

## 第4章 被災度・供用性の判定と補修・補強対策

### 4.1 概要

コンクリート構造物が、示方書などの設計図書によって設計・施工された場合であっても、設計時の想定を超える大きな地震動が作用した場合には、種々のレベルの損傷を受ける。また、構造物によっては、特定の部位に損傷を生じさせることによって、構造物全体系の崩壊を防ぐように設計される場合もある。したがって、耐震設計に種々の改良が加えられ、新しい耐震設計法が確立された後であっても、コンクリート構造物の被災度・供用性の判定と補修・補強対策の必要性は極めて大きい。また、被害を受けていない構造物にあっては、耐震設計法の改定に伴って、設計時に準拠した示方書類では不足していた耐震性能を、何らかの対策により耐震補強する必要がある場合がある。

本章においては、被災コンクリート構造物の被災度・供用性の判定と補修・補強対策、および被害を受けていない構造物に対する補強対策についてとりまとめた。まず、被災度の判定、供用性の判定方法を示し、次いで、耐震補強の設計・施工および計算例を、コンクリート橋、特に下部工に焦点を当てて紹介する。最後に、以上の内容を踏まえ、“コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン(案)”を提案する。

ここで、第4章で用いる主要な用語について、若干の説明を加える。

**緊急点検：**地震発生直後に、被害の概要を把握するとともに、特に重大な被害を生じている構造物に対しては、二次災害の危険性を判定して、適切な処置をとるために行う点検。応急点検とともに地震発生後の臨時点検を成す。

**応急点検：**緊急点検の結果、構造物の被害が確認された場合に、耐荷性、機能性に注目して被災度を判定するために行う点検。

**被災度：**耐荷性、機能性に注目して概略的に分類した、地震による構造物の被害の程度。橋梁を対象とした場合、落橋・崩壊、大被害、中被害、小被害、被害なしの5段階に分類されることが多い。

**詳細点検：**被災した構造物を本格的に復旧するため、その供用性を判定するための点検。被害の程度や構造物の保持している耐震性能を評価するため、適切な点検項目、数量を組み合わせる必要がある。

**耐震性能：**構造物の耐荷力および変形性能に基づいて評価される、地震動の作用に抵抗する性能。

**供用性：**構造物が設計耐用期間中に保持すべき耐震性能、機能性に基づいて評価される性能。供用性の判定にあたっては、構造物の重要度、建設地点の地震活動度から設計上要求される耐震性能と、構造物の残存設計耐用期間中に維持しうる耐震性能との比較が必要とされる。

**耐震補修：**地震による被害が軽微である場合に、構造物が損傷を受ける前の状態に回復させる震後対策。ひび割れ注入、断面復旧などがあり、耐震補強を行う前の前処理として行われる場合もある。なお、劣化した部材、構造物の今後の劣化進行を抑制し、耐久性の回復・向上と第三者影響度の低減を目的とした維持管理対策である“補修”とは異なるものとして区別される。

**耐震補強：**地震による被害の有無に関わらず、耐震性能の向上を目的として実施される対策。部材、構造物の耐荷力を当初設計された水準まで回復あるいは水準以上に向上させることを目的とした維持管理対策である“補強”の一種である。部材については、性能向上の目的により、曲げ補強、せん断補強、じん性補強に大別される。

**曲げ補強：**部材の曲げ耐力の向上を目的とした耐震補強。橋脚基部などが対象となる。

**せん断補強：**部材のせん断耐力の向上を目的とした耐震補強。せん断破壊が曲げ破壊に先行する破壊形式を有すると推定される橋脚などが対象となる。

**じん性補強：**部材のじん性の向上を目的として、変形性能を向上させる耐震補強。一般に、塑性ヒンジの発生が予想される領域が対象となる。

**RC巻立て補強：**既設部材断面外周に、帯鉄筋や軸方向鉄筋を配置してコンクリートを巻き立て、既設RC断面と一体化させる耐震補強。

**鋼板巻立て補強：**既設部材断面外周に鋼板を設置し、鋼板と既設RC断面間に充填材を充填して、鋼板を補強材とする耐震補強。

**繊維巻立て補強：**既設部材断面外周に、エポキシ樹脂などの接着剤を用いて炭素繊維シートなどの繊維シートを巻き立て、繊維シートを補強材とする耐震補強。

## 4.2 被災度・供用性の判定

橋梁の震災復旧は、震後における社会全体の復旧活動、民生の安定などに与える影響が大きいため、橋梁の被災状況を迅速かつ的確に把握し、橋梁管理者の防災計画に基づいて、関係機関との連携をはかりながら、速やかに行う必要がある。

被災橋梁の復旧は、一般に、各種点検により構造物の被災度判定を行い、本復旧までの対策を施し、構造物の供用性を判定して本復旧を行うという手順で実施される。

### 4.2.1 点検と被災度・供用性の判定

R/C橋梁の被災度の判定は、一般に、図-4.2.1に示すように、地震直後に臨時点検として実施される緊急点検およびその後の応急点検に基づいて行ない、供用性判定は詳細点検によって行なう。

#### (1) 緊急点検

緊急点検は、地震直後に全体的な被害の概要および重大な被害の有無を把握するために行なう点検であり、一般に、二次災害の危険性を適切に判定するとともに、周辺地域への被害の拡大防止を目的として行なう。

二次災害の発生が懸念される場合には、直ちに立入り禁止、供用規制あるいは供用停止などの緊急措置を施したり、緊急的な工事を行って二次災害を予防することが重要である。

鉄道構造物では、列車の走行安全性に関する点検が緊急点検の重要な点検項目であり、一般に走行安全性が確保できない場合には、供用停止などの措置が施されている。

#### (2) 応急点検

応急点検は、橋梁全体の被災状況を調査して、本復旧の方針を定めるとともに、本復旧完了までの輸送確保の緊急性、応急復旧の難易度などに基づいて、応急復旧の必要性を判断し、応急復旧が必要な場合には応急復旧の優先順位と復旧水準を定め、適切な工法で応急復旧を行なうためのものである。応急復旧の必要性は、一般に、本復旧完了までの比較的短期間を対象に、二次災害が発生する確率と発生した場合の規模を考慮して、その間の交通需要を満足できるか否かを中心に耐力と車輛の走行安全性に関する被災度を判定して評価する。

緊急点検が被害の有無と被害の進行の有無を確認する程度で終わる場合があるのに対し、応急点検は、一般に、ある程度の繰返し調査が可能であり、この点が緊急点検と異なる。

鉄道構造物では、緊急点検で列車の走行安全性が確保できないと判定されると、本復旧を行なうのが一般的であり、応急復旧は実施しないことが多い。

道路構造物の耐力および走行安全性は、図-4.2.2に示すように、それぞれ、5および3ランクに分類するのが一般的である<sup>1)2)</sup>。

#### a) 耐力に関する被災度

- A<sub>s</sub>: 落橋・落橋、倒壊、崩壊した場合
- A: 大被害・耐力の低下に著しい影響があり、落橋などの致命的な被害の可能性がある場合
- B: 中被害・耐力の低下に影響するが、余震・活荷重などによる被害の進行がなければ、当面の利用が可能な場合
- C: 小被害・短期的には、耐力の低下に影響が認められない場合
- D: 被害なし・耐力に異常が認められない場合

#### b) 走行安全性に関する被災度

伸縮継手の遊間量・断差量、取付け盛土の沈下量などに着目して、次のように分類する。

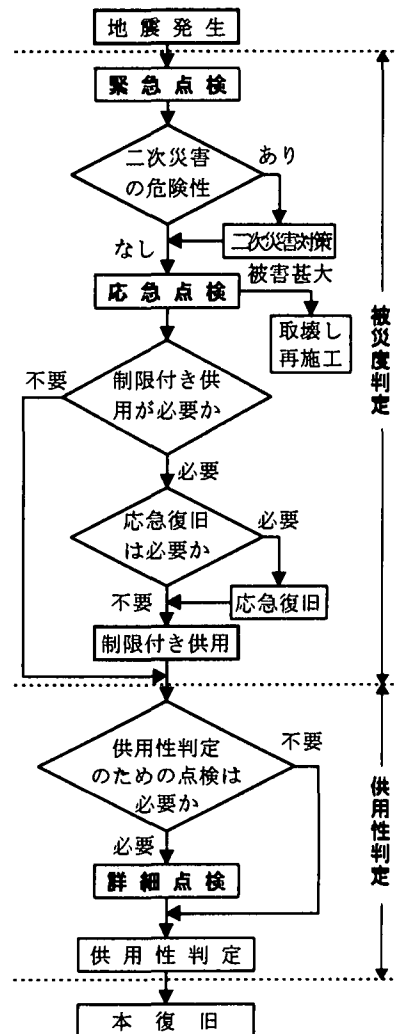


図-4.2.1 被災度・供用性の判定フロー



鉄筋段落し部での破損

③ ラーメン橋脚隅角部の破損

が中心であると考えられてきたため、実験の簡便さからRC橋脚の損傷モードから残留耐力を推定するための模型載荷実験による研究が、上記の①および②の被害を中心に数多くなされてきた。これらの研究成果によると、せん断破壊に対して十分な余裕を持たせたRC橋脚の模型供試体が正負交番荷重を受けた場合の荷重-変位履歴(包絡線)は、一般に、図-4.2.4のようになることが確かめられている<sup>3)</sup>。包絡線は軸方向鉄筋の量および損傷位置が「躯体基部」か「段落し部」かにより異なるが、例えば、躯体基部で破壊する場合の損傷状況は以下のようにまとめることができる。

① 変位履歴が $0.4\delta_u$ 程度までの状態で、ひび割れ幅は0.2

mm以下である。耐力の低下はなく、残留耐力は終局耐力を保持している。残留変形性能も大きく無害と考えられている。

② 躯体基部に斜めひび割れが発生しているが、大きく進行(貫通)していない状態で、残留耐力は終局耐力を維持しており、残留変形性能は50%程度である。

③ 斜めひび割れが貫通している状態で、残留耐力は終局耐力以下であるが、降伏耐力よりやや大きく、残留変形性能は30%程度である。

④ かぶりコンクリートの剥離が生じている状態で、残留耐力は降伏耐力程度、残留変形性能は10%程度である。

⑤ 軸方向鉄筋がはらみ出している状態で、変位履歴は終局変位 $\delta_u$ を超えており、残留耐力は終局耐力以下、

残留変形性能はほとんどない。ただし、余震・活荷重などによる被害の進行がなければ、当面の利用は可能な場合がある。

⑥ 軸方向鉄筋が破断している状態で、変位履歴は終局変位を超えており、残留耐力は降伏耐力以下となるため、耐力の低下が著しい。

以上のRC橋脚模型供試体の損傷状況を橋脚の残留耐力および残留変形性能との関係で整理し、さらに既往地震による橋脚被害の特徴と照し合わせると、橋脚の耐力に関する被災度判定基準(表-4.2.1)が得られる<sup>4)</sup>。

地震によるRC橋脚の破壊形態は、一般に、曲げ破壊、曲げせん断破壊およびせん断破壊に大別することができるが、表-4.2.1はいずれの破壊形態に対しても共通して適用することが可能である。

(2) 耐震設計基準の変遷と被災度判定例

兵庫県南部地震では、コンクリート橋脚の多くが鉄筋が降伏する以上の地震力を受け、せん断破壊によって崩壊した橋脚が数多く見受けられた。せん断破壊を起こさなかったものは、例え曲げモーメントによって大きな被害を受けている場合でも、一般に崩壊には至っていない。すなわち、曲げ降伏変位を相当に超える変位を受けても、せん断破壊に対して十分な余裕があれば、コンクリート構造物は崩壊に至らないことが確認されたことになる。

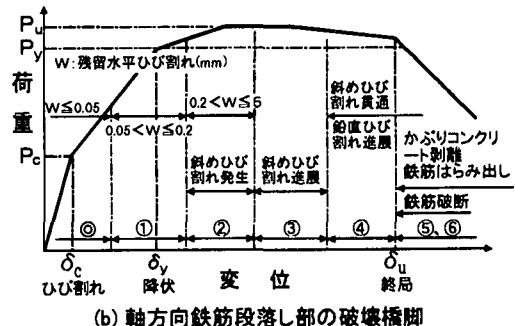
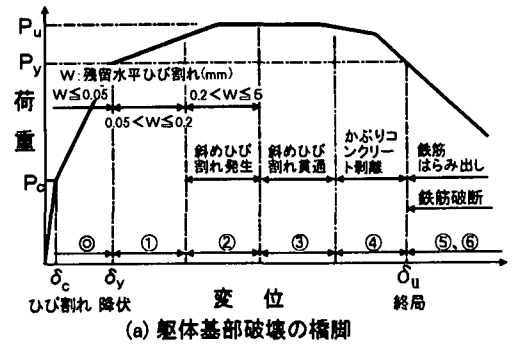


図-4.2.4 RC橋脚の変位(損傷度)と損傷状況

表-4.2.1 RC橋脚の被災度と被災状況

被災度	被災状況
As: 落橋 倒壊、崩壊	◎落橋、◎鉄筋の座屈・破断 ◎内部コンクリートの破壊(崩壊)
A 大被害	◎2mm以上のひび割れが多数 ◎コンクリートの剥落 ◎鉄筋の破断・はらみ出し
B 中被害	◎1~2mm程度の比較的大きなひび割れの発生 ◎鉄筋のはらみ出し ◎かぶりコンクリートの剥離 ◎橋脚基部の圧壊・ずれ
C 小被害	◎肉眼で確認できる0.2~1mm程度のひび割れの発生
D 被害なし 軽微な損傷	◎ひび割れが発生しても、肉眼では確認が困難な0.2mm以下のひび割れ

土木学会:コンクリート標準示方書における耐震設計基準の変遷については、土木学会・平成8年制定コンクリート標準示方書(耐震設計編)・改訂資料 ④に詳述されている。これによれば、コンクリート構造物の設計法が1986年に許容応力度設計法から限界状態設計法に移行し、耐震に関する検討方法も全面的に改訂されている。すなわち、想定地震動を上回る規模の地震動に対しては、せん断力に対する安全率を曲げモーメントに対する安全率よりも大きくするとともに、最小帯鉄筋比を0.2%とするなどの構造細目的配慮により、十分な塑性変形性能やじん性を保持することによって、構造物の崩壊を免れることを考慮している。

許容応力度設計法において耐震設計に用いるせん断補強鉄筋の計算を必要としない許容応力度の値(通常の許容応力度の1.5倍)は、図-4.2.5に示すように、1980年頃まで諸外国の各種基準と同様の大きな値が採用されてきた。そのため、せん断補強鉄筋は単に用心鉄筋として、構造細目に規定された最少量を配置されてきたのが現状である。また、せん断応力度が許容せん断応力度を超えると、突然必要せん断補強鉄筋量が増えることになるため、設計者が断面を増して作用応力度が許容せん断応力度を超えないようにするのが普通であった。1986年以降の許容応力度の値は、部材の有効高さ3m、引張鉄筋比0.5%の場合における一般のせん断強度の設計用値であり、耐震で最も重要な部材接合部から柱幅に相当する高さの範囲には、この値の1/1.5倍を採用することを推奨している。道路橋や鉄道橋の基準もほぼ同様の経過をたどって現在に至っている。なお、曲げモーメントに対する設計方法はこれまで基本的には変化していない。

道路橋および鉄道橋の耐震設計は、それぞれ、道路橋示方書・耐震設計編および鉄道構造物等設計標準(コンクリート構

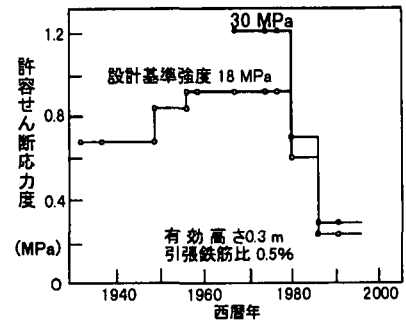


図-4.2.5 土木学会コンクリート標準示方書における許容せん断応力度の変遷

表-4.2.2 RC橋脚基部に損傷が生じている場合の被災度判定表(道路橋)

被災度	A:大被害	B:中被害	B:中被害	C:小被害	C:小被害	C:小被害	
観測される損傷	軸方向鉄筋破断および躯体傾斜	鉄筋はらみ出し	かぶりコンクリート剥離	斜めひび割れ貫通	斜めひび割れ(貫通せず)	水平ひび割れのみ	
損傷状況	通常の場合						
	$P \geq 0.5\%$						
	軸方向鉄筋比小の場合						
	$P < 0.5\%$						
残留耐力	$P_y$ 以下	$P_y$ 以下	$1.0 P_y$	$1.1 P_y$	$P_u$ ( $1.1 \sim 1.3$ ) $P_y$	$P_u$ ( $1.1 \sim 1.3$ ) $P_y$	
残留変形性能	0%	0%	10%	30%	70%	100%	
二次災害対策の目安	交通規制	通行止	重量制限、車線減少など(通行止)	不要(重量制限、車線減少など)	不要	不要	
	対策工法	桁仮受けなど	不要(桁仮受けなど)	不要(桁仮受けなど)	不要	不要	
応急復旧の必要性	必要	必要	必要	不要	不要	不要	

残留変形性能 =  $\frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_y} \times 100$  (%) 工法欄の()内は、損傷の進行が認められる場合の対策。  
 $P_y$ : 降伏耐力、 $P_u$ : 終局耐力、 $\delta_y$ : 降伏変位、 $\delta_u$ : 終局変位、 $\delta$ : 最大履歴変位

表-4.2.3 RC橋脚の鉄筋段落し部に損傷が生じている場合の被災度判定表(道路橋)

被災度	A:大被害	B:中被害	B:中被害	C:小被害	C:小被害	C:小被害	
観測される損傷	鉄筋はらみ出し	かぶりコンクリート剥離	斜めひび割れ貫通(鉛直ひび割れ進展)	斜めひび割れ(D/2以上)	斜めひび割れ(D/2以下)	水平ひび割れのみ	
損傷状況	側面図						
	正面図						
残留耐力	$P_y$ 以下	$P_y$ 以下	$1.0 P_y$	$1.0 P_y$	$P_u$ ( $1.05 \sim 1.1$ ) $P_y$	$P_u$ ( $1.05 \sim 1.1$ ) $P_y$	
残留変形性能	0%	0%	10%	40%	70%	100%	
二次災害対策の目安	交通規制	通行止	重量制限、車線減少など(通行止)	重量制限、車線減少など(通行止)	不要(重量制限、車線減少など)	不要	
	対策工法	桁仮受けなど	不要(桁仮受けなど)	不要(桁仮受けなど)	不要(桁仮受けなど)	不要	
応急復旧の必要性	必要	必要	必要	不要	不要	不要	

残留変形性能 =  $\frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_y} \times 100$  (%) 工法欄の()内は、損傷の進行が認められる場合の対策。  
 $P_y$ : 降伏耐力、 $P_u$ : 終局耐力、 $\delta_y$ : 降伏変位、 $\delta_u$ : 終局変位、 $\delta$ : 最大履歴変位

造物)に準拠しているが、道路橋の耐震設計は、兵庫県南部地震が発生するまで、原則として震度法を用いて許容応力度、許容支持力、許容変位、安全率、またはこれらの組合せによって行なわれており、1992年の策定時に限界状態設計法を採用した鉄道橋の耐震設計とは、設計方法の変遷に異なる点が見受けられる。そのため、これらの規準類で設計された道路橋と鉄道橋では、被災度の判定基準が異なる。

鉄道構造物が震災を受けて、列車の走行安全性が損なわれた場合には、一般に供用性を判定して本復旧を行なうため、被災度の判定はされていないが、道路橋橋脚の被災度判定との比較のために、道路橋および鉄道橋の橋脚の被災度判定例および兵庫県南部地震で採用された道路橋の被災度判定例を以下に示す。

**a) 道路橋**

被災度の判定は、二次災害および供用による被害の危険性の有無を判定するうえで、目視により迅速に行なうことが必要であり、土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)<sup>1)</sup>および道路震災対策便覧(震災復旧編)<sup>2)</sup>では、単柱式RC橋脚の耐力に関する被災度判定表として、被害の発生部所に応じた表-4.2.2～4.2.4を提案している。表-4.2.2～4.2.4は、それぞれ、①橋脚基部に曲げ破壊が生じた場合、②軸方向鉄筋の段落し部に破壊が生じた場合および③せん断破壊した場合について、被災度を外観から簡単に判定できるように、既往のRC橋脚の被災の特徴および室内における模型実験結果から取りまとめられたものである。これらの判定表を用いるに際しては、以下の点に注意する必要がある。

① 同じような破損状況に見えても、被害の発生部所によって被災度が異なるため、どこにコンクリートのひび割れ、剥離などが生じているかに注意する必要がある。一般に、橋脚の高さと幅の比が3程度以上あり、橋脚の基部に破損が生じている場合は表-4.2.2、また、橋脚の中間部(主鉄筋の段落し位置)破損が生じている場合には、表-4.2.3を適用すればよい。これに対して、橋脚の高さと幅の比が3程度以下の背の低い橋脚で斜めひび割

表-4.2.4 RC橋脚のせん断による損傷が生じている場合の被災度判定表(道路橋)

被災度		A:大被害	B:中被害	B:中被害	B:中被害	C:小被害
観測される損傷		斜めひび割れ幅W≧2mm コンクリート剥離、剥落	斜めひび割れ幅 0.5mm<W<2mm	斜めひび割れ幅 ひび割れ幅W<0.5mm	斜めひび割れ (貫通せず)	水平ひび割れの み
損傷 状況	側面図	W≧2mm もしくは コンクリート剥離	0.5mm<W<2mm	W<0.5mm		
	正面図	コンクリート剥離				
残留耐力		P <sub>y</sub> 以下	P <sub>y</sub> 程度	P <sub>u</sub>	P <sub>u</sub>	P <sub>u</sub>
残留変形性能		0%	0～50%	50～100%	100%	100%

残留変形性能 =  $\frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_y} \times 100$  (%) P<sub>y</sub>:降伏耐力、P<sub>u</sub>:終局耐力、δ<sub>y</sub>:降伏変位、δ<sub>u</sub>:終局変位、δ:最大履歴変位

表-4.2.5 耐震に関する構造細目の変遷(鉄道構造物)

設計規準	柱の耐震に関する構造細目の概要
土木構造物の設計基準(案) 1958年 建造物設計標準 1970年	<ul style="list-style-type: none"> <li>・帯鉄筋:直径6mm以上</li> <li>・帯鉄筋の間隔:柱の最小横寸法以下</li> <li>軸方向鉄筋直径の12倍以下、帯鉄筋直径の48倍以下</li> <li>・はりその他と交わる柱部分:十分な帯鉄筋を用いる</li> </ul>
耐震設計指針(案) 1979年	(1)帯鉄筋断面積:コンクリート断面積の0.2%以上 (2)はりのハンチ下端及びフーチング上面から2D区間: 帯鉄筋間隔は100mm以下とし、下記を標準とする。 <ul style="list-style-type: none"> <li>・DxD=1.0mx1.0m以内: D13、100ctc以下</li> <li>・DxD=1.5mx1.5m以内: D13、100ctc以下及び1本おきに中間帯鉄筋を配置する。</li> </ul>
建造物設計標準 1983年	(1)コンクリート断面積の0.15%の帯鉄筋またはスターラップ量を配置する。ただし、部材接合部から柱幅の2倍の範囲に、コンクリート断面積の0.20%以上で、かつ計算で求めた値の1.2倍以上のスターラップ量を配置する。 (2)柱上部のはりのハチ下端から柱幅の2倍の範囲:コンクリート断面積の0.25%以上の帯鉄筋を10cm以下の間隔で配置する。
鉄道構造物等設計標準 1992年 限界状態設計法	(1)せん断補強鉄筋として、0.15%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置する。 (2)部材接合部及び柱下端から断面高さの2倍の範囲:せん断補強鉄筋として、0.15%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置する。 (3)「耐震性能の検討」に定める量とせん断補強鉄筋比0.2%のうち、多い方の量よりもさらに0.05%以上多い帯鉄筋を配置する。
新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料 1996年3月	(1)はりおよび柱には、せん断補強鉄筋比として0.25%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置することを原則とする。 (2)次に示す範囲には、せん断補強鉄筋比として0.30%以上のスターラップまたは帯鉄筋を配置することを原則とする。 <ul style="list-style-type: none"> <li>● はり:部材接合部から断面高さの1.5倍までの範囲</li> <li>● 柱:部材接合部および柱下端から断面高さの2倍までの範囲</li> <li>● 橋脚躯体:躯体下端から断面高さの2倍の範囲</li> </ul> (3)断面寸法が1m以下の柱においても、部材接合部から部材断面の2倍の範囲に中間帯鉄筋を配置するのがよい。

れが躯体天端から下端にかけて発生しているような場合は表-4.2.4を適用する。

- ② 主鉄筋比が小さい場合には、一般にコンクリートの破壊が小さく見えるので注意が必要である。(表-4.2.2中の軸方向鉄筋比小の場合を参照)
- ③ 古い時代につくられた橋脚では、帯鉄筋が主鉄筋の内側に入っているものがあり、このような橋脚は、表-4.2.2～4.2.4の判定区分よりもろい破壊をする可能性があり、被災度を1ランク上げるのがよい。
- ④ 断面急変部の損傷、施工継ぎ目部の損傷、ラーメン部材の損傷など、上記以外の損傷に対する被災度判定は、橋脚の構造特性よび上記の基本的な損傷に対する被災度判定などを考慮して行なうとよい。

**b) 鉄道橋**

鉄道橋は、一般に、設計荷重にほぼ等しい活荷重が常時載荷されることから、類似の構造形式、特にラーメン高架橋が比較的多く用いられている。そのため、鉄道構造物としてラーメン高架橋を取り上げ、その耐震設計基準の変遷と被災度判定例の関係について検討を行なった。

鉄道構造物の耐震に関する規定は1930年に初めて制定され、1955年、1970年、1979年、1983年および1992年に大きく改訂されている。このうち1978年の宮城県沖地震を契機にせん断破壊防止を目的とした耐震設計指針(案)が1979年に制定されている。それまでの耐震設計は、基本的に震度法で行なわれてきたが、耐震設計指針(案)では、構造物、地盤などの動的特性を定量的に評価する修正震度法(以下、**新震度法**と略記)が採用され、1983年の建造物設計標準では部材の非線形性(じん性)が考慮されている。その後、耐震設計方法は基本的に変化していないが、1992年に限界状態設計法が採用され、現在に至っている。

ラーメン高架橋柱部材の耐震に関する構造細目の変遷を表-4.2.5に示す。1970年の建造物設計標準では、設計基準強度  $24 \text{ N/mm}^2$  のコンクリートの地震時許容せん断応力度は  $1.03 \text{ N/mm}^2$  であり、一般に、せん断補強鉄筋の計算はされておらず、帯鉄筋は組立筋としての側面が大きかったものと考えられる。またRC構造物に使用された鉄筋は、1953年頃までは普通丸鋼が一般的で、その後、1970年までは主鉄筋に異形棒鋼、帯鉄筋に普通丸鋼が使用され、1970年以降は異形棒鋼が一般的になっている。すなわち、材料的観点からも、1970年を境に耐震性能が向上していると考えられる。

これらの設計規準および材料の変遷を考慮して作成したラーメン高架橋の柱基部および段落し部に損傷が生じた場合の被災度判定表を表-4.2.6および4.2.7に示す<sup>6)</sup>。これらの被災度判定表は地震によるラーメン橋架橋の破壊形態(曲げ破壊、曲げせん断破壊およびせん断破壊)を考慮して、道路橋橋脚の場合と同様、既往地震による被害の特徴および室内における模型実験結果から取りまとめたもので、表-4.2.6は鉄道橋の単柱式橋脚基部の被災度判定にも適用することができる。

表-4.2.6 ラーメン高架橋の柱基部が損傷している場合の被災度判定表

被災度	A:大被害	B:中被害	C:小被害	C:小被害	C:小被害
適用 高架橋	① 保有靱性率が2程度以下の部材の被害 主に、せん断破壊				
	② 保有靱性率が3程度の部材の被害 主に、曲げせん断破壊				
	③ 保有靱性率が4程度以上の部材の被害 主に、曲げせん断あるいは曲げ破壊				
残留耐力	$P_y$ 以下	$P_y \sim P_y$ 以下	$1.1 P_y$	$P_t$	$P_t$
残留変形性能	0%	0~10%	30%	50~60%	70%

- ① 1970年以前に建設された部材に多い。
- ② 1970～1979年に建設された部材に多い。
- ③ 1979年の耐震設計指針(案)以降の設計標準などを適用した部材に多い。

表-3.2.7 ラーメン高架橋の柱段落し部が損傷している場合の被災度判定表

被災度	A:大被害	B:中被害	C:小被害	C:小被害
適用 高架橋	① 保有靱性率が2程度以下の部材の被害 主に、せん断破壊			
	② 保有靱性率が3程度の部材の被害 主に、曲げせん断破壊			
残留耐力	$P_y$ 以下	$P_y \sim P_y$ 以下	$(1.1 \sim 1.3) P_y$	$P_u$
残留変形性能	0%	0~10%	30~50%	70%

- ① 耐震設計指針(案)(1979年)以前の設計標準などを適用した部材に多い
- ② 同指針(案)以降の設計標準などを適用した部材に多い

**c) 兵庫県南部地震における道路橋脚の被災度判定例**

兵庫県南部地震では、各種コンクリート構造物に甚大な被害を与えたが、橋梁の代表的被害は、高架橋の倒壊、上部工の落下や移動、橋脚の倒壊・損壊や傾斜、支承の損壊、基礎杭の損壊などである。倒壊し

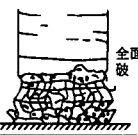
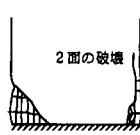
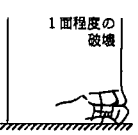
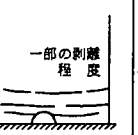
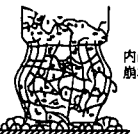




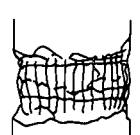
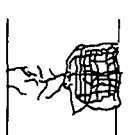



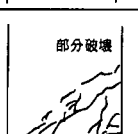
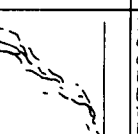
た高架橋には、阪神高速道路3号神戸線深江出路付近で635mにわたって北(山)側に横倒しになったピルツ橋などがある。兵庫県南部地震でのコンクリート橋脚の破壊形態<sup>7,8,9)</sup>も、曲げ破壊、曲げせん断破壊およびせん断破壊に大別することができ、単柱式橋脚では、基部および鉄筋段落し部の曲げひび割れやせん断ひび割れ・かぶりコンクリートの剥落と鉄筋のはらみ出し・内部コンクリートの破壊などが多く生じた。また被害が甚大であったことから、従来の地震では経験したことのないような被害状況も生じた。例えば、せん断破壊を起こしたRC橋脚では、内部コンクリートが崩壊して、コンクリートの破片がほぼ同じ大きさで角の取れたサイコロ状になったもの、かぶりコンクリートの剥落の著しい部分で主筋のガス圧継手が破断したもの、橋脚が縦に裂けるような破壊をしたものなどである。

以上の被災事例を考慮して、道路橋RC橋脚の被災度判定表(表-4.2.2~4.2.4)を基本として、阪神高速道路路管理技術センター：RC橋脚のダクティリティーに関する調査研究会の新しい知見も考慮した被災度判定基準(案)が表-4.2.8ように整理されている。この基準(案)は、阪神高速道路3号神戸線を対象にして、地盤上の橋脚の損傷状況から被災度を判定するもので、破壊形態を①柱地盤面位置での曲げ破壊、②柱地盤

表-4.2.8 兵庫県南部地震でのRC橋脚の被災度判定基準例(道路橋)

