

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

宮田 秀太¹・石崎 寛史¹・澤田 守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限界状態を設定したうえで、損傷の進展メカニズムのうち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の一つとして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、従来の方法と比較して推定手法の精度向上が図られている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おり、適用範囲を満たしたうえで設計が可能な、新設RC橋脚を対象に用いられている。また、前提となる構造が異なる巻立て補強されたRC橋脚（以下、補強橋脚）では、新設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⁵⁾。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。

著者らは、これまでに補強橋脚に対して、軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した検討を行い、鋼板又は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を提案⁶⁾した。さらに、鉄筋コンクリート巻立て（以下、RC巻立て）では、新設RC橋脚

と同様の損傷の進展メカニズムを仮定して、塑性ヒンジ長及び軸方向鉄筋の引張ひずみを用いた、限界状態に相当する変位の算出を行い、その精度の検証を行った⁷⁾。

本稿では、過去に行われた補強橋脚の実験について、新設RC橋脚と同様の観点で限界状態を調査分析した結果を参考⁸⁾に、ファイバー要素を用いて実験の再現解析を試み、実験における限界状態と軸方向鉄筋ひずみの関係を整理した。その結果を用いて、補強橋脚における限界状態に相当する変位を算出し、推定精度に関する考察を行った結果を報告する。

2. 補強橋脚の限界状態

図-1には、水平力-水平変位関係と限界状態について、RC橋脚^{1),4)}のものを参考にして、文献⁸⁾にて補強橋脚の場合を整理したものを示す。

限界状態1とは、RC橋脚の挙動が可逆性を有する限界の状態である。限界状態2は、水平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であり、限界状態3は、水平耐力を保持できる限界の状態である^{1),4),8)}。

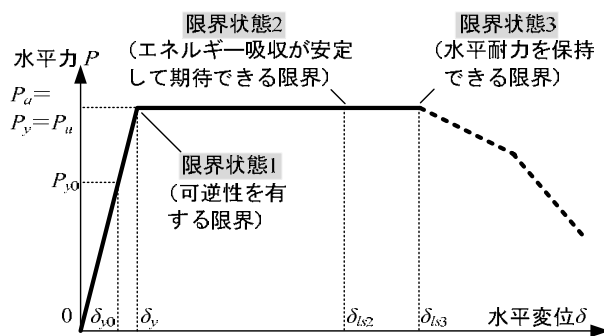


図-1 補強橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態⁸⁾

表-1 対象供試体の諸元⁸⁾

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 体積比 (%)	軸方向鉄筋 径 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	補強鉄筋 径 (mm)	降伏点 (N/mm ²)
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	---	---

表-2 実験における限界状態の整理結果⁸⁾

供試体No.	1	2	3	4	5	6	7	8
限界状態2	4 δ_y	5 δ_y	5 δ_y	8 δ_y	7 δ_y	4 δ_y	3 δ_y	10 δ_y
変位 (mm)	40	64	225	72	91	32	33	70
限界状態3	5 δ_y	6 δ_y	6 δ_y	9 δ_y	8 δ_y	5 δ_y	4 δ_y	11 δ_y
変位 (mm)	50	76	270	81	104	40	44	77

著者らは、表-1に示す補強橋脚を対象として、過去に行われた実験を参照し、新設RC橋脚と同様の観点で限界状態2又は限界状態3に相当する変位の調査分析を行った⁸⁾。表-2に実験の整理結果として、降伏変位 δ_y を基準変位としたときの整数倍値とそのときの変位量を示す。

3. ファイバー要素を用いた実験の再現解析

(1) 解析目的

本研究では、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、実験における限界状態2又は限界状態3において、補強橋脚内の軸方向鉄筋ひずみの状態を把握する必要がある。

しかし、実験において補強橋脚が限界状態に達した時には、断面内の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、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ひずみを求めることとした。

