

論文 鉄筋の途中定着部付近の補強構造に関する実験的研究

井口 重信^{*1}・菅野 貴浩^{*2}・築嶋 大輔^{*3}・土田 大輔^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強において途中定着部付近を、鉄筋コンクリート等で巻き立てて補強する場合、既設橋脚と補強部の付着力を増し一体化を図るのが一般的である。本研究では既設橋脚と補強部の一体化を図らない場合を想定し、スパン中央付近で鉄筋を途中定着させた鉄筋コンクリート梁を、付着を低減させて鉄筋コンクリート巻き補強した梁について、2点対称載荷実験を実施した。その結果、途中定着を行った梁と鉄筋コンクリート巻き補強の間の力のやり取りを考慮することで、一体化を図らない場合の耐力算定式を提案できた。

キーワード：耐震補強, 鉄筋コンクリート巻き, 途中定着, ジベル筋

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下、RC という）橋脚には、経済性等の理由から、軸方向鉄筋が高さ方向に途中で定着されている（以下、途中定着という）ものがある。このような橋脚の途中定着部付近の補強は、その付近に軸方向鉄筋やせん断補強鉄筋を追加配置し、途中定着部の曲げ耐力およびせん断耐力を向上させる RC 巻き補強により行われる場合が多い。この場合、追加配置される軸方向鉄筋を曲げモーメントに対して有効に働かせるために、既設 RC 橋脚く体に削孔しジベル筋（以下、アンカージベル鉄筋という）を挿入する方法などで、既設部と補強部の付着力を増して一体化を図るのが一般的である。

本研究では、このアンカージベル鉄筋を省略し付着を低減させて、途中定着部付近を RC で巻き立てた場合の曲げ補強効果について、実験的に検討を行ったので、以下に記す。

2. 実験概要

試験体諸元および材料強度試験結果を表-1 に、試験体形状の例を図-1に示す。

橋脚の途中定着部付近の補強構造を要素的に模した実験を行うため、試験体には、既設の RC 橋脚に相当する既設部と、途中定着部付近の補強 RC 部に相当する補強部から構成された RC 梁を用いた。既設部は、スパン中央付近で軸方向鉄筋を減ずることで、橋脚の途中定着部付近の構造を模している。また、本検討では、RC で巻き立てた場合の曲げ補強効果のみに着目し、2点対称載荷とし、静的単調載荷を行った。

既設部の断面は長方形とし、断面高さと同断面幅の比が 1:3 のものを基本とした。補強部は、既設部を巻き立てる箱形とし、充填性を確保するためモルタルを使用した。なお、補強部上面を上版、下面を下版、側面をウェブと呼ぶこととする。既設部の表面には剥離材を塗布することで既設部と補強部の付着を極力低減させた。さらに、スパン中央付近での損傷状況や耐力、補強効果等を検討するために、既設部のスパン中央付近以外の区間には十分な量の軸方向鉄筋やせん断補強鉄筋を配置し、この部分では損傷させないようにした。

