

橋長 640m 規模の既設3径間鋼斜張橋の耐震性能評価

石橋照久¹，浜田信彦¹，金治英貞¹，野口二郎²，小林康晃³

¹正会員 工修 阪神高速道路公団大阪建設局設計課（〒559-0034 大阪市住之江区南港北 1-14-16）

²正会員 工博 株式会社総合技術コンサルタント技術開発部（〒533-0033 大阪府大阪市東淀川区東中島 3-5-9）

³正会員 工修 株式会社総合技術コンサルタント技術開発部（〒533-0033 大阪府大阪市東淀川区東中島 3-5-9）

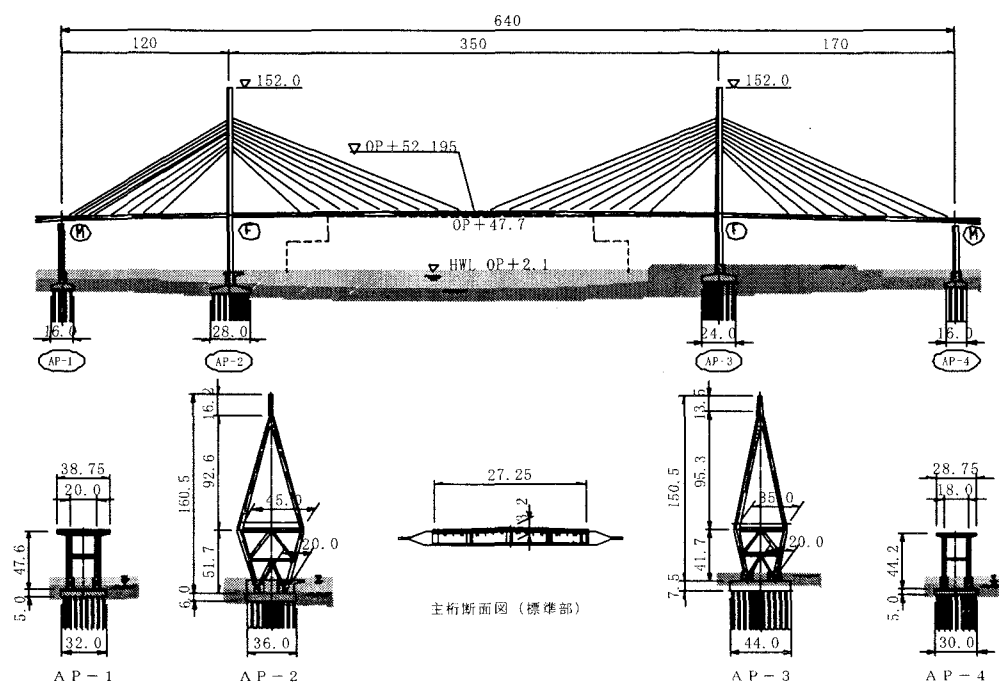
1. まえがき

兵庫県南部地震以降、レベル2地震動に対する既設橋梁の耐震補強あるいは耐震性能向上化が、予算制約を受けながらも優先度をつけられて着実に実施されている。単柱あるいは単純なラーメン形式の橋脚で支持された桁橋では、RC 橋脚の場合には鋼板巻き立てや RC 巻き立て、場所によっては新素材による巻き立てが実施されるとともに、鋼製橋脚では内部にコンクリート充填やリブ補強などが実施されている状況にある。その進捗もかなり進んでいると言える。また、上部構造については、支承周辺などの局部を除いて塑性領域にいたる危険性は低いことから、ケーブルやゴム被覆チェーンなどによる落橋防止システムの拡充が図られている状況にある。

長大橋においては、これらの状況とは一変し、複雑な解析技術が要求されることや一般橋の耐震補強

策の延長では莫大な費用が要求されたり、また補強そのものが成立しない可能性もあることから、その実施はまだあまり例がない。しかしながら、長大橋の場合、甚大な被害を受けると復旧期間や復旧コストは計り知れなく、一般橋よりも地震時ライフサイクルコストを勘案した場合、耐震性能向上化の重要性は高い可能性がある。