(2) 解析モデル及び載荷方法

a) 解析モデル

本解析では、補強橋脚の断面をファイバー要素に

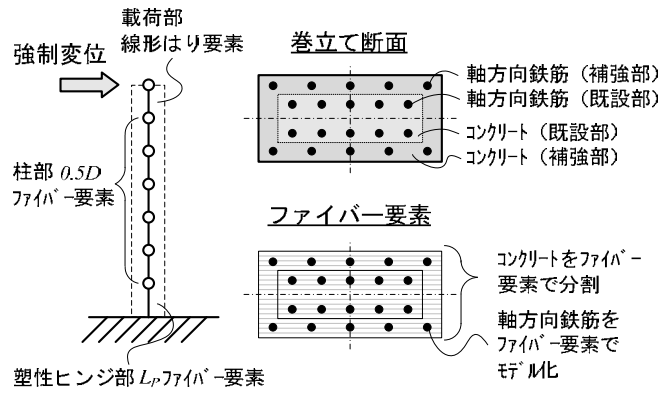


図-2 解析モデルの概要図

より分割して、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。図-2に、RC巻立てを代表に解析モデルの概要を示す。

補強橋脚の高さ方向に対する要素分割は、橋脚基部の塑性ヒンジ長 L_p を式(1)により算出し、それより上部の柱部を断面高さ D の半分($0.5D$)で分割した。載荷点付近は、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点(N/mm²)、 ϕ' は軸方向鉄筋の直径(mm)である。 β_n は帯鉄筋及び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抵抗を表すばね定数(N/mm²)であり、式(2)に示す帯鉄筋による抵抗を表すばね定数 β_s と、かぶりコンクリートによる抵抗を表すばね定数 β_{co} の和により算出される^{2),3)}。

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

一方、鋼板又は炭素繊維により補強されたかぶりコンクリートでは、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、その効果を検証しており、鋼板又は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)の代わりに式(3)及び式(4)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⁶⁾している。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{sc} \quad (3)$$

$$\beta_{sc} = \frac{384E_c I_{sc}}{5nd^3s} \quad (4)$$

ここで、 E_c はかぶりコンクリートのヤング係数

表-3 抵抗特性及び塑性ヒンジ長

供試体 No.	帯鉄筋 ばね β_s (N/mm ²)	かぶり ばね β_{co} (N/mm ²)	補強コン ばね β_{sc} (N/mm ²)	等分布 ばね β_n (N/mm ²)	塑性 ヒンジ長 L_p (mm)
1	0.11	---	57.8	57.9	83
2	0.01	---	4.94	4.95	143
3	0.01	---	1.15	1.16	866
4	0.02	---	2.05	2.08	192
5	5.11	0.74	---	5.84	180
6	0.00	0.34	---	0.34	360
7	0.02	---	2.59	2.60	293
8	0.04	---	1.78	1.83	264

(N/mm²) , 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 (mm⁴) , 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。

表-3には、抵抗特性及び塑性ヒンジ長の算出結果を示す。曲げ耐力制御式鋼板巻立ては、図-3に示すように、軸方向の曲げ耐力補強に効果を発揮する鋼板に対して、フーチングに定着させるアンカー筋が柱全高にわたって配置されているものとして、その位置を鋼板が設置されている既設RC橋脚の最外縁に沿った位置としてモデル化⁹⁾を行った。

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¹⁰⁾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

巻立てられたコンクリートのモデル化に用いた応力度ひずみ関係を図-4に示す。図-4 (a) は星隈らが提案¹¹⁾した帯鉄筋による拘束効果を考慮した平成14年の道示Vに示されるモデル¹²⁾、図-4 (b) は炭素繊維巻立てによる拘束効果を考慮したモデル¹³⁾である。鋼板巻立ては、鋼板による補強効果を帯鉄筋と等価に機能するものとして、帯鉄筋体積比を算出し、RC巻立てと同様に平成14年の道示Vの応力度ひずみ関係⁹⁾を用いた。

RC巻立ては、かぶりコンクリートと拘束効果を考慮したコンクリート（以下、コアコンクリート）に分けて、ファイバー要素に対して材料構成則を定義した。コアコンクリートについては、補強部と既設部に分けて、コンクリート強度等のそれぞれの条