被災度	A <sub>S</sub> :落橋(崩壊・倒壊)	A:大被害	B:中被害	C:小被害	D:被害なし
曲げ破壊の状況	かなり圧砕され、鉛直荷重に対する抵抗力はほとんど期待できない。	全断面でブロック状に細分され、一部が圧壊して主筋の外にこぼれている。	一体として主筋の中にあり、鉛直荷重に対してある程度の強度を期待できる	ひび割れは生じているが、圧縮強度は十分残っている。	外見上の損傷はない
主筋と帯筋の状況	全周にわたって主筋が座屈している	主筋が断面周辺のかんりの範囲で座屈している	座屈は1面もにて、2面の場合でも片方はあまり大きくない。帯筋が破断している場合がある。	主筋は座屈していない。	外見上の損傷はない。
残存形状	破損部の圧壊に寄る柱の短縮もしくは軸線のずれが生じている	柱頂部の水平残留変形(傾斜)が目立つ	わからない程度	ほとんどない	
最大応答変位	終局状態	5 $\delta_y$ 程度以上	3 $\delta_y$ ~5 $\delta_y$	3 $\delta_y$ 程度以下	
せん断破壊の状況	斜めひび割れ面付近のコアコンクリートが圧砕され、鉛直荷重に対してほとんど抵抗できない	斜めひび割れに沿って剥離し、主筋が見えている	はっきりした斜めひび割れが生じている。剥離は表面のみ	斜めひび割れがほぼ形成されている	微細な斜めひび割れが不連続に観察されることがある。
主筋と帯筋の状況	主筋はせん断面の上下でずれが生じている。帯筋はD/2以上の区間で破断している	せん断面では、主筋はすれていない。帯筋が1~2本破断している	一部に主筋が露出している部分もあるが、健全である。	外見上の損傷はない。	
残存形状	軸線にずれが生じている	軸線のずれはわからない程度である			
最大応答変位	終局状態	3 $\delta_y$ 程度以上	2 $\delta_y$ ~3 $\delta_y$	2 $\delta_y$ 程度以下	
対策	解体・再構築が妥当	解体・再構築が望ましい。再利用する場合は、大規模な補強が必要	荷重制限しないと、供用は困難。前面供用には、桁板受けあるいは補強が必要	応急的補修で供用が可能。ただし、恒久対策としては、補強が必要	補修が必要となる場合がある。
余策	桁板受けが必要	桁板受けが必要	桁板受けは不要	桁板受けは不要	桁板受けは不要

表-4.2.9 兵庫県南部地震でのRC橋脚の被災度判定例

被災度	A <sub>S</sub> :落橋(崩壊・倒壊)	A:大被害	B:中被害	C:小被害	備考
柱地盤面位置での曲げ破壊	 全面的破壊	 2面の破壊	 1面程度の破壊	 一部の剥離程度	RC橋脚が地盤面付近で曲げ破壊したもので、破壊の進行にともない、鉄筋の座屈・破断やコンクリートの剥離・コアコンクリートの圧壊が生じているもの
柱地盤面位置での曲げせん断破壊	 内部崩壊	 2面程度の破壊	 1面程度の破壊	 1部のみ	RC橋脚の地盤面付近に曲げひび割れとせん断ひび割れが発生し、ひび割れの進展にともない、上部よりもやや広い範囲に剥離や帯筋のばらけをともなったもの
軸方向鉄筋段落し部の曲げせん断破壊	 内部崩壊	 2面程度の破壊	 1面程度の破壊	 1部のみ	2段配筋軸方向鉄筋の内側鉄筋が地盤面から4~5mの位置で途中定着(段落し)されている場合に、段落しの上曲から下部にの広い範囲に剥離や帯筋のばらけを生じたもの
柱地盤面位置でのせん断破壊	 全断面破壊	 貫通した破壊	 部分破壊	 1部のみ	RC橋脚の地盤面より上の部分で、高さや断面幅の比較的小さいものに生じ、水平に対してはほぼ45度の角度で斜めひび割れが形成され、これに沿ってずれが生じたもの



面位置での曲げせん断破壊、③軸方向鉄筋段落し部の曲げせん断破壊および④柱地盤面位置でのせん断破壊に分類している。各破壊形態の特徴および破壊形態毎の被災状況と被災度の関係を表-4.2.9に示す。

### 4.2.3 基礎（杭）の被災度判定

兵庫県南部地震では、土木、建築を問わず、多くの構造物で基礎の損傷が確認された<sup>10,11)</sup>。構造物を供用する上で基礎部分の健全度は重要な意味を持つ。しかし、地中深くまで打ち込まれた杭基礎などの被災状況を調べることは極めて難しい。掘削して調べるのが確実であるが、杭の上には既に構造物が存在するために自ずと限界が生じる。最近では、ボーリング孔のポアホールカメラによる観察や非破壊探査器などを利用した例<sup>12)</sup>が見られるが、震災による被害が大きいと予想される特定箇所の確認に過ぎない。

また、上記のような手法を用いて杭のひび割れなどが確認されても、現状ではその被災度を判定する基準類が見られず、統一した被災度判定ができない状況である。例えば、昭和61年に作成された建設省のマニュアル<sup>13)</sup>では、「既往の地震被害では、基礎に大被害が生じた場合には、その影響で橋脚、上部構造等に大きな変状が生じる場合が多いことから、以下に示す橋脚、上部構造等に大きな変状が生じていない場合には、応急復旧のための判定段階ではA：被害なしもしくはB：小被害と判断しても良い。ただし、周辺地盤に洗掘、広範囲な液状化による亀裂、軟弱地盤のすべり等が生じている場合には、基礎の残留変位、傾斜に着目し、明らかに異常がある場合には、この限りではない。」と記されている。

このように、基礎に関しては、発見されたひび割れの幅や本数などのパターン化、地盤の変状に対する評価を具体的に明示していない。そのため、今回の地震で被害のあった杭に対する被災度及び補修・補強の判断はさまざまである。1mm以上のひび割れが発生した杭は終局的な保有水平耐力が失われているものと判断し、増し杭などの補強が行われているが、杭体に小さなひび割れが生じている程度のものは耐力が確保されていると判断している例もある<sup>13)</sup>。このような杭の補修・補強の判断は、安全とコストの両面が深く関わり合っているものと考えられる。

近年の大地震による基礎の被害調査から基礎の被害レベルを基礎の性能と対応させて分類した例として、図-4.2.6の分類が報告されている<sup>14)</sup>。この図では、基礎の被害を大きく3分割し、それぞれの対応した基礎の性能を評価している。また、今回の地震では表-4.2.10に示すような杭基礎の被災度の区分で調査が行われている<sup>8)</sup>。

最後に、杭自体の被災度は、不明瞭な部分を残しながらも、杭のひび割れなどの調査によって判断でき、これに関しては上部工や下部工の被災度の判断と大きな違いはない。しかし、杭の被災度判定では、杭周辺の地盤の変状並びにこれに伴う杭の支持力の変化に対する判断が重要である。また、この判断は被災後の地震を発生していない常時と今後発生し得る地震時で考慮しなければならない。今後、これまでの地震による被害状況や実験結果をもとに、基礎と地盤を総合した被災度の判定指標の作成が必要となろう。

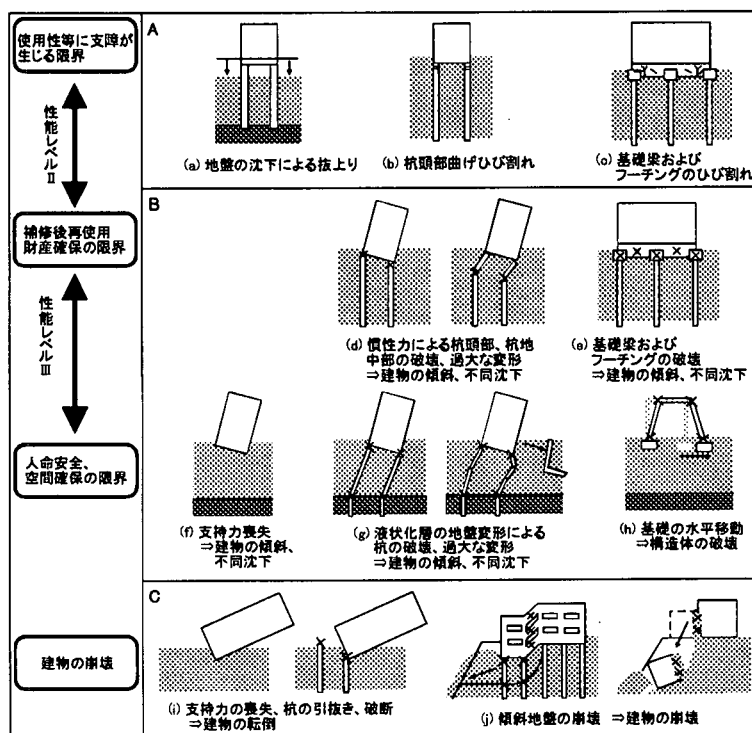


図-4.2.6 地盤に対する基礎の被害レベルの分類<sup>14)</sup>

表-4.2.10 杭基礎の被害度区分

被災度	定義
a	基礎の沈下と同時に大きな残留水平変位がみられるもの
b	基礎に大きな残留水平変位がみられるもの 杭体に曲げ亀裂がみられるもの
c	杭体に小さな曲げ亀裂がみられるもの
d	杭体に損傷はないか、曲げ亀裂があっても軽微なもの

#### 4.2.4 下部工の供用性判定

コンクリート構造物の供用性は、点検時における構造物の性能が構造物が本来保有すべき性能の水準に対してどの程度のレベルにあるかによって判定され、地震多発国の日本では、一般に構造物の耐震性能と耐久性に大きく左右される。ここで、耐震性能は部材の耐力および変形性能に基づいて評価される構造物の性能であり、耐久性は耐震性能と機能性の低下および構造物が周辺環境に及ぼす影響性の経時変化に抵抗する性能をいう。

一般に、既存コンクリート構造物の供用性は、図-4.2.7 に示すように、当該構造物の重要度を考慮した耐震性能、詳細点検により得られる構造物の状態および残存設計耐用期間と構造物地点の地震活動度から設定される想定地震動（設計地震動）などを用いて、構造物の耐震性能を評価した後、耐震性能に及ぼす耐久性の影響あるいは耐震補強の難易度などを検討することにより判定される。判定の結果、構造物は現状での供用、補修、耐震補修、耐震補強、取壊し・再施工などの対策が施される。なお耐久性については、土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針(案)<sup>10)</sup>などを参照して、適切に対応すればよく、耐震性能の低下が懸念される場合には、適切な補修を行なうことが極めて重要となる。

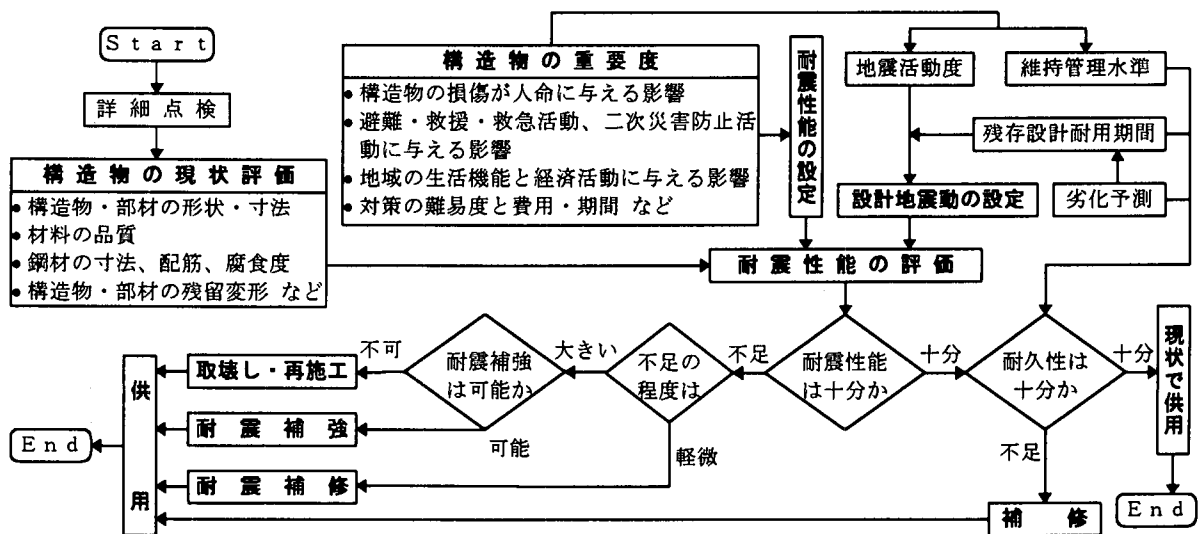


図-4.2.7 既存コンクリート橋脚の供用性判定と対策

#### (1) 設計地震動

##### a) 残存設計耐用期間

供用性の判定における地震動の設定には、対象構造物の残存設計耐用期間と構造物地点における地震活動度の評価が必要である。残存設計耐用期間は設計耐用期間から点検時までの経過供用期間を差し引いた残りの期間をいう。設計耐用期間は、構造物に要求される供用期間、環境条件および構造物の耐久性能を考慮して定められることから、残存設計耐用期間は構造物や部位・部材の劣化や性能低下および維持管理方法（水準）によって大きく左右される場合がある。供用性の判定には、残存設計耐用期間中の地震活動度を評価する必要があり、適切に定める必要がある。

残存設計耐用期間の検討には、構造物の劣化や性能低下が供用される環境下でどのように推移するかを把握する必要がある。そのため残存設計耐用期間を検討する時点で詳細点検を実施して、構造物・部材の構造特性を定量的に評価するとともに、環境条件、使用条件、設計条件および施工条件などを考慮して、構造物に想定される劣化予測を適切に行なう必要がある。劣化予測手法については、土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針(案)<sup>10)</sup>を参考にするとよい。

##### b) 地震活動度と地震規模

構造物の耐震性能を評価するためには、残存設計耐用期間中に発生するであろう地震の構造物地点における地震動特性を的確に把握して、設計地震動を設定する必要がある。構造物地点の地震動特性は地震規模（マグニチュードM）、震源から構造物地点までの距離および地盤条件などに影響される。また、地震

動が構造物に与える影響の程度は構造物基面における地震動特性（強度・周期特性・継続時間）および構造物特性（固有周期、減衰定数など）に支配される。これらを厳密に考慮して構造物への地震入力を設定するには、過去の地震発生状況から将来の地震活動度（マグニチュードの期待値  $M_k$ ）を求める地震危険度解析、および地震活動度から設計地震動を求める地震動予測が必要となる。

地震災害および震後状況は地震規模と被災地域の特性によって異なるが、既往地震のマグニチュード  $M$  と土木構造物に被害が生じる震央からの距離は、概略、表-4.2.11 の関係にあり<sup>1)</sup>、 $M7$  が土木構造物に被害を生じる目安となる。

日本周辺で  $M7$  を超える地震は最近の約 100 年間（1885～1988 年）に 140 回、すなわちほぼ年 1 回の割合で発生しているが、必ずしも兵庫県南部地震のような大被害は生じていない。これは既往地震の多くが海岸から 100～200 km 程度以遠の深い位置に震源を有していたためである。大被害を生じるのは再現期間 100～200 年程度の海洋型地震および内陸直下型地震などの散發地震であり、主なものは濃尾地震（1989 年、 $M8.0$ ）、関東地震（1923 年、 $M7.5$ ）、北丹後地震（1927 年、 $M7.3$ ）、鳥取地震（1943 年、 $M7.2$ ）、福井地震（1948 年、 $M7.1$ ）、新潟地震（1964 年、 $M7.5$ ）、宮城県沖地震（1978 年、 $M7.4$ ）、兵庫県南部地震（1995 年、 $M7.2$ ）などである。

わが国のある地域に発生すると考えられる最大地震の規模については、川島らが日本列島附近の地球物理学的な特徴を考慮して、日本列島を図-4.2.8 示す 24 の地震活動区分（小活動区）に分け、1885 年から 1981 年の 97 年間にわが国周辺で発生した  $M5.0$  以上で震源深さ 60km 未満の浅発地震（2858 個）を対象にした地震活動度解析を行ない<sup>10)</sup>、表-4.2.12 示す再現期間別の最大地震のマグニチュードの期待値を得ている。

表-4.2.12 小活動区ごとの再現期間別マグニチュードの期待値  $M_k$

再現期間 小活動区	100年	150年	200年	300年	500年
1	7.7	7.9	8.0	8.2	8.5
2	6.9	7.0	7.2	7.3	7.6
3	8.0	8.2	8.3	8.6	8.8
4	7.8	8.0	8.1	8.3	8.6
5	8.1	8.3	8.4	8.6	8.8
6	7.3	7.4	7.5	7.7	7.9
7	8.1	8.3	8.5	8.7	9.0
8	7.9	8.1	8.2	8.4	8.6
9	7.5	7.7	7.8	8.0	8.3
10	7.1	7.2	7.3	7.5	7.7
11	7.4	7.6	7.7	7.9	8.1
12	7.7	7.9	8.1	8.3	8.6
13	8.0	8.3	8.5	8.7	9.1
14	6.9	7.1	7.2	7.4	7.7
15	7.8	8.1	8.3	8.5	8.8
16	(7.1)	(7.4)	(7.6)	(7.9)	(8.3)
17	(5.4)	(5.5)	(5.5)	(5.5)	(5.6)
18	7.6	7.9	8.1	8.3	8.7
19	7.0	7.2	7.3	7.5	7.8
20	7.4	7.7	7.8	8.1	8.4
21	7.9	8.1	8.3	8.6	8.9
22	6.4	6.6	6.7	6.8	7.0
23	6.8	7.0	7.2	7.4	7.6
24	6.3	6.4	6.5	6.6	6.8

表-4.2.11 土木構造物の震害範囲と地震規模

地震規模	震害が生じる可能性のある範囲
$M=6.5$	震央の直上でも、一般にほとんど被害はない
$M=7.0$	震央から半径 20 km 程度
$M=7.5$	震央から半径 120 km 程度
$M=8.0$	震央から半径 200～300 km 程度

注) 特に地盤の軟弱な地域では、より広い範囲で震害が発生する可能性がある

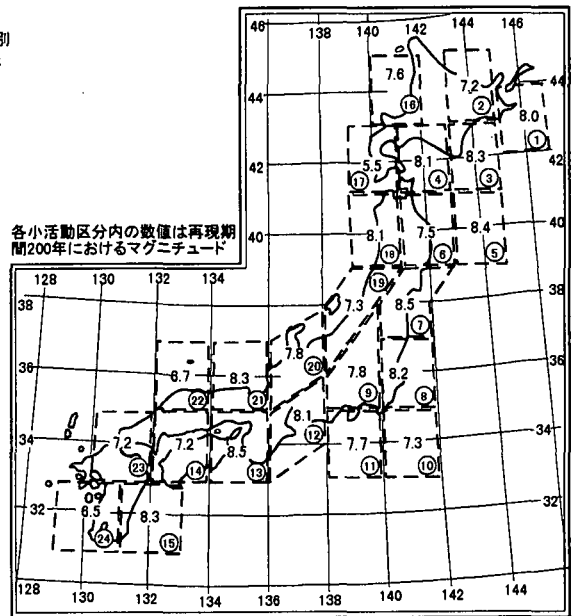


図-4.2.8 地震活動の区分(小活動区)とその番号

マグニチュードの期待値

$M_k$  は再現期間が長いほど大きくなるが、地球物理学的な知見および既往の最大地震などを総合すると、最大マグニチュードには限界があり、 $M_k=8.6$  であるとされている<sup>17)</sup>。この考え方は世界中に生じた最大地震のマグニチュードとも概ね一致している。再現期間を 200 年とすると、同一再現期間に対するマグニチュードの期待値が小活動区の中で最も大きい No.7 と No.13 においてマグニチュードの期待値は 8.5 となり、限界地震のマグニチュードとほぼ一致する。一方、再現期間を 200 年以上とすると、マグニチュードの期待値が 8.6 を越え、限界地震のマグニチュードを上回るため、最大地震のマグニチュードは再現期間 200 年に対するマグニチュードの期待値と考えられている。

マグニチュードの期待値は地域による変動が大きいため、適切な設計地震動の設定には、表-4.2.11 の震害範囲と地震規模の関係を考慮して、小活動区ごとに地震力を推定する必要がある。

構造物地点の地震力の推定については、川島、相沢らが震源深さ 60km 未満の浅発地震に対して SMAC 型強震計で得られた加速度強震記録の統計解析により、加速度応答スペクトルの距離減衰式を検討している<sup>18)</sup>。推定式回りのばらつきは大きいですが、地震のマグニチュード  $M$ （気象庁マグニチュード）、震央距離  $\Delta$  (km)、地盤種別  $G_i$  および固有周期  $T_k$  を想定することにより、式(4.2.1)を用いてある程度の精度で地

震力（加速度応答スペクトル）を想定することが可能となっている。

$$\overline{S}_A(T_k, M, \Delta, G_i) = a(T_k, G_i) \times 10^{b(T_k \cdot G_i)} \times (\Delta + 30)^c \quad (4.2.1)$$

ここで、 $a$ および $b$ は固有周期および地盤種別ごとに定められる係数、 $c = -1.17$ である。なおこの解析には、 $M \geq 8$ 、 $\Delta \leq 50$  km といった大規模近距離地震による記録は含まれていないため、大規模近距離地震への適用には注意が必要である。

一方、港湾構造物に関する耐震設計では、従来から、過去の主要港湾での地震観測記録（SMAC 相当の最大加速度）と港湾の被災記録の関係を整理して得られた距離減衰推定式(4.2.2)によって当該建設地点における最大加速度を求めており、兵庫県南部地震による被災などを含めた見直しの結果でも、支障がないと判断されている<sup>19)</sup>。

$$\log_{10} A_{SMAC} = 0.53M - \log_{10}(X + 0.0062 \times 10^{0.53M}) - 0.00169X + 0.524 \quad (4.2.2)$$

ここで、 $A_{SMAC}$ ：SMACの最大加速度（gal）、 $M$ ：マグニチュード、 $X$ ：震源から当該地点までの最短距離（実行距離、km）である。

なお、設計地震の設定にあたっては、地域防災計画で定められている設計地震を採用することになるが、地域防災計画に想定地震が定められていない場合には、建設地点周辺の活断層（プレート境界型地震を含む）分布の調査によって設計地震のマグニチュードを推定することになる。マグニチュードの推定が困難な場合には、内陸活断層で発生する地震のマグニチュードは、式(4.2.3)で推定することができるとしている。

$$\log L = 0.6M - 2.9 \quad (4.2.3)$$

ここで、 $L$ ：地表地震断層の長さ（km）、 $M$ ：マグニチュードである。

## c) 想定地震動

### ① 土木学会

土木学会では、従来、コンクリート構造物の標準的な設計耐用期間は 50 年程度であるとし、この期間に 1 回程度発生する地震を想定して、震度法による耐震性能照査における慣性力を定めてきた<sup>20)</sup>。すなわち、この程度の規模の地震では、構造物基面における標準の水平震度は 0.2 程度であることから、標準水平震度を  $k_0=0.2$  とし、これに地盤の影響、構造物の応答・重要度を考慮して、設計震度を定める方法である。この設計地震規模に対して、たとえこれを上回る規模の地震が発生しても、構造計画や構造細目による耐震的配慮によって、十分な塑性変形性能やじん性が保持されることから、なお相当の残存耐力が期待でき、設計地震より大きい地震に対しても構造物の崩壊を免れることは十分可能と考えられてきたからである。

しかしながら兵庫県南部地震を契機として、前述の水平震度 0.2 程度の設計地震動（レベル 1）の他にレベル 2 地震動として、

- 活断層の関する地質学的情報、地殻変動に関する測地学的情報、地震活動に関する地盤学的情報を総合的に考慮して、脅威となる活断層を同定し、その震源メカニズムを想定して定めた地震動
- 陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震による地震動

の二つの地震動を考慮し、その影響の大きい方を設計地震動とすることが定められた<sup>21)</sup>。なお、レベル 2 地震動は震源特性、伝播特性、表層地盤の増幅特性、構造物建設地点の地盤条件等を考慮して、設定する必要があるとされている。

### ② 道路橋

道路橋の耐震耐震設計では、兵庫県南部地震の教訓を踏まえて、想定地震動として、

- 供用期間中に発生する確率が高い中規模程度の地震による地震動
- 供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動

を考慮することとし、このうち発生確率は低いが大きな強度をもつ地震動として、

- タイプ I：発生頻度が低いプレート境界型の大規模地震による地震動
- タイプ II：発生頻度が極めて低いマグニチュード 7 級の内陸直下型地震による地震動

を設定している<sup>22)</sup>。なお、中規模程度の地震動は従来の耐震設計で震度法に用いる設計震度として規定されてきた地震力<sup>23)</sup>、タイプⅠ地震動は大きな振幅が長時間繰返して作用する地震動、タイプⅡ地震動は継続時間は短い極めて大きな強度を有する地震動を表わしたものである。

道路橋の耐震設計は従来の震度法を踏襲するとともに、地震の影響の大きい橋脚、基礎、支承部、落橋防止システムなどの構造部材は地震時保有水平耐力法で設計するものとし、その設計水平震度 $k_{hc}$ を式(4.2.4)で与えている。

$$k_{hc} = c_2 k_{hc0} \quad (4.2.4)$$

ここで、 $k_{hc0}$ ：設計水平震度の標準値、 $c_2$ ：地域別補正係数である。

設計水平震度の標準値は、従来からの慣行と経験上の事実を総合して、規模の大きい地震が起こる可能性が高い地域に建設される橋梁に適すべき標準的な設計水平震度の値であり、これに該当しない地域においては、設計水平震度の標準値を地域別補正係数によって補正することとし、構造物の固有周期および地盤種別に応じて、図-4.2.9を与えている。なお、内陸直下型地震については、個々の活断層の特性を直接設計に反映すべきではあるが、現状では、活断層の位置や活動時期の特定とその活動性や活断層に基づく地震動の予測などの全国規模での実施に未解明な点が多く残されていることから、兵庫県南部地震による地震動を考慮することとしている。

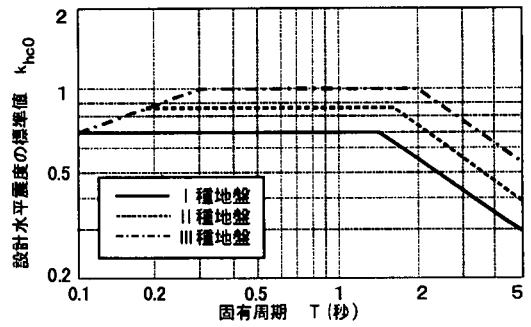
震度法や地震時保有水平耐力法などの静的解析では、地震時の挙動が複雑な橋梁の地震時の挙動を十分に表すことができない場合がある。そのため道路橋示方書では、震度法や地震時保有水平耐力法によって耐震設計した橋梁は、動的解析を行い、安全性を照査するのがよいとしている。

時刻歴応答解析における地震入力としては、架橋地点で観測された強震記録を用いるのが望ましいが、一般にはそのような記録は得られていないのが普通であることから、動的解析では、地震動の強度、周期特性、継続時間ならびに橋の固有周期、減衰定数などを考慮して既往の代表的な強震記録を、地震動のタイプに応じて、式(4.2.5)および(4.2.6)に示す加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した強震記録を用いることとしている。

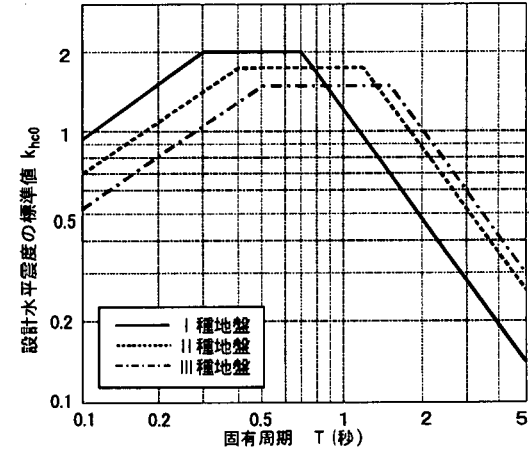
$$S_I = c_2 c_D S_{I0} \quad (4.2.5)$$

$$S_{II} = c_2 c_D S_{II0} \quad (4.2.6)$$

ここで、 $S_{I0}$ および $S_{II0}$ は、それぞれ、タイプⅠおよびタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトル(図-4.2.10)で、設計水平震度の標準値 $k_{hc0}$ に相当する地震力を減衰定

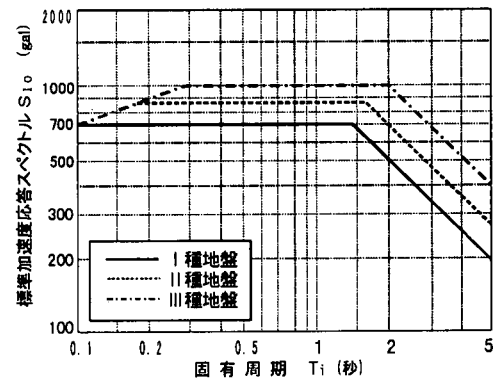


(b) プレート境界型の大規模地震(タイプⅠ)

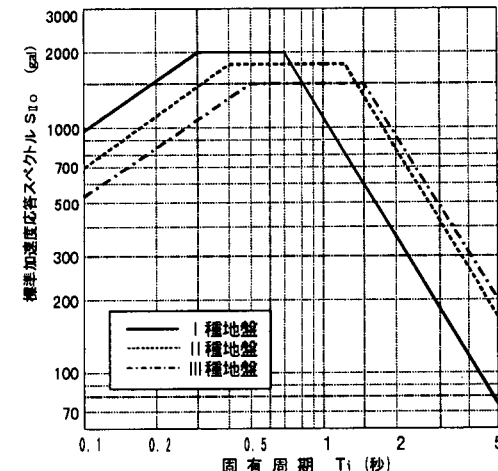


(a) 内陸直下型の大規模地震(タイプⅡ)

図-4.2.9 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度



(b) プレート境界型の大規模地震(タイプⅠ)



(a) 内陸直下型の大規模地震(タイプⅡ)

図-4.2.10 地震時保有水平耐力法の照査に用いる地震入力

数 0.05 の加速度応答スペクトルとして与えたものである。したがって、地域別補正のほかに、0.05 以外の減衰定数に対する加速度応答スペクトルを求めるには減衰定数別補正を行なう必要がある。減衰定数別補正  $c_D$  はモード減衰定数  $h_i$  に応じて、式(4.2.7)で求める。

$$c_D = \frac{1.5}{40h_i + 1} + 0.5 \quad (4.2.7)$$

なお、道路橋示方書では、振幅調整に用いる既往の代表的な強震記録としては、次のように選定するものとしている。

- 架橋地点とよく似た地形や地盤条件の地点で観測された強震記録
- 目標とする加速度応答スペクトルと近似した特性を有する強震記録

タイプⅡの地震入力を求めるために振動数領域で振幅調整する場合には、1995 年の兵庫県南部地震で得られた強震記録の中から、たとえば、Ⅰ種地盤では神戸海洋気象台の記録、Ⅱ種地盤では JR 西日本鷹取駅の記録、Ⅲ種地盤では東神戸大橋周辺地盤上の記録を用いるのがよいとしている。

### ③ 鉄道橋

鉄道橋の耐震設計では、従来から、建設地点において設計耐用期間（概ね 100 年）中に一回程度発生すると想定される地震を想定地震動としており、死荷重により作用する水平方向の慣性力の計算に用いる設計水平震度  $K_h$  を式(4.2.8)で求めることとしている<sup>24)</sup>。

$$K_h = v_1 v_2 v_3 K_{h0} \quad (4.2.8)$$

ここで、 $K_{h0}$ ：設計水平震度の標準値で、一般に 1.0 とする。 $v_1$ ：地域別補正係数、 $v_2$ ：応答特性別補正係数(図-4.2.11)、 $v_3$ ：設計塑性率別補正係数である。

また地震時における列車の走行安全性を確保するため、中程度の地震を対象にして、軌道面の不同変位量(角折れ・目違い)について検討するための設計水平震度  $K_m$  を式(4.2.9)で与えている。

$$K_m = v_1 v_4 v_5 K_{m0} \quad (4.2.9)$$

ここで、 $K_{m0}$ ：中程度の地震に対する設計水平震度の基準値で、一般に 0.2 とする。 $v_4$ ：地盤別補正係数、 $v_5$ ：弾性応答特性別補正係数である。

兵庫県南部地震の後、「鉄道新設構造物の耐震設計に係る当面の措置について」が提言され<sup>25)</sup>、現在、新しい耐震設計標準の検討が進められている。新しい耐震設計法が確立されるまでの間の暫定的な新設構造物の耐震設計では、現行の設計規準<sup>24)</sup>を用いて設計した後、兵庫県南部地震規模の地震が構造物近傍で発生しても崩壊しないように、図-4.2.12 に示す弾性加速度応答スペクトルまたは兵庫県南部地震で観測された実地震波をこのスペクトルに適合するように修正した適合波を用いることとしている<sup>26)</sup>。

