

壁式橋脚の耐震補強工法に関する試験検討

EXPERIMENTS ON RETROFITTING OF WALL TYPE PIERS

井ヶ瀬良則*・緒方紀夫**・田村陽司***

Yoshinori IGASE, Norio OGATA, Youji TAMURA

*工修 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)

**工修 日本道路公団 東京第三管理局 技術部 (〒192八王子市宇津木町231)

***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)

This study was conducted on retrofitting of wall type piers. All specimens were tested under repeated cyclic loading. These specimens were retrofitted by technique of adhering concreting and technique of adhering steel plate.

The conclusions derived from the present study are the following;

- 1) The ductility of the specimen with adhered concreting was 1.8 times as large as the ductility of the non-retrofitted specimen.
- 2) The ductility of the specimen with adhered steel plate was 2.2 times as large as the ductility of the non-retrofitted specimen.
- 3) All specimen failed in flexure at the bottom. It is very important for ductility of piers to confine their bottoms.

Keywords: Wall type pier, Retrofit, Ductility, Failure in flexure, Buckling, Technique of adhering concreting, Technique of adhering steel plate

1. はじめに

平成7年1月17日の阪神・淡路大震災では、道路橋を含む土木構造物に大きな被害が生じた。道路橋においては、鉄筋コンクリート橋脚に多くの被害が生じており、特に鉄筋段落とし部の規定が改訂される以前の古い耐震基準が適用された橋脚において、著しい被害が生じている。今回の地震では、構造物に從來経験したことのないような大きな地震動が働いたと考えられており、そのために、橋脚の段落とし部など多くの被害が生じたものと思われる。

昭和55年道路橋示方書以前に設計された鉄筋コンクリート橋脚においては、段落とし部の定着長が十分でないものや、帯鉄筋量の少ないものがあるため、このような橋脚の終局耐力や変形性能の向上のために、RC巻立て工法や鋼板接着工法を実施し、橋脚の補強を行ってきた。しかし、今回のような大規模な地震が発生した場合には、耐力向上だけに期待した補強だけでは限界があり、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。ただし、橋脚の曲げ耐力までも向上させると、基礎構造物へ伝達される地震力も大きくなるため、基礎も含めた大規模な補強が必要となる。したがって、補強工法としては、橋脚のじん性を向上させ、吸収エネルギーを増大させることができる工法を適用することが重用である。

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、その補強効果が確認されている¹⁾。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と考えられるが、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。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、さらに、橋脚基部のみに鋼板巻立てや、楕円形状の補強をした場合に、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。本論文では、この縮小模型実験の結果を示すとともに、壁式橋脚に対する耐震補強工法の適用性について示す。

2. 実験概要

2.1 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帯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・配筋を表-2および図-1~4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、試験体全面を補強したRC巻立て試験体(C-1試験体)ならびに鋼板巻立て試験体(M-1試験体)、経済性を考慮して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)、現場での施工性を考慮して既設部と鋼板の間をエポキシ樹脂の代わりに無収縮モルタルで充填した鋼板巻立て試験体(M-3試験体)、さらに、より効果的な補強法の検討のために補強断面を楕円にして、鋼板を最外縁に配置し

た鋼板巻立て試験体(M-4試験体)の6体とした。

補強量は、実橋脚において実用上最大クラスと考えられる鋼材量とし、補強部の配筋は表-3に示すように帯鉄筋の体積比が実橋脚の補強部と同程度となるようにした。鋼板は、全断面積を帯鉄筋として換算した。

M-4試験体を除く鋼板巻立て試験体に関しては、鋼板のはらみ出し防止と防錆のために、試験体基部から1Dの範囲に根巻きコンクリートを施工しているが、これも補強効果に寄与すると思われるため、これを含めて検討することとした。この根巻きコンクリートの配筋は、C-1試験体の補強部と同様とした。

M-4試験体の断面形状は、ロマプリータ地震以後、Caltran(カリフォルニア州交通局)で多く用いられてい

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:H		
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-3 補強断面の比較

		実 橋 脚	試 験 体
C-1試験体	RC巻立て厚さ	25cm	5cm
	横拘束筋	D22@150	D10@100
	体積比 ρ_s *	0.30%	0.28%
M-1試験体	鋼板厚さ	12mm	2.3mm
	体積比 ρ_s *	0.68%	0.58%