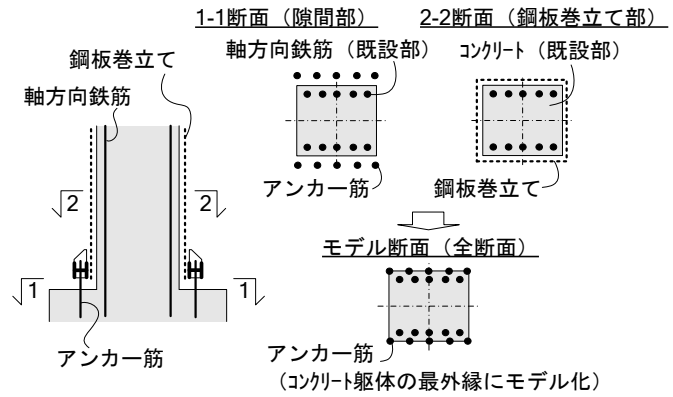
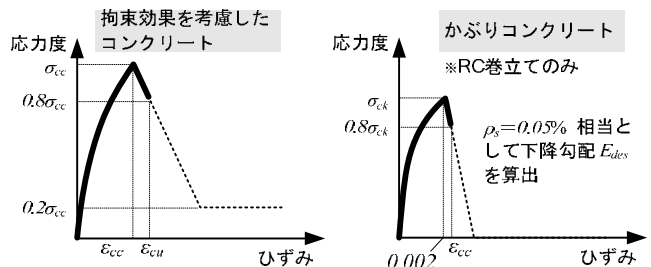
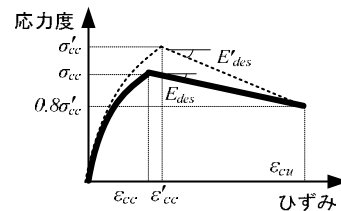


図-3 曲げ耐力制御式鋼板巻立てのモデル化



(a) RC 巻立て又は鋼板巻立て



(b) 炭素繊維巻立て

図-4 巻立てられたコンクリートの応力度ひずみ関係

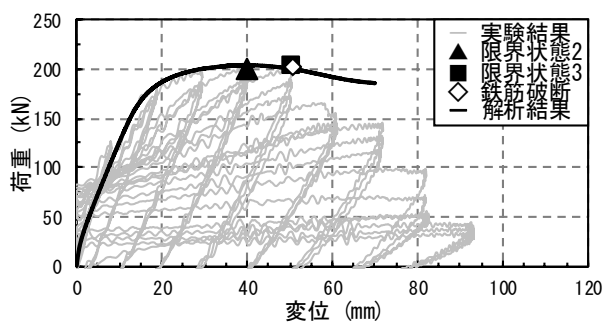
件に応じて設定した。

道示V等^{9),12)}では、RC橋脚の水平力-水平変位関係の算出において、圧縮側の軸方向鉄筋位置でのコンクリートが終局ひずみ ϵ_{cu} に達するときをRC橋脚の終局限界と規定されていた。そのため、コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} 以上のひずみレベルは、RC橋脚の塑性変形能を評価するうえで、必要がないため規定されていなかった。本研究では図-4 (a) に波線で示すとおり、終局ひずみ ϵ_{cu} 以上のひずみ領域も用いるものとしたが、そのときの応力度は、最大応力 σ_{cc} の20% ($0.2\sigma_{cc}$) を下限値とした⁴⁾。

