

R C 橋脚耐震補強の設計・施工

保全施設部 保全技術課 松 浦 康 夫
同 部 同 課 中 村 一 平
同 部 同 課 関 本 宏

要 約

宮城県沖地震、浦河沖地震において、RC橋脚の主鉄筋段落し部付近で、その定着長不足による脆性的なせん断破壊をうける被害が続出した。

昭和61年度に実施された道路橋耐震点検においては、特にこの主鉄筋段落し部に着目した耐力の照査をし、耐力不足の認められた橋脚については、何らかの補強対策を行うことが必要とされた。当公団の供用路線の橋脚では、約50橋脚がその耐震補強の対象となった。

そのため、建設省土木研究所を中心とした共同研究が行われ、①補強工法については鋼板巻立て工法が有効である②鋼板の巻立て幅は主鉄筋段落し位置より上方に1.0D、下方に0.5D（D：段落し部の橋脚幅）程度必要である③補強鋼板の厚さは鉄筋断面に換算して段落し位置の降伏に対する耐力の余裕度が1.2以上、かつその位置の基部に対する耐力の余裕度が少なくとも1.2以上確保されるよう決定する④橋脚躯体と巻立て鋼板の間には充填材が必要であるなどの補強設計法に関する提案がなされた。

さらに、当公団ではこの耐震補強工の実橋脚での試験施工をして補強鋼板の据付け、取付け状況、充填材の注入状況などについて検討し、適用性を確認するとともに、充填材としてエポキシ樹脂を選定した。

まえがき

昭和53年宮城県沖地震、昭和57年浦河沖地震において、橋梁構造物としては、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部付近で顕著な被害が続出した。

この主鉄筋段落し部付近での被害は、主鉄筋の定着長が不十分な場合に、コンクリートの曲げひびわれに伴う有効せん断面積の減少による脆性的なせん断破壊であると考えられている。

そのため、昭和55年に制定された道路橋示方書

では、従来のコンクリートの許容せん断応力度を引下るとともに、主鉄筋の段落し位置を設計計算上必要なくなった位置より部材の有効高さに等しい長さだけ高くするなどの規定が盛り込まれている。

一方、昭和55年以前の既設橋梁については、昭和61年度に実施された道路橋耐震点検において耐力の照査が行われ、耐力不足の認められた橋脚については、何らかの補強対策を行うことが必要と

された。当公団の供用路線の橋脚では、約50橋脚がその耐震補強の対象となった。

この補強対策については、建設省土木研究所を中心とした共同研究が行われ、補強工法については鋼板巻立て工法が有効であり、その鋼板の巻立て幅、鋼板の厚さ、躯体と巻立て鋼板の間の充填材の必要性などの補強設計法に関する提案がなされた。

当公団では、さらに、この耐震補強工の実施に向けての適用性を検討するという事で、実橋脚での試験施工を行って、設計、施工上の種々の問題点について検討した。

本報告は、このRC橋脚耐震補強の点検から施工に至る一連の検討概要について報告するものである。

1 昭和61年度道路耐震点検

1-1 点検内容

この点検は、「所管施設の地震に対する安全性等に関する点検について」(昭和61年4月7日付建設省都街発第6号、建設省道防発第5号)に基づくものであり、昭和57年浦河沖地震、昭和58年日本海中部地震、昭和59年長野県西部地震の地震被害の経験を踏まえて既設橋梁の耐震性の評価をしたものである。

点検箇所、点検項目については、1～3次点検の3段階で構成されている。

1次点検は、すべての橋梁を対象とした上部構造、下部構造、支承部の変状調査、落橋防止構造の有無および下部構造の耐震性調査などの地震被害に影響度の大きい要因の基礎点検である。

2次点検は、1次点検で2次点検が必要と判定された橋梁の地盤の液状化、橋脚躯体の強度、基礎杭の支持力などの簡易計算による下部構造の耐震性点検である。

3次点検は、昭和55年以前に設計されたRC単柱により支持された道路橋で、断面形状が矩形または円形の橋脚を有する橋梁を対象としたRC橋脚における主鉄筋段落した部の強度の点検で、点検項目は、表-1のとおりである。

3次点検における補強対策の必要性については、せん断支間比が $2 < h/D < 6$ の範囲で、地盤種別は4種地盤であり、段落し部の降伏強度に対する安全度が1.2未満あるいは段落し部のせん断応力度が $36tf/m^2$ 以上の場合に必要とされている。

