

壁式橋脚の楕円巻き立て補強に対する地震時保有耐力法の適用例

井ヶ瀬 良 則

正会員 日本道路公団 試験研究所 橋梁研究室（〒194 東京都町田市忠生1-4-1）

1. まえがき

平成7年の阪神・淡路大震災以後、橋脚の補強方法としては、耐力向上だけに期待した補強だけではなく、それに加えて変形性能を向上させてねばり強い構造とすることが求められている。RC巻立て工法や鋼板巻立て工法は、橋脚内のコンクリートの拘束、主鉄筋の座屈防止に寄与することができ、じん性を向上させる工法として、既設橋脚の補強に多く採用されている。

しかしながら、このような補強は柱式橋脚や円形断面橋脚に対しては、十分な補強効果が得られるが、壁式橋脚のような縦横比の大きな橋脚にこのような補強を行った場合、拘束効果が小さく十分な効果を得るのは困難であると思われる。壁式橋脚では、部分的に鋼材等を貫通させ定着することにより、拘束効果を高める方法が考えられるが、この場合、橋脚の削孔に多くの時間と労力を必要とし、主鉄筋を切断する可能性もあるため好ましい方法ではない。

そこで筆者らは、縦横比1：3の壁式橋脚にRC巻立て工法や、鋼板巻立て工法を採用した場合に、じん性を向上させる効果がどの程度あるか検討するための縮小模型実験を実施した。その結果、縦横比1：3程度であればRC巻立て工法や、鋼板巻立て工法の適用の可能性は十分ありうることが確認できた。

特に、今回の実験では、橋脚基部に楕円形状の補強をした場合に、じん性やエネルギー吸収容量が大きく向上することが確認できた。そのため、楕円巻立て補強の設計法を見出すために、楕円の形状や補強鋼板の厚さを変化させた実験を追加して実施し、補強効果の検討を実施した。

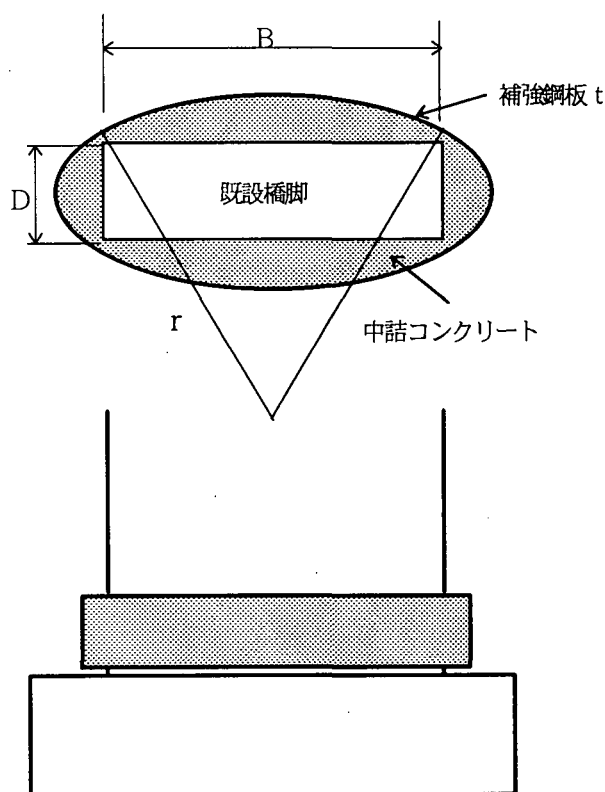
本論文では、壁式橋脚に楕円巻立て補強を行った場合の地震時保有耐力法の適用方法を提案し、縮小模型実験結果との比較を示すとともに、地震時保有耐力を適用する際の注意点について示す。

表—1 試験体の諸元

	橋脚構造寸法(mm)			引張鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)
	長辺B	短辺D	高さ		
実橋脚	6,000	2,500	12,500	0.43	0.06
試験体	1,500	500	2,500	0.50	0.04

