

炭素繊維シートによって巻立て補強した鉄筋コンクリート 橋脚の限界状態変位評価手法の検証

石崎 寛史¹・廣江 亜紀子²・大住 道生³

¹正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員(同上)

³正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員(同上)

1. はじめに

橋の設計基準である道路橋示方書V耐震設計編¹⁾(以下、道示V)では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚)に対する塑性変形能の評価として、正負交番繰返し載荷実験に基づき、損傷の進展メカニズムのうち、軸方向鉄筋位置のコンクリートの圧縮ひずみ及び軸方向鉄筋の引張ひずみに着目して限界状態を推定している。そのうち軸方向鉄筋に関しては、軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した塑性ヒンジ長を推定^{2),3)}し、軸方向鉄筋の引張ひずみを指標とし、算出する限界状態に相当する変位の推定する手法⁴⁾が用いられている。これらは、実験との重回帰分析により得られた回帰式を用いることで、より合理的な設計を可能としている⁴⁾。

この推定手法は、配筋条件及び構造細目、軸力等に対して、実験で確認された範囲を前提とした適用の範囲が設けられている。このため、前提となる構造が異なる巻立て補強されたRC橋脚では、RC橋脚と同様の推定手法を、そのまま用いることはできない。そこで、補強橋脚に対しても、損傷の進展メカニズムを考慮した限界状態を適切に評価し、限界状態に相当する変位の推定手法を提案することで、推定精度の高い合理的な設計法を構築していく必要がある。

著者らグループは、これまでに炭素繊維による補強効果を考慮した塑性ヒンジ長の推定手法⁵⁾及び限界状態の推定手法の提案^{6),7)}を行っている。しかし、文献^{6),7)}の検討において、対象としている供試体数は、炭素繊維シートによって巻立て補強されたRC橋脚(以下、炭素繊維補強橋脚)に限れば2供試体と、

検証数が少ないことが課題となっていた。

本稿では、過去に行われた炭素繊維補強橋脚の実験についてRC橋脚と同様の観点で限界状態の整理分析を行い、ファイバー要素を用いて実験の再現解析を試み、実験における炭素繊維補強橋脚の限界状態と軸方向鉄筋ひずみの関係を整理した。得られた結果と筆者らが提案した軸方向鉄筋ひずみに関連づけた限界状態に相当する変位の推定手法を比較し、提案手法の精度検証を行った結果を報告する。

2. 対象実験の概要及び供試体の諸元

本稿では、過去にRC橋脚の基部靱性向上を目的として行われた炭素繊維補強橋脚の正負交番繰返し載荷実験を調査の対象とした。正負交番繰返し載荷実験は、軸方向鉄筋が降伏する時の水平力載荷位置の変位 δ_y を基準とし、その整数倍した値を載荷ステップ($n \times \delta_y$)として、変位制御により載荷する載荷が行われている。その中で、図-1に示す各載荷ステップにおける繰返し回数が3回のものを対象とした。これは、RC橋脚の検討において、吸収エネルギーの比較から、繰返し回数を3回とする載荷パターンは、繰返し回数の多いタイプⅠ地震動に対する応答に概ね相当しているため⁸⁾とされており、本稿もこれに準じた。

対象とした供試体諸元を表-1に示す。対象供試体は、過去に行われた実験^{8)~11)}を調査整理したものである。断面形状は、円形断面及び矩形断面として、形状による違いを検討を行えるようにした。

表-1 対象供試体一覧

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 体積比 (%)	補強材料			軸応力 (N/mm ²)	参考文献
						層数 (層)	降伏点 (N/mm ²)	体積比 (%)		
1	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	0.5	3481	0.056	0.98	8)
2	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	1	3481	0.111	0.98	8)
3	円形	φ 400	1200	1.02	0.206	1	3481	0.167	0.98	8)
4	円形	φ 400	1200	1.02	0.240	1	3481	0.111	0.98	8)
5	矩形	600 × 600	2000	1.99	0.075	2	4227	0.223	1.96	9)
6	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	4	3834	0.445	5.28	10)
7	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	8	3834	0.891	6.12	10)
8	矩形	600 × 600	1500	4.42	0.079	12	3834	3.336	5.79	10)
9	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	3	4312	0.190	3.92	11)
10	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	5	4312	0.317	3.92	11)
11	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	8	4312	0.507	3.92	11)
12	矩形	700 × 700	3200	2.60	0.121	5	3814	0.317	3.92	11)

3. 実験における限界状態の整理

RC橋脚の限界状態は道示V¹⁾において、限界状態2は水平耐力の低下がほとんどなくエネルギー吸収が安定して期待できる限界の状態、限界状態3は橋脚の水平耐力を保持できる限界の状態と定義されている。炭素繊維補強橋脚の実験における限界状態の評価手法として、星隈らが提案したRC橋脚の評価手法⁴⁾を用いて評価を行った。