本実験はアンカージベル鉄筋を省略した場合

*1 J R 東日本（株） 高崎支社 設備部施設課 工事G 工修（正会員）

*2 J R 東日本（株） 建設工事部 構造技術センター 耐震技術PG課長 工修（正会員）

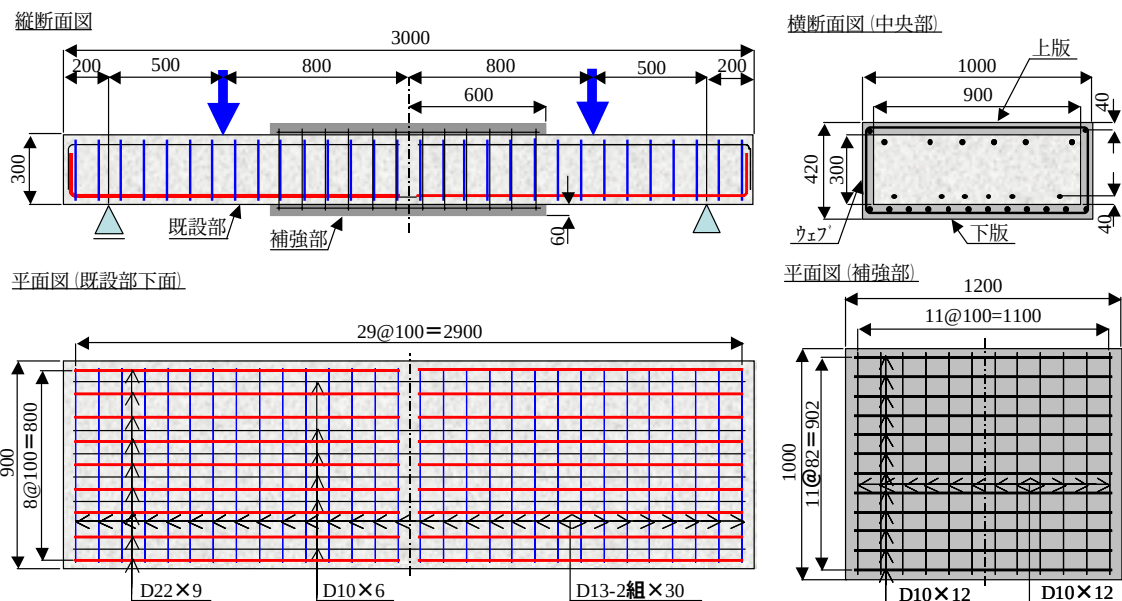
*3 J R 東日本（株） 上信越工事事務所 工事管理室 設計G副課長（正会員）

*4 東鉄工業（株） 土木本部 土木エンジニアリング部（正会員）

表－１ 試験体諸元および材料強度試験結果

試験体 No	載荷 スパン (mm)	既設部					補強部							記事								
		断面寸法		軸方向鉄筋*		コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	断面寸法		補強長 L (mm)	軸方向鉄筋		せん断補強鉄筋			モルタル 圧縮強度 (N/mm ²)							
		幅b (mm)	高さh (mm)	径一本数	降伏強度 降伏ひずみ		幅B (mm)	高さH (mm)		径一本数	降伏強度 降伏ひずみ	径×組数@ピッチ	降伏強度 降伏ひずみ									
1	1.600	900	300	D10×6本	340.7 N/mm ²	46.7	1000	420	1200	D10×12本	340.7 N/mm ²	D10×1組@100mm	340.7 N/mm ²	48.7								
2					2462 μ	48.2				D10×5本	2462 μ	44.9										
3						35.1						36.9										
4	2.000			362.9 N/mm ²	40.6	D10×21本				362.9 N/mm ²	D10×1組@70mm	362.9 N/mm ²	2182 μ	D10×1組@100mm		379.9 N/mm ²	43.1	アンカー・ジョーブル鉄筋				
5																				39.6	D10×5本	2182 μ
6																			35.6	D10×18本	2113 μ	28.9
7	1.600				D10×6本	31.8				900	D10×12本			D10×1組@40mm			47.9					
8		450	D10×10本	379.9 N/mm ²	41.1		570	1200	D10×14本			D10×1組@70mm		63.7								

※梁全長にわたり配置された軸方向鉄筋



図－１ 試験体形状 (No.1)

の補強効果について検討しているため、No.5 を除いて、アンカージョーブル鉄筋は配置していない。なお、No.5 には、せん断摩擦理論¹⁾に基づいて算出した量のアンカージョーブル鉄筋を配置した。