1-2 点検結果

供用路線の耐震点検の結果、1～2次点検については、特に問題となる箇所はなかった。

3次点検のRC橋脚主鉄筋段落し部の強度については、点検総数5275橋脚のうち、昭和55年以前

三 次 点 検	下 部 構 造	鉄筋コンクリート橋脚における主鉄筋段落し部の強度	せん断スパン比(h/D) ($h/D \leq 2, 6 \geq h/D, 2 < \frac{h}{D} < 6$)
			地盤種別(1種、2種、3種、4種)
			主鉄筋段落し部の降伏強度に対する安全度(1.2以上, 1.2未満)
			せん断応力度($36tf/m^2$ 未満, $36tf/m^2$ 以上)

ここに、 h ：フーチング上部からはりの下端までの距離
 D ：円形断面にあつては直径、正方形断面にあつては辺長、短辺と長辺のある矩形断面にあつては橋軸直角方向の辺長

表-1 昭和61年度道路橋耐震点検の点検項目

- 供試体 4 : (矩形) 巻立て幅1.5D
エポキシ樹脂注入
- 供試体 5 : (円形) 無補強
- 供試体 6 : (円形) 巻立て幅1.0D (D : 橋脚の直径) エポキシ樹脂注入
- 供試体 7 : (円形) 巻立て幅1.5D エポキシ樹脂注入

供試体 8 : (円形) 巻立て幅1.5D 充填材なし
鋼板は、厚さ1mmの冷間圧延鋼材 (SPCC) とし、供試体 2、3 および 6 は、主鉄筋段落し位置を中心として上下に0.5Dずつ、供試体 4、7 および 8 は、主鉄筋段落し位置の上に1.0D、下に0.5Dの範囲を巻立てた。

充填材の厚さは、無収縮モルタルを20mm、エポキシ樹脂を3mmとした。

2-1-2 実験方法

実験では、供試体を水平に設置し、軸力載荷装置により対象橋脚の上部工反力を想定した軸力 (矩形 : 28.8tf、円形 : 33.4tf) を載荷した状態で動的載荷をした。

動的載荷は、加振機により変位制御のもとで橋脚の降伏変位 δy (矩形 : 15mm、円形 : 10mm) の整数倍の正弦波10波の強制変位を橋脚天端に与え

る正負交番載荷実験とした。

ここでいう降伏とは、橋脚天端作用力Pと橋脚基部最外縁の引張側軸方向鉄筋のひずみ ϵ_s との関係において、作用力Pの増加に対して ϵ_s が急に大きくなる点とした。

なお、ひずみ ϵ_s が降伏ひずみに達するまでは、荷重制御により荷重を正負交番で静的に10段階程度で漸増させた。

2-1-3 実験結果

(1) 破壊モード

各供試体の載荷実験終了後の破壊モードを図-2に示す。

無補強の供試体 1 および 5 では、主鉄筋段落し位置から斜めクラックが発生し、せん断破壊を生じるなど段落し部で破壊した。

1.0Dだけ鋼板を巻立てた供試体 2 および 3 では、破壊位置が橋脚基部に移行したが、円形供試体 6 では、巻立て部分の直上で破壊した。これは、断面が中空のために内側のコンクリートも剥離することにより、急激なせん断破壊が生じたためである。