*: 道路橋示方書V²⁾、式(9.4.7)による横拘束筋の体積比

表-2 試験体の種類

試験体 No.	補 強 の 種 類	補強範囲h	補強厚さt	備 考
N-1	基本(無補強)	—	—	主鉄筋D16@87.5 帯鉄筋D6@100
C-1	RC巻立て	全 高	5cm	補強主鉄筋D16@200 帯鉄筋D10@100
M-1	鋼板巻立て	全 高	2.3mm	充填材:エポキシ樹脂 3mm
M-2	鋼板巻立て	基部から1D	2.3mm	充填材:エポキシ樹脂 3mm
M-3	鋼板巻立て	全 高	2.3mm	充填材:無収縮モルタル 10mm
M-4	鋼板巻立て	基部から1D	2.3mm	楕円形で補強

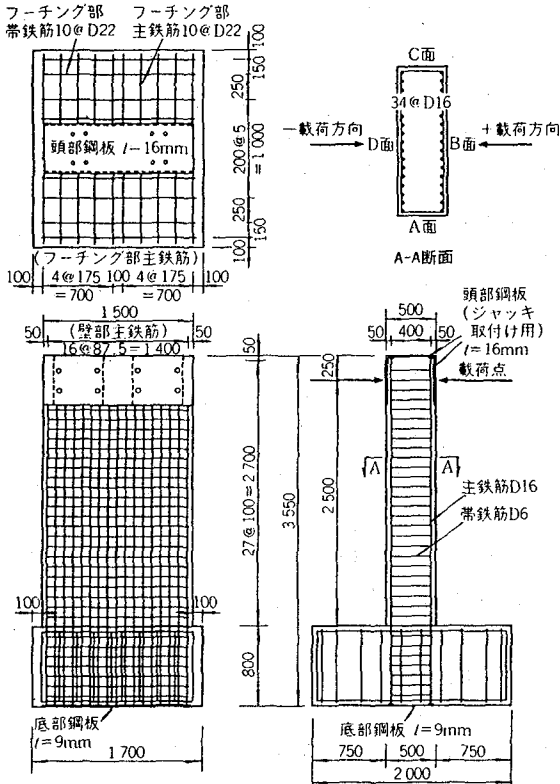


図-1 N-1試験体の形状および配筋

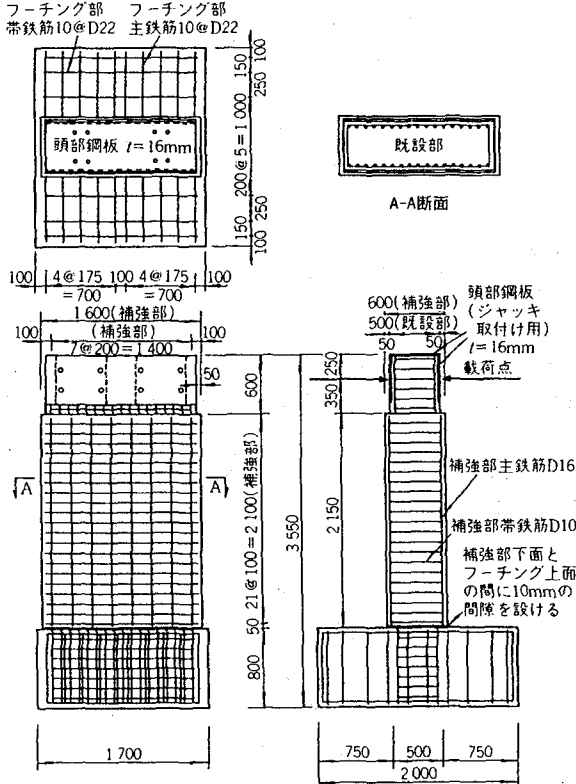


図-2 C-1試験体の形状および配筋

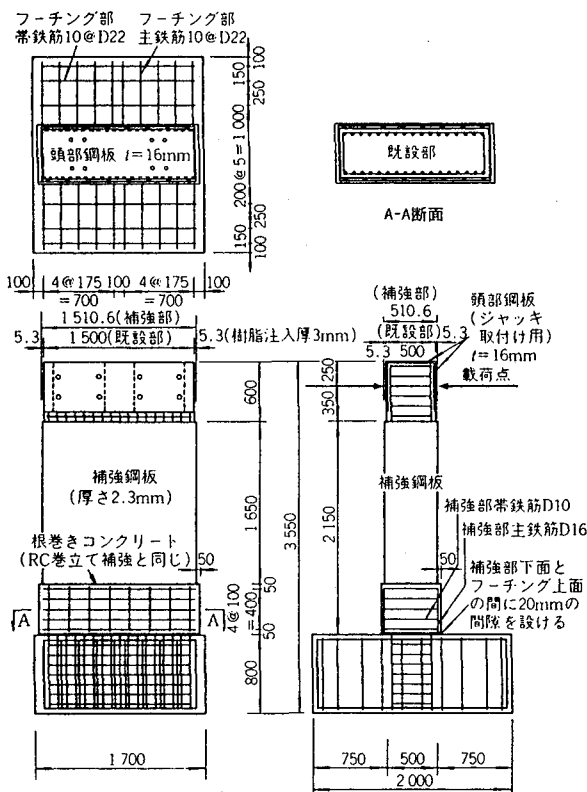


図-3 M-1試験体の形状および配筋

る楕円形の鋼製ジャケットによる補強方法³⁾を参考として、半径が異なる2つの円弧を組み合わせた形状とした。Caltranの場合、2つの円弧の交点においてそれぞれの法線方向が一致するように、2つの円弧の半径を決めている。今回の試験体では補強部が非常に厚くなってしまったため、補強部の最大厚さが既設部の長辺の中央で15cm、短辺の中央で10cmとなるような2つの円弧により補強断面を決めた。また、既設断面の四隅と補強鋼板との間に7mmの隙間を空けるようにした。これは実橋において、骨材の最大寸法25mmの4/3倍以上の隙間を確保して、コンクリートが十分に充填できるようにするためである。また、楕円形による補強工法は、剛性が高く、補強による断面増加も大きいため、根巻きコンクリートは施工していない。

