

# 巻立て補強した鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関する一考察

国立研究開発法人土木研究所 正会員 ○宮田 秀太, 澤田 守, 中尾 尚史, 大住 道生

## 1. はじめに

平成 29 年の道路橋示方書<sup>1)</sup> (以下, 道示) において, 限界状態設計法及び部分係数設計法が導入された. 新設橋を対象とした鉄筋コンクリート橋脚 (以下, RC 橋脚) では, 損傷状態に応じた水平変位の推定手法<sup>2)</sup>に基づき, その推定手法が所要の信頼性で実現<sup>3)</sup>されることで, 信頼性を確保しつつ合理的な設計が可能となっている. 一方, 巻立て補強した RC 橋脚では, 水平耐力が低下し始める点を終局変位とみなし, そこから安全係数 (1.2 又は 1.5) で割り戻した点を限界状態に相当する変位<sup>4)</sup>としているが, 限界状態の変位と損傷状態及び抵抗特性の関係が明確でないといった課題がある.

著者らは, 耐震補強においてもより合理的な設計を可能とすることを目的に, 巻立て補強した RC 橋脚に対して損傷状態に応じた限界状態の評価や不確実性を考慮した部分係数の設定に向けて, 巻立て補強の塑性ヒンジ長 $L_p$ <sup>5)</sup>や鉄筋コンクリート巻立て (以下, RC 巻立て) の限界状態<sup>6)</sup>の評価を行っている. 本稿は, 代表的な巻立て補強 (RC 巻立て, 鋼板巻立て, 炭素繊維巻立て) を対象に, 限界状態に達したときの変位を試算し推定精度を考察した.

## 2. 対象供試体

表-1 に対象供試体<sup>5),6)</sup>の諸元を示す. 供試体は, 断面形状が円形・正方形から壁式のもので, せん断スパン比が 3 から 5 程度の曲げ破壊型のもを対象とした. 図-1 に示すように, 鋼板巻立て及び RC 巻立てでは, 曲げ耐力補強を目的とした補強鉄筋を, フーチングに定着したものを対象とした. 表-2 は, 実験における降伏変位 $\delta_y$ を基準として, その整数倍で整理した限界状態時の変位を示す. 限界状態 2 は水平耐力の低下がほとんどなく荷重繰返しが安定している状態 (エネルギー吸収が安定), 限界状態 3 は水平耐力が保持できなくなった状態として整理をした<sup>2)</sup>.

## 3. 限界状態の変位の算定方法

道示<sup>1)</sup>では, RC 橋脚の限界状態に相当する水平変位の特性値 $\delta_{ls}$ を, 式 (1) により算出することが規定されている. このとき, 橋脚基部が限界状態に達するときの曲率 $\phi_s$ を, 最外縁の軸方向鉄筋位置において, コンクリートの限界圧縮ひずみ又は軸方向鉄筋が限界状態に応じた引張ひずみ $\epsilon_{st}$  (式 (2)) に達するときとされている.

$$\delta_{ls} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_s - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \dots \dots \dots (1) \quad , \quad \epsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \dots \dots \dots (2)$$

ここで,  $\delta_{yE}$  又は  $\phi_y$  は限界状態 1 に相当する水平変位 (降伏変位) の特性値又はそのときの曲率,  $h$  は慣性力作用位置までの距離,  $\phi$  は軸方向鉄筋の直径,  $\beta_s$  又は  $\beta_{co}$  は帯鉄筋又はかぶりコンクリートの軸方向鉄筋のはらみ出しに対する拘束を表すばね定数,  $C$  は限界状態 2 の場合 0.025, 限界状態 3 の場合 0.035 である.

