

# 長大ゲルバートラス橋の耐震補強に関する 地震応答解析と損傷制御設計

金治英貞<sup>1</sup>・北沢正彦<sup>2</sup>・鈴木直人<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 阪神高速道路公団 工務部設計課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

E-mail: hidesada-kanaji@hepc.go.jp

<sup>2</sup>正会員 工博 阪神高速道路公団 工務部長 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

<sup>3</sup>正会員 工修 建設技術研究所 大阪支社技術第二部 (〒540-0008 大阪市中央区大手前1-2-15)

対象橋梁は、橋長980mのゲルバートラス橋である。その耐震性に関して、現在のレベルⅡに相当する、最大応答加速度が当初の約4倍となる近傍断層からの地震動を考慮した解析を実施した場合、主構トラス部材に座屈あるいは降伏発生の危険性がある。そこで、本橋の耐震補強に際しては、重力を負担する主体構造と地震による動的外乱を負担する免震、制震部材とを分離した損傷制御設計概念に基づき、つまり損傷状態として床組免震挙動やブレスダンパー塑性変形による非主部材の非弾性挙動を考慮し、できるだけ主構トラス部材を弾性範囲に抑制する構造系の有効性を検討した。その結果、耐震補強策として、床組免震、ダンパーブレス、斜材座屈長低減ストラットなどが有望な耐震補強策となることが確認された。

*Key words: seismic retrofit, long span bridge, damage control, floor deck isolation, damper brace, and dynamic analysis*

## 1. はじめに

対象橋梁は、全長980m(中央径間510m)、また中間支承上の主構高(タワー高)のゲルバートラス橋である(図1参照)。本橋は、最大応答加速度が当初設計の約4倍となる近傍断層からの地震動を考慮した解析を実施した場合、主構トラス部材に座屈あるいは降伏発生の危険性があることが認められた。また、本橋は、不等沈下を考慮して中央径間にヒンジ部を有する静定トラス構造であり、そのため、想定外の地震外力による不測の事態としてヒンジ部の重大な損傷の可能性も耐震上の重要な課題である。

このような背景のもと、合理的な耐震補強策を立案することが必要となり、一般高架橋とは異なる長大橋独自の耐震補強の考え方が求められた。ここでは、長大橋の復旧性の難しさを念頭におき、構造要素に要求性能差別化を図る合理的な損傷制御設計概念を用いて、有効な方策を検討した。つまり、主構トラス部材は弾性挙動を期待し、非主部材である床組、ブレスなどはその塑性変形を許容する考え方を検討した<sup>1)</sup>。

## 2. 設計基本方針

### (1) 損傷制御構造

損傷制御構造は、巨大地震時においても主部材に弾性挙動を期待し、2次部材においてコントロールされた損傷を許容する考え方であり、高架橋の橋脚基部に塑性ヒンジを認めるキャパシティデザインを複雑構造系に進化させた設計思想である。さらに、損傷を許容する部材においては、安定した履歴減衰を確保できる部材あるいは装置設計を行い、エネルギー吸収による応答低減も同時に図る設計である。

具体的にその長所を述べると、橋脚の場合、柱は主部材であるので、応答塑性率の大きな損傷が生じた場合、交通開放を可能とする復旧までに長い時間と大きな費用を要するが、長大橋のような複雑構造システムの場合、損傷を2次部材に集中させ、主部材を弾性設計すれば、基本的に地震直後の交通開放も可能であるとともに、主構弦材に損傷を許す場合に想定される莫大な復旧費を削減することが可能である。

建築分野において和田ら<sup>2)</sup>は、損傷制御設計に関して、①レベル1を超えレベル2の地震に対しても再来地震に対して架構の継続使用を考慮すること、②最大級の地震に対して残留変形が大きくなると補修継続使用の費用上問題が大きくなること、の2点の問題意識から、①塑性化部材を集中させ、持続性をもつ構造部