## (2) 構造物の耐震性能

### a) 土木学会

土木学会では、構造物が保有すべき耐震性の性能は、設計地震動のほか、構造物の損傷が人命に与える影響、避難・救援・救急活動と二次災害防止活動に与える影響、地域の生活と経済活動に与える影響、復旧の難易度と工費等を考慮して定めなければならないとして、一般構造物の耐震性能を次のように設定している。

- 耐震性能 1：地震後にも機能は健全で、補修を必要としない。
- 耐震性能 2：地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない。

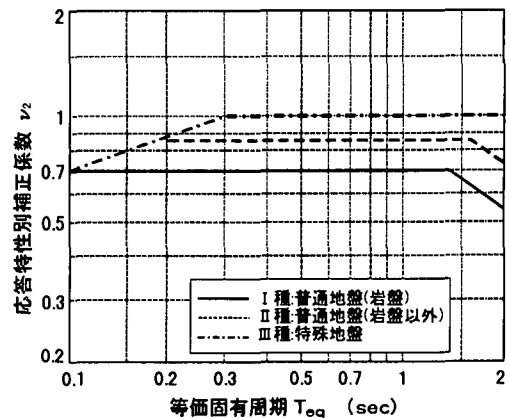


図-4.2.11 応答特性別補正係数(鉄道橋)

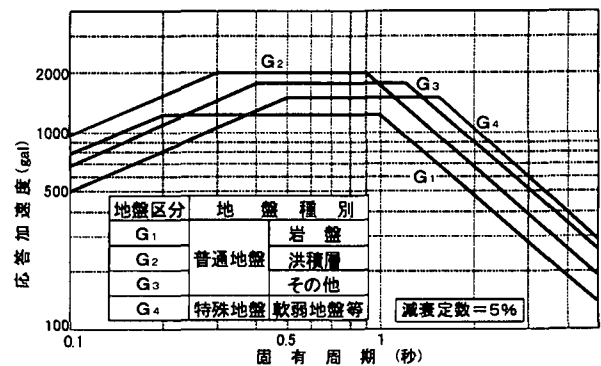


図-4.2.12 弾性加速度応答スペクトル(鉄道橋)

- 耐震性能 3：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

ここで、耐震性能 1 は地震後の構造物の残留変形が十分小さい範囲にとどまっている状態とする性能であり、地震時に鉄筋が降伏せず、コンクリートの圧縮破壊に対して十分に安全であれば、これを満足するとしている。耐震性能 2 は地震後に構造物の耐荷力は低下せず、残留変形が許容限度内にある状態とする性能であり、一般に、地震時にせん断破壊せず、各部材の塑性率がじん性率を下回っていれば、これを満足するとしている。耐震性能 3 は地震後に構造物が修復不可能になったとしても、構造物の質量および負載質量、土圧、水（液）圧などによって、構造物全体系は崩壊しない状態とする性能であり、一般に、せん断破壊に対して十分な安全性を持たせれば、これを満足するとしている。

なお、耐震性能で考えられている補修・補強は、被災した状態から復旧する際の工事の目的や程度を表したもので、「補修」は復旧に際して、原形に回復する程度の軽微な工事を、「補強」は強度および変形性能などの構造特性を所要の耐震性能に向上させるような比較的規模の大きな工事を行うことを意味している。

構造物の耐震設計は、設計で想定した地震動に対して所要の耐震性能を保有することを目的として行い、一般に、以下の検討を行うとしている。

- レベル 1 地震動に対して耐震性能 1 を満足する。
- レベル 2 地震動に対して耐震性能 2 または耐震性能 3 を満足する。

### b) 道路橋

道路橋の耐震設計では、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保することとし、道路種別および橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋（A 種の橋）と特に重要度の高い橋（B 種の橋）に区分し、地震動と橋の耐震性能の関係、およびこれを検討するための耐震計算法を表-4.2.13 ように与えている。すなわち橋は、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては、重要度に関わらず、健全性を損なわないものとし、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（タイプ I および II）に対しては、A 種の橋は致命的な被害を防止し、B 種の橋は限定された損傷にとどめることを目標としている。

表-4.2.13 耐震設計で考慮する地震動と目標耐震性能（道路橋）

耐震設計で考慮する地震動	目標とする耐震性能		耐震設計法	
	重要度が標準的な橋（A 種の橋）	特に重要度の高い橋（B 種の橋）	静的解析法	動的解析法（地震時の挙動が複雑な橋）
供用期間中に発生する確率が高い地震動	健全性を損なわない		震度法	
供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動	タイプ I の地震動	致命的な被害を防止する	限定された損傷にとどめる	時刻歴応答解析法 応答スペクトル法
	タイプ II の地震動		地震時保有水平耐力法	

### c) 鉄道橋

鉄道橋の設計では、構造物係数および部材係数を用いて、構造物および部材の重要度、限界状態に達したときの社会的影響、経済性等を考慮するとともに、設計塑性率によって耐震設計における構造物の重要度係数としての役割を与えている。

必要とされる耐震性能は、構造物が塑性状態においても降伏点耐力以上の耐力を安定して保持しているものとしている。この耐震性能は、設計想定地震のエネルギーを吸収できるとする構造物のじん性能を前提としたものである。列車の走行安全性については、設計水平震度  $K_m$  相当する水平方向の慣性力の作用に対して、軌道面の不同変位量（角折れ・目違い）を限界値以下にすることとしている。

#### (3) 耐震性能の評価方法

土木構造物の設計の基本は、部材の耐力が外力によって生じる断面力よりも大きくなるように、断面の大きさや鋼材量を定めることである。しかしながら、構造物の耐用期間内に 1 回生じるか否かといった大規模地震に対して、地震の発生頻度や地震荷重の不確実さおよび経済性の問題を考えた場合、部材の耐力だけで地震力に対応することには限界がある。そのため、大規模地震に対しては、部材が降伏した後の変形性能により地震荷重のエネルギーを吸収しようというじん性の概念を耐震性能の指標とした設計法が採用されている。部材強度を耐震性能の指標としていた旧来の設計法においても、構造細目の規定により脆性

的なせん断破壊が先行せずに粘りのある構造となるような配慮が行われていたが、新しい耐震設計法では、じん性を定量的に評価し、これを照査することが耐震設計の中心となっている。以下に、じん性に関する基本的事項を述べるとともに、国内の既往規準におけるじん性の評価方法および耐震性の照査方法を示す。

兵庫県南部地震以降に改訂された設計規準において、道路橋では地震時保有水平耐力法による設計が義務づけられ、地震時の挙動が複雑な橋については動的解析により耐震設計が行われるようになった。鉄道橋においても、一般的な構造物は降伏強度スペクトルを用いることができるが、これ以外の構造物では動的解析を実施して応答値を算定することが基本となっている。一方、被災した構造物の復旧は緊急を要することが多いことから、安全側の評価を与えるのであれば動的解析よりも多少精度は劣るものの短時間に評価できる手法の方が供用性判定には適していると考えられる。また、被災後速やかに応急復旧などが行われる状況のもとでは、動的解析に必要な種々の材料定数や被災度に関する調査が解析手法に見合った精度で実施できないことも想定される。そのため、ここでは供用性の判定に用いる耐震性の評価方法は簡便なものを主体に取りまとめた。

なお、被災していない構造物の供用性判定については、構造物の現状評価を適切に行った上で、構造形式の特殊性、構造物の重要度、補強規模などを考慮して動的解析によって耐震性能を評価して、判定するのがよい。

一般に、じん性といえば「降伏を越えた後、どこまで所要の耐荷力を維持できるか」という「変位じん性」をさすことが多く、この場合には構造物の降伏変位に対する終局変位の比として定義される「変位じん性率」が耐震性能の指標として用いられる。変位じん性による耐震設計は構造物あるいは部材が有する変位じん性率と地震時の塑性率を比較することによって行われる。道路橋や鉄道橋の耐震設計では、変位じん性に基づく照査が行われている。

近年、鉄筋コンクリート構造物の非線形特性に関する研究の進歩によって、変位じん性が同じになるように設計された構造物であっても載荷履歴により損傷程度が異なることが明らかにされてきた。そのため、地震によって構造物に入力される総エネルギーと構造物が破壊に至るまでに吸収される総エネルギー（エネルギー容量）との比較によって耐震性の照査を行う「エネルギーじん性」の考え方が提案されている。エネルギーじん性による照査では、載荷履歴の影響を考慮すると同時に、エネルギー容量と入力される総エネルギーの差を残存耐震性能として定量的に把握することができる。このようにエネルギーじん性は耐震性能の指標として優れた点もあるが、その評価方法は研究途上にあり<sup>9)</sup>、また適切なモデルによる非線形動的解析が必要となるなど課題も多く残されている。

#### a) 土木学会標準示方書・耐震設計編

土木学会標準示方書・耐震設計編(以下、示方書と略記)では、レベル1地震動に対して耐震性能1を、レベル2地震動に対して耐震性能2もしくは耐震性能3を満足するように構造物の耐震設計を行う。ただし、特殊な構造物については、レベル2地震動を2つのレベルに分けるなどの検討が必要であることも付記している。

耐震性能に対する照査方法を表-4.2.14に示す。先に述べた耐震性能1と耐震性能2および耐震性能3の照査方法を対比させた。まず、耐震性能1の照査では、地震動の表現は加速度応答スペクトルを用いるが、地中構造物に関しては地盤の応答変位を用いる。構造モデルは多質点系または1質点系の線材モデルを用い、その力学特性モデルを線形として、部材の剛性には降伏剛性を用いてひび割れの影響を考慮することになっている。

一方、耐震性能2の照査では、地震動の表現形式に応じて解析モデルの選定が必要であり、時刻歴地震波形、加速度応答スペクトルに対する解析モデルを示している。また、この照査では、破壊モードの判定が重要であり、曲げ破壊とせん断破壊の判定を行い、それぞれの破壊モードに対する安全性が検討される。部材の設計じん性率は地震後に機能が短期間に回復し、補強を必要としない程度の値である必要がある。

過去の研究から $V_{yd}/V_{mu}$ の値を2以上にすれば、設計じん性率が10程度の値を得ることを付記している。

耐震性能3は地震によって構造物全体系が崩壊しない状態であり、部材の一部が耐荷力を失っても、構造物の質量や土圧などに対して抵抗力を残してなければならない。解析では、設計じん性率を超える部材



表-4.2.14 耐震性能1と耐震性能2および耐震性能3の照査方法の比較

項目	耐震性能1	耐震性能2および耐震性能3
地振動	レベル1	レベル2
解析方法	加速度応答スペクトル 線形の線材モデル	時刻歴地震波形：非線形履歴モデル 加速度応答スペクトル：線形の線材モデル 断面力・変位は幾何学的線形性を考慮
照査方法	1) 鉄筋およびコンクリートに発生する応力算定 発生応力 ≤ 設計強度 ● 設計強度 鉄筋：規格降伏点、 コンクリート：設計基準強度 2) 安全係数： 使用限界状態の値 1.0 3) 構造物の変位・変形に対する安全性： 構造物相互の衝突や走行車輛の安全性	(1) 耐震性能2の照査：応答変位と残留変位が制限値以下であること 1) 破壊モードの判定： $\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0$ ：曲げ破壊モード $\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} > 1.0$ ：せん断破壊モード ここで、 $\gamma_i$ ：構造物係数、 $V_{mu}$ ：曲げ耐力に達するときのせん断力、 $V_{yd}$ ：設計せん断耐力 2) 各破壊モードでの安全性の検討 a) 曲げ破壊モードの場合：設計塑性率( $\mu_{rd}$ )と設計じん性率( $\mu_d$ )の比の計算 $\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0$ b) せん断破壊モードの場合：設計塑性率( $V_d$ )と設計じん性率( $V_{rd}$ )の比の計算 $\gamma_i \cdot V_d / V_{rd} \leq 1.0$ (2) 耐震性能3の照査：構造物が崩壊しないことを確認する。

はピン接合として取り扱うほか、その塑性ヒンジ部が前述の  $V_{yd} / V_{mu} \geq 2$  を満たすことが望ましいとしている。

示方書には、RCラーメン高架橋、RC橋脚および地中ボックスカルバートの設計計算例が記載されている。図-4.2.13はRC橋脚の耐震検討フローを表したものであり、耐震性能2、耐震性能1の順に照査がなされる。

**b) 道路橋示方書V・耐震設計編<sup>22)</sup>**

平成8年に改訂された道路橋示方書では、耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能が表-4.2.13のように示されている。橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動に対しては、健全性を損なわないことが設計の目標となっており、一般には、構造各部の地震時の応力度と許容応力度の比較により設計が行われる。一方、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動に対しては、構造物の粘り（じん性）により地震力を吸収し、所要の耐震性能が確保されるように設計が行われる。ここでは、後者の地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の評価方法（地震時保有水平耐力法）の概要を示す。

地震時保有水平耐力法では、橋脚は式(4.2.10)を満足するように耐震設計するものとしている。なお、B種の橋では、残留変位の照査も必要とされている。

$$P_a \geq k_{he} \cdot W \tag{4.2.10}$$

ここで、 $P_a$ ：橋脚の地震時保有水平耐力 (tf)、 $k_{he}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度、 $W$ ：地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (tf) である。地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度  $k_{he}$  はエネルギー一定則に基づいた式(4.2.11)で算定する

$$k_{he} = k_{hc} / \sqrt{2\mu_a - 1} \tag{4.2.11}$$

ここで、 $k_{hc}$ ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度、 $\mu_a$ ：橋脚の許容塑性率である。

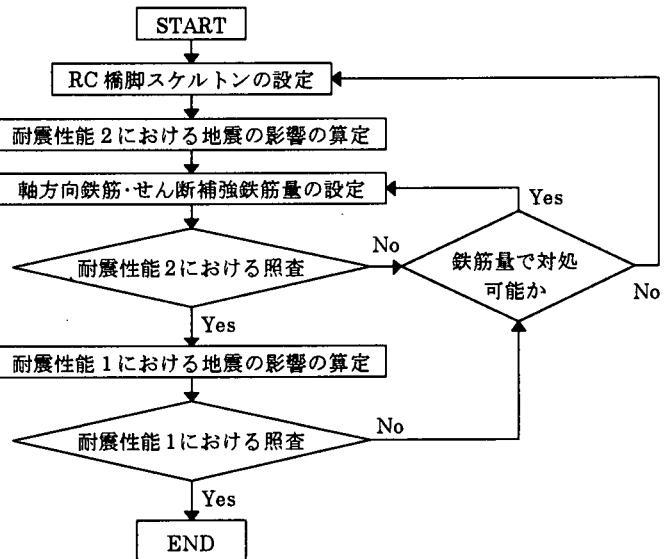


図-4.2.13 RC橋脚の耐震検討フロー

橋脚の地震時保有水平耐力  $P_u$  および橋脚の許容塑性率  $\mu_a$  は、部材断面の曲げモーメント-曲率 ( $M-\phi$ ) 関係をもとに算定した水平力-水平変位 ( $P-\delta$ ) 関係から以下のように設定する。

$$P_a = \begin{cases} P_u : \text{曲げ破壊型} & (P_u \leq P_s), \text{ただし}, P_c < P_u \\ P_u : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} & (P_s < P_u \leq P_{s0}) \\ P_{s0} : \text{せん断破壊型} & (P_{s0} < P_u) \end{cases} \quad (4.2.12)$$

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \cdot \delta_y) \quad (4.2.13)$$

ここで、 $P_u$  : RC橋脚の終局水平耐力 (tf)、 $P_s$  : RC橋脚のせん断耐力 (tf)、 $P_{s0}$  : 正負交番作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出される RC橋脚のせん断耐力 (tf)、 $P_c$  : RC橋脚のひび割れ水平耐力、 $\delta_u$  : RC橋脚の終局変位 (m)、 $\delta_y$  : RC橋脚の降伏変位 (m)、 $\alpha$  : 安全係数である。なお、

部材断面の  $M-\phi$  関係を求める際に用いられるコンクリートの応力-ひずみ曲線は、地震動の繰り返し回数の影響と横拘束鉄筋の影響が考慮されている。

### c) 鉄道構造物等設計標準・同解説：コンクリート構造物

鉄道構造物の供用性判定は、構造物の耐力とじん性および列車の走行安全性について検討することが原則となっている。しかしながら、被災によって軌道狂いなどの変状が発生しても、構造物の安全性が確保されており、鉛直部材の極端な剛性低下がなければ、所定の軌道整正によって列車走行が可能となる。そのため、ここでは、列車の走行安全性に関する評価基準（軌道面の不同変位量など）については省略する。ただし、水平部材の剛性低下などの変状が生じている場合には、列車の走行安全性についても検討する必要がある。

鉄道構造物は兵庫県南部地震によって大きな被害を受けたことから、現在、鉄道施設耐震構造検討委員会において新しい耐震設計標準の検討が進められている。新しい耐震設計法が確立されるまでの間は、暫定的に「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」<sup>20)</sup>に基づいて供用性を判定することになる。

同参考資料によると、高架橋などにおける部材は曲げ破壊が先行するように設計することを原則としており、そのため部材のじん性率が部材を非線形とした動的解析によって求めた応答塑性率より大きいことを確認する設計法となっている。すなわち、次式を満足する必要がある。

$$\gamma_{ES} > \gamma_{EM} \quad (4.2.14)$$

$$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_{dd} \leq 1.0 \quad (4.2.15)$$

ここで、 $\gamma_{ES} = V_{yd} / V_d$  : せん断力に対する安全度、 $\gamma_{EM} = M_{ud} / M_d$  : 曲げモーメントに対する安全度、 $\gamma_i$  :

構造物係数、 $\mu_{rd} = \delta_{ud} / \delta_{yd}$  : 応答塑性率、 $\mu_{dd}$  : 設計じん性率、 $V_{yd}$  : 設計せん断耐力、 $V_d$  : 設計せん断

力、 $M_{ud}$  : 設計曲げ耐力、 $M_d$  : 設計曲げモーメント、 $\delta_{ud}$  : 最大応答変位、 $\delta_{yd}$  : 降伏変位である。

応答塑性率は地震力、部材耐力などによって異なることから、動的解析により算定するのが原則であるが、一般的な構造物の場合には、「新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料」に示されている降伏震度スペクトルから求めることができる。降伏震度スペクトルは構造物を一質点系とし、降伏震度と固有周期を変化させて求めたもので、その一例を図-4.2.14 に示す。

設計じん性率は鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）<sup>24)</sup>の付属資料 10 あるいは 11 から求めることができる。せん断スパン比、せん断補強鉄筋量および引張鉄筋量を変化させた場合のじん性率の計算結果の一例を図-4.2.15 に示す。計算に用いたせん断補強鉄筋量は各設計標準に示されている

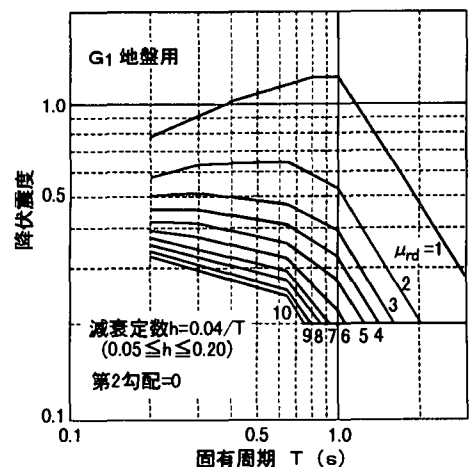


図-4.2.14 降伏強度スペクトルの一例

構造細目 (表-4.2.5) の値を参考にして設定した。

図-4.2.15 から、引張鉄筋量が同じ場合には、せん断スパン比および帯鉄筋比が大きくなるとじん性率も大きくなり、せん断スパン比とせん断補強鉄筋比が同じの場合には、引張鉄筋量が少なくなると降伏耐力は小さくなるが、じん性率は大きくなるのがわかる。

応答塑性率を用いた耐震性能の検討は、阪神・淡路大震災以降に実施するようになり、部材のじん性能に考慮した設計は1983年の建築物設計標準から行われている。1983年以前に設計された既存下部工の耐震性についても、新設構造物と同様、式(4.2.14)、(4.2.15)を用いることによって評価することができる。その場合、図-4.2.15に示すように、構造物の設計年度によりせん断補強鉄筋量が異なり、保有じん性率も大きく異なることに注意する必要がある。これらの検討に必要な構造物の現状評価の方法は後述するが、材料強度などについては、実橋から採取した試料の試験値から特性値を定めるのが望ましい。

#### (4) 構造物の現状評価

##### a) 被災していない構造物

十分な維持管理の行われていて、かつ被災していない構造物は、設計上期待されている性能や機能が一定水準以上で保持されていると考えられる。しかし、このような構造物であっても設計年度によっては必ずしも耐震性能は十分ではない

ために供用性の判定が必要となる。このような下部工のじん性に影響する代表的な因子として次のようなものがあげられる。

- ・断面の形状、寸法、・使用材料の特性、・軸方向主鉄筋の量、・横方向補強鉄筋の量、
- ・鋼材の配置方法 (かぶり、継手、フック等)

既存の橋梁下部工の保有水平耐力や変形性能を設計面から評価する場合には、これらの諸数値については一般に設計図書類に記載されているものを採用することになる。使用材料結果を参考にするとよい。

しかし、厳密に耐震性能を評価しなければならない場合には、鉄筋やコンクリートの実強度を使用する必要がある。このような場合には、鉄筋やコンクリートの規格値と実測値との変遷を示した表-4.2.15および4.2.16、図-4.2.16などを参考にして実構造物の実態に合わせた評価を行うとよい。

表-4.2.15 鉄筋品質の実測値と規格値の比較

年 代		1982年度		1985年度		1989年度		1994年度	
種 類		SD30	SD35	SD30	SD35	SD30	SD35	SD295A	SD345
降 伏 値	規格値(kgf/mm <sup>2</sup> )①	30以上	35以上	30以上	35以上	30以上	35~45	30以上	35~45
	実測値(kgf/mm <sup>2</sup> )②	36	39	37	39	35.7	38.2	35.8	39.4
	標準偏差(kgf/mm <sup>2</sup> )	2.2	2.0	2.1	1.8	1.9	1.8	1.7	1.3
	②/①	1.20	1.11	1.23	1.11	1.19	1.09	1.19	1.13
強 さ	規格値(kgf/mm <sup>2</sup> )③	49~63	50以上	49~63	50以上	45~61	50以上	45~61	50以上
	実測値(kgf/mm <sup>2</sup> )④	54	61	54	59	52.6	58.7	52.0	57.8
	標準偏差(kgf/mm <sup>2</sup> )	3.7	3.5	3.1	2.3	2.6	2.5	2.4	1.9
	④/③	1.10	1.22	1.10	1.18	1.17	1.17	1.16	1.16

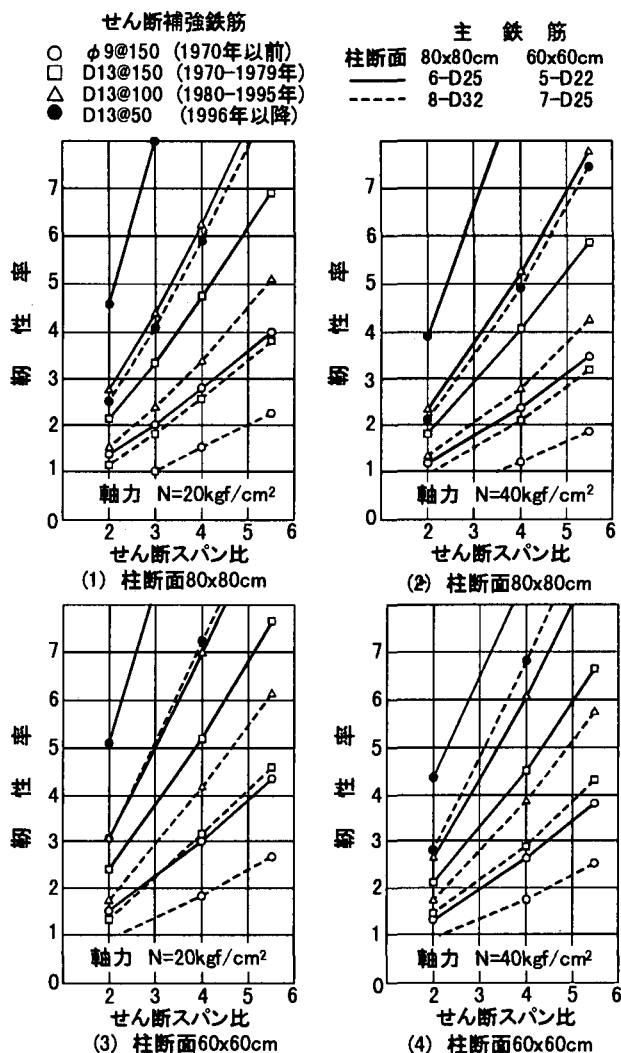


図-4.2.15 せん断スパン比等と塑性率の関係

表-4.2.16 コンクリート強度の実測値と配合強度の比較 (材齢 28 日)

年 度	呼び強度*1 (kgf/cm <sup>2</sup> )	実測値(kgf/cm <sup>2</sup> ) (%)			配合強度*2 (kgf/cm <sup>2</sup> )			実 測 値 呼び強度	実 測 値 最大配合強度*3
		強度	標準偏差	変動係数	土木標示	JASS 5	JIS A 5305		
1954	210	315	26.1	8.3	242	—	210	1.50	1.30
1970	210	285	22.5	7.9	224	233	233	1.36	1.22
	240	328	29.0	8.8	257	269	269	1.37	1.22
1975	210	272	25.6	9.4	226	252	236	1.30	1.08
	240	308	24.7	8.0	254	281	265	1.28	1.10
1981	210	271	30.6	11.3	223	260	270	1.29	1.00
	240	308	32.5	10.5	259	293	302	1.28	1.02
	270	358	37.6	10.5	292	332	342	1.33	1.05
1985	210	275	29.4	10.7	227	258	267	1.31	1.03
	240	319	32.8	10.3	259	294	302	1.33	1.06
	270	366	38.5	10.6	292	333	345	1.36	1.06
1989	210	277	28.6	10.3	258	259	264	1.32	1.05
	240	319	30.3	9.5	287	292	295	1.33	1.08
	270	364	34.5	9.5	323	330	333	1.35	1.09
1994	210	277	31.9	11.5	271	265	274	1.32	1.01
	240	314	32.7	10.4	296	297	302	1.31	1.04
	270	360	34.8	9.7	323	330	334	1.33	1.08

注 \*1: 年代によっては、推定強度あるいは設計基準強度とも呼称  
 \*2: JASS 5 では調合強度。年代によっては所要強度とも呼称  
 \*3: 3つの基準値の最大値

とくに鉄筋強度を規格値よりも増加させると、せん断耐力の増加よりも曲げ耐力の増加への影響度が大きくなる傾向がある。したがってせん断と曲げに対する安全率が同程度の構造物では、破壊モードが曲げからせん断に移行する可能性も予測される。このような材料強度の超過 (Over Strength) が破壊モードに及ぼす影響にも配慮しなければならない。

また、コンクリートの圧縮強度や静弾性係数などは実構造物を対象にした非破壊試験やコア採取試験に基づいて定めてもよい。レディミクストコンクリートを使用した

一般の構造物から採取したコアの圧縮強度は、品質管理の目標強度である呼び強度を下回ることが多い。これは実構造物では品質管理試験で採用されている水中養生と同等のレベルの養生が行えないこと、また期間的にも十分な養生条件とすることができないこと、さらには規定どおりの養生 (型枠取り外し時期等) が行われなかったこと等が原因となっていると考えられる。例えば、土木学会コンクリートライブラリー第 38 号には「コア強度と標準供試体強度の関係についての既往の資料」が記載されており、同資料によれば平均的なコア強度は、標準供試体強度のおおむね 80%程度であることが示されている<sup>27)</sup>。

コンクリートの弾性係数は下部工のじん性には大きな影響を与えないと考えられているが、アルカリ骨材反応を起こしたコンクリート構造物では反応の進行に伴い圧縮強度と静弾性係数が低下することが知られている。とくに圧縮強度に比べて静弾性係数の低下が著しいことから、損傷度によっては変形性能に影響することが予想される。

配筋状態については、鉄筋探査によって非破壊的に調査することができる。この場合、竣工図書との比較を行いながら調査を進めるとより効率的である。現在、わが国で行われている鉄筋探査はその測定原理から電磁波法と電磁誘導法とに大別され、それぞれ測定器も市販されているが、その使用に当たっては機器の操作法や性能を十分に把握しておく必要がある。電磁波法と電磁誘導法の比較を表-4.2.17 に示す。

いずれの方法も鉄筋径を正確に評価することは難しく、鉄筋間隔が狭い場合は鉄筋位置を特定することも難しい。また多段配置されている鉄筋については、コンクリート表面側の鉄筋しか探査できない。

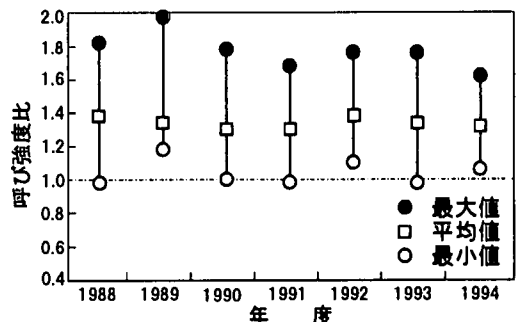


図-4.2.16 コンクリート強度の実測値と呼び強度の比 (呼び強度比)

被災していない構造物であっても維持管理が不適切であったために、建設当初に予測された以上に性能が低下している場合

表-4.2.17 鉄筋探査方法の比較

探査方法	最大探査深さ	探査原理、特色、留意点など
電磁波法	20cm 程度	電磁波がコンクリート中の鋼材位置で反射する性質を利用。コンクリートの品質が測定精度に影響することがある。
電磁誘導法	15cm 程度	交流磁場中の鋼材による電磁現象を利用。鋼材の電磁特性や熱的变化が測定に影響することがある。

がある。劣化の進行した構造物では、コンクリートのひびわれや剥離による断面欠損が生じていたり、鉄筋の腐食のために健全な構造物に比べて見かけ上での鋼材量の減少が見られることもある。このような場合には劣化度の進行を定量的に評価できるような調査を行い、コンクリート断面や鉄筋量をどのように低下させるかを検討しなければならない。

コンクリート構造物の劣化度の評価は、環境条件や使用条件から劣化機構を考察し、当該構造物に適合するモデル化が必要となる。実際の構造物では単独の劣化機構だけでなく、複数の劣化機構が組合されることもあり、その劣化速度を予測するためには専門的な知識が必要である。

**b) 被災構造物**

被災構造物については、ひびわれ、剥離などの損傷発生位置や量、残留変位等から被災度が判定される。一般に大被害や中被害と判定された構造物は、取壊し・再施工あるいは大規模な補強の対象となる。したがって、このような既設構造物ではその耐荷性や変形性は、復旧時の設計においてはほとんど無視されることから、供用性を評価する必要はないと考えられる。

被災度が軽微な構造物に対しては、補強の必要性の有無の判定が供用性判定の重要な課題となる。補強の要否は残留耐力、残留変形性能の評価値と、その構造物に要求される性能の比較で決定される。これらの残留耐力や変形性能の評価には、その構造物の受けた最大履歴荷重や変位の推定できるようなデータの収集が必要である。

被災構造物の調査方法としては次のような項目が掲げられる。

**a) 外観調査**

ひびわれの発生位置と最大幅を可能な限り詳細にスケッチし、ひびわれの間隔、方向等から外観上、貫通ひびわれの有無やひびわれ損傷位置を特定する。

地震によってコンクリートの浮きや剥落が生じている箇所については、その位置や範囲を記録し、露出している鉄筋については残留変形や破断の有無を調査する。柱軸方向鉄筋の損傷程度によっては取り替えの要否を判定する必要が生じる。図-4.2.17 は阪神高速道路公団が復旧工事で採用したはらみ出し量とはらみ出し範囲による取り替え判定基準を示したものである<sup>28)</sup>。