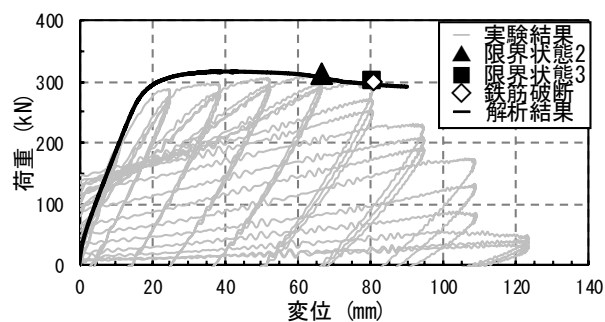
鋼板及び炭素繊維巻立ては、既設コンクリートのかぶりも含めて補強材料による拘束効果を考慮しているため、全断面に対して拘束効果を考慮したコンクリートの材料構成則を定義した。

d) 荷重方法

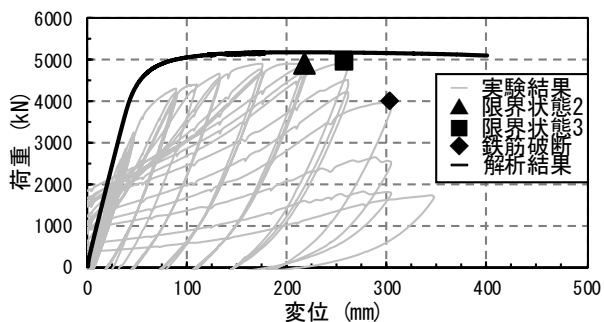
荷重は、一方向単調荷重として供試体頂部の荷重点位置に強制変位を与えた。ここで、正負交番荷重ではなく一方向単調荷重としたのは、本解析の目的