表—2 試験体の種類

試験体 No.	補 強 の 種 類	補強厚さ .t (mm)	楕円の半径 r (mm)
N-1	基本（無補強）	—	—
M-2	矩形鋼板巻立て	2.3	—
M-4	楕円鋼板巻立て	2.3	2,000
A-1	楕円鋼板巻立て	1.2	2,000
A-2	楕円鋼板巻立て	1.6	2,000
A-3	楕円鋼板巻立て	1.2	3,000



図—1 楕円補強試験体模式図

表-3 実験結果一覧

試験体 No.	降伏変位 (mm)	降伏荷重 (tf)	最大荷重(tf) (変位振幅)	終局変位 (mm)	じん性率	エネルギー吸収容量 (tf・m)
N-1	13	28.2	29.8(-3 δ_y)	65	5	20.9
M-2	12	28.4	30.7(+5 δ_y)	96	8	40.6
M-4	12	26.7	30.1(+5 δ_y)	108	9	60.8
A-1	13	28.0	31.1(+5 δ_y)	104	8	51.8
A-2	13	27.8	31.2(+7 δ_y)	117	9	69.2
A-3	13	28.1	30.8(+5 δ_y)	117	9	58.0

2. 実験概要

(1) 実験試験体

基本試験体は、日本道路公団で一般的な壁式橋脚（断面の縦横比1：3）の1／5縮小模型とした。試験体の配筋は、実橋脚の引張鉄筋比および常鉄筋比と同程度となるようにし、主鉄筋の段落としては設けていない。試験体の諸元を表-1に、試験体の種類、形状寸法を表-2および図-1に示す。

試験体は基本試験体となる無補強のN-1試験体と、補強範囲を基部から1D（基本試験体の短辺長さ）の範囲だけとした鋼板巻立て試験体（M-2試験体）、補強断面を楕円にして、鋼板を最外縁に配置した楕円巻立て試験体（M-4、A-1、A-2、A-3試験体）の6体である。M-4試験体およびA-1、A-2試験体は楕円の半径を2mで統一し、楕円鋼板の板厚をそれぞれ2.3mm、1.2mm、1.6mmと変化させた。A-3試験体は板厚が1.2mmで、楕円の半径を3mとした。楕円巻立て試験体の補強効果の大小関係は、

M-4 > A-2 > A-1 > A-3
となる。

補強試験体は補強前にコンクリート表面をブラスト処理し、基本部と補強部の付着を確保した。また、今回の実験ではじん性の向上のみに着目しているため、フーチングへのアンカー定着は行わず、鋼板補強部および根巻きコンクリート部ともにフーチングとの間に10mm～20mmの間をあけ、載荷に伴う鉛直力が補強部に伝わらないようにした。

(2) 載荷方法

載荷方法は、載荷変位漸増方式正負交番繰り返し載荷とした。試験体の引張側主鉄筋降伏時の載荷点位置における変位を降伏変位（1 δ_y ）とし、降伏変位の整数倍の変位振幅で各3回の正負交番載荷を変位制御により行った。

載荷は試験体頭部に軸力載荷用ジャッキ2台と、水平力載荷用アクチュエータ4台を用いて行った。軸力は載荷中一定（6 kgf/cm²）とした。

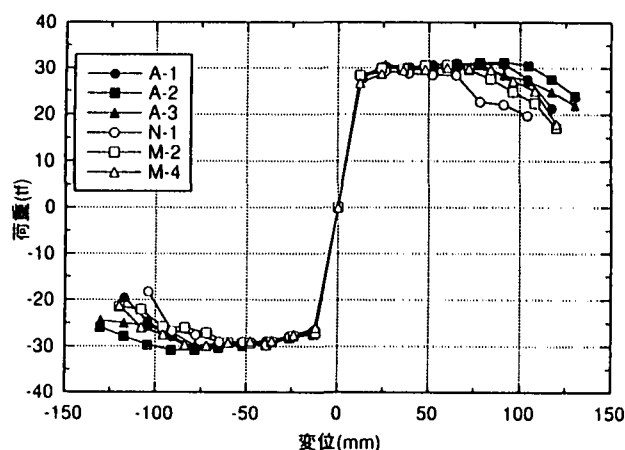


図-2 包絡線の比較

3. 実験結果

(1) 実験結果一覧

表-3に降伏変位および降伏荷重、最大荷重、じん性率、エネルギー吸収容量を、図-2に各試験体の荷重と変位の包絡線を示す。ここでは、各サイクルの荷重が最大荷重の80%以下となり、さらに載荷変位振幅を大きくしても荷重が最大荷重の80%以上とならなかった時点を終局と定義した。