具体的には、実験における限界状態2の指標として、繰返し回数3回の載荷のうち3回目の載荷における水平耐力が1回目の載荷における水平耐力の85%程度を下回らず、かつ、3回目の載荷における吸収エネルギーが2回目の載荷における吸収エネルギーの90%程度以上となる状態が指標とされている。すなわち、上記の指標の両方を満足する最大の変位が載荷実験における限界状態2に相当する変位となる。実験における限界状態3の指標としては、水平耐力を保持している限界の状態とされている。すなわち、水平力が急落する基準変位の一つ前の基準変位が載荷実験における限界状態3に相当する変位となる。

なお、上記指標より整理した結果、限界状態2に相当する変位と限界状態3に相当する変位が同じとなった場合には、限界状態2に相当する変位を一つ前の基準変位とする。これは、星隈らが提案したRC橋脚の評価手法⁴⁾において、前述した指標での評価を行った際に限界状態2と限界状態3が同一変位になった場合には、供試体の損傷状況等から、限界状態2は、その1つ前の基準変位と整理されており、限界状態2と限界状態3は同一変位としていないことを踏襲した。

また、載荷試験の際に、補強部材の損傷等により補強の前提となる条件が崩れた場合には、前述の指標を満たしていたとしても、その直前の時点水平耐力を保持できる限界の状態とみなし評価を行った。

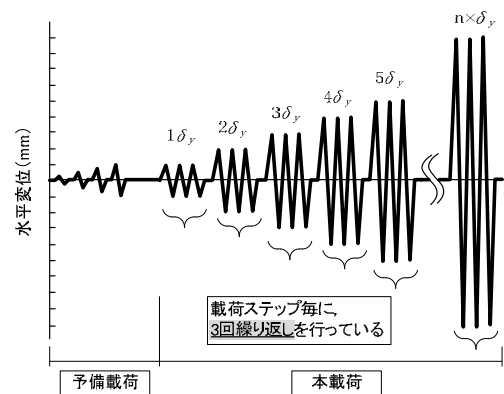


図-1 載荷ステップ・繰返し回数の概念図

表-2 実験における限界状態に相当する変位の整理結果

供試体 No.	限界状態2		限界状態3	
	塑性率	変位 (mm)	塑性率	変位 (mm)
1	9 δ _y	42	10 δ _y	47
2	10 δ _y	52	11 δ _y	57
3	9 δ _y	54	10 δ _y	60
4	9 δ _y	47	10 δ _y	52
5	6 δ _y	47	7 δ _y	55
6	4 δ _y	55	5 δ _y	69
7	5 δ _y	64	6 δ _y	77
8	6 δ _y	72	7 δ _y	84
9	6 δ _y	122	7 δ _y	144
10	6 δ _y	122	7 δ _y	144
11	7 δ _y	143	8 δ _y	163
12	6 δ _y	125	7 δ _y	145

これらの指標を用いて、対象12供試体の限界状態2, 3に相当する塑性率と水平変位を整理した結果を表-2に示す。

4. ファイバー要素を用いた実験の再現解析

(1) 解析目的

本稿では、新設RC橋脚と同様に、軸方向鉄筋のはらみ出し現象といった損傷の進展メカニズムに着目して、塑性ヒンジの形成とその領域内での軸方向鉄筋のひずみ挙動を踏まえた限界状態に相当する変位の推定手法の構築を目指している。そのため、実

験に基づく限界状態2及び限界状態3において、補強橋脚内の軸方向鉄筋のひずみの状態を把握する必要がある。しかし、実験において炭素繊維補強橋脚が限界状態に達した時には、軸方向鉄筋は塑性化して、降伏以降の挙動となっているため、ひずみ挙動を直接計測することは困難である。そこで、ファイバー要素を用いた実験の再現解析を行うことで、炭素繊維補強橋脚が限界状態に相当する変位に達した時の軸方向鉄筋のひずみを求めることとした。

(2) 解析モデル及び载荷方法

a) 解析モデル

本解析では、炭素繊維補強橋脚の断面をファイバー要素によりモデル化した。断面分割数は、新設RC橋脚¹⁾と同様にコンクリート部材を軸方向に50分割程度、軸方向鉄筋は1本ごとにモデル化した。軸方向鉄筋及びコンクリートのそれぞれに材料特性を与え、材料非線形挙動や各要素のひずみ量を解析的に確認した。

補強橋脚の高さ方向に対する要素分割は、橋脚基部を式(1)により算出した塑性ヒンジ長 L_p とし、それより上部の柱部は断面高さ D の半分($0.5D$)で分割した。载荷点付近は、線形はり要素を用いた。

$$L_p = 9.5\sigma_{sy}^{1/6}\beta_n^{-1/3}\phi \quad (L_p \leq 0.15h) \quad (1)$$