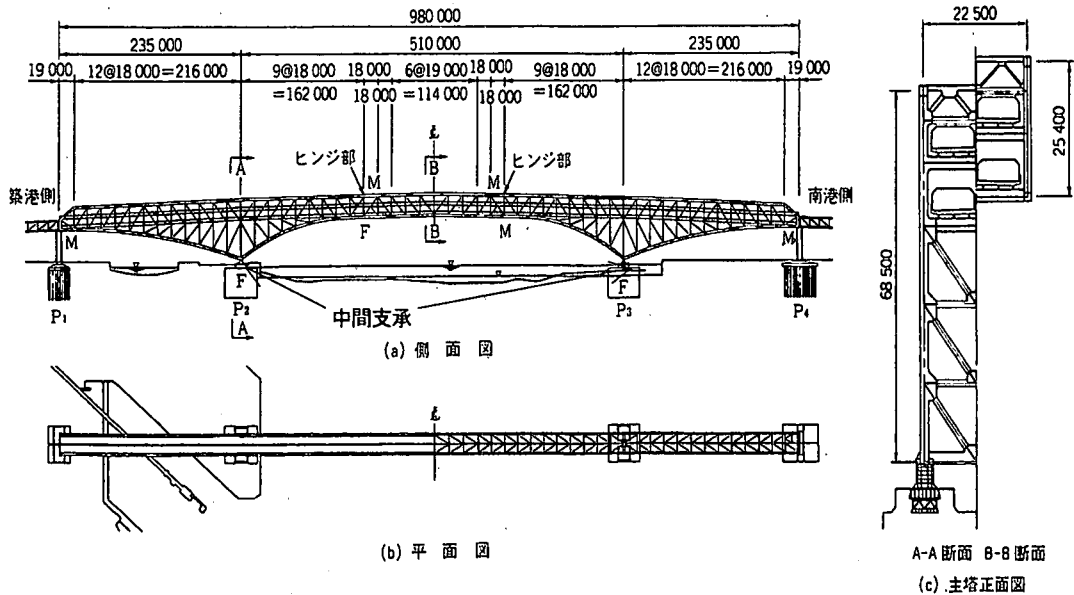


図1 対象橋梁の一般図

は弾性設計とし、②一定以上の変形を惹起する地震に遭遇した損傷部の塑性化部品をサクリフェイス部材として交換する、の2点を変更することによりそれまでの超高層ビルの構造設計のあり方に修正を加えるものとしている。さらには、米国カリフォルニア州における橋梁耐震補強プロジェクトにおいてもこのサクリフェイス部材の適用がなされている<sup>3)</sup>。

本検討に際しては、上記の設計思想に基づき、耐震補強策を考案し、地震応答解析によりその効果を定量的に把握することにした。なお、長大ゲルバートラス橋の場合、主部材として、主構である上下弦材、斜材、横桁を意味し、2次部材として、横力を受ける上下横構等に区分できると考えた。さらに、トラス横桁に支持されている鋼床版桁は支承板支承 (BP・A 支承) で接続されているが、この部分も弾塑性挙動を期待できる部分と考えた。

## (2) 想定地震と耐震性能

### a) 想定する地震外力

地域性を考慮した強震動予測にもとづくものとする。直下型および海溝型を対象とし、具体的には上町断層および南海地震を想定して対象橋梁地点の地震動を予測する。

### b) 許容する損傷状態

地震による部材の降伏の超過は許容し、補修・補強により1~2ヶ月後には再使用可能な程度の損傷にとどめる。また、支承の破損等により段差が生じて、地震直後にも応急復旧により緊急車両が通行できる状態を目標とするとともに、想定外の地震に対しても人命保護のため落橋を防ぐために、フェイルセーフシステムの充実を図る。

## (3) 部材性能

### a) トラス主構

部材に発生する引張ひずみが部材の許容引張ひずみ以内となることを確認する。部材に発生する圧縮力が座屈耐力  $N_u$  以内となることを確認する。

### b) 2次部材

部材に発生する曲率応答塑性率が許容塑性率以内となることを確認する。許容塑性率は部材の断面構成、軸力レベルに応じて適切に設定するものとする。

### c) トラス主構支承

支承各部に発生する応力度が、降伏応力度以内となることを確認する。

### d) 基礎構造

基礎の応答塑性率が許容塑性率以内となることを確認する。

## 3. 入力地震

近年、地震入力については、建設地点の断層情報等を綿密に調査し、設計に用いるべき地震力を設定することが望ましいとされている。改訂された道路橋示方書 (H14) においても、「建設地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、建設地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して建設地点における設計地震動を適切に設定できる場合には、これに基づいて設計地震動を設定するものとする。」と記載されている。