3. 実験結果

3.1 降伏荷重と最大荷重の実験値と計算値

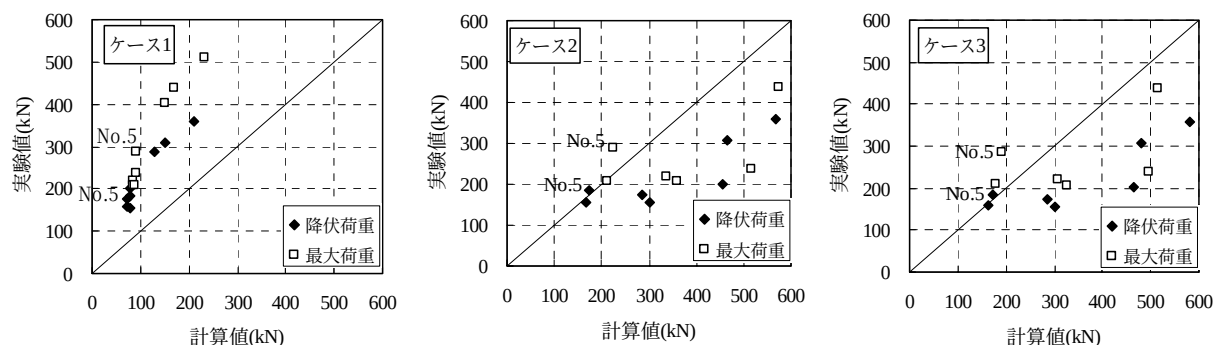
降伏荷重の実験値 P_y と最大荷重の実験値 P_{max} 、およびそれぞれの計算値との関係を図－２に示す。降伏荷重の実験値は、スパン中央断面の既設部の軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージのいずれかが、降伏ひずみに達したときの荷重とした。これは後述する部材降伏時の荷重である。

計算値は、補強部の効果がなく既設部の耐力のままであると仮定した場合（以下、ケース 1 といい、降伏荷重、最大荷重をそれぞれ P_{yc1} 、 P_{maxc1} で示す）、既設部と補強部が一体構造であ

ると仮定した場合（以下、ケース 2 といい、降伏荷重、最大荷重をそれぞれ P_{yc2} 、 P_{maxc2} で示す）、既設部と補強部が一体構造とまではなっていないが各耐力の和となると仮定した場合（以下、ケース 3 といい、降伏荷重、最大荷重をそれぞれ P_{yc3} 、 P_{maxc3} で示す）の 3 通りを示した。

なお、降伏荷重および最大荷重の計算値は、各検討断面における最外縁の軸方向鉄筋が降伏強度に達した時点および圧縮側のコンクリートが終局ひずみ（0.0035 とする）に達した時点とし、鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）²⁾により求めた。

ケース 1 では、計算値は実験値を過小評価し、ケース 2 およびケース 3 では、No.5 を除いて計算値は実験値を過大評価し、試験体によるバラツキも多く、正当に評価できているとはいえない。よって、いずれの仮定に基づいても、当



図－２ 実験値と計算値の比較（ケース１～３）

該構造の耐力を正当に評価できていないと考えられる。

以下では、アンカージベル鉄筋の有無のみ異なる No.2 と No.5 の実験結果について主に述べ、アンカージベル鉄筋を省略した場合の、耐荷機構について考察する。

3.2 荷重－鉛直変位関係

荷重と中央の鉛直変位の関係を図－３に示す。

No.2 では、載荷に伴い荷重が増加するが、スパン中央における既設部の軸方向鉄筋の降伏とともに荷重の増加が緩やかになった。このときを部材降伏と呼ぶこととする。部材降伏後は補強部軸方向鉄筋が降伏するまでは緩やかに荷重が増加し、その後は、補強部のひび割れの拡大やモルタルの剥落により荷重が若干低下するが、スパン中央における既設部の鉄筋の破断により荷重が低下するまでは、大きな荷重低下はなく変位のみ増大した。これは、No.5 以外の試験体に共通した傾向であった。

No.5 では、載荷に伴い荷重が増加し、補強部の軸方向鉄筋が最初に降伏した。No.5 については、このときを部材降伏とする。その直後にスパン中央の既設部の軸方向鉄筋が降伏した後も荷重は緩やかに増加し、アンカージベル鉄筋降伏後に荷重が低下しはじめ、スパン中央の既設部の軸方向鉄筋の破断により荷重が低下した。