斜張橋の被災事例に着目した場合、兵庫県南部地震において、阪神高速道路湾岸線の東神戸大橋（全長 885m、中央 485m）において損傷が見られたことは周知の事実である。ここでは、橋軸方向には基本周期 4.4 秒の長周期構造としていたことからこの方向の被害は少なかったが、橋軸直角方向地震によりこの方向の水平力を拘束する支承（ウィンドサ）が破壊され、続いてこの方向に抵抗できないアップリフト対策のペンデル支承が破壊された。これに伴い桁端部が 1m 弱浮き上がり車両走行不能となった。



このように、レベル2地震動を受ける既設斜張橋も被災する危険性は十分にあり、現況構造の耐震性能を十分に検討し、かつ適切な対策を講じる必要に迫られている。

今回、レベル2地震動に対する耐震性能評価の対象とした橋梁は図-1に示す橋長640m（支間割：120+350+170m）の3径間鋼斜張橋である。ケーブル形式はマルチ・ファン形式で、AP-1側は径間長が短いことから上段部ケーブルは密に配置されている特徴を有する。

耐震設計の特徴として、主桁位置（路面高）が約50mと高いことから、主桁をAP-2とAP-3の両塔でピン固定とする塔部2点固定方式を採用している。これは、橋軸地震に対して、塔のフレキシビリティを利用して長周期構造（振動周期 $T \approx 3.0$ 秒）とすることにより、免震化を図る設計方針が採用されたためである。直角地震に対しては、塔の桁下部をトラス形式とすることにより、斜材および水平材で地震力に抵抗するように設計されている。

本稿での検討フローを図-2に示す。まず、橋梁全体系モデルを作成し、有限変位解析による幾何学的非線形性の影響等に関する検討を行った。次に、非線形時刻歴応答解析を行い現況構造の応答特性を求め、耐震性能評価を行い、対象橋梁のレベル2地震時における損傷メカニズムの推定と対策方針を整理した。

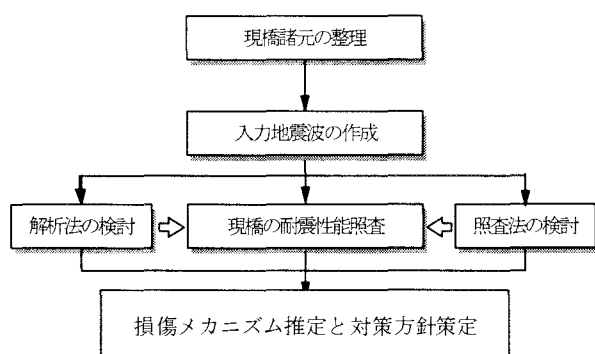
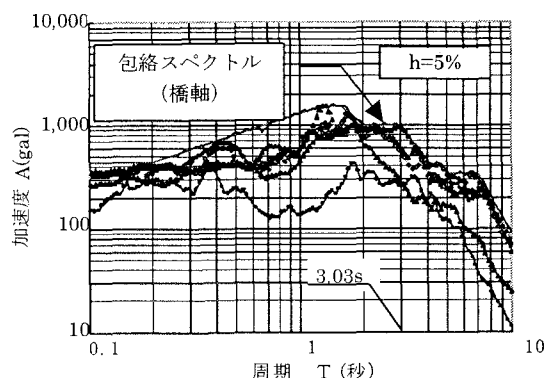


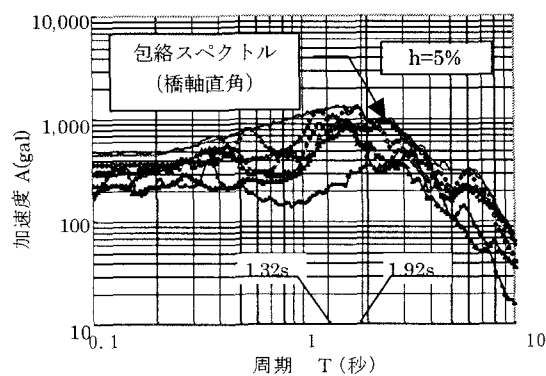
図-2 対象橋梁の耐震性能評価検討フロー

2. 入力地震動の設定

入力地震動に関しては、長周期構造物の特性を踏まえて、大阪湾岸で特徴的な周期特性を考慮する方針とした。ここでは、詳述は避けるが、大阪盆地の3次元地下構造を考慮したハイブリッド手法に基づく対象橋梁の架橋地点におけるシナリオ地震を考慮した。具体的には、予備検討の結果絞られた6種類のシナリオ地震の加速度応答スペクトルをもとに、図-3に示す包絡基本設計スペクトル（以下、包絡スペクトル）を作成し、これに基づいて本検討における入力地震動の調整波を設定した。また、包絡スペクトルと道示による加速度応答スペクトルとを対比したものを図-4に示す。