巻立て幅を1.5Dにした供試体 4 および 7 では、破壊は橋脚基部で生じた。ただし、巻立て幅1.5

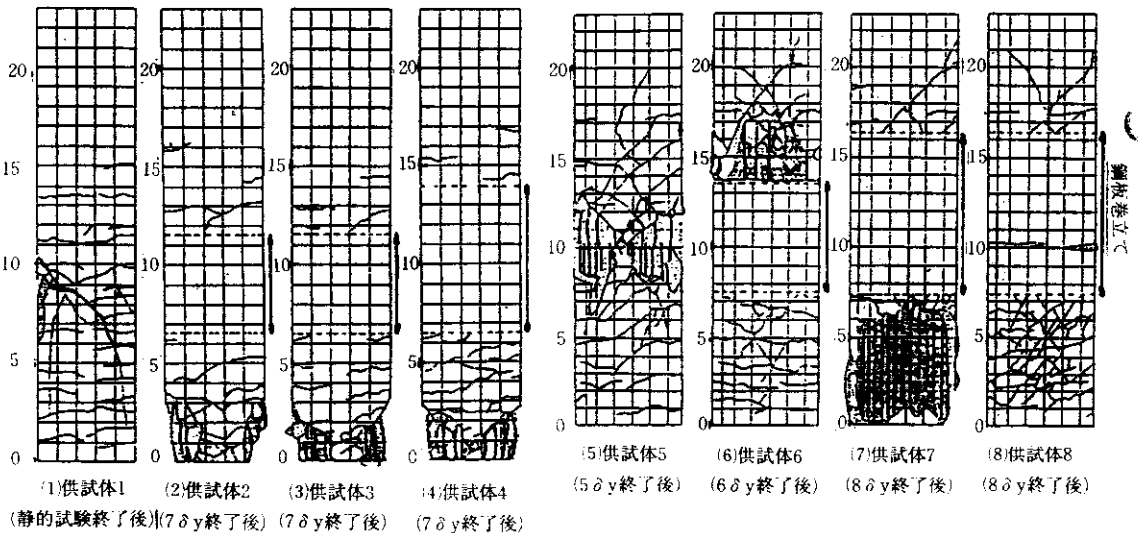
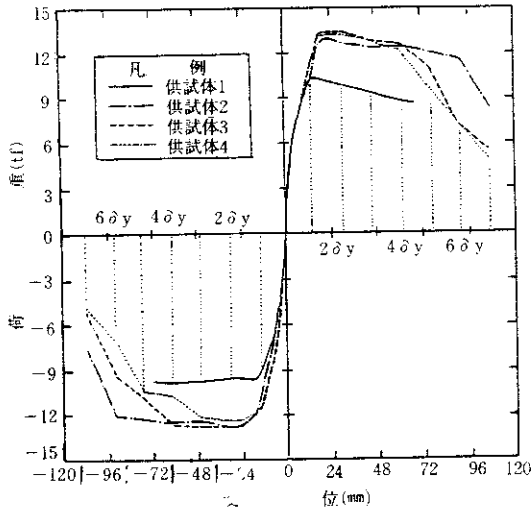
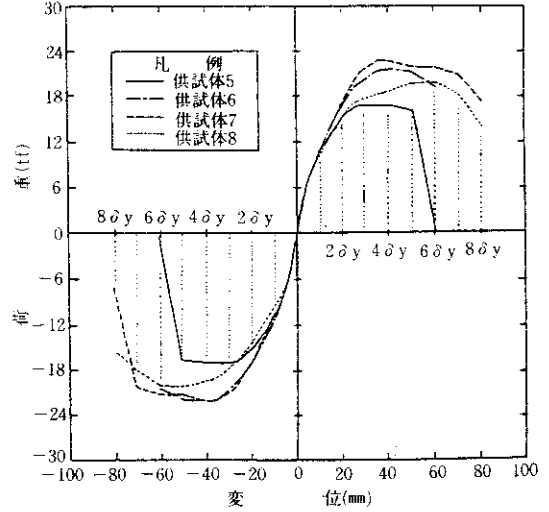