3.3 鉄筋のひずみ

(1) 軸方向鉄筋のひずみ

スパン中央における既設部および補強部の軸方向鉄筋のひずみと鉛直変位との関係を図－４

に示す。図中の、既設中央および補強中央は、スパン中央における既設部の下面中央および補強部の下版中央の位置のひずみである。

No.2 では、部材降伏までは、既設部および補強部ともにひずみが急増するが、部材降伏後は既設部のひずみが増大し続けるのに対して、補強部のひずみの増加が緩やかになった。なお、ひずみの値の大小はあるが、No.5 以外の試験体でも、同様の傾向となった。

No.5 では、部材降伏後においてもひずみの増加割合はほとんど変わらず増大し続けた。

(2) 補強部のせん断補強鉄筋のひずみ

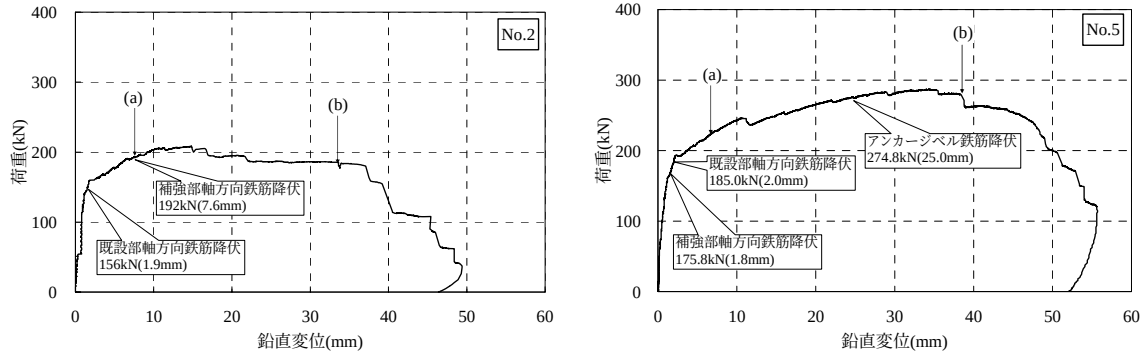
補強部のせん断補強鉄筋のひずみと鉛直変位との関係を図－５に示す。図中のウェブ中央、ウェブ端部は、スパン中央と補強部端部に配置されたせん断補強鉄筋の、ウェブ中央高さでのひずみを示す。

No.2 では、部材降伏付近からひずみの増加が始まり、最大荷重付近から概ね一定の値を示した。ひずみの値の大小はあるが、No.5 以外の試験体に同様の傾向が見られた。

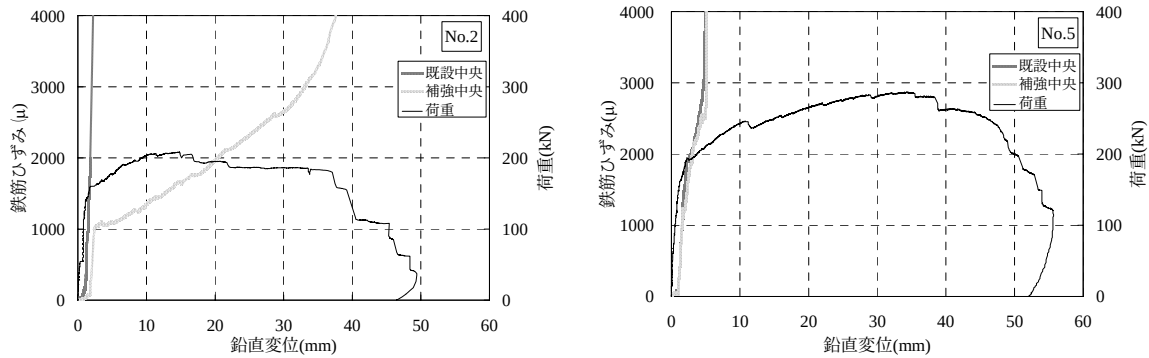
No.5 では、部材降伏時のひずみは 100μ 以下と No.2 に比べ小さく、その後もアンカージベル鉄筋の降伏する鉛直変位が 25mm 頃までは、緩やかな増加であった。

