

5. 地震前における既存構造物の耐震診断法と地震後における被害構造物の残存強度の評価法の調査

5.1 概要

構造物の耐震診断は、対象とする構造物の状態によって、以下の二通りに分類できる。

- ①被災していない構造物の耐震診断（震前診断）
- ②被災した構造物の耐震診断（震後診断）

①の被災していない構造物の耐震診断（以後、震前診断という）では、構造物が建設されてからの材料の劣化や構造物を取り巻く環境の変化を考慮し、現存する構造物が所要の耐震性能を満足しているかどうかを評価する。検討は、通常、構造物を新設する際の耐震設計法に基づいて実施される。

耐震診断の結果、所要の耐震性が確保されていない場合には、耐震補強設計を行い、構造物の補強を実施する。

②の被災した構造物の耐震診断（以後、震後診断という）では、まず、地震により構造物がどの程度損傷しているのかを調査し、構造物にどの程度の耐力が残存しているのかを評価する。残存耐力の検討には、構造物の終局強度の評価法が用いられる。終局強度の評価は、新設構造物に対する評価法を用いて行われるのが一般的である。

一般に残存耐力では、所要の耐震性能を満足しないことが多いため、耐力が不足する場合には、復旧設計に基づいて構造物の復旧を行う。補強では所要の耐震性能を満足することができない場合や造り替えた方がコスト、工期の面で有利な場合には、構造物の造り替えが行われる。

耐震診断法の手順は、図-5.1.1 に示す3ステップに分けて行われることが多い。

ステップ1の概略診断は、既存資料をもとにした調査が主で、現地踏査が行われる場合もある。既存資料としては、対象とする構造物の設計図書（計算書、図面等）、地形・地質図等が用いられる。構造物の形式、形状寸法、材質や設計で準拠した耐震設計基準によって、耐震性能を概略評価することができる。

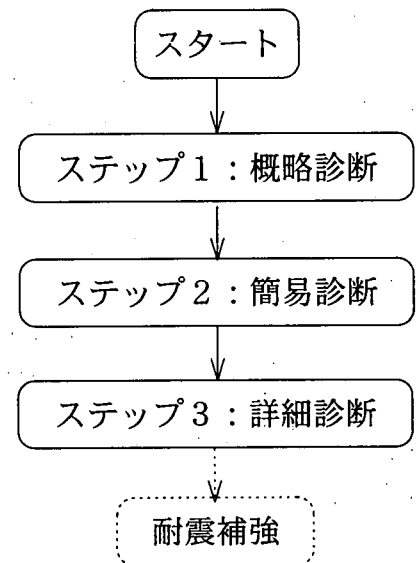


図-5.1.1 耐震診断の手順

ステップ2の簡易診断では、比較的簡単にできる解析（静的解析，線形動的応答解析，等価線形動的応答解析等）を行って構造物の耐震性能を評価する。

ステップ3の詳細診断では、非線形動的応答解析を行って構造物の耐震性能を評価する。

なお、対象とする構造物の種類，規模・数量，材質によって異なるが，ステップ2または3の段階では，検討に必要な情報を得るために原位置における調査・試験を行う。

また，全ての耐震診断がステップ3まで行われるわけではなく，明らかに耐震性能が不十分と判断された段階で耐震補強設計に移行する場合や十分な耐震性能を有すると判断される場合には，その段階で耐震診断を終了する。ステップ3は，耐震補強設計の一部として行われる場合もある。

構造物の耐震診断は，新設構造物の耐震設計法に基づいて行うと前述したが，新設構造物の設計とは異なる点が幾つかある。主な相違点を挙げると以下のとおりである。

①対象となる構造物が既に存在し，構造物の状態がどのようになっているのかを把握する必要がある。

②状態が異なる多くの構造物の耐震診断を短期間に低コストで実施する必要がある。

①については，設計図書に記載されていることが基本となるが，構造物を取り巻く環境が大きく変化していたり，また，構造材料の経年変化（劣化）によって強度が低下している場合があるため，構造物の現況調査が不可欠である。既に構造物が存在するため，新設構造物の設計では必要とされない非破壊検査技術や基礎等の直接見ることができない部分の調査技術が必須であり，これまでになかった画期的な技術の開発が期待される。

②については，新設構造物の設計と異なり，一般に検討期間，コストの面での制約が厳しく，合理的な耐震診断の手順が要求される。ステップ1～3のように段階を追って詳細に検討する対象を絞り込んでいく手順がとられている。各段階における検討対象絞り込みの判定基準の合理的な設定が今後の課題として挙げられる。

以下に，コンクリート構造物，鋼構造物，土構造物それぞれについて，耐震診断のための調査と調査結果に基づく耐震性能評価の現状および問題点を示し，今後の研究課題を抽出する。

5.2 コンクリート構造物

5.2.1 耐震診断法の現状

(1) 対象構造物の選定

1995年兵庫県南部地震以後、コンクリート構造物を対象に耐震診断、耐震補強が実施されている。コンクリート構造物は、橋梁、基礎、トンネル、コンクリートダムなど多岐にわたっているため、調査の対象構造物を絞ることとする。

ここでは、1995年兵庫県南部地震以後に、各種コンクリート構造物にどのような耐震診断が実施されてきたかを調査し、その結果をもとに、今後の議論を進める対象構造物を絞ることとする。

(a) 橋梁

① 道路橋

道路橋における耐震診断例を表-5.2.1に示す。これらは震前診断であり、基本的には各事業者が、それぞれの要領に基づいて耐震診断を行っているが、確立された耐震診断の手順はなく、物件ごとに個別に対応しているのが現状である。

震後診断としての被害調査では、建設省「土木構造物の震災復旧マニュアル（案）」に基づいて点検する事例が多いようである。

表-5.2.1 道路橋の耐震診断例

建設省	耐震補強を行うに当たって、「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料（社）日本道路協会 平成9年8月」に基づいて耐震性を照査している。
日本道路公団	耐震診断に関する要領等は整備しておらず、道路橋示方書や日本道路公団の耐震設計要領によって耐震性を照査している。
首都高速道路公団	以前から建設省「橋梁震災点検要領（案）」（平成3年5月）に基づいて既設RC橋脚の耐震診断および耐震補強を実施しているが、兵庫県南部地震以後は復旧仕様に準拠した「既設RC橋脚の耐震性向上設計要領（案）平成7年11月」を作成し、設計・施工を進めている。その中で、耐震診断は耐震補強設計フローの一部として位置付けられており、設計図書を調査した後、現在の耐震基準に基づいて耐震性を照査している。
阪神高速道路公団	「RC橋脚耐震補強施工・管理要領（案）平成7年11月」に基づいて、耐震補強を行っている。

② 鉄道橋

鉄道橋においても、道路橋と同様、確立された耐震診断の手順はなく、物件ごとに個別に対応しているのが現状である。震前診断としては、被災前の構造物を対象にした耐震診断の手引きとして提案された「既設鉄道RCラーメン高架橋等の耐震診断の手引き（案）平成8年12月」に基づいて耐震診断を行うことが多い。

(b) 基礎

基礎の耐震診断例を表-5.2.2に示す。これらは震後診断であり、例えば地震後のコンクリート杭の被害調査では、杭頭付近までの開削、コアボーリングとボアホールカメラによる観察や非破壊探査を利用した亀裂調査が実施されている¹⁾。しかしながら、亀裂調査の結果から耐震性能を照査する手順は確立されていないのが現状である。

表-5.2.2 基礎の耐震診断例

建設省 土木研究所	これまでに特に耐震診断を行った事例はない。現在、基礎研究室で構造物の非破壊検査手法や検査装置について研究を進めている。単独の手法・装置で、耐震診断に必要かつ十分なデータが得られることは現状では困難であり、複数の手法・装置を組み合わせることによって得られる情報について研究している。
日本道路公団	健全度調査では、基礎本体にコアボーリングを行い、その孔にボアホールカメラを挿入し、基礎本体の状態をカメラで調査している。また、直接基礎についてはフーチング部を掘削して目視による調査（図-5.2.1）を行っている ²⁾ 。
阪神高速道路公団	健全度調査としては、場所打ち杭やケーソン基礎ではボアホールカメラによる間接目視調査を主とし、直接基礎ではフーチング部を掘削して直接目視調査を実施している。また、既製杭基礎では衝撃打撃法（図-5.2.2）による非破壊調査を行っている ³⁾ 、 ⁴⁾ 。
JR西日本	基礎も含めた橋梁下部工およびラーメン高架橋の健全度診断法として、図-5.2.3のような「衝撃振動試験」を適用している ⁵⁾ 。

(c) トンネル

道路トンネルでは、確立された耐震診断の手順は存在せず、物件ごとに個別に対応しているのが現状である。鉄道の開削トンネルの震前診断法として、前述した鉄道総合技術研究所の「既設RCラーメン高架橋等の耐震診断の手引き（案）」に耐震診断の手順が示されている。

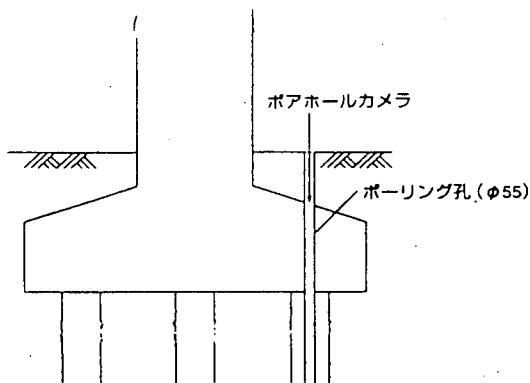
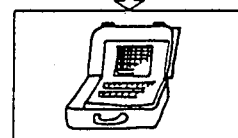
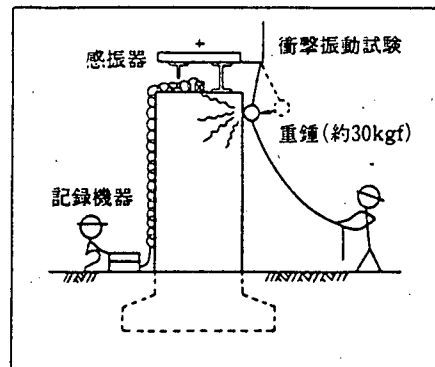
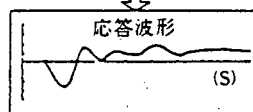


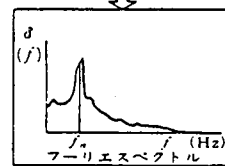
図-5.2.1 ポアホールカメラによる探査³⁾



波形の読み取り



波形の重ね合わせ

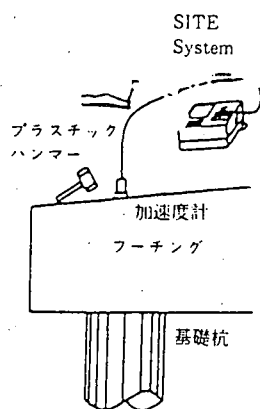


フーリエ解析

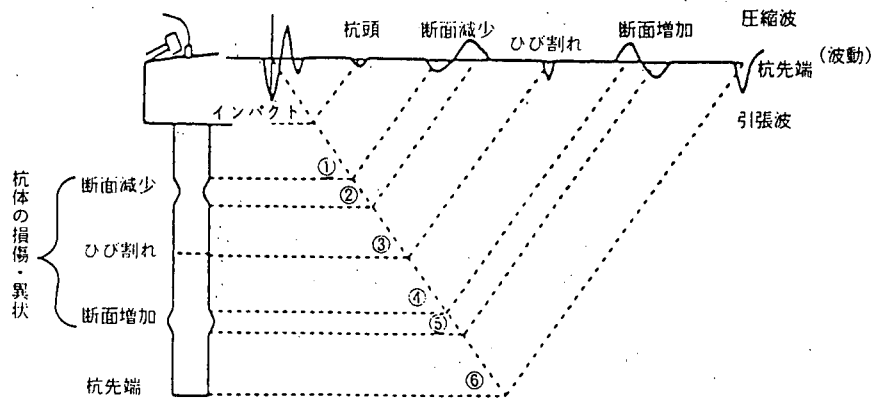
固有振動数の決定

f_n : 固有振動数

図-5.2.3 衝撃振動試験による固有振動数の決定⁵⁾



(a) 測定状況図



(b) 断面変化によるシグナル変化

図-5.2.2 衝撃打撃法の調査原理³⁾

(d) コンクリートダム

過去の大規模な地震において、ダム構造の安全性を損なうような被害を受けた事例はなく、これまでダムは耐震性が高いと考えられてきており、特に確立された耐震診断手順はない。兵庫県南部地震以後、近畿、中部、中国、四国地方建設局管内の総計 251 ダムで臨時点検（震後診断）を実施したが、ダムの安全性に影響を及ぼすような被害はなかった。

震前診断としては、「ダムの耐震性に関する評価検討委員会」により、兵庫県南部地震の時にダムサイトで観測された加速度をもとにして、これまでに「震度法」で設計されたダムの耐震性を照査しており、その結果、国内に現有するダムは兵庫県南部地震クラスの地震に対して十分な耐震性を有していると判断した。

以上より、（財）鉄道総合技術研究所の「耐震診断の手引き（案）」を除くと、耐震診断は耐震補強設計基準の一部として扱われているか、あるいは新設構造物の設計基準に従って耐震診断が行われており、確立した耐震診断の手順というものはほとんど整備されていないことがわかる。また、このような基準に示されている耐震診断は、設計図書などの既存資料をもとにして行われており、前述のステップ1の概略診断に相当している。兵庫県南部地震以後に行われた耐震診断では、早期に数多くの構造物に対して補強の有無を判断する必要があったため、多くの場合、簡単にできる概略診断の結果に基づいて耐震補強を行っているようである。

ここでは、コンクリート構造物の中でも耐震診断の実績が最も多い道路橋の鉄筋コンクリート橋脚に対象構造物を絞って議論することとする。

(2) 耐震診断フローの現状

ステップ1の概略診断に相当する耐震診断フローとしては、上部工・下部工・基礎・地盤といった橋梁各構成要素の耐震性を総合的に判定することができる「道路震災対策便覧（震前対策編） 日本道路協会 昭和63年2月」が挙げられる（図-5.2.4）。この方法は、既往の地震により被害を受けた橋梁について統計的検討を行った結果をもとに総合的に橋梁の耐震性を判定するもので、橋梁耐震調査の結果より変形に関する評価点と強度に関する評価点を算出し、耐震性をA、B、Cの3ランクに分類することができる。しかし、昭和55年道路橋示方書までしか対応しておらず、兵庫県南部地震以後の新しい知見は取り入れられていない。図-5.2.5は、ステップ2および3に相当する耐震診断フローの一例である。基本的には「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」や「平成8年

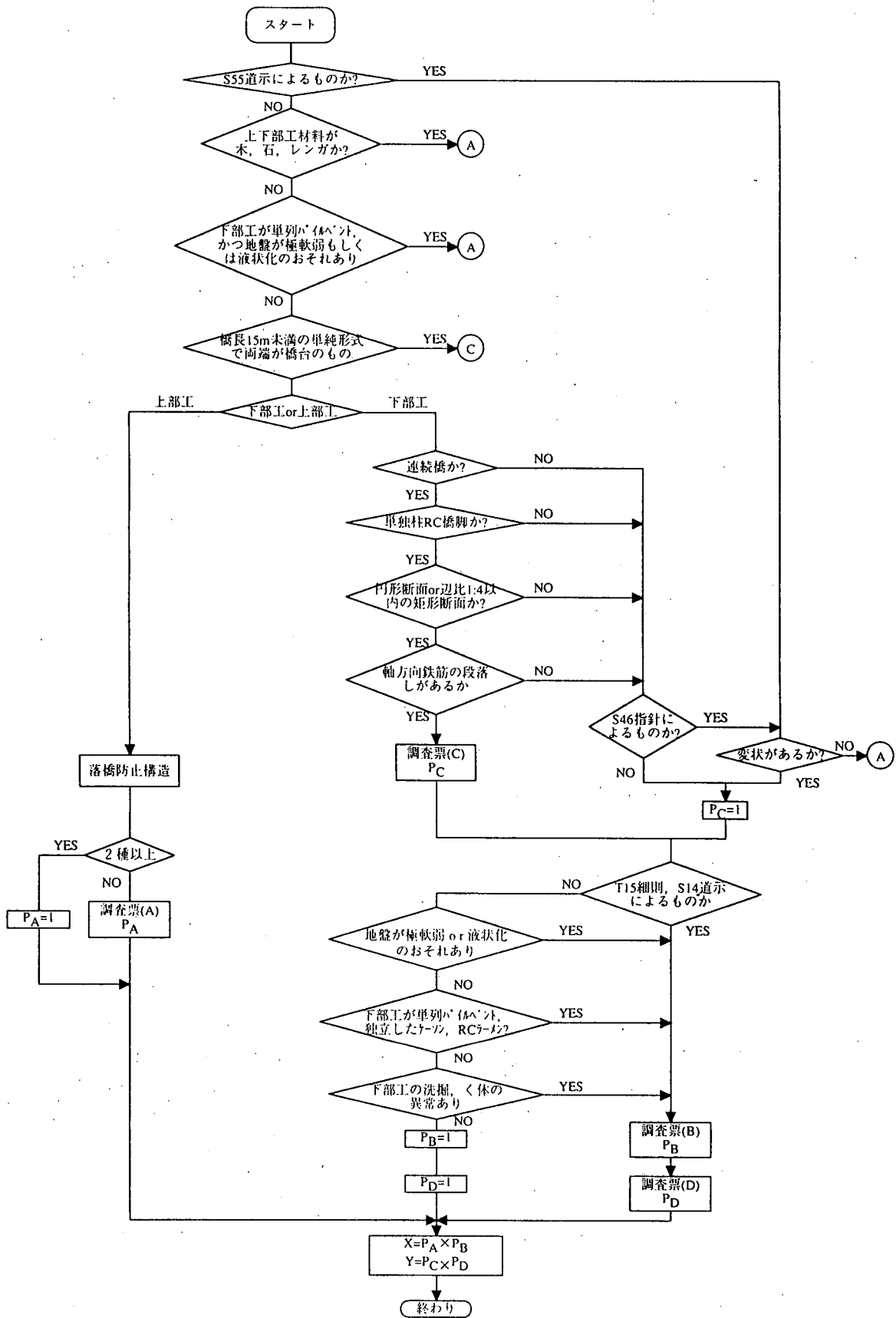


図-5.2.4 橋梁耐震調査フロー

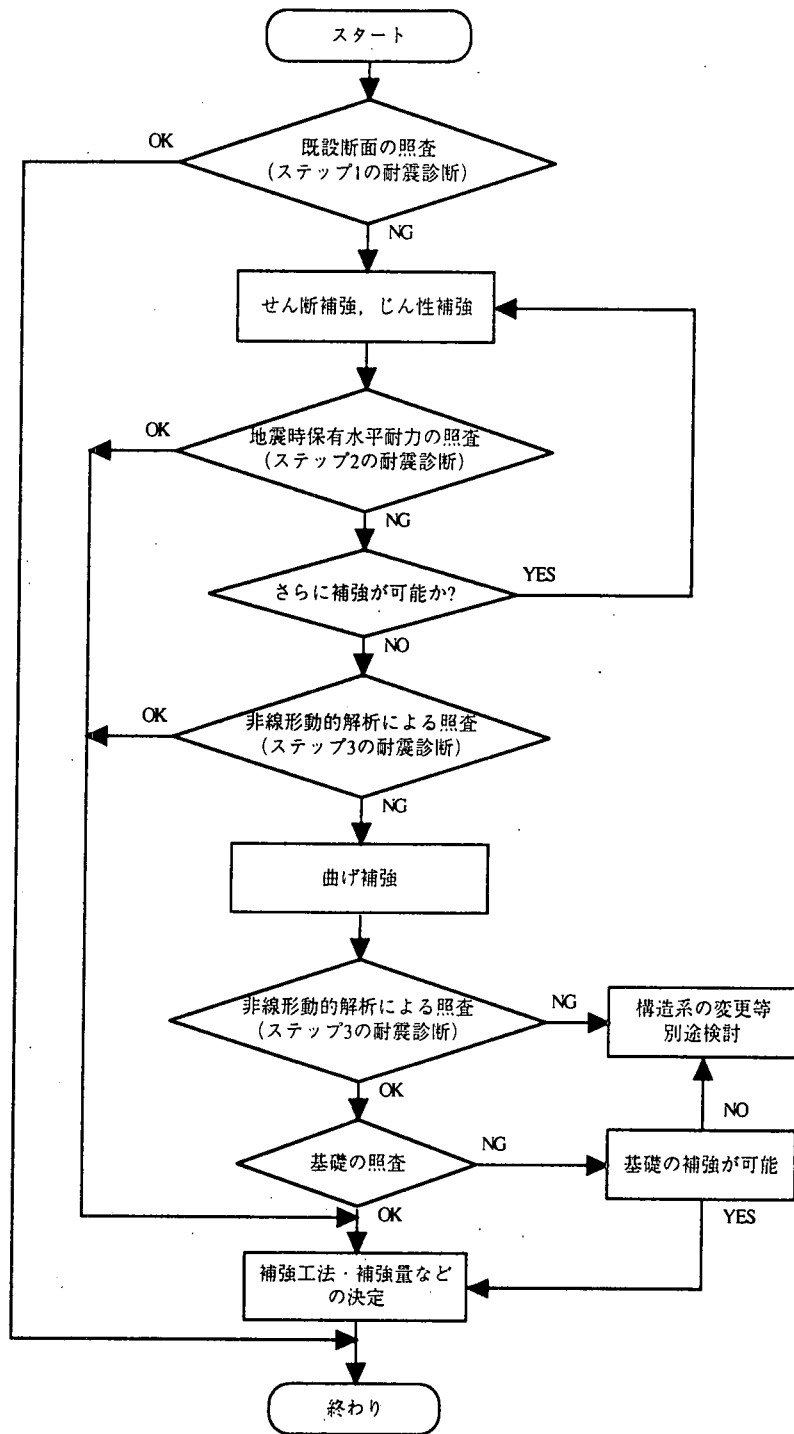


図-5.2.5 耐震診断フローの一例

度道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」の考え方に準拠して耐震診断を行っている。このフローでは、まず既設断面を照査することとしており、照査に必要なデータは原則として設計図書的设计用値を用いた概略診断を行っている。万一、設計図書が不備な場合には当時使用したと予想される示方書や規準類から推定して復元設計を行う場合が多い。