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、RC補強部、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。

2.2 載荷方法

載荷方法は、載荷変位漸増方式正負交番繰返し載荷とした。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(1δy)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

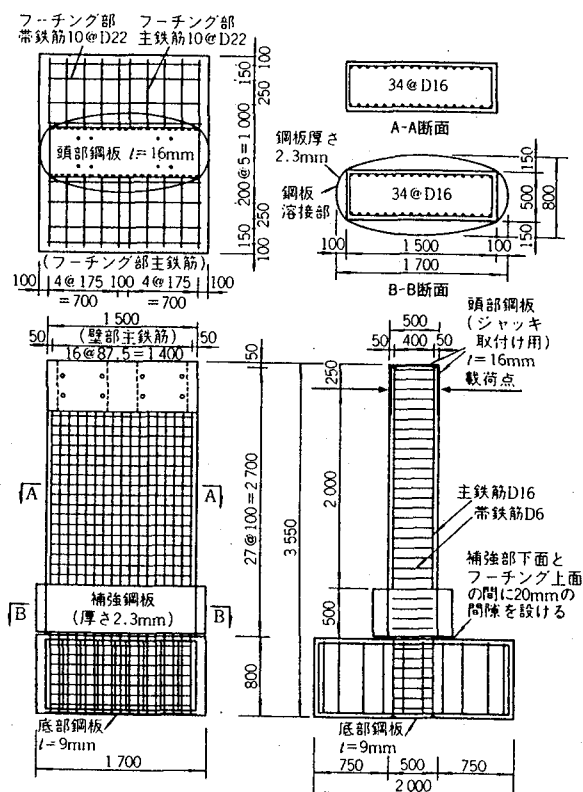


図-4 M-4試験体の形状および配筋

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(6kgf/cm²)とした。水平荷重は、水平力載荷用アクチュエータの合計の値に、水平変位に伴う軸力の水平方向成分および軸力による付加曲げモーメントを考慮して補正した値を加算して求めた。左右のアクチュエータの載荷板をPC鋼棒で一体とし、4台のアクチュエータの押し引きにより変位制御で載荷した。アクチュエータの載荷速度は0.1~0.5mm/秒とした。

3. 実験結果と考察

3.1 実験結果一覧

表-4にコンクリート及び補強部のモルタルの材料試験結果を、表-5に鉄筋及び鋼板の材料試験結果を示す。

表-6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-5~10に各試験体の荷重と変位の関係を示す。じん性率の計算値は復旧仕様⁴⁾に基づいて算定した。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。

3.2 履歴曲線と損傷の進展状況

(1) N-1試験体

N-1試験体の降伏変位は13mmであり、最大荷重は負方向3δy載荷時の29.8tfであった。5δy載荷の第2サイクルでD面の主鉄筋が座屈して耐力が大きく低下し終局に至っ