図-2 橋脚模型の破壊状況



(1) 矩形断面供試体



(2) 円形断面供試体

図-3 荷重～変位の包絡線

Dでも注入を行わなかった供試体8では、主鉄筋段落し部で破壊し、鋼板が座屈した。

(2) 荷重～変位の包絡線

荷重～変位の包絡線を図-3に示す。鋼板による補強により、いずれの場合も無補強供試体1お

よび5に比べて耐力が向上し、最大耐力で30%程度大きくなった。

(3) 軸方向鉄筋のひずみ分布

軸方向鉄筋のひずみ分布を図-4に示す。

無補強供試体1は、静的載荷実験で破壊したため

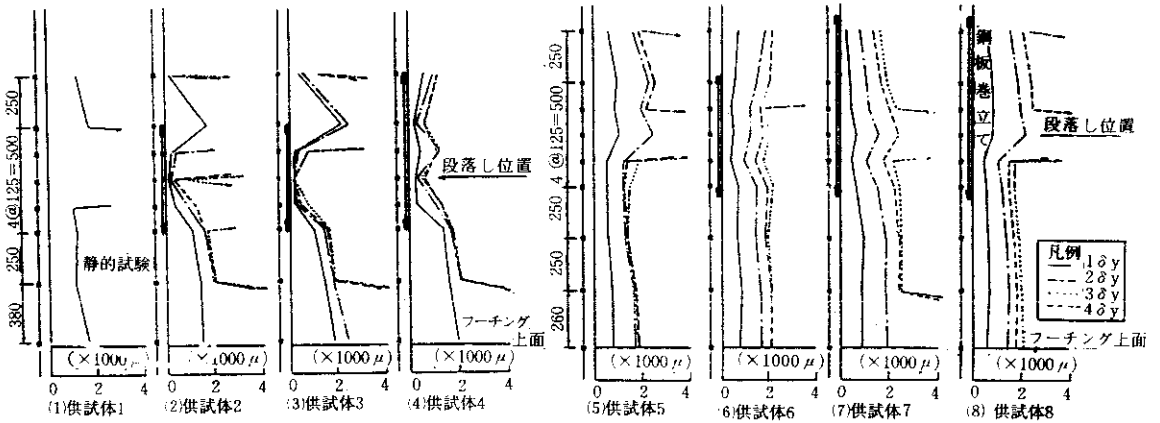


図-4 軸方向鉄筋のひずみ分布

動的載荷を行っていない。

矩形断面の鋼板により1.0Dだけ巻立てた供試体2および3では、鋼板の中央付近では鉄筋のひずみは小さいが、鋼板の上端では $1\delta y$ で降伏した。無収縮モルタルとエポキシ樹脂の注入効果を比較すると、エポキシ樹脂のほうが、拘束効果が大きかった。

矩形断面の鋼板により1.5Dだけ巻立てた供試体4では、鋼板を巻立てた部分の鉄筋は $4\delta y$ まで降伏しなかった。

円形断面の無補強および鋼板巻立てのみの供試体5および8では、段落し部に着目すると $2\delta y$ で降伏にいたり $3\delta y$ で塑性状態となった。

円形断面の鋼板巻立てと樹脂注入を行った供試体6および7では、 $2\delta y$ で降伏し、塑性状態となるのは $4\delta y$ に移行した。また、巻立て幅1.5Dの供試体7の場合は、 $3\delta y$ 以後における段落し部と基部の主鉄筋のひずみを比較すると、後者のほうがやや大きくなった。

(4)まとめ(補強方法、補強範囲)

以上の実験結果より、RC橋脚耐震補強の補強方法、補強範囲については、供試体4ないし7程度の補強は必要と考えられた。

つまり、主鉄筋段落し部の鋼板巻立ては、段落し位置より上方に1.0D、下方に0.5Dの1.5D程度補強すると耐震上有効であり、また、橋脚躯体と巻立て鋼板の間には、無収縮モルタルあるいはエポキシ樹脂による注入が必要となった。

