

RC逆L字型橋脚の耐震性及び 鋼板巻立て工法の適応性に関する検討

福田智之¹・川島一彦²・渡邊学歩³・永田聖二⁴

¹学生会員 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

²F会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻（同上）

³正会員 工修 東京工業大学助手 大学院理工学研究科土木工学専攻（同上）

⁴学生会員 工修 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. まえがき

RC 逆 L 字型橋脚の耐震性に関して、従来模型実験により検討されてきた^{1)~5)}。これらによれば、RC 逆 L 字型橋脚が強振動を受けると、偏心曲げによって圧縮を受ける面（以下偏心圧縮面と呼ぶ）における損傷が著しくなり、偏心圧縮側に大きな残留変位が生じることが明らかになっている。地震後に大きな残留変位が生じると、その後の復旧が困難となるため、RC 逆 L 字型橋脚の残留変位を小さく抑えることは耐震設計上重要課題である。

このため、本研究では RC 橋脚の耐震性を検討するとともに、RC 橋脚の補強法としてよく用いられている鋼板巻立を用いて補強（以下、鋼板巻立補強と呼ぶ）した橋脚についても検討した。

2. 実験供試体および載荷方法

(1) 実験供試体

実験供試体を図-1 に示す。無補強の橋脚模型の断面寸法は 400mm×400mm の正方形断面であり、基部から水平アクチュエーターの載荷点までの有効高さは 1350mm、かぶりコンクリート厚は 40mm である。偏心量は橋脚幅に相当する 400mm とした。

橋脚模型は、これを小さな実橋脚と考え、1996 年道路橋示方書に従い、地震時保有耐力法に基づいて設計したものである。地震時保有耐力法では、橋脚模型が支持する上部構造の質量を 16t、橋脚の固有周期を 1 秒、地盤種別は II 種と見込み、タイプ I、タイプ II 地震動に対して断面を決定した。この結果、軸方向鉄筋としては、D13（SD295A）を 24 本配置

し、帯鉄筋としては D6（SD195A）を 50mm 間隔でそれぞれ配置した。その結果、軸方向鉄筋比（面積比）、帯鉄筋比（体積比）はそれぞれ 1.9%、1.19% となる。

鋼板巻立には、厚さ 3.2mm、外寸法 400mm×400mm の正方形断面で、高さ 600mm の鋼板（SS400）を用いた。橋脚基部から高さ 5mm の範囲では、橋脚に曲げが生じた際に鋼板とフーチングが接触しないように間隙を設け、ここから高さ 605mm の区間までを鋼板により補強した。なお、実際には、鋼板巻立補強は既存橋脚に後施工することとなるが、本研究では橋脚模型製作の都合上、コンクリート打設時に鋼板を設置することとした。鋼板は橋脚コンクリートと密着している。軸方向鉄筋、および帯鉄筋は無補強の場合と同じ様に配筋した。

表-1 は、模型橋脚の特性と載荷方法を示した結果である。無補強の場合と鋼板巻立補強した場合の橋脚をそれぞれ 2 体ずつ、計 4 体製作した。いずれの模型橋脚にも普通ボルトランドセメントを用い、載荷当日に一軸圧縮試験を実施した。この結果、コンクリート圧縮強度は、32.2MPa～37.9MPa となった。

(2) 実験方法

載荷実験は、東京工業大学の耐震実験施設を用いて行った。繰り返し載荷実験には、3 台の動的アクチュエーターを用いて、鉛直アクチュエータによる 160kN の一定軸力作用下で水平 2 方向の水平力を変位制御によって橋脚模型に与えた。載荷履歴は、図-2 に示すように、矩形載荷を用いた。矩形載荷とは、矩形状に x 方向、y 方向の 2 方向の変位を交互に与

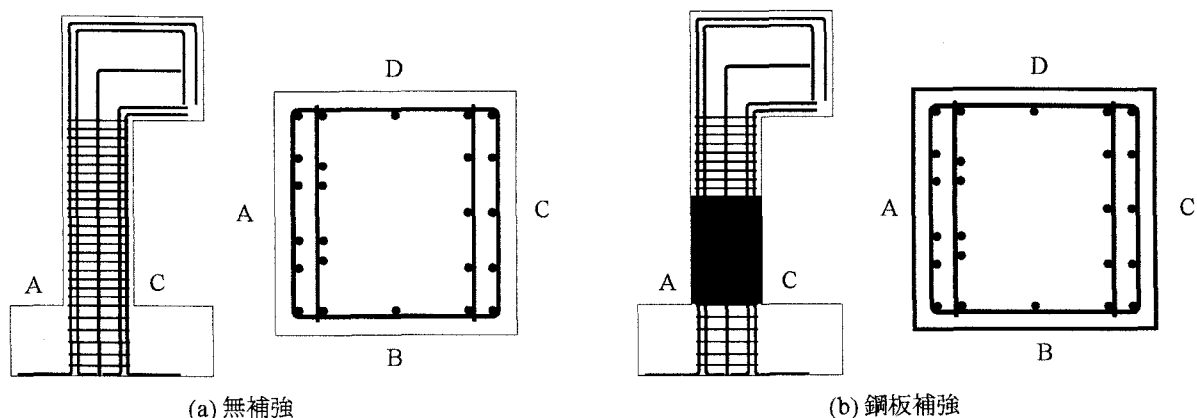


図-1 実験供試体

表-1 載荷実験に用いた模型橋脚の特性

実験ケース	C-1	C-2	H-1	H-2
補強法	無	鋼板	無	鋼板
コンクリート強度(MPa)	32.2	36.7	32.8	37.9
載荷方法	繰り返し	繰り返し	ハイブリッド	ハイブリッド