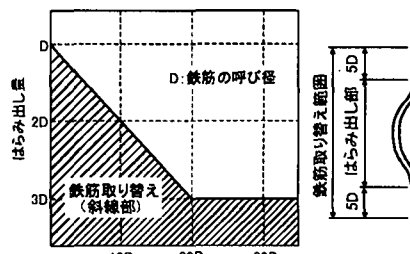


図-4.2.17 軸方向鉄筋の取り替え基準

**b) 残留変形調査：橋脚軸線と鉛直線との角度から残留変形量を求める。**

対象構造物の被災前の諸元に基づいて降伏時の変位、荷重、終局時の変位、荷重を算出し、これらから水平変位—水平力 ( $\delta$ -P) 関係図を求める。これに基づいて上記の外観変形調査結果と比較して、地震時の最大履歴荷重を推定するとともに、エネルギー一定則に従って残留耐荷性能を評価する。

今後の課題として耐震補強された下部工が被災した場合の供用性の判定方法を定めておく必要がある。その中には、下部工の地震による損傷度を目視観察によらず定量的に評価する手法として、衝撃振動法によって卓越周波数や振動モードの変化に着目する方法も提案されている。図-4.2.18 は、道路橋橋脚模型の正負交番載荷試験における P- $\delta$  関係に応じた固有振動数の変化を示したもので、未載荷から終局までの低下割合は一

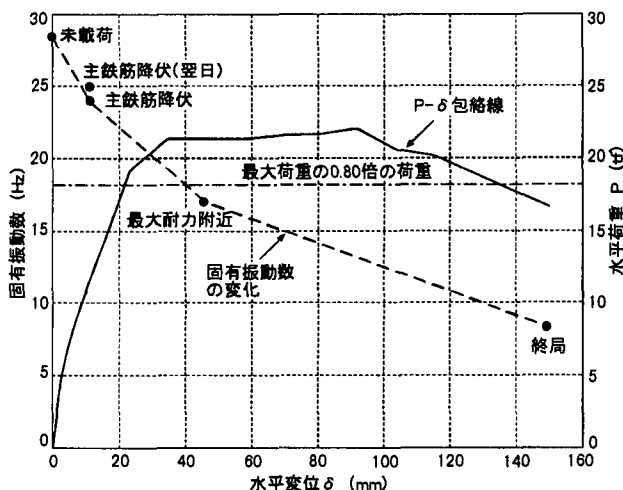


図-4.2.18 履歴変位と固有振動数の関係

定ではないものの固有振動数の変化と被災度との関連性は認められることが分かる。

### (5) 供用性の判定例

道路橋および鉄道橋の大規模地震に対する耐震設計は、いずれも材料の非線形性を考慮した荷重-変位関係に基づいて行われている。したがって、地震荷重を受けた構造物の供用性は、被災の影響を考慮した荷重-変位関係を設定することができれば、新設構造物と同様の手法によって評価することが可能となる。

RC橋脚模型（道路橋）を対象にした交番載荷試験のうち<sup>16)</sup>、図-4.2.19に示す変位を漸増させるタイプ1の載荷試験結果を図-4.2.20に示す。また載荷履歴の1ループを取り出して模式的に示したものを図-4.2.21に示す。降伏変位後のループにおける最大変位 $\delta_0$ のB点から荷重0のC点までの戻り勾配は弾性範囲の初期勾配より緩やかであるが、最大変位と原点Oを結ぶ勾配（等価剛性）より大きくなっている。したがって、この場合の残留変位は $\delta_0 - \delta_y$ よりも小さくなる。

被災した構造物では、残留変位が生じている状態を初期状態として再度地震荷重を受けることになるが、このような場合の部材の履歴特性は明らかになっていないのが現状である。しかしながら、タイプ2および3の載荷における変位を減少させる過程での等価剛性は、図-4.2.22に示すように、ほぼ一定になっていることから、被災構造物の初期剛性は最大履歴変位点と原点を結ぶ等価剛性にほぼ等しくなるものと推測することができる。

#### a) 被災構造物の荷重-変位関係の設定

エネルギー—定則によると、構造物の耐力はコンクリートが圧壊するまでは、ほぼ一定値を保つことから、地震時の最大履歴変位を被災状況や地震記録を用いた解析によって推定することにより被災構造物の荷重-変位関係を設定することが可能となる。

また、コンクリートおよび鋼材の材料特性を被災度に応じて低減して初期剛性を計算し、被災構造物の荷重-変位関係を定めることも可能である。道路橋震災対策便覧・震災復旧編<sup>2)</sup>では、被災程度が降伏変位から終局変位までの間にある橋脚に樹脂注入あるいは断面修復を施した場合には、鉄筋のヤング係数 $E_s$ を2/3に低減して変形性能を照査すればよいとしている。しかしながら、被災RC構造物から採取した鉄筋の引張試験結果によれば、降伏点を越えるような変形を生じた鉄筋でも除荷後はもとのヤング係数を示すことが判明している。したがって、鋼材のヤング係数を低減するのは、付着切れなどのRC構造としての性能低下を見掛け上鋼材のヤング係数低下として表現しているものと考えられる。

道路橋および鉄道橋の現行設計規準では、荷重-変位関係に基づいて耐震性の照査が行われていること

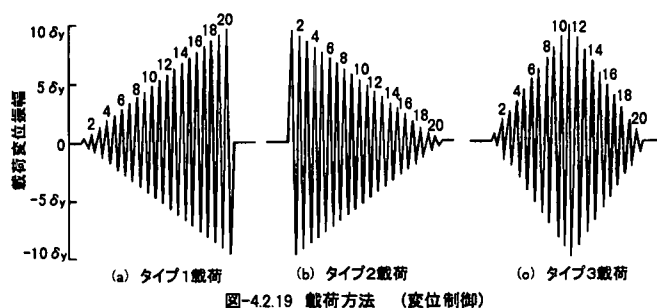


図-4.2.19 載荷方法（変位制御）

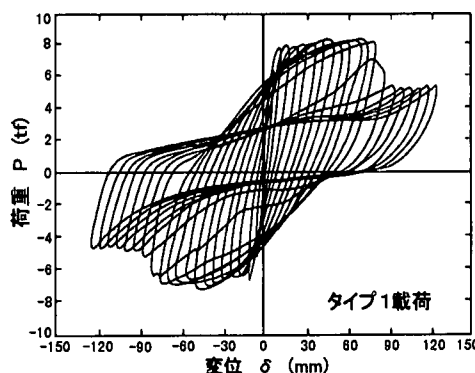


図-4.2.20 載荷履歴の例

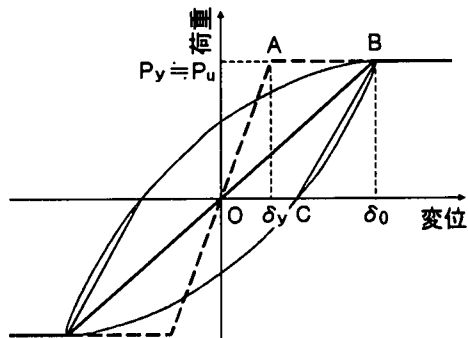


図-4.2.21 載荷履歴の模式図

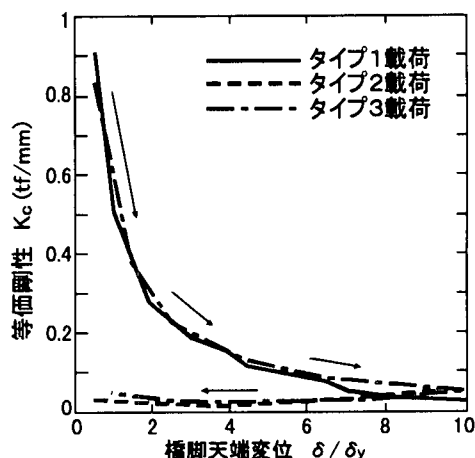


図-4.2.22 荷重-変位関係から求めた等価剛性

から、荷重-変位関係が得られれば供用性の判定が可能となる。補強などを検討する上で、材料定数が必要な場合には、被災構造物の荷重-変位関係を表現できるような物性値を逆算によって求めることになる。具体的には、鋼材のヤング係数を見掛け上低減することによって被災により低下した初期剛性を表現することが可能である。

### b) 被災構造物の耐震性能

図-4.2.23に示すように、OABの変形性能を有するRC橋脚が地震によって点Cまで変位して、ODの残留変位( $\delta_z$ )が生じた場合に、この状態で再度地震力を受けると、この被災RC橋脚は図-4.2.24に示すDEBの履歴変位を生じると考えられる。なお、図-4.2.23のCEは初期勾配OAに平行で、図-4.2.24の初期勾配DFはOCにほぼ平行である。

図-4.2.24に示す再被災時の荷重-変位曲線における初期勾配DFは、前述の交番載荷試験結果による知見を考慮して、被災時の最大履歴変位と原点とを結ぶ勾配OCに等しいと仮定している。この仮定を用いると、被災時の最大履歴変位および残留変位(基礎の回転および水平変位によるものを除く)を推定することによって、被災部材の保有じん性率を求めることができる。

残留変形量は、前述のように、橋脚軸線と鉛直線との角度を測定することにより可能であるが、それが困難な場合には、戻り勾配CDが初期勾配より緩いことから、戻り勾配CDと初期勾配OAを等しいとして、残留変位を( $\delta_b - \delta_{yd}$ )とすると安全側の値となる。

被災時の最大履歴変位は、橋脚の被災前の保有じん性率および被災状況を考慮した表-4.2.2~4.2.4、4.2.6および4.2.7に示す残留変形性能から推定する方法、および地震記録を用いた解析的手法などによって求めることができる。被災橋脚の荷重-変位曲線が求められれば、その耐震性能は、新設構造物と同様に、評価することが可能となる。

#### ① 道路橋

許容塑性率を式(3.2.16)によって求め、式(3.2.10)~(3.2.12)を適用する。式(3.2.10)が満足されなければ、これを満足するように補強する必要がある。

$$\mu_a = 1 + (\delta_{ud} - \delta_z - \delta_b) / (\alpha \cdot \delta_b) \quad (4.2.16)$$

ここで、 $\alpha$  : 安全係数、 $\delta_{ud}$  : 終局変位、 $\delta_b$  : 被災時の最大履歴変位、 $\delta_z$  : 残留変位である。

#### ② 鉄道橋

被災部材の保有じん性率 $\mu_{d0}$ を式(3.2.17)によって求め、式(3.2.18)を満足するか否かを検討することにより耐震性能を評価することになる。なお、構造物の固有周期の増加が応答塑性率に大きな影響を与える場合は、これについても見直す必要がある。

$$\mu_{d0} = (\delta_{ud} - \delta_z) / \delta_b \quad (4.2.17)$$

$$\beta = \gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_{d0} \leq 1.0 \quad (4.2.18)$$

ここに、 $\mu_{d0}$  : 被災部材の保有じん性率、 $\mu_{rd} = \delta_{ud} / \delta_{yd}$  : 応答塑性率、 $\delta_{yd}$  : 降伏変位である。

(3.2.18)式が満足されれば橋脚の安全性は十分確保されているが、満足されなければ耐震性に劣ることになり、式(3.2.18)を満足するように補強する必要がある。なお、補修または補強した部材の荷重-変位曲線

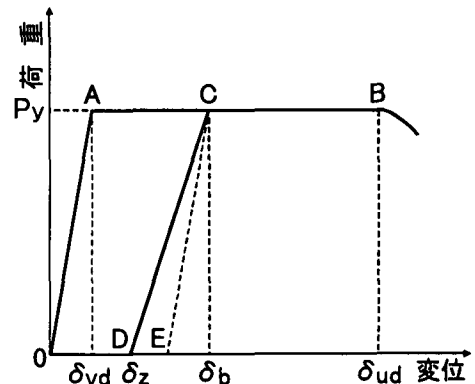


図-4.2.23 被災時の荷重-変位曲線

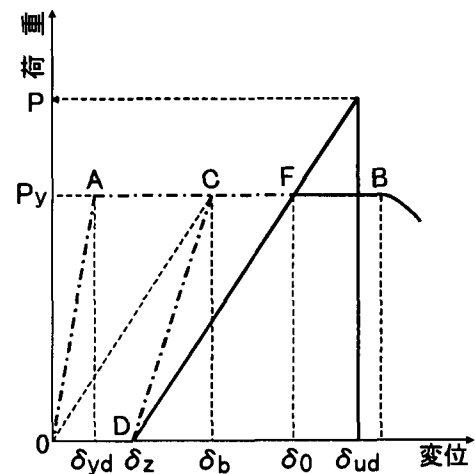


図-4.2.24 再被災時の荷重-変位曲線

は被災部材のそれと異なるので、再度耐震性について検討する必要がある。

### c) 補強で考慮すべき既設部分の材料特性

被災構造物の補強検討では、既設部と新設部の応力分担を考慮する必要があるため、既設部の材料特性が必要となる。宮城県沖地震で被災した新幹線高架橋での調査結果によれば、部材剛性は補修によってほぼ被災前の値に回復しており<sup>29)</sup>、また、損傷を与えた供試体の断面修復を施した場合には、初期剛性はやや小さくなるが、耐力はほぼ元の値に回復するとの報告がある<sup>30)・31)</sup>。したがって、鉄筋の座屈や破断あるいは著しいコンクリートの剥落などといった重大な損傷を生じておらず、かつ断面修復やひび割れ補修が適切に行われれば、被災による劣化を考慮しない材料定数をそのまま用いるか、あるいは安全側の材料定数となるように道路橋震災対策便覧などを参考に設定すればよい。

部材断面が大きいなどの理由でひび割れ補修が充分に行えないと判断される場合には、a)で述べたように材料定数を逆算すればよい。

### 3.2.5 基礎（杭）の供用性判定

既往の文献<sup>32)・33)</sup>によれば、基礎の被害の中で最も件数が多かったものは杭基礎である。ただし、調査対象区間の採用件数が最も多い基礎も杭基礎であることを念頭に置く必要がある。道路橋の基礎について調べた文献<sup>32)</sup>では、杭体のひび割れや液状化に伴う地盤の側方流動による残留水平変位が確認されたが、基礎全体の安定性に影響を及ぼすような大きな沈下や杭体の破断、鉄筋の破断などの大きな被害は生じていなかったことが報告されている。また、被災した杭基礎の抵抗特性を調べた実験においても、ひび割れが発生した杭頭部は剛性が低下しているものの、最大水平耐力の低下はほとんど認められなかった。このように杭基礎の被災が軽微であったこととして、橋脚躯体と比較して基礎の耐力が大きいことや液状化によって基礎の耐力が低下しても十分変形性能のある基礎が採用されていたことが指摘されている。

基礎の供用性を判定する上で、被災した基礎と地盤の適切な評価並びに将来的に発生し得る地震に対応した新しい耐震設計の導入が重要な課題である。被災した基礎および地盤の適切な評価に関しては、前述の被災度判定で記載したように被災度判定の指標となるものが存在せず、また、地中内にある杭基礎などの全体を把握することも難しいことから現状では必ずしも適切に評価されていない。一方、構造物の耐震設計法に関しては、土木学会示方書耐震設計編<sup>21)</sup>や道路橋示方書耐震設計編<sup>22)</sup>が相次いで制定された。基本的な考え方は下部工と同様であるが、基礎は被災による損傷の発見や補修が困難であることから基礎の耐力が躯体の耐力以上であることを基本としている。しかし、このような設計がなされると、構造システム系から基礎構造が過大なものになり得るので、機能が損なわれない範囲で基礎の降伏を許容する設計も提示されている。

道路橋、鉄道橋の耐震設計法の概要を、それぞれ、表-4.2.18、表-4.2.19に示す。道路橋示方書耐震設計編では、表-4.2.18に示す通り、橋脚、基礎、支承部など地震の影響が支配的な構造部材等は、等価水平震度に相当する慣性力を用いて、地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことを記している。一方、鉄道橋に関しては、鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物）<sup>34)</sup>において限界状態設計法の考え方を導入し、地震時使用限界状態および地震時終局限界状態について検討することになっている。地震時使用限

表-4.2.18 道路橋における基礎の耐震設計

項目	概要
設計水平震度の計算	$K_{hp} = c_{df} P_U / W$ 、ここで、 $K_{hp}$ ：設計水平震度、 $c_{df}$ ：補正係数 1.1、 $P_U$ ：橋脚の終局水平耐力(tf)、 $W$ ：等価重量(tf)
基礎の安定性の照査	1) 基礎が降伏に達しないように設計する 例えば、杭基礎の降伏は下記①、②のいずれか最初に達する状態をいう。 ① 全ての杭において杭体が降伏する ② 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。 2) 壁式橋脚のように橋軸直角方向の終局水平耐力が十分な橋脚の場合：液状化の影響によって基礎に降伏以降の塑性化を許容する。 3) 基礎でのエネルギー吸収を期待する場合： $\mu_{FR} \leq \eta_{FL}$ 、ここで、 $\mu_{FR}$ ：基礎の応答塑性率、 $\eta_{FL}$ ：基礎の応答塑性率の制限値（4が目安）
基礎の変位の照査	基礎の安全性の照査で計算された基礎の変位により、橋の安全性が損なわれないようにする。 制限値の目安：水平変位 40cm、回転角 0.025 rad



表-4.2.19 鉄道橋における基礎の耐震設計

項目	地震時使用限界状態	地震時終局限界状態						
地震の対象	設計供用期間中に数回発生する中規模地震	設計供用期間に1回発生する大規模地震						
基礎の状態	使用性、耐久性を失う状態	壊滅的な損傷、変位によって安定、機能を失う状態						
安全係数	同じもの	荷重係数 1.0、構造解析係数 1.0、構造物係数 1.0、地盤調査係数 0.8~1.2、地盤特性係数						
	異なるもの	地盤抵抗係数 0.3~1.0						
変位量の制限値	列車の走行性に関する変位量の検討：レールレベルにおける線路直角方向の目違い、折れ角	基礎の塑性率の制限						
		<table border="1"> <tr> <td>海洋型</td> <td>直下型</td> </tr> <tr> <td>直接基礎</td> <td>3.5</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>その他</td> <td>3</td> <td>5</td> </tr> </table>	海洋型	直下型	直接基礎	3.5	6	その他
海洋型	直下型							
直接基礎	3.5	6						
その他	3	5						
荷重	永久荷重+偶発荷重+従たる変動荷重							
耐震設計における検討内容	1) 設計水平震度の算定 $K_m = v_1 \cdot v_4 \cdot v_5 \cdot v_6 \cdot K_{m0}$ ここで、 $v_1, v_4, v_5, v_6$ : 補正係数 $K_{m0}$ : 基準値(=0.2) 2) 液状化の判定：地震時終局状態の液状化に対する検討に準ずる。ただし、累積損傷度による理論は持ちいない。	1) 地震動の想定：海洋型、直下型 2) 地盤区分の検討：地盤種別、固有周期 3) 土質諸数値の補正地盤の検討：液状化土層、粘性土層等の土層 4) 液状化の検討：累積損傷度理論による判定、地盤諸定数の低減 5) 設計法の検討 ● 海洋型地震：普通地盤は震度法、特殊地盤は震度法と応答変位法 ● 直下型地震：上部工の慣性力による検討と応答変位法による検討、応答スペクトルの設定 6) 設計水平震度の算定 ● 震度法： $K_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_6 \cdot v_7 \cdot K_{h0}$ 、ここで、 $v_1, v_2, v_6, v_7$ : 補正係数、 $K_{h0}$ : 基準値(=0.2) ● 応答変位法： $K_{hd} = v_8 \cdot v_9 \cdot K_{f0}$ 、ここで、 $v_8, v_9$ : 補正係数、 $K_{f0}$ : 海洋型は震度法の $K_h$						
杭の安全性の照査	①鉛直支持力、②引抜き、③変位	①変位、②塑性率						

界状態では、列車の走行性に関する検討が存在することが鉄道橋の特徴として受け止められる。また、それぞれの限界状態において変位量の制限があり、地震時使用限界状態ではケーソン基礎・連壁井筒基礎の水平変位量と傾斜角度が、地震時終局限界状態では各基礎の塑性率が制限されている。

兵庫県南部地震で杭に損傷を与えた原因として、地盤の液状化とそれに伴う側方流動が大きく取り上げられている<sup>39)</sup>。例えば、前述の道路橋示方書では、液状化に関して土質定数の低減、震度法および地震時保有水平耐力法による耐震設計、土層の不安定化が生じない場合の耐震設計との比較を、一方、流動化に関しては流動の影響を水平力として与えた基礎の耐震性の検討、液状化による耐震設計との比較を行うことになっている。流動化に関する考え方に従えば、非液状化層厚が大きくなるほど、設計で考慮する側方移動による外力が大きくなる。

しかし、今後、レベル2地震動で耐震設計を行うに当たっては、これまでに建設された膨大な構造物の基礎の補強に関して、施工方法と補強コストの両面から重大な課題を持っており<sup>36)</sup>、基礎の供用性の評価は極めて困難な問題の一つと言えよう。

### 3.2.6 上部工の被災状況と供用性判定

#### (1) 被災状況

地震によるコンクリート上部工の典型的な被災は、道路橋では支点上主桁などのひび割れ、桁移動、支点沈下など支承の破壊あるいは支承周辺のコンクリートの破損に起因するものが大半であるといわれている<sup>1),2)</sup>。鉄道橋では道路橋上部工と同様の被災の他にラーメン高架橋下部工損傷にともなう波状不陸・せり上がりなどもあるとされている。

甚大な被害をもたらした阪神・淡路大震災

表-4.2.20 上部工の被災度区分(道路橋震災対策委員会)

被災度	定義
As	倒壊したもの
A	コンクリートに大きな剥離、脱落が生じたもの
B	コンクリートに剥離、大きなひび割れが生じたもの
C	コンクリートにひび割れが生じたもの
D	損傷がないか、あっても耐力に影響しないもの

におけるコンクリート上部工の被災状況には、橋脚の倒壊や支承破壊による落橋や桁の大幅な移動が生じた。兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会では、コンクリート桁の被災度を表-4.2.20 に示す定義により、兵庫県南部阪神間の被災地域にある直轄国道（2号、43号、171号、176号）、阪神高速道路（3号神戸線、5号湾岸線）および高速自動車国道（名神、中国）の橋梁を対象に2887橋もしくは径間（鋼桁・コンクリート桁・トラス）の被災状況を表-4.2.21のように分類している。調査対象区域内の上部工2877橋のうち、落橋に至る大被害を生じたものは、9箇所34橋（全体の1%）である。表-4.2.21の被災度定義には、残存耐荷力との関係は示されていない。

表-4.2.21 路線別上部工の被災度

路線名		被災度					合計
		As	A	B	C	D	
直轄 国道	国道2号	0(0%)	2(1%)	12(6%)	10(5%)	161(87%)	185(100%)
	国道43号	5(3%)	13(8%)	2(1%)	2(1%)	145(87%)	167(100%)
	国道171号	1(%)	0(0%)	0(0%)	0(0%)	142(99%)	143(100%)
	国道176号	0(0%)	0(0%)	0(0%)	0(0%)	45(100%)	45(100%)
	小計	6(1%)	15(3%)	14(3%)	12(2%)	493(91%)	540(100%)
阪神 高速	3号神戸	26(2%)	67(5%)	243(19%)	215(16%)	753(59%)	1394(100%)
	5号湾岸	1(0%)	0(0%)	8(2%)	28(6%)	425(92%)	462(100%)
	小計	27(2%)	67(4%)	251(1%)	243(14%)	1179(67%)	1766(100%)
高速 国道	名神	1(0%)	1(0%)	3(1%)	5(2%)	267(96%)	277(100%)
	中国	0(0%)	1(0%)	2(1%)	3(1%)	289(98%)	294(100%)
	小計	1(0%)	1(0%)	5(1%)	8(1%)	556(97%)	571(100%)
合計		34(1%)	83(3%)	270(9%)	263(9%)	2227(77%)	2877(100%)

さらに同委員会では、阪神高速道路3号神戸線と5号湾岸線の上部工1766径間について、桁の損傷形態を表-4.2.22のように分類している。表-4.2.22では、同一桁に複数の損傷がある場合には、重複計上している

表-4.2.22 桁の損傷位置（径間数）〔落橋桁は含めず〕

損傷位置	被災度				合計
	A	B	C	D	
支障部	112(7%)	142(8%)	62(4%)	1364(81%)	1680(100%)
落橋防止装置取付部	4(0%)	24(2%)	38(3%)	1317(95%)	1383(100%)
桁中央部	1(0%)	5(0%)	2(0%)	1672(100%)	1680(100%)
鋼桁の切欠き部	26(14%)	29(14%)	12(6%)	120(64%)	187(100%)
合計	143(3%)	200(4%)	114(2%)	4473(91%)	4930(100%)

ため、総計は1766径間よりも多く、落橋した場合には、落下にともなって結果的に生じた損傷と落下以前に生じた損傷との区別ができず、落橋桁の被災度は判定していない。

コンクリート桁と鋼桁を区別していないため、コンクリート上部工の被災程度は明らかではないが、支承部の損傷が目立っており、損傷度Aと判定されたのは支承部全体の7%である。また、落橋防止装置の取付け部にもある程度の損傷が生じている。桁の損傷は鋼桁の切り欠き部の損傷を除くと、支承部および落橋防止装置の取付け部などの荷重が集中する箇所に多く、桁中央部の損傷は極めて少ない。

(2) 供用性の判定

表-4.2.23 上部工の供用性判定区分

被災度	破壊・崩壊：As	大被害：A	中被害：B	小被害：C	被害なし(軽微な損傷)：D
損傷の特長	部分的あるいは全体の破壊(崩壊)	過大なひび割れが発生して、耐荷力が失われている場合	耐荷力は低下しているが、補強によって耐荷力が回復できる程度の損傷を受けている場合	耐荷力が低下している恐れがあり、軽微な補強または補修が必要な場合 ● 二次部材は損傷が著しく、取り替えや補強が必要な場合 ● 付属物は損傷が著しく、取り替えが必要な倍がある。	耐荷力は失っておらず、軽微補修で対応が可能な場合 ● 二次部材は補修が必要な場合がある。 ● 付属物は取り替え、補修が必要な場合がある。
判定基準	● 鋼材の座屈 ● 内部コンクリートの破壊	● 2mm以上のひび割れが多数発生 ● コンクリートの剥落 ● 鋼材露出	● 1~2mm程度の比較的大きなひび割れが発生	● 肉眼で確認できる0.2~1mm程度のひび割れが発生	● ひび割れが発生しても、肉眼では確認が困難な0.2mm以下のひび割れ

被災した上部工に対しては、長期的に機能を発揮できるかを判定するための供用性判定が必要となる。一般的には落橋あるいは著しい破壊の生じた上部工は撤去・解体されるが、落橋していても耐荷性に問題ないと判断されると補修後、再使用されることもある。上部工の供用性を、耐荷力に影響しない軽微な損傷は被害なしとして、表-4.2.23のように5段階に区分する例もある<sup>37)</sup>。

上部工が被災していない場合、あるいは被災していても撤去することなく供用できると判断した場合の供用性は、地震時に落橋させないことを第一義に検討することとなる。落橋防止対策は地震の影響の低減を期待する免震設計と、上部工に作用する慣性力を伝達できる支承部構造を設計する方法との2つに大別される。

免震設計は、上部構造と下部構造間もしくは基礎と橋脚躯体間を柔らかく結合し、両者間に相対変位が生じやすくすることにより、橋に作用する地震力の低減を図るものである<sup>22)</sup>。免震設計は以下に示すように橋を長周期化することにより地震力の低減を期待しやすい条件下の橋に適している。

- ① 地盤が堅固で、基礎周辺地盤力が地震時に安定している場合
- ② 下部構造の剛性が高く、橋の固有周期が短い場合
- ③ 多径間連続橋

免震設計を用いた橋は、橋脚の非線形性と同時に免震支承の非線形性も考慮しなければならず、動的解析を用いて耐震性を検討する必要がある。しかし、未だ強震時のデータが十分に収集されておらず、橋梁の地震時の挙動を基礎などを含めたモデル化は容易ではない。また、免震支承の実際の地震時の動的履歴特性についても検討が進められている段階にあり<sup>38)</sup>、全ての橋梁に免震設計を採用することはできない。

制震補強として、連続桁の反力分数を図るためにオイルダンパー設置する場合もある。オイルダンパーが橋軸方向の地震に対して有効であり、設置後30年を経ても性能劣化がない例も報告されている<sup>39)</sup>。

従来、支承部については、弱くしておき、上部工から下部構造への過大な地震力が作用しないようにした方が、橋梁全体系への損傷を小さくできるとする考え方があった。しかし兵庫県南部地震による被害状況の中には支承が損傷して上下部構造に大きな損傷を与えたものもあったことから、等価水平震度に相当する慣性力に対して確実に機能する構造が求められるようになってきている。橋梁によっては、例えば、両端に橋台を有する桁長50m以下の橋のように比較的地震による振動を生じにくい場合には、落橋防止システムと補完し合って慣性力に抵抗するような支承であってもよいと考えられる。

落橋防止装置は、桁かかり長、落橋防止構造、変位制限構造および段差防止構造からなる落橋防止システムの1部であり、桁かかり長を補完するものである。落橋防止構造の種別には、次の3つがあり、具体的な構造の例としては、道路橋示方書に示されているものを図-4.2.25に示す。

- ① 上部構造と下部構造を連結する構造
- ② 上部構造および下部構造に突起を設ける構造
- ③ 2連の上部構造を相互に連結する構造

この他に緩衝機能を有した落橋防止装置についての研究・開発も進められており、より高性能な装置を採用する例も見られている<sup>40)</sup>

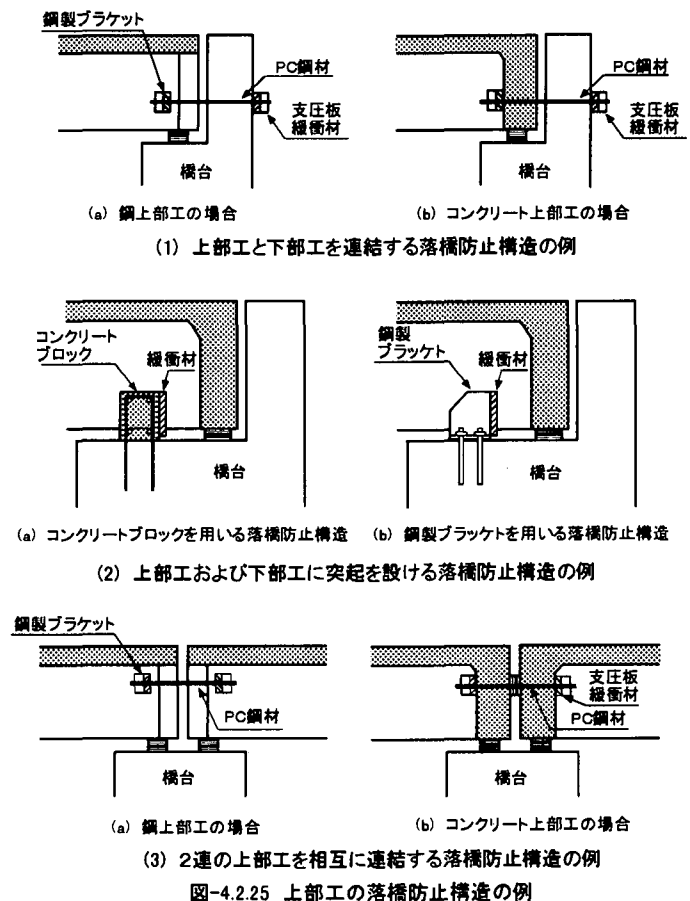


図-4.2.25 上部工の落橋防止構造の例

### 4.3 耐震補強

阪神・淡路大震災により、河川・海岸施設、上下水道施設、道路・鉄道施設等数多くのコンクリート構造物が被害を受け、種々の耐震補強対策が実施されている。コンクリート構造物の耐震補強は、その構造物の果たすべき目的により、その補強対策は異なる。なかでも、道路橋・鉄道橋においては被災の事例が多く、とくに橋脚部の被害が目立った。橋梁の耐震補強対策を検討する場合、基礎工、下部工、上部工あるいは支承・落橋防止装置など、橋梁全体としての耐震性能の向上が考えられるが、本章では主として橋脚の耐震補強に着目して、その補強設計、施工方法、耐久性などについて述べることとする。