ここで、 σ_{sy} は軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm^2)、 ϕ は軸方向鉄筋の直径(mm)、 h は慣性力作用位置までの距離(mm)である。 β_n は炭素繊維により補強されたかぶりコンクリートで、新設RC橋脚の比較して、その損傷メカニズムに基づく軸方向鉄筋のはらみ出し現象に大きな影響を及ぼす軸方向鉄筋の拘束機構が異なっている。著者らは、軸方向鉄筋の塑性座屈解析により、その効果を検証し、RC橋脚に生じる塑性ヒンジ長の算出式^{2),3)}を基に、炭素繊維により補強されたかぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 β_{sc} として、式(2)及び式(3)により補強橋脚に対する塑性ヒンジ長を推定する方法を提案⁵⁾している。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{sc} \quad (2)$$

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

ここで、 E_c はかぶりコンクリートのヤング係数(N/mm^2)、 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(mm^4)、 d は帯鉄筋の有効長(mm)、 n は帯鉄筋の有効長で囲まれるブ

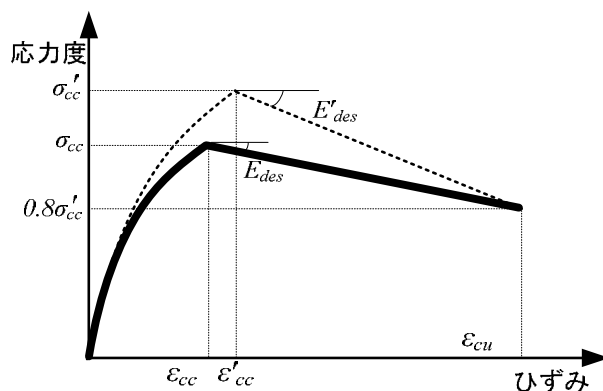


図-2 コンクリートの応力-ひずみ関係

ロックに含まれる圧縮側軸方向鉄筋の本数(本)、 s は帯鉄筋の間隔(mm)である。

b) 軸方向鉄筋の応力度ひずみ関係

軸方向鉄筋の応力度ひずみ関係は、堺ら¹²⁾の修正Menegotto-Pintoモデルを用いた。なお、軸方向鉄筋の降伏後剛性は、零としてモデル化を行った。これは、RC橋脚に対するファイバー要素を用いた解析において、降伏後剛性の有無による検討が行われており、降伏後剛性の影響が軸方向鉄筋ひずみの結果に与える影響は少ないことが確認されているからである⁴⁾。

c) 巻立てられたコンクリートの応力度ひずみ関係

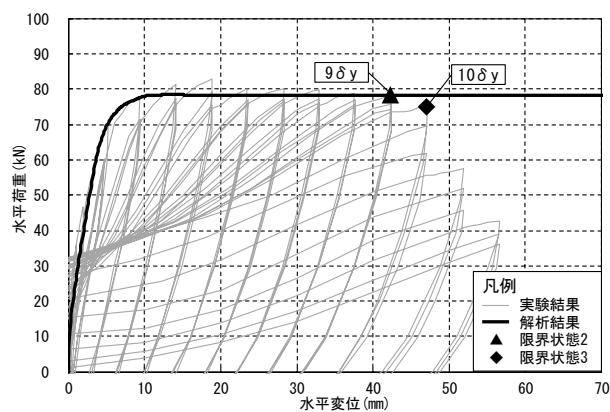
炭素繊維シートの巻立てによる拘束効果を考慮したコンクリートのモデル化に用いた応力度ひずみ関係¹³⁾を図-2に示す。

ここで図中の σ_{cc} がコンクリート最大圧縮応力度(N/mm^2)、 ϵ_{cc} がコンクリート最大圧縮応力時ひずみ、 ϵ_{cu} がコンクリートの限界ひずみ、 E_{des} が下降勾配(N/mm^2)である。また、図中の破線は、 ϵ_{cu} を算出するために用いる炭素繊維シートを引張強度比で鉄筋換算した場合の炭素繊維シートで巻立てられたコンクリートの応力ひずみ曲線で、その際の σ_{cc}' がコンクリート最大圧縮応力度(N/mm^2)、 ϵ_{cc}' がコンクリートの限界ひずみ、 E'_{des} が下降勾配(N/mm^2)である。