2-2 耐震補強工の補強判定式

補強効果確認実験により、耐震補強の基本的な補強方法、補強範囲について確認できたので、さらに、その補強の程度に着目して検討し、補強基準の判定式を作成した。

検討に用いた資料は、前述の実験結果に加えて、別途土木研究所で行われた同様の実験方法による供試体6体の実験結果とした。

供試体6体の破壊モードを図-5に示す。

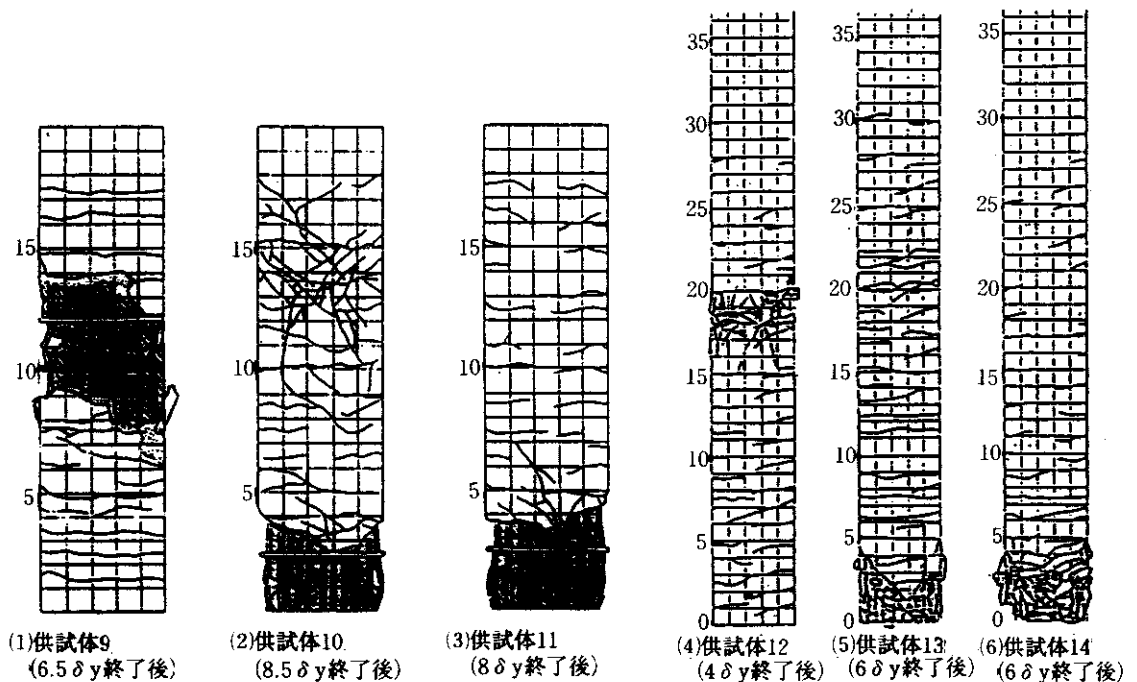


図-5 橋脚模型の破壊状況

供試体9、10および11は、50cm×50cmの正方形断面を有するせん断支間比5.4、載荷高さ2.5mの橋脚模型で、計算上段落しを行うことが可能な断面で段落しを行った場合（供試体9）、およびこの位置よりも断面幅の1/2（供試体10）、断面幅（供試体11）だけ段落し位置を上げた場合である。

供試体12、13および14は、50cm×50cmの正方形断面を有するせん断支間比9.9、載荷高さ4.6mの橋脚模型で、同様に段落し位置を上げた3ケースである。

実験終了後の破壊モードは、模型形状の同じ2シリーズとも同様な状況を示した。

計算上段落しを行うことが可能な断面で段落し場合（供試体9および12）は段落し部で、断面幅の1/2上げた場合（供試体10および13）は段落し部および基部で、断面幅だけ上げた場合（供試体12および14）は基部でそれぞれ破壊した。なお、断面幅の1/2上げた場合は、載荷途中までは段落し部でクラックが進行したが、 $4\delta y$ 以降になると基部の曲げ破壊が進行し始め、最終的には基部で曲げ破壊した。

また、段落し位置で破壊が生じた場合には、耐力も小さく、変位の増加に対する耐力低下が早かったため、じん性率の小さいもろい破壊となることがわかった。

以上の実験結果を耐震補強基準判定式の作成のためにまとめたのが表-2である。

判定式のパラメータは、

① S_{fn} ：照査断面（段落し部）の降伏強度に対する安全率

② r_n ：照査断面（段落し部）の平均せん断応力度

③ S_{mn} ：照査断面（段落し部）の降伏強度に対する安全率（ S_{fn} ）と橋脚基部の降伏強度に対する安全率との比率

とした。

なお、橋脚のせん断支間比については、 $h/D \geq 6$ でも実験では段落し部で破壊したということで対象外とした。

表-3に耐震補強基準の判定式を示す。

表-3 耐震補強基準の判定式

①	3	$S_{fn} < 1.2$	②	2	$r_n > 4.2 \text{ kgf/cm}^2$	③	3	$S_{mn} < 1.2$
	1	$S_{fn} \geq 1.2$		1	$r_n \leq 4.2 \text{ kgf/cm}^2$		2	$1.2 \leq S_{mn} < 1.4$
判定式	$P_c = ① \times ② \times ③$					1	$S_{mn} \geq 1.4$	

表-2 橋脚模型振動実験結果

		供試体1	供試体3	供試体4	供試体5	供試体6	供試体7	供試体9	供試体10	供試体11	供試体12	供試体13	供試体14
段落し部の降伏強度に対する安全率	Sfn	1.043	1.224	1.478	1.366	1.688	2.211	1.099	1.338	1.709	1.135	1.246	1.381
	Smn	0.916	1.075	1.298	0.900	1.112	1.475	0.960	1.169	1.493	0.999	1.097	1.216
せん断応力度の大きさ (tf/m)		30.46	30.46	30.46	62.36	62.36	62.36	35.52	35.52	35.52	22.16	22.16	22.16
破壊状況		◎	△		◎	◎		◎	△		◎	△	

耐震補強の必要範囲および補強鋼板の厚さは、表-3における $P_c = S_{in} \cdot \tau_n \cdot S_{mn} \leq 2$ となるように決定するものとした。

S_{in} は昭和61年度道路橋耐震点検と同様に、1.2未満であるものを補強対象ということで3とした。

τ_n は許容せん断応力度をこえている場合でも破壊しなかったものがあつたので上限を2とし、許容せん断応力度で区分した。

S_{mn} は段落し部での破壊がじん性率の小さいもろい破壊となる可能性があるので、段落し部の安全率を基部に比べて相対的に高めたものである。段落し部あるいは段落し部かつ基部で破壊したものはすべて1.2未満であるので3とした。なお、1.2以上のものでも1.4以上のものとは保有水平耐力に違いがあつたので1.4未満のものを2とした。