3.4 損傷状況

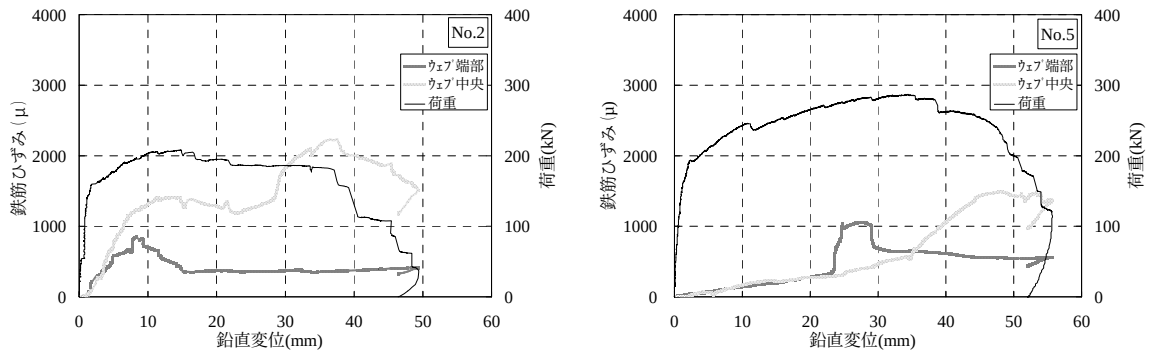
載荷中の補強部の損傷状況を図－６に示す。図中の(a)は部材降伏時、(b)は既設部の軸方向鉄筋破断直前の状況であり、図－３中の(a)および(b)の時点の状況である。



図－３ 荷重－鉛直変位関係



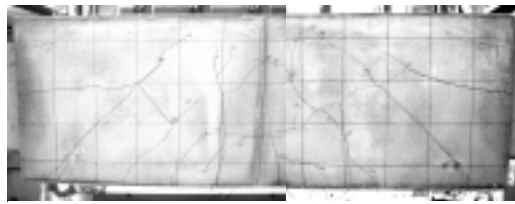
図－４ 軸方向鉄筋ひずみ－鉛直変位関係



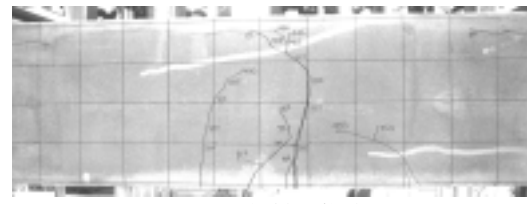
図－５ せん断補強鉄筋ひずみ－鉛直変位関係

No.2 では、荷重初期において補強部と既設部は一体として挙動するが、その後荷重に伴い既設部が補強部から抜け出し始めるとともに、補強部下版中央およびウェブに曲げひび割れが生じた。部材降伏付近で、補強部ウェブの部材端下側とスパン中央上側を結ぶ斜め方向のひび割れおよび、補強部ウェブ端上部の補強部と既設部の境界付近にも水平のひび割れが生じた。その後、この斜めひび割れの数および幅が大きくなり荷重の増加が緩やかになった。

No.5 では、荷重初期において補強部ウェブ中央に曲げひび割れが生じ、部材降伏後、この曲げひび割れの本数が増え、幅が大きくなるとともに荷重の増加が緩やかになった。その後、補強部ウェブの部材端下側とスパン中央上側を結ぶ斜め方向のひび割れが生じたが、スパン中央付近の曲げひび割れほど幅は大きくなかった。アンカージベル鉄筋が降伏すると、この斜め方向のひび割れ本数が増え、スパン中央付近の曲げひび割れよりもひび割れ幅が大きくなった。