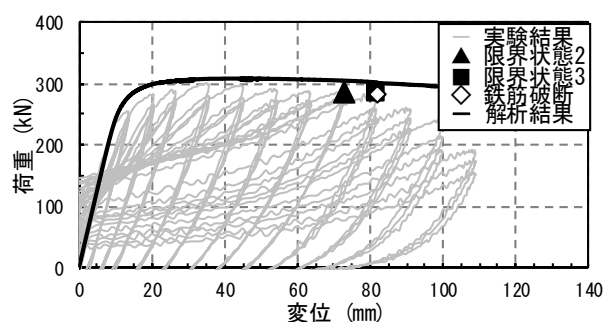
(a) No.1 供試体



(b) No.2 供試体

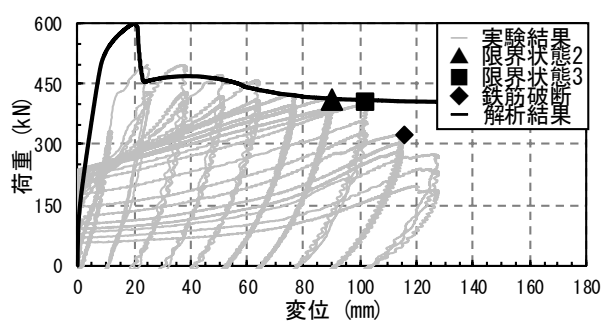


(c) No.3 供試体

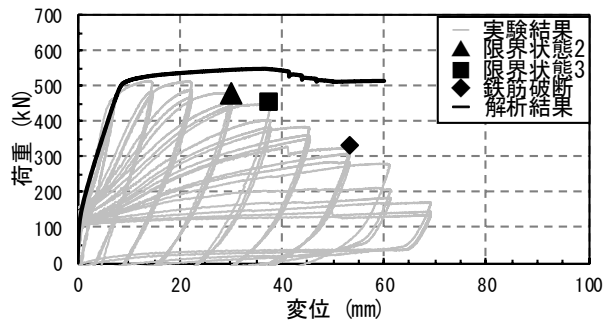


(d) No.4 供試体

図-5 鋼板巻立てにおける解析結果と実験結果との比較

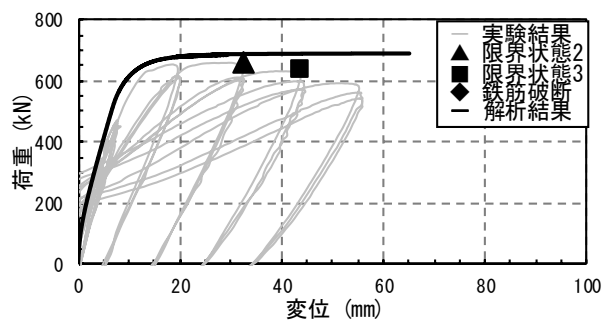


(a) No.5 供試体

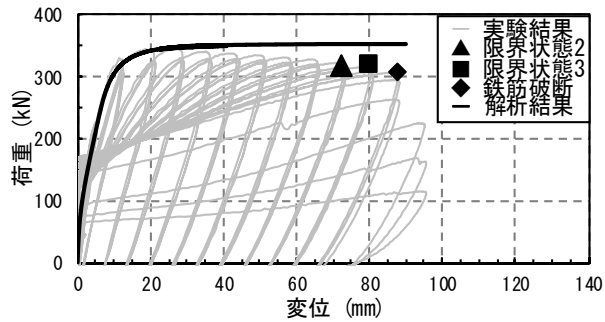


(b) No.6 供試体

図-6 RC 巻立てにおける解析結果と実験結果との比較



(a) No.7 供試体



(b) No.8 供試体

図-7 炭素繊維巻立てにおける解析結果と実験結果との比較

が、静的載荷における補強橋脚の限界状態として、それに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だからである⁴⁾。軸応力を導入している実験は、その軸応力を解析においても考慮した。

(3) 解析結果

図-5から図-7に解析結果を示す。結果は、補強橋

脚天端の水平変位と橋脚基部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、鉄筋破断時の変位及び荷重変位関係から求めた限界状態の整理結果⁸⁾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

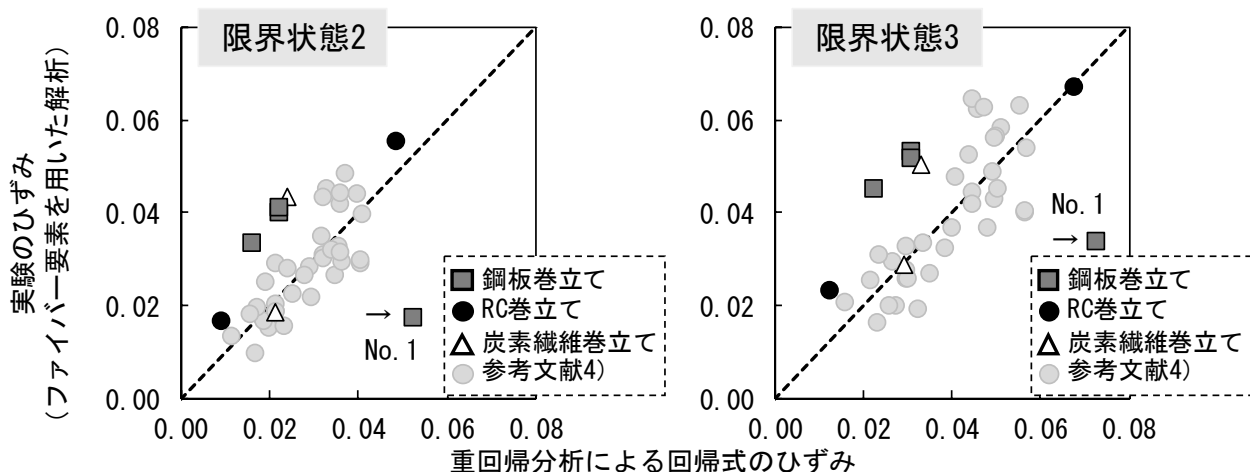


図-8 限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみの算出値と実験値の比較

での非線形特性による応答により、荷重変位関係の骨格に曲面を有している特徴がある。No.5供試体を除いた対象供試体において、保有耐力を捉えていることから、モデル化は概ね妥当であると考えられる。一方で、本解析では、軸方向鉄筋のはらみ出し現象を踏まえた、鉄筋の引張ひずみを直接モデルに考慮しているわけではないため、実験における最大耐力が低下した点（限界状態3）以降は、乖離が大きくなっている。

鋼板巻立ては、限界状態2を超えたあたりから最外縁ファイバー要素における、コンクリートの応力度ひずみ関係が下降領域に入り、最大圧縮応力度が低下していくため、補強橋脚の水平耐力の低下が確認できる。この傾向は、鋼板巻立て全ての供試体で確認できる（図-5）。