表-1 対象供試体の諸元

補強 工法 分類	供試 体 No.	断面 形状	断面 寸法 (mm)	載荷 高さ (mm)	軸方向 鉄筋比 (%)	帯鉄筋 鉄筋体 積比 (%)	軸方向鉄筋		補強鉄筋	
							径	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	径	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼板 巻立	1	円形	560	2550	1.44	0.20	D13	354	M12	336
	2	矩形	600×600	3010	1.59	0.13	D10	378	M12	336
	3	矩形	2400×2400	9600	1.20	0.17	D35	424	D32	383
	4	矩形	600×600	2400	1.20	0.23	D10	395	M12	388
RC 巻立	5	矩形	2140×660	2270	0.65	0.63	D13	381	D13	381
	6	矩形	1950×750	2400	0.37	0.14	D10	399	D13	534
炭素 繊維 巻立	7	矩形	700×700	2100	1.95	0.17	D16	363	---	---
	8	円形	700	2100	1.19	0.17	D13	367	---	---

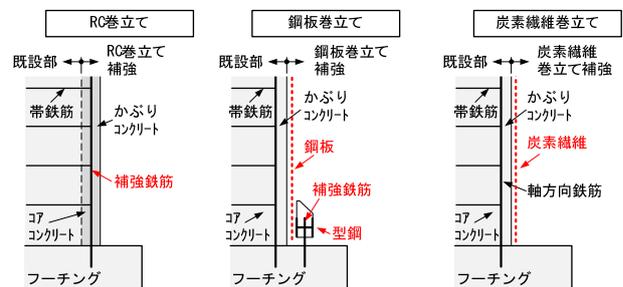


図-1 対象供試体の概念図

表-2 実験における限界状態時の変位

供試体No.	1	2	3	4	5	6	7	8
限界状態2	4 $\delta_y$	4 $\delta_y$	5 $\delta_y$	7 $\delta_y$	7 $\delta_y$	4 $\delta_y$	3 $\delta_y$	10 $\delta_y$
変位 (mm)	40	51	225	63	75	32	33	70
限界状態3	5 $\delta_y$	5 $\delta_y$	6 $\delta_y$	8 $\delta_y$	8 $\delta_y$	5 $\delta_y$	4 $\delta_y$	11 $\delta_y$
変位 (mm)	50	64	270	72	88	40	44	77

キーワード 鉄筋コンクリート橋脚, 巻立て補強, 塑性変形能, 限界状態, 設計法

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 (国研) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター TEL029-879-6773

補正係数  $k$  は、実験値が算定式を 1.3 倍程度上回ったことを考慮して設定されたものである<sup>3)</sup>。また、式 (2) の  $\beta_{co}$  は、かぶりコンクリートが剥落しながら損傷する抵抗機構を想定したモデルである。そのため、鋼板及び炭素繊維巻立てでは、 $\beta_{co}$  の代わりに、かぶりコンクリートが補強材料（鋼板、炭素繊維）と一体となって抵抗するばね定数  $\beta_{sc}$  として、式 (3) を用いた<sup>5)</sup>。

$$\beta_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd^3 s} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $E_c$  はかぶりコンクリートのヤング係数、 $I_{sc}$  はかぶりコンクリートと補強材料の合成断面からなる断面 2 次モーメント、 $d$  は帯鉄筋の有効長、 $n$  は帯鉄筋の有効長で囲まれるブロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数、 $s$  は帯鉄筋の間隔である。

**4. 限界状態の変位の算定結果及びその精度**

対象とした検討供試体は 8 体と少ないものの、実験値と計算値における推定精度のばらつきを確認する目的で、表-3 に統計値を図-2 に頻度分布を示す。あわせて新設橋を対象とした構造諸元での RC 橋脚の検討結果<sup>3)</sup>も示し、巻立て補強と RC 橋脚の精度を比較した。なお、計算値は、算定式による推定精度を確認する目的で、前述の補正係数  $k$  を考慮していない。表-3 より、巻立て補強単体 (B) の分析結果は、RC 橋脚単体 (A) と概ね同等の値となっている。そのため、集計した統計値 (A+B) も同等の値となっている。巻立て補強単体 (B) でのばらつきを示す指標である変動係数に着目すると、20%程度に収まっており RC 橋脚と同等の水準となっている。図-2 より、実験値と計算値の比は、概ね 1.3 倍程度に分布している。