えるものである。載荷変位はドリフト0.5% (=6.75mm)を規準にし、その整数倍で順次変位を増加させていった。同一変位による繰り返しは3回とした。矩形載荷では、最初の0.5%ドリフトによる載荷では第II、第IV象限、次の1%ドリフトによる載荷では第I、第III象限というように、交互に繰り返していった。

ハイブリッド載荷実験では、上下方向は自由度を与えず、模型橋脚を水平2方向にそれぞれ1自由度系と仮定した。鉛直アクチュエーターにより160kNの一定鉛直荷重の作用下で、2台の水平アクチュエーターでハイブリッド制御する。ここでは、水平2方向に作用する上部構造の質量は、3径間分に相当する50tとした。

入力地震動としては、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分およびEW成分の加速度振幅をオリジナルの40%に縮小して用いた。偏心方向にはEW成分を、偏心直角方向にはNS成分をそれぞれ用いた。

橋脚模型に鉛直荷重を加えると、偏心圧縮側に無補強橋脚では1.2mm、鋼板補強橋脚では0.7mmだけ変位する。このためどの点を初期条件として実験を行うかが重要である。実橋では、橋脚が完成し、桁が架設されて偏心圧縮側に変位した状態から、地震力を受けることになる。このため、ここでは、鉛直荷重を与えて橋脚が変位した状態を初期条件として実験を行うこととする。

また、実験では、水平方向高さにおける偏心方向、偏心直角方向の変位、荷重を測定した。また、偏心

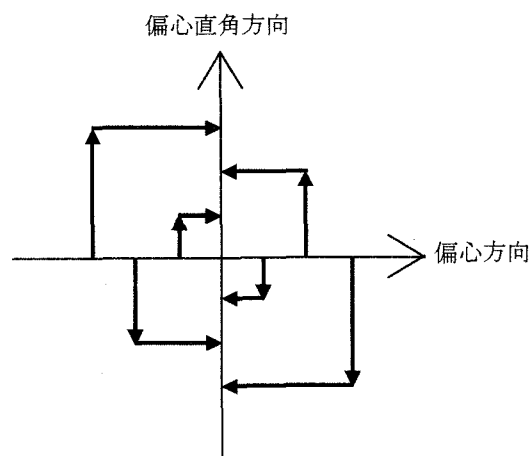


図-2 繰り返し載荷の載荷履歴

直角方向には橋脚の水平力作用点の左右両端で変位を計測し、橋脚の鉛直軸まわりのねじり角を求めた。

ハイブリッド載荷実験では、時間軸として2種類を用いる。1つは実時間であり、もう一つは実験を行った通りの時間（載荷時間）である。測定装置の制約でねじり、ひずみは、実時間ではなく載荷時間で示すこととする。なお、両者の対応が付きやすいように、NS成分を与えた場合に変位が大きくなる6.7秒、10.2秒の点をそれぞれ点a、bと呼ぶ。