表—4 基本部コンクリート及び補強部モルタルの材料試験結果

使用部名	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ kgf/cm ²)	ポアソン比
N-1基本部	348.4	28.9	2.98	0.207
C-1基本部	264.1	23.1	2.68	0.212
M-1基本部	374.6	24.0	3.02	0.208
M-2基本部	287.1	23.6	2.72	0.208
M-3基本部	332.1	26.2	2.98	0.211
M-4基本部	294.7	27.3	2.85	0.205
C-1補強部	361.5	28.6	1.65	0.150
M-3充填部	515.4	31.7	1.80	0.201
M-4充填部	376.5	24.7	1.72	0.191

表—5 鉄筋及び鋼板の材料試験結果

鋼材	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ kgf/cm ²)	伸び (%)
D6鉄筋	3467.1	5409.4	1.914	16.60
D10鉄筋 (C-1)	3807.4	5437.1	2.106	25.56
D10鉄筋 (根巻き部)	3554.8	4841.5	1.861	20.49
D16鉄筋	3937.3	5520.8	1.911	16.64
D22鉄筋	4017.5	5602.5	1.893	15.54
2.3mm鋼板	3050.9	4572.6	2.080	21.16

表—6 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		単位吸収容量 (tf・m)
					実験値	計算値	
N-1	13	28.2	29.8(-3δy)	65	5	2.0	20.9
C-1	10	28.3	30.7(-6δy)	90	9	1.9	44.2
M-1	8	28.6	30.0(-4δy)	88	11	3.2	46.8
M-2	12	28.4	30.7(+5δy)	96	8	2.7	40.6
M-3	10	28.5	30.5(-5δy)	100	10	3.0	52.0
M-4	12	26.7	30.1(+5δy)	108	9	2.4	60.8

た。6δy 載荷中にD面のかぶりコンクリートが基部から高さ40～50cmの範囲で剥落した。A面のかぶりコンクリートも7δyおよび8δy載荷中に同様に剥落した。ただし、主鉄筋は破断していなかった。

(2) C-1試験体

C-1試験体の降伏変位は10mmで、最大荷重は負方向6δy載荷時の30.7tfであった。6δy載荷時にA面、C面に既設部に沿った縦ひび割れが発生した。最初に荷重を載荷した面(D面)が7δy載荷時に、B面が9δy載荷時に剥離し終局となっている。7δy載荷の第1サイクルでの剥離に伴い、荷重が大きく低下したが、N-1試験体に比べ荷重の低下は少ない。

(3) M-1試験体

M-1試験体は、6体の試験体の中で断面の剛性が最も高いため、降伏変位は8mmと小さくなっている。最大荷重は負方向4δy載荷時の30.0tfである。6δy載荷時に根巻きコンクリート短辺部に縦ひび割れが発生し、荷重が徐々に低下した。8δy載荷以後に隅角部の根巻コンクリートが次々に剥離したが、最大荷重以降の荷重低下の割合は小さく、12δy載荷の第1サイクルにおいて鉄筋が破断し終局となった。鋼板は最後まで付着が切れていなかった。

(4) M-2試験体

M-2試験体は、M-1試験体に対し補強範囲を1Dのみとしたため、降伏変位は12mmでN-1試験体と同程度であった。最大荷重は正方向5δy載荷時の30.7tfである。5δy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。荷重低下の割合はM-1試験体とほぼ同じで小さいが、7δy載荷時に鉄筋が破断し、8δy載荷時には鋼板と既設部が剥離し終局となった。

(5) M-3試験体

M-3試験体は、M-1試験体と同様な補強であるが、接着剤の代わりに無収縮モルタルを用いたものである。付着が早い段階で切れたため、降伏変位は10mmでC-1試験体と同程度となった。最大荷重は負方向5δy載荷の30.5tfである。6δy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、長辺の中央部付近に縦ひび割れが発生し、荷重が低下した。8δy載荷中に隅角部のコンクリートが剥落し、9δy載荷の第3サイクル以降に主鉄筋が破断しているが、荷重の低下は小さく10δyを超えたところで終局を迎えた。

(6) M-4試験体

M-4試験体は、楕円形で1Dのみ補強したものであるが、降伏変位はやはり1Dのみ補強したM-2試験体の降伏変位と同じで12mmであった。正方向5δy載荷時に最大荷重30.1tfを示した後の荷重低下は小さかったが、7δy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、9δy載荷時に鉄筋が破断し終局に至った。