#### 4.3.1 橋脚の耐震補強設計

##### (1) 補強設計の概要

##### a) 補強の目的

昭和50年代以前に設計・施工された鉄道橋および道路橋は、それぞれの耐震設計基準であった「日本国有鉄道：耐震設計指針(案)・解説、昭和54年9月」および「(社)日本道路協会；道路橋示方書V・耐震設計編、昭和55年5月」が適用されておらず、十分な耐震性能を有しているとは言い難い。したがって、既設橋脚の耐震補強では、耐震性能の不足する橋脚に対して所要の性能を満足するための性能改善や機能向上が目的となる。

一般的な補強の目的とその考え方を表-4.3.1に、代表的な補強工法を整理して表-4.3.2に示す。補強の考え方は、変形性能の向上により橋脚をねばり強い構造とする「じん性補強」、あるいは「じん性補強」により耐荷力不足となる場合の保有水平耐力の向上を目指した「曲げ補強」や「せん断補強」が行われるのが一般的である。

なお、「じん性補強」と「せん断補強」は、フーチングへのアンカー定着を行わない鋼板巻立て工法や炭素繊維巻立て工法等により行われる補強で、補強によって橋脚基部の保有水平耐力が増加しないことから基

表-4.3.1 補強方法と補強の目的

補強の考え方		補強目的
じん性補強		変形性能の向上を目的とした部材接合部付近の補強。
保有水	曲げ補強	橋脚基部の曲げ耐力の向上。
平耐力の向上	せん断補強	破壊形式がせん断破壊の橋脚を対象としたせん断耐力の向上。

表-4.3.2 コンクリート橋脚の代表的な補強工法

(1) 部材の増厚	RC巻立て工法	既設部材の表面をチップングし、その周囲に新たな鉄筋コンクリート部材を巻立て、柱の厚みを増加させる工法。比較的大断面の橋脚等の補強を行う場合に適用される。
	吹付けモルタル補強工法	既設部材に帯鉄筋を配置し、吹付けモルタルで被覆する工法。RC巻立て工法に比べて部材断面の増加を少なくでき、ラーメン高架橋柱に適用しやすい。
	スパイラル筋巻立て工法 RCプレキャスト巻立て工法	既設部材にスパイラル鉄筋を配置し吹付けモルタルで被覆する工法 内部に帯鉄筋等を配置したプレキャストパネルを柱周面に配置し、接合キーとグラウト充填により、両者を一体化する工法。
(2) 補強材の被覆	鋼板巻立て工法	既設部材に鋼板を巻き、鋼板との間に無収縮モルタルやエポキシ樹脂等を充填して、せん断およびじん性補強を図る工法。曲げ補強も行う場合には部材接合部や基礎に鋼板をアンカー定着する。
	炭素繊維シート巻立て工法	既設部材の表面に炭素繊維シートを含浸樹脂を用いて貼付けて補強を図る工法。鋼板巻立て工法に比べてクレーン等の重機が不用であり、補強厚さも薄く、建築限界等の支障が少ない。
	アラミド繊維シート巻立て工法	既設部材の表面にアラミド繊維シートを含浸樹脂を用いて貼付けて補強を図る工法。
	FRP吹付け工法	既設部材の表面にガラスロービングを均等に混入した合成樹脂を吹付け、コンクリート表面にFRP硬化体を形成させる工法。
(3) 補強材の挿入	鉄筋挿入工法	既設部材を削孔して鉄筋を挿入し、その空隙にモルタル等を充填して部材断面内に所要の鉄筋量を追加する工法。せん断補強やじん性補強を目的とする。
	PC鋼棒挿入工法	上記の補強工法で、鉄筋の代わりにPC鋼棒を挿入する工法。必要に応じてプレストレスを与える場合がある。
(4) 部材の増設	耐震壁増設工法	ラーメン高架橋等の場合に、柱間に壁を増設する工法。曲げ耐力とせん断耐力を増強させることができる。
	ブレース増設工法	ラーメン高架橋等の場合に、柱間にブレースを増設する工法。既設の柱部材等に作用する地震時水平力を低減させることができる。
(5) 各工法の併用	RC巻立て工法 + 鋼板巻立て工法	大断面の橋脚等において、主に曲げ補強をRC巻立て工法により行いせん断およびじん性補強を鋼板巻立て工法に期待する等の工法。
	RC巻立て工法 + 鉄筋挿入工法	大断面の橋脚等において、コンクリートの拘束効果をより高めるためRC巻立て工法に鉄筋挿入工法を併用する工法。
	鋼板巻立て + PC鋼棒挿入工法	大断面の橋脚等において、鋼板巻立て補強工法によるコンクリートの拘束効果を高めるため、PC鋼棒を挿入して鋼板をつなぐ工法。

礎への負担が少ない。一方、「曲げ補強」は、フーチングへのアンカー一定着を行う鋼板巻立て工法やRC巻立て工法等により行われる補強であり、補強量が大きい場合には基礎への負担が大きくなる。

このため、橋脚躯体の耐荷力が大幅に増加すると考えられる場合には耐震性能の照査を行い、必要であれば基礎の補強検討、または橋梁全体の構造系変更による地震時水平力の分散効果や慣性力の低減効果の可能な免震設計等（上部構造桁連結の併用等も含む）による耐震補強検討等を行って、適切な補強工法を選定することが重要である。

### b) 補強設計の流れ

既設橋脚における補強設計の全体フローを図-4.3.1に示す。

補強設計の実施に当たっては既設の鉄道橋および道路橋ともに「4.2.1 点検と被災度・供用性の判定」に示された「詳細点検」および「耐震性能の評価」を行って、保有耐震性能の乏しい橋梁を抽出し、その結果をもとにして既設橋梁に対して補強要否の判定を行う。「詳細点検」は既設橋梁の設計図書（設計計算書、設計図）、管理図書（補修履歴、点検履歴）の調査に基づく部材形状や性能調査、さらに現地による損傷の確認等により行われる。構造物の調査は、例えば、「(財)鉄道総合研究所：建造物保守管理の標準・同解説、昭和62年2月」および「建設省土木研究所；土木研究所資料 橋梁点検要領（案）、昭和63年7月」に基づいて行う。

また、補強の実施が決定されると、架設時の設計図書を参考に「設計条件の設定」を行う。架設時の設計図書が無い場合には、「4.2.4 下部工の供用性（4）構造物の現状評価」に示された調査方法や架設当時の設計基準による復元設計、当時の標準設計等を参考にして、設計条件を設定することが望ましい。

なお、鉄道橋の耐震設計に関する基準は「4.2.4 下部工の供用性の判定（2）耐震設計基準の変遷と被災度判定例」に示されている。道路橋の下部工や耐震設計に関連する基準例を表-4.3.3に示す。

「耐震補強設計」は、「耐震性能の評価」の判定結果を基にして不足する耐震性能を補う補強工法を選定するための「補強方針の計画」に従って、補強設計を実施することである。「補強方針の計画」に当たっては対象造物の形状・寸法および環境条件等を加味した補強工法を選定しなければならない。

「橋梁付属物の設計」は設置される橋梁付属物が所用機能〔落橋防止構造の有無、支承縁端距離(S)および桁端縁端距離(SE)〕を満足しているかの照査を行うことである。

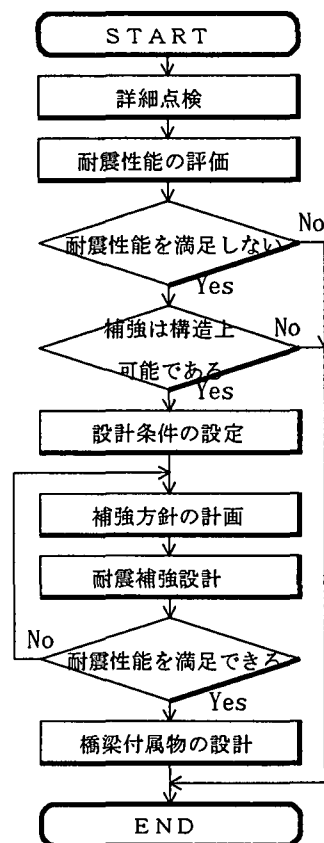


図-4.3.1 補強設計全体フロー

表-4.3.3 道路橋に関する下部工および耐震設計の関連基準

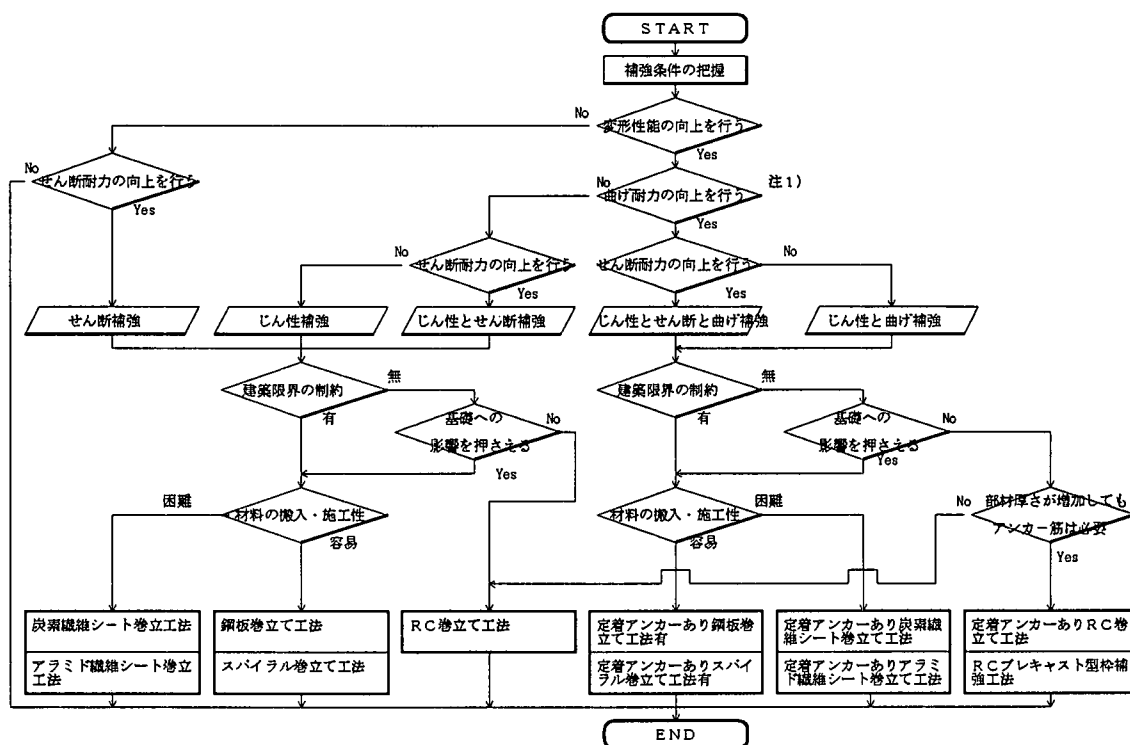
	関連基準名
下部工関連の設計基準	(社)日本道路協会；道路下部構造設計指針 くい基礎の設計編；昭和39年3月 (社)日本道路協会；道路下部構造設計指針 調査および設計一般、昭和41年11月 (社)日本道路協会；道路下部構造設計指針 橋台・橋脚の設計編、直接基礎の設計編；昭和43年3月 土木学会；コンクリート標準示方書・解説、昭和42年7月
耐震設計の関連基準	(社)日本道路協会；鋼道路橋設計示方書、昭和31年5月 (社)日本道路協会；鋼道路橋設計示方書、昭和39年6月 (社)日本道路協会；道路橋耐震設計指針・同解説、昭和47年4月
標準設計	全日本建設技術協会；土木構造物標準設計VI（橋台その1）建設省制定、昭和43年4月 全日本建設技術協会；土木構造物標準設計9、逆T式鉄筋コンクリート橋脚 建設省制定、昭和51年3月

### c) RC橋脚の耐震補強工法の選定フロー案

RC橋脚の耐震補強工法の選定に当たっては、その補強効果はもちろんのこと、建築限界および施工条件等を十分検討し、経済性を踏まえた上で決定しなければならない。ラーメン橋脚等を除く一般的なRC橋脚（1本柱）における耐震補強工法の選定フロー案を図-4.3.2に示す。

RC橋脚における補強工法の選定において、鉄道橋では鋼板巻立て工法が基本として最初に検討される。

また、道路橋においては、日本道路公団ではRC巻立て工法が、首都高速道路公団および阪神高速道路公団では鋼板巻立て工法が、基本として最初に検討される。



注1) 曲げ耐力の向上を行う場合には基礎の調査を行う必要がある。  
 注2) 橋脚基部にアンカーを定着する場合は定着アンカーありと示した。

図-4.3.2 RC橋脚の補強工法の選定フロー案

(2) 橋脚の補強設計基準

a) 既往の補強設計基準

阪神・淡路大震災以降、橋脚補強の補強設計に対してはいくつかの設計基準が作成され、適用されてきた。これらの補強基準の代表例は以下の通りである。

- ①(社)日本道路協会；「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に関する参考資料(案)、平成7年6月
- ②日本道路公団；耐震設計・施工要領、平成8年10月
- ③首都高速道路公団；RC橋脚の耐震補強要領(案)、平成7年11月
- ④阪神高速道路公団；3号神戸線復旧設計要領(案)、平成7年4月
- ⑤(財)鉄道総合技術研究所；新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料、平成8年3月

しかし、土木学会「コンクリート標準示方書・耐震設計編」が平成8年7月に規定されたこと、また、道路橋においては道路橋示方書が平成8年12月に改訂されことにより、RC橋脚の耐震補強はこれらの考え方を取り入れていく必要がある。このため、今後の鉄道橋および道路橋の補強設計においては、既往の設計基準をベースとして、改訂等がなされていくものと考えられる。

b) 新しい補強設計基準と補強工法

平成8年以降に作成された新しい補強設計基準とその対象補強工法を表-4.3.4に示す。従来の補強工法である「RC巻立て工法」、「鋼板巻立て工法」、「炭素繊維巻立て工法」は、前出した基準と大きな変化は無いがアラミド繊維、FRPおよびスパイラル鉄筋等の新しい材料を用いた工法が提案されている。

既設工法においても適用より約2年が経過し、耐震補強の実積も増加したことから、各種調査結果、設計結果および施工結果等を踏まえて、見直しが図られているものもある。また、その他の参考となる資料として「(財)鉄道総合研究所；支承部の耐震補強設計の手引き、平成8年3月」がある。この資料は、既設および新設構造物の支承部の耐震設計を行う場合に適用するもので、限界状態設計法に基づいており、原則として、中規模地震に対しては損傷を許容しないが、大規模地震に対しては損傷を許容するという姿勢をとっている。ただし、大規模地震に対しては、適切な落橋防止装置の設置を検討するものとしている。

表-4.3.4 橋脚を対象とした補強設計基準と補強工法

	モルタル・鉄筋コンクリート補強			
	吹付けモルタル工法	スパイラル筋巻立て工法	RC巻立て工法	RCプレキャスト型枠工法
設計基準	・吹付けモルタルによる鉄道高架橋柱等の耐震補強工法設計施工指針	・既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計施工指針(スパイラル筋巻立て補強編)	・復旧仕様 ・耐震設計・施工要領 ・RC橋脚の耐震補強要領 ・3号神戸線復旧設計要領	・既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計施工指針(RCプレキャスト型枠補強編)
工法概要	・補強用帯鉄筋等を柱に取り付け、吹付けモルタルにより被覆する。	・補強用のらせん鉄筋を柱に取り付け、吹き付けモルタルにより被覆する。	・チッピングを施した橋脚に鉄筋コンクリートを巻立て、増厚する。	・補強用帯鉄筋を内蔵したプレキャスト型枠で柱の外周を取り囲み、型枠と躯体との空隙は充填材で充填し一体化させる。
補強効果	・構造物に密着した均一な補強層を形成し、せん断耐力とじん性能を向上させる。	・構造物に密着した均一な補強層を形成し、せん断耐力とじん性能を向上させる。 ・継手に機械継手やフレアー溶接継手を用いる場合は、終局時まで拘束効果が期待できる。	・曲げ補強、せん断補強ともに問題なく、向上可能である。 ・じん性向上に対しては、鋼板巻立て工法に対してやや劣る。	・施工の良否に左右されず、確実な補強が可能で、RC巻立てと同程度以上の性能を有する。
主要材料	・吹付けモルタル ・鉄筋 ・ピニロンメッシュ	・吹付けモルタル ・らせん鉄筋	・コンクリート ・鉄筋 ・その他(型枠・アンカー)	・補強用プレキャスト型枠 ・型枠接続用継手 ・充填材
施工性	・補強目的に応じて補強帯鉄筋量の増減が可能である。	・連続したらせん鉄筋を用いる場合は継手が不要である。 ・軽量モルタルを用いるため、重機や熟練工を必要としない。 ・コテ仕上げにより美観はよい。 ・補強目的により補強帯鉄筋の増減が可能であり、経済的となる。	・一般的な工法であり、使用材料、工法ともに問題はない。 ・躯体の剛性や断面が大きくなる。	・プレキャスト部材(工場製品)を用いるため、塗装・保護工は不要で表面の仕上がりが良い。 ・施工の良否に左右されない。 ・急速施工が可能である。
	留意点	・吹付けモルタルによる自重増で基礎の重量負担が増加する。 ・適切な継手が必要である。	・吹付けモルタルによる自重増で基礎の重量負担が増加する。	・チッピング時に騒音が発生する。 ・生コン車、ポンプ車等の作業スペースが必要である。 ・補強により基礎の負担(自重増)や建築限界に影響を与える。 ・景観に影響を与える。
維持管理	・ひびわれに伴う鉄筋の腐食に注意を要する以外は、ほぼメンテナンスフリーといえる。	・吹付けモルタルにより帯鉄筋を保護するため、腐食に対する耐久性に優れる。 ・ひびわれに伴う鉄筋の腐食に注意を要する以外は、ほぼメンテナンスフリーといえる。	・ひびわれに伴う鉄筋の腐食に注意を要する以外は、ほぼメンテナンスフリーといえる。	・同左
適用	・高架橋柱	・高架橋柱	・高架橋柱	・高架橋柱 ・掘削トンネル柱

	鋼板補強	繊維シート・短繊維補強		
	鋼板巻立て工法	炭素繊維巻立て工法	アラミド繊維巻立て工法	FRP吹付け工法
設計基準	・復旧仕様 ・耐震設計・施工要領 ・RC橋脚の耐震補強要領 ・3号神戸線復旧設計要領	・炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強設計施工指針 ・炭素繊維シートによるコンクリート構造物の補修補強設計マニュアル ・炭素繊維シートによるRC橋脚に関する設計・施工指針 ・耐震設計・施工要領	・アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱等の耐震補強設計施工指針	・既存鉄道コンクリート高架橋等の耐震補強設計施工指針(FRP吹付け補強編)
工法概要	・橋脚範囲に鋼板を巻き立て、鋼板と躯体との隙間に充填材を注入することにより一体化を図る。 ・鋼板は溶接または機械的に接続する。	・下地処理した橋脚に炭素繊維シートを巻き付ける。 ・じん性、せん断補強には帯鉄筋方向に巻き付け、曲げ強度には主鉄筋方向に貼り付ける。	・下地処理した橋脚にアラミド繊維シートを巻き付ける。 ・じん性、せん断補強には帯鉄筋方向に巻き付け、曲げ補強には、主鉄筋方向に貼り付ける。	・下地処理した橋脚に、ガラス繊維を均等に混入した合成樹脂を吹付け、躯体コンクリート表面にFRP硬化体を形成させる。
補強効果	・せん断補強およびじん性補強ともに問題なく、向上可能である。 ・道路橋の場合、フォーミングにアンカーを設けることにより曲げ補強が可能となる。(曲げ耐力制御式)	・曲げ補強、せん断補強、じん性補強が可能である。 ・シート巻き層数、方向により目的に応じた補強効果が得られる。	・同左	・構造物に密着した均一なFRP補強層が形成され、スチールクロスとの併用により、せん断耐力とじん性能が大幅に向上する。
主要材料	・鋼板 ・注入剤(無収縮モルタル・エポキシ樹脂) ・その他(ホールインアンカー、シール材)	・炭素繊維シート ・含浸樹脂(エポキシ系樹脂) ・仕上げ材	・アラミド繊維シート ・含浸樹脂(エポキシ系樹脂) ・仕上げ材	・チョップドストランド ・硬化剤 ・合成樹脂(不飽和ポリエステル樹脂)
施工性	・工場加工の製品を用いるため品質の信頼性は高い。	・使用材料は人力で運搬可能であり、可搬性・作業性に優れ、急速施工が可能である。人力作業で施工可能なスペースがあればよい。 ・補強後の断面増加は無視できるほど小さい。 ・複雑な形状に追従した施工が容易である。	・同左	・使用材料は人力で運搬可能である。 ・人力作業で施工可能なスペースがあればよい。 ・施工速度が速い。 ・補強後の断面増加は無視できほどの量である。
	留意点	・材料の搬入に機械が必要であり、作業スペースを要する。 ・現場溶接を必要とする。 ・原寸加工が必要で加工に手間がかかる。 ・補強後の断面増加はわずかである。	・施工時の温度が低いと樹脂の硬化が遅れる。また、水分があると樹脂の硬化に悪影響を及ぼす。 ・隅角部には面取りを必要とする。	・施工時の温度が低いと樹脂の硬化が遅れる。また、水分があると樹脂の硬化に悪影響を及ぼす。 ・隅角部で若干の面取りが必要。ただし、135度の場合は不用。
維持管理	・維持管理として、塗装の塗り替えが必要となる。	・紫外線等への耐久性を補うため、最低限度の塗装を行う。 ・いたずら防止、車両衝突対策としての保護工が必要となる。 ・腐食・劣化に対して強く、塩害対策に対しても有効である。	・耐久性を補うため、最低限度の塗装を行う。 ・いたずら防止、車両衝突対策としての保護工が必要となる。	・耐久性・美観・耐震性・耐火性を向上させるため、塗装・保護工、耐侯被膜工や耐火工等の適切な仕上げ工を施すことを原則とする。
適用	・高架橋柱 ・掘削トンネル柱	・高架橋柱 ・掘削トンネル柱	・高架橋柱	・高架橋柱

### (3) 補強効果の検討

#### a) 補強効果の評価方法の現状

構造部材である柱・梁の補強効果を確認するために、種々の形状や補強工法に対して実験的な研究が精力的に行われている。これらの実験は、一般に無補強と補強の試験体を使用し、柱に圧縮力を作用させた状態で水平方向に静的な荷重を交番載荷させて、この結果から終局耐力やじん性率を算定して補強効果の確認・検討を行っているものが多い。この種の実験結果の一例を図-4.3.3に示す。

図-4.3.3に示す無補強の供試体は、昭和50年代以前の旧基準の設計法にしたがって設計されたもので、補強供試体は無補強供試体を鋼板 ( $t=3\text{mm}$ ) で補強したものである。無補強供試体の降伏耐力は29.3tonf、じん性率は2.5であるが、補強供試体の降伏耐力は31.0tonf、じん性率は13.2を示している。本例では補強した場合には降伏耐力の増加はないが、じん性率が約5倍増加し、補強の効果が顕著に表れている。

構造的な補強効果を解析的にかつ動的に検討するためには、部材のモデル化にビーム要素を用い、その曲げ-曲率 ( $M-\phi$ ) 曲線を武田モデル等のトリリニア型の変位を仮定して行うことが多い。ただし、この種の解析では、柱の軸力変動による  $M-\phi$  曲線の変動はあまり考慮されておらず、また、せん断力との関係もあまり明確に論議されていない。静的な試験結果によれば、橋脚の水平方向の復元力特性は軸力に依存する事が報告されている。

また、静的な鉄筋コンクリートの非線形領域の解析 (弾塑性解析) は、岡村・前川の分布ひび割れモデルに使用されているように、要素の鉄筋比等をパラメータに鉄筋コンクリートの構成則を連続体として導かれたものであるが、補強された供試体の終局耐力、じん性率の評価までは至っていないのが現状である。

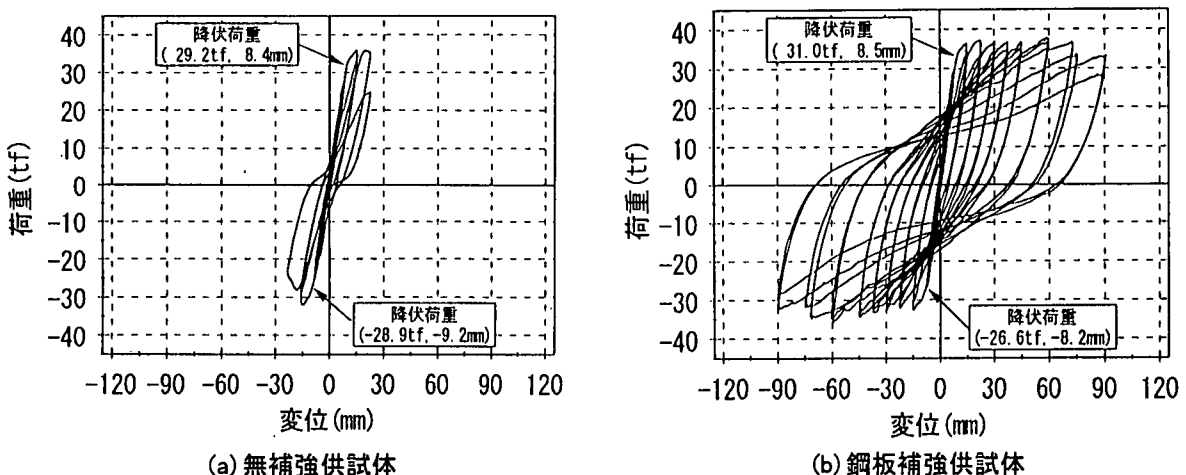


図-4.3.3 補強効果の確認実験結果の一例

#### b) 補強効果の解析検討

補強効果の解析検討として、コンクリート橋脚に対する補強効果のメカニズムを明らかにすることを目的として行った解析結果の一例を述べる。解析上の仮定として、コンクリートにはモール・クーロンの破壊条件を、鉄筋にはバイリニア型のモデルを適用した。コンクリートの弾性係数は試験体の圧縮強度から推定した。また、モール・クーロンの破壊条件を越えた要素については弾性係数の低減を行っている。

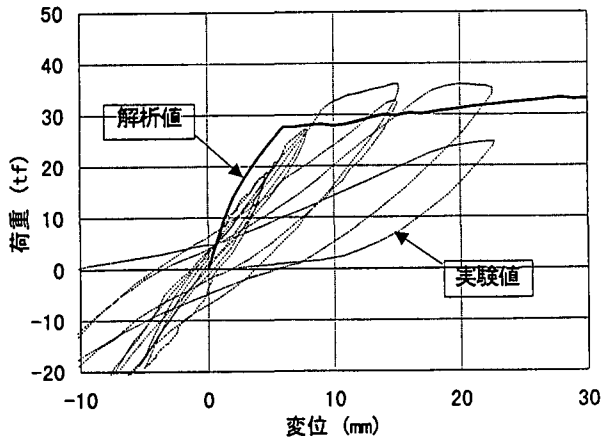
本解析結果を図-4.3.4に示す。無補強の供試体では初期剛性が若干高く評価されているが、鉄筋の降伏、コンクリートの破壊による橋脚の剛性低下は表現されており、荷重・変位曲線は解析値と実験値が概ね一致している。また、鋼板補強の場合もほぼ無補強の供試体と同様な傾向を示している。

次に、破壊実験のひび割れ性状、解析結果の主応力線とモール・クーロンの破壊条件を越えた要素図を図-4.3.5に示す。無補強供試体では柱端部の引張・圧縮破壊が先行し、柱の中心に向かって破壊が進行する形態を示し、補強供試体では柱下端から上部に向かって破壊が進行している。この結果は破壊が無補強の場合のせん断破壊から、補強した場合の曲げによる破壊に変わっていることを示している。

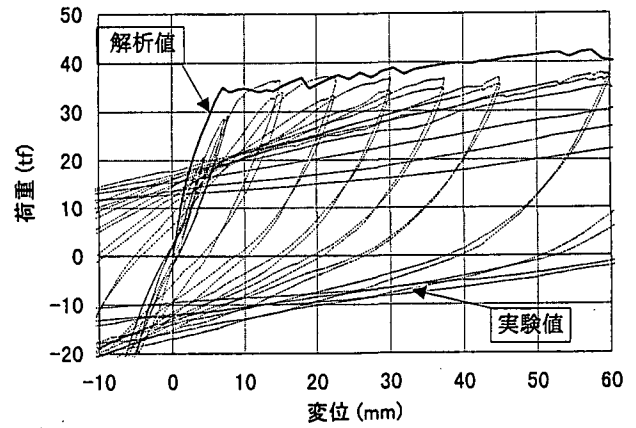
上に述べたことは、2次元モデルで解析した結果により定性的には破壊のパターンを説明したものではあるが、定量的なじん性率、終局耐力の評価までには至っていない。

今後は、補強による3次元の拘束効果等のモデル化、構成則との研究が必要になると考えられる。



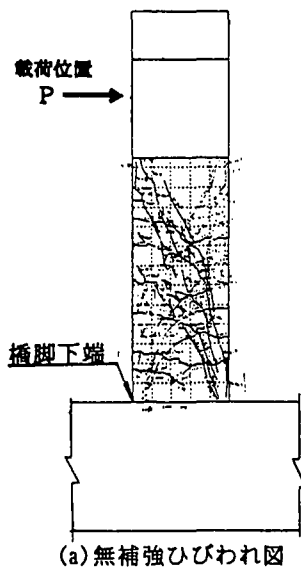


(a) 無補強供試体

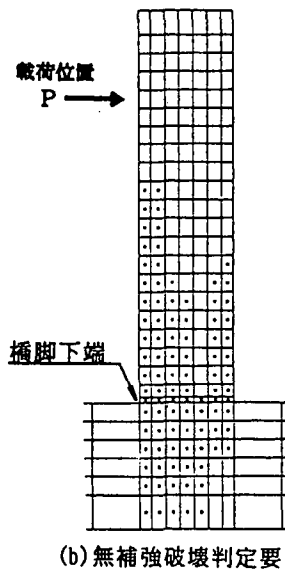


(b) 鋼板補強供試体

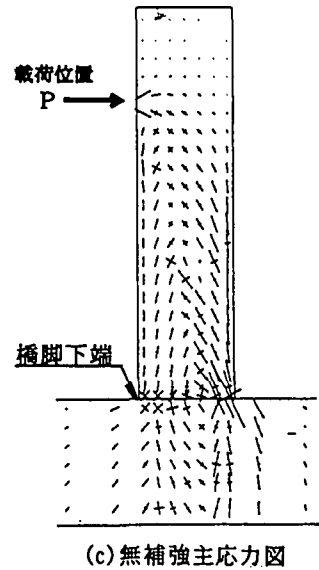
図-4.3.4 補強効果の解析結果



(a) 無補強ひびわれ図



(b) 無補強破壊判定要素



(c) 無補強主応力図

図-4.3.5 ひび割れ性状と解析結果

#### (4) 橋脚の補強設計法

##### a) 補強設計の基本

RC橋脚の補強設計法の代表例として、鉄道橋および道路橋ともに代表的に用いられる「RC巻立て工法」、「鋼板巻立て工法」、「炭素繊維巻立て工法」の3工法について、その設計上の留意点と設計手順の基本について示す。ここでは、鉄道橋および道路橋とも基本的な考え方は異なっていないため、特に両者を区分せず示すものとする。

##### ① RC巻立て工法

##### i) 設計上の留意点

RC巻立て工法における設計上の留意点を以下に示す。

- ・巻立てる鉄筋コンクリート部材と既設橋脚が一体となって機能するものとして設計を行う。
- ・断面応力度および耐荷力は、鉄道橋と道路橋とも、各々の設計基準に準じて算定される。
- ・RC巻立ての範囲は、橋脚躯体下端から橋脚躯体頂部までとする。
- ・橋脚下端の曲げ耐力は、フーチングにアンカー定着した軸方向鉄筋のみを考慮する。
- ・横拘束鉄筋量は、既設部および巻立て部の帯鉄筋を有効とする。

##### ii) 設計手順

RC巻立て工法における設計手順を以下に示す。

- ・補強方針の決定：曲げ補強か、せん断補強か、じん性補強かの補強方針を決定する。

- ・断面の仮定：補強断面の厚さ、軸方向鉄筋量および横拘束鉄筋を仮定する。
- ・橋脚躯体の照査：仮定した断面にて段落とし部の照査、じん性、躯体と基部の設計荷重時の照査および耐荷力の照査を行う。
- ・施工性の照査：補強断面が施工可能かどうかを確認する。
- ・基礎の照査：必要な場合、橋脚躯体の補強に伴い基礎の照査を行う。