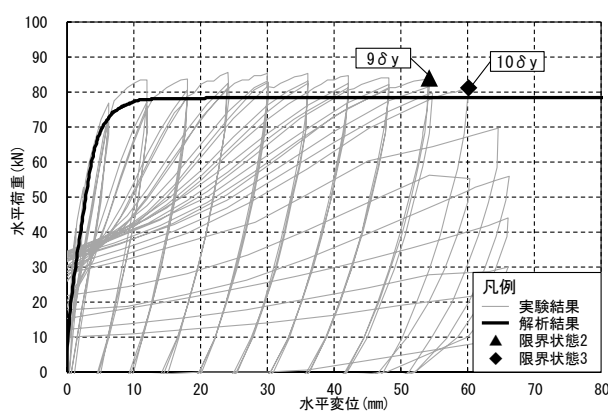
炭素繊維巻立ては、既設コンクリートのかぶりも含めて補強材料による拘束効果を考慮しているため、全断面に対して拘束効果を考慮したコンクリートの材料構成則を与えた。

d) 载荷方法

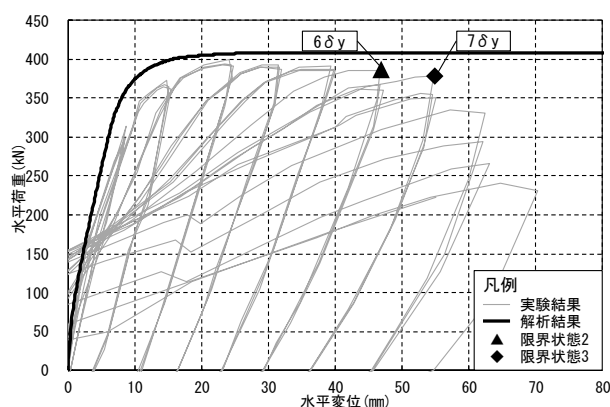
载荷は、一方向単調载荷として供試体頂部の载荷点位置に強制変位を与える、変位制御の荷重漸増解析とした。解析で与える変位は、1ステップを 0.1mm とし、各供試体の実験における最大水平変位を包括できるよう設定した。ここで、本解析は、静的载荷における補強橋脚の限界状態として、それに



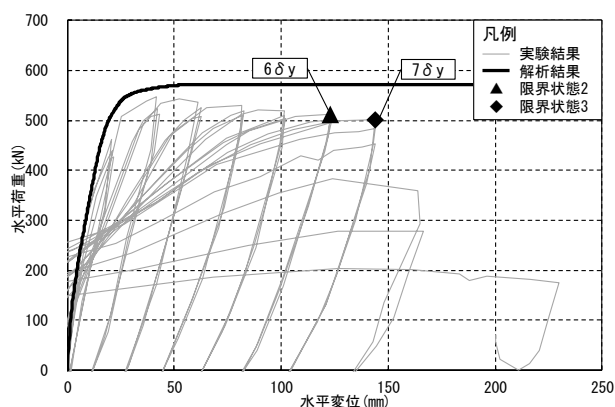
(a)No.1 供試体(円形断面)解析結果



(b)No.3 供試体(円形断面)解析結果



(c)No.5 供試体(矩形断面)解析結果



(d)No.10 供試体(矩形断面)解析結果

図-3 解析結果と実験結果との比較

相当する経験最大点における軸方向鉄筋の引張ひずみの値を求めることを目的とした解析であるため、正負交番載荷ではなく一方向単調載荷とした⁴⁾。

(3) 解析結果

図-3に円形断面2ケース及び矩形断面2ケースを代表として解析結果を示す。結果は、横軸を補強橋脚載荷点の水平変位、縦軸を載荷点の水平反力を用いた荷重変位関係としている。あわせて、実験における荷重変位関係及び前章に示した指標に基づく限界状態の整理結果を示す。実験は、正負交番繰返し載荷実験であり、正側と負側に対する載荷結果を有しているが、解析結果との着目点を統一させる目的で、第一象限の結果のみを記載する。

解析結果は、ファイバー要素を用いた各断面位置での非線形特性による応答により、降伏点が一点に決まらず、荷重変位関係の骨格に曲線を有している特徴がある。解析結果において、No.10において若干の誤差が生じているが、それ以外は初期剛性や降伏点、水平耐力等が実験結果と概ね一致していることから、モデル化は妥当であると考えられる。No.10は、実験におけるプラス側では解析結果との誤差が生じているが、マイナス側では解析結果とほ

ぼ一致する結果となる。よって、実験時に反力がマイナス側にドリフトしていたことが誤差の原因と推測される。また、本稿で用いた炭素繊維シートで巻立てられたコンクリートの応力ひずみ関係の基になった文献¹⁴⁾では、適用範囲を円形断面のみとしていたことも原因の一端を担っていることも考えられる。一方で、本解析では、限界状態3とみなす水平変位以降の水平荷重は乖離が大きくなる。これは、軸方向鉄筋が限界ひずみを超過すると、はらみ出し現象が生じた後、鉄筋が破断することによって水平耐力が低下するが、この現象をモデル化していないためである。

5. 限界状態に相当するひずみの算出結果及びその精度検証

(1) 限界状態に相当する引張鉄筋ひずみの評価手法

RC橋脚では、軸方向鉄筋のはらみ出しに対して、鉄筋自体が抵抗するほか、帯鉄筋及びかぶりコンクリートがはらみ出しに抵抗すると考えて、これら3つの要因を用いた重回帰分析を行い、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみの回帰式⁴⁾が提案されている。筆者らが提案⁵⁾した塑性ヒンジ長の算出