No.2 部材降伏時



No.5 部材降伏時



No.2 既設軸方向鉄筋破断直前



No.5 既設軸方向鉄筋破断直前

図－6 損傷状況

4. 降伏荷重と最大荷重についての考察

4.1 耐荷機構の考察

図－6に示す No.2 の損傷状況から、アンカージベル鉄筋を配置しない場合、直接荷重を受ける既設部が変形するのに対し、直接荷重を受けない補強部が元の形状を保持しようとするために、両者の間に図－7に示すような間接的な力のやりとりが生じると考えられる。この間接的な力を求めることで、耐力の評価が可能であると思われる。

4.2 耐力算定式

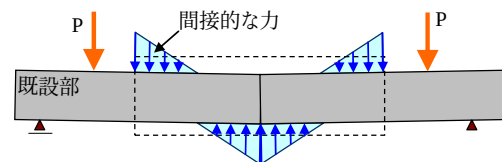
既設部と補強部の間に生じると考えられる間接的な力を、図－8の荷重載荷図に示すような三角形分布荷重と仮定し、この分布荷重を集中荷重に置き換えたものを間接荷重 $X \cdot P$ と定義する。この間接荷重 $X \cdot P$ を考慮した、せん断力図、曲げモーメント図は図－8のようになり、スパン中央における既設部に作用する曲げモーメント M は式(1)のように表せる。

$$M = P(a - X \cdot d) \quad (1)$$

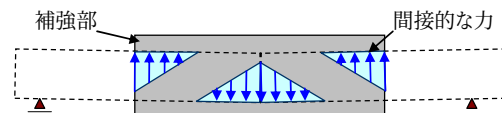
ここに、 a , d : 図－8 参照, P : 載荷荷重 (片側), X : 間接荷重の倍率

式(1)から、本仮定に基づいた場合、スパン中央における既設部の軸方向鉄筋が降伏する時点の荷重である降伏荷重 P_{yc4} , および荷重の最大値である最大荷重 P_{maxc4} は式(2), (3)のように表すことができる。

$$P_{yc4} = M_{ycK} / (a - X \cdot d) \quad (2)$$



(a) 既設部が補強部より受ける間接的な力



(b) 補強部が既設部より受ける間接的な力

図－7 想定される耐荷機構

$$P_{maxc4} = M_{mcK} / (a - X \cdot d) \quad (3)$$

ここに、 M_{ycK} (M_{mcK}): 既設部のスパン中央断面の降伏 (終局) 曲げ耐力

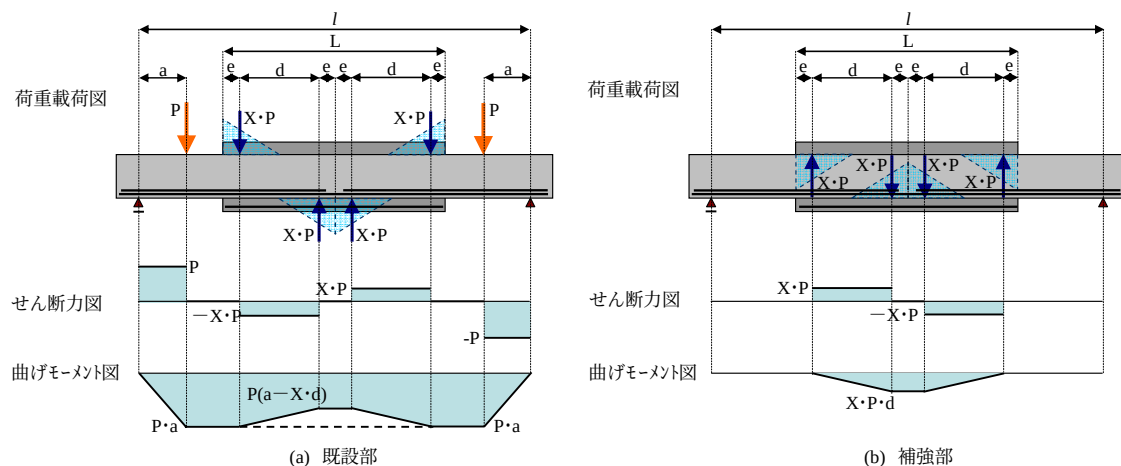
また、間接荷重 $X \cdot P$ は図－8の曲げモーメント分布から最小仕事の原理に基づき、式(4)～(6)のように求めることができる。