## ②鋼板巻立て工法

### i) 設計上の留意点

鋼板巻立て工法における設計上の留意点を以下に示す。なお、フーチング下端と鋼板の間は道路橋橋脚では隙間が設けられるが、鉄道橋橋脚では一般的（特定路線では隙間が設けられる）に設けられない。

- ・鋼板は鉄筋換算を行い、RC構造として設計するものとし、帯鉄筋として鋼板全断面積が有効として取り扱うものとする。
- ・断面応力度および耐荷力は、鉄道橋と道路橋とも、各々の設計基準に準じて算定される。
- ・鋼板巻立ての範囲は、一般的に橋脚躯体下端から橋脚躯体頂部までとする。また、躯体下端には根巻きコンクリートを施工する。
- ・躯体下端の曲げ耐力は鋼板の影響は無視し、フーチングに定着したアンカーのみを考慮する。
- ・帯鉄筋の有効長(d)は、既設橋脚躯体断面の外側寸法を用いるものとする。

### ii) 設計手順

鋼板巻立て工法における設計手順を以下に示す。

- ・補強方針の決定：曲げ補強か、せん断補強か、じん性補強かの補強方針を決定する。
- ・断面の仮定：補強鋼板厚さおよび基部アンカー量を仮定する。
- ・橋脚躯体の照査：仮定した断面にて段落とし部の照査、じん性、躯体と基部の設計荷重時の照査および耐荷力の照査を行う。
- ・施工性の照査：補強断面が施工可能かどうかを確認する。
- ・基礎の照査：必要な場合、橋脚躯体の補強に伴い基礎の照査を行う。

## ③炭素繊維巻立て工法

### i) 設計上の留意点

炭素繊維巻立て工法における設計上の留意点を以下に示す。なお、炭素繊維巻立てに伴う拘束効果の評価法は現時点で確立されておらず、また、道路橋と鉄道橋ではその考え方は異なっている。

- ・炭素繊維シートは既設部材と一体に機能するものとする。炭素繊維は鉄筋換算を行い、RC構造として、曲げ耐力およびせん断耐力を設計するものとしてよい。
- ・断面応力度および耐荷力は、鉄道橋と道路橋とも、各々の設計基準に準じて算定される。
- ・躯体下端の曲げ耐力は、炭素繊維の影響は無視するものとする。
- ・帯鉄筋の有効長(d)は、既設橋脚躯体断面の外側寸法を用いるものとする。
- ・炭素繊維巻立てによる拘束効果の評価法

### ii) 設計手順

炭素繊維巻立て工法における設計手順を以下に示す。

- ・補強方針の決定：曲げ補強か、せん断補強か、じん性補強かの補強方針を決定する。
- ・断面の仮定：炭素繊維量およびその方向を仮定する。
- ・橋脚躯体の照査：仮定した断面にて段落とし部の照査、じん性、躯体と基部の設計荷重時の照査および耐荷力の照査を行う。
- ・施工性の照査：補強断面が施工可能かどうかを確認する。

### b) 具体的な耐震補強設計の流れ

鉄道橋および道路橋におけるRC橋脚の耐震補強設計のフローを図-4.3.6～図-4.3.7に示す。補強工法によりその細部は異なるが、鉄道橋では限界状態設計法、道路橋では許容応力度設計法と保有水平耐力法を基本として補強設計が行われる。ただし、道路橋では許容応力度法によって補強量が決まることは少ない。道路橋の補強設計は復旧仕様または道路橋示方書の両者のいずれかで行われているのが現状である。

また、道路橋示方書では、図-4.3.7に示すように地震時の橋梁の挙動や保有水平耐力法の適応性の有無により、動的解析と保有水平耐力の使い分けが行われる。また、復旧仕様では、保有水平耐力の照査に加えて、非線形動的解析による照査が基本（動的解析の簡便法としての保有水平耐力の照査はある）として行われるため、道路橋示方書と比較して設計の流れは若干異なる。

#### (5) 被災した橋脚の耐震補強

##### a) 被災した橋脚の取り扱い

被災した既設橋脚の耐震補修・補強では、4.2で述べた供用性の判定が重要となる。

被災した橋脚の耐震補修とは、被災が軽微なひび割れ程度で大幅な耐震性能の低下がみられない場合に、剛性の回復等を目的としてひび割れ部への注入あるいは断面修復等を行うことを言う。一方、耐震補強とは被災により耐震性能の低下が予想される場合、耐震性能の向上をめざした比較的大規模な補強を言う。

被災した橋脚の耐震補強設計を行う場合、健全な橋脚と被災した橋脚とでは若干条件が異なっており、その条件を設計に反映しなければならない。以下に被災した橋脚の特徴を示すが、補強設計に当たっては材料特性や強度の低減等によって評価されるのが一般的である。

- ①鋼材が被災により降伏応力度を越える過大な力を受け、破断または座屈している。
- ②躯体コンクリートが被災により剥離したり、ひび割れが発生している。
- ③上部工も損傷している場合があり、補修・補強が行われる。

##### b) 被災した橋脚の耐震補修

被災した橋脚に対して行われる耐震補修は比較的軽微な工法であり、被災以前の構造へ元に戻すことが基本となる。耐震補修の例を以下に示す。

- ①破断または座屈した鉄筋の取り替え。
- ②剥離したり、または剥離しかかったコンクリートの撤去、断面修復。
- ③躯体コンクリートのひび割れへの樹脂等の注入。

##### c) 被災した橋脚の耐震補強設計上の留意点

対象が健全な橋脚であっても、被災した橋脚であっても、補強設計における基本的な考え方は大きくは変わらない。しかし、前項に示したような被災橋脚の特徴である材料特性の劣化や躯体の損傷等は、躯体の耐荷力に大きな影響を与える。基本的な考え方は「4.2.4 下部工の供用性 (5) 供用性の判定例」で述べられているが、必要に応じて以下に示す項目に留意する必要がある。

##### ①耐震補強の前処理の実施

既設橋脚にひび割れやはくり等がある場合は、期待する補強効果が得られない。このため、補強の前処理として、必要に応じ補強範囲内のかぶりコンクリートの断面修復等を行わなければならない。

なお、耐震補強にあたっての被災部位の前処理は耐震補修と基本的に同じである。

##### ②既設橋脚躯体の断面剛性の評価

既設橋脚のコンクリート断面は設計の前提条件としてひび割れ注入やコンクリートはくりの断面修復が行われるため、一般的に既設橋脚の躯体は全断面有効とされる。しかし、既設躯体の断面剛性が十分回復できないと判断される場合には、その被災度からの推定等を含め、剛性評価について検討する必要がある。

##### ③既設橋脚躯体の材料特性

既設橋脚内のコンクリートまたは鉄筋は、その被災度に応じて材料特性や強度が評価されなければならない。この様な評価の参考として「日本道路協会；道路橋震災対策便覧」に、被災度に応じた材料特性や強度の低減の考え方が示されている。同便覧では設計を単純化するため、既設橋脚内のコンクリートおよび鉄筋（多段配筋であっても）とも、全て同程度の被災度として評価される。

また、RC巻立て工法等を採用する場合、既設の躯体コンクリートと巻立てコンクリート、既設鋼材と補強鋼材では、被災度の評価や材質により材料特性が異なるため、設計にあたって注意する必要がある。

##### ④上部構造の取り扱い

被災橋脚の補強が行われる場合には、橋脚が支持する上部構造においても何らかの被災を受け、撤去や補修・補強が行われることが考えられる。このため、上部構造の改造、免震支承の採用および上部工の軽量化等、構造系全体としての耐震性の向上を図ることが望ましい。



### 4.3.2 橋脚補強の施工

#### (1) RC巻立て工法

##### a) 施工手順

RC巻立て工法の一般的な施工手順を図-4.3.9に示す。

施工に先だって既設橋脚の実寸法や鉄筋の配置位置などの調査を行うことが必要であるが、これはアンカー筋や中間帯鉄筋を設置するための削孔を行う時に、既設鋼材に損傷を与えないための大切な事項である。また、中性化、塩害、アルカリ骨材反応などによって既設橋脚が劣化している場合は、それぞれの劣化要因に応じた補修方法を行っておくことが望ましい。さらに、震災などによる構造的な損傷は、その損傷程度に応じて、鉄筋の差し替え、かぶりコンクリートのはつり、ひび割れ注入工法などで事前に補修しておく必要がある。

##### b) 鉄筋の組立

##### ① 横方向拘束鉄筋

通常、横方向の拘束鉄筋として帯鉄筋と中間帯鉄筋が配置される。横方向拘束鉄筋は、所要のせん断耐力が確保できるように、帯鉄筋の鉄筋径および配置間隔を決定する必要がある。これらの標準を表-4.3.6に示す。帯鉄筋の定着は、軸方向鉄筋を取り囲み、端部はフックをつけてコンクリートに定着する。中間帯鉄筋は、変形性能に重要な影響を及ぼすため、横方向拘束鉄筋として考慮する。巻立て部の配筋例を図-4.3.10に示す。

##### ② 軸方向鉄筋

軸方向鉄筋は、所要の曲げ耐力を確保できるように、鉄筋径および配置間隔を決定する必要がある。これらの標準を表-4.3.6に示す。軸方向鉄筋は、フーチングに定着させる場合が一般的である。軸方向鉄筋をフーチングに定着させない場合には、軸方向鉄筋の効果を全く考慮しない考え方や、柱下端より既設橋脚柱幅の高さまでは軸方向鉄筋の効果を考慮しない考え方等がある。

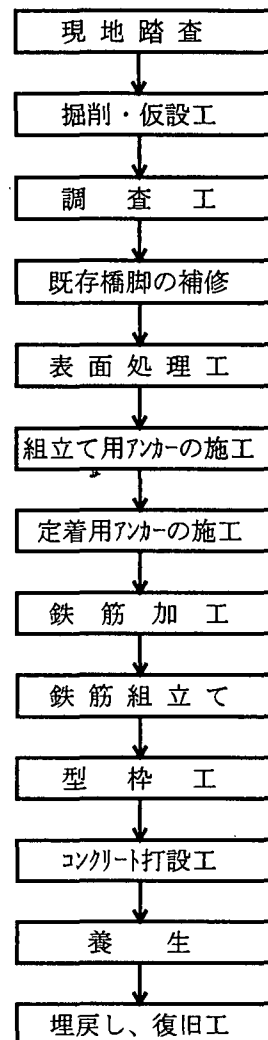


図-4.3.9 施工手順

表-4.3.6 鉄筋細目<sup>50)</sup>

	最小径	最大径	配置間隔
軸方向鉄筋	D13	D32	150~300mm
帯鉄筋	D13	D32	100~150mm

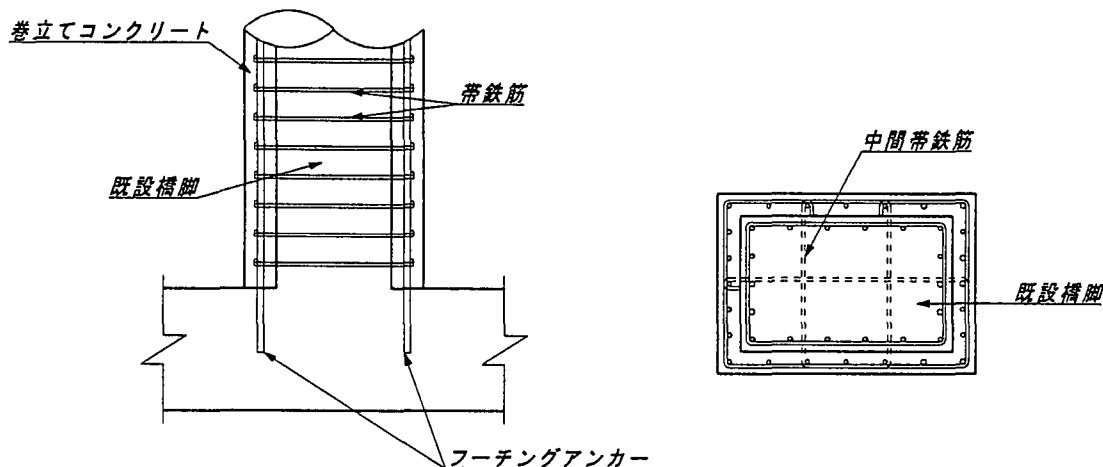


図-4.3.10 巻立て部の配筋例

### c) コンクリート

RC巻立ての最小厚さは20～25cmが標準である。既設橋脚との一体性が必要とされるわりには、その部材厚が比較的薄いため、以下のような留意点が指摘されている。

#### ① 高い充填性のコンクリートの使用

巻立てコンクリートは、帯鉄筋、軸方向鉄筋が配置された薄い断面に打ち込まれるため、良好な充填性を必要とする。そのため、流動化剤を現場添加したり、高性能AE減水剤を生コンプラントで添加し、流動性を高めたコンクリートを使用するのが一般的である。また、近年開発された自己充填性を持つ高流動コンクリートが使用される場合もある。高流動コンクリートの仕様例および配合例をそれぞれ表-4.3.7および表-4.3.8に示す。

#### ② 収縮ひび割れの防止

既設橋脚と増厚部との一体化を図るためには、打込んだコンクリートの収縮によるひび割れを防止する必要がある。その手段として、一般的に膨張材が用いられている。また、打込み時に既設橋脚の表面を適度に湿らせコンクリート中の水分が既設橋脚へ吸収されて水和反応を阻害されることを防ぐ必要がある。

#### ③ セメント種別の選択

巻立て部は比較的断面が薄いため、コンクリートは外気の影響を受けやすい。そのため、収縮量の大きな高炉セメントの使用は避け、普通ポルトランドセメントを使用することが望ましい。また、冬場は硬化初期の強度発現が小さいので、早強ポルトランドセメントを使用することも有効である。

表-4.3.7 流動化コンクリートの仕様例

圧縮強度 材齢28日 (N/mm <sup>2</sup> )	粗骨材の 最大寸法 (mm)	目 標 スランプ (cm)	空 気 量 (%)	セメント の種別	混和材(剤)
24	20or25	15±2.5	4.5±1.5	普通 ポルトランド セメント	高性能AE減水剤 膨張材

表-4.3.8 高流動コンクリートの配合例<sup>9)</sup>

水結合 材比 W/P (%)	水セメント 比 W/P (P)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					高性能 AE減水剤 (SP) (P*wt%)	増粘剤 V (kg/m <sup>3</sup> )
		水 W	結 合 材 (P)		細骨材 S	粗骨材 G		
			セメント C	膨張材 E				
32.1	36.4	166	456	60	790	832	1.4	0.8

### d) 施工上の留意点

表面処理工法の一例を表-4.3.9に、施工上の留意点を表-4.3.10に示す。

表-4.3.9 表面処理工法の一例<sup>9)</sup>

	ウォータージェット工法	ウォーターサットジェット工法	パキュムアースター工法
施工法概要	高圧ポンプにて水をコンクリート面に噴射してモルタル分を除去する	高圧ポンプにて砂を混入させた水をコンクリート面に噴射してモルタル分を除去する	研磨材(スチールリット <sup>®</sup> またはアルミグリット <sup>®</sup> )をコンプレッサーにてコンクリート面に噴射しモルタル分を除去する
圧 力	水 圧 2,000～2,500kgf/cm <sup>2</sup>	水 圧 250～350kgf/cm <sup>2</sup>	空 気 圧 5～6kgf/cm <sup>2</sup>
噴射量	水 20～25ℓ/min	水 20～25ℓ/min	空 気
	—	砂 4～5kg/min	スチールまたはアルミグリット <sup>®</sup>
コンクリート面とノズル間距離	約50mm	300～400mm	0mm

表-4.3.10 施工上の留意点

工程	問題点	対策案
表面処理工	・既存橋脚コンクリートの表面処理方法および程度	①スチールショットブラスト、ウォータージェット、チップング等の方法が一般的(表面処理工法の一例を表-4.3.10に示す) ②コンクリート表面から1~3mm厚さのモルタルを除去することが目安 ③付着強度では10~15kgf/cm <sup>2</sup> 程度が目安
型枠工	・充填性を確保するためにスランプの大きな流動化コンクリートや高流動コンクリートが使用される場合が多く、側圧が大きくなる	①型枠はコンクリートの漏洩がないように密実なものとする ②高流動コンクリートを用いる場合は液圧として側圧を考える必要がある
コンクリート打設工	・打継部が構造上や耐久性上弱点となる ・打設高さが高くなるとコンクリートの落下距離が高くなり、材料分離や充填性不良の恐れがある	①打継ぎ部を設けない連続打設とする ②型枠に開口部を設けるなどの工夫をして、1ロットが2m以下程度となるように打設高さを制限する

(2) 鋼板巻き立て工法

a) 施工手順

図-4.3.11に施工概要を曲げ耐力制御式の例で示す。

一般的な施工手順について、既設橋脚の表面処理工以降の手順を図-4.3.12に示す。

鋼板巻き立て工法には、その目的に応じて、下記の2通りの基本概念があり、鋼板取付けの仕様が異なる。

① 鋼板を帯鉄筋とみなした場合

帯鉄筋のせん断補強効果によるせん断耐力の向上、および帯鉄筋の横拘束による橋脚のじん性向上が期待される。

この場合、効果が期待できる程度に注入材が充填されていれば、ズレ止め等のアンカーは不要であるとの見解や、た、注入材充填の有無での比較にお

いて、同等のじん性向上効果が得られたとの報告<sup>53)</sup>もあり、固定アンカーおよびフーチングアンカーは設置せず、鋼板のたわみ防止にコラムクランプを使用することが多い。

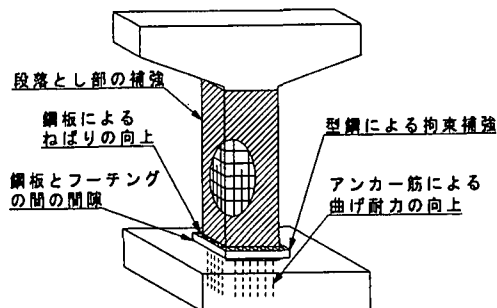


図-4.3.11 施工概要  
(曲げ耐力制御式)

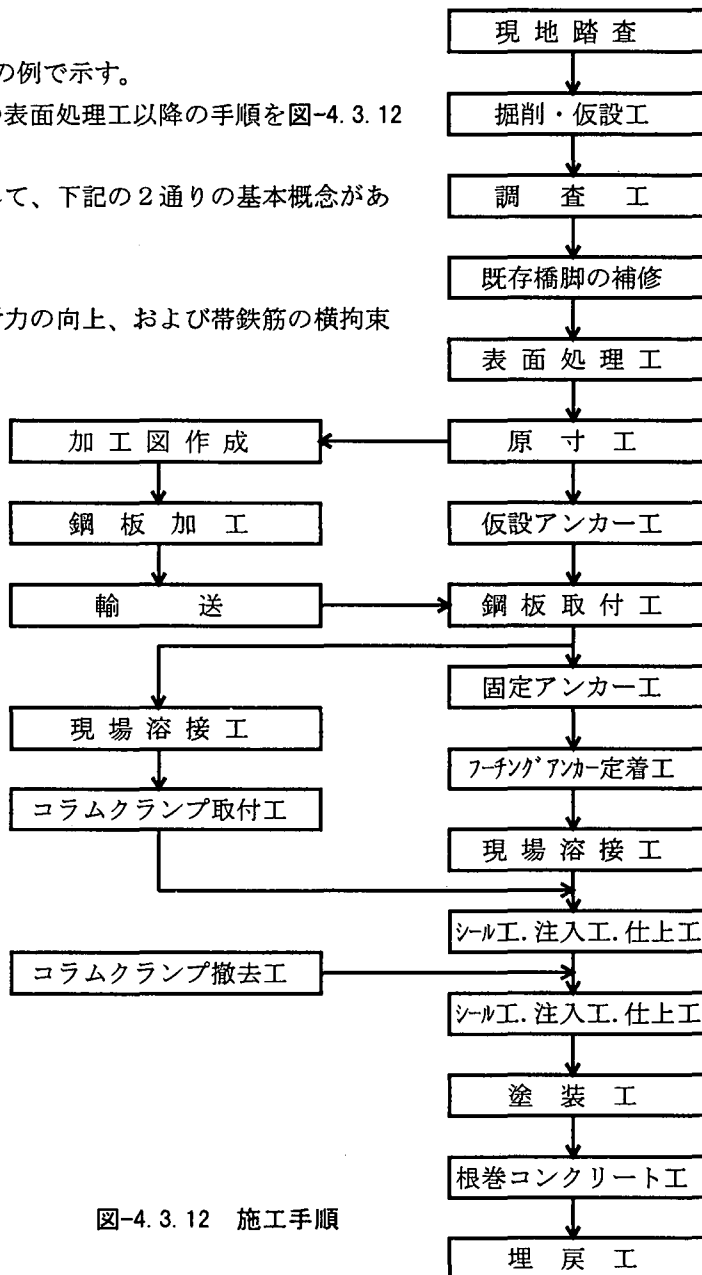


図-4.3.12 施工手順

②鋼板を帯鉄筋および主鉄筋とみなした場合

上述の帯鉄筋による効果に加えて主鉄筋としての効果を期待するものであり、鋼板と橋脚コンクリート面が平面保持され、ズレが生じないような方策が必要とされており、多くの場合、固定アンカーや鋼板下部の型钢およびフーチングアンカーを設置する。

b) 注入材

鋼板と橋脚の間に充填する注入材としては、上述の①の場合は高流動モルタル、②の場合はエポキシ樹脂が主に使用されていた。しかし、“許容塑性変位の範囲内では、エポキシ樹脂と無収縮モルタルは同等の効果を発揮する”との報告<sup>50)</sup>がなされて以来、コスト低減および工程短縮の観点から、②の場合にも、無収縮モルタル（高流動性を具備）使用への移行が積極的に検討されている。なお、一般的な注入厚さは、エポキシ樹脂の場合は4mm程度、無収縮モルタルを使用する場合には10～30mm程度である。

無収縮モルタルの規格値は明確にされていないが、下記の事項が概念的な必要物性と言われている。また、従来の無収縮モルタルの評価基準とされてきた沓座モルタルの規格値を一部修正して準用しようとする動きもある。

- イ) 充填性のよいこと。
- ロ) 無収縮であること。
- ハ) プリーディングのないこと。
- ニ) 圧縮強度がある値以上であること。

ただし、ロ) ハ) については、鋼板を帯鉄筋の効果しか期待しない場合には重視しないこともある。

また、本工法において充填性を確保するためには、注入材の水平流動性および中長期での無収縮性が重要であると考えられるが、沓座モルタル規定以外の試験において、沓座モルタルの規格値は満足するものの、この両物性が劣る市販品があるとの結果も得られている。表-4.3.11に、5銘柄の市販品のJロート試験結果を示し、セルフレベリング材の流動性評価法(JASS15M103)に準拠したフロー試験(ガラス板上に置いたφ5×10cmの容器にスラリーを詰め、容器を引き上げて広がったスラリーの直径を測定)の結果を図-4.3.13に示す。

図-4.3.13より、沓座モルタルのJ<sub>14</sub>ロート規格値である8±2秒は満足しているものの、フロー値が小さく、また経時での低下が大きいものがある。フロー値の一つの目安として、JASS15M103に、φ5×5.1cm容器によるセルフレベリング性の下限フロー値は190mmと示されているが、当試験結果では、φ5×10cm容器の場合で、フロー値は253mmが得られており、1.33倍となっている。

表-4.3.11 Jロート試験結果

品名	J 14	J 16
A	8秒	36秒
B'	10秒	44秒
B	6秒	25秒
C	6秒	24秒
D	6秒	27秒
E	6秒	23秒

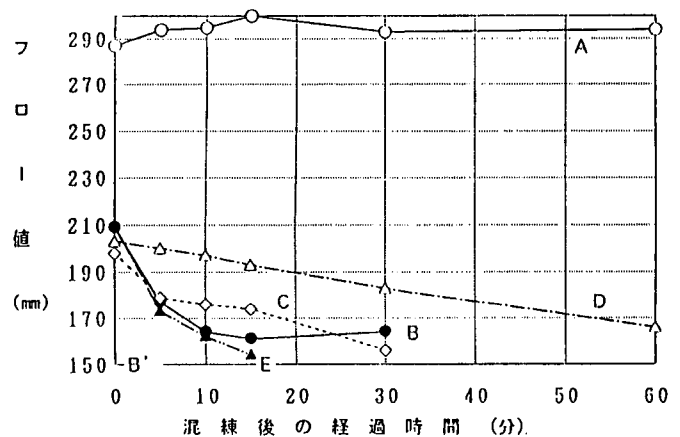


図-4.3.13 フロー試験結果

また、10×4×40cmの供試体の中央に埋め込みゲージをセットし、ビニール袋による封かん養生下での長さ変化測定結果を図-4.3.14に示す。

図-4.3.14より、初期膨張の後、収縮に転じ、沓座モルタルの判定基準である7日以降に、収縮がマイナス側に進行するものがある。



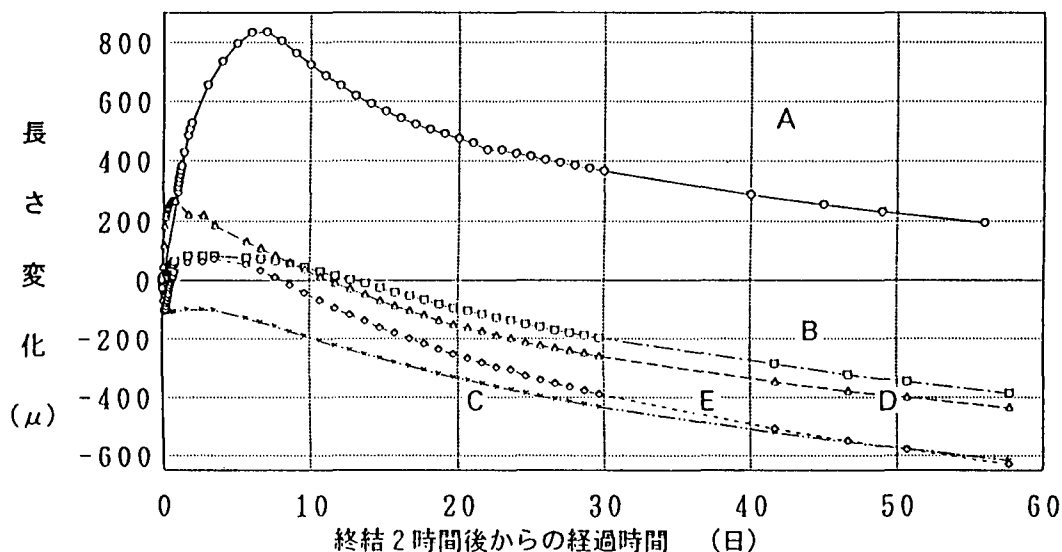


図-4.3.14 長さ変化測定結果

c) 施工上の留意点

本工法の施工において、特に注意を要する工程として、鋼板設置における溶接および注入材としての使用経験が浅い無収縮モルタルの施工が挙げられる。表-4.3.12に、両工程の問題点および対策案<sup>59)</sup>を記述する。なお、無収縮モルタルの場合、部分的な鋼板との剥離（肌離れ）は避け難いとの指摘もあるが、これに対しては、補強筋としてスパイラル筋を使用することによって、鋼板巻き立てと同等の補強効果が得られるとの報告<sup>60)</sup>がある。また、肌離れの影響の定量的な把握を目的とした実験も実施されている。

表-4.3.12 施工上の留意点

工程	問題点	対策案
鋼板溶接	<ul style="list-style-type: none"> <li>・開先部の清浄が難しく、品質確保が困難</li> <li>・母材と裏当て金の密着精度の確保が困難</li> <li>・溶接部品質が作業員の技量に左右される</li> <li>・溶接部の検査が困難</li> </ul>	<ol style="list-style-type: none"> <li>①鋼板の分割数の低減</li> <li>②ボルト式継ぎ手やかみ合わせ式継ぎ手の採用</li> <li>③目視検査、浸透深傷検査、超音波深傷検査の併用</li> <li>④溶接工の作業環境の整備</li> </ol>
無収縮モルタル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・材料の充填性能の確認および混練時の品質管理を十分に行わないと充填不良が発生する</li> <li>・スラーの液圧（スラー容重×充填高さ）による鋼板のたわみ</li> <li>・アンカーボルトのすき間および鋼板下端部からのスラー漏出</li> </ul>	<ol style="list-style-type: none"> <li>①充填性判定方法の考案およびスラー製造マニュアルの整備</li> <li>②加振および圧入等の施工方法の検討</li> <li>③施工時の打音等による充填検査</li> <li>①クランプ等の支保工あるいは橋脚への埋め込みアンカーによるたわみ抑制</li> <li>②1回の充填高さの制限（分割施工）</li> <li>①ボールパテ等によるシール</li> <li>②本施工前にスラーを数十cm高さに充填し、固化させる（先入れ）</li> </ol>
タールの施工	<ul style="list-style-type: none"> <li>・橋脚コンクリートによる吸水→注入材の痩せ、反応阻害および置換空気による空隙の発生</li> <li>・(a)支保工撤去時の鋼板の戻り、(b)分割施工における打ち継ぎ部の鋼板たわみ、(c)注入材と鋼板の温度ひずみ差による部分的な肌離れの発生</li> </ul>	<ol style="list-style-type: none"> <li>①橋脚コンクリートへの給水</li> <li>②橋脚コンクリートへのシーラ、プライマーの塗布</li> <li>①鋼板裏面へのジベルの設置</li> <li>②密な橋脚への埋め込みアンカーの設置</li> <li>③鋼板裏面へのメチル系プライマーの塗布</li> </ol>

### (3) 繊維シート巻立て工法<sup>44) 40) 57) 58) 59)</sup>

#### a) 施工手順

図-4.3.15に施工概要を炭素繊維の例で示す。

図-4.3.16に施工手順を示す。

現地踏査、準備工、既存橋脚の補修については橋脚補強工法全体に共通であり、(1)を参照されたい。

#### ① 材料の搬入・保管

材料の搬入にあたっては、品質検査を行って基準に適合することを確認したものを用いる。保管については、雨水に曝されず、繊維材料は傷や汚れ付かないように、樹脂系材料は火気や高温を避けて保管する。

#### ② 下地処理工

コンクリート表面は、良好な付着を得るためにウォータージェット、サンドブラスト、グラインダーなどの処理を行う。表面の突起を平滑にし、段差、型枠、目違いは、ポリマーセメントモルタルやエポキシパテを用いて平滑に仕上げ、隅角部は面取りする。コンクリート表面は清浄、平滑で乾燥状態とする。

#### ③ 繊維シート巻立て工

繊維シートの巻立てに先立って、プライマー塗布を行う。繊維材料には、炭素繊維、アラミド繊維、スチール繊維などの連続繊維とガラス短繊維のチョップストランド（成型マット含む）がある。これら繊維材料の貼付けや吹き付けには熟練を要するので、試験施工などにより仕上がり状況を確認することが望ましい。

連続繊維シートを2方向に貼り付ける場合には、軸方向を下層に軸直角方向（周方向）を上層にする。またシートの重ね継ぎ手長は100mm以上とし、継ぎ手位置は軸方向、周方向共に重ならないように施工を行う。

#### ④ 仕上げ工

仕上げは美観、耐久性、耐火性、また車両などによる衝突対策等を目的として、対象橋脚の供用条件や路下の活用状況により選定する。

仕上げ工には、塗装、リシン吹き付け、モルタル仕上げなどがあるが、セメントモルタルやポリマーセメントモルタルを厚付けする場合は、ラス金網などを用い、繊維シート表面への付着を確保することが望ましい。

#### b) 施工上の留意点

繊維材料は軽量で取り扱いが容易であり、連続繊維シートの施工には機械設備も不要である。仕上がりの積層厚も小さく、建築限界などの影響を受けにくい。また、一方向繊維シートを用いることで目的に合った補強が行える利点もあり、阪神淡路大震災の復旧を契機に施工量が増大している。しかし、土木材料としての実績はまだ少なく、繊維や樹脂材料の施工には特別な留意が必要となる。一般にはコンクリート塗装と同様の施工管理を行うが、繊維材料特有の留意事項も考えられ、これら施工上の留意点を表-4.3.13に示す。なお、品質管理に関しては、仕様書に従って、樹脂材料の各種性能試験、繊維シートの接着試験や引張試験などを適宜行う必要がある。