3.3 最大荷重及び変形性能

図—11に、各試験体の包絡線の比較を示す。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を超えるところでN-1試験体やC-1試験体で荷重が急激に低下している。N-1試験体のじん性率がC-1試験体に比べ小さいのは、N-1試験体は降伏変位が大きく変位振幅の小さい段階で荷重が低下しており、荷重低下率も著しいためである。

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M-4試験体は載荷変位が80mmを超える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。

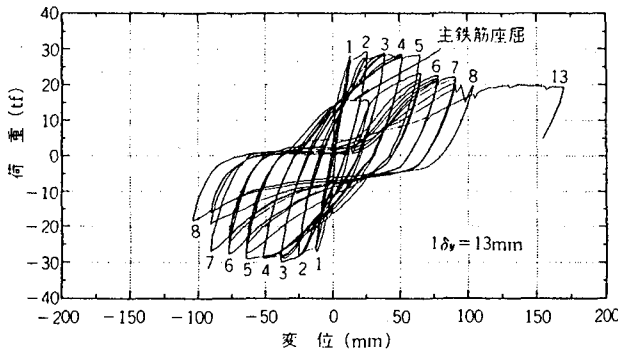


図-5 N-1試験体の荷重-変位の関係

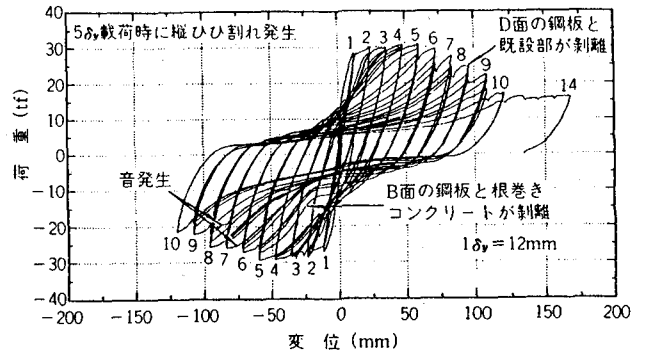


図-8 M-2試験体の荷重-変位の関係

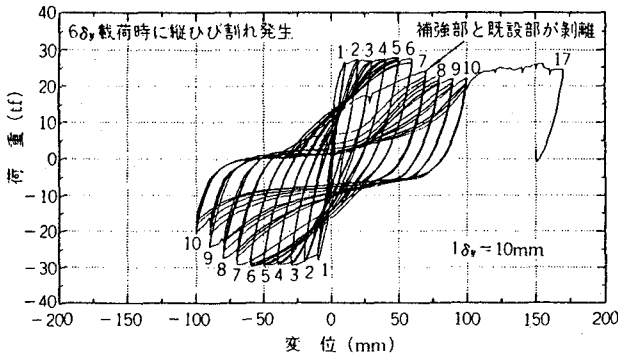


図-6 C-1試験体の荷重-変位の関係

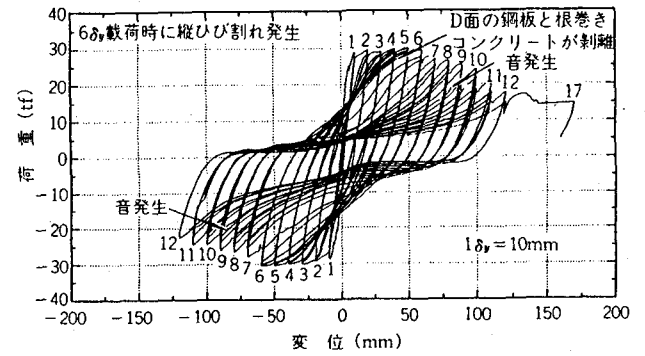


図-9 M-3試験体の荷重-変位の関係

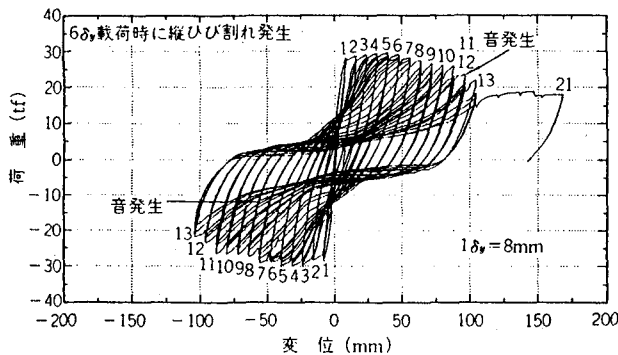


図-7 M-1試験体の荷重-変位の関係

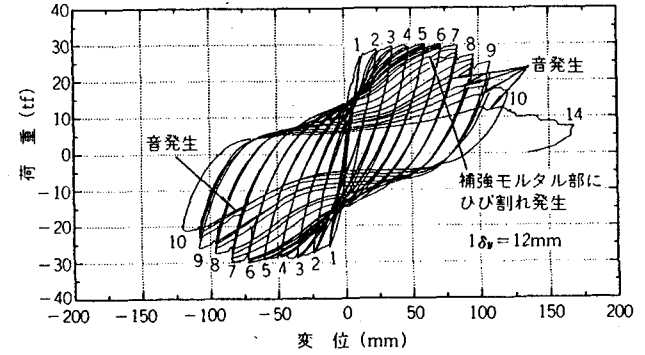