3 耐震補強工の施工

3-1 耐震補強工の施工手順

図-6に耐震補強工の一般図を示したが、施工の手順は次のとおりである。

準備工-足場架設工-下地処理工-計測工-仮設アンカー打設工-台座取付工-加工図作成-鋼板加工整正-鋼板搬入-鋼板取付工-アンカー打設工-現場溶接工-シール工-注入工-仕上工-塗装工-足場解体、片付工

3-2 耐震補強工の現場試験施工

この試験施工は、耐震補強工の現地での適用性を検討するために空港線空P-461橋脚で実施したものである。

検討項目は、①補強鋼板の据付け、充填材の注入時に問題となる既設橋脚表面の不陸状況②長尺鋼板の取付け操作性③アンカーの取付け間隔、取付け状況④補強鋼板の現場溶接施工性、また、その熱影響⑤補強鋼板の取付け状況⑥充填材の性状⑦充填材の注入状況などである。

ここでは、エポキシ樹脂あるいは無収縮モルタルの充填材料としての比較検討ということで、充填材の性状、充填材の注入状況、そして充填材の選定について報告する。

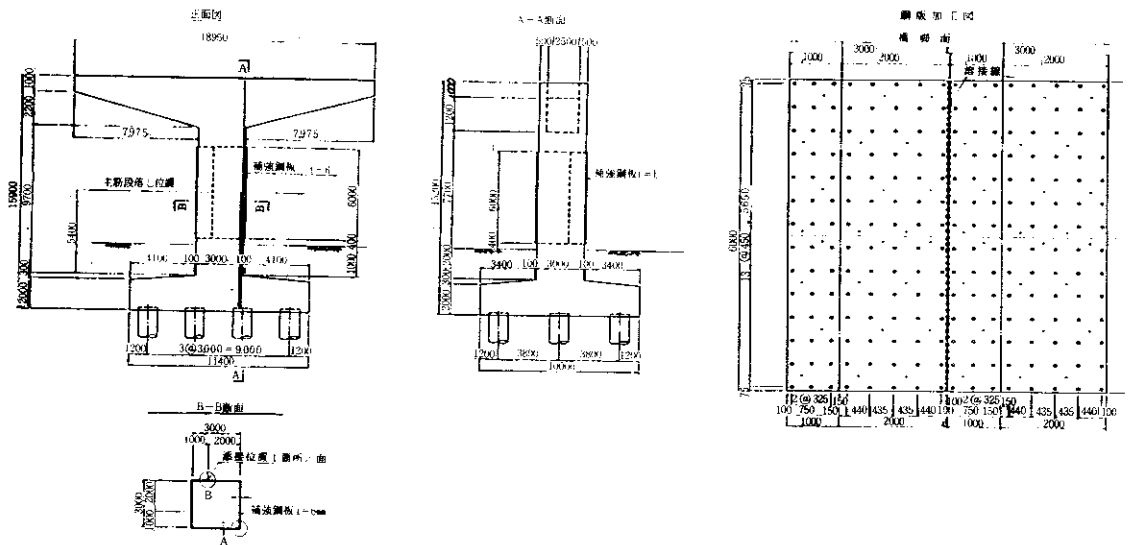


図-6 耐震補強工の一般図

3-2-1 充填材の性状

エポキシ樹脂あるいは無収縮モルタルの基本性状については、あらかじめ室内試験（物性試験、模型注入試験）により確認した。

ただし、無収縮モルタル系の材料としては、無収縮モルタルのほかにセメントグラウト材、セルフレベリング床下地材、ポリマー系セメント材も用いた。

充填材としては、①小さい間隙への注入において施工性、使用性に富むこと②橋脚コンクリートと同程度（ $\sigma_{ck}=270\text{kgf/cm}^2$ ）の圧縮強度の有すること③注入時のブリージングがないこと④硬化時に容積変化のないことなどの性能を要求した。

エポキシ樹脂については、これまで床版補修工の鋼板接着工法で実績があり、4mmの間隙への注入で性能に問題はなかった。

無収縮モルタル系の材料については、室内試験の結果によると、10mm程度の間隙は必要であり、その注入厚では、すべての材料とも充填材として使用性、強度、硬化性状などについてはほぼ満足のできる結果を得た。表-4に現場試験施工に用いたセルフレベリング床下地材の物性試験結果を示す。