震後診断の手順を示したものとしては、「道路震災対策便覧（震災復旧編）日本道路協会 昭和63年2月」があり、これは、点検箇所ごとに損傷程度に基づき被災度を評価し、総合的に3つのランク（全面通行止め、通行規制、応急復旧不要）に簡易的に分類するものである。兵庫県南部地震後では、基本的にはこの方法に準拠して被災度の調査、判定が行われており、補修・補強対策の資料に用いられているが、被災度がどの程度であれば、どのような補修・補強するかの手順までは確立されていない。

(3) 現地調査の現状

前述の耐震診断フローにしたがって耐震診断を行う場合、基本的には設計図書の設計用値を用いるのが一般的である。しかし、設計図書がない場合や設計図書に比べて実構造物の変状が大きい場合には、逆設計や現地調査により耐震診断に必要なデータを調査する必要があり、例えば「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料（社）日本道路協会 平成9年8月」には既設橋梁の耐震補強設計に関して以下の留意事項が示されている。

古い時代の橋梁等では、配筋等が不明の場合もあると考えられるが、このような橋梁に対して配筋状況が不明のまま補強を施しても適切な補強とすることができない。このため、原則として配筋状況を調査・推定した結果をもとに耐震性照査を行う。

配筋の推定方法、調査方法として以下の方法が考えられる。

- (1) 当時の設計基準に準拠した逆設計による推定
- (2) 鉄筋の非破壊調査法による推定
- (3) かぶりコンクリートの部分的はつりによる調査

しかし、実際には、コストや時間がかかるという点から、現状では現地調査よりも逆設計による推定が行われる場合が多いようである。

現地調査の方法を詳細に明記したものは数少ないが、例えば「橋梁詳細調査要領(案) 平成2年2月 東京都建設局道路管理部」があり、この中には調査項目やその調査方法等が詳細に示されている。

現地調査には、確立された手法というものは特に存在しないようであるが、現在実施されている現地調査をまとめると大体、以下のようなになる。調査項目は震前診断、震後診断によって区別されているわけではないが、震後診断においては、(c)の損傷調査を重点的に行うことになると考えられる。

(a) 地盤調査

地盤調査により得られたデータは耐震設計上の地盤種別の判定を行うのに主に用いられる。現在、橋脚躯体の耐震補強が中心に行われているため、地盤調査まで行うことは少ないようである。今後、橋梁全体系の耐震を問題とする場合には、このような基礎地盤の調査診断技術が求められると考えられる。地盤調査で行われる項目には、主に次のようなものがある。

- ・支持層深さ・・・ボーリングにより測定する。推定で済ませることが多い。
- ・基礎形式・・・基礎データのない場合が多く、建設年代から推定している。I種地盤では直接基礎、II種地盤およびIII種地盤では杭基礎とすることが多い。
- ・地質、液状化、活断層の確認・・・多くの自治体でこれらのマップが整備されつつある。

(b) 形状調査

図面が不備な場合に形状の測定を行う。形状調査で行われる項目には主に次のようなものがある。

- ・高さ、柱寸法
- ・土かぶり厚さ・・・鉄筋等を打ち込んで測定することが多いが、土かぶりが多い場合には掘り出すこともある。
- ・内部鉄筋・・・鉄筋の配置、段落し位置、鉄筋径を測定する。

基本的には、鉄筋探査機器により測定するが、建設年代と適用基準等から配筋状態を逆計算により推定することもある。また、かぶりコンクリートをはつって確認する場合もある。

鉄筋探査機器としては、パコメータ、プロフォメータを用いる電磁誘導法やRCレーダーを用いる電磁波反射法などが一般的である。

前者は交流磁場を発生させ、鉄筋による磁場の変化を利用するもので、後者はコンクリート表面に放射した電磁波の反射波を利用するものである。どちらも簡単に測定できるという利点をもつが、探査できるコンクリートのかぶり厚に限界がある。

(c) 損傷調査

外観変状の有無および損傷状況を調査するものであり、損傷調査で行われる主な項目には以下のようなものがある。ただし、これらの調査は劣化度診断として行われる場合が多く、耐震診断として行うことは少ない。またコア抜きによるコンクリート強度の測定は躯体を傷めるため、あまり行わない。鉄筋についても、引張強度試験は行わないのが一般的である。

- ・外観目視
- ・ひび割れ深さの調査・・・超音波を用いた探査法が行われている。この方法は、ひび割れをはさんで2つのセンサーを配置し、この間を超音波がひび割れ先端を迂回する経路を伝わるものと仮定し、超音波伝播時間を測ってひび割れ深さを推定するものであるが、ひび割れをはさんで鉄筋が存在すると、うまく推定できない場合がある。
- ・コンクリート強度・・・シュミットハンマーによる測定。コア抜きによる強度試験
- ・コンクリートの劣化度・・・中性化、塩分量、アルカリ骨材反応
- ・鉄筋腐食調査
- ・橋脚の固有振動・・・衝撃振動試験を行う場合に測定される。この方法は、重錘をぶつけた時の橋脚の固有振動を測定し、橋脚や基礎の損傷の有無を調査する方法で、基礎をも含めた橋梁下部工の損傷を簡単にすばやく調査できるのが特徴である。

(4) 解析方法の現状

前述のように、ステップ2または3の段階では、数値解析により耐震診断を行う。このときに用いる解析方法は、基本的には新設構造物の耐震設計に用いるものと同じである。道路橋の場合、ステップ2の解析方法としては、震度法や地震時保有水平耐力法による静的解析や線形動的解析が、ステップ3としては非線形動的解析が実施されている。

(5) 現在の耐震診断法における問題点

(a) ステップ1の耐震診断

現在、準用されている耐震診断フローは昭和63年に提案されたものであり、1995年兵庫県南部地震の知見が反映されていない。また、耐震性能に影響を及ぼす因子が明確でな

く、例えば、断面の形状寸法、使用材料の特性、軸方向および横拘束鉄筋量、鉄筋かぶり、継ぎ手、フック形状、使用材料の劣化度などがどの程度、耐震性能に影響するかがよくわかっていない。

(b) ステップ2および3の耐震診断

新設構造物の耐震設計に用いる基準を準用するのが一般的であり、特に耐震診断に用いる解析方法などは確立されていない。解析に用いる材料の物性値などは、設計図書の値を用いることが一般的であり、また設計図書がない場合には建設年代や適用基準からの復元設計を行うことが多いが、現地調査から得られたデータを用いるべきと考えられる。

(c) 設計図書の整備

ステップ1の耐震診断では、設計図書が残っていない場合には、建設年代や適用基準からの復元設計により、配筋状態等を推定することが多い。しかし、復元設計の信頼性や妥当性は明確ではない上、時間的にも経済的にも問題がある。設計図書をデータベースなどの電子媒体による整備が望まれる。

(d) RC構造物の劣化に伴う耐力評価手法の確立

現在の耐震診断では、設計図書の設計用値を使用して、耐震性能を照査しているのが現状であり、経年劣化や過去に受けた地震の影響を考慮していない。このため、実際の耐力を評価していないと考えられる。

(e) 橋梁全体系の耐震性評価手法の確立

RC橋脚の耐震診断法は比較的整備されているが、上部構造、基礎も含めた橋梁全体系を評価する耐震診断法はほとんど整備されていない。例えば、橋脚を補強した場合、橋脚の耐震性は向上するが、基礎に対しては必ずしも良いとは限らない。また、部材の耐震性能しか判断できず、橋梁全体としてどの部位がどのように損傷するかを評価できない。

(f) 耐震診断における安全率の考え方

新設構造物の耐震設計を行う場合、不確定要因を考慮した安全率が考慮されているが、耐震診断を行う構造物は既存のものであり、不確定要因が減少しているため、新設時と同じ安全率を考慮する必要はないと考えられる。

(g) 耐震補強シナリオの検討

耐震診断の結果は、耐震補強の必要性、補強の優先度、補強レベル等を判断するための重要な情報になってはいるが、耐震診断の結果をどのようにして耐震補強戦略に利用するかを明確にしたものはない。

(h) 現地調査方法

現在の調査方法は時間やコストがかかる割にはデータの信頼性はあまり高くないため、実際の耐震診断では、設計用値を用いて解析を行うことが多い。簡単で低コストかつデータの信頼性が高い調査方法を開発する必要がある。

また、具体的な調査方法や調査項目が確立されていないため、事業者や物件ごとに対応が異なっている。

5.2.2 今後の研究課題と研究方法

現在行われているコンクリート構造物の耐震診断における問題点の中から、今後の研究課題として以下の2テーマを提案する。

- ① 構造物の損傷度、材料の劣化度を考慮した耐震性能評価手法の開発
- ② コンクリート構造物の耐震調査手法の開発

以下、この2テーマについて、今後の研究課題と研究方法を具体的に述べる。

(1) 構造物の損傷度、材料の劣化度を考慮した耐震性能評価手法の開発

(a) 今後の研究課題

- ①地震による損傷が構造物の耐力に与える影響の検討、評価手法の確立
- ②材料の経年劣化が部材耐力に与える影響の検討、評価手法の確立
- ③橋梁全体系の耐震性能評価手法の確立（損傷度、劣化度の影響評価を含む）

(b) 研究方法

①地震による損傷が構造物の耐力に与える影響の検討、評価手法の確立

- ・振動台を用いて、橋脚試験体（できれば、実構造物にできるだけ近い規模が望ましい）にレベル1やレベル2に相当する地震荷重による損傷を与える。損傷を与えた後に、さらに静的あるいは動的水平載荷実験を行い、試験体の耐震性能を確認することにより、損傷度による耐震性能の低下の度合いを検討する。
- ・上記のような実験と数値解析を比較することにより、損傷度による耐震性能の評価方法を確立する。
- ・損傷を与えた試験体に、補修・補強を行い、これによって耐震性能がどのように影響

を及ぼすかを検討する。

②材料の経年劣化が部材耐力に与える影響の検討，評価手法の確立

・人工気象室等で試験体を促進暴露させ，材料を劣化させた後，静的・動的水平載荷実験を行い，試験体の耐震性能の変化を検討する。

・水平載荷実験と数値解析とを比較することにより，材料の劣化度をどのように評価すればよいか，その評価方法を確立する。

・既に施工後，ある年数を超えており，撤去する予定の実構造物を試験体に用いることも考えられる。

③橋梁全体系の耐震性能評価手法の確立（損傷度，劣化度の影響評価を含む）

・橋梁全体系として，どの部分がどのように損傷するかを推定し，その部分を補強することにより他の部材にどのような影響が及ぶかを数値シミュレーションを行う。

・橋梁の縮小模型による載荷実験を行い，数値シミュレーションとの比較を行う。

・上記の結果をもとにして，橋梁全体としてどのような損傷が生じるかを診断し，どのような補修・補強を行えばよいかについて，補修・補強戦略システムの確立を検討する。

(2) コンクリート構造物の耐震調査手法の開発

(a) 今後の研究課題

①地震による損傷度の調査手法の開発（機器の開発＋損傷度評価手法の開発）

- ・レーザー計測技術を用いたクラック調査（ボアホールカメラの高精度化）
- ・固有周期計測

②構造物の形状寸法および変状測定機器の開発

③内部鉄筋探査技術の高度化

(b) 研究方法

①地震による損傷度の調査手法の開発（機器の開発＋損傷度評価手法の開発）

・現有する様々な調査技術の性能，精度，使用上の限界，コストなどを調査し，データベース化し，調査結果をもとに，現地調査方法を確立する。

・ある試験体を現有する様々な方法を用いて，内部鉄筋配置やコンクリート強度などを測定する。これらの結果を比較し，現有技術の使用上の問題点，調査精度の信頼性，コスト等を把握し，現有調査技術に対する統一した調査方法を確立する。

・橋脚上部で打撃による振動や，常時微動を計測し，橋脚の固有振動数を求めて，構造物全体としての強度を推定する方法を確立する。また，これを数値シミュレーションで

確認することにより、さらに精度向上を図る。

- ・AEセンサーを設置し、AE*を計測することによりコンクリート強度を推定する方法を確立する。

- ・劣化自己主張構造物の開発を図る。人間や動物は、血が流れたり、痛みを感じたりすることによって、身体の異常を認知することができる。劣化の発生やその進展具合を何らかの指標を外部に知らせる機能をもった構造物を開発する。

* AE: アコースティック・エミッション (Acoustic Emission)。

固体材料内のひび割れ発生時に放射される高周波数帯(一般に超音波領域)の微弱な弾性波動現象。AEを検出することにより、コンクリート、鋼材、岩盤などでひび割れ発生をリアルタイムに知ることができる。压力容器などの耐圧試験時の欠陥検査から発展した計測法(AE法)である。

②構造物の形状寸法および変状測定機器の開発

- ・レーダーを使って、構造物の形状寸法を瞬時に測定できる機器を開発する。できれば三次元データが作成できるようにする。また、あらかじめ震前に測定しておいたデータと比較することにより、移動、傾斜、変形といった変状が容易に算出できるシステムとする。また、レーダーの他にGPSによるリモートセンシング技術と高度な画像処理技術を応用することも考えられる。

③内部鉄筋探査技術の高度化

- ・医学で使用されているレントゲンやCTスキャンの技術を応用して、鉄筋探査機器を開発する。

- ・磁気あるいは放射線を構造物に照射することによって、橋脚の内部鉄筋を浮かび上げらせる技術の開発。

参考文献

- 1) 例えば、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，1997.7.
- 2) 多久和勇：名神高速道路・中国自動車道の復旧設計と橋脚基礎の健全度判定および補強，基礎工，Vol.24，No.9，pp.30-33，1996.9.
- 3) 林秀侃，丸居保，堀田不二男：阪神高速道路3号線基礎構造物の健全度の判定，基礎工，Vol.24，No.9，pp.34-38，1996.9.
- 4) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，1997.9.
- 5) 西村昭彦，羽矢洋：衝撃振動試験による山陽新幹線構造物の健全度判定，基礎工，Vol.24，No.9，pp.73-79，1996.9.