3. 繰り返し載荷した場合の履歴特性

(1) 損傷状況

無補強橋脚を矩形載荷した場合の損傷の進展状況をドリフト1.5%～3%の場合を例に図-3に示す。ドリフト0.5%で、A、B面に曲げクラックが生じ始め、

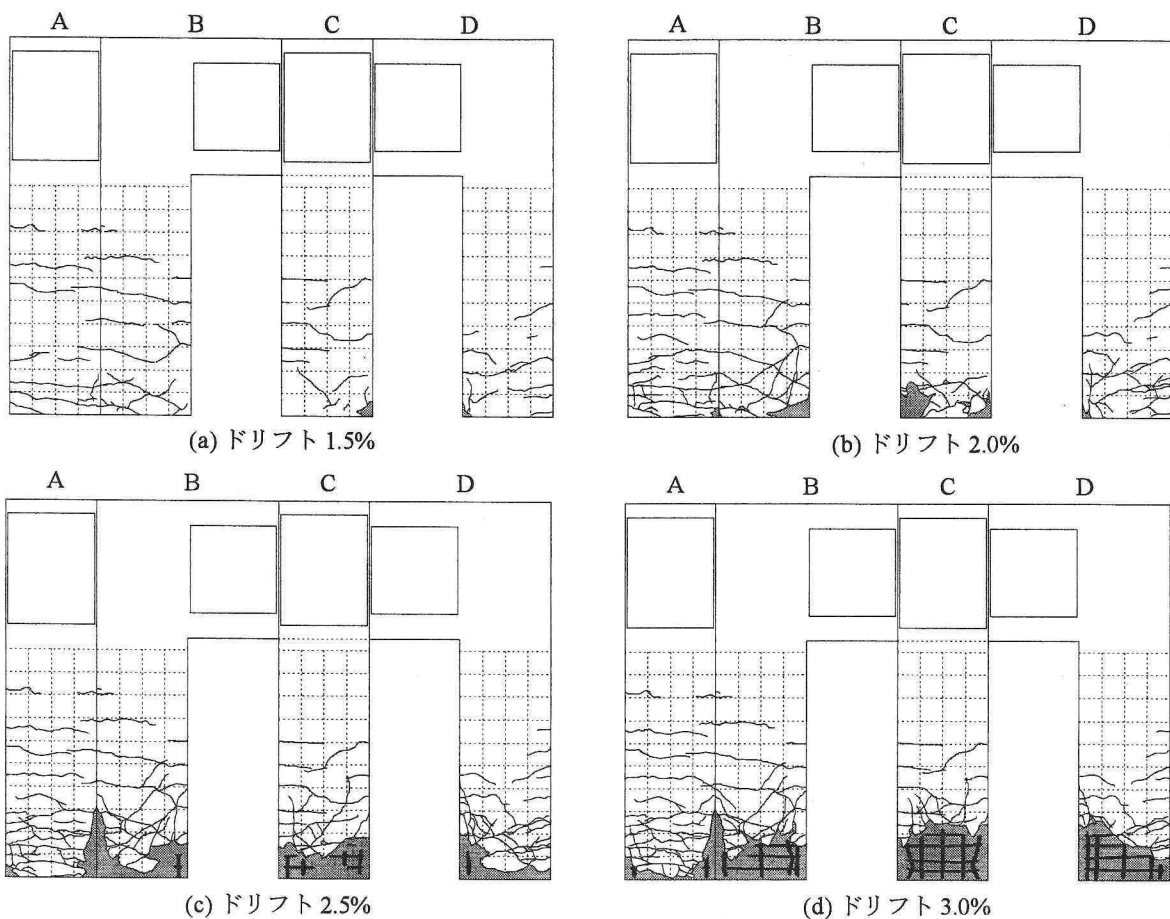
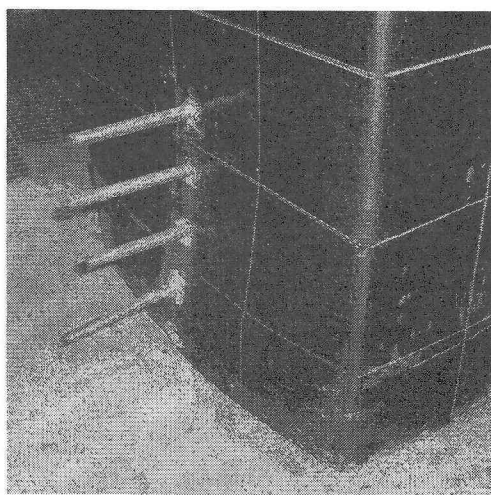
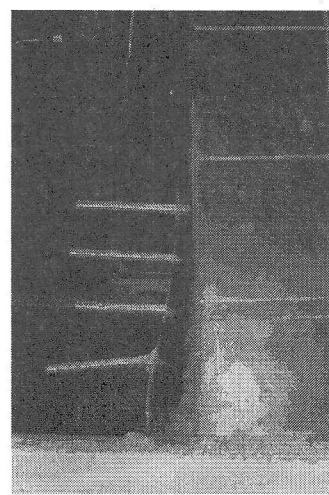


図-3 無補強橋脚を矩形載荷した場合の損傷状況



(a) C面の損傷状況



(b) 横から見たC面のはらみ出し

図-4 繰り返し載荷実験終了後の損傷状況

ドリフト1%になると、全面に曲げクラックが生じる。ドリフト1.5%になると、A面とB面のコーナー（以下、AB隅各部と呼ぶ）、CD隅各部に縦方向のクラックが生じ始め、CD隅各部ではコンクリートが剥落し、2.0%になるとAB隅各部でもコンクリートが剥離する。他の2箇所の隅角部においても縦方向のクラックが生じ、BC隅各部ではコンクリートが大きく剥落する。ドリフト2.5%では、C面および、

B、D面において基部から高さ200mm程度までの範囲でかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出する。特にBC隅各部、CD隅各部の損傷が著しい。ドリフト3.0%に達すると、全ての面でかぶりコンクリートの剥落が生じ、C面および、B面、D面においてはコアコンクリートにも損傷が生じる。また、軸方向鉄筋の局部座屈が見られる。