RC巻立ては、かぶりコンクリートが健全な状態とそれ以降の挙動において、橋脚の水平力の挙動が異なっている。No.5供試体は、かぶりが80mmと厚いため、その影響が顕著にでていることが確認できる（図-6（a））。かぶりコンクリートが解析上抵抗しなくなった後は、実験に近い水平耐力となっている。No.6供試体は、かぶりが40mmであり、限界状態3を超えるあたりまで、かぶりコンクリートは健全な状態となっている（図-6（b））。実験においても、かぶりコンクリートの剥落は確認されていないことから⁸⁾、同じ状態を再現できているといえる。

炭素繊維巻立ては、炭素繊維により巻立てられたコンクリートの拘束効果が高いため、応力度ひずみ関係に対する最大圧縮応力度の低下が見られない。そのため、補強橋脚の荷重変位関係においても、水平耐力の低下が見られず、バイリニア型の挙動となっている（図-7）。この傾向は、2体の炭素繊維巻

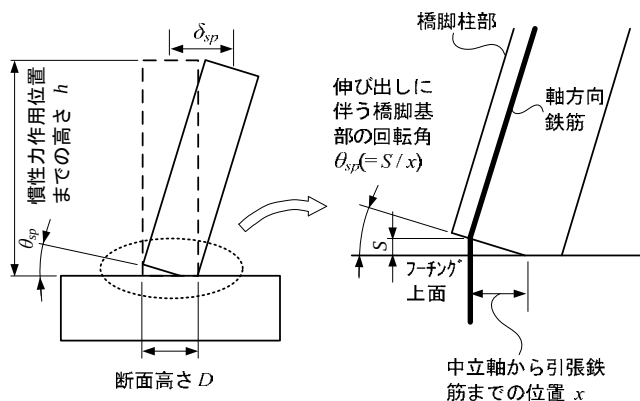


図-9 フーチングからの鉄筋の伸び出しに伴う回転変位

立ての供試体において確認できる。

4. 限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ

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の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鉄筋の引張ひずみの回帰式が式（5）として提案されている⁴⁾。RC巻立ては、新設RC橋脚と同様の損傷の進展メカニズムを仮定していることから式（5）を用いて算出を行い、鋼板又は炭素繊維巻立ては、塑性ヒンジ長の算出と同様に、式（5）の β_{co} の代わりに β_{sc} を用いて算出を行った。

$$\varepsilon_{st} = C \cdot L_p^{0.15} \cdot \phi^{-0.15} \cdot \beta_s^{0.20} \cdot \beta_{co}^{0.22} \quad (5)$$