なお、注入時に問題となる鋼板にかかる圧力に

試験項目	試験結果	方法	
濃練物比重	2.06	JIS Z 8807	
Jロート流下時間	0分	6.57 sec	土木学会基準
	15分後	9.83 sec	
	30分後	9.80 sec	
	45分後	9.36 sec	
	60分後	9.00 sec	
硬化時間	始発	9hr—45min	JIS R 5201
	終結	11hr—35min	
圧縮強度	7日	306kgf/cm ²	JIS R5201
	28日	355kgf/cm ²	
静弾性係数	7日	11.4×10kgf/cm ²	JIS 原案
	28日	14.7×10kgf/cm ²	
曲げ強度	7日	47kgf/cm ²	JIS R 5201
	28日	55kgf/cm ²	
接着強度	モ—モ	23kgf/cm ²	JIS A 6024
	モ—鉄	18kgf/cm ²	
	鉄—鉄	23kgf/cm ²	
ブリージング率	0.0%	土木学会基準	
膨張率	-0.7%		

表-4 無収縮モルタル系材の物性

については、最大圧力と考えられる補強鋼板最下端の注入部付近の圧力で、ほぼ注入材の高低差による静水圧力による側圧程度の大きさであることが確認できた。

3-2-2 充填材の注入状況

エポキシ樹脂あるいは無収縮モルタルの注入状況の検討は、既設橋脚に高さ6mの補強鋼板を取付ける場合を想定した試験施工により行った。

高さ6mについては、景観上の配慮より補強必要範囲より大きめの鋼板の取付けを考えたものである。

鋼板の取付けは、注入時の鋼板にかかる圧力により、アンカーボルトの支持間隙などを設定した。この圧力については、その大きさより高さ3mの分割注入としたので、エポキシ樹脂の場合は0.3+0.1kgf/m²、無収縮モルタルの場合は0.6+0.1kgf/m²とした。

アンカーボルトの支持間隔は、“等間隔にある柱列によって支えられた板の曲げ”として解析し、鋼板のたわみを3mm以下におさえた。

その結果、エポキシ樹脂の場合は50cm平方以内に1箇所のホールインアンカーでの支持、無収縮モルタルの場合は支保工部材（[-300×90×9×13、[-200×90×8×13.5）とホールインアンカーとの併用支持が必要となった。

試験注入に際しては、取付け鋼板のたわみ測定、応力測定、充填材の注入圧測定などを実施した。

鋼板のたわみはダイヤルゲージ式の変位計、応力は鋼板に貼付したひずみゲージ、注入圧はダイヤルゲージ式の圧力計で測定した。

エポキシ樹脂注入時の取付け鋼板のたわみ測定結果を図-7に示す。最大たわみ量は2.89mmであり、1日経過後には0.3mm程度の減少傾向がみられた。これは、橋脚コンクリートのひびわれへの樹脂の侵入、鋼板変形による反力作用、充填材混合時と注入時に巻込んだエアの抜出しなどによるものと考えられた。

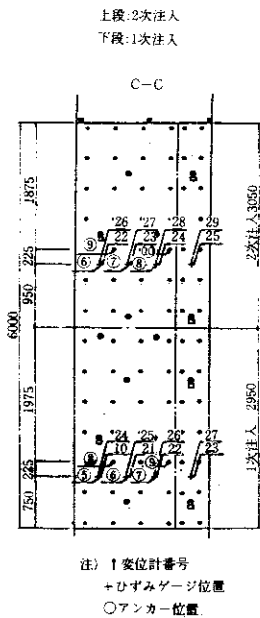


図-7 取り付け鋼板のたわみ測定結果

無収縮モルタルの注入時の最大たわみ量は2.87mmで許容値3mm以下におさまった。注入完了後にモルタルの流出があったので、1日経過後のたわみ量の変化は1次施工と2次施工で異った傾向を示した。

取り付け鋼板の注入時の応力は、エポキシ樹脂の場合最大で550kgf/cm²程度、無収縮モルタルの場合最大で750kgf/cm²程度であった。充填材の注入圧測定結果を図-8に示す。