鋼板補強の場合には、鋼板で被覆されているコン

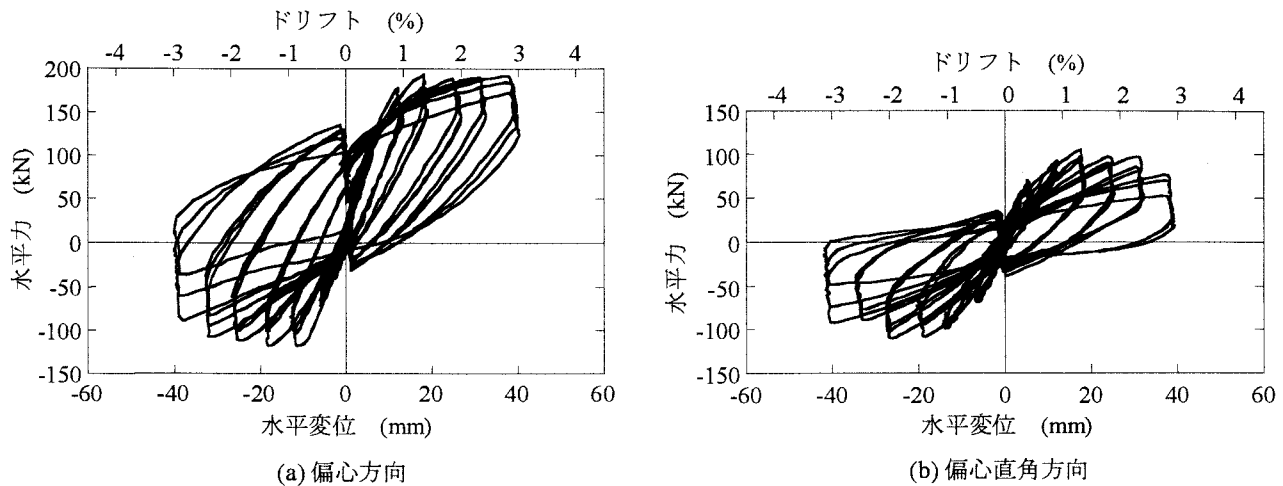


図-5 無補強橋脚を繰り返し载荷した場合の履歴曲線

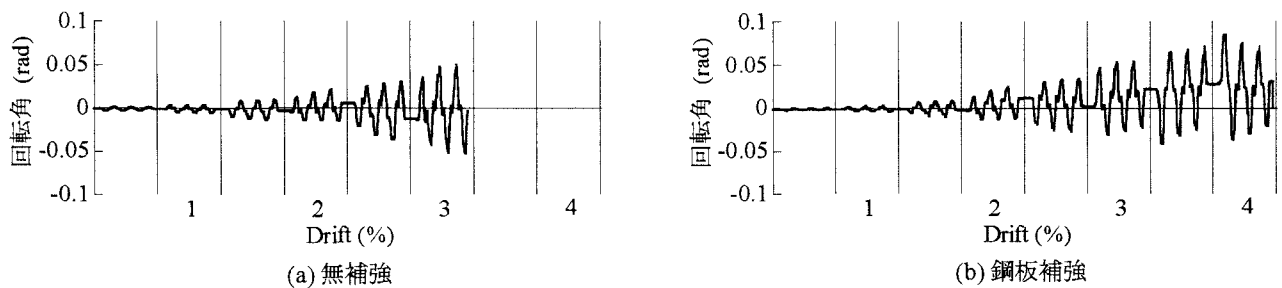


図-6 繰り返し载荷実験における橋脚のねじり角

クリート面の損傷は観察できない。しかし、ドリフト1%になると、鋼板より上の、A、D面に曲げクラックが生じる。ドリフト1.5%になると、曲げクラックはB面まで進展していく。また、载荷中に、橋脚基部の浮き上がりが見られた。鋼板の基部だけでは観察できないが、ドリフト2%になると、A面および、B、D面基部において、鋼板内部のコンクリートが剥離し始める。ドリフト2.5%になると、C面基部においても、鋼板内部のコンクリートが剥離し、A面基部においては、鋼板内部で剥離したコンクリートが鋼板下端からはみ出すのが認められた。また、鋼板基部が外側にはらみ出し生じ始める。ドリフト3%では、鋼板基部のはらみ出しが顕著となり、C面においては特に大きくはらみ出し始めた。また、橋脚基部全面において、鋼板内部のコンクリートが鋼板からはみ出す。この後、鋼板基部のはらみ出しは、载荷ごとに大きくなっていく。図-4に载荷終了後のC面における鋼板の損傷状況を示す。

(2) 履歴特性

図-5は無補強の場合の水平力作用位置における水平力～水平変位の履歴曲線を偏心方向と偏心直角方向に分けて示した結果である。ここで、偏心引張側（A面側）、偏心圧縮側（C面側）に载荷する場合をそれぞれ偏心方向の水平変位の正側、負側として

いる。また、D面側、B面側に载荷する場合をそれぞれ偏心直角方向の水平変位の正側、負側としている。いずれの方向にも、変位が0の付近で履歴曲線はくびれているが、これは図-2に示したように偏心方向と偏心直角方向に交互に荷重を加えたためである。これによれば、偏心引張側には、ドリフト1.5%で耐力は最大（194kN）となり、その後、ドリフト2.5%まではほぼ安定した水平耐力を保つ。これに対して、偏心圧縮側には、ドリフト1%で耐力は最大（118kN）となる。これは偏心引張側の場合の0.61倍となっている。この方向には、2回目、3回目の繰り返しの過程での耐力の低下が偏心引張側よりも大きく、ドリフト1.5%の3回目の载荷段階で最大耐力の80%程度となる。したがって、最大耐力の80%まで耐力が低下することを終局と定義すると、終局変位は1%ドリフトとなる。ドリフト3%になると、2回目、3回目の繰り返しの過程での耐力低下は著しくなる。偏心直角方向では、+側、-側ともにドリフト1.5%で耐力は最大（105kN、-109kN）となる。

図-6はドリフトの増加に伴うねじり角の進展を示した結果である。ここには、比較のため、後述する鋼板補強の場合も示している。これによれば、ねじり角は損傷の進展に伴い増加していくことが解る。また、ドリフト3%では、载荷の1回目から2回目におけるねじり角の増加が著しい。