最大荷重は各試験体でほとんど差がなく、包絡線も載荷変位が50mm程度までは大きな差は見られない。載荷変位が60mmを超えところでN-1試験体は荷重が急激に低下している。

鋼板で補強した試験体はいずれも荷重の低下が穏やかであり、急激な低下は見られない。特に楕円により補強した試験体は載荷変位が80mmを超えところまで最大荷重を保っており、補強効果が高いことがわかる。

(2) ひび割れ及び破壊状況

各試験体とも、破壊形態は基部での曲げ引張り破壊であり、基部から1.5mの高さまでに曲げひび割れが発生している。N-1試験体は5 δ_y 載荷の第2サイクルで主鉄筋が座屈して耐力が大きく低下し終局に至った。ただし、主鉄筋は破断していなかった。

M-2試験体は、5 δ_y 載荷時に鋼板と根巻きコンクリートの付着が切れるとともに縦ひび割れが発生し、荷重が低下しはじめた。7 δ_y 載荷時において鉄筋が破断し、8 δ_y 載荷時には鋼板と既設部が剥離し終局となった。

M-4試験体は、7 δ_y の2サイクル目に補強鋼板と躯体の間のモルタルにひび割れが発生した後は荷重低下が見られるようになり、9 δ_y 載荷時に鉄筋が破断し終局に至った。

A-1試験体は8 δ_y 載荷の第1サイクルで、鋼板の下端に亀裂が発生し、第3サイクル中に完全に破断し終局に至った。

A-2、A-3試験体は6～8 δ_y 載荷以降において、鋼板の下半分が大きくはみ出した。しかし、2体とも鋼板にき裂や、鉄筋の破断も少なく、鉄筋の座屈により終局に至った。

4. 基部楕円巻立て工法の設計法の提案

道路橋示方書V耐震設計編（平成8年12月）¹¹（以下、「道路橋示方書」という）では、橋脚の変形性能に寄与する帯鉄筋の拘束度を評価するために、横拘束筋の拘束効果を見込んだコンクリートの応力-ひずみ曲線が取り入れられた。これは、横拘束筋の体積比の大小がコンクリートの強度や終局ひずみに影響するといった事象を評価できるものである。

横拘束筋の効果は、矩形断面においては円形断面よりも小さく、断面補正係数により低減される。円形断面の断面補正係数は、強度に関する係数 $\alpha=1.0$ 、ひずみに関する係数 $\beta=1.0$ であるが、矩形断面の場合には $\alpha=0.2$ 、 $\beta=0.4$ となる。

楕円巻立ての場合は、円形断面と矩形断面の中間に位置するため、断面補正係数もこの間にあるものと考えられる。楕円の半径が小さければ円形に近い形状となり断面補正係数は1に近くなる。また、半径が大きくなると矩形に近くなり、断面補正係数は小さくなる。そこで、楕円巻立ての場合の断面補正係数として次式を提案する。

$$\alpha=0.2+0.8 \times (c/R)^n \quad \cdots \cdots (1)$$

$$\beta=0.4+0.6 \times (c/R)^n \quad \cdots \cdots (2)$$

ここに、

$$c=\sqrt{B^2+D^2}$$

$$R=2r$$

B：既設橋脚の長辺長（cm）

D：既設橋脚の短辺長（cm）

r：楕円の半径（cm）

n：楕円の効果を表わす係数

5. 実験結果との比較

図-3～図-6は、それぞれの試験体の荷重変位曲線の包絡線と、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法に基づく計算結果を示している。白抜きの丸印が実験値そのものであり、黒丸印は基部鉄筋の抜け出しを考慮した補正值である。