5.3 鋼構造物の耐震診断法

5.3.1 耐震診断法の現状

(1) 鋼構造物の耐震診断に 関する要因

鋼構造物の耐震診断の全体を把握するため、関連する主な要因とその細目について洗い出しを行った。図-5.3.1はそれらを特性要因図としてまとめたものである。

図-5.3.1より、耐震診断に関する主な要因として以下の点があげられる。

- ① 対象構造物
- ② 設計基準，参考書
- ③ 耐震診断の種類
- ④ 耐震診断判定法
- ⑤ 調査法，調査部位
- ⑥ 鋼構造物の地震被害
- ⑦ 従来設計法の問題点
- ⑧ 今後の問題，研究テーマ

ここで従来設計法とは、兵庫県南部地震以前に行われていた設計法で、特に構造細目等で慣用的に採用されていた設計のことを指している。

なお、既設鋼構造物に対する設計検証は耐震診断として一般的に行われており、設計と診断は、構造細目に関する部分で分けにくくなっている。そこで、ここでの調査は耐震診断に絞るものの、診断に係わる設計部分にも一部触れることとする。

(2) 対象構造物

対象鋼構造物は、鋼製橋梁（鋼橋，鋼製橋脚）とする。

鋼製橋梁を選定した理由は以下の通りである。

- ① 兵庫県南部地震では、道路，鉄道，新交通等の橋梁に壊滅的な被害があった。橋梁の被災は、社会基盤としての交通施設の機能が停止する等、影響が大きい。
- ② 耐震診断の実績が多い。
- ③ 他の鋼構造物の耐震診断に共通する点が多い。

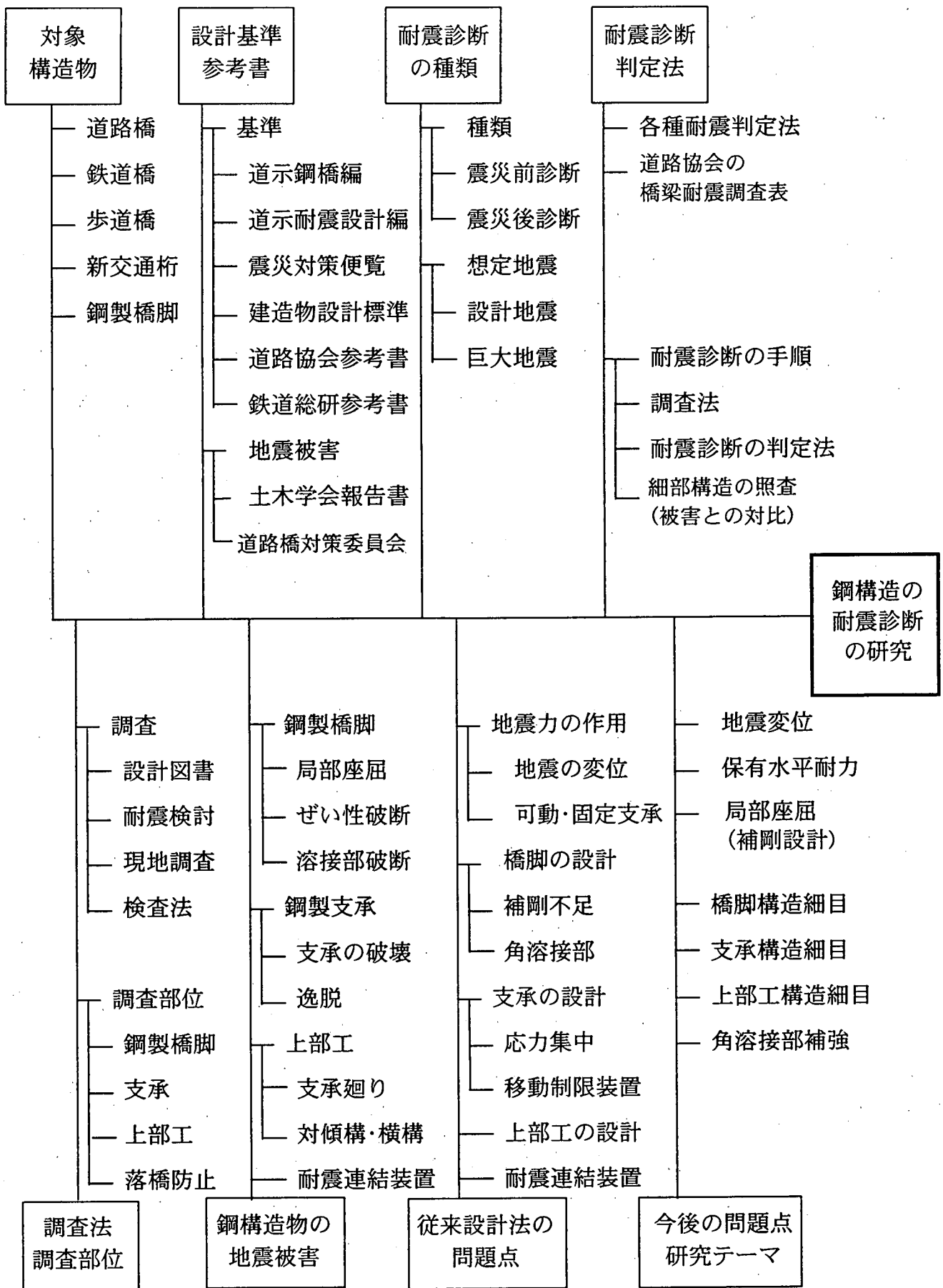


図-5.3.1 耐震診断の特性要因図

(3) 調査法と検査法

鋼製橋梁の通常の調査では、耐久性に関わる疲労破壊を防止する目的で、次の非破壊検査法が用いられている。

- ① 浸透探傷検査
- ② 磁粉探傷検査
- ③ 超音波探傷検査

耐震診断調査ではこのような機械的な検査法ではなく、目視調査が主体になっている。その理由は以下の通りである。

- ① 地震破壊の発生部位と疲労破壊の発生部位が異なる。疲労破壊は活荷重（鉛直方向荷重）の影響の大きい上部工（桁）に発生し、地震破壊は地震荷重（水平方向荷重）の影響の大きい下部工（橋脚）、あるいは両者の接点である支承部周辺に発生する。
- ② 疲労亀裂はほとんど変形を伴わずに徐々に進行するために、非破壊検査法による微細な亀裂の追跡が必要である。地震破壊は急激に発生し、比較的変形の大きな破壊形態となることが多く、目視調査や写真記録で破壊状態が把握できる。
- ③ 震前診断では構造的な欠陥、落橋につながるような致命的な欠陥の有無を調査し、細部についての調査は行ないことが多い。

(4) 耐震診断で想定する地震動

耐震診断で想定する地震動は道路橋示方書・同解説 V耐震設計編²⁾（以後「道示」耐震設計編と略す）に従うものとする。

(5) 震前耐震診断の手順

図-5.3.2 は耐震設計との関連を考慮に入れた震前耐震診断の手順を示したものである。

- ① 手順1：調査表による概略診断
 - 設計図書、外観調査により、耐震性調査表を作成して耐震性を判断する。
 - 既存設計図書より、構造モデルや構造細目における現状の耐震設計との違いを把握して耐震性を判断する。

② 手順2：静的解析による簡易診断

- 構造が一般的（標準的）な構造物に対しては、上部工、下部工を分離した単純構造にモデル化して、震度法による照査や地震時保有水平耐力の算定等により、耐震性を診断する。

③ 手順3：動的解析を用いた詳細診断

- 挙動が複雑な橋梁（特殊構造物）に対しては、構造系全体を考慮した弾塑性動的応答解析等の詳細検討を行い、耐震性を診断する。

手順3の診断は、時間と費用を要するので、重要構造物に限定されるものと考えられる。

(6) 各事業者による耐震補強の現状

兵庫県南部地震以後、各事業者は主として、既設橋梁の耐震補強工事を緊急に実施しており、既に幹線部の相当部分が完了している。

(7) 耐震調査法(手順1)の現状

これまでに提案された橋梁耐震診断調査法が、道路震災対策便覧（震前対策編）³⁾に表-5.3.1のようにまとめられている。

これらの調査法は、いずれも多数の橋梁を対象として耐震性を判定することを目的としているため、地震に対する危険性の程度の複雑な計算を行うことなく、調査表から把握する簡便な評価法となっている。

耐震判定で取り上げている調査項目は、いずれも設計条件、上部工構造形式、下部工支持条件、地盤条件、下部工の変状等を基本的な調査項目とし、これに強度特性を加味して判断基準としている。

表-5.3.1 主要な道路橋耐震判定法³⁾

No.	名 称	年 月	作 成 機 関
1	東京都防災会議・橋梁耐震検討委員会	昭和51年3月	東 京 都
2	デルファイ法	昭和60年7月	地震予知総合研究振興会
3	橋梁耐震調査法	昭和61年3月	日本道路協会
4	所管施設の地震に対する安全性等に関する点検	昭和61年3月	建設省都市局・道路局

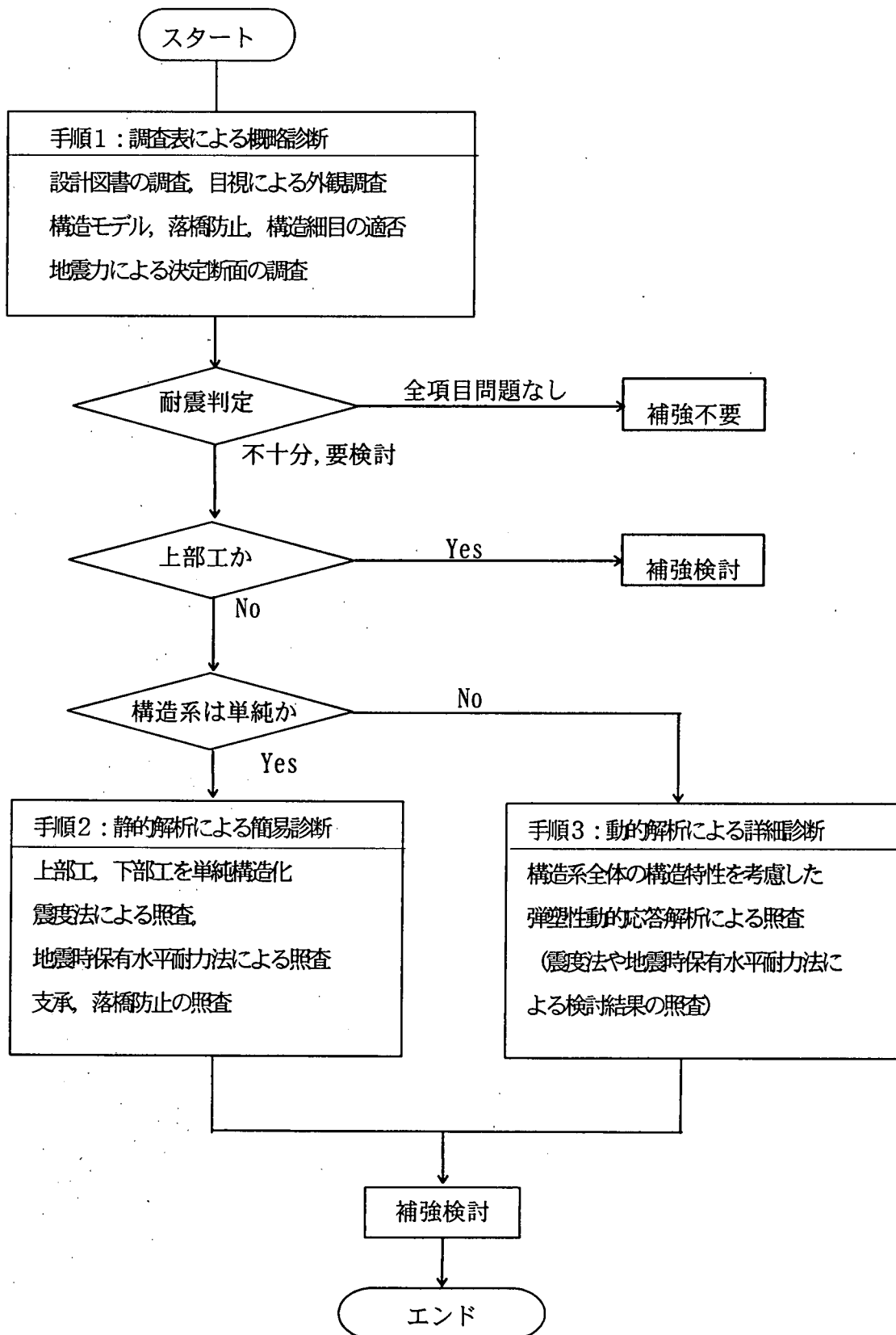


図-5.3.2 震前耐震診断の手順

(a) 震前耐震診断調査法

代表的な震前耐震診断調査法として、日本道路協会の橋梁耐震調査表³⁾(表-5.3.2)がある。

この調査表は、調査する橋梁の一般事項と点検項目とからなり、点検項目の各細目毎に点数で評価し、橋梁の耐震性を点数で表して評価するものである。

(b) 鋼製橋脚に適応する場合の問題点

この判定法は、構造物全体(下部工、上部工、基礎工)の耐震性の危険度が総合評価点で示されるので簡便である。しかし、この判定法では、地震による破壊部位、破壊状態が特定されないため、個々の部位毎に降伏、座屈、破断を生じるか否かの判定が重要である。鋼製橋脚では正しい評価が下せない。また、この調査表はRC橋脚を想定して作成されたものであり、厳密には鋼製橋脚に適応しているわけではない。

表-5.3.2 日本道路協会 橋梁耐震調査表³⁾

調査機関名				調査年月	昭和 年月	整理番号			
道路種別		路線名		交通量		橋 名			
所在地 DID 以外		DID(内・外)	バス路線	はい・いいえ	橋 長	幅 員			
点 検 項 目									
橋梁の点検	(A) 上部工	①適用示方書		4.0 大正 15 年細則・昭和 14 年道示 2.0 昭和 31 年道示・昭和 39 年道示 1.0 昭和 46 年道示・昭和 55 年道示					
		②上部構造形式		3.0 ケーブル・げた・2 径間以上の単純支持 1.5 1 径間単純支持(15m 以上), 2 連以上の連続げた 1.0 上路・中路・チラムン, 1 連の連続げた, 斜張橋, 吊橋					
		③平面線形		1.2 斜橋・曲線橋		1.0 直線			
		④上部構造材料		1.2 RC・PC		1.0 鋼			
		⑤縦断勾配		1.2 6%以上		1.0 6%未満			
		⑥落橋防止構造		2.0 なし		1.0 1 種類			
		$P_A = ① \times ② \times ③ \times ④ \times ⑤ \times ⑥$		$P_A =$					
	(B) 下部工の変形	⑦下部構造形式		2.0 単列パイルベント		1.0 その他			
		⑧橋脚高さ		2.0 10m 以上		1.5 5m 以上 10m 未満		1.0 5m 未満	
		⑨地盤		5.0 4 種類地盤のうち極軟弱な地盤		2.5 4 種		2.0 3 種	
				2.0 3 種		1.2 2 種		1.0 1 種	
		⑩液状化の影響		2.0 あり		1.0 なし			
		⑪支持地盤		1.2 不均一		1.0 均一			
		⑫洗堀		1.5 あり		1.0 なし			
	$P_B = ⑦ \times ⑧ \times ⑨ \times ⑩ \times ⑪ \times ⑫$		$P_B =$						
	(C) 主鉄筋段落し部の強度	⑬せん断スパン比(h/D)		2.0 $1 < h/D < 4$		1.0 $h/D \geq 4$		0.5 $h/D \leq 1$	
		⑭段落し部の曲げ引張ひびわれ		2.0 生ずる		1.0 生ずる可能性あり		0.5 生じない	
		⑮段落し部の降伏強度に対する安全率	⑮ ¹ S_{fn}		3.0 1 以下		2.0 1.1~1.5		0.5 1.5 以上
			⑮ ² S_{mn}		3.0 1.1 以下		2.0 1.1~1.3		1.0 1.3~1.5
		⑯せん断応力度の大きさ		3.0 45 以上		2.0 30~45		1.0 15~30	
				0.5 15 以下		(単位: tf/m^2)			
	$P_C = ⑬ \times ⑭ \times ⑮^1 \times ⑮^2 \times ⑯$		$P_C =$				(ただし, $P_C < 1.0$ の時は, $P_C = 1$)		
(D) 下部工の強度・変状	⑰固定支承および支承周辺の異常		5.0 重大な欠陥あり		2.0 軽微なもの		1.0 なし		
	⑱く体の異常		5.0 重大な欠陥あり		2.0 軽微なもの		1.0 なし		
	⑲下部構造材料		2.0 大正 15 年細則, 昭和 14 年道示による無筋コンクリート(重力式橋台を除く) 1.0 RC・PC・鋼, 昭和 31 年道示以後の道示による無筋コンクリート・無筋の重力式橋台						
	⑳基礎工法		2.0 木ぐい・レンガ積ケーソン・石積ケーソン・箱枠工法・不明 1.5 既成 RC ぐい・ペDESTAL ぐい・2 脚ケーソン 1.0 昭和 46 年指針以後製造のもの・場所打ちぐい・PC ぐい・鋼ぐい・直接基礎・一枚ケーソン						
	21 下部構造形式		1.5 RC ラーメン		1.0 その他				
	22 基礎の異常		2.0 あり		1.0 なし				
$P_D = ⑰ \times ⑱ \times ⑲ \times ⑳ \times 21 \times 22$		$P_D =$							
評 価 点				$X = P_A \times P_B =$		$Y = P_C \times P_D =$			
備 考									

(8) 耐震診断 (手順 2, 3)

(a) 耐震診断フロー

概略耐震診断により、判定が要検討、耐震性不十分となった場合に、簡易診断、詳細診断^{7),8)}が必要となる。一般に鋼橋(上部工)は常時荷重で断面が決まり、耐震設計での断面決定はない。図-5.3.3は鋼製橋脚の耐震診断フローを示したものである。

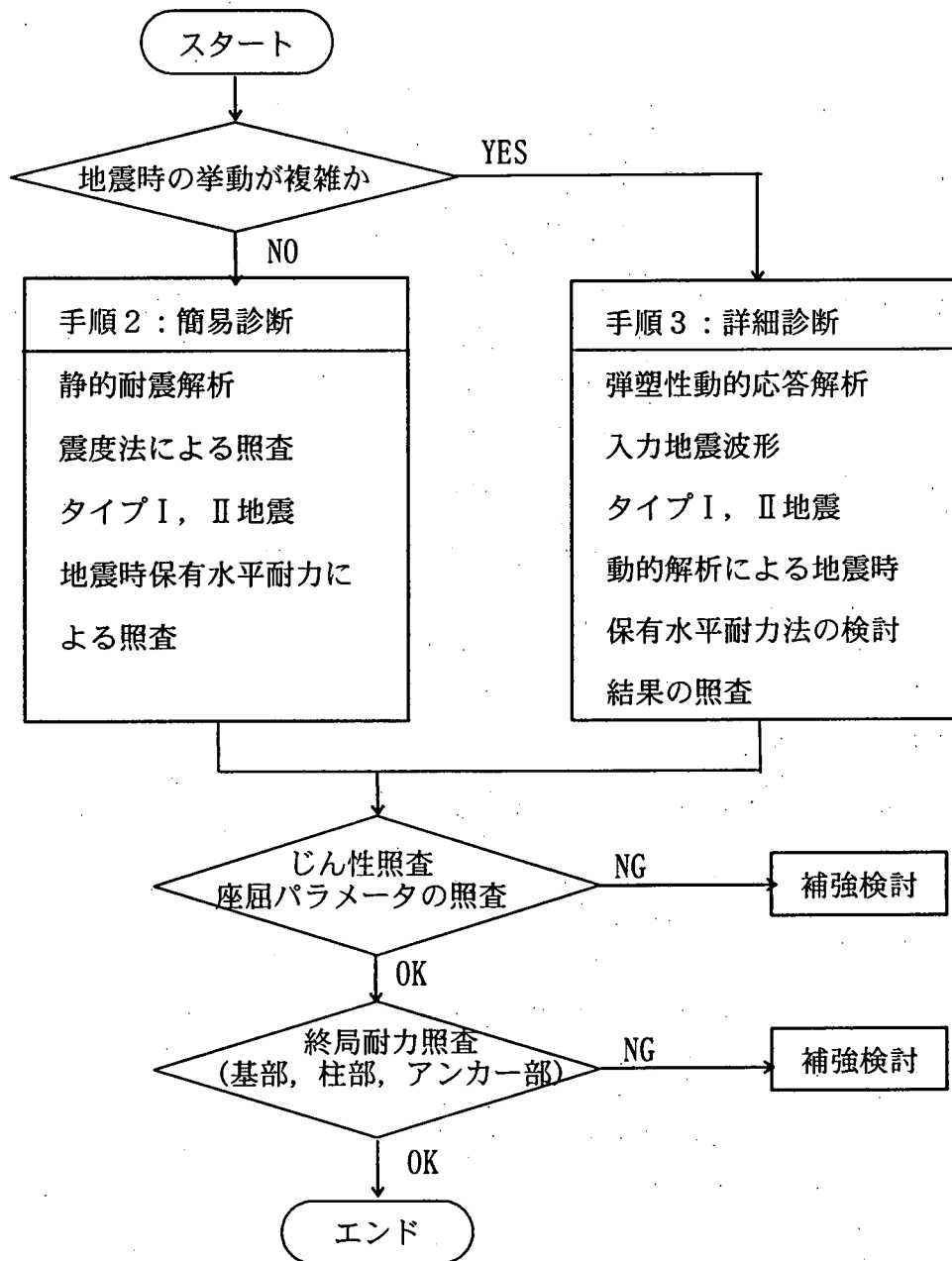


図-5.3.3 鋼製橋脚の耐震診断フロー (手順 2, 3)

(b) 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の照査

鋼製橋脚は充填コンクリートの有無によって、地震時のじん性、塑性変形等の挙動が異なるため、充填コンクリートの有無で耐震診断の考え方を変える必要がある。

橋脚にコンクリートを充填すると、曲げ耐力、せん断耐力の増加、コンクリートによる座屈防止等により耐震性とじん性の向上に大きな効果がある。反面、橋脚の耐力が高くなり過ぎると、基礎部に破壊が生じることになる。基礎部の破壊は発見しにくく、復旧が困難であるので、コンクリートの充填高さは制限される。