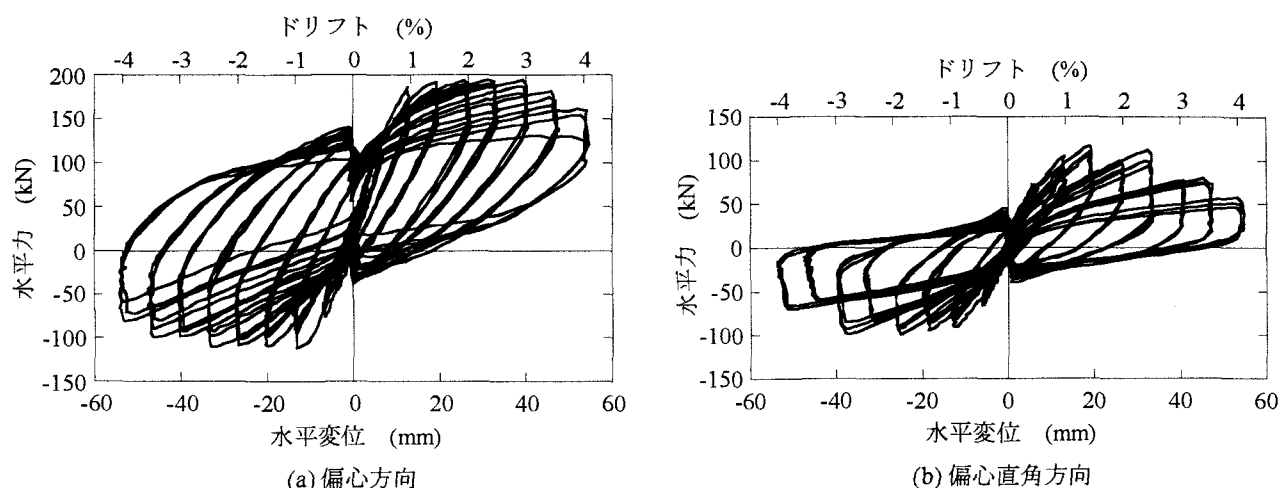


図-7 鋼板補強した橋脚を繰り返し載荷した場合の履歴曲線

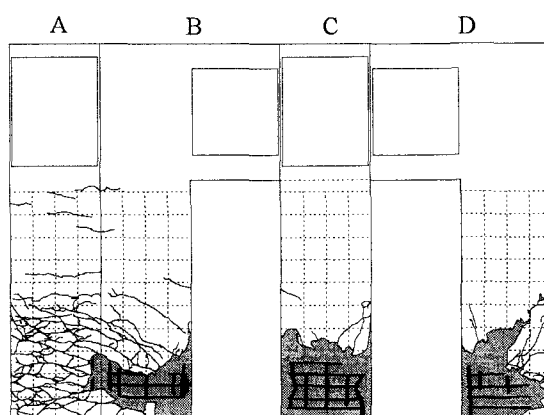


図-8 無補強の場合のハイブリッド載荷実験終了後の損傷状況

図-7は鋼板補強した場合の水平力～水平変位の履歴曲線を示した結果である。これによれば、偏心方向には、偏心引張側では、ドリフト1%以降水平耐力は安定し、ドリフト3.0%で耐力は最大（195kN）となる。これは無補強の場合とほぼ同一である。その後、ドリフト3.5%まではほぼ安定した水平耐力を保つが、ドリフト4%に入ると、2回目、3回目の載荷における耐力低下が著しく、最大耐力の80%以下となる。これに対して、偏心圧縮側には、ドリフト1%で耐力は最大（111kN）となり、これは偏心引張側の場合の0.57倍となっている。この方向における2回目、3回目の繰り返しの過程での耐力低下は無補強の場合と比べて小さいが、ドリフト3.5%において最大耐力の80%となる。以上より、鋼板補強した橋脚の終局変位は3%ドリフトとなる。無補強の場合の終局変位1%と比較して変形性能が著しく向上していることがわかる。偏心直角方向の+側では、ドリフト1.5%で耐力は最大（116kN）となり、一側では、ドリフト2%で最大（99kN）となる。これは無補強の場合と比較してそれぞれ、1.1倍、0.91倍となっている。

無補強の場合、鋼板補強の場合ともに、偏心圧縮

側の降伏後の包絡線は勾配が負となっており、地震力を受けた場合にはこの方向に残留変位が生じやすいことを示している⁶⁾。

鋼板補強の場合、ねじり角は各ドリフトごとに増加していくが、無補強の場合に見られる同一ドリフトの載荷サイクルに伴う顕著な増加は見られない。

4. ハイブリッド載荷実験による地震応答

(1) 無補強の場合

ハイブリッド載荷実験後の無補強橋脚の損傷状況、変位応答をそれぞれ、図-8、図-9に示す。図-9には後述する鋼板補強橋脚の結果も示している。無補強橋脚の場合、損傷が著しく、実験の安全性を考慮して実時間11.5秒で載荷を中止している。図-8は、この時点における損傷状況であることに注意が必要である。これによれば、基部から高さ1mの区間で、多数の曲げクラックが生じる。C面では基部から高さ0.4mの高さにまで、かぶりコンクリートの剥落が生じている。B面、D面においてもC面隅角部から側面に進展する形でかぶりコンクリートが剥落している。C面および、B面、D面においては、かぶりコン