図-10 M-4試験体の荷重-変位の関係

3.4 エネルギー吸収性能

図-12に、各試験体の累積吸収エネルギーを示す。図中の()内は、荷重が最大荷重の80%まで低下するまでの累積吸収エネルギーを示している。これによると、無補強の試験体に比べ補強した試験体はいずれも累積吸収エネルギーは大きくなっており、とりわけM-4試験体はエネルギー吸収量の高い伸びを示しており、変位振幅が大きくなった時点でのエネルギー吸収性能が優れていることがわかる。全面補強したM-1試験体と部分補強したM-2試験体を比較すると、M-2試験体では鉄筋が早期に破断しエネルギー吸収量の伸びは若干小さいが、エネルギー吸収量は同程度となっており、基部だけの部分補強でも補強効果が得られると考えられる。

また、充填材を無収縮モルタルとしたM-3試験体についても、エポキシ樹脂を用いたM-1試験体と同等以上の

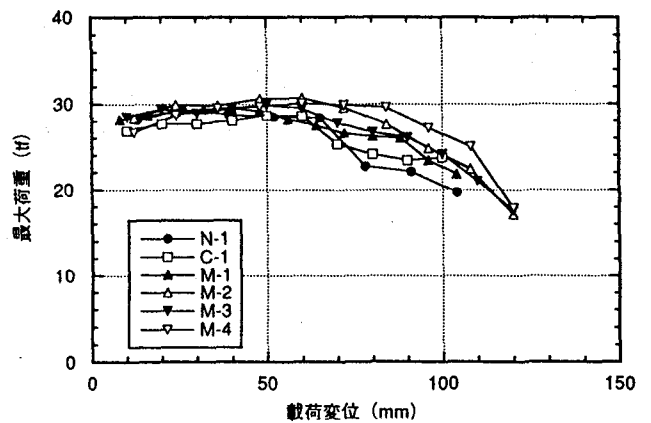


図-11 包絡線の比較

エネルギー吸収量となっており、基部のじん性向上のための補強としては無収縮モルタルでも問題がないといえる。

3.5 鉄筋の破壊状況

表－7は、試験終了後に各試験体を解体し、鉄筋フーチング上面から座屈開始位置までの長さや鉄筋の破断状況を調べたものであるが、拘束の少ない無補強の試験体に比べ、拘束の度合いが大きくなるにつれて座屈開始位置が低くなり、鉄筋の破断本数が多くなっている。実際の地震時の繰返し回数ではこのような疲労破断は起こらないと考えられるが、拘束度を増すとひずみの局所化が起きることは念頭に入れておくべきであろう。