(a) 橋軸方向



(b) 直角方向

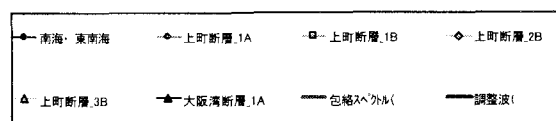


図-3 包絡スペクトル（加速度応答スペクトル）

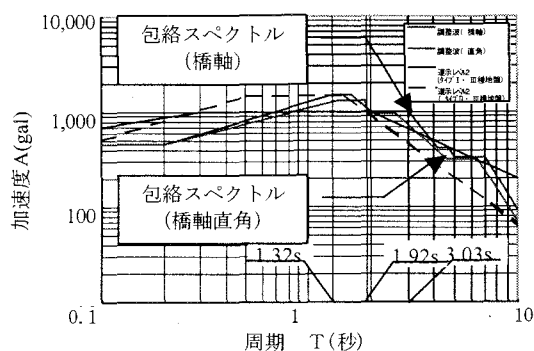


図-4 包絡スペクトルと道示スペクトルの対比

3. 現橋の振動特性

現橋の固有周期を調べるために、対象橋梁を3次元にモデル化し固有振動解析を実施した。図-5、図-6に対象橋梁の橋軸方向及び橋軸直角方向の着目振動モードをそれぞれ示す。

橋軸方向の卓越モードは、固有周期が3.03秒で塔

及び主桁が同方向にたわむモードである。耐震固定点を設けないオールフリー構造のように主桁がスウェイしただけが変形するモードとは異なり、主桁の鉛直変形を伴うことが特徴である。橋軸直角方向では、中央径間が大きいたわむモード ($T=1.92$ 秒) と側径間部が大きいたわむモード ($T=1.32$ 秒) が卓越モードである。橋軸直角方向の卓越周期帯は、入力地震の最大加速度付近にあたる。

固有周期	$T=3.03$ 秒
有効質量	$M_v=18.8\%$

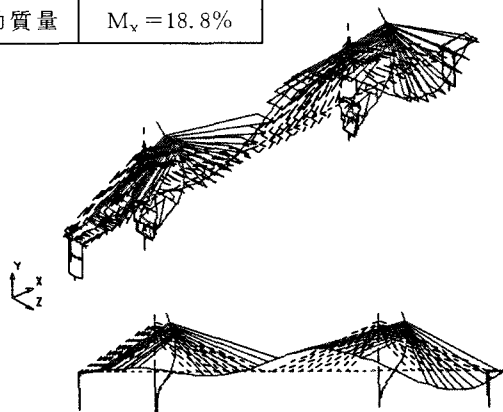
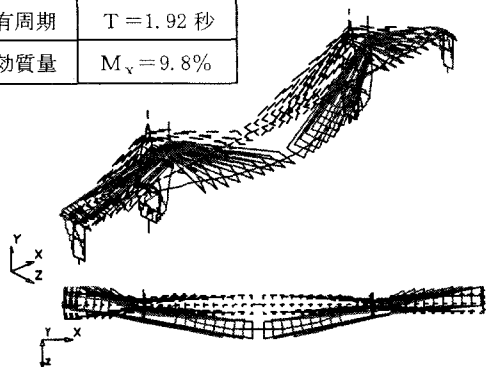