終局変位の計算において、道路橋示方書では軸方向圧縮鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達した時点を終局と定義しているが、本工法の場合、既設橋脚が楕円巻立てにより拘束されているため、拘束断面の最外縁である既設橋脚躯体断面の最外縁位置のコンクリートが終局ひずみに達した時点を終局と定義し、それぞれの計算結果を示した。塑性ヒンジ長は、軸方向圧縮鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達した時点を終局と定義した計算（以下「計算結果1」という）においては、 $L_p=0.5D$ とし、最外縁位置のコンクリートが終局ひずみに達した時点を終局と定義した計算結果（以下「計算結果2」という）においては、 $L_p=0.5D$ の場合と $1.0D$ の場合を示した。楕円の効果を表す係数nは無量大として計算している。

計算結果1をみると、実験結果に対しかなり大きな終局変位を示している。これは、実験に用いた試験体のように側方鉄筋がない場合には、圧縮鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達した時点を終局と定義すると、鉄筋の引張り強度とコンクリートの圧縮強度が釣合う位置まで中立軸が移動してしまうため、計算上変位が大きくなるように見えるためと思われる。実際には、側方鉄筋のない橋脚はありえないため、このような現象は起こらないと考えられるが、壁式橋脚のように側方鉄筋の比率が小さい橋脚に保有耐力法を適用する際には注意が必要であると思われる。

以下の実験結果との比較においては、計算結果2により行うこととする。

実験結果において荷重が低下し始める変位を見ると、A-2試験体が9 δ_y と最も大きく、次にA-1試験体およびM-4試験体の8 δ_y となり、A-3試験体は最も小さく7 δ_y となっている。これはM-4試験体を除き補強効果の大小に一致している。M-4試験体は鉄筋の破断により耐力低下に至ったため他の試験体より早く荷重低下が始まったと思われる。抜け出しを考慮した実験結果と計算結果を比較すると、A-1～A-3試験体では塑性ヒンジ長が0.7～0.8Dの付近で、荷重が低下している。これは、実際のヒンジ長が0.5～1.0Dであったことと一致しており、計算値の信頼性が高いことが確認できた。