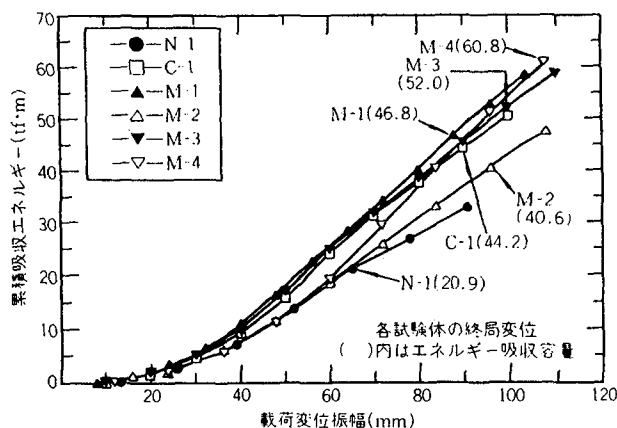
3.6 はらみ出しによる耐力低下

図－13は、各試験体の基部のはらみ出し量を示したものであるが、いずれも荷重荷点の変位が50～60mm程度からのはらみ出しが起ころ始めている。はらみ出し量が大きく伸びるとき耐力の低下が起きていることから、最大荷重後の荷重の低下は、鉄筋の破断以外にも鉄筋の座屈およびそれによるかぶりコンクリートの剥離によって起きると考えられる。補強のないN-1試験体ははらみ出しの抑制ができないため、小さなはらみ出しで終局に至っているが、補強した試験体の終局時のはらみ出し量は大きくなっている。これは、補強によって鉄筋の外側への変位の進行を抑制しているためと思われる。特に、拘束効果の大きいM-4試験体ははらみ出しの開始が遅く、ある変位からははらみ出しが起きているが、増加の度合いは他の鋼板補強の試験体よりは小さい。これが、M-4試験体が他の試験体に比べ終局変位までのエネルギー吸収量が大きいことの要因であろう。

4. まとめ

壁式橋脚の部分模型試験を用いた正負交番水平荷重試験を実施し、RC巻立てや鋼板巻立て、基部のみの鋼板巻立て、楕円形状による補強による変形性能の向上効果について検討を行った。本検討の結果をまとめると、以下のとおりである。

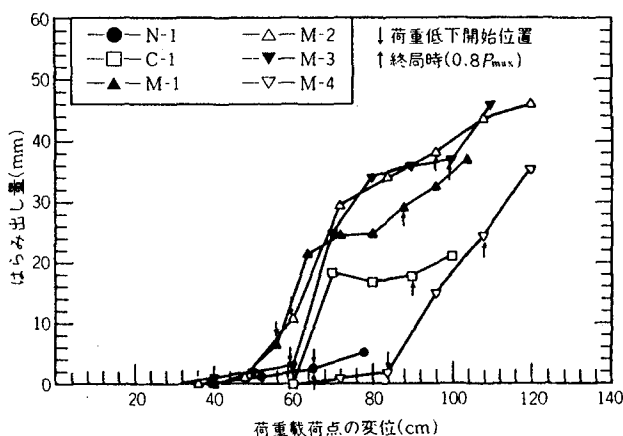
- ① 鋼板巻立て補強では、鉄筋の破断以後も荷重低下が生じず、はらみ出しにより荷重低下している試験体も見られることから、最大荷重後の荷重の低下は鉄筋の破断以外にも鉄筋の座屈およびそれによるかぶりコンクリートの剥離によって起きると考えられる。
- ② 壁式橋脚の長辺方向は拘束の度合いが低いため、外面のみの補強ではじん性を向上させることは困難であると考えられるが、RCまたは鋼板による補強によってもかぶりコンクリートの剥離による荷重低下はある程度抑制できる。
- ③ 基部のじん性向上のための補強としては、鋼板巻立ての充填材を無収縮モルタルとしても問題ない。
- ④ 本試験の範囲内では、基部のみの部分補強でも補強効果は得られる。特に、楕円のように拘束度の大きい補強方法を用いれば補強効果はさらに向上する。



図－12 累積吸収エネルギーの比較

表－7 鉄筋の座屈開始位置と破断本数

試験体No.	N-1	C-1	M-1	M-2	M-3	M-4
座屈開始位置(cm)	43.8	37.9	30.4	37.4	33.5	23.8
鉄筋破断本数	0	2	12	11	11	18



図－13 橋脚基部のはらみ出し量

また、壁式橋脚でも既設橋脚に孔をあけて鋼材を挿入しない補強方法の適用の可能性は十分ありうる。

今回の実験では、楕円による補強で補強効果の高さが見られたため、今後は、楕円による補強方法に関して今回の実験結果の分析や補強量を変化させた試験を追加して行うことにより、楕円補強の設計法を確立したいと考えている。

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、1996、12
- 2) 川島、運上、飯田：鉄筋コンクリート橋脚主筋段落し部の耐震判定法および耐震補強法に関する研究、建設省土木研究所報告、1993、9
- 3) Department of State Highway, Department of Transportation of United States of America, *Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges*, May 1995.
- 4) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様、1995、2
(1996年 月 日受付)