対象橋は、大阪湾岸部の堆積層が厚い地域に位置する長大橋であり、この地域に最も影響する上町断層系

により生じる地震動に対して設計することが最も合理的であると考えられる。ここでは、最近得られた地震学的、地形・地質学的知見を反映して上町断層系の破壊シナリオを見直したパラメトリック・スタディを実施し、対象橋の重要周期帯に大きな影響を及ぼす断層破壊シナリオを検討しそれをもとに設計用入力地震動を設定する。

### (1) 震源断層モデルによる地震動作成

地震動計算手法は、図2に示すように、3次元地盤モデルと断層破壊の伝播を組み合わせた3次元差分法による長周期理論地震波と、統計的グリーン関数に経験的サイト増幅特性を組み合わせたものから取り出した短周期地震波をハイブリッド合成し、対象橋における広帯域地震動を設定した。また、対象橋地点ではタイプI地震動として南海地震を想定し、同様の手法により強震動予測を行った。

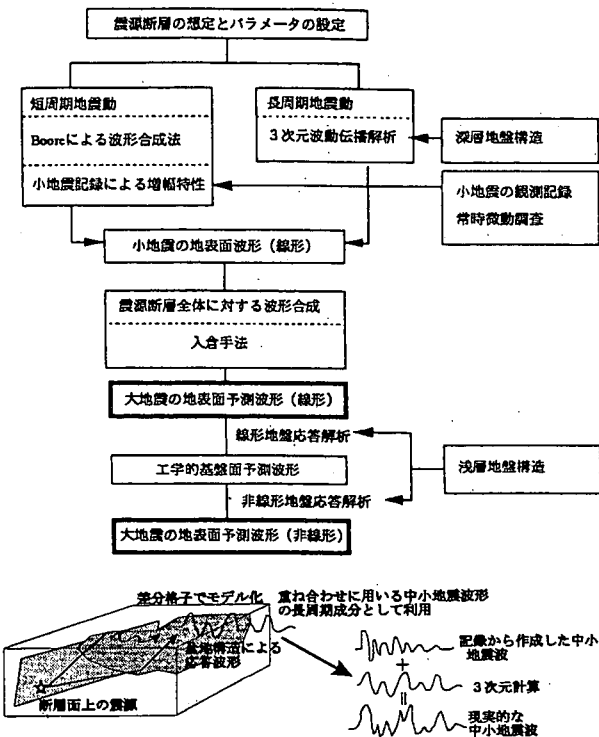


図2 震源断層を考慮した地震動作成のながれ

### (2) 巨視的断層モデル

これまでに実施された検討では、上町断層系は断層調査結果[杉山・他(1999)]に基づき、図に示すように、分岐を含めて全長約54kmと設定している。これに基づき、パラメトリック・スタディで用いる断層を設定する。具体的には、断層系全体が破壊するモデルに加えて、北側セグメントの活動、上町断層のみの活

動による、より短い断層活動、さらに南側セグメント活動を想定した以下のモデルを設定する。

- ① 全断層系が破壊するもの(全長54km, 幅22km, MJ7.4, MW7.0)
- ② 北部(仏念寺山・上町・汐見橋)が破壊するもの(全長24km, 幅22km, MJ7.0, MW6.6)
- ③ 上町断層のみが破壊するもの(全長12km, 幅12km, MJ6.3, MW6.1)
- ④ 南部(南部上町・住之江)が破壊するもの(全長30km, 幅22km, MJ7.1, MW6.7)