日本道路協会の「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料⁸⁾」による、コンクリート充填の有無で分けた補強診断の概念は、図-5.3.4 に示す通りである。

① コンクリートを充填した鋼製橋脚

「道示」耐震設計編 10.2 により鉄筋コンクリート構造に準じて、地震時保有水平耐力、終局変位、および許容塑性率を照査する。また充填コンクリート高さの決定には、充填部直上の断面の座屈を考慮する必要がある。

② コンクリートを充填しない鋼製橋脚

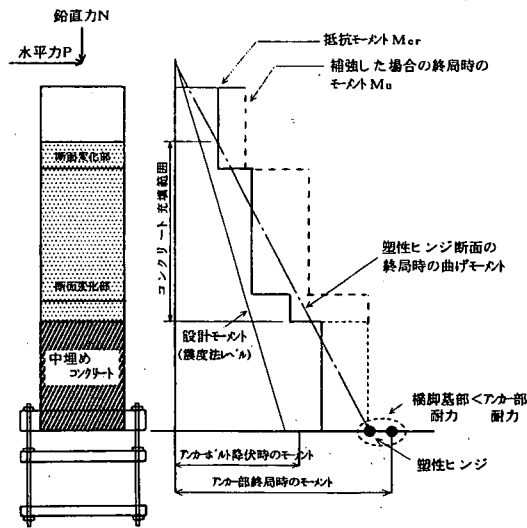
コンクリートを充填しない鋼製橋脚では、レベル2地震による弾塑性域の挙動に対して、過大な局部座屈やぜい性的な破壊を防止（じん性の確保）するように、構造細目を決める必要がある。

(c) 部材のじん性の確保

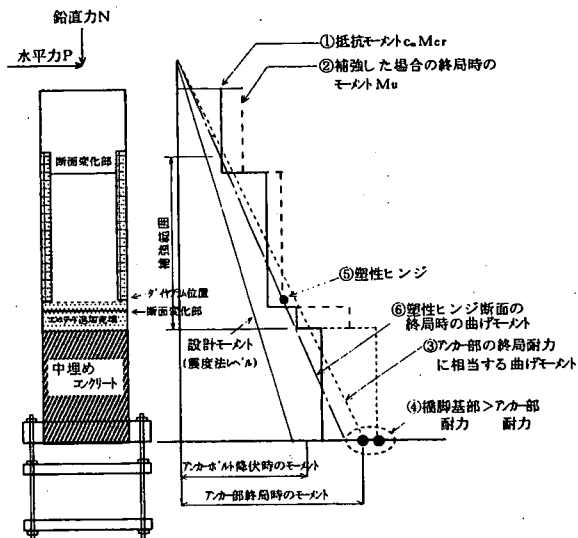
「道示」耐震設計編 10.3、および鋼橋編 3.2（圧縮部材）、12.3（鋼管構造）において、地震時のじん性を確保するための板厚、補剛規定の改定があり、地震時のじん性が要求される圧縮部材は、局部座屈に対する許容応力度で部材寸法を決定するようになっている。

また、首都高速道路公団では「既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領（暫定案）¹³⁾」において、矩形断面では補剛板の座屈パラメータを $R_r \leq 0.6$ 、 $R_f \leq 0.5$ 、円形断面では柱径板厚比パラメータを $R_t \leq 0.11$ に制限するように定めている。これらも「道示」の趣旨とほぼ同様、圧縮応力度が降伏強度で決まるようにパラメータを制限するものである。

座屈パラメータは理想弾性座屈応力度と降伏強度との比の平方根であり、(座屈限界応力度/降伏強度)との関係を図示すれば、図-5.3.5 に示すようになり、 $R \leq 0.5$ では弾性、弾塑性域座屈は発生せず、塑性座屈となる。



① コンクリートを充填した鋼製橋脚の照査



② コンクリートを充填しない鋼製橋脚の照査

図-5.3.4 既設鋼製橋脚の耐震性照査

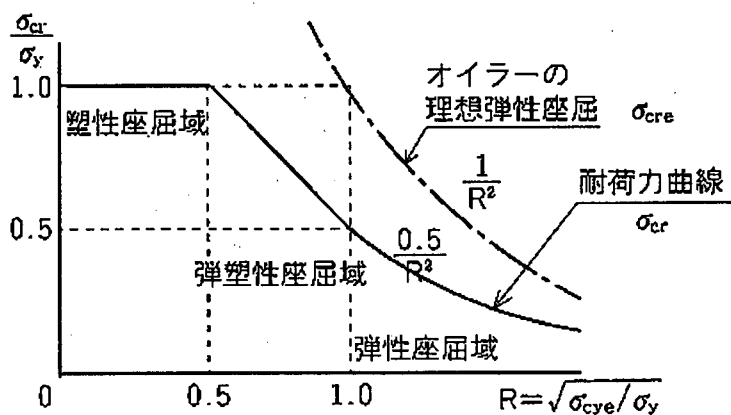


図-5.3.5 局部座屈限界応力度と座屈パラメータ

(d) 震後耐震診断法の現状

代表的な震後診断調査法には、道路震災対策便覧（震災復旧編）応急調査記録表⁴⁾（表-5.3.3）がある。

同便覧（震災復旧編）では応急復旧のための判定として、耐荷力に関する被災度を以下の5ランクに、また走行性に関して3ランクに分類している。

① 耐荷力に関する被災度の分類

- | | | |
|-----|------|---|
| A s | 落橋 | 落橋した場合 |
| A | 大被害 | 耐荷力の低下に著しい影響のある損傷を生じており、落橋等の致命的な被害の可能性がある場合 |
| B | 中被害 | 耐荷力の低下に影響のある損傷であるが、余震、活荷重等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 | 短期間には耐荷力の低下に影響のない場合 |
| D | 被害なし | 耐荷力に関して特に異常が認められない場合 |

② 走行性に関する被災度の分類

- | | | |
|---|------|----------------------|
| a | 通行不可 | 走行できない場合 |
| b | 通行注意 | 異常は認められるが、走行できる場合 |
| c | 被害なし | 走行性に関して特に異常が認められない場合 |

上記の被災度の区分に従って、兵庫県南部地震における3号神戸線の橋脚、上部工、支承の被災度事例の分類が土木学会編 阪神・淡路大震災調査報告¹⁵⁾にまとめられている。

（表-5.3.4～表-5.3.7）

表-5.3.3 震後診断調査表⁴⁾

ふりがな	橋 梁	管 理	点 検	点 検
橋 名	位 置	事 務 所	者 名	日 時
点 検 箇 所		変 状 の 概 況	被 災 度	備 考
耐 荷 力 に 関 す る 調 査	①基礎		A, B, C, D	
	②橋脚		A, B, C, D	
	③橋台		A, B, C, D	
	④上部構造		A _s , A, B, C, D	
	⑤支承部		A, B, C, D	
	⑥耐荷力に関する判定結果 (①～⑤のうち最も被災度の 大きいもの)			A _s , A, B, C, D
走 行 性 に 関 す る 調 査	⑦伸縮装置		a, b, c	
	⑧取付盛土 (沈下)		a, b, c	
	⑨高欄		a, b, c	
	⑩走行性に関する判定結果 (⑦～⑨のうち最も被災度の 大きいもの)			a, b, c
総 合 判 定 (⑥ - ⑩)			A _s , A, B-a, C-a, D-a : 全面通行止め B-b, B-c, C-b, D-b : 通行規制 C-c, D-c : 応急復旧不要	

表-5.3.4 3号神戸線における被災度の区分¹⁵⁾

構造	被災度	定義
橋脚	A _s	倒壊したもの 損傷変形が著しく大きなもの
	A	亀裂, 座屈, 鉄筋の破断等の損傷, または変形が大きなもの
	B	鋼材の座屈や部材の変形が部分的にみられるもの 鉄筋の一部の破断やはらみだし及び部分的なかぶりコンクリートの剥離や亀裂がみられるもの
	C	鋼材の座屈や部材の変形が局部的かつ軽微なもの ひび割れの発生や局部的なかぶりコンクリートの剥離がみられるもの
	D	損傷がないか, あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの
上部構造	A _s	落橋したもの
	A	鋼桁において下フランジが破断したもの, またはウェブに相当規模の局部座屈が生じたもの コンクリート桁において大きな剥離, 脱落があるもの トラス等の1次部材が破断したもの
	B	鋼桁において下フランジが変形したもの, またはウェブに局部座屈が生じたもの コンクリート桁において剥離や大きなひび割れが生じたもの I桁の1次部材が変形もしくは座屈したもの トラス等の1次部材が座屈もしくは変形したもの
	C	鋼桁において局部的・小規模の変形・座屈が生じたもの コンクリート桁にひび割れが生じたもの I桁・トラスの2次部材が変形もしくは座屈したもの
	D	損傷がないか, あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの
支承	A	セットボルト, アンカーボルトの破断やソールプレート, ボス部の被害があるもの 杓座コンクリートが破壊したもの
	B	ピンの切断, 上杓ストッパーの破断があるもの ローラー, アンカーボルトの抜け出しがあるもの 移動制限装置が破壊したもの 杓座モルタルが破壊したもの
	C	上杓, 下杓が変形したもの セットボルトがゆるんだもの 移動制限装置に変形もしくは亀裂が生じたもの 杓座コンクリート・杓座モルタルに亀裂が生じたもの わずかな層間剥離, 層間ずれ, 変形を生じたもの
	D	損傷がないか, あっても耐荷力に影響のないきわめて軽微なもの

表-5.3.5 鋼製橋脚の被災度事例¹⁵⁾


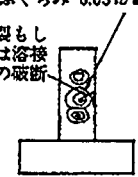
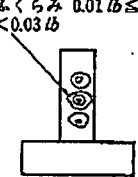
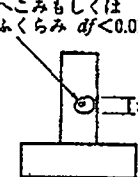

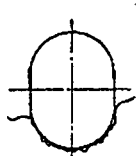
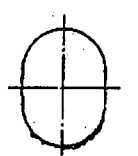
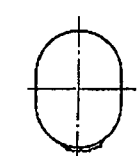

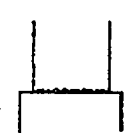

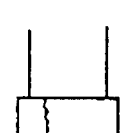

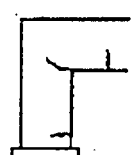
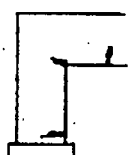
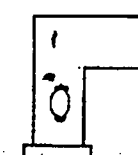

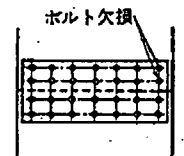
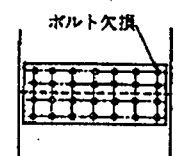
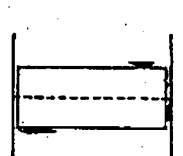
	As	A	B	C	備考
座 屈	完全圧壊 	へこみもしくは ふくらみ $0.03tb \leq df$ 亀裂もしくは 溶接部 の破断 	へこみもしくは ふくらみ $0.01tb \leq df$ < $0.03tb$ 	へこみもしくは ふくらみ $df < 0.01tb$ 	道路橋震災対策便覧 (震災復旧策)による ただし、次の場合は1 ランクアップ a) 4面(円柱の場合は 全周程度)が変屈して いる場合 b) 部分的に曲率の小 さい屈曲部がある場合 c) 角溶接部等に变形 を伴う場合
亀 裂		マンホール溶接部亀裂  (周辺に亀裂の進展の 可能性のあるもの)	 1/4周以上の亀裂 (周辺に亀裂の進展の 危険なし)	 1/4周以上の亀裂	
		根巻鋼板隅肉溶接部 		根巻コンクリートの亀 裂 	
		他主要部位の亀裂 	主要部位の塗装の剥が れ  (目視では亀裂が確認 されない)	主要部位以外の塗装の 剥がれ 	
H T B 部		ボルト欠損 ボルト欠損  (1添接部当たり1割 程度以上)	ボルト欠損 ボルト欠損  (1添接部当たり1割 程度以下)	添接板周りの塗装の剥 がれ 	

表-5.3.6 鋼橋の被災度事例¹⁵⁾

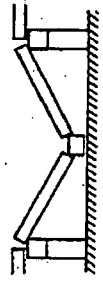
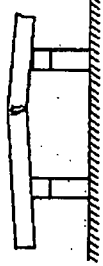
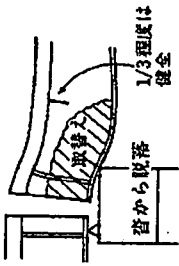
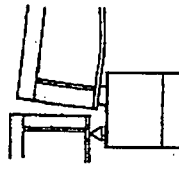
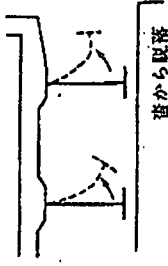
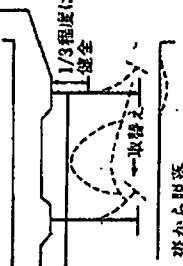
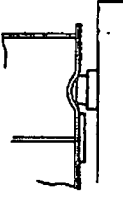
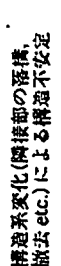
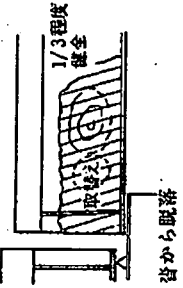

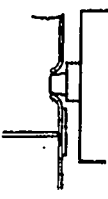
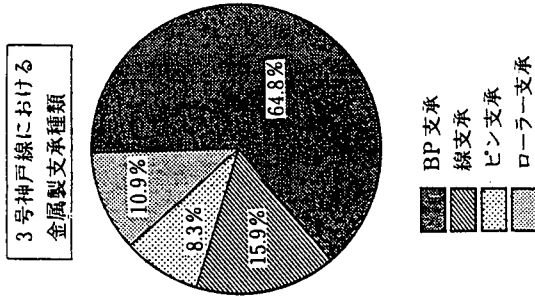
	A _s	A	B	C	D
1	落橋 	橋の折れ曲り(平面、鉛直面) 	過大な変形(1) 取替え 沓から脱落 1/3程度は健全 	小程度の変形 	塗料の剝離程度の変形 軽微な座屈 局所的なクラック H. T. Bの損傷
2		RC床版まで変形している桁 沓から脱落 	過大な変形(2) 取替え 沓から脱落 1/3程度は健全 	局所的な変形 	
3		構造系変化(剛接部の落橋、撤去 etc.)による構造不安定 	過大な座屈変形(クラック多し) 取替え 沓から脱落 1/3程度は健全 	小程度の座屈 	
4			沓、突起等の本体への貫入 	塗料の剝離程度の変形 軽微な座屈 局所的なクラック H. T. Bの損傷	

表-5.3.7 鋼製支承の被災度事例¹⁵⁾



	C:小被害	B:中被害	A:大被害
上巻・下巻の 鋸物部	<p>上巻の変形 下巻の変形・破断</p>		
セットホルルト	<p>セットホルルトのゆるみ</p>	<p>セットホルルトの切断</p>	<p>セットホルルトの破断やソールプレート、ボス部の被害</p>
ローラー	<p>ローラーの抜け出し</p>	<p>ローラーの抜け出し</p>	
ピンおよび ピンキャップ	<p>ピンキャップの抜け出し</p>	<p>ピンの切断</p>	
上巻ストップバー	<p>上巻ストップバーの亀裂</p>	<p>上巻ストップバーの破断</p>	
サイドアブロック	<p>サイドアブロックの変形 下巻ストップバーの亀裂</p>	<p>サイドアブロック止めホルルトの破断</p>	
アンカーホルルト	<p>アンカーホルルトの抜け出し(1cm以下)</p>	<p>アンカーホルルトの抜け出し(1cm以上)</p>	<p>アンカーホルルトの破断</p>
巻座モルタルおよび 巻座コンクリート	<p>巻座モルタルの亀裂 巻座コンクリートの亀裂</p>	<p>巻座モルタルの破壊 巻座コンクリートの破壊</p>	<p>巻座コンクリートの破壊</p>

5.3.2 概略診断（手順1）調査表の提案

鋼橋、鋼製橋脚の耐震診断調査表として、それぞれ表-5.3.8、表-5.3.9のような案が考えられる。両者は従来の耐震設計の内容、現地調査、現場状況、落橋防止装置の有無、および構造細部の適、不適等から、被災事例と対比して判定するものである。

調査表の主な記入事項は以下の通りである。

(1) 鋼橋の調査表案（表-5.3.8）

- ① 一般事項：橋梁名，管理情報，適用基準と年度，竣工年度，設計図書の状況
- ② 構造：構造形式，構造諸元
- ③ 環境：地形，交通状況
- ④ 耐震設計：解析方法，入力加速度
- ⑤ 構造細部：主桁；支承条件，支承廻りの構造，補強
横構（横桁）；断面耐力，ニーブレース，横構の有無
支承；支承形式，支承高，局部曲げモーメント考慮，移動制限，沓座状況
落橋防止；桁かかり長，耐震連結部の耐力，システムの有無

(2) 鋼製橋脚の調査表案（表-5.3.9）

- ① 一般事項，構造，環境：橋梁と同様
- ② 構造系の問題：構造モデルの耐震性，充填コンクリートの有無，打設高さ
- ③ 耐震設計：解析方法，入力加速度，固有振動数，加速度応答スペクトル
橋脚基部の耐力（降伏耐力，終局耐力），アンカー部の耐力，橋脚の断面，補剛材断面
- ④ 構造細部：マンホール部の補剛，隅角部の縦リブ，縦リブの現場継手，沓座下面の補剛

(3) 判定

各点検事項ごとに耐震性をA，B，Cで判定する。

- A：耐震性に問題なし
- B：耐震検討を要する。
- C：耐震性不十分

表-5.3.8 鋼橋耐震調査表 (案)

橋梁名			
管理者名		整理番号	
調査者名		調査日	
適用基準		示方書年度	
建設業者		竣工年	
設計図書		図面, 計算書	図書保存状況
構造	構造形式		諸元
	桁形式		断面諸元
	下部工形式		下部工諸元
環境		桁下	交通状況
分類		点検事項	状況
設計	耐震設計	解析方法	
		入力加速度	
構造細部	主桁	連続桁で端支承固定か	
		固定支承の腹板補剛の有無	
		箱桁で固定支承の地震力を伝達できる構造か	
	支承上横構	地震力に耐える構造か	
		断面, ニーブレース	
	横構	横構の有無	
	支承	断面	
		支承の形式	
		支承高と局部曲げ考慮	
		移動制限, 固定ボルト	
	落橋防止システム	支承のタイプ (A, B)	
		桁かかり長は十分か	
		耐震連結装置の耐力	
		落橋防止(PC, チェン)の有無	
備考	移動制限装置の有無		
		A : 問題なし B : 要検討 C : 補強 - : 判定せず	

表-5.3.9 鋼製橋脚耐震調査表 (案)

橋脚名			
管理者名		整理番号	
調査者名		調査日	
適用基準		示方書年度	
建設業者		竣工年	
設計図書	図面, 計算書		図書保存状況
構造	上部工形式		上部工諸元
	橋脚形式		橋脚諸元
	柱形式		断面諸元
	基礎形式		地盤
環境	地形		交通状況
分類	点検事項	状況	判定 (A, B, C)
構造系 の問題	面内構造モデル		
	面外構造モデル		
	充填コンクリートの有無		
耐震 設計	(設計時) 解析方法		
	(設計時) 加速度		
	固有振動数		
	加速度応答スペクトル		
	橋脚基部	降伏耐力 終局耐力	
	アンカー部の耐力		
	柱中間部断面照査		
	座屈パラ メータ	角柱: R_R, R_F 丸柱: R_I	
構造 詳細	マンホール部の補剛		
	隅角部の縦リブ		
	縦リブの現場継手		
	杓座下面の補剛		
備考			A : 問題なし B : 要検討 C : 補強 - : 判定せず

5.3.3 今後の研究課題

(1) 地震時の上部工設計変位量の把握

橋梁の耐震診断で、支承部の地震時変位量の把握は重要な課題である。「道示」耐震設計編の改定等により算定できるようになってはいるが、決して簡便とはいえない。地震時の上部工変位量について、簡易計算法または設定法の開発が必要であり、以下の解析法を用いた数種類の構造モデルについて試算を行い、上部工変位量を把握することが考えられる。

- ① モーダル解析，時刻歴応答解析，弾塑性動的解析
- ② 構造系一体解析

(2) ラーメン橋脚隅角部のじん性の確認

巨大地震時に、ラーメン橋脚隅角部のじん性の確認は耐震診断にとって重要であり、そのぜい性破壊防止に対する構造細部の研究は、大きな課題である。

研究方法としては、従来構造と改善構造案について、数値解析による応力分布の把握と、実際にぜい性破壊が発生するかどうかの実験確認が考えられる。

解析方法案

① 構造

部分モデルによる数値解析

立体FEMによる弾塑性解析

② 実験方法案

部分モデルによる動的，静的載荷実験

大型試験機，振動台による確認実験

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II鋼橋編， 1996.
- 2) 同：同 V耐震設計編， 1996.
- 3) 同：道路震災対策便覧（震前対策編）， 1988.
- 4) 同：同（震災復旧編）， 1988.
- 5) 同：同（震後対策編）， 1996.
- 6) 建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様， 1995.
- 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料， 1997.
- 8) 同：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料， 1997.
- 9) 運輸省鉄道局：建造物設計標準， 1983年.
- 10) 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.
- 11) 同：支承部の耐震補強設計の手引き， 1996.
- 12) 日本鉄道建設公団：鋼鉄道橋支承部・耐震設計の手引き（案）， 1996.
- 13) 首都高速道路公団：既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領（暫定案）， 1996.
- 14) 東京都建設局：既設橋梁落橋防止システム強化要領（案）， 1998.
- 15) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害第1章 橋梁， 1996.
- 16) 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報告書， 1995.
- 17) 日本橋梁建設協会：兵庫県南部地震における橋梁の被災とその復旧， 1997.
- 18) 日経コンストラクション：土木が遭遇した阪神大震災， 1995.
- 19) 日本橋梁建設協会編：鋼製橋脚の耐震設計マニュアル， 1998.11
- 20) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造物の耐震検討小委員会， 1998.11
：第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集

付録-1 震災被害の事例

(1) 鋼製橋脚の被害

(a) 被害の大きい橋脚の形式 (図-A.1.1)

ラケット型, T型1本橋脚, 高橋脚, 鋼管柱の被害が多い.