$$U^* = \int_0^l \frac{M_K^2}{E_K I_K} dx + \int_0^L \frac{M_H^2}{E_H I_H} dx \quad (4)$$

$$\frac{\partial U^*}{\partial (X \cdot P)} = \int_0^l \frac{2M_K}{E_K I_K} \frac{\partial M_K}{\partial (X \cdot P)} dx + \int_0^L \frac{2M_H}{E_H I_H} \frac{\partial M_H}{\partial (X \cdot P)} dx = 0 \quad (5)$$

$$X = \frac{3a(d + 2e)}{2d(d + 3e)} \frac{E_H I_H}{E_K I_K + E_H I_H} \quad (6)$$

ここに、 U^* : 補ひずみエネルギー, l , L , e : 図－8 参照, M_K (M_H): 既設部 (補強部) の作用曲げモーメント, $E_K I_K$ ($E_H I_H$): 既設部 (補強部) の曲げ剛性



図－８ 間接荷重 $X \cdot P$ を考慮した荷重載荷図，せん断力図，曲げモーメント図

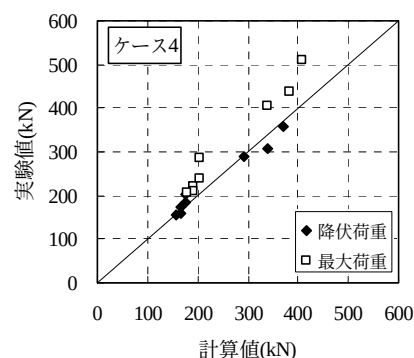
式(6)中の弾性係数 E_K , E_H は，既設部および補強部ともに RC 構造であるため等しいとし，断面二次モーメント I_K , I_H は，鉄筋は考慮せず一様断面の弾性体として算出する．また，補強部の断面二次モーメント I_H は，補強部が箱型断面となるため，上版，下版の有効幅について，弾性体の考え方³⁾と近似する上版，下版の端部よりそれぞれ $l/10$ の範囲を有効幅とし，これにウェブ全断面を加えたもので算出した。

4.3 耐力算定式の評価

4.2 による計算値をケース 4 とし，式(2)，(3)から求めた降伏荷重，最大荷重の計算値それぞれ P_{yc4} , P_{maxc4} と，降伏荷重，最大荷重の実験値それぞれ P_y , P_{max} を図－9 に示す。なお，No.5 については評価対象から除いている。

図－9 より，降伏荷重について，計算値は実験値を極めて精度良く評価していると言える。最大荷重については，おおむね評価されているが，実験値のほうが多少大きく，また，降伏荷重に比べてバラツキが大きかった。この原因としては，式(4)～(6)の算出式が弾性理論に基づくものであること等が影響していると思われる。

なお，4.2 の考え方に基づいた場合の補強部に作用する曲げモーメント $(X \cdot P_{yc4} \cdot d)$ / 補強部の降伏曲げ耐力の値は，0.25～1.04 の範囲であった。ここで，補強部の降伏曲げ耐力は，補強部の全断面を有効と考え，3.1 と同様の方法で算出した。



図－9 実験値と計算値の比較（ケース 4）

5. まとめ

橋脚の途中定着部を模した RC 梁を RC で巻き立てた試験体を用いて曲げ載荷試験を行った。その結果，アンカージベル鉄筋の有無による損傷過程の差異を明らかにすることができた。また，既設部と補強部の間に作用する間接的な力を考慮することで，降伏荷重と最大荷重を評価することができた。

謝辞：本研究に関し，著者所属の構造技術センター所長 石橋忠良氏には多大なるご助言を頂いたことを記して謝辞としたい。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：レンガ・石積み・無筋コンクリート構造物の補修・補強の手引き，1985.9
- 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，2005.4
- 3) 土木学会：構造力学公式集，1984