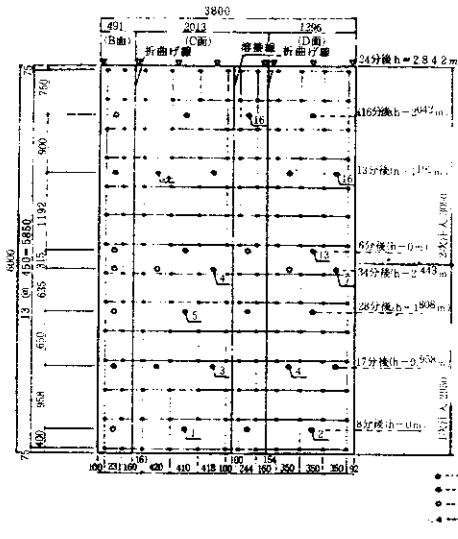


図-8 充填材の注入圧測定結果

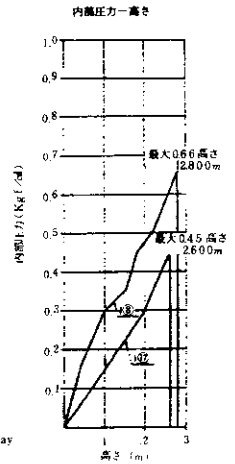
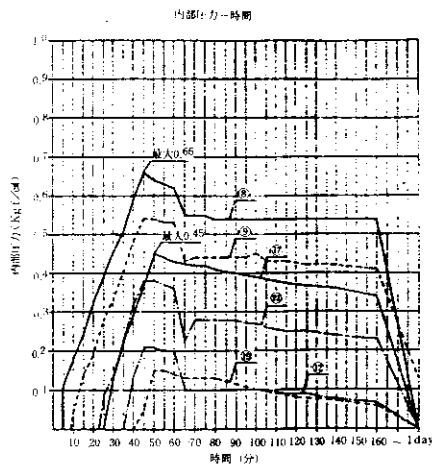
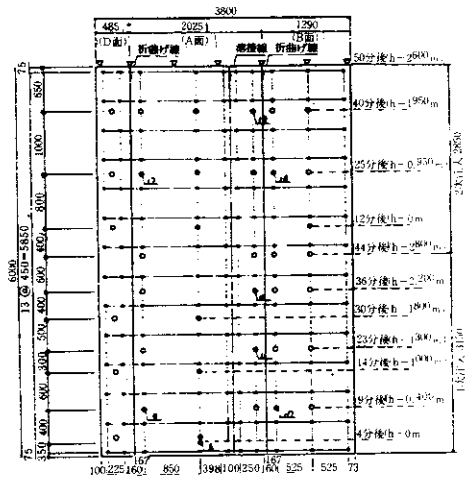


図-8 充填材の注入圧測定結果

エポキシ樹脂の場合に一部注入完了を図るため注入圧を上げたので最大で 0.54 kgf/cm^2 の圧力を示したが、その他は室内試験と同様にはほぼ充填材の高低差による静水圧力に等しい圧力が測定できた。

3-2-3 充填材の選定

以上の現場試験施工より、充填材の注入時に問題となる鋼板の取付け方法、注入方法の妥当性は確認できた。

エポキシ樹脂あるいは無収縮モルタルの充填材の選定については、①注入必要厚の相違（エポキシ樹脂の場合 4 mm 、無収縮モルタルの場合 10 mm ）による現地条件、美観への影響②取付け鋼板の支持方法の相違（エポキシ樹脂の場合ボルトのみ、無収縮モルタルの場合支保工の併用が必要）による現地条件、施工性、経済性への影響を加味してエポキシ樹脂とした。

あとがき

当公団では、以上の検討結果を踏まえて、今年

度よりこの耐震補強工事に着手する予定である。維持補修工事ということで現地の制約条件も多く、その他種々の問題点があると予想されるが、基本的な補強法の適用については確認できたものと考えている。

耐震設計の考え方は、新たな震災経験により進歩、拡充してきている。今後も既設の構造物に対してこのような耐震補強の必要性が指摘される可能性も大いにあるように思うが、阪神高速道路のような連続した高架橋を維持管理する場合は、橋梁の構造特性、地震動、地形、地盤などの特性を把握するとともに、一連の構造物に同様の耐震性を保持させるといった考え方が要求されるように思う。

最後に、本報告の実験、試験施工などに尽力を賜った関係者に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 所管施設の地震に対する安全性等に関する点検について、昭和61年4月7日付建設省

都街発第6号、建設省道防発第5号

- 2) 阪神高速道路公団：既設下部構造物耐震性能検討（その2）業務報告書、昭和62年3月
- 3) 建設省土木研究所：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究Ⅲ、土木研究資料第2682号、昭和63年12月
- 4) 阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の耐力に関する実験業務報告書、昭和63年3月
- 5) 阪神高速道路公団：RC脚段落し部補強工法の検討、昭和63年10月
- 6) 阪神高速道路公団：耐震補強標準図作成業務、平成1年1月