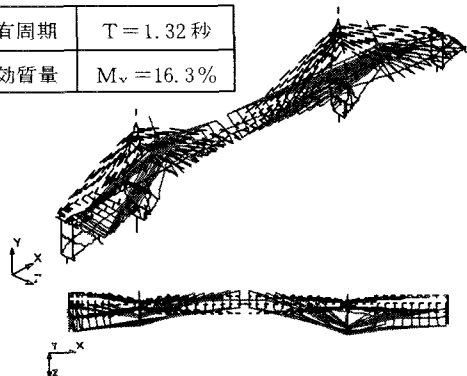
図-5 橋軸方向振動モード

固有周期	$T=1.92$ 秒
有効質量	$M_v=9.8\%$



(a) 中央径間部卓越モード

固有周期	$T=1.32$ 秒
有効質量	$M_v=16.3\%$

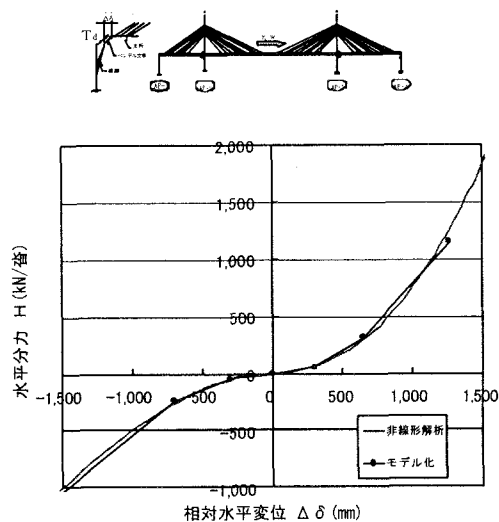


(b) 側径間部卓越モード

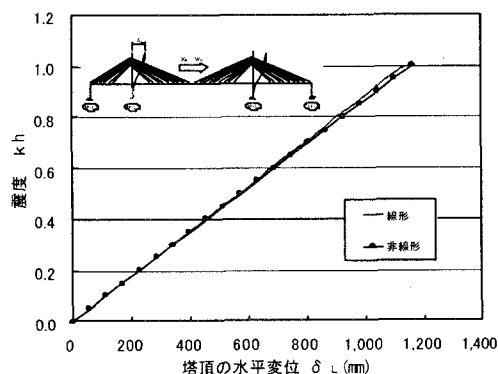
図-6 橋軸直角方向振動モード

4. 動的特性における幾何学的非線形性の影響

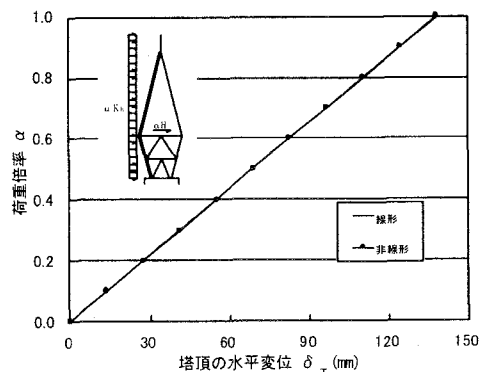
斜張橋は撓度性に富む構造物であり、特に対象橋梁は地震時に大きな水平変位が生じるため、変位後の力のつりあいを考慮した有限変位解析により、下記3項目の幾何学的非線形による部材断面力等への影響について検討した(図-7)。



(a) ペンデル支承と桁端の相対変位の関係



(b) 橋軸方向水平荷重と塔頂の水平変位の関係



(c) 直角方向水平荷重と塔頂の水平変位の関係

図-7 幾何学的非線形による応答値の変化

①桁端の相対水平変位に伴うペンデル支承部の水平力

②橋軸地震時に発生する塔部材の付加曲げモーメント

③直角地震時に発生する塔部材の付加曲げモーメント

検討の結果、図-7に示すように幾何学的非線形性の影響はペンデル支承部を除いて十分に小さいことから、①に対しては図-8中に示すペンデル支承部を図-7(a)に示すようにモデル化した。動的解析モデル及び非線形部材として取り扱う部材のモデル化について図-8及び表-1に示す。

部 材	重 量	備 考
主 桁	148,220 kN	
塔	74,836 kN	基礎 RC 14,507 kNを含む
橋 脚	44,633 kN	基礎 RC 26,565 kNを含む
基 礎	456,166 kN	
合 計	723,855 kN	