(b) 被害部位の分類

① 角柱の局部座屈 (図-A.1.2), (写-A.1.1)

基部付近, マンホール部付近, 断面変化部付近の局部座屈が多い.

② 角柱の角溶接部の破断 (写-A.1.1), (写-A.1.2)

過度の局部座屈により角溶接部が開裂し, 4面が分離して崩壊した事例; 2件.

③ 丸柱の局部座屈, 提灯座屈 (写-A.1.3)

④ 角柱隅角部のぜい性破壊 (写-A.1.4, 写-A.1.5)

角柱ラーメンの隅角部で水平方向にぜい性亀裂が発生.

⑤ 極厚鋼管柱のぜい性破壊

極厚鋼管柱の隅角部付近に水平方向のぜい性亀裂が発生. (写-A.1.6)

⑥ ラーメン橋梁の腹板のせん断座屈.

⑦ 杓座の破壊. (図-A.1.3)

(2) 鋼橋上部工の被害

上部工の被害は橋脚, 支承部周辺, 耐震連結装置の破壊, およびそれに伴う落下, 衝撃によるものが多く, 上部工自体による被害はほとんどない.

① 支承付近の主桁の破壊

固定支承に作用する水平力, 局部曲げモーメントによる破壊.

可動支承のストッパーに当たって破壊.

下フランジの変形, 腹板の変形, ソールプレート溶接部の割れ.

② 端横桁のニーブレースの破壊 (写-A.1.7)

③ 横構の座屈 (写-A.1.8)

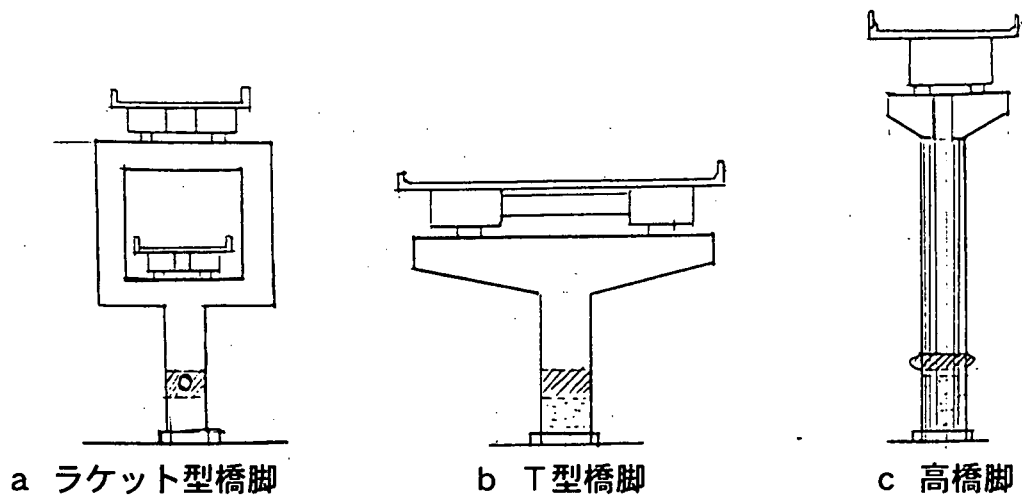


図-A.1.1 被害の大きい橋脚の形式

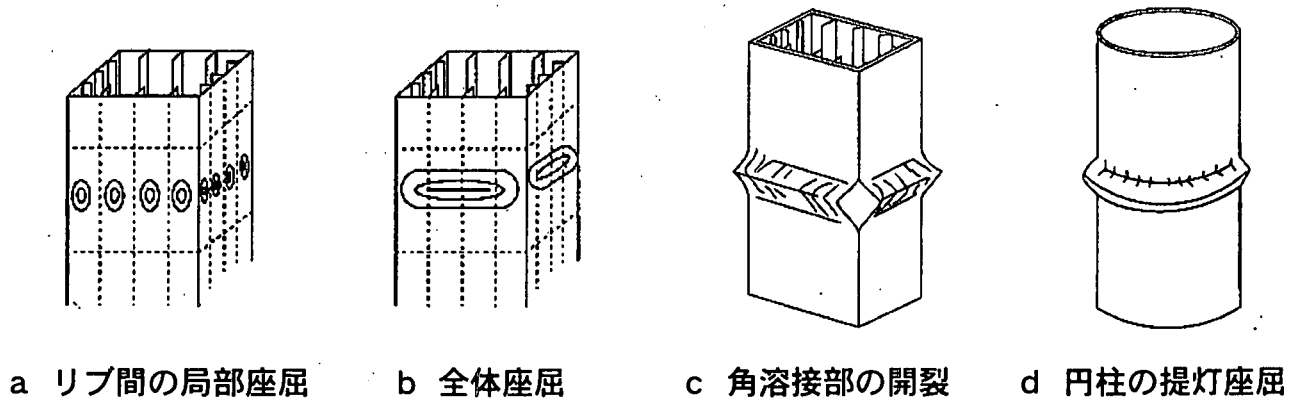


図-A.1.2 局部座屈のパターン

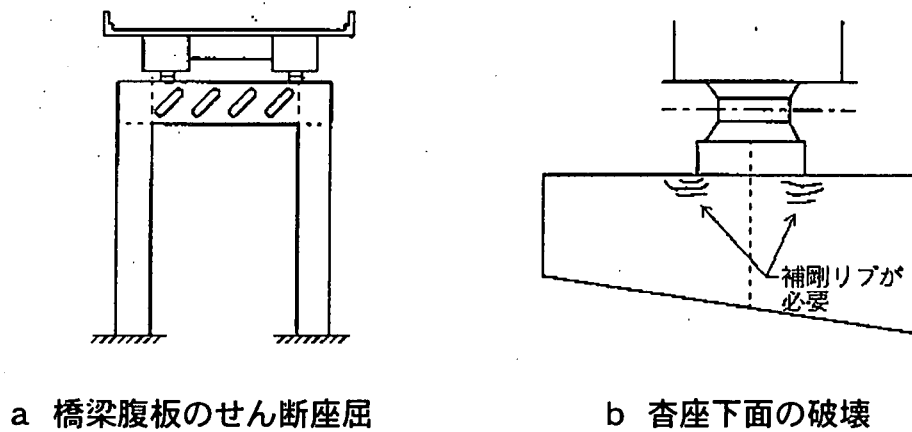


図-A.1.3 ラーメン橋脚の被害

(3) 鋼製支承の破壊

鋼製支承の破壊は塑性変形が小さく、吸収エネルギーが少ないので、そのまま落橋に直結する恐れがある。高さがある支承は被害が大きく、ヒューズ的な役割を果たしていないと考えられる

- ① セットボルトの破断
- ② アンカーボルトの引抜け、破断
- ③ サイドブロックの破断、サイドブロックボルトの破断 (写-A.1.10, 11)
- ④ ベアリングプレート、ローラーの脱落 (写-A.1.12)
- ⑤ 1本ローラーの脱落は特に多い
- ⑥ ピン、ローラーの破断、キャップの破断
- ⑦ 支承本体のぜい性破断、ピボット支承のぜい性破断
- ⑧ ペンデル支承の破壊

(4) 耐震連結装置の被害

耐震連結装置は、新潟地震のときに昭和大橋が橋脚の移動によって次々と落橋したことにより、用いられるようになった。

構造形式としては、メガネ式、片持式、リンク式、プレート式があるが、メガネ式が標準的である。

耐震連結装置の破断は落橋に直結し、また消費エネルギーがすくないので、ヒューズ的な役割は果たしていないと考えられる。

兵庫県南部地震で多数の耐震連結装置が以下の部位で破壊したので、従来式（腹板直結型）よりPCケーブル式、チェーン式、ストッパー式に変更されるようになった。

- ① ピンの変形、破断
- ② 連結板の破断
- ③ 取付部の破断、腹板のひきちぎれ (写-A.1.9)

付録-2 鋼製橋梁の被災例および従来設計での問題点

(1) 地震による支承の変位量

従来の設計では支承、伸縮部の遊間量は温度変形で決定され、地震による変位量が考慮されていない。そのため、地震時に多くの可動支承のストッパーが破壊して重大な被害が発生している。

(2) 可動支承に作用する水平力

従来の可動支承部の設計では、橋軸方向には静摩擦力のみが作用し、地震力は考慮していない。

(3) 角柱橋脚の補剛材の不連続

阪神高速道路神戸線岩屋高架橋の角柱橋脚の4面分離型の破壊は、現場接合部で縦リブが接合されていないことが直接的な原因と考えられる。(図-A.2.1) 通常、軸力部材(柱の4辺、桁のフランジ)は縦リブを接合しているが、昭和40年台以前の設計ではまれに見うけられる。

(4) ラーメンの隅角部の補剛構造

ラーメンの隅角部では柱、梁の縦リブは隅角の手前で止め、不連続な補剛構造が現在でも標準的な設計になっている。(図-A.2.2) この縦リブの不連続が、隅角部のぜい性亀裂の発生の原因となった可能性があると考えられる。

(5) 板厚変化部

経済的に設計するために、断面力の変化に対して板厚を変化させるのは当然なことであるが、その板厚変化点には板厚差により局所的な曲げ応力(2次応力)が発生する。縦リブ付きの断面ではこの影響は小さく、鋼管構造のように縦リブのない場合には影響が大きいと考えられるが、従来の設計ではこの影響が考慮されていない。

現在の設計は、「道示」耐震設計編10.3の解説で、'板厚変化位置で局部座屈が生じやすいので、断面は一定とすることを基本とし、変化させる場合には応力度に余裕をも

たせることを原則とする' と改善されている。

(6) マンホール部の補強

マンホール部は補剛材を止め、ダブリングで欠損断面の補強を行うのが標準的な設計であるが、ダブリングでは面外剛性が不足し、過大な地震力に対して塑性局部座屈の発生が考えられる。

(5) 角溶接の強度

矩形断面橋脚の角溶接は隅肉溶接が多い。角溶接が開裂して崩壊した被害事例は過大な局部座屈により、溶接部に塑性変形による応力が生じて破断したものと考えられる。溶接部で抵抗するためには全断面溶込み溶接にするような対策が考えられる。

(6) 上下にピンを有する橋脚構造

上下ピン構造の橋脚に上部工が据えられている構造がまれに見うけられる。このような構造では上部工の固定支承のみで地震力に抵抗するので、支承の移動制限部が破壊すると構造系全体が崩壊することが考えられる。支承とは別に落橋防止システムの設置が必要と考えられる。

(7) 極厚鋼管柱

極厚鋼管柱は鋼板に比べ延性が乏しいので、ぜい性破壊が生じやすいと考えられる。現場溶接部の入熱量が高い場合、ぜい性化しやすいので特に注意する必要がある。

(8) 鋼製支承 (図-A. 2. 3)

- ① 高い位置の固定支承には、地震力により大きな局部的曲げモーメントが作用する。
- ② セットボルト、ソールプレート部にも上記により地震力が作用する。
- ③ 移動制限、止めボルト、ガイド、歯車等の逸脱防止構造が華奢な構造となっている。
- ④ コーナー部のRが小さく、応力集中の大きくなる構造細部が多い。
ローラー、ピンの切欠きは応力集中で折れる要因となる。
- ⑤ 鋳鋼は延性が乏しい。

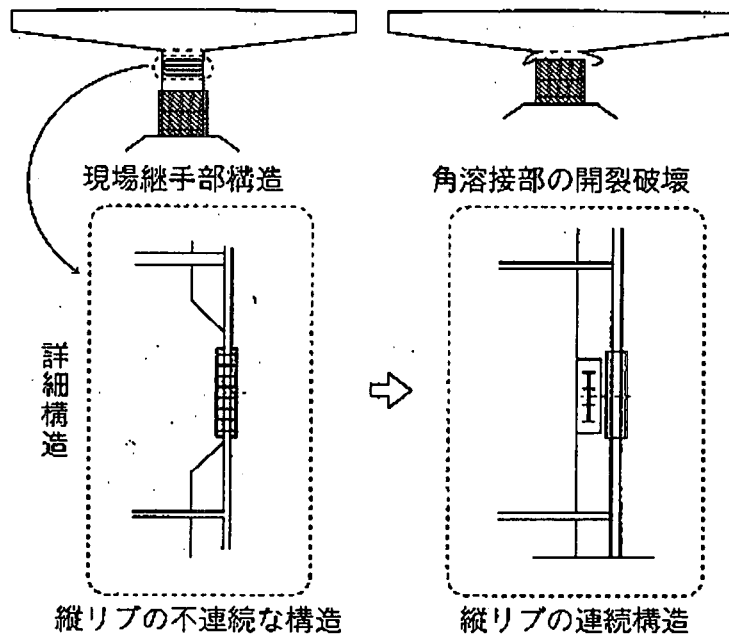
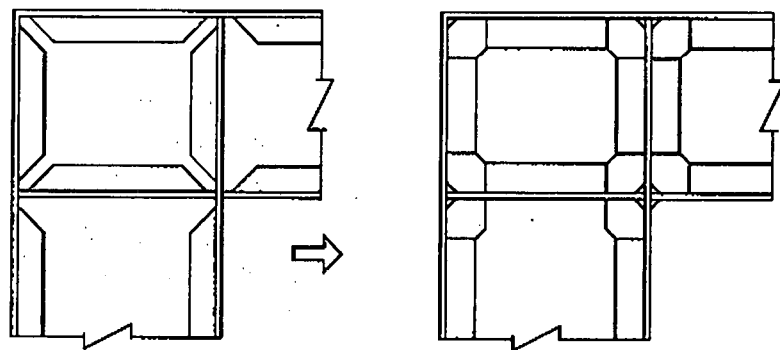


図-A.2.1 現場継手部で縦リブの不連続



a 標準的な設計 (縦リブ不連続)

b 縦リブ連続させる構造の1例
(隅角溶接を優先し、コーナーリブを用いる案)

図-A.2.2 ラーメン隅角部の縦リブの不連続

(9) 上部工

(a) 端部支承が固定の場合

端部支承を固定とする連続桁では、支承付近の補強が必要である。端部は曲げモーメントが0であるので、通常最小断面であるが、支承が固定のとき端部に大きな地震力が作用する。このため支承付近に補強が必要であるが、構造細目で考慮されていないことが多い。(図-A.2.3, 図-A.2.4)

(b) 1箱桁1支承構造の支承上部

1箱桁1支承構造の場合、支承は腹板の中間のダイヤフラム上にあるので、橋軸方向地震力の伝達を考慮されていないことがある。(図-A.2.5)

地震時水平力による、曲げモーメント、せん断力を考慮する必要がある。

(c) ソールプレートからの作用力の伝達

地震力はソールプレート前面から伝達されるので、ソールプレート幅だけで断面決定すべきであるが、従来設計では応力集中が考慮されていないことが多い。

下フランジの板厚、縦リブ、横リブ、腹板の補剛材の追加が必要となる。(図-A.2.5)