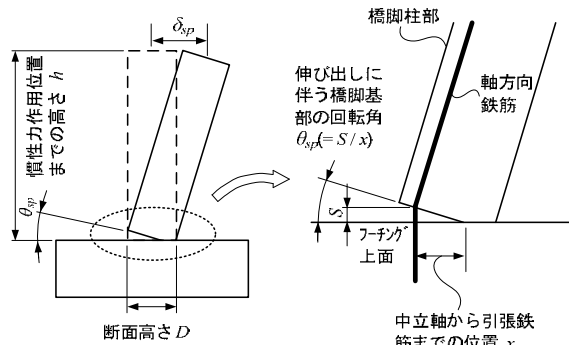
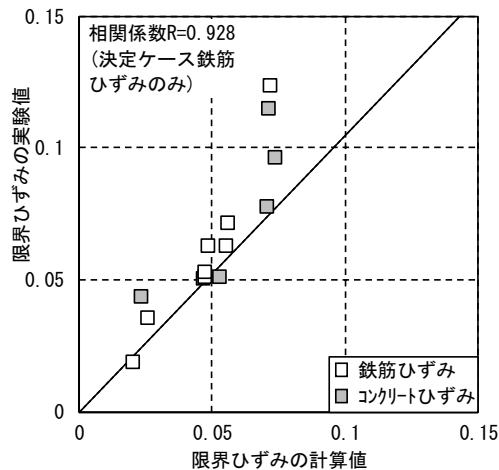
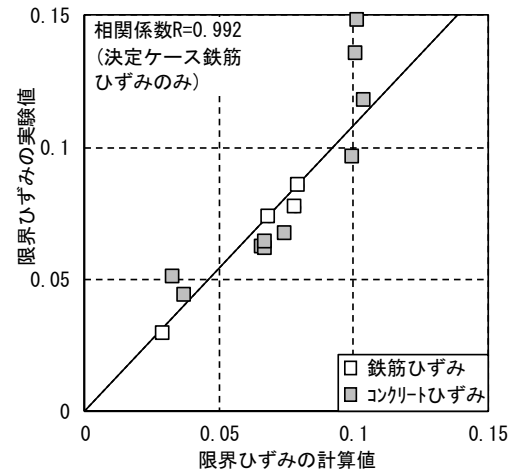


図-4 フーチングからの鉄筋の伸び出しに伴う回転変位



(a)限界状態 2



(b)限界状態 3

図-5 限界ひずみの比較

と同様に、 β_{co} の代わりに β_{sc} を用いて、軸方向鉄筋の限界状態に相当するひずみ ε_{st} を算出する式(4)を提案⁷⁾している。

$$\varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{sc}^{0.22} \quad (4)$$

ここで、 C は限界状態2の場合0.025、限界状態3の場合0.035、 ϕ は軸方向鉄筋の直径(mm)である。

実験結果は図-4に示すフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに伴う回転変位 δ_{sp} を含んでいる。そのため、軸方向鉄筋の引張ひずみの抽出に際しては、この回転変位を控除して整理を行った。回転変位 δ_{sp} の算出に用いるフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し量 S は、文献⁴⁾に示される方法を参考とした。ただし、伸び出し量 S は、フーチング上面の鉄筋ひずみを30,000 μ という値で統一して算出されている。これは、対象とした供試体のひずみ状態を調査したうえで、設計の煩雑さに配慮して決定⁴⁾されたものである。一方、炭素繊維補強橋脚では、補強効果により塑性変形能の高い供試体が多いことから、変形能の高い供試体は既往文献⁷⁾と同様に、事前解析の結果を踏まえて、60,000 μ の値を用いて伸び出し量を算出した。

表-3 限界ひずみ(実験値/計算値)の統計値

(a)限界状態 2

	本検証		新設RC ⁴⁾
	全体	鉄筋ひずみ	
データ数	14	8	34
平均値	1.25	1.21	1.00
相関係数	0.886	0.928	0.791

(b)限界状態 3

	本検証		新設RC ⁴⁾
	全体	鉄筋ひずみ	
データ数	14	4	34
平均値	1.10	1.03	1.00
相関係数	0.901	0.992	0.802

(2) 限界状態に相当するひずみの算出結果及び精度

図-5に、提案式によるひずみの計算値と、ファイバー要素による実験の再現解析より得られた実験における限界状態に相当する引張鉄筋ひずみの算出値の比較であり、図中に示す凡例は、次章に示す限界状態変位の算出での決定ケースを示しており、鉄筋ひずみは、軸方向鉄筋の引張ひずみが限界ひずみに達したことにより限界状態に相当する計算変位が決定したケース、コンクリートひずみは、コンクリートの圧縮ひずみが限界ひずみに達したことにより限界状態に相当する計算変位が決定したケースを示している。