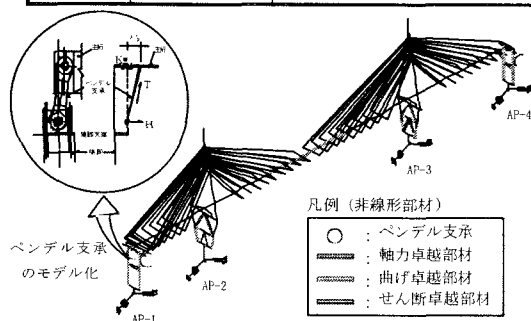


図-8 動的解析モデル

表-1 非線形部材のモデル化

曲げ卓越部材 (M- ϕ 曲線)	軸力卓越部材 (塔の斜材) (N- ϵ 曲線)	せん断卓越部材 (橋脚の梁部材) (S- γ 曲線)	ペンデル支承 (H- Δ 曲線)
・バイリニア曲線	・弾性型バイリニア曲線 (逆行型) ・完全弾塑性	・バイリニア曲線	・弾性型トリリニア曲線 (逆行型)

5. 現況構造の地震時応答

図-8に示す現況構造の全体系モデルを用いて、入力地震波による非線形時刻歴応答解析（以下、動的解析と略す）を行った。主要着目部材の応答値を図-9に示す。

(1) 橋軸方向地震

橋軸方向地震による応答値を図-9(a)に示す。橋軸方向の耐震固定方法は塔部2点固定であり、主桁に作用する慣性力は、塔部支承を介して塔部材に伝達

される。このため、塔部支承の水平反力および塔柱基部の応答曲率が大きくなり、それらの応答値はいずれも降伏値を大きく超過している。

一方、端橋脚上では、主桁と橋脚天端との相対変位量が大きく、ペンデル支承の移動可能量の約3倍程度となっている。

(2) 直角方向地震

直角方向地震による応答値を図-9(b)～(d)に示すが、すべての支承で水平反力が降伏水平耐力を超えている。

塔下層部は、上部構造慣性力を斜材、水平材、および塔柱の軸力で支持するトラス構造となっている。これらの部材の応答値はいずれも降伏値を超えている。斜材の応答ひずみは降伏ひずみの1.4～2.4倍となっており、水平材では取り付け部で降伏曲率の10倍程度の大きな応答曲率が発生している。また、塔柱基部の応答曲率は降伏曲率の約1.5倍となっている。

端橋脚は2層ラーメン構造であるが柱高/柱間隔が大きいことから梁部材には大きなせん断力が作用するため、梁中央部の応答せん断ひずみは降伏値の10～20倍程度と大きくなっている。また、応答曲率は、脚柱基部および隅角部のほとんどの箇所で降伏値を超えており、AP-4の橋脚基部で降伏曲率の4倍強と大きな値となっている。

6. 損傷メカニズム推定と対策方針

(1) 対象橋梁の損傷メカニズムと対策方針

レベル2地震動により対象橋梁で予測される致命的な損傷状況としては、つぎのような状態が考えられる。

① 橋軸方向への過大な水平変位や橋軸直角方向地震によるラテラル支承の損傷により、桁端のペンデル支承が破損し、図-10に示すような変位および応力が生じるため、落橋に至る可能性がある。