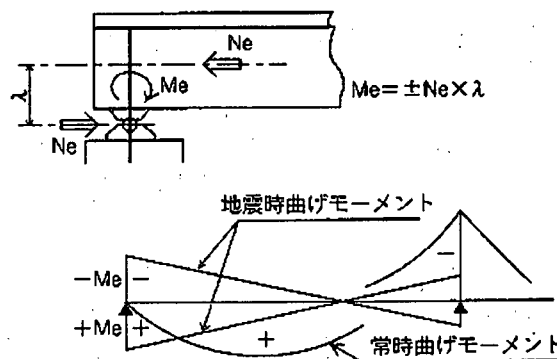


図-A.2.3 地震時の支承からの曲げモーメント

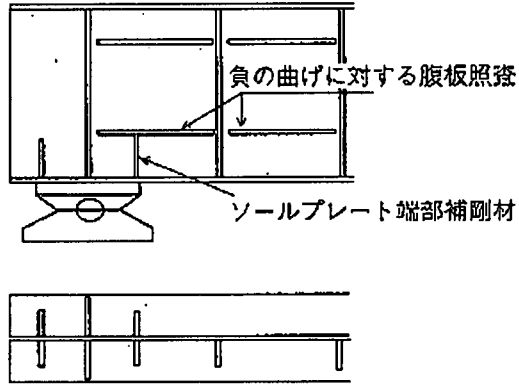


図-A.2.4 I型桁の支承付近の補強

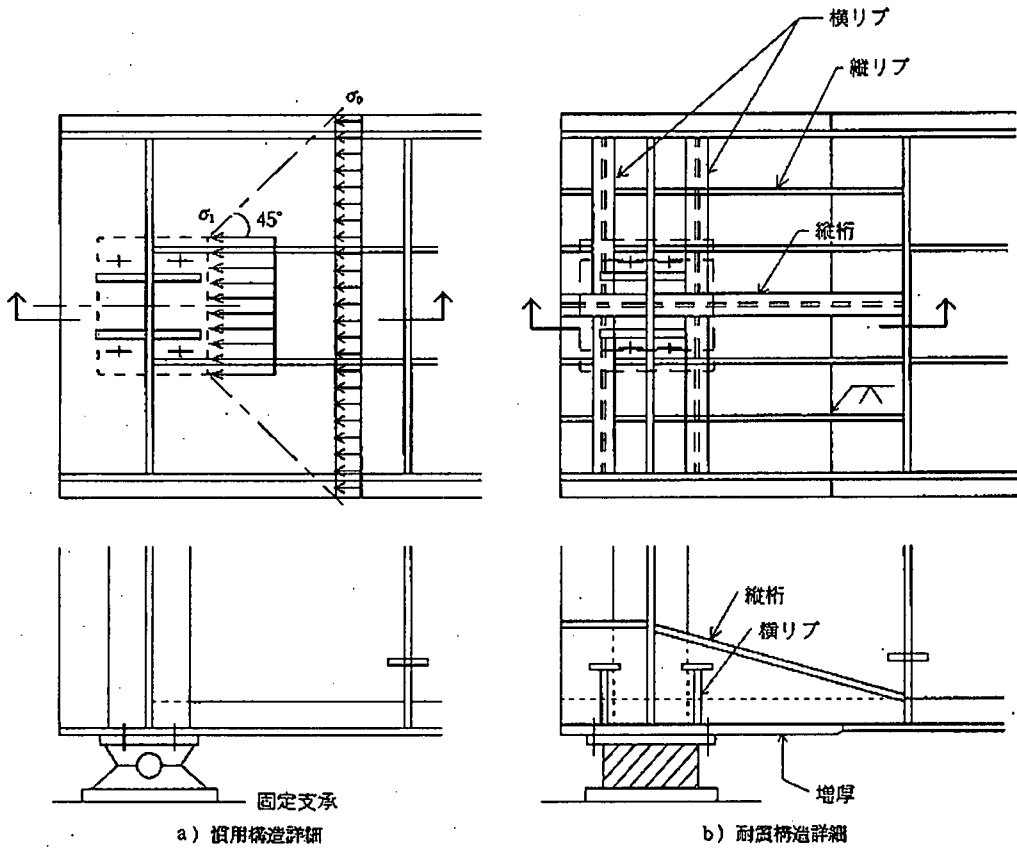


図-A.2.5 箱桁の支承付近の補強

(10) 横構

兵庫県南部地震においては、横構の座屈は発生したが深刻な被害にはならず、かえってその必要性が評価されていないように見うけられる。横構のない構造が新形式橋梁として採用されてきているが、巨大地震に対する真の安全性について見直す必要があるかと考えられる。

横構は橋軸直角方向水平力の伝達、圧縮部材の座屈防止に効果があるので、もしほとんどの上部工に横構がなければ、下フランジの横座屈等、上部工自体の破壊による破壊形態もあったのではないかと考えられる。

(11) 耐震連結装置

兵庫県南部地震で多くの耐震連結装置が破壊したので、従来式（腹板直結型）が否定されるようになってきているが、形式そのものが悪いのではなく、図-A.2.6に示すように慣用設計での以下のような点に問題があるのではないかと考えられる。

- ① 腹板厚が非常に薄いところに極厚の補強板を溶接している。
- ② 補強板が小さく、引きちぎり抵抗を計算されていない。
- ③ 補強板周辺の面外方向補剛材がない。

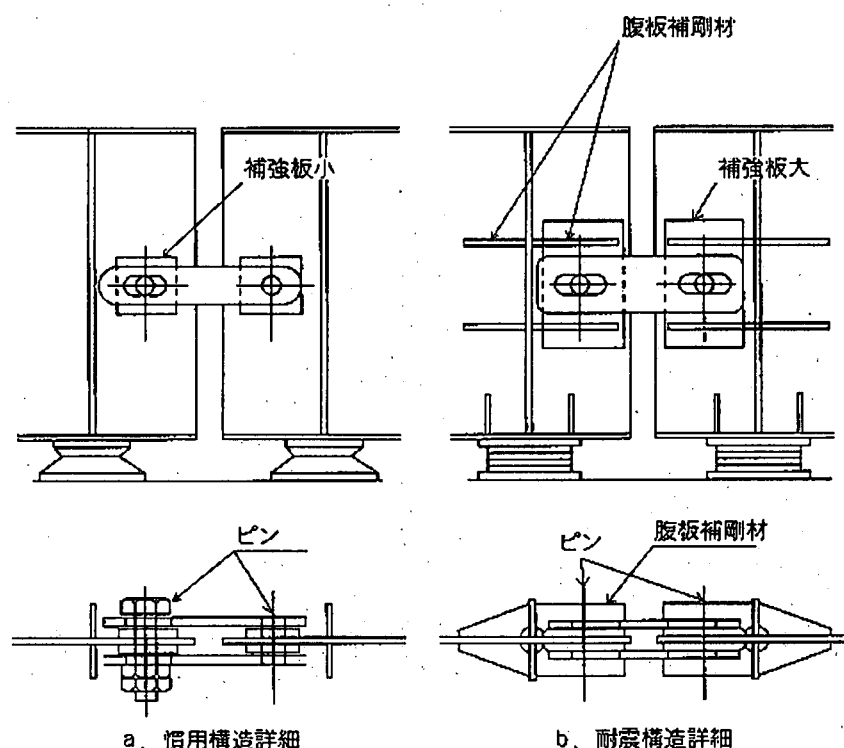
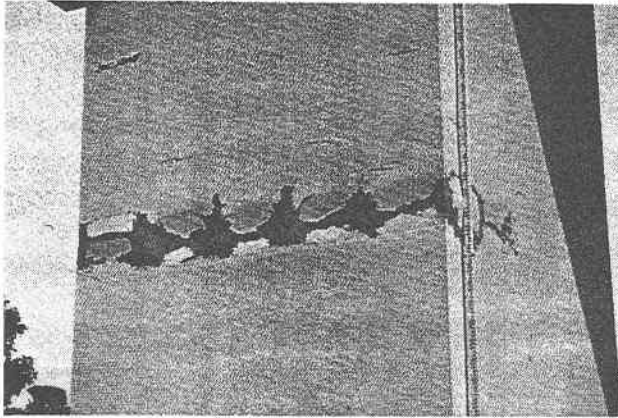
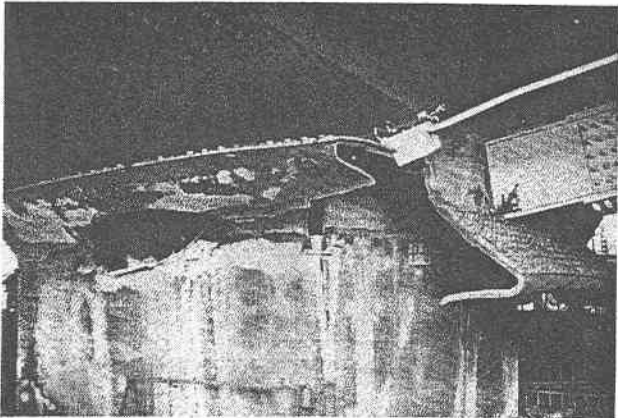


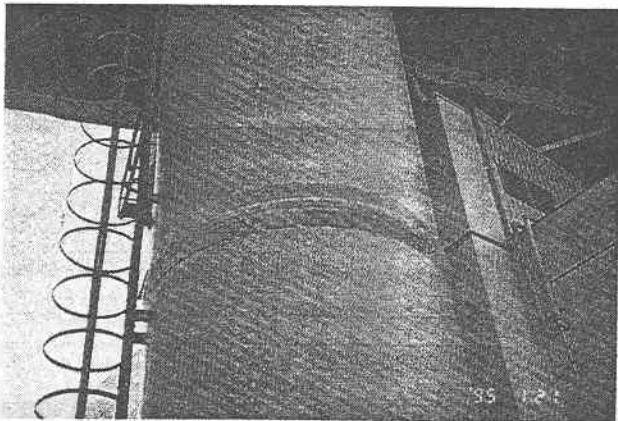
図-A.2.6 腹板直結型の落橋防止構造詳細



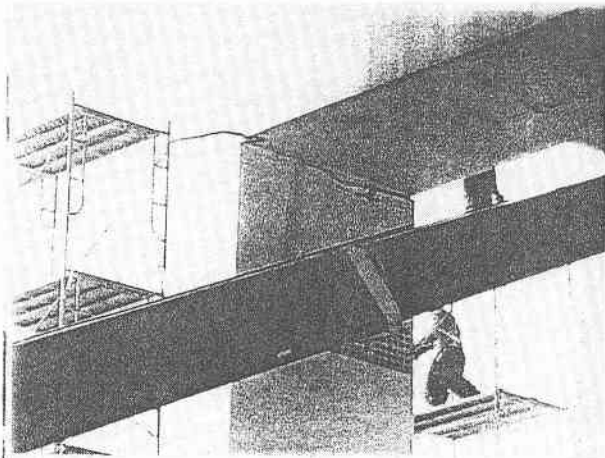
写-A. 1. 1 角柱の局部座屈



写-A. 1. 2 角溶接部の開裂破壊

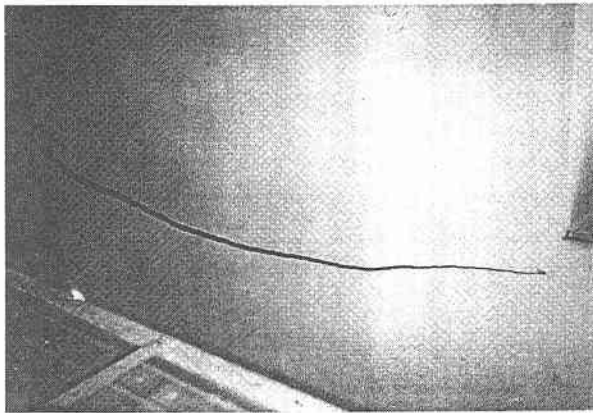


写-A. 1. 3 鋼管柱の局部座屈
(提灯座屈)



道路橋 摩耶埠頭

写-A.1.4 ラーメン橋脚隅角部の
ぜい性破断



写-A.1.5 同拡大写真

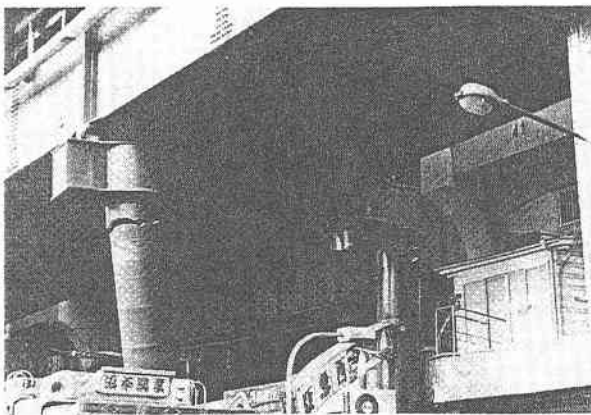
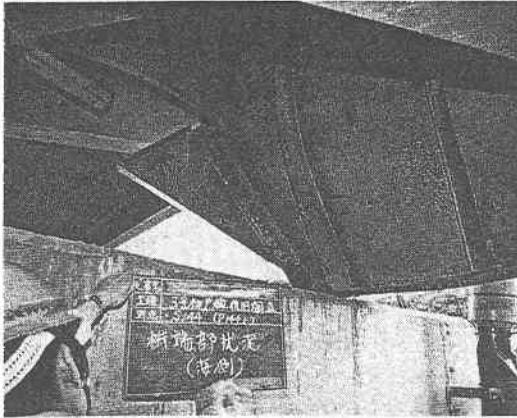
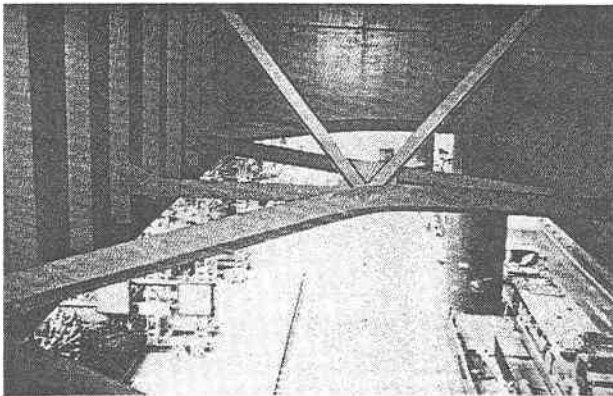


写真 1.2.16.4 鋼製橋脚の破断

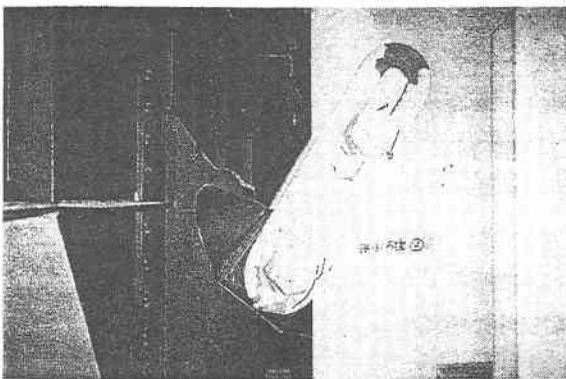
写-A.1.6 極厚鋼管柱のぜい性破断



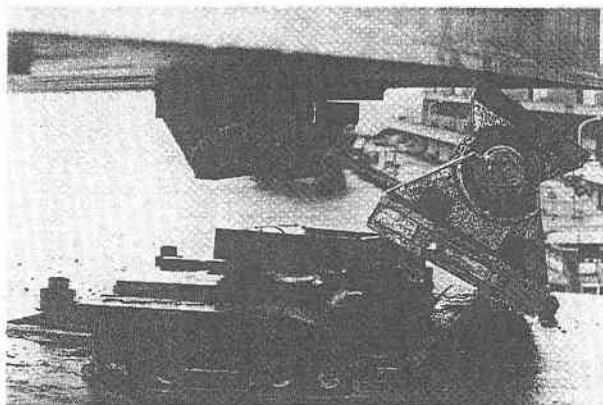
写-A.1.7 支承上横桁のニーブレース
取付け部の破断



写-A.1.8 下横構の座屈変形



写-A.1.9 タイプレート式桁間連結装置
の取付け母材腹版の破断



端支点可動沓の損傷

写-A.1.10 鑄鋼支承のサイドブロックの破断



支承板支承の上沓移動制限装置の損傷状況

写-A.1.11 支承板支承の移動制限部の破壊



沓の被害 (サイドブロックの破損)

写-A.1.12 ピンローラー型可動支承
ローラーの逸脱

5.4 土構造物

5.4.1 対象構造物

土構造物の対象構造物としては、以下に示す①～④が考えられるが、本研究では都市基盤整備を対象としていること、ならびに護岸の被災パターンは、ケーソン等の構造物の滑動・沈下に起因することが多いこと等から、③～④は除外し、①および②を対象として考えることにする。

- ①河川堤防
- ②盛土（道路・鉄道）
- ③護岸
- ④その他：ため池，フィルダム，鉦さいダム等

5.4.2 耐震診断法の現状

(1) 耐震診断・判定法の現状

(a) 河川堤防

『河川堤防耐震点検マニュアル』に基づき抽出された詳細検討区間において、液状化の可能性の判定ならびに被災判定に必要な基礎データを整理し、基礎データが十分でないと判断される場合には追加調査を実施することになっている^り。同マニュアルによる耐震対策の設計手順は、図-5.4.1に示す通りである。

また、必要なデータおよび試験法は、以下の通りである。

①液状化の判定に必要なデータ

- 1) 粒度曲線（ふるい分け試験）
- 2) N値（標準貫入試験）
- 3) 単位体積重量（土の密度試験）
- 4) 地下水位

②安定計算に必要なデータ

- 1) 土のせん断強さ定数（三軸あるいは一軸試験）

地震時の堤防の安定性の検討は、原則として有効応力法による円弧すべり法を適用することとし、過剰間隙水圧の上昇を考慮するものとしている。また、対象とする地震の規模は中規模地震動のレベルとしている。

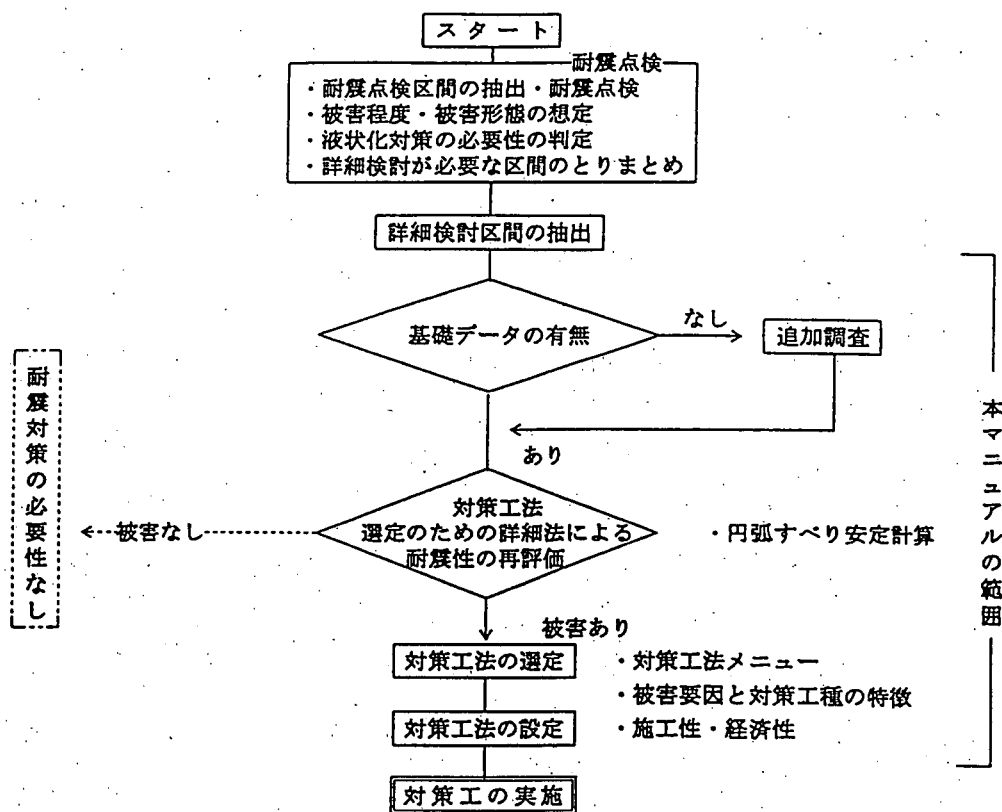


図-5.4.1 河川堤防の液状化対策の設計フロー¹⁾

この場合の安定計算式（地震時の安全率）は、(5.4.1)式で表される。

$$F_s = \frac{\Sigma \{ (W - b \cdot u_0 - b \cdot \Delta u) \cos \alpha \tan \phi' + c' \cdot L \}}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \quad (5.4.1)$$

ここに、 c', ϕ' ：有効応力に関する土の粘着力 (tf/m^2) およびせん断抵抗角 ($^\circ$)

W ：各分割細片の全重力 (tf/m)

L ：各分割細片における円弧すべりの長さ (m)

b ：各分割細片の幅 (m)

u_0 ：常時地下水によって発生する間隙水圧 (tf/m^2)

Δu ：地震動によって発生する過剰間隙水圧 (tf/m^2)

α ：各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角 ($^\circ$)