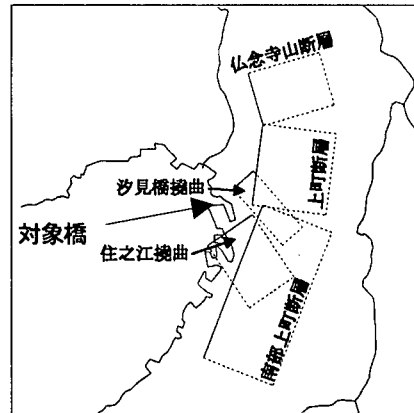


図3 想定される上町断層系の全体図

### (3) 動的相互作用による有効入力動の検討方法

対象橋梁は、軟弱地盤中に深く根入れされたケーソン基礎をもつ、重量の大きなトラス橋梁である。このような場合、基礎の剛性による有効入力動の損失や上部構造の振動による地盤へのフィードバック等の動的相互作用が無視できないものと考えられる。そこで、3次元非線形FEM解析を実施し、有効入力動(地震入力動の損失)の影響を評価する。以下はその解析フローである。

- ① 一次元地震応答解析により、地表面波形(線形)を基盤面波形に変換する。
- ② ケーソン基礎(質量=0)および周辺地盤をモデル化したFEMモデルを作成する。なお、地盤は非線形要素とする。
- ③ 非線形FEMモデルの基盤面に、①で得られた基盤面波形を入力し、非線形FEM時刻歴応答解析を行う。
- ④ ケーソン基礎位置における時刻歴波形を取り出して、上部構造-基礎バネ系の入力地震動とする。

### (4) 設計地震

上町断層および南海トラフを想定した強震動として、断層パラメータを複数ケースについて試算を行い、対象橋の固有周期帯にもっとも大きなパワーをもつ3ヶ

ースを、照査用地震動として選定した。これは、現在の知見において最も危険側のシナリオを想定しているものであるが、断層設定や地盤の物性により、地震波の応答スペクトル特性は変化する。よって、耐震補強策を検討する際の基本設計に際しては、計算された加速度応答スペクトルをもとに、工学的判断によりそれらを包含する設計加速度スペクトルを設定した。また、上記に示したように、決定された構造については、詳細解析として時刻歴応答解析を行なうことから、作成された時刻歴地震動そのものを用いる方針とした。

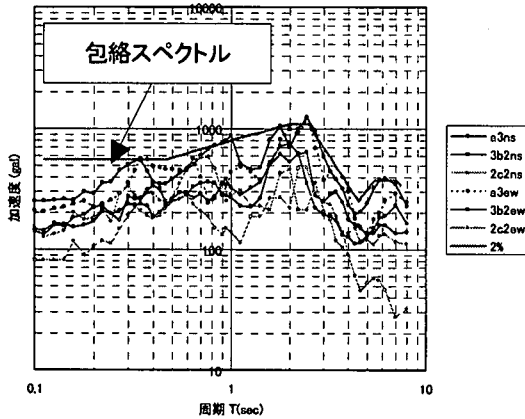


図4 作成地震動スペクトルと包絡スペクトル

#### 4. 現橋構造の動的特性

合理的な耐震補強検討に際しては現況の振動モードと固有周期を把握することが不可欠であることから振動形解析を実施する。また、断層モデルを用いた現地の入力地震動を考慮した応答スペクトルによりその動的特性の把握を行なった。

##### (1) 現橋振動形解析

長周期構造系である対象橋の現橋振動特性を把握するために、3次元骨組モデルを用いて固有値解析を実施した。振動モードの代表的なモードを図5に示す。橋軸（鉛直）1次モードは中間支承を中心とした回転モードであり、側径間部の曲げモーメントに大きな影響を与え、橋軸（鉛直）2次モードは基礎との連成モードであり、中央径間部の応答に影響を及ぼすことがわかる。いずれも吊桁ヒンジ部で大変形が生じることが特徴である。一方、橋軸直角方向に関しては、4.38秒と長周期となる1次モードは吊桁が横たわみするモードであり中間支承から吊桁ヒンジ部間のトラス部材変形に大きな影響を与えており、中央径間部の応答に影響を及ぼし、2次モードは基礎のロッキングによる振動が支配的であるとともに、側径間部のトラス部材面外曲げ変形に大きな影響を与えることがわかる。