表-3には、限界状態2及び限界状態3の実験値と計算値の比に対する統計値を整理した結果を示す。統計値は、限界変位の決定ケースが鉄筋ひずみのみで求めた値、対象とした供試体すべてで求めた値の両方を示す。本稿で検証した12供試体に加え、既往文献^{6,7)}にて検証済みの2供試体を加えた結果である。新設RC橋脚における限界ひずみ算出式設定時の統計値⁴⁾も合わせて示す。

限界状態2の推定精度は、再現解析により抽出した引張ひずみと提案式を用いた結果の比較より、再現解析のひずみの方が提案式のひずみよりも若干大

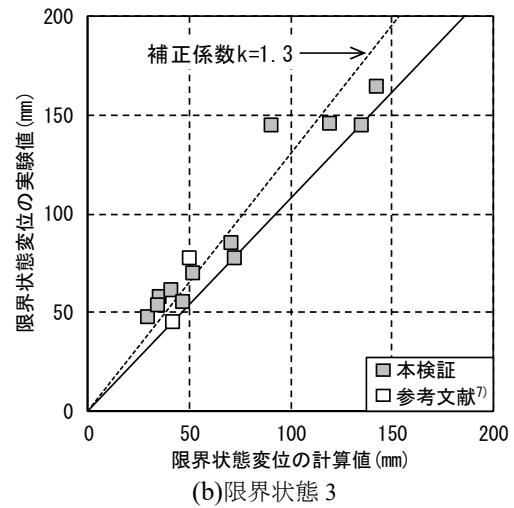
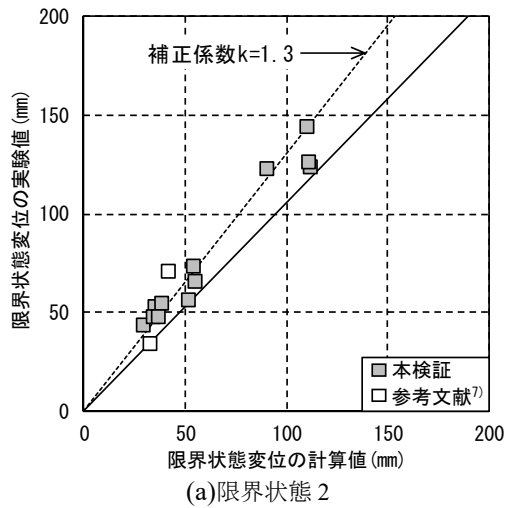


図-6 限界状態変位の比較

きくなるが、安全側の評価である。また、相関係数が0.928と新設RC橋脚と比較し、同等以上の相関が得られている。限界状態3の推定精度は、コンクリートひずみが決定ケースとなる供試体が多いため、評価対象となるデータ数は4個と少ないが、平均値が1.03、相関係数が0.992とほとんどばらつきがない。

以上より、提案している限界ひずみの算出式を用いた軸方向鉄筋のひずみによる限界状態の評価を行うことができることを確認できた。

6. 限界状態に相当する変位の算出結果及びその精度検証

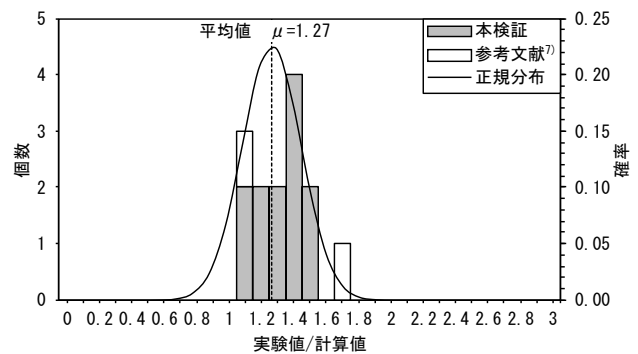
(1) 限界状態に相当する変位の評価手法

RC橋脚の限界状態に相当する変位の特性値 δ_s は、道示V¹⁾において式(5)により算出することが規定されている。

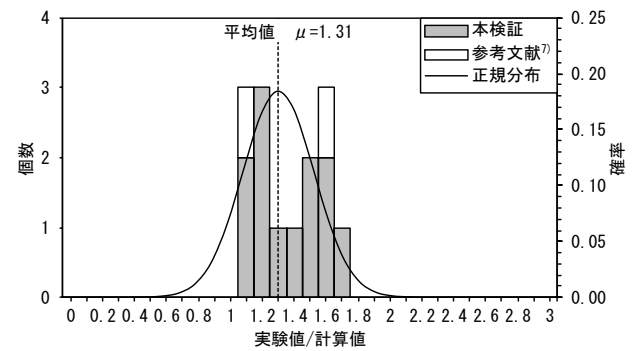
$$\delta_s = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_s - \phi_y) L_p (h - L_p/2)) \quad (5)$$