なお、地震動によって発生する過剰間隙水圧 u_e は、繰返しせん断試験の結果のほか、(社)日本道路協会：共同溝設計指針、同道路橋示方書V耐震設計編に示されている式(5.4.2)により算定している。

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma_v'} = \begin{cases} F_L^{-7} (F_L \geq 1) \\ 1 (F_L < 1) \end{cases} \quad (5.4.2)$$

ここに,

σ_v' : スライスの底面における有効上載圧

F_L : スライスの底面の位置の砂の液状化抵抗率

地震時の液状化の発生による過剰間隙水圧の上昇を考慮したすべり安定計算によって、最小安全率が所定の値を下回る場合には、『河川堤防耐震点検マニュアル・解説』（建設省河川局治水課，平成7年3月）に従って対策の必要性を判断する。この場合，所定の最小安全率の値は，原則としてスーパー堤防区間では1.2，それ以外の区間では1.0となっている。

なお，同マニュアルには既往の地震における河川堤防の被災事例および模型振動実験を対象に，上記(5.4.1)式で計算して得られた安全率と実測沈下量との関係が図-5.4.2として示されている。同図には，盛土高に対し5%以上の沈下を生じた場合の安全率は，概ね0.5以下であり，安全率が1.0ないしは1.2以上では，一部の実験を除いて沈下量は盛土高の1%以下であることが示されている。

大規模地震動への対応については，変形量の大きさを評価することにより行われるべきであるが，現時点では永久変形解析法等が実用化に至っていないので，暫定的に中規模地震動に対して有害な被害を生じさせないことを基本方針とし，地震動の影響を静的な力に置き換えた震度法によることとしている。

なお，永久変形解析法等のより進んだ評価法については，今後の研究成果に委ねることとしている。

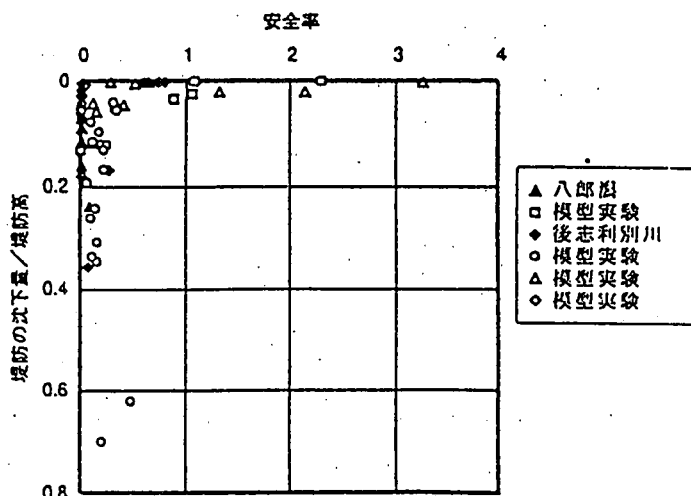


図-5.4.2 安全率と堤防沈下量との関係

(b) 盛土（道路・鉄道）

道路盛土を対象とした耐震性判定法は、道路耐震対策便覧²⁾によれば

①既往の震災経験を統計的に分類した簡易判定手法

②土質調査および安定計算に基づく詳細判定手法

とがあり、既設の道路盛土に対する耐震対策を対象とする場合には、数多くの個所を簡易に行う①の方が実用的であるとして、耐震調査票を用いて行う方法を提案している。盛土区間の耐震調査票を表-5.4.1に示す。

この調査法では、道路盛土の耐震安定性に及ぼす地盤条件の影響が、平地部と山岳部とで異なることを考慮し、2つに区分し、それぞれの道路盛土について盛土の存在する地盤条件と盛土の構造的な条件による要因別ランクを評価し、さらにこれらの組み合わせによって全体的な耐震性を判定するようになっている。総合的な判定結果は、盛土の被災の程度の大小によって、ABCの3ランクで表現される。

現状に対する盛土の安全性は、耐震対策がなされていない場合には、下記に示す円弧すべり法による(5.4.3)式が用いられている²⁾。

$$F_s = \frac{\sum [c\ell + \{(W - ub) \cos \alpha - k_h \cdot W \sin \alpha\} \tan \phi]}{\sum \{W \cdot \sin \alpha + (h/r)k_h \cdot W\}} \quad (5.4.3)$$

ここに、

F_s : 安全率

W : スライス重量

b : 各分割片の幅

ℓ : 各分割片で切られたすべり面の弧長

r : すべり円の半径

u : すべり面に作用する間隙水圧

k_h : 水平震度

h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離

ϕ : 内部摩擦角

c : 粘着力

α : 各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線となす角度

ここで、強度定数 c 、 ϕ 、間隙水圧 u のとり方は、盛土・地盤材料の種類・特性、含水状態、解析法における強度の表示法等によって異なり、表-5.4.2に示す条件で求められた値が用いられている。

なお、地震動によって発生する過剰間隙水圧 u_e は、前述した（社）日本道路協会：共同溝設計指針、同道路橋示方書V耐震設計編に示されている式(5.4.2)により算定している。

表-5.4.1 盛土区間の耐震調査票²⁾

盛 土 耐 震 調 査 票																																																			
事務所名																																																			
記入者名		電話 ()			調査年月日		昭和 年 月 日																																												
調査地点																																																			
幅員		m		車線数																																															
				a		b		c		d		判定																																							
山 岳 部 $a < 4$	地盤条件	地山勾配 $a =$ 割			$a < 1.8$ 割	$1.8 \leq a < 3$	$3 \leq a < 4$																																												
	盛土条件	盛土高 $H =$ m のり面勾配 $x =$ 割 擁壁式 (有・無) 高さ m			標準のり面勾配の盛土 $H \geq 35$ m	$35 > H \geq 20$	$20 > H \geq 5$	$5 > H$																																											
					標準のり面勾配より急な盛土および構造物取付部 $H \geq 30$ m	$30 > H \geq 15$	$15 > H \geq 5$	$5 > H$																																											
平 地 部 $a \geq 4$	地盤条件	粘性土土盤 N 値 $N =$ m 軟弱層の厚さ 地盤改良 (有・無) (工法:)			地盤の軟弱度	極めて軟弱	軟弱	その他																																											
					N 値	$N < 4$	$4 \leq N < 8$	$8 \geq N$																																											
		砂質土土盤 N 値 $N =$ m 砂層までの深さ $D_1 =$ m ゆるい砂層の厚さ $D_2 =$ m 地下水位の深さ(地表より) m 土地条件区の地形区分で旧河道に(該当する・該当しない)。 地盤改良 (有・無) (工法:)			液状化の可能性	極めて強い	あり	その他																																											
					N 値	$N < 6$	$6 \leq N < 10$	$10 \geq N$																																											
					N 値	$N < 10$	$10 \leq N$																																												
	盛土条件	盛土高 $H =$ m のり面勾配 $x =$ 割 擁壁式 (有・無) 高さ m			標準のり面勾配の盛土 $H \geq 10$ m	$10 > H \geq 6$	$6 > H \geq 3$	$3 > H$																																											
					標準のり面勾配より急な盛土および構造物取付部 $H \geq 8$ m	$8 > H \geq 4$	$4 > H \geq 2$	$2 > H$																																											
判 定	平地部道路				山岳部道路				判定ランク (A, B, C)																																										
	<table border="1" style="width:100%; text-align: center;"> <tr><td>盛土条件 \ 地盤条件</td><td>a</td><td>b</td><td>c</td><td>d</td></tr> <tr><td>a</td><td>A</td><td>A</td><td>A</td><td>B</td></tr> <tr><td>b</td><td>A</td><td>B</td><td>B</td><td>C</td></tr> <tr><td>c</td><td>B</td><td>B</td><td>C</td><td>C</td></tr> </table>				盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d	a	A	A	A	B	b	A	B	B	C	c	B	B	C	C	<table border="1" style="width:100%; text-align: center;"> <tr><td>盛土条件 \ 地盤条件</td><td>a</td><td>b</td><td>c</td><td>d</td></tr> <tr><td>a</td><td>A</td><td>B</td><td>B</td><td>B</td></tr> <tr><td>b</td><td>B</td><td>B</td><td>C</td><td>C</td></tr> <tr><td>c</td><td>B</td><td>C</td><td>C</td><td>C</td></tr> </table>				盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d	a	A	B	B	B	b	B	B	C	C	c	B	C	C	C	<p style="text-align: center;">下記の修正各件(1), (2), (3)によるランクの修正 (C→B, B→A, A→A)</p> <p>(1) 盛土の地盤が傾斜した集水斜面のため、盛土の含水比が常時高い状態にある。</p> <p>(2) 過去に降雨あるいは地震によって路面に沈下、きれつなどの変状をきたしたことがある。</p> <p>(3) 腹付け部あるいは拡幅部などが供用開始後、沈下、きれつなどの変状をきたしている。</p>		
盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d																																															
a	A	A	A	B																																															
b	A	B	B	C																																															
c	B	B	C	C																																															
盛土条件 \ 地盤条件	a	b	c	d																																															
a	A	B	B	B																																															
b	B	B	C	C																																															
c	B	C	C	C																																															
盛土断面図 (1 :)										修正判定ランク (A, B, C)																																									

また、鉄道盛土の場合には、補強土工法や降雨対策工として行われる格子砕工等による耐震補強工法の抵抗力を考慮した(5.4.4)式が用いられている。式中の T_r が耐震補強工による抵抗力であるが、補強材を配置した場合には、(5.4.5)式によって滑動土塊の引き留め効果(T_s)と締め付け効果(T_n)を期待し、格子砕工などの場合には(5.4.6)式によって重量の押さえ効果(W_f)を期待している³⁾。

$$F_s = \frac{\Sigma[(W - bu) \cos \alpha - k_h \cdot W \sin \alpha] \tan \phi + cl + T_r}{\Sigma[W \cdot \sin \alpha + (y/r)K_h \cdot W]} \quad (5.4.4)$$

ここに、

T_r : 補強工の抵抗力 y : スライス重心と円弧中心間の鉛直距離

$$T_r = T_s + T_n \tan \phi = T \sin \theta + T \cos \theta \cdot \tan \phi \quad (5.4.5)$$

$$T = f \cdot \gamma \cdot \varphi (c + \sigma_v \tan \phi)$$

ここに、

f : 補強材の設置角度、ひずみ量、拘束圧、形状に対する補正係数

θ : すべり線直交方向から補強材配置方向の角度

γ : 補強材の群効果に対する補正係数

φ : 補強材定着部の周面積 σ_v : 補強材配置位置での鉛直応力

表-5.4.2安定計算に用いる土質強度

材 料	特性等	試験方法	強度定数	間隙水圧
盛土、山岳部 地山	透水性高い	\overline{CD}	c_d, ϕ_d	u_0
		CU	c', ϕ'	
	透水性低い	CU	c_{cu}, ϕ_{cu}	
		\overline{CU}	c', ϕ'	
液状化の可能性 のある砂質地盤	有効応力表示	CD, CU	ϕ_d', ϕ'	$u_0 + u_e$
	全応力表示	繰返しせん断試験	τ_{df}, R	u_0
軟弱粘性地盤		UUまたは一軸圧縮	c_u, ϕ_u	u_0

ここに、 u_0 : 浸透水を考慮した常時地下水圧

u_e : 地震動によって発生する間隙水圧

$$T_r = W_f X_{FG} / r \quad (5.4.6)$$

ここに、

W_f : 単位奥行き当りの格子枠重量

X_{FG} : 円弧中心から格子枠工重心位置までの水平距離

(2) 調査技術の現状

診断のための調査目的は、新設建造物の耐震設計や耐震対策工法の設計のための調査と同様に、基礎地盤の地盤構成・土質特性を把握すること、ならびに盛土本体の土質特性を把握することである。具体的には液状化判定やすべり安定検討のため、また基盤傾斜の把握等である。調査方法には様々なものがあるが、既往の震災対策便覧⁷⁾や設計基準等^{4), 5), 6)}を参考にして、各診断ステップにおける調査方法を以下にまとめた。概略調査を表-5.4.3に、各対象地盤に対する簡易・詳細診断のための主な調査方法を表-5.4.4に示す。

表-5.4.3 診断ステップ1の調査

	調査内容
既往資料による概略調査	地図類（地形図，地質図，地盤図，空中写真） 既往調査・資料（既往の地盤調査結果，設計資料） 過去の液状化履歴
踏 査	立地条件（平坦地，地形変化部，周辺構造物） 盛土条件（盛土高，法面勾配，擁壁の有無（形式）） 盛土および周辺地盤の変状の有無

表-5.4.4 診断ステップ2，3の調査

地盤等の種類	診断ステップ	主な調査方法	調査目的
砂質土	2（簡易）	N値，粒度，コーン貫入，ラムサウンディング	液状化判定
	3（詳細）	サンプリング・繰返し三軸試験	
粘性土	2（簡易）	N値，コーン貫入，粒度・含水比他	すべり安定検討
	3（詳細）	サンプリング・一軸または三軸圧縮試験	
盛土本体	2（簡易）	コーン貫入，動的コーン，粒度	すべり安定検討
	3（詳細）	サンプリング・一軸または三軸圧縮試験	
基盤深さ	2（簡易）	ボーリング（N値）	地層構造 （基盤傾斜・変化）
	3（詳細）	速度検層	

※上記以外にも地下水位の把握も重要である。

診断ステップ1における盛土の支持地盤としては、表-5.4.5に示すような地盤条件の目安が『鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物』に示されている。洪積層では問題は少ないとみられるが、沖積層のうち軟弱地盤で問題となってくる。ただし、盛土高さが10mを超える場合や支持地盤が傾斜しているような条件の場合には、盛土の安定および沈下の検討を行うこととしている。

また、液状化の可能性がある地形として、表-5.4.6に示す地形が例として挙げられている。診断ステップ1では、これらを始めとする地震時に影響を受けやすい地盤や地形を如何に抽出するかが重要であると考えられる。

表-5.4.5 盛土支持地盤として問題の少ない条件の目安⁵⁾

区分	細区分	盛土支持地盤として問題の少ない条件	
岩盤		無条件	
土層	洪積層	礫粒土 砂粒土 細粒土	無条件
		火山灰質粘性土	N値 ≥ 3
		沖積層	礫粒土
	沖積層	砂粒土	地震時に液状化の恐れのある層がないこと
		細粒土	N値 > 4
			$4 \geq$ N値 ≥ 2 である層の厚さが3m以下 $2 >$ N値である層の厚さが2m以下

表-5.4.6 地形と液状化の発生可能性の関係²⁾

(A) 液状化する可能性の高い地形	現河道、現河川敷、旧河道、旧河川敷、砂丘間低地、旧水面の埋立地（海岸、湖岸、水田の埋立地等）
(B) 液状化する可能性のある地形	後背湿地、自然堤防、砂丘、砂州、砂浜 上記以外および(A)でも(C)でもない沖積低地
(C) 液状化する可能性が低い地形	台地、丘陵地、扇状地

一方、診断ステップ2に該当する調査としては、現状では、ボーリングと併せて標準貫入試験（N値）を実施し、その結果から耐震性の判定を含めた地盤の検討を行うことが多い。しかし、調査範囲が広範囲に及ぶ場合には、標準貫入試験では調査に時間と費用がか

かり、より簡便で短時間で行うことのできる調査の要求が増えてきている。

表-5.4.3に示す方法のほかに、比較的簡便な方法として、次に挙げるようなものが近年研究または実際に適用されつつある。

- ①三成分コーン貫入試験
- ②オートマチックラムサウンド
- ③スウェーデン式サウンディング
- ④MWD検層（回転・打撃式ドリルの削孔抵抗を用いた方法）
- ⑤常時微動測定
- ⑥弾性波探査
- ⑦サイスミックコーン貫入試験
- ⑧R I コーン貫入試験

(3) 数値解析法の現状

(a) 数値解析法の分類

近年、各種構造物の地震被害メカニズムの解明が進むと同時に計算機の性能が向上するなかで、有限要素法（FEM）に代表される数値解析法は目覚ましい発展を遂げている。最近では、土の動的問題を扱う場合においても高度な数値解析的検討が多く行われるようになってきた。

土の動的問題を扱う数値解析法には、全応力解析法と有効応力解析法がある。実務においては、その簡便さや取り扱い易さ、そして有効応力解析法の根幹をなす土の構成式が研究段階にあることなどから、全応力解析法がしばしば用いられる。しかし、土の動的問題は土中の間隙水と土骨格の両者の挙動に深く関わっていて非線形性も強く現れるため、理論的に厳密で再現性に優れている有効応力解析法の方に研究の中心は移っている。有効応力解析法は、時々刻々と変化する土の地震時挙動を追跡できて地震後や液状化後の挙動も表現できる特徴を有している。そこで、ここでは有効応力解析法に関する現状と課題について述べる。

(b) 有効応力解析法の現状

土構造物を対象にした有効応力解析は、他の構造物を対象にした場合と同様に数多く報告されている。模型実験結果との比較や地震による実際の被災事例の解析的検討などが主なところである。それらの報告から総合的に判断すると、現状のレベルは次のようにまと

めることができそうである。

土構造物やその基礎地盤の応答加速度は、有効応力解析により定量的に再現可能である。土構造物やその基礎地盤に発生する過剰間隙水圧も、有効応力解析によって定量的に再現可能である。

有効応力解析は、地震による土構造物の変形を定性的に再現できるが、残留変形を定量的に再現するのは困難な場合が多い。

これまで20種を超える有効応力解析法（バージョンアップもカウントした場合）が提案されているが、導出したい結果が与えられていない場合には、同一条件下で解析を行っても解析方法ごとに異なる結果が得られることが多く、定量的には一致しにくい。

5.4.3 現状における問題点

(1) 耐震診断・判定法

前述した中地震（レベル1の地震動）を想定した円弧すべり法による安定計算法を兵庫県南部地震規模の地震（レベル2地震動）に適用した場合には、円弧すべり法で計算される破壊安全率は、瞬間的に1を大きく下回る結果となる。

耐震設計編（4.6章）に示すように、盛土高さが3mの場合、設計水平震度 $k_h=0.2$ で最小安全率 $F_s < 1.0$ となり、同様に、盛土高さ7mの場合には、設計水平震度 $k_h=0.1$ で最小安全率 $F_s \approx 1.0$ となる。なお、降雨対策工として行われる格子砕工の安全率は無補強盛土とほとんど同じであり、耐震補強効果は小さいという結果となる。

つまり、実際には長期間安定が保たれている盛土であっても、円弧すべり法で耐震診断を行うとわずかな震度で安全率が確保できなくなるという結果になる。

したがって、従来の円弧すべり法だけでレベル2地震動に対する耐震診断を行うことは困難である。

その主な理由は、

- ①静的円弧すべり安定解析に用いる設計震度と動的な加速度との対応が明確ではない。
- ②円弧すべり法では分割法によって解が求められているが、震度が大きくなると、円弧すべり法の仮定条件の違いによって結果が大きく異なる。（スライス間力の影響が無視できない）
- ③盛土の設計定数は、静的試験から得られる内部摩擦角と粘着力を用いて行うのが通例

であるが、地震動のような急速荷重が加わる場合、粘性の粘着成分は相当増加することは知られているので、すべり安定解析を行う場合、地震時の載荷環境にあった試験条件で求めた強度定数を用いる必要がある。

④地震時における円弧すべり法の適用限界を明確にする必要がある。

等であろう。

(2) 調査技術

(a) 判定精度向上のための調査・試験評価法の改善

① N値

現状の多くの判定法は、N値を用いているが、これらの方法は液状化対策が行われていない地盤を対象としており、締固め対策を行った地盤では、N値が小さいにもかかわらず実際には液状化の発生が見られない事例がある。（1993年釧路沖地震・1995年兵庫県南部地震）また、プレロード（過圧密）による液状化対策効果はN値にはほとんど反映されず、このような場合には、PS検層によるせん断波速度 V_s （初期せん断剛性率 $G_0 = \rho \cdot V_s^2$ ）で判定する等の方法が必要となる。