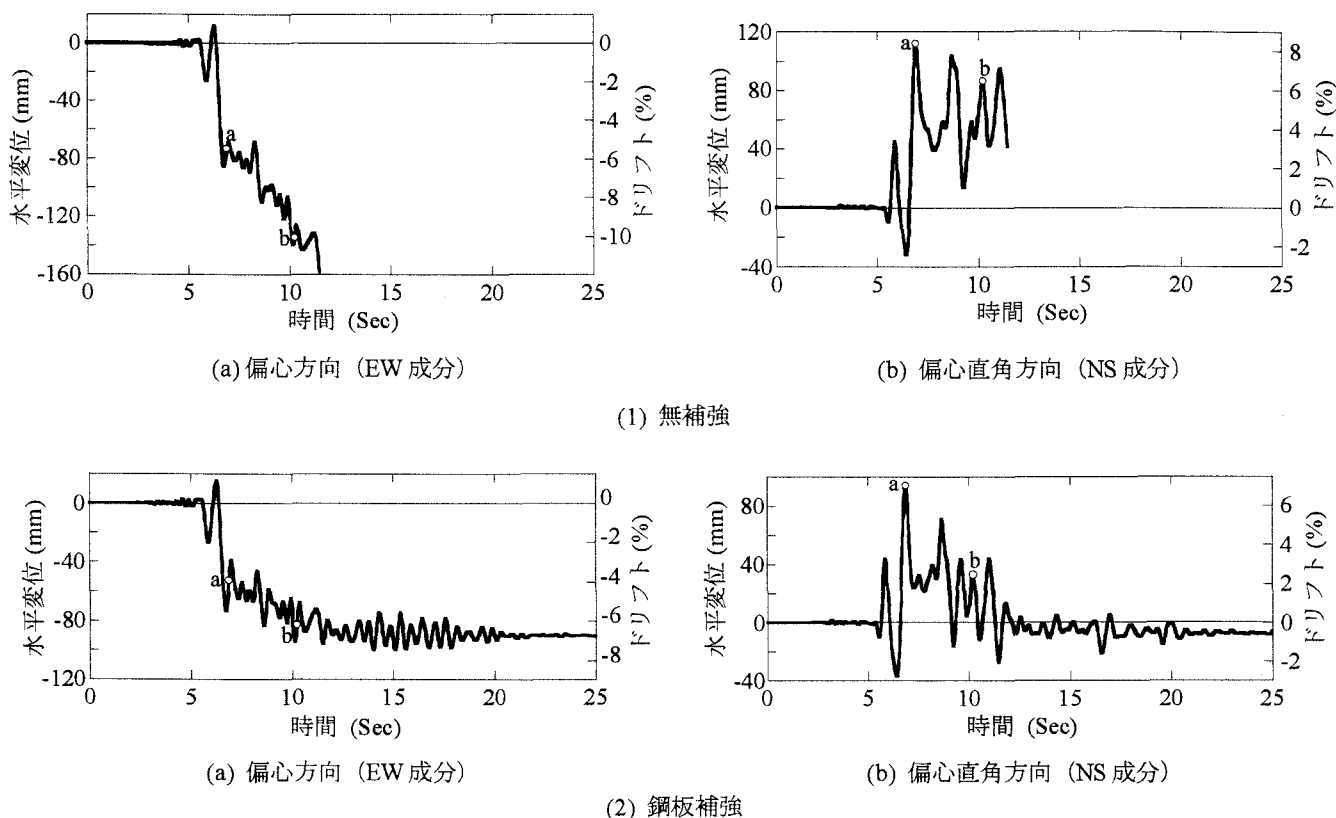


図-9 ハイブリッド実験の応答変位

クリートが著しく剥落する結果、基部から350mmの高さの範囲で、鉄筋が露出しており、コアコンクリートにも損傷が生じている。また、C面においては全ての軸鉄筋が局部座屈している。

最大応答変位は、偏心方向（EW成分）では、6.3秒に一度最大0.9%ドリフトに達した後は一側にドリフトし、そのまま側だけで振動する。応答変位は時間の経過に伴って大きくなる。载荷中止時の応答変位は一側に11.7%ドリフトであるが、このまま载荷を続けていけば、さらに大きな変位が生じることが予想される。これに対して、偏心直角方向（NS成分）では、+側（D面側）で最大8.3%ドリフト、一側（B面側）で2.4%ドリフトとなる。

水平力～水平変位の履歴を示すと、図-10のようになる。ここには、比較のため、後述する鋼板補強の場合の結果も示す。偏心方向（EW成分）の一側では、4.6%ドリフト付近で最大耐力115.4kNとなった後、7.6%、10.2%ドリフト付近で、耐力はそれぞれ、85.1kN、81.5kNとなっている。また、偏心直角方向（NS成分）では、最大耐力は+132.1kNとなる。

図-11は鉛直軸周りのねじり角を示している。ここには、比較のため、後述する鋼板補強の場合も、示している。これによれば、ねじり角は点aで最大（0.087rad）となり、その後も0.06rad程度のねじりが3回生じる。

(2) 鋼板補強の場合

鋼板補強の場合には、鋼板下のコンクリートの損傷は直接観察できないが、目立った損傷はあまり見られない。C面の鋼板がはらみ出したが、これは繰り返し载荷の場合と比較すると小さい。橋脚基部においては、A面で鋼板の浮き上がり、C面で鋼板下端とフーチング上面が接触した。A面の橋脚基部においては、大きいところで25mm程度、鋼板が橋脚躯体から剥離し、浮き上がった。载荷終了後の鋼板補強の損傷状況を図-12に示す。