ここで、 ϕ_s は橋脚基部が限界状態に達するときに生じる曲率、 δ_{yE} は限界状態1に相当する変位の特性値(mm)、 ϕ_y は限界状態1に達するときに生じる曲率(1/mm)である。 k は補正係数であり、実験値が評価式を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¹⁵⁾。ただし、ここでは、提案する限界変位の算出式による推定精度を確認する目的で補正係数 k を考慮していない。

ϕ_s は、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相当する引張ひずみ ε_{st} に達する時とされている。前章にて算出した提案式による軸方向鉄筋の限界ひずみ ε_{st} を用いて、限界状態に相当する変位の特性値 δ_s を算出した。



(a)限界状態 2



(b)限界状態 3

図-7 塑性変形能の頻度分布

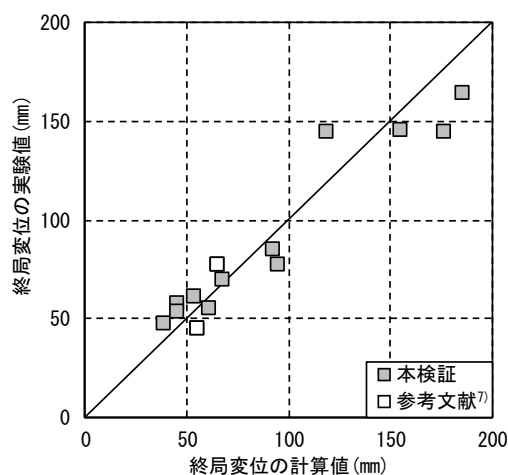
表-4 限界変位(実験値/計算値)の統計値

(a)限界状態 2

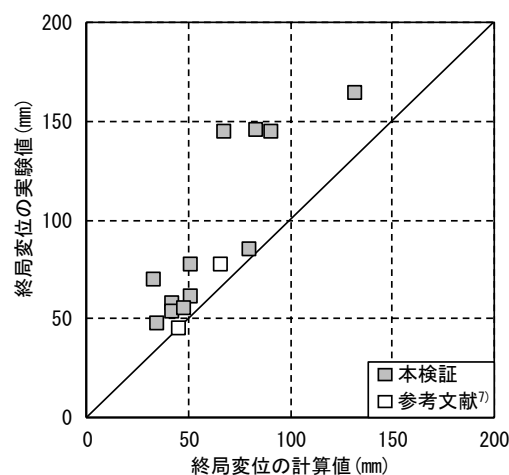
	本検証	新設RC ¹⁵⁾
データ数	14	34
平均値	1.27	1.22
標準偏差	0.18	0.24
変動係数	0.14	0.20

(b)限界状態 3

	本検証	新設RC ¹⁵⁾
データ数	14	34
平均値	1.31	1.32
標準偏差	0.22	0.31
変動係数	0.16	0.24



(a)提案手法



(b)従来手法

図-8 終局変位の比較

(2) 限界状態に相当する変位の算出結果及び精度

図-6, 7には、式(5)による計算値と実験値の比較、表-4には、限界状態2及び限界状態3の実験値と計算値の比に対する統計値を整理した結果を示す。なお、実験における限界状態に相当する変位には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位が含まれるため、計算値には伸び出しによる変位を加算している。頻度分布及び統計値には、ひずみの精度検証と同様に、本稿で検証した12供試体に加え、既往文献^{6), 7)}にて検証済みの2供試体を加えた結果である。また、統計値には新設橋を対象とした構造諸元でのRC橋脚の検証結果¹⁵⁾も示し、炭素繊維補強橋脚とRC橋脚の推定精度を比較した。

結果は、新設RC橋脚と同様の傾向となった。実験値と式(5)による計算値の比率の平均値は、1.3程度となっており、ばらつきを示す指標である変動係数は20%以下に収まっている。よって、筆者らが提案した手法を用い、炭素繊維補強橋脚の限界状態に相当する変位を算出する際の補正係数 k は、新設RC橋脚と同値である1.3とすることにより、今回検証をおこなった供試体と過年度検証済みである供試体をあわせた14供試体では、新設RC橋脚と同等の精度となることが確認できた。

(3) 従来手法との精度比較

図-8には、提案手法と現在設計にて用いられている従来手法の比較、表-5には、終局変位の実験値と計算値の比に対する統計値を整理した結果を示す。

従来手法では、補強橋脚の終局変位を算出し、安全係数で除することで限界状態2, 3とみなす変位を算出している。そのため、比較する変位は終局変位とした。提案手法による終局変位は、式(5)により算出する限界状態3に相当する変位とした。なお、前節の検討を踏まえて、補正係数 k は1.3とし算出した