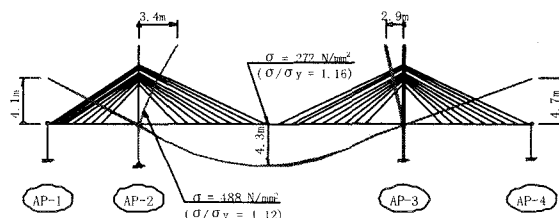
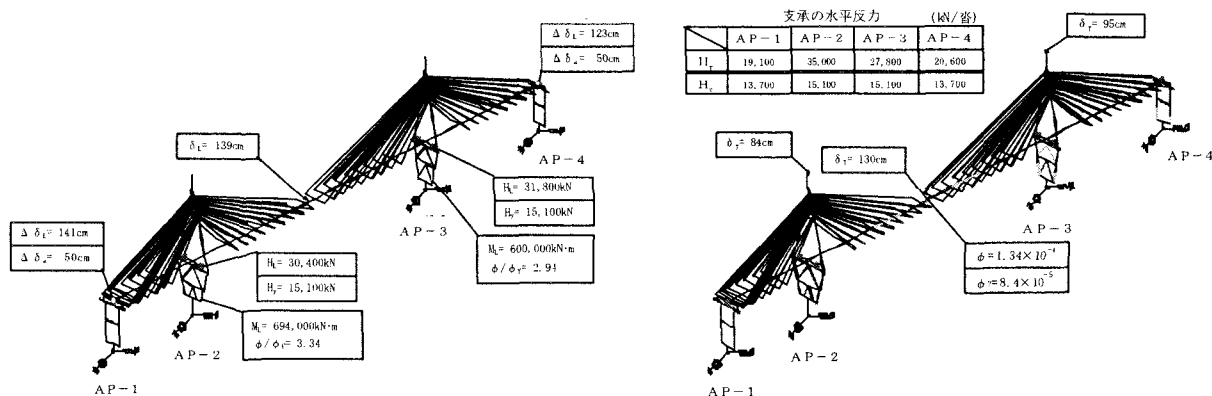


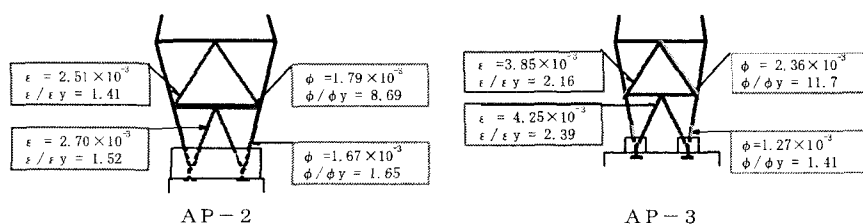
図-10 ペンデル支承の損傷により発生する変位と応力

② 塔部固定支承（ピボット支承）が損傷すると、主桁が直角方向に移動して塔柱に衝突し、塔柱が破損することにより（図-11参照）、落橋に至る可能性がある。また、塔下部のじん性不足により崩壊に伴い落橋の可能性がある。

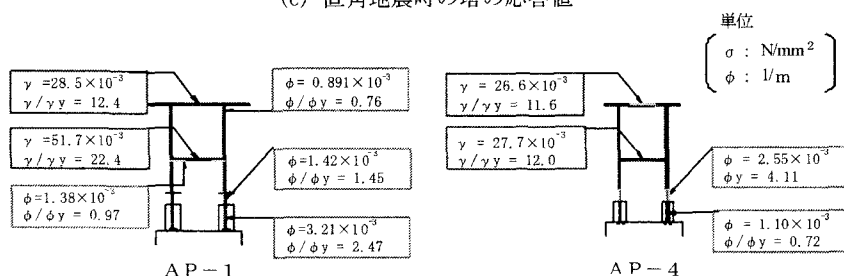


(a) 主要部の応答値 (橋軸地震時)

(b) 主要部の応答値 (直角地震時)



(c) 直角地震時の塔の応答値



(d) 直角地震時の橋脚の応答値

図-9 現況構造の応答値

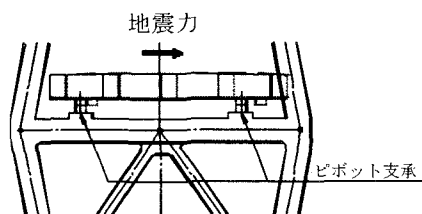


図-11 ピボット支承損傷による主桁と塔柱の衝突

- ③ 部材の座屈、破損による損傷、および、落橋には至らないが、部材が塑性域に達し、過大な変形が残留する。

上記の損傷状態のうち、①、②は落橋等の致命的な損傷であり、必ず回避させなければならない。③については、損傷程度、損傷による他の部材への影響、補修の難易等により要求性能（例えば、部材の許容変形量）を具体的に設定する必要がある。上記損傷メカニズムを考慮した対象橋梁の各部材および橋梁全体の対策方針を表-2に示す。

