.桁高6.72m	風, 準	風, 準, L, R	風, 準, L, R	風, 準, L
単線橋りょう	R.L.桁高1m	風, L	風, L	風, L	風, L
	R.L.桁高1.36m	風, 準, L	準	-	-
	R.L.桁高2.36m	風, 準	-	-	-
盛土	R.L.桁高3.86m	風, 準	風, 準, L	風, 準, L	風, 準, L
	高さ0.48m	風, 準	風, 準	風, 準	準
	高さ2m	風, 準, L	風, 準, R	風, 準, R	風, 準
	高さ5m	風, 準, L	風, 準, L	風, 準, L	風, 準
	高さ8m	風, 準	風, 準, R	風, 準, L, R	風, 準, L
高さ11m	風, 準	準	風, 準	準	

【訂正箇所④】

p.39 図8中の一部表記

【誤】 □ = 1.2, 2, . . .

【正】 □ = 0.48, 2, . . .



訂正箇所



【訂正箇所⑤】

p.40 左段7行目

【誤】 0.81~1.21

【正】 0.81~1.19

【訂正箇所⑥】

p.42 右段下から8行目

【誤】 2.0m/s

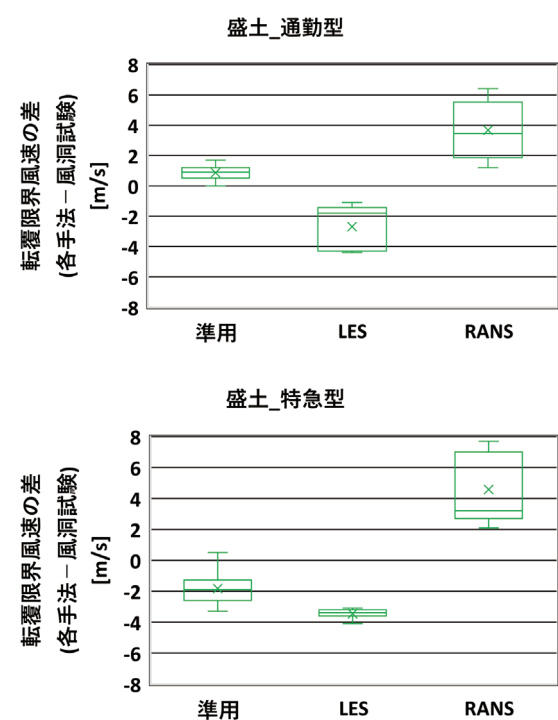
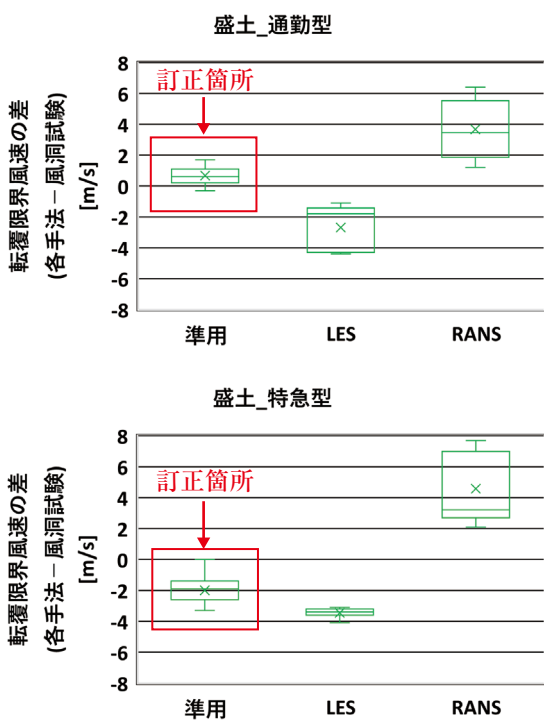
【正】 1.9m/s

【訂正箇所⑦】

p.43 図15中 下2つのグラフ（盛土_通勤型および盛土_特急型の準用の値）

【誤】

【正】

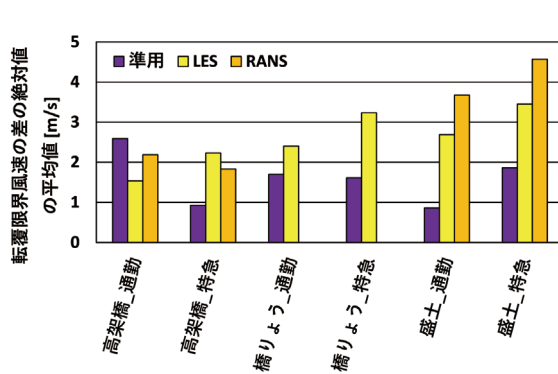
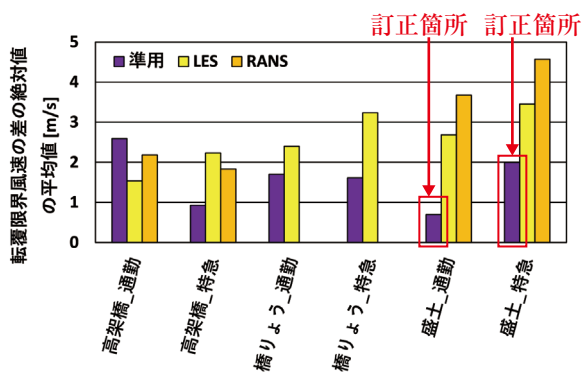


【訂正箇所⑧】

p.43 図16中 盛土_通勤および盛土_特急の準用の値

【誤】

【正】



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

鈴木浩明	川崎邦弘	長倉 清	日比野有
伊積康彦	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1号

2023年1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. 1

Jan. 2023

PAPERS

- Equation for Design Strength of Embedded Part of Square Steel Stopper in Railway Bridge
.....S.TODOROKI, Y.MORI, T.TADOKORO, K.WATANABE (1)
- Prediction Equation for Shrinkage Strain of Concrete Considering the Effect of Mixed Cement
.....K.WATANABE, M.NAKAMURA, T.ISHIDA, T.WATANABE (11)
- Effects of Impact Loads from Train Wheel Passing Rail Joints on Fatigue at Deck System of Steel Box Girders
.....Y.KOBAYASHI, T.INOUE (21)
- Influence of Structural Details of Beam-to-column Joint in RC Viaducts on Capacity
.....Y.NAKATA, K.WATANABE, T.TADOKORO (29)

RESEARCH REPORT

- Differences in Critical Wind Speed of Overturning Due to Differences in Aerodynamic Force Coefficient Evaluation Methods
.....T.OTOBE, M.SUZUKI, Y.NOGUCHI, H.KANEMOTO, K.NAKADE, H.NAKANO (37)