図-3 に限界状態の変位について、実験値と計算値を比較したものを示す。図中の平均値は、表-3 に示す集計した統計値 (A+B) の値を用いた。あわせて新設橋を対象とした RC 橋脚の検討結果<sup>3)</sup>も示す。限界状態 2 及び 3 とともに実験値と計算値では、平均値に対して良好な分布となっていることが確認できる。図-4 には、既往の設計法<sup>4)</sup>により終局変位を算出した結果を示す。あわせて新設橋を対象とした RC 橋脚の検討結果<sup>2)</sup>も示す。変動係数は 40%程度であり、本稿にて算出した結果において、精度の向上が確認できる。

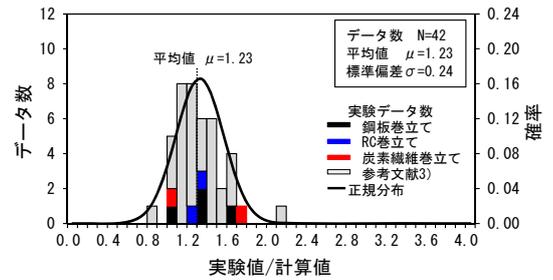
**5. まとめ**

本稿では、巻立て補強した RC 橋脚を対象に、RC 橋脚において適用が確認されている方法を踏襲して、限界状態評価を行う試みについて検討した。その結果、限界状態に応じた引張ひずみの推定法や鋼板や炭素繊維等の補強材料の抵抗特性を考慮することで、巻立て補強した RC 橋脚においても限界状態をより適切に評価できる可能性を示した。今後の課題は、検討供試体を増やして分析精度を向上させるとともに、設計法として所定の信頼性が確保できる部分係数についても検討していく。

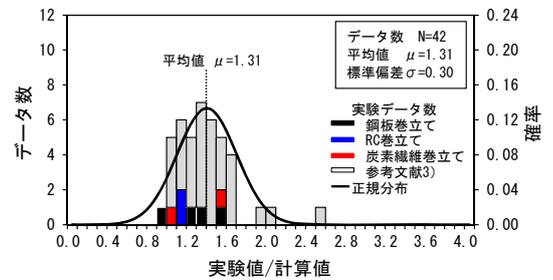
**参考文献** 1)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,2017. 2)星限順一ら：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究,土木研究所資料 No.4262,2013. 3)大住道生ら：V 耐震設計編の改定と関連する調査研究,土木技術資料,第 60 巻,第 2 号,pp.30-pp.33,2018. 4)玉越隆史ら：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料,国土技術政策総合研究所資料 No.700/土木研究所資料 No.4244,2012. 5)宮田秀太ら：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価,構造工学論文集,Vol.65A,pp.250-pp.263,2019. 6)大住道生ら：RC 巻立て補強された橋脚に対する限界状態の評価方法の提案,土木技術資料,第 61 巻,第 2 号,pp.24-pp.27,2019.

表-3 限界変位（実験値/計算値）の統計値

	限界状態2		
	文献3) (A)	本研究 (B)	集計 (A+B)
データ数	34	8	42
平均値	1.22	1.26	1.23
標準偏差	0.24	0.25	0.24
変動係数	0.20	0.20	0.19
	限界状態3		
	文献3) (A)	本研究 (B)	集計 (A+B)
データ数	34	8	42
平均値	1.32	1.31	1.31
標準偏差	0.31	0.30	0.30
変動係数	0.24	0.23	0.23



(a) 限界状態 2



(b) 限界状態 3

図-2 塑性変形能の頻度分布

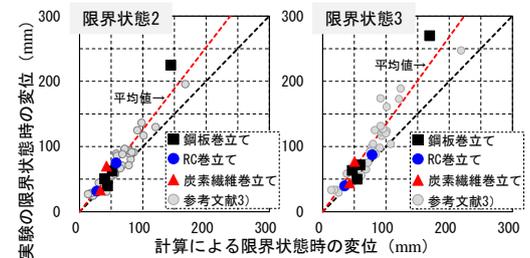


図-3 限界状態の変位の比較

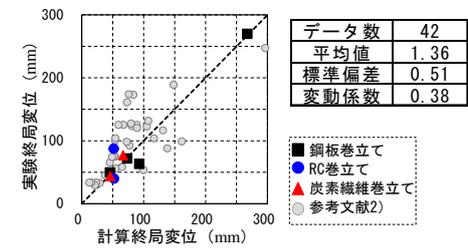


図-4 終局変位の比較