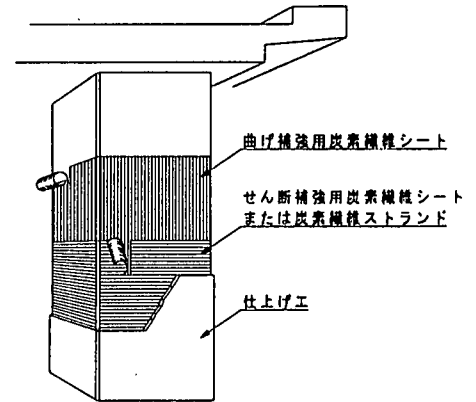


図-4.3.15 施工概要  
(炭素繊維巻立て工法)

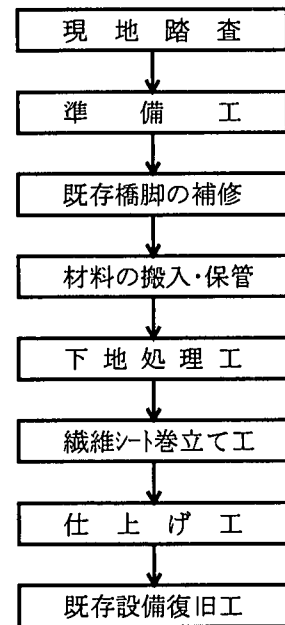


図-4.3.16 施工手順

表-4.3.13 施工上の留意点

工 程	項 目	施 工 上 の 留 意 点
施工環境	温 度	5℃~40℃の範囲で施工
	湿 度	85%RH以下で施工
	天 候	降雨、降雪、強風等の場合は施工を見合わせる
表面状態	コンクリート (隅角部処理)	平坦で脆弱部や汚れ、結露を取り除く 隅角部は面取りまたは炭素繊維シートの場合は30R 以上、アミド繊維シートでは10R以上とする
	鉄 筋	露出や発錆がある場合は、適切な処置を行う
	表面含水率	目視乾燥状態であること (10%以下が望ましい)
	付着塩分量	100mg/m <sup>2</sup> 以下 (カゼ法)
材 料	使用材料	品質管理試験により基準に適合していること
	連続繊維シート	破断、折れ曲がり、汚れのないこと
	短繊維シート	均一な長さであること、燃り戻りのないこと
施 工	材料使用量	標準使用量の範囲で施工
	樹脂の含浸	脱泡ローラー、アイロンローラーなどを使用する
	繊維シートの密着	弛みなく施工し、十分な押さえを行う
	吹き付け厚さ	仕様の範囲で行い(3~5mm)、ダレ落ちを防止する
	養生方法	仕様通りの時間、間隔で施工
	積層時の結露	強制乾燥、または自然乾燥を行う
	仕上げ状態 (付着力確認)	目視にて異状がないことを確認し、必要に応じて繊維シート層、仕上げ層の付着試験を行う

#### 4.3.3 補修・補強工法の耐久性について

##### (1) 補強工法の耐久性

###### a) はじめに

既存橋脚自体が、塩害やアルカリ骨材反応などの影響を予め受けている場合、補強後の特性や耐久性の予測は難しい。また、補強後の既存橋脚補修は困難である。以上の理由により、以下に挙げた文献を参考にして、あらかじめ補修あるいは耐震補修を行うことを前提に、各種耐震補強工法の耐久性について述べる。

①日本コンクリート工学協会「コンクリートのひびわれ調査、補修・補強指針」昭和62年2月

②土木学会「コンクリートライブラリー81：コンクリート構造物の維持管理指針(案)」平成7年10月

###### b) RC巻立て工法

RC巻立て工法に用いる材料は、一般に通常鉄筋や高強度鉄筋および普通コンクリートなどである。これらの耐久性は、塩害やアルカリ骨材反応および中性化に対して十分留意した設計・施工を行えば、既存橋脚と同等の耐久性を有すると考えられる。

塩害については、以前は、細骨材に用いられる海砂の塩化物含有量を規制して対処してきたが、現在は、細骨材だけでなく、その他の混和材およびセメント等から混入する塩化物に対しても、塩化物総量を規制することにより、塩害に対して対処している<sup>6)</sup>。

また、アルカリ骨材反応については、建設省「アルカリ骨材反応抑制対策について」(建設省通達、第370号、平成元年7月17日)によれば、

- ①アルカリシリカ反応性試験で無害と認められたもの
- ②低アルカリ型セメントの使用
- ③混合セメント(高炉スラグ、フライアッシュ等)の使用
- ④コンクリート中のアルカリ総量の規制

など、4項目の内、いずれか一つを採用する事を義務付けている<sup>61)</sup>。

中性化についての対応策は、十分なかぶりをとるなど、設計の段階で留意する必要がある<sup>61)</sup>。

c) 鋼板巻立て工法

鋼板補強の耐久性は、構造部材である鋼板自体の耐久性が問われる。鋼板自体に応力が作用するのは、主に地震時であるが、鋼板の疲労強度は、一般に、母材強度の50%と言われており、これは10<sup>6</sup>回の繰り返し荷重を受けた場合であるため、小規模地震を想定したとしても、疲労に関する影響は小さいと考えてよい。

鋼板の錆に対する対処方法としては、錆び代を考慮して鋼板厚さを設計する方法と、防錆処理とともに維持管理を行う方法の2種類が考えられるが、一般には、前者のように、設計の必要厚さ以上の鋼板を配置して維持管理を行わない方法よりも、後者のように、美観を保持する目的で適切な防錆処理方法を設計図書に予め明示して施工することが望ましい。防錆処理方法には様々なものがあるが、例えば、塗装や外周をコンクリート等で被うことなどが挙げられる。なお、地中部に配置された鋼板に関しては、再度防錆処理を行う際には掘削を伴うため、予め特に入念な防錆処理を行い、メンテナンスフリーとしておく必要がある。

d) 炭素繊維巻立て工法

阪神淡路大震災を機に、炭素繊維による耐震補強工法が見直されはじめた。また近年、アラミド繊維やガラス繊維など、様々な複合材料を耐震補強部材に取り入れる試みが行われている。これらの比較的新しい材料について、現在まで行なわれてきた耐久性に関する研究成果を取上げることとした。

各種繊維系複合材料の10,000時間までの促進暴露試験後の引張強度試験の結果<sup>63)64)</sup>を図-4.3.17および図-4.3.18に示す。参考までに、サンシャインウェザーロメータによる促進暴露は、200時間が約一年の

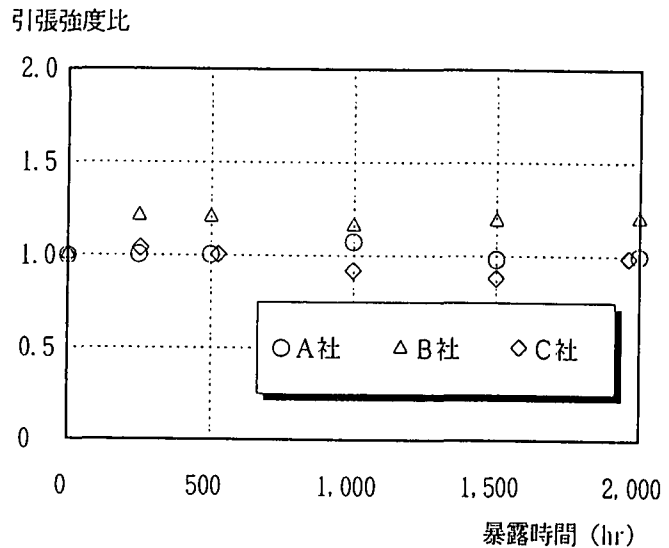


図-4.3.17 炭素繊維シートの促進暴露後の引張強度の推移<sup>63)</sup>

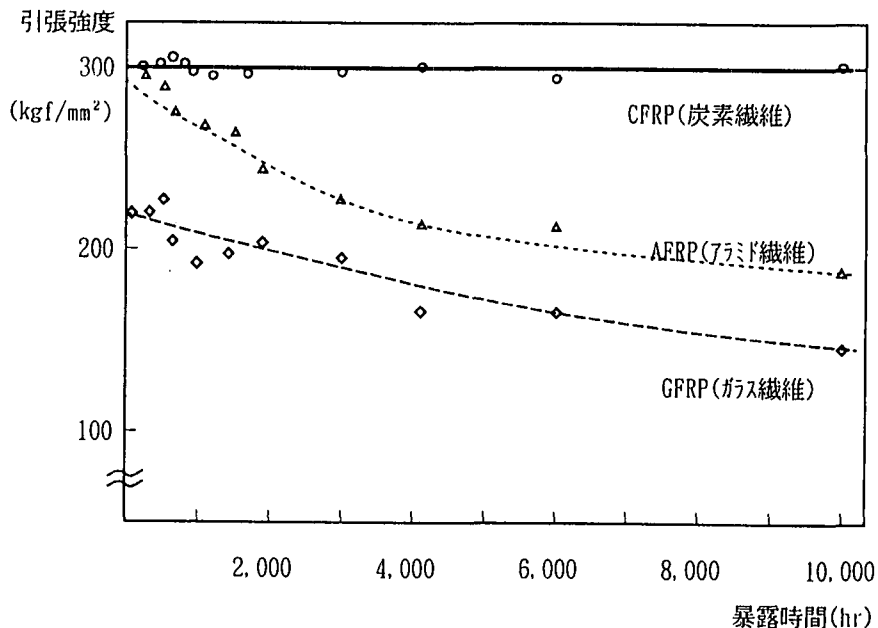


図-4.3.18 各種繊維複合材料の促進暴露後の引張強度の推移<sup>64)</sup>

自然暴露に相当するといわれており、10,000時間の促進暴露は、約50年の自然暴露に相当するといわれている。この結果から、炭素繊維を用いる場合は、ほぼ橋脚自体の供用が期待される50年程度までは強度低下が生じないことが分かる。一方、アラミド繊維を用いた耐震補強では、紫外線の遮蔽効果が大きい仕上げ塗装を行い、強度低下を防止する必要がある<sup>58)</sup>。

耐疲労性試験において、 $10^7$ 回までの繰り返し载荷試験による各種繊維複合材料の疲労特性<sup>44)</sup>を図-4.3.19に示す。 $10^7$ 回までの強度は、従来の金属系材料では、30~40%程度であるのに対して、一方向強化のCFRPでは、60~80%を発揮している。これらの繊維複合材料を床版などの補修・補強に用いる場合は、繰り返し疲労に対して考慮する必要があるが、耐震補強の場合は、地震の頻度を考慮すると、疲労に対する耐久性は考えなくてよいといえる。一方、床版補強に用いた場合でも炭素繊維やアラミド繊維は現在の繊維系複合材料の中で疲労特性のよい材料であるといえる。ただし、この種の繊維系複合材料に関する耐久性を考えると、マトリックス（エポキシ樹脂等）や表面処理材（プライマー）などの耐久性も重要となる。

耐候性については、促進暴露（2000時間）下および湿潤状態下での接着強度試験の結果<sup>44)59)</sup>を図-4.3.20および表-4.3.14に示す。いずれの場合も強度低下は認められない。また、赤外スペクトルによるエポキシ樹脂の劣化試験結果<sup>44)59)</sup>によれば、劣化は表層（ $2\mu\text{m}$ ）程度であり、内部にまで進行しないことも確認されている。

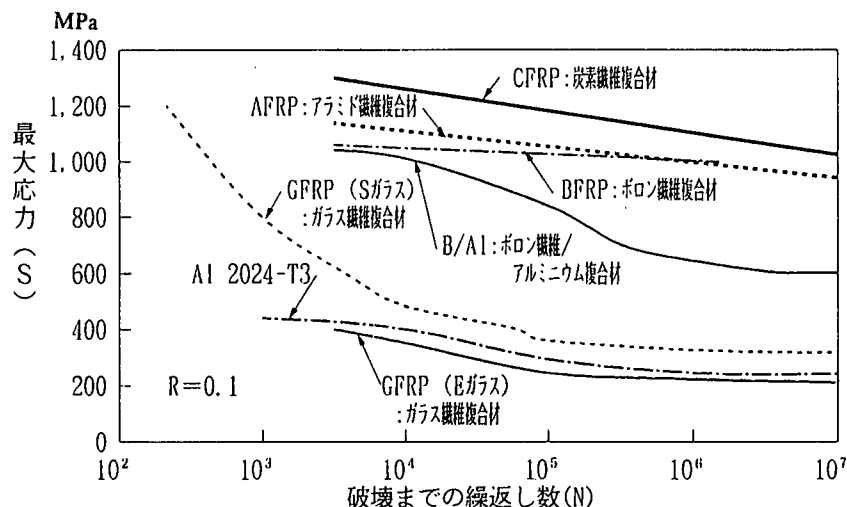


図-4.3.19 各種複合材料の疲労特性強度<sup>44)</sup>

表-4.3.14 湿潤状態での接着強度<sup>44)</sup>

材料	A社		B社		C社		
	乾燥面	湿潤面	乾燥面	湿潤面	乾燥面	湿潤面	
養生 1日後	接着強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	27	24	37	32	26	24
	破壊状況	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊
養生 3日後	接着強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	29	24	39	35	24	26
	破壊状況	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊
養生 7日後	接着強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )	29	27	38	38	28	31
	破壊状況	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊	母材破壊

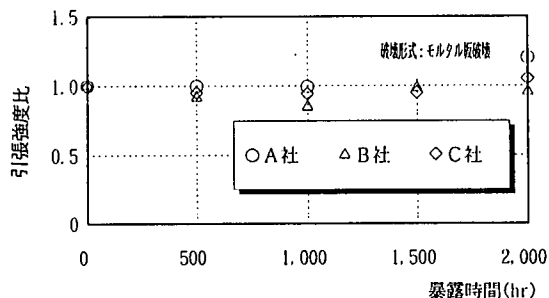


図-4.3.20 促進暴露後の接着強度<sup>63)</sup>

接着強度の耐水性は、塩水噴霧試験・温水浸漬試験を行なった結果<sup>44)59)</sup>によれば、問題ないと結論づけられている。図-4.3.21に、炭素繊維シートの引張強度および継ぎ手部強度と浸漬日数との関係を示す。

マトリックスであるエポキシ樹脂に対する耐薬品性に関する試験結果によれば、エポキシ樹脂は、熱濃

硫酸・硝酸に対して溶解することが結論づけられている。ただし、橋脚に繊維系複合材料を用いた場合には、このような強酸に晒されることはほとんどないため、問題はないものと推察される。

耐寒・耐熱性は、 $-54\sim 82^{\circ}\text{C}$ の実用範囲内での強度低下は認められていない<sup>62)</sup>。一方、耐火性については、繊維硬化体を構成する結合材(エポキシ樹脂)が可燃性<sup>44)58)</sup>であるため、各種繊維補強材を用いた場合は、火災時を想定して耐火被覆する必要がある。

#### (2) 補強後の維持管理

補強後の橋脚の維持管理方法については、一般に、土木構造物においては、メンテナンスフ

リーが望まれているが、実際には鋼製桁の塗装に代表されるように、維持管理を行い構造性能を維持していく場合もある。本節ではRC橋脚に耐震補強を行なった場合の維持管理について述べる。

RC巻立て工法に関しては、ほぼ既存橋脚と同等の耐久性を有しているといえる。一方、鋼板巻立て工法は塗装等の防錆処理などの維持管理が必要となる。この場合、橋脚補強部が地上であれば比較的容易に維持管理が行なえる。しかしながら、耐震補強の多くは橋脚基部の鋼板自体が地中部となる。地中部の維持管理には掘削を伴うため、首都高速道路における耐震補強工事においては、鋼板をさらにコンクリートで巻き立てることにより耐久性を橋脚と同等にしている。このように、掘削や足場を必要とするような箇所の耐震補強工事は、設計思想としてメンテナンスフリーとなるように心掛ける必要がある。

炭素繊維巻立て工法については、十分な耐久性を有していることは前節で述べたが、耐火性についてはエポキシ樹脂自体が可燃性であるため、いずれの繊維を用いた場合も耐火被覆を行うか火災終了後に再度巻付け直すなどの維持管理が必要である。景観に対して差し支えなければ、耐火被覆がない方が再度巻き直しの維持管理は行いやすい。

また、ウレタン塗装を施していない炭素繊維シートは、500時間の促進暴露で炭素繊維シート表面が白色化したのに対し、ウレタン塗装を施したものは、4,000時間の促進暴露試験後でも良好な外観を保っていた。ウレタン塗装は、外観の耐久性向上に対して有効であるが、無塗装においても接着強度低下等の性能劣化は認められない。外観に対する耐久性の需要が今後生じたとしても、炭素繊維補自体は、通常の耐震補強材料として、火災を除き、維持管理を必要としないと考えてよい。これに対して、アラミド繊維やガラス繊維は、暴露試験結果による強度低下が生じていることから、紫外線が繊維に直接当たらないよう、傷等の有無を検査するか、あるいは、強固な防護を設け繊維を保護する必要がある。

### 4.3.4 補強計算例

#### (1) 補強計算モデル

補強設計の基本的なフローは図-4.3.1に示されている。道路橋や鉄道橋の補強設計も基本的な考え方はこれに準じるものである。それぞれに実用的な耐震性の評価手法が提案され、パソコンにより容易に計算できるようになっている。また、耐震補強工法も各種の工法が開発され、それらの設計法も整備されている。しかしながら、提案されている評価手法は、地震時の挙動が一質点系の振動モデルとしてモデル化できる橋梁に限られるものであり、地震時に複雑な挙動を示す橋梁に対しては動的非線形解析によるものとされている。補強設計で動的非線形解析を行った検討事例はあまり報告されていないことから、ここでは図-4.3.22に示すPC3径間連続ラーメン橋をモデルとして、動的非線形解析による補強設計例を示す。

本モデルでは以下のような点を考慮して3次元動的非線形解析により耐震性を検討することとした。

- ① 中央スパンの長いラーメン構造で高次振動モードの影響が考えられる。
- ② P28橋脚の軸心が偏心しており3次元的な影響が含まれる。<sup>69)</sup>

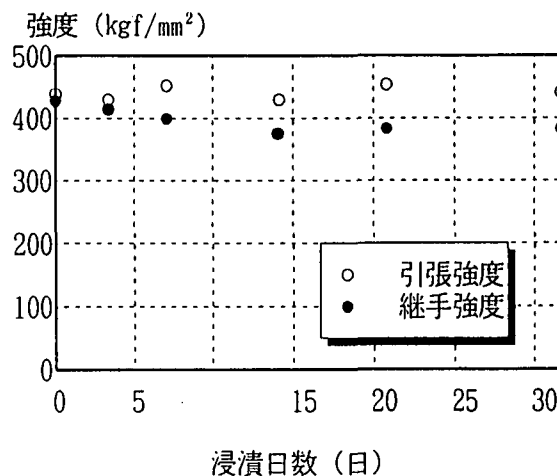


図-4.3.21 炭素繊維シートの浸漬日数と強度との関係<sup>44)</sup>

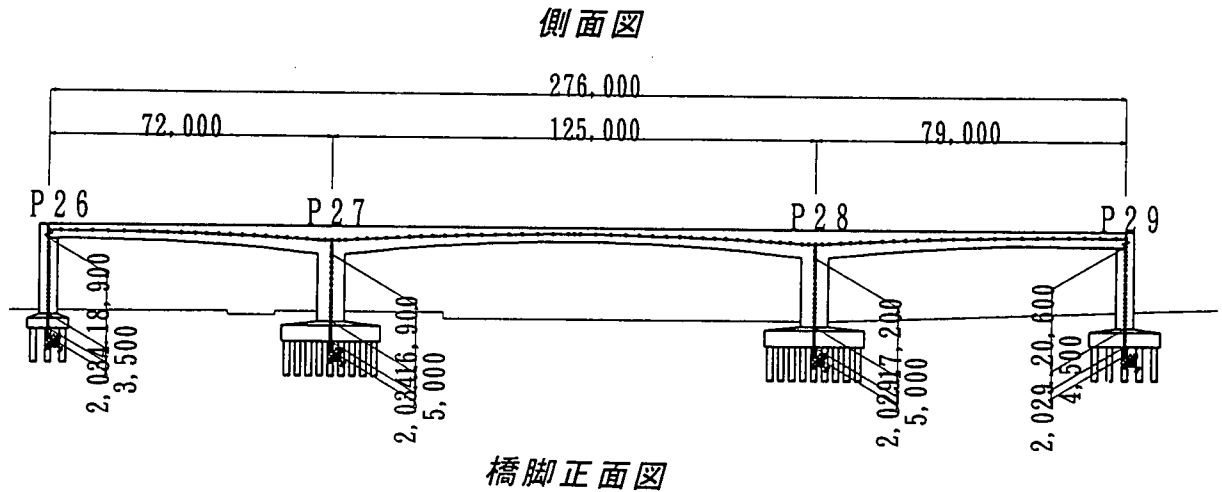


図-4.3.22 PC 3径間連続ラーメン橋

(2) 耐震性能の検討

a) 構造概要

- ① 構造形式：上部工 PC 3径間連続ラーメン橋  
下部工 RC矩形断面橋脚  
基礎工 杭基礎
- ② 橋長 : 276.000m
- ③ 支間長 : 72.000m + 125.000m + 79.000m

表-4.3.15 減衰定数

	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造	3%	5%
下部構造	2%	7%
基礎構造	20%	20%

④ 橋脚寸法：(橋脚高) × (橋軸方向幅) × (直角方向幅)

- P26橋脚 : 16.6m × 4.5m × 4.0m
- P27橋脚 : 16.9m × 7.0m × 7.8m ~ 6.0m
- P28橋脚 : 16.9m × 7.0m × 7.8m ~ 6.0m
- P29橋脚 : 17.2m × 4.5m × 4.5m

⑤ 地盤種別：Ⅱ種地盤

⑥ 使用材料：

- コンクリート 上部工  $\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$   
橋脚  $\sigma_{ck} = 270 \text{ kgf/cm}^2$   
基礎工  $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- PC鋼材 SBPR930/1180  $\phi 32$
- 鉄筋 SD345

b) 構造解析モデル

解析モデルは図-4.3.22に示す立体ラーメンモデルである。本検討では橋脚について非線形特性を考慮した。基礎及び上部工PC部材は線形部材とした。支点条件として、橋脚下端部は杭基礎を周辺地盤を考慮した弾性バネとし、鉛直、水平、回転ともバネ支持とした。また、桁端のゴム支承部は橋軸及び鉛直の2方向をバネ支持、回転方向をフリー、橋軸直角方向は固定とした。地震応答解析は橋軸方向と橋軸直角方向について検討し、それぞれの検討方向に入力地震動を作用させた。入力地震波は地盤種別がⅡ種地盤であることから、JR西日本鷹取駅観測波(EW:最大加速度666gal)を採用し、基礎工を含む地盤バネに入力した。減衰定数は道路橋示方書(平成2年2月)耐震設計編6.2.2(動的解析モデル)の参考値より図-4.3.15の値とし、要素剛性比例型減衰として与えた。なお、橋軸方向の解析では応答断面力が弾性領域を大きく越えることがなかったため、線形動解析における減衰定数の参考値を用いた。

c) RC橋脚のM-φ関係

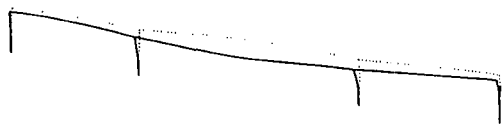
鉄筋コンクリート橋脚部材は曲げによる非線形特性を考慮した。この際、コンクリートの応力-ひずみ曲線は復旧仕様によるものとし、死荷重状態での軸力を考慮して算出した。また、復元力特性はひび割れ発生点、降伏点、終局点を3本の折れ線で表したディグレーディングトリリニア型の武田モデルを用いた。段落とし部の鉄筋の有効位置は定着端より30Dとし、断面内に有効に配置されるすべての軸方向鉄筋を考慮したP27橋脚、P28橋脚基部のM-φ関係を図-4.3.23に示す。

(3) 耐震性能の評価

a) 最大応答変位及び最大応答加速度

固有値解析の結果を図-4.3.24に示す。

1次モード  $F=1.222\text{Hz}$  刺激係数  $X=0.0282, Y=1.7872, Z=-0.0669$



2次モード  $F=1.275\text{Hz}$  刺激係数  $X=0.0202, Y=-0.3941, Z=0.0426$

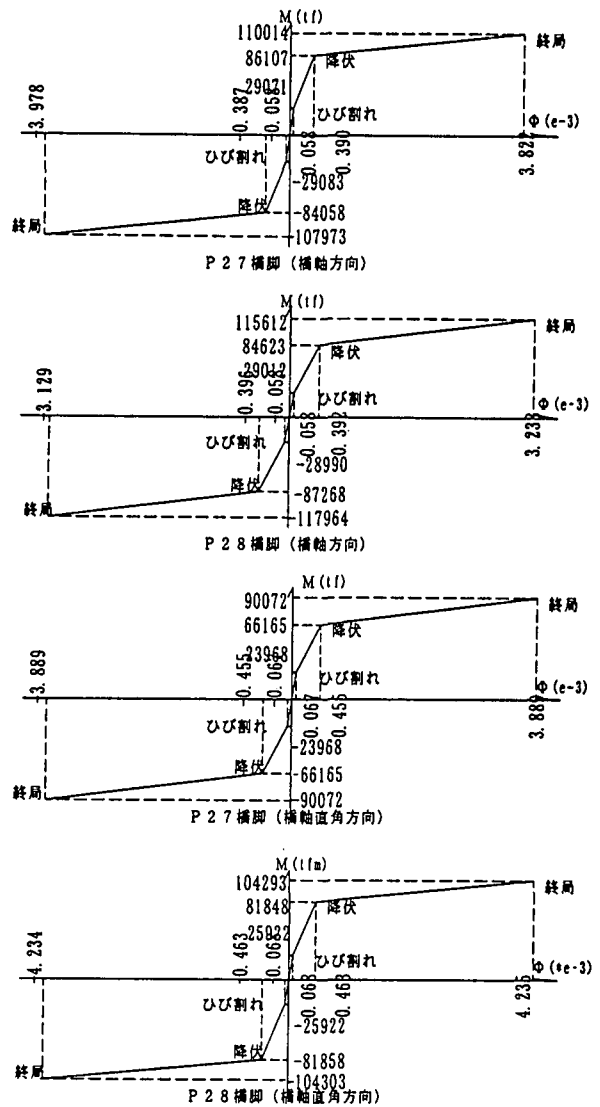
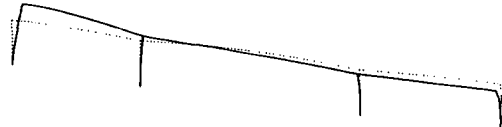
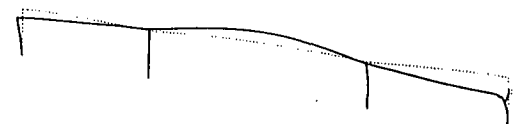


図-4.3.23 橋脚基部のM-φ関係

3次モード  $F=1.345\text{Hz}$  刺激係数  $X=0.0044, Y=0.8647, Z=0.0168$



4次モード  $F=1.542\text{Hz}$  刺激係数  $X=1.2680, Y=0.0356, Z=-0.1713$



5次モード  $F=1.562\text{Hz}$  刺激係数  $X=-1.1897, Y=0.1123, Z=0.9757$



図-4.3.24 固有モード

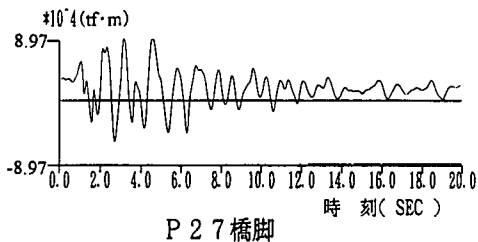


立体モデルによる解析結果、刺激係数より橋軸直角方向の主要モードは1次モードで固有周期は0.82秒、橋軸方向の主要モードは4次モードで固有周期は0.65秒となっている。P27、P28橋脚柱頭部の橋軸方向の最大応答変位は、P27橋脚が6.3cm、P28橋脚が6.4cmとほぼ同じであり、変位の応答波形も同位相であることから構造系全体が一体挙動をしていると判断される。橋軸直角方向の最大応答変位はP27橋脚が39.2cm、P28橋脚が36.0cmと橋脚の曲げ剛性が若干小さいP28橋脚の変位が大きくなっている。しかし、変位の応答波形はほぼ同位相であり、両橋脚が互いに及ぼす影響は少ないと判断される。

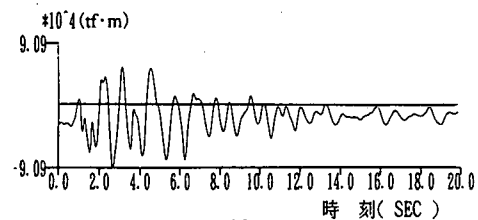
主桁の応答加速度は橋軸方向、橋軸直角方向とも700~800gal程度の応答を示しており、入力地震波の最大加速度に比べてほとんど増加していない。これは、柱部材が非線形領域に入り、剛性低下に伴う固有周期の長周期化、履歴減衰による減衰効果が大きくなったことにより、橋軸直角方向の加速度応答値が増大しなかったものと考えられる。

b) 応答曲げモーメント

P27橋脚、P28橋脚基部のM-φ履歴曲線を図-4.3.25に示す。時刻歴応答曲げモーメントを図-4.3.26に示す。

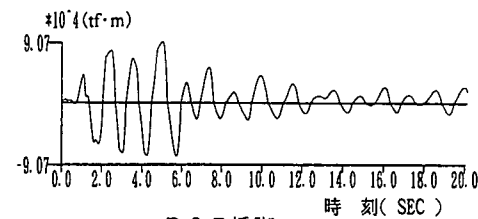


P 27 橋脚

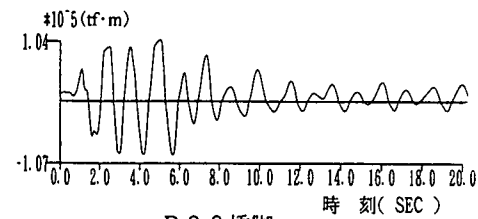


P 28 橋脚

橋軸方向



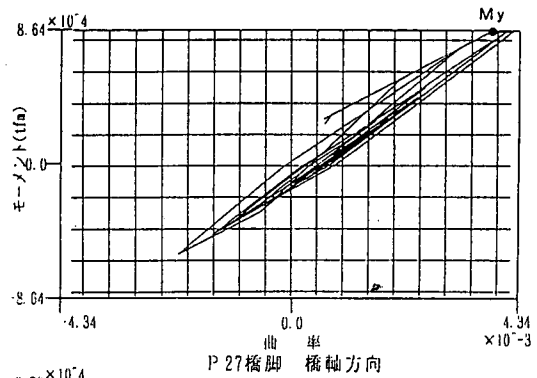
P 27 橋脚



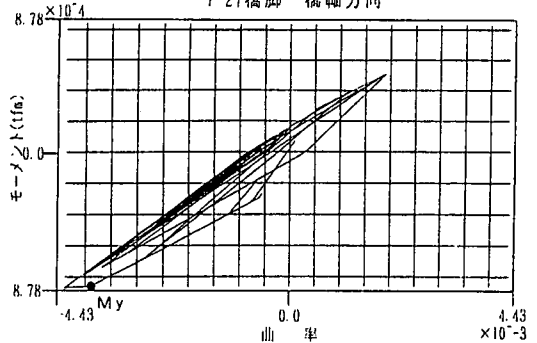
P 28 橋脚

橋軸直角方向

図-4.3.26 曲げモーメント時刻歴応答

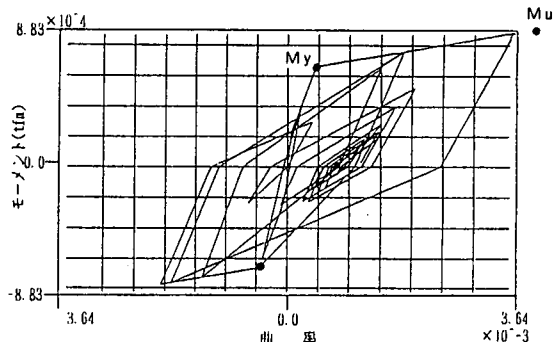


P 27 橋脚 橋軸方向

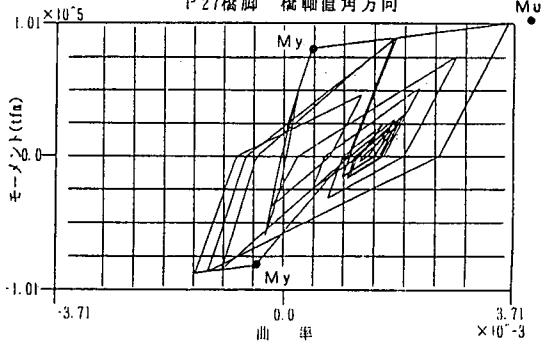


P 28 橋脚 橋軸方向

橋軸方向



P 27 橋脚 橋軸直角方向



P 28 橋脚 橋軸直角方向

橋軸直角方向

図-4.3.25 橋脚基部のM-φ履歴曲線

橋軸方向橋軸直角方向とも橋脚基部で塑性域に入る。しかし、橋軸方向は降伏点をわずかに越えた程度であるのに対して、橋軸方向は終局曲げモーメントに近い応答を示し、曲げ耐力を越えており、橋脚の曲げ耐力を向上させる補強が必要であると判定される。

c) 応答せん断力

P27橋脚、P28橋脚基部の時刻歴応答せん断力を図-4.3.27に示す。橋脚の応答せん断力は橋軸方向が橋軸直角方向より大きく、応答せん断力の比はP27橋脚で1.4:1.0、P28橋脚で1.2:1.0となっている。橋軸方向の応答せん断力は死荷重時に作用するせん断力が加算されるため、せん断耐力を上回る結果となり、せん断耐力を向上させる補強が必要であると判定された。橋軸方向地震時静解析 (kh=0.25) による結果と非線形地震応答解析の結果の比較を表-4.3.16に示す。同表から本検討では詳細設計時に考慮した地震時の約3倍に相当する地震力が作用するものと評価される。