② 液状化強度

動的強度（液状化強度）に及ぼす要因として、荷重条件、土質条件、応力条件、試験条件等がある。土構造物を対象とする場合には、特に盛土直下の主応力の大きさ、初期せん断応力および過圧密履歴等が液状化強度に影響するので、通常行われる軸対象応力状態の非排水繰返し三軸試験とは別に、過圧密履歴および初期せん断を与えた非排水繰返し単純せん断試験を実施して把握する必要がある。

③ 盛土本体内の間隙水圧

盛土のすべり安定に関しては、盛土材の土質によって異なるが、盛土本体中の間隙水圧の状態によっても大きく左右されるものと考えられる。たとえば、背面地山からの湧水が盛土内に浸透し、盛土下層部が飽和状態近くにある場合などが挙げられる。

湧水の侵入の可能性のある場合に、三成分コーンにより間隙水の状態を把握する調査も必要であると考えられる。

(b) 調査の簡易化・迅速化

一般に、土構造物はその延長が非常に長いことから、耐震診断を行うための調査は広範囲にわたる。したがって、簡易なそして迅速にできる調査を数多く実施し、さらに構造物

全体としての耐震性の評価をすることが望ましいと考えられる。例えば、コーン貫入試験等により試験を数多く実施することが考えられる。

①コーン貫入試験

標準貫入試験に代わる比較的簡便・迅速な試験として三成分コーン貫入試験が期待されている。砂地盤に対しては3成分コーンで測定されるコーン指数、間隙水圧、摩擦から液状化判定を行うことが十分可能かどうかの検討が考えられる。柴田ら⁸⁾をはじめとして、コーン貫入抵抗と液状化強度との関連が報告されている^{7), 8)}。コーン貫入試験の場合、サンプリングができないため土質または細粒分含有率の推定が課題となっている。鈴木・時松ら^{10)~13)}は、先端抵抗と周面摩擦から細粒分含有率と関係のある土質分類指数を求めて、コーン貫入試験のみから液状化強度の予測を行っている^{11)~13)}。

粘性土および盛土本体に対しては、コーン指数から c 、 ϕ 、ならびに間隙水圧の状態を推定する方法の検討が考えられる。調査作業に関しては、密な砂地盤など硬質地盤の場合に貫入が難しくなるか、大きな反力が必要になり、機動性が落ちる。

②オートマチックラムサウンディング

貫入および引き抜きを自動で連続的に行える装置を用いた試験で、N値に相当する貫入抵抗値が得られる。試験を迅速に行うことができ、液状化調査を目的に標準貫入試験の補完として実施されることが多い。土質の判別は難しい。

岸田ら¹⁴⁾は、オートマチックラムサウンディングの有用性をコーン貫入試験および標準貫入試験の比較により報告している。

③常時微動測定

常時微動測定からは、地盤の卓越振動数が求められる。試験そのものは、測定機を地表面に設置するだけで、測定時間も短時間で行える。数地点の測定結果の比較により、基盤の傾斜等の地盤構造の変化を推定できる可能性が考えられる。道路近傍など振動源がある場所では良好な測定データを得るのが困難な場合がある。

中村ら^{17), 18)}は常時微動特性から液状化予測を行う方法について検討している。

(c)調査地点・実施試験・数量の適切な選定

効率が良く効果的な診断調査とするためには、1種類の調査だけに頼るのではなく、基本となる調査と、数多くできて面的な情報が得られる簡便な試験を組み合わせた調査方法が必要と考えられる。

また、調査の手間と費用を最小限に抑えるには、危険性の高い地域・場所を地形図、地

質図等からの的確に抽出できることも重要である。既存の地盤情報をできるだけ多く収集し・活用することも必要であり、ボーリングデータ等を集約した地盤情報データベースの整備が望まれる。さらに、衛星データや航空写真を用いるリモート・センシング技術活用の可能性についても検討する必要がある。

(d) 盛土直下地盤の調査

既設盛土の支持地盤を調査しようとする場合には、一般には盛土法尻部でボーリングまたはサウンディング調査を行うことが考えられる。比較的均質な地盤であればあまり問題ないと思われるが、盛土が大規模であり、かつ盛土直下で土質が急変する場合や地盤改良（特に、プレローディングやサンドドレーン程度）を施している場合については、盛土直下の支持地盤の強度等を確認しておく必要がでてくることもある。盛土法面から盛土部を貫通させて支持地盤を調査する方法がよいのか、その他の方法があるのか検討の余地がある。

(e) 新たな設計法に対応する調査技術の整備

レベル2地震動に対する診断・照査を行う場合において、より現実に近く合理的な評価法が求められるとすると、盛土材や地盤の土質定数のバラツキを正當に評価することが必要となってくる。実際の土質定数のバラツキの程度を把握しておき、バラツキある条件での盛土全体としての地震時安定性の検討が必要となる。

(f) 側方流動の調査・診断法

兵庫県南部地震では側方流動による被害も大きかったことから、構造物の耐震設計において地盤の液状化のみならず側方流動の影響予測の検討が求められている。側方流動に対する予測・設計法に関しては、各機関で鋭意進められているところであるが、設計法の確立と同時に、側方流動発生の有無の判定法の整備も進めるべきである。

護岸近傍の地盤については、側方流動の影響範囲として護岸からおおよそ50~100m程度の距離内で液状化の可能性のある地層が存在するかで、概ね把握できるものと思われる。

一方、新潟地震のように、地表面勾配が1~2%程度の緩やかな傾斜地盤でも側方流動は生じている。このような緩い傾斜地盤は至るところに存在するので、それらの内どのような地盤条件が危険なのかを抽出・判定する方法を検討する必要がある。

また、護岸近傍および傾斜地盤のどちらについても、流動範囲ならびに流動量の予測方法の確立が重要な課題になっている。現状では被災事例の研究や実験から、流動量は護岸・岸壁のはらみ出し量や液状化層厚、地表面勾配などに関係していることが分かっている。

(3) 数値解析法

現在の有効応力解析法は、土構造物の地震時挙動予測の一方法に止まらず、液状化後の地盤および土構造物の沈下や側方流動（地盤流動）の予測、そして液状化対策工を施した改良地盤の地震時挙動の予測など、その適用は広範囲に及び、予測結果が実際と定量的に一致するか否かを議論の対象外とすれば、今や実務において要求される検討項目の大部分は対応可能になっている。しかしながら、上記の課題に示したように、河川堤防や鉄道盛土などのような地震時の変形量（沈下量）予測が高い精度で要求される土構造物においては、解析結果が常に実際を定量的に評価できるとは限らないため、実務設計に用いるには、十分な注意が必要である。

現段階での有効応力解析法の主な課題を以下に列挙する。

- ①土の応力～ひずみ関係や応力～ダイレイタンスー関係を規定する構成式は、有効応力解析法の重要な部分を占め、有効応力解析法が詳細かつ厳密に検討可能であるのは構成式に負うところが大きい。その構成式自体が現在も研究段階にあり、必ずしもあらゆる条件下で実際の現象を精度良く予測できるものではない。上記の主たる原因は、この構成式の問題にあると考えられている¹⁹⁾。
- ②入力する材料パラメータの決定などに高度な判断や経験を要する場合がある。
- ③経験や判断などの違いにより、解析結果に個人差の見られる場合がある。
- ④2～3の解析法を除き、非排水条件が仮定されている。これは、土中の水の移動や排水に要する時間に比して地震動継続時間が短いため、非排水条件と仮定しても大きな問題でないと考えられるためである。しかし、グラベルドレーンなどの間隙水圧消散工法によって改良された砂質地盤を検討する場合のように、透水性考慮が重要なポイントになる場合には、非排水条件では不十分である。
- ⑤3次元解析は非常に煩雑であるため、通常は2次元解析が行われるが、3次元的な構造物（杭や橋脚など）の2次元へのモデル化手法が確立されていない。

5.4.4 研究課題

(1) 診断・判定法

道路、鉄道、河川堤防などの線状構造物では、特に全線に亘り耐震対策を施工することは、経済性などを勘案すれば現実的ではない。したがって、土構造物の耐震診断を考える

際には、相対的に耐震性の弱い部分（例えば、締固め不足箇所、基礎地盤の耐震性が低い箇所、構造的に不安定な箇所および地下水位が高い箇所等）を選別し、耐震補強対策を施して耐震性を向上させることが可能かどうかという視点での検討が必要である。

したがって、耐震診断が必要となる箇所は、地形、地質条件、過去の被害事例などによって地震時に大きな被害があらかじめ予想される箇所、あるいは、社会的条件によって高い耐震性が必要となる箇所等であろう。

このような箇所に対して、従来の耐震設計法に基づいて耐震診断を行うとすると、レベル1地震動に対する円弧すべり安全率の照査が一般的であった。

しかし、兵庫県南部地震を想定したレベル2地震動に対して、円弧すべり法を適用した場合には、動的な加速度を設計震度に換算するための等価化係数⁹⁾を採用して設計震度を低減したとしても、1.0以上の破壊安全率を確保することは困難である。しかし、盛土は破壊した後の靱性能が高いため、瞬間的に破壊安全率が1を下回っても、その時点で若干の沈下が生じるものの壊滅的な破壊には至らない。

したがって、盛土等の土構造物に対してレベル2地震動に対応した耐震診断を考える場合には、この土が有する靱性能を考慮した変形性能を照査する方法を取り入れる必要がある。地震時の永久変形量を詳細に求める方法としては、逐次非線形解析による動的弾塑性FEMの適用が考えられるが、解析が複雑であること、大変形時の土の動的履歴モデルが十分に確立されていないため、現状ではこの方法が実際の設計業務に用いられることはほとんどないので、地震時に土が有する靱性能を正當に評価した変形解析法を確立する必要がある。

(2) 調査技術

(a) 診断・判定法の構築

土構造物に対する効率的な耐震診断・判定法について研究をする。土構造物は、その規模が大きく地中の状態を調べるため、耐震診断を行う場合には、大掛りな調査と解析を行う必要がある。簡便で迅速な調査を多く行い、解析・判定を簡便に迅速に行うことが必要と考えられる。したがって、診断の要素技術となる調査法と解析法の研究が必要である。過去の地震被害事例の分析結果をもとに、液状化層厚および非液状化層厚などの地盤条件と盛土規模（盛土高さ）とから、概略の被災変形量（沈下量）の予測を行う。

個々の調査・解析技術の向上とともに、以下の診断法に関する研究が必要と思われる。

- ①古地図に示された地名や旧地形・地盤の分析による軟弱地盤地域の推定
- ②既往事例分析による簡易診断法の構築
- ③効率のよい耐震診断手順の構築
- ④危険度の高い場所の抽出方法
- ⑤調査、解析法の選定方法に関する検討
- ⑥地震レベルに応じた耐震判定法の検討

(b) 液状化調査の簡易調査・判定法の研究

簡易調査として、三成分コーン貫入試験やオートマチックラムサウンディングの適用性について研究する。

- ①標準貫入試験とコーン貫入試験およびラムサウンディング結果の相互比較
- ②コーン貫入試験結果の評価法の確立

(c) 基盤傾斜の調査方法の研究

盛土周囲における基盤傾斜の調査として、常時微動測定、弾性波探査（反射法等）を行い、ボーリングによる結果と比較して、その適用性を検討する。

また、基盤が傾斜している地盤上の盛土の地震時安定性について、解析等により検討を加える。

(d) 盛土本体の安定・変形性の評価に関する研究

盛土等の土構造物に対してレベル2地震動に対応した耐震診断を考える場合には、この土が有する靱性能を考慮した変形性能を照査する方法を取り入れる必要があり、以下に示すような研究が必要であろう。

- ①簡便な評価（調査・解析）の方法・・・例えば、盛土本体の常時微動測定など
- ②地盤変形の予測 ……例えば、FL値と盛土変形量の関係
- ③地震後の残存強度の評価

(e) 試験結果のばらつきを考慮した耐震判定

レベル2地震動に対する診断・照査を行う場合において、盛土材や地盤の土質定数のバラツキを正當に評価することも必要となってくる。実際の土質定数のバラツキの程度を把握しておき、バラツキある条件での盛土全体としての地震時安定性を検討する。

(3) 数値解析法

『耐震診断』と『研究』というキーワードを考慮すると、上述した有効応力解析法の課

題①～⑤のうち、研究課題として①の解決を採り上げるのが自然であろう。有効応力解析法の主要な部分は、土の構成式と解析スキームが占め、数多くの解析法の特徴も構成式と解析スキームに集約することができるが、特にそれぞれの解析法による解析結果の違いの大部分は構成式の相異に起因すると結論づけられている⁹⁾。

しかし、構成式が長い年月をかけたこれまでの地道な研究の積み重ねによってようやく現在のレベルに達したことを勘案すれば、残念ながら構成式の有する課題は一朝一夕に解決できるものではない。しかも、構成式は、多様であり、その改良は非常に高度で専門的な問題であるため、一部の限られた専門家にしか対処できないものとも考えられる。したがって、当面の研究課題としては構成式という枠組を若干拡大した方が適当であると考えられる。

(a) 研究課題

- ①土構造物に対する各種有効応力解析法の開発。
- ②有効応力解析結果との比較による簡易計算方法の開発。

(b) 研究方法

- ①各種有効応力解析法の代表的なユーザーによる同一条件のもとでの解析を実施し、現段階での問題点や留意点を明確にする。
- ②有効応力解析法を用いた場合と簡易的な計算方法を用いた場合との比較を行い、簡易計算方法を開発する。
- ③模型実験を行い数値解析結果と比較する。
- ④同一条件での解析の実施が困難な場合には、土構造物に対する最新の対応事例をもって検討報告とすることも考えられる。

5.4.5 研究方法

(1) 診断・判定法

①既往地震被害事例分析による概略の被災変形量の予測

既往の地震被害事例をもとに、被害形態を分類し、被害の起こるメカニズムを解明して合理的な地震時の変形予測手法を確立する。

②大変形時の土の動的履歴モデルの確立

任意の不規則繰返しせん断履歴に対する砂の非排水せん断時の広範な大きさのひずみを予想できる構成モデルを確立し、地盤の有効応力での地震応答解析を実施して、地震時に発生する地盤のひずみおよび過剰間隙水圧の大きさ、液状化発生の有無、あるいは間隙水圧消散後の地盤の沈下量等を直接検証する。

③地震時永久変形量の解析法（逐次非線形解析による動的弾塑性 F E M等）の確立

(2) 調査技術

①広域を対象とした地盤情報データベースの整備

診断ステップ1に用いる地盤情報として、ボーリング柱状図、土質試験、原位置試験結果に加え、地形・地質、地下水、地盤変状、地下埋設管、地下構造物、および過去の液状化履歴等を含めた広義のデータベースを構築する。

古地図に示された地名や旧地形・地盤に関する情報が有用であることが確認できれば、それらの情報もデータベースに付加する。

②簡易化・迅速化された調査法の開発

土構造物はその延長が一般に非常に長いことから、耐震診断を行うための調査は広範囲にわたるため、簡易で迅速にできる調査を数多く実施し、構造物全体としての耐震性を評価することが望ましい。近年標準貫入試験に代わる比較的簡便・迅速な試験として三成分コーン貫入試験やオートマチックラムサウンディング等が期待されている。

砂地盤に対しては、三成分コーンで測定されるコーン指数、間隙水圧、摩擦から液状化判定への利用が考えられ、また粘性土や盛土本体に対しては、コーン指数から粘着力 c や内部摩擦角 ϕ 、および間隙水圧 u 等を推定する方法について研究する。

③新規調査法の開発

④判定精度向上のための調査・試験評価法の改善

土構造物の場合、盛土直下の主応力の大きさ、初期せん断応力、あるいは過圧密履歴等が液状化強度に影響するので、動的強度に及ぼす要因を室内繰返しせん断試験を実施して把握する。

(3) 数値解析法

①有効応力解析結果との比較による簡易計算手法の適用性の検討

②各種有効応力解析手法の同一条件による一斉解析の実施

兵庫県南部地震以降、大きな地震動を設計入力とする機会が増えているが、現状で用いられている解析手法は全て微小変形理論に基づいており、大きな変形を追跡できず、地盤の初期状態から液状化に至るまでの過程をモデル化しようとしたものである。

したがって、現状で実施されている種々の解析手法は、液状化後の挙動を予測することは苦手であり、巨大入力地震動のもとで予想される地盤の大変形や液状化発生後に予想される側方流動現象などについての適用は限定される。そこで、現状で実施されている各種有効応力解析手法の代表的なユーザーによる同一条件のもとで解析を実施し、現段階での問題点や留意点を明確にするとともに、複雑な液状化現象を忠実に再現できる構成モデルを構築するための研究を行う。

③せん断土槽による模型振動台実験の実施とその数値解析結果との比較

巨大入力地震動のもとで予想される地盤の大変形や液状化発生後に予想される側方流動現象などを境界条件・相似則等を明確にした模型振動台実験を実施し、その計測結果について、上記有効応力解析法を用いて解析する。

【参考文献】

- 1) 土木研究所資料第3513号：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室
- 2) （社）日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編），1988.2.
- 3) 館山 勝・龍岡文夫・古関潤一・堀井 克己：盛土の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.12，No.4，pp.7～12，1998.4.
- 4) 土木学会耐震基準等に関する提言集，1996.5.20.
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，1992.10.
- 6) （財）沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版），1997.
- 7) 地盤工学会：地震による地盤災害に関するゾーニングマニュアル，1998.
- 8) 柴田・W.Teparaksa：砂質土のコーン貫入抵抗と三軸液状化強度，第22土質工学研究発表会，1987.
- 9) 地盤工学会：地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例，第8章静的コーン貫入試験，p.375～420，1998.
- 10) 鈴木・時松・古山田：コーン貫入試験の先端抵抗と摩擦抵抗を併用した液状化強度予測，第31回地盤工学研究発表会，1996.

- 11) 古山田・鈴木・時松・田屋・窪田：強震記録とコーン貫入試験結果に基づく液状化予測について，第30回地盤工学研究発表会，1995.
- 12) 鈴木・時松・田屋・窪田：コーン貫入試験及び標準貫入試験結果と原位置凍結試料の液状化強度との関係，第30回地盤工学研究発表会，1995.
- 13) 實松・鈴木・時松：コーン貫入試験と標準貫入試験の比較，第32回地盤工学研究発表会，1997.
- 14) 岸田・大竹・浅田・深沢：急速地盤調査法としてのオートマチックラムサウンディング試験機の利用，第29回土質工学研究発表会，1994.
- 15) 安田・小林・吉田：砂地盤の密度，拘束圧とスウェーデン式サウンディングの関係に関する実験，第31回地盤工学研究発表会，1996.
- 16) 西・笹尾・鈴木・竹居・實松：回転・打撃式ドリルの削孔抵抗とN値の関係，第32回地盤工学研究発表会，1997.
- 17) 中村・滝沢：常時微動を用いた地盤の液状化予測，土木学会第45回年次講演会，p. 1068 -1069，1990.
- 18) 西永・中村・富田：常時微動による液状化判定，第22回地震工学研究発表会，1993.
- 19) 井合進：4.3 各種解析法の概要，地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 83-88，1991.
- 20) 田口洋輔：液状化による地盤・基礎構造物の3次元挙動に関する研究，岐阜大学学位論文，1997.
- 21) 例えば，土質工学会編：地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集，1989.