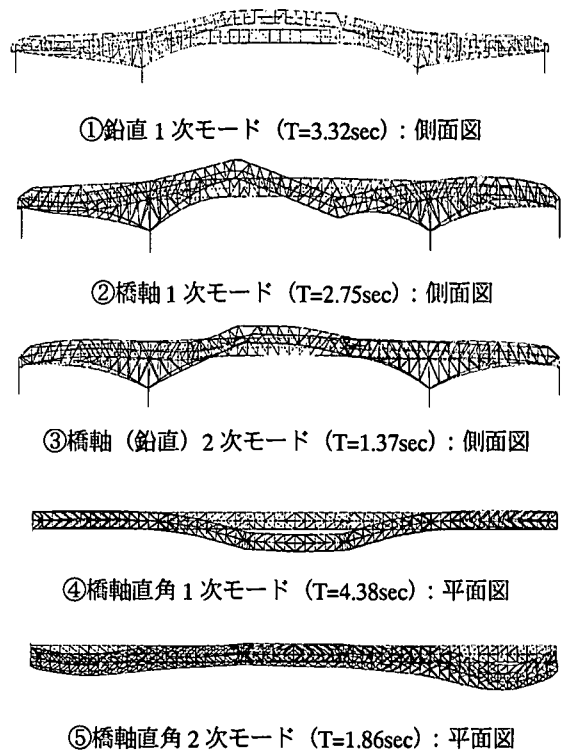


図5 主要な現橋固有振動形と固有周期

##### (2) 応答スペクトル考察

図6は、対象地震動の中で最大となる波の橋軸方向と橋軸直角方向応答加速度スペクトルを示したものであり、この図から長周期化と高減衰化の効果を推測す

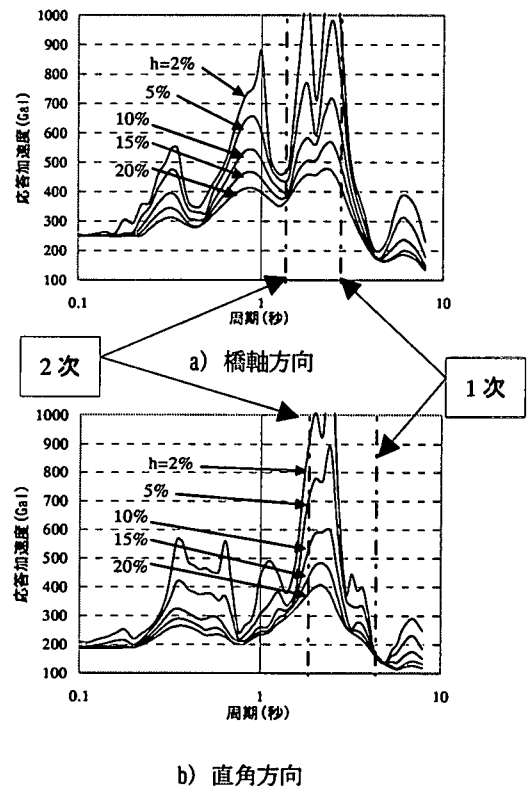


図6 最大想定地震動の加速度応答スペクトル

ることが可能である。

つまり、橋軸方向は長周期化、高減衰化の効果が大きく、例えば1次モードの固有周期、 $T=2.75$ 秒から $T=3.2$ 秒とすることにより応答が60%程度まで低減することになり、さらに15%程度の減衰によって40%程度まで低減する。一方、橋軸直角方向は2次モードのスペクトルの山部においては高減衰化の応答低減効果は非常に大きく、10%程度の減衰によって60%程度まで応答が低減する。1次モードの固有周期近傍では減衰の効果が少ない。

## 5. 現橋応力評価と耐震補強全体計画

### (1) 現橋応力評価と耐震上弱点部材

各モードの部材断面力への影響度を把握するために、設計スペクトルを用いた応答スペクトル法による動的解析を実施した。図7はその各モードの寄与を示しており、さらに、時刻歴応答解析から求めた、現況部材耐力を考慮した応力度比（発生応力度/降伏応力度あるいは発生応力度/座屈応力度）の程度を色区分した応力度比模式図を表している。

橋軸方向においては、上下弦材ともに橋軸1次モー