表-5 終局変位(実験値/計算値)の統計値の比較

	提案手法	従来手法
データ数	14	14
平均値	1.01	1.40
標準偏差	0.17	0.36
変動係数	0.17	0.26

特性値を用いた。

結果は、従来手法は実験での終局変位に対して、計算上の終局変位は大きく算出される傾向にあり、ばらつきを示す変動係数も20%を上回る。対して、提案手法では、平均値が1.01、変動係数が17%となる。よって、提案手法を用いることにより、従来手法と比較して推定精度が向上することが確認できた。

7. まとめ

本稿では、過去に行われた炭素繊維補強橋脚の正負交番載荷実験について、新設RC橋脚と同様の指標を用いて、限界状態の整理を行った。また、筆者らが提案した炭素繊維補強橋脚の限界状態に相当するひずみとそのひずみを用いた限界状態に相当する変位の評価手法について、実験における各限界状態に相当する変位と比較し、ばらつきの検証を行った。検証にて得られた結果を以下に示す。

- (1) 新設RC橋脚と同様の指標を用いて、炭素繊維補強橋脚の限界状態を整理した結果、RC橋脚と同様に限界状態2及び限界状態3を整理することができた。
- (2) 炭素繊維補強橋脚の実験の再現解析では、ファイバー要素を用いた荷重漸増解析を行い、実験の荷重変位関係と比較した結果、保有耐力を概ね捉えていることから、一定の精度で再現できることが確認できた。
- (3) 実験の再現解析による限界状態2,3における軸

方向鉄筋のひずみと、新設RC橋脚の評価手法に基づき提案した炭素繊維補強橋脚の限界状態ひずみの評価手法を比較し、新設RC橋脚と同程度以上の相関係数となる。これより、炭素繊維補強橋脚においても、軸方向鉄筋の限界ひずみで、限界状態2,3を概ね捉えていることが確認できた。

- (4) 実験における限界状態に相当する変位と提案手法により算出した限界状態に相当する変位を比較した結果、新設RC橋脚と同等に、平均値は1.3程度、変動係数は20%程度となった。よって、炭素繊維補強橋脚の評価手法は、今回検証をおこなった供試体と過年度検証済みである供試体をあわせた14供試体では、補正係数 k を1.3とすることにより、新設RC橋脚と同等の精度となることが確認できた。
- (5) 従来手法と提案手法の終局変位を比較した結果、従来手法は実験での終局変位に対して、計算上の終局変位は大きく算出される傾向にあり、ばらつきが大きい。対して、提案手法では、平均値が1に近く、ばらつきも小さい。よって、提案手法を用いることにより、従来手法と比較して推定精度が向上することが確認できた。

本稿では、筆者らの提案したを用いた炭素繊維補強橋脚の限界状態評価手法を用いて、一定の精度で限界状態変位を算出できることが確認できた。しかし、RC橋脚と供試体数を比較すると半分以下であり、検定精度に課題がある。また、提案式を構築する基になったRC橋脚の限界状態評価手法は、道示Vにおいて適用できる範囲を明確に定めているのに対して、本手法では適用範囲を定められていない。

今後の課題として、RC橋脚に対して供試体数が少ないことによる精度の検証を行うとともに、本解析結果を基にした適用範囲の検証を行っていくことを考えている。

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) 星隈順一，堺淳一，小森暢行：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の推定手法に関する研究，土木研究所資料No.4257，2013。
- 3) 堺淳一，星隈順一：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目し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.60A，pp.782-795，2014。
- 4) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：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。
- 5) 宮田秀太，澤田守，中尾尚史，大住道生：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.250-263，2019。
- 6) 石崎寛史，宮田秀太，澤田守，大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に関する調査分析，第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.115-122，2019。
- 7) 宮田秀太，石崎寛史，澤田守，大住道生：巻立て補強された鉄筋コンクリート橋脚の限界状態評価に関わる解析的検討，第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.123-130，2019。
- 8) 細谷学，川島一彦，宇治公隆：炭素繊維シートで横拘束した鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位の算定法，土木学会論文集，No.648/V-47，pp.137-154，2000。
- 9) 金海鉦，袴田文雄，井上晋，小林和夫：耐力補強に着目した炭素繊維シートによるRC橋脚補強の実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.243-246，1997。
- 10) 舟川勲，下野一行，浅井肇，牛島栄：MMA樹脂を用いた炭素繊維シート補強による柱部材の耐震補強効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.3，pp.1177-1182，1998。
- 11) 森山智明，松本信之，涌井一，岡野素之，大内一：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のじん性補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，Vol.2，pp.323-328，1997。
- 12) 堺淳一，川島一彦：部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正Menegotto-Pintoモデルの提案，土木学会論文集，Vol.738/I-64，pp.159-169，2003。
- 13) 東日本高速道路(株)，中日本高速道路(株)，西日本高速道路(株)：設計要領 第二集 橋梁保全編，2020。
- 14) (財)土木研究センター：炭素繊維を用いた耐震補強法研究会平成8・9年度報告書，1998。
- 15) 大住道生，岡田太賀雄：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.30-33，2018。