ここで、 ϕ は軸方向鉄筋の直径（mm）， 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。

図-8には、回帰式によるひずみの算出値と、ファイバー要素による実験の再現解析より、補強橋脚が

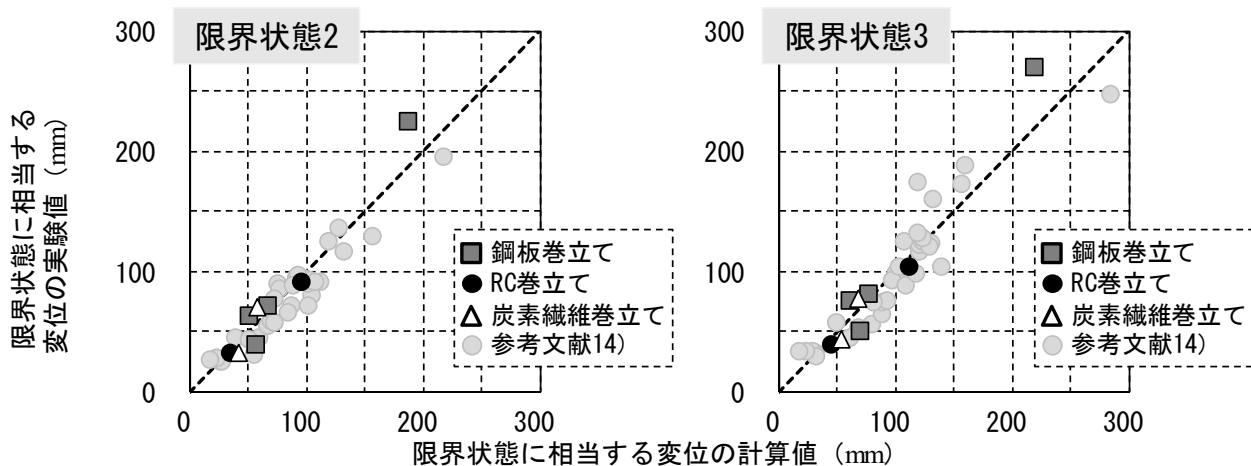


図-10 限界状態に相当する変位の算出結果の比較

限界状態2又は限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを抽出した結果の比較を示す。あわせて、RC橋脚の結果⁴⁾を示す。

実験結果は、図-9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。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 $30,000\mu$ 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、本研究では、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、変形能のある供試体は、事前解析の結果を踏まえて、 $60,000\mu$ の値を用いて伸び出し量を算出した。

再現解析により抽出した引張ひずみと回帰式を用いた結果の比較より、No.1供試体を除いて、さらに再現解析のひずみの方が回帰式のひずみよりも若干大きくなっているものの、概ね分布の傾向は一致した。これより、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみについては、RC巻立てはRC橋脚と同様とし、鋼板又は炭素繊維巻立ては、式(5)に対して β_{sc} を用いることが可能であることが確認できた。No.1供試体は、鋼板巻立てに加えて円形断面の効果により、はらみ出しに対する拘束効果が大きくなっている。そのため、式(5)に対して β_{sc} を用いた際に値が大きくなり、実験のひずみ値と乖離が生じた。

本研究では、対象供試体数が8体と少なく、鋼板又は炭素繊維巻立てと個別に着目すると、さらに供試体数は少なくなっている。式(5)は、それぞれの要因に対して、重回帰分析により決定されているため、 β_{sc} の適用については、今後も供試体数を増

表-4 限界変位（実験値/計算値）の統計値

	限界状態2	
	文献14)	本研究
データ数	34	8
平均値	0.94	1.01
標準偏差	0.18	0.21
変動係数	0.20	0.20

	限界状態3	
	文献14)	本研究
データ数	34	8
平均値	1.02	1.00
標準偏差	0.24	0.20
変動係数	0.24	0.20

やした検討は必要である。

5. 軸方向鉄筋の引張ひずみを考慮した補強橋脚の限界状態評価

RC橋脚の限界状態に相当する変位の特性値 δ_{ls} は、平成29年の道示V¹⁾において式(6)により算出することが規定されている。ここで、橋脚基部が限界状態に達するとき生じる曲率 ϕ_{ls} 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} に達するときとされている。軸方向鉄筋の引張ひずみは、前章にて検討を行った方法にて、巻立て補強に応じて個別の抵抗特性を用いて算出した。

$$\delta_{ls} = k \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \quad (6)$$

ここで、 δ_{yE} は限界状態1に相当する変位の特性値(mm)、 h は慣性力作用位置までの距離(mm)、 ϕ_y は限界状態1に達するとき生じる曲率(1/mm)、 k は補正係数で1.3であり、文献⁴⁾に基づく推定手法

の信頼性を確認して決定された値¹⁴⁾である。

図-10には、式(6)による計算値と実験値の比較を示す。あわせて、RC橋脚の結果¹⁴⁾を示す。なお、計算値には、前述の補正係数 k を乗じている。また、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。表-4には、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。

結果は、新設RC橋脚と同様の傾向となっており、実験値と式(6)による計算値の比率は1:1となっており、ばらつきを示す指標である変動係数は20%程度に収まっている。No.1供試体は、前章において回帰式との精度の乖離が大きかったが、補強橋脚の変位での評価に着目すると、概ね一致する結果となった。これは、抵抗を表すばねが大きいことから、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみが大きく算出される一方で、塑性ヒンジ長は短く算出されるため、結果としては式(6)の中で相殺されているからである。