図-7は、楕円の効果を表わす係数nを0から ∞ まで変化させた場合の、塑性ヒンジ長 $L_p=0.5D$ における計算

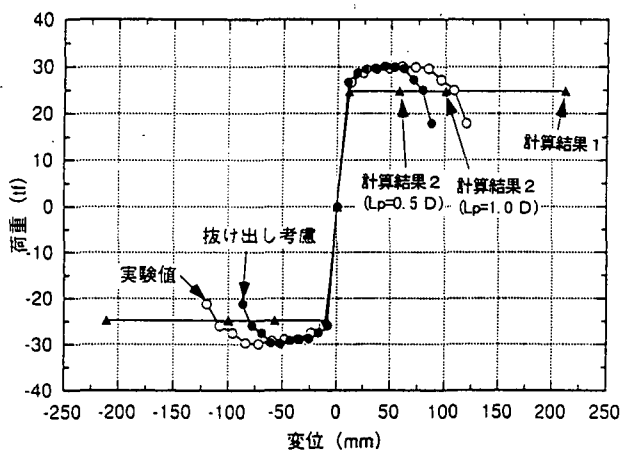


図-3 M-4試験体の実験結果と計算結果の比較

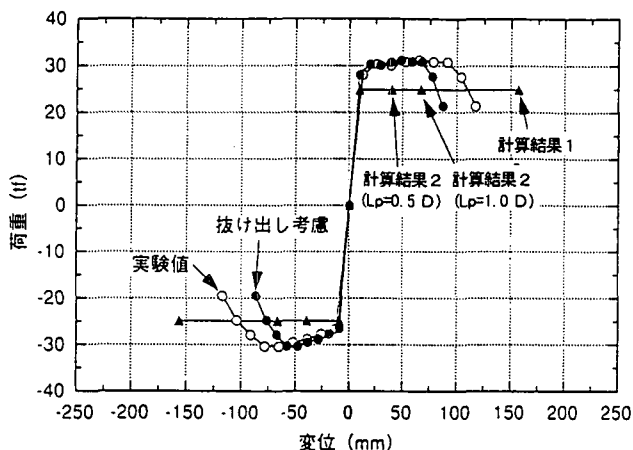


図-4 A-1試験体の実験結果と計算結果の比較

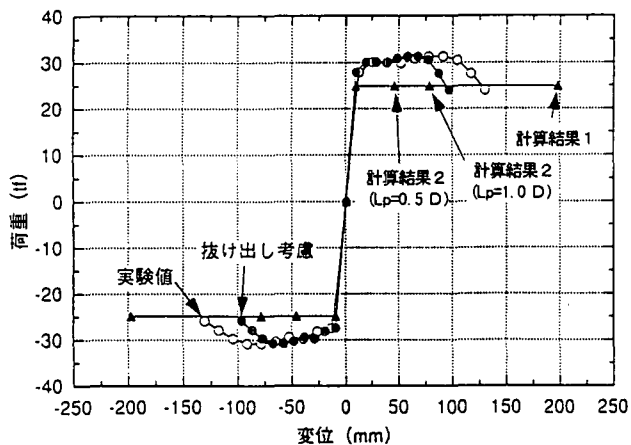


図-5 A-2試験体の実験結果と計算結果の比較

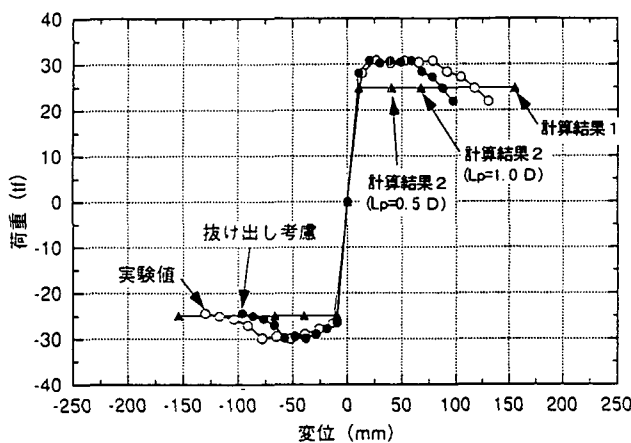


図-6 A-3試験体の実験結果と計算結果の比較

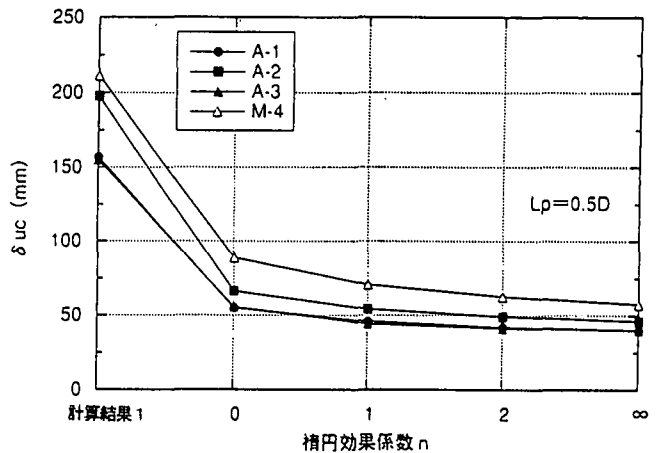


図-7 楕円効果係数 n と終局変位の比較

結果と実験結果の終局変位の比を表わしている。これによると、楕円の効果係数 n を0としたすなわち円形と評価しても計算結果はM-4試験体を除き安全側となっていることがわかる。しかし、M-4試験体のような場合も考慮して、 n は1とすることが妥当であろう。

M-4試験体は鋼板の板厚が厚かったために、鉄筋を拘束しすぎて基部の鉄筋の疲労破断を引き起こしてしまった。したがって、鋼板の板厚については適切な厚さを設定することが重要となる。

4. あとがき

基部楕円巻立て補強について、地震時保有水平耐力法の適用方法を提案し、実験との整合性も確認できた。既設橋脚の補強に地震時保有水平耐力法を適用するにあたっては、終局の定義として既設橋脚の最外縁のコンクリートが終局ひずみに達した時点とし、塑性ヒンジ範囲を適切に設定することにより、実験結果を良く説明できることがわかった。

また、壁式橋脚のように側方鉄筋の比率が小さい橋脚において、終局の定義を圧縮鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達した時点とすると、危険側の結果を与えることもあるので、保有耐力法を適用する際には注意が必要である。

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、1996,12