最大応答変位は、偏心方向（EW成分）では、6.3秒に一度最大1.1%ドリフトに達した後は一側にドリフトし、そのまま側だけで振動している。一側の最大応答変位は7.4%ドリフトであり、最終的に6.7%ドリフトの残留変位が生じる。これに対して、偏心直角方向（NS成分）では、+側（D面側）で最大7.0%ドリフト、一側（B面側）で2.7%ドリフトとなる。無補強の場合の、载荷を中止した11.5秒における応答変位を比較すると、鋼板補強の場合は、7.0%ドリフトとなり、無補強の場合の0.6倍となる。

水平力～水平変位の履歴曲線によると、偏心方向（EW成分）の一側では、4.6%ドリフト付近で最大耐力115.4kNとなった後、7.6%、10.2%ドリフト付近で、耐力がそれぞれ、85.1kN、81.5kNとなっている。また、偏心直角方向（NS成分）では、最大耐力は

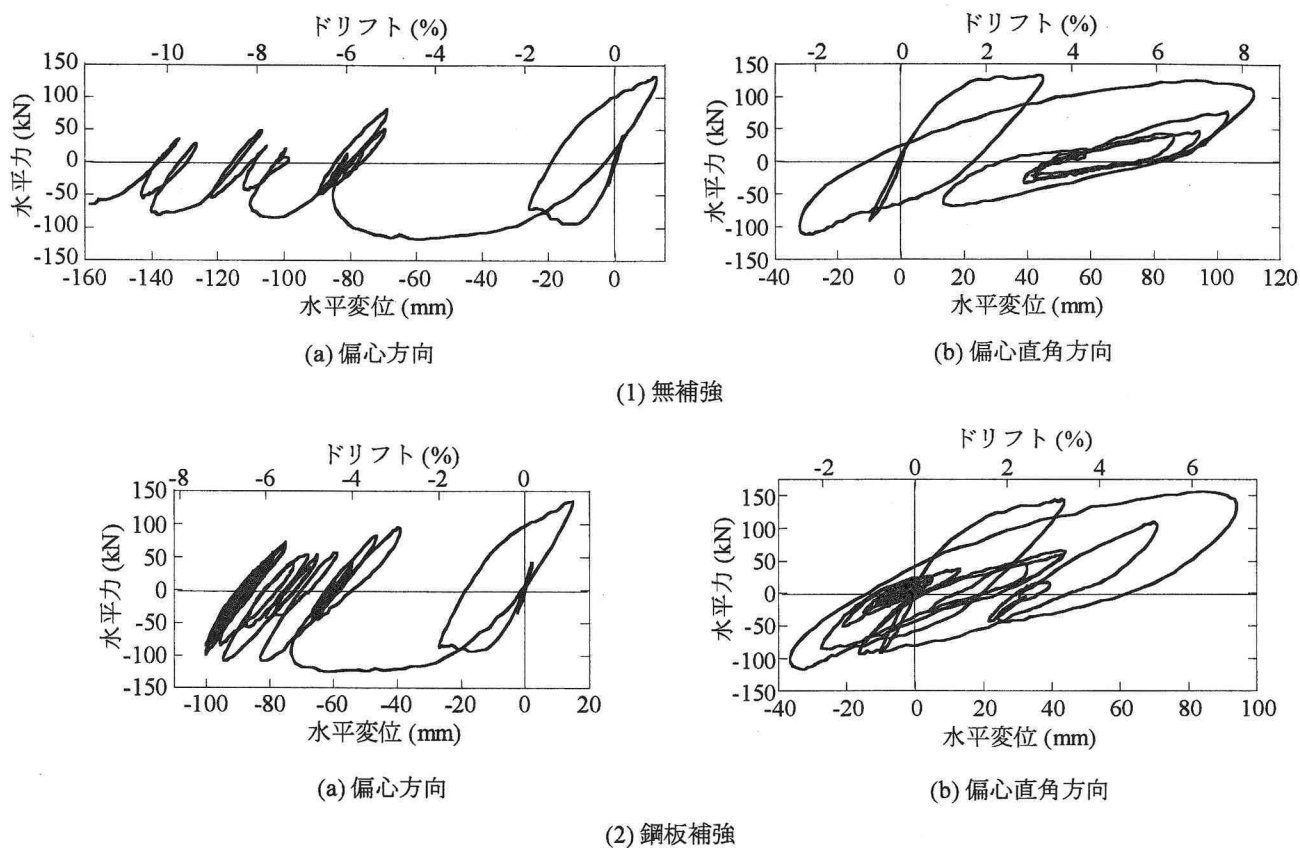


図-10 ハイブリッド載荷実験における水平力～水平変位の履歴曲線

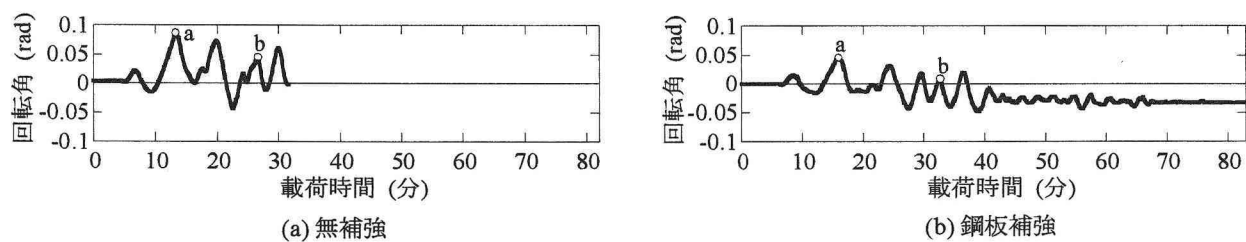


図-11 ハイブリッド実験における橋脚のねじり角

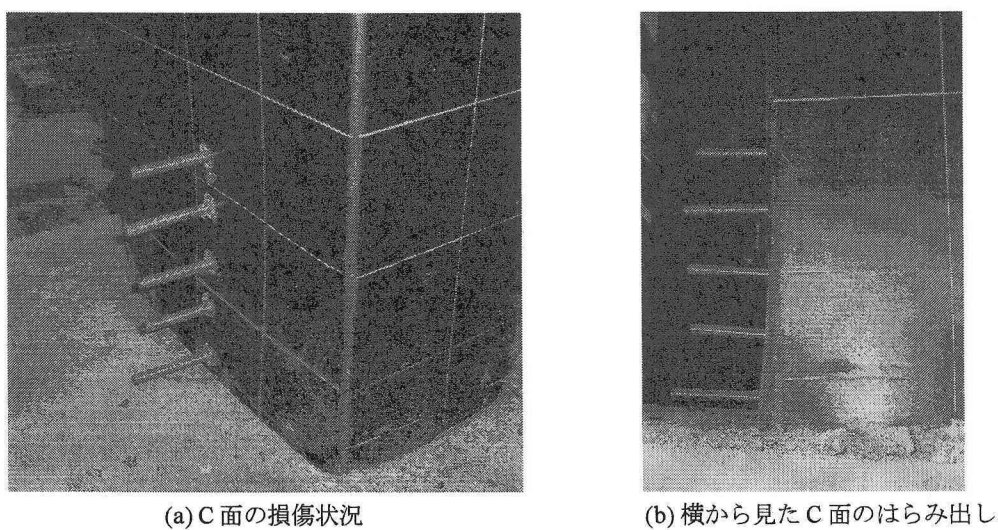


図-12 鋼板補強の場合のハイブリッド載荷実験後の損傷状況

+155.6kNとなり、無補強の場合の1.18倍となる。ねじり角は、図-11示した通りであり、点aで最大

0.054radとなる。これは無補強の場合の0.62倍となる。

5. 結論

本研究では、水平2方向地震力を受けるRC逆L字型橋脚の耐震性を評価するとともに、鋼板巻立てで耐震補強した場合の結果を検討するため、繰り返し載荷実験、ハイブリッド載荷実験を行った。その結果得られた結論は以下の通りである。

- 1) 偏心曲げを受けるRC橋脚では、偏心圧縮面における曲げモーメントが大きいため、2方向地震力を受けると、この面に損傷が卓越する。
- 2) 繰り返し載荷実験では、鋼板巻立て補強による、最大耐力は、偏心、偏心直角方向いずれの場合も無補強の場合と比較して大きな違いはない。しかし、終局変位は無補強の場合には1.5%ドリフトであるのに対し、鋼板巻立て補強の場合には3.5%ドリフトとなり、変形性能が向上する。
- 3) 鋼板巻立てにより補強された橋脚を繰り返し載荷、ハイブリッド載荷すると、橋脚基部での浮き上がり、鋼板の浮き上がり、鋼板のはらみ出しなど、損傷は橋脚基部10cm以内に集中する。
- 4) 鋼板巻立てにより補強すると、ハイブリッド載荷実験では橋脚基部におけるコンクリートの剥落が防止できる。その結果、無補強の場合と比較して、ねじりの進展は抑えられ、偏心圧縮側への残留変位も軽減できる。ただし、残留変位は6.7%と大きくなる。