図-11には、補強橋脚に対して、終局変位に着目した場合の既往の算出方法において、水平変位を算出した結果を示す。図-10及び表-4の結果は、図-11と比較しても、実験値と計算値のばらつきは小さくなっていることから、本研究において推定精度の向上が確認できた。

6. まとめ

本研究では、曲げ破壊型の補強橋脚を対象に、限界状態の評価手法の構築を目的として、過去に行われた実験を限界状態の観点で整理した結果を用いて、損傷の進展メカニズムに着目した塑性ヒンジ領域内での軸方向鉄筋ひずみを整理し、限界状態に相当する変位の算出を行い実験値と比較した。本研究で得られた検討結果を以下に示す。

- (1) 補強橋脚に対して、ファイバー要素を用いた再現解析を行い、実験の荷重変位関係と比較した結果、解析と実験で同等の保有耐力を捉えることができていることが確認できた。
- (2) フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しを考慮したうえで、限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを抽出し、式(5)の回帰式に対して補強効果を考慮した算出値と比較した。その結果、No.1供試体を除いて概ね分布傾向を捉えられていることが確認できた。

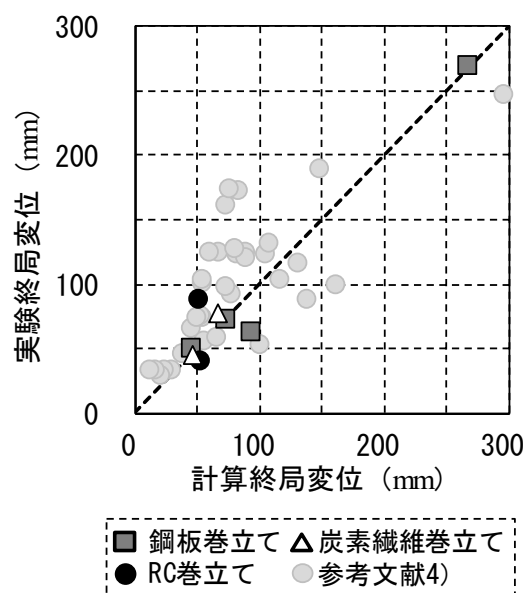


図-11 終局変位の比較

- (3) No.1供試体は、鋼板巻立に加えて円形断面の効果により、はらみ出しに対する拘束効果が大きくなっているため、限界状態に相当するひずみの値が大きくなる。一方、塑性ヒンジ長は短く算出されるため、結果として、限界状態に相当する変位は実験に近づく結果を得た。
- (4) 補強橋脚に対して、軸方向鉄筋の引張ひずみを用いた、限界状態に相当する変位を算出した結果、実験の変位を捉えることができていることが示した。終局変位に基づき評価を行う従来の方法と比較し、推定精度の向上が確認できた。

本研究では、補強橋脚に対する限界状態評価について、その方向性と有効性を示すことができた。一方で、個別の補強方法に対しては検討供試体数が少ないといった課題がある。特に、RC橋脚と異なる損傷の進展メカニズムを仮定している鋼板又は炭素繊維巻立については、それぞれを十分な供試体数にて補う必要がある。

今後は、検討供試体数を増やして、異なるパラメータに対しても、傾向を確認するとともに、評価手法の信頼性を確認していくことで、部分係数の設定の根拠となるようなデータの整理等を進め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) 星限順一，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) 玉越隆史，白戸真大，星隈順一，堺淳一：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.
- 6) 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.
- 7) 大住道生，澤田守，宮田秀太：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.24-27, 2019.
- 8) 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，2019.
- 9) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.
- 10) 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，No.738/I-64, pp.159-169, 2003.
- 11) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，No.520/V-28, pp.1-11, 1995.
- 12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 13) (財)海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.
- 14) 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-pp.33,2018.