表-4.3.16 せん断力の比較 (tf)

	応答せん断力	震度法:Kh=0.25
P27上部	6659	2016
P27中間	6958	2153
P27基部	7582	2472
P28上部	5315	1905
P28中間	5992	2231
P28基部	6294	2412

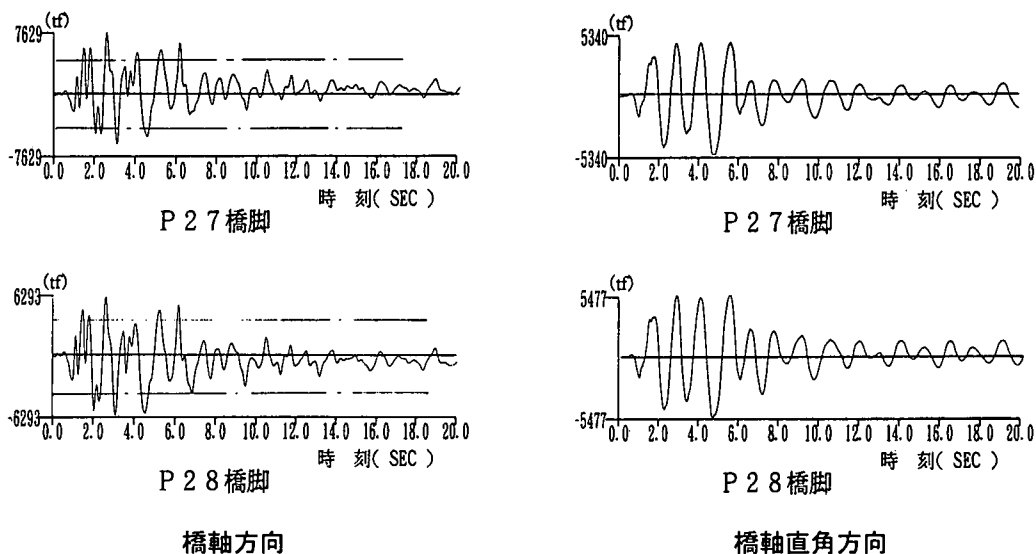


図-4.3.27 せん断力時刻歴応答

(4) 補強設計

a) 設計概要

橋脚補強は「RC橋脚耐震補強設計施工管理要領(案)」(阪神高速道路公団保全施設部)に従い、相当する鋼板厚を算出し、次に鋼板巻きによる橋軸直角方向の靱性と耐力の向上を評価した検討を行い、曲げ耐力の不足を補うフーチング定着アンカー量を算出する。

また、本橋脚形状は脚頭部で3次元的に変化し、鋼板巻き立てが困難となるため、曲線区間は鋼板と同等の強度を有する炭素繊維シートにより補強する。

b) せん断補強

補強鉄板厚は、補強前のせん断耐力と非線形動解析による応答せん断力とを比較し、耐力の不足分をすべて鋼板で受け持つように設計する。補強鋼板厚tsは式-4.3.1、式-4.3.2による。また本設計では補強鋼板の段落とし としはせず、不足せん断耐力が最大値となる橋脚基部で鋼板厚を決定した。表-4.3.17に検討結果を示す。

表-4.3.17 せん断補強

	橋軸方向	橋軸直角方向
P27橋脚	D35—12本	D51—22本
P28橋脚	D35—12本	D51—51本

橋脚断面形状が変化し炭素繊維シートによる補強を行う区間の炭素繊維シートの巻き付け層の数は補強

鋼版と同等の強度を持つように、式-4.3.3により算出する。また、炭素繊維補強区間は橋脚上部であり曲げ耐力の補強の必要がないため水平方向のみの補強とした。

$$t_s = (10 \times 1.15 \times S_o) / (2 \times \sigma_{sy} \times d) \quad (4.3.1)$$

$$S_o = S - P_s \quad (4.3.2)$$

ここに、 $t_s$  : 補強鋼板厚  
 $S$  : 非線形動解析による応答せん断力  
 $P_s$  : 鋼板補強前のせん断耐力  
 $S_o$  : 不足せん断力  
 $d$  : 鋼板補強時の部材断面の有効高  
 $\sigma_{sy}$  : 補強鋼板降伏点

$$n = (t_d \times \sigma_{sy}) / (t_{cf} \times \sigma_{cfa}) \quad (4.3.3)$$

ここに、 $n$  : 炭素繊維シート層数  
 $t_d$  : 補強鋼板厚 (mm)  
 $t_{cf}$  : 炭素繊維シート 1 枚当たりの設計厚 (0.167mm)  
 $\sigma_{cfa}$  : 炭素繊維シートの地震時許容応力度 (23600kgf/cm<sup>2</sup>)

#### c) 曲げ補強

曲げ耐力の補強は補強鋼板を考慮した許容曲げ耐力が非線形動解析による応答曲げモーメントを上回るように補強鋼板及びフーチング定着アンカーを配置する。フーチング定着アンカー補強後の曲げ耐力の算出には、軸方向鉄筋としてアンカー鉄筋の断面積を見込み、有効高は橋脚基部ではアンカー鉄筋位置、それ以外の断面では補強鋼板位置とした。

また、断面変化区間は水平方向のみの炭素繊維シートによる補強であるため、曲げ耐力の補強は考慮できない。そこで、鋼板補強部と炭素繊維シート補強部の継ぎ目部分が曲げによる弱点とならないように補強後の応答値に対する曲げ耐力の余裕量を算出し、継ぎ目部分の安全性を確認した。

表-4.3.18 フーチング定着アンカー鉄筋量

	鋼板厚 (mm)	炭素繊維シート数
P27橋脚	14	9
P28橋脚	11	7

表-4.3.18にフーチング定着アンカー鉄筋量を示す。ここで、橋軸方向配置鉄筋量は鋼板巻き立て補強時の最小配置鉄筋量である。また、配置間隔はフーチング鉄筋の配置間隔より決定した。

### 4.4 まとめ—コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン (案) —

#### 4.4.1 ガイドラインの考え方

第4章のまとめとして“コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン (案)”を提案する。

本ガイドラインは阪神・淡路大震災を一つのケーススタディと考え、将来再び地震に遭遇し、コンクリート構造物が被災した場合を想定して、被災したコンクリート構造物の耐震補強、および被災しなかった構造物の耐震補強も含めた基本的な考え方を示すものである。

本章で既に述べてきた「4.2被災度・供用性の判定」から「4.3耐震補強」までは、主として地震によって被災したコンクリート構造物の耐震補強、あるいは被災しなかった構造物に対する耐震補強の基準となる考え方を示したものである。本節ではそれらを実際にとられるであろう行動ならびに必要な判断を時間的な流れに沿った形でフローチャートにとりまとめ、ガイドラインとして示したものである。

#### 4.4.2 ガイドラインの概要

“コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン (案)”は、二つのフローチャートから成り立っている。すなわち、地震発生をスタートとする“被災コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン (案)”と各種点検調査をスタートとする“既設コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン (案)”である。フローチャートには各節の番号を付した。

(1) 被災コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン (案)

被災コンクリート構造物の耐震補強のフローチャートを図-4.4.1に示す。地震発生後直ちに行われるであろう「緊急点検」は全体的な被害の概要および重大な被害の有無を把握するために行うもので、特に二次災害の発生する危険性を排除することを目的としている。二次災害の発生が懸念される場合には、直ちに立入禁止の処置を執ったり、緊急的な工事を実施することによって二次災害を予防することが大切である。

本復旧までの期間が長期にわたると社会的な影響が大きい場合や本復旧を行う際の機材の搬入などに当該構造物を使用せざるを得ないという場合などでは、条件を付けてでも供用開始せざるをえない。そのような場合には本復旧に先立って応急復旧を行うことになる。「緊急点検」を行うことによって、重量制限などの条件を付ければ供用開始してよいかどうかの判定、すなわち、「制限付き供用性の判定」を行うことになる。それらの判断の基になる、緊急点検よりもやや詳細な点検がここでいう「応急点検」である。土木学会「コンクリート構造物の維持管理指針 (案)」でいう「臨時点検」は「緊急点検」と「応急点検」の総称である。

「制限付き供用性の判定」に際して、供用開始後の耐久性は基本的には考慮する必要がない事柄である。ただし、建設時点で適用された耐震設計基準、使用材料の規格と品質さらには被災までの供用期間中における材料劣化等を考慮した上で被災直前の構造特性を推定し、被災の程度に応じて残留耐力、残留変形性能について検討することによって、応急復旧が必要かどうかを判定する。

なお、被害が極めて大きい場合にあっては、供用性の判定を行うまでもなく、取壊し再施工の対策がとられることもある。

「供用性の判定」にあたっては、「詳細点検」の結果を踏まえて耐震性（耐力・変形性能）と耐久性の検討を行うことになる。応急点検の時点で、ある程度の情報が得られているはずであるが、ここでは、改めて構造物の現状、すなわち、構造物・部材の形状・寸法、鋼材の寸法・配筋・腐食度等、材料の品質などの構造物の基本的な条件を把握するとともに、地震によって生じた構造物・部材の残留変形等を再評価する。ここでは、「4.2.4 下部工の供用性の判定 (4) 構造物の現状評価、(5) 供用性の判定」が参考になろう。

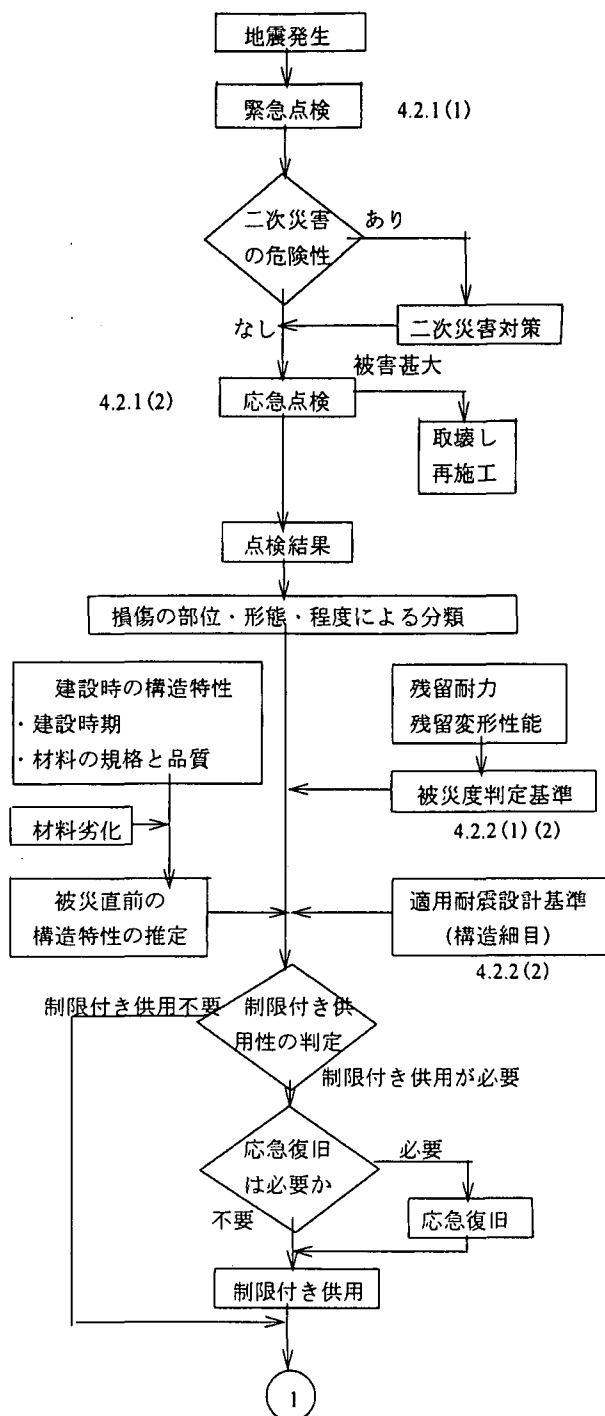


図 4.4.1 被災コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン (案) (その1)

被災コンクリート構造物を供用するにあたって、どの程度の耐震性能を期待するかについては、主としてその構造物の重要度等に関わる問題である。

- ・耐震性能1：地震後にも機能は健全で、補修をしないで使用可能
- ・耐震性能2：地震後に機能が短時間で回復でき、補強を必要としない

- ・耐震性能3：地震によって構造物全体系が崩壊しない

として、どのレベルの耐震性能とするかを決定する必要がある。その場合、当該構造物の残存設計耐用年数を視野に入れたうえで耐震性能のレベルを考えることになる。

残存設計耐用期間は、設計耐用期間から点検時までの経過供用期間を差し引いた残りの期間と定義され、構造物に要求される供用期間、環境条件、構造物の耐久性によって左右される。したがって、残存設計耐用期間をどのように設定するかは、実際には非常に難しい問題である。ただ、経過供用期間がきわめて長期にわたっており、残存設計耐用期間がそれほど長くはないと考えられる構造物に対して、高い耐震性能を求める必要はないと考える場合もある。

耐震補強・耐震補修の方法として、「4.3.1(4)橋脚の補強設計法」で取り上げた工法は、鉄道橋、道路橋において比較よく用いられるRC巻立て工法、鋼板巻立て工法、炭素繊維巻立て工法の3種類であるが、その他の工法についても施工例が増えてきており、表-4.3.3などを参考に、現地の状況等を勘案の上決定することになる。

なお、耐震補強・耐震補修工法そのものの耐久性については、4.3.3に述べている。

本復旧の後には、通常の維持管理作業に戻るようになる。

## (2) 既設コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン（案）

被災していないコンクリート構造物の耐震補強のフローチャートを図-4.4.2に示す。フローチャートは、日常定期的に行われる各種点検調査（例えば「定期点検」）をスタートにしている。

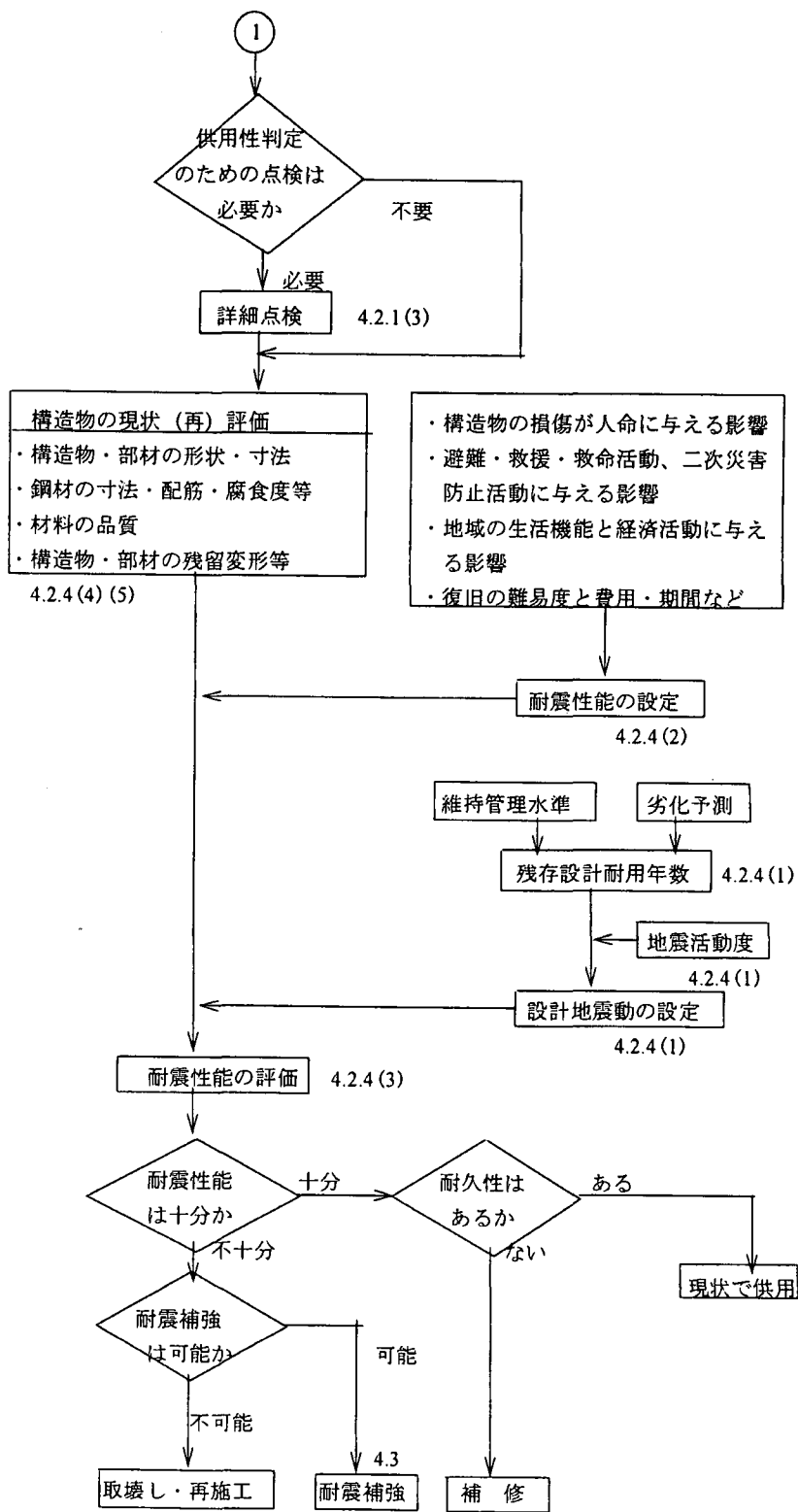


図 4.4.1 被災コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン（案）（その2）

この場合、対象とする構造物に関する各種データが整備されているかどうか大きな要素である。具体的には、構造物・部材の形状・寸法、準拠した設計基準類、永久荷重状態、地盤条件、構造物の劣化状況、過去の補修・補強履歴などに関するデータである。もしこのようなデータが整備されていない場合には、文献調査、設計図書、施工記録等を再調査するとともに現地調査を行う必要がある。

どのレベルの耐震性能とするかあるいはどのレベルの地震動を想定するかについては、被災コンクリート構造物に関するものと同様であり、また、耐震補強の方法についても異なるところはない。なお、耐久性の観点からの補修等については、土木学会「コンクリート構造物の維持管理指針（案）」によればよい。

#### 4.4.3 今後の検討

「4.2被災度・供用性の判定」から「4.3耐震補強」はともに、まだ十分な内容を得るには至っておらず、現在はまだ検討中の項目も多い。その主要なものを以下に示す。

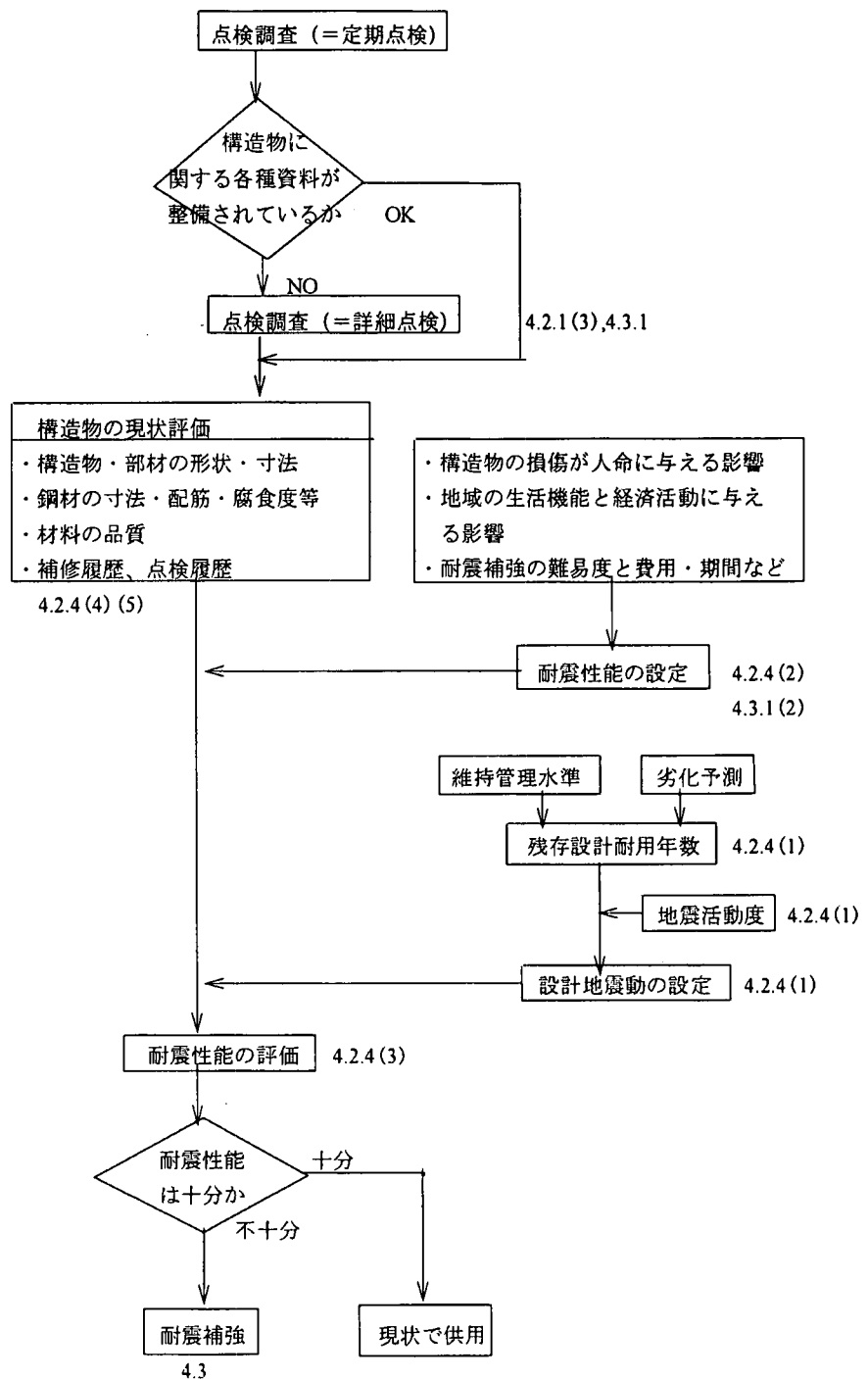


図 4.4.2 既設コンクリート構造物の耐震補強ガイドライン（案）

- ① 供用性の判定における残存供用期間の設定並びに残存供用期間に発生する地震動の想定、
- ② 耐震補強工法における評価方法およびそれを基とした要求性能、
- ③ 耐震補強工法の耐久性、耐震補修後の維持管理手法の確立、
- ④ 免震構造の利用、
- ⑤ プレストレストコンクリート、複合構造等の鉄筋コンクリート構造物以外の評価

などは、今後早急に検討すべき重要な項目である。また、本ガイドラインは地震被害の実態を反映して橋梁下部工を対象として提案したものである。要求度は若干低いかも知れないが、橋梁上部工あるいは橋梁以外の構造物、地下構造物、トンネルなどの検討も今後必要であると考えている。

## 【参考文献】

- 1) 建設省・土木研究センター：土木構造物の震災復旧マニュアル(案)、1986.3
- 2) (社)日本道路協会：道路震災対策便覧(震災復旧編)、1995.2
- 3) 岩崎敏男、荻原良二：地震による鉄筋コンクリート橋脚の被災度の判定手法、土木技術資料、第27巻2号、pp.45-50、1985
- 4) 尾崎省二：被災度供用性の判定、土木学会関西支部、阪神・淡路大震災調査研究会中間報告書、1996.7
- 5) 土木学会：平成8年度制定コンクリート標準示方書(耐震設計編)改訂資料、コンクリートライブラリー、No.87、1996.7
- 6) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会中間報告書、1995.12
- 7) 神戸大学工学部：兵庫県南部地震緊急被害調査報告書(第1報)、1995.2
- 8) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査中間報告書、1995.3
- 9) 土木学会：阪神大震災震害調査緊急報告会資料、1995.2
- 10) 二木幹夫ほか：基礎および宅地地盤の被害、建築技術、pp.211-216、1990.8
- 11) 鈴木康嗣ほか：埋立て地による地盤と杭基礎の地震被害調査、日本建築学会技術報告集、第4号、pp.45-49、1997
- 12) 遜建生ほか：コンクリート構造物非破壊システムの開発、土木学会耐震補強・補修技術、耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集、pp.211-216、1997.7
- 13) 日経コンストラクション：pp.44-46、1996.1.12
- 14) 小林勝巳：「特集」建築基礎設計法の現状と将来展望、基礎構造設計における要求性能、建築技術、pp.108-119、1997.3
- 15) 土木学会：コンクリート構造物の維持管理指針(案)、土木学会コンクリート委員会、1995.3
- 16) 川島一彦、長谷川金二ほか：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査法に関する研究、土木研究所報告、第190号、1993.9
- 17) 宇津徳治：1885年～1925年の日本の地震活動、地震彙報4号、1979
- 18) 例えば、川島一彦、相沢興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式、土木学会論文集、第350号、I-2、pp.181-186、1984.10
- 19) 寺内潔、横田宏：港湾構造物に関する耐震設計の見直し、コンクリート工学、Vol.34、No.11、1996.11
- 20) 土木学会：コンクリート標準示方書(平成3年版)・設計編、1991.9
- 21) 土木学会：コンクリート標準示方書(平成8年制定)・耐震設計編、1996.7
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説、1996.12
- 23) 日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説、1990.2
- 24) 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)、1992.10
- 25) 鉄道施設耐震構造委員会：鉄道新設構造物の耐震設計に係る当面の措置について、1995.7
- 26) 鉄道総合技術研究所：新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料、1996.3
- 27) 太田実：コア強度と標準供試体強度との関係についての既往の資料、コンクリートライブラリー、No.38、PP.75-83、1974.4
- 28) 田中克典ほか：RC橋脚損傷度の定量的評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.19、No.2、1997
- 29) 土木学会東北支部：1978年宮城県沖地震調査報告書、pp.238-239、1980.8
- 30) 小林茂敏、森濱和正：RC橋脚の復旧効果に関する実験的検討、土木技術資料、1986.12
- 31) 平井義行、益尾清、植松工：被災鉄筋コンクリート柱の補強実験、GBRC80、1995.10
- 32) 中野正則：道路橋基礎の被災と今後の耐震設計の方向、橋梁と基礎、pp.142-145、1996.8
- 33) Matsui, T and Oda, K : Foundation Damage of Structures, Special Issue of Soil and Foundations, pp.187-200, 1996.1
- 34) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物)、1997

- 35) 時末孝次ほか：兵庫県南部の側方流動による杭の破壊・変形モード、日本建築学会構造系論文集、第495号、pp.95-100、1997
- 36) 濱田政則：日経コンストラクション、pp.48-56、1996.9.27
- 37) C. De. Pauw and E. Lauritzen : Disaster Planning, Structural Assessment, Demolition and Recycling, RILEM Report 9
- 38) 河野哲也、川島一彦：実測強震記録に基づく免震橋の振動特性、第24回地震工学研究発表会講演論文集、1997.7
- 39) 日本コンクリート工学協会：兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書、pp.384-386、1997.4
- 40) 関惟忠ほか：緩衝性のある落橋防止装置、橋梁と基礎、Vol.31、No.1、1997.1
- 41) 炭素繊維による補修・補強工法技術研究会橋梁下部工部会：炭素繊維シートによるコンクリート構造物の補修設計マニュアル(案)橋脚編、1996
- 42) 阪神高速道路公団耐久性に関する調査委員会RC補強分科会：炭素繊維シートによるRC橋脚補強に関する設計・施工指針
- 43) 鉄道総合技術研究所：支承部の耐震補強設計の手引き、1996.3
- 44) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる地下鉄RC柱の耐震補強工法設計・施工指針、1997.1
- 45) 鉄道総合技術研究所：吹付けモルタルによる高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針、1996.10
- 46) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針－FRP吹付け補強編、1996.11
- 47) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針－スパイラル筋巻立て工法編、1996.11
- 48) 鉄道総合研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針－RCプレキャスト型枠工法編、1996.11
- 49) 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針、1996.7
- 50) 日本道路公団：耐震設計・施工要領、1996.10
- 51) 小野塚剛ほか：RC巻立て補強への高流動コンクリートの適用について、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、第5部、pp.886-887、1997.9
- 52) 阪神高速道路公団：阪神高速3号神戸線復旧下部工工事施工管理要領、1995
- 53) 田畑ほか：鋼板巻き補強におけるディテールの影響に関する実験的研究、土木学会第51回年次学術講演会概要集、第5部、pp.1056-1057、1996
- 54) 大塚ほか：曲げ耐力制御式鋼板巻立て補強工法における充填材の影響、橋梁と基礎、96-8、pp.89-91、1996.8
- 55) 日経BP社：日経コンストラクション、2-14、pp.68-77、1997
- 56) 白石ほか：高強度スパイラル筋を用いた既設RC柱の耐震補強実験、第40回日本学術会議材料研究連合講演会、1996.9
- 57) 阪神高速道路公団、コンクリート構造物の耐久性に関する調査研究委員会：炭素繊維シートによるRC橋脚補強に関する設計施工要領(案)、1997.5
- 58) 鉄道総合技術研究所：アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針、1996.11
- 59) セメント協会：セメントコンクリート、No.606、1997.8
- 60) 前田良文：橋梁と基礎、Vol.28、1994.
- 61) 日本コンクリート工学協会：兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書、1997.4.
- 62) 建設省土木研究所：PC橋の緊張材への新素材の利用に関する研究、共同研究報告書
- 63) CRS研究会：炭素繊維シートを貼付けて補強したRC部材の要素実験、1992.10
- 64) CFルネッサンス協会：CFルネッサンスCFルネッサンス工法マニュアル、1994.4
- 65) プラスチック技術読本：プラスチック読本、1989.5



- 66) 土木研究センター：民間開発建設技術の技術審査・証明事業認定規定に基づく土木系材料技術・公募型技術審査証明報告書(公技審証 第 0503 号)、1994.3
- 67) 大谷ほか：炭素繊維、1983.7
- 68) 垣内弘：エポキシ樹脂、1990.5
- 69) 安福昭、桐間幸啓：一阪神高速道路大阪池田線(延伸部)－P C ラーメン橋の橋脚耐震検討および補強設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol.39、No.3、1997.5