謝辞：本研究に用いたRC逆L字型橋脚は株式会社長大の矢部正明氏に設計していただいた。耐震設計に

関しては大林組技術研究所の大内一氏とディスカッションした。模型製作および、実験に際しては、東京工業大学理工学研究科土木工学専攻川島研究室の宮路健太郎、荻本英典、木島健、長井崇徳、王毅、Tirasit Paiboon、 Sakellarakis Dimitraの各氏に多大なご支援を頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 川島一彦, 運上茂樹: 偏心曲げを受ける RC 橋脚の地震応答特性, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, pH-1963-1968, 1994
- 2) 小坂寛己, 前川宏一, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衡, 福田暁: ねじれモーメントが作用する RC 橋脚の耐震性能確認実験, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pH-167-170, 1998
- 3) 土屋智史, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衡, 前川宏一: 常時偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート柱の多軸曲げ挙動と非線形解析, 土木学会論文集, No. 634/V-45, pH-131-143, 1999
- 4) 川島一彦, 渡邊学歩, 畑田俊輔, 早川涼二: 逆 L 字形鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.745/I-65, 171-189, 2003
- 5) 永田聖二, 川島一彦, 渡邊学歩, 荻本英典: ハイブリッド実験に基づく水平 2 方向地震力を受ける逆 L 字型 RC 橋脚の耐震性, 土木学会論文集 (投稿中)
- 6) Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikumma, J. and Nagaya, K. : Residual Displacement Response Spectrum, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No.5, pp. 523-530, 1998