(2) 鋼製部材に対する照査方法及び補強方針

塔や端橋脚の鋼製部材に対しては、動的解析で得られた応答値を用いて、図-12に示すフローに基づき、補強の要否の判定および耐震性能照査を行う方針である。

(3) 塔柱部材じん性確保による全体系への影響

塔柱部ではじん性の確保が必要となるが、対策実施により、着目モードの固有周期が変わり、入力地震の加速度応答が変わるおそれがある。例えば、塔柱部にコンクリート充填を行った場合を対象とすると、現況構造の橋軸方向1次モードの固有周期3.03秒が2.79秒となる。図-3(a)に示すように入力地震の包絡加速度応答スペクトル上の変化はほとんどないが潜在的に危険となる可能性もあるので注意が必要である。

表-2 各部材の対策方針

対 象 部 材			地震方向	対策方針
支 承	ペンデル支承		橋軸地震	桁端の相対変位量を 50cm 以下とする装置の設置
	ラテラル支承		直角地震	支承の耐力補強または変位制限装置の設置
	ピボット支承		橋軸・直角地震	同 上
塔	基部柱部材		橋軸・直角地震	十分なエネルギー吸収が得られるじん性の確保
	斜 材		直角地震	十分なエネルギー吸収が得られるじん性・耐力の確保
	水平材		直角地震	局部座屈に対する補強による所要じん性の確保
橋 脚	梁部材		直角地震	せん断座屈に対する補強とせん断じん性補強
	柱部材	隅角部	直角地震	局部座屈に対する補強により所要じん性を確保
		基 部	直角地震	局部座屈に対する補強により所要じん性を確保
	主 桁	中央径間中央部		直角地震
橋 梁 全 体			橋軸・直角地震	免震・制震装置の設置および各部材のじん性補強による地震力の低減

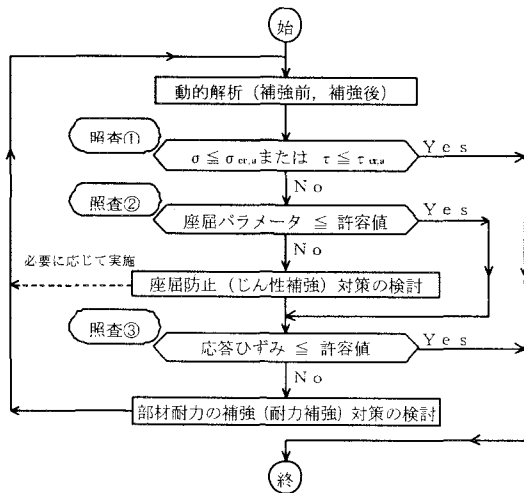


図-12 鋼製部材に対する耐震性能照査

った。また、端橋脚梁部中央では応答せん断ひずみが降伏値の10～20倍程度に及ぶことがわかった。
⑤塔柱基部にコンクリート充填を想定した場合、現況構造の橋軸1次モードの固有周期3.03秒は、2.79秒となった。今回対象とした入力地震では応答加速度スペクトルの変化はほとんどなかったが、補強後の構造特性の変化の確認は重要であると考ええる。

今後の検討、設計に際しては、構造部位ごとに対策を施すいわゆる耐震補強ではなく、支点条件の変更や減衰付加など橋梁全体の構造特性の変化等にも留意し、適切な地震時性能向上化策を選定していく方針である。

7. まとめ

橋長640m規模の既設3径間鋼斜張橋に関する非線形時刻歴応答解析による耐震性能評価を行った。本検討で得られた結果を以下にまとめる。

- ①対象斜張橋の場合には地震時に大きな水平変位が生じるため、幾何学的非線形による部材断面力等への影響について検討したが、ペンデル支承を除いて幾何学的非線形性の影響は小さいことがわかった。
- ②橋軸方向地震に対して、塔部支承の水平反力は降伏耐力の2倍程度であり、また端橋脚上の主桁と橋脚天端の相対変位が大きく、ペンデル支承移動可能量の約3倍となっている。
- ③塔及び橋脚基部では、橋軸直角方向地震に対して応答曲率が降伏曲率を超過し、最大で4倍強に至ることがわかった。
- ④塔斜材では、橋軸直角方向地震に対して、応答ひずみが降伏ひずみの1.4～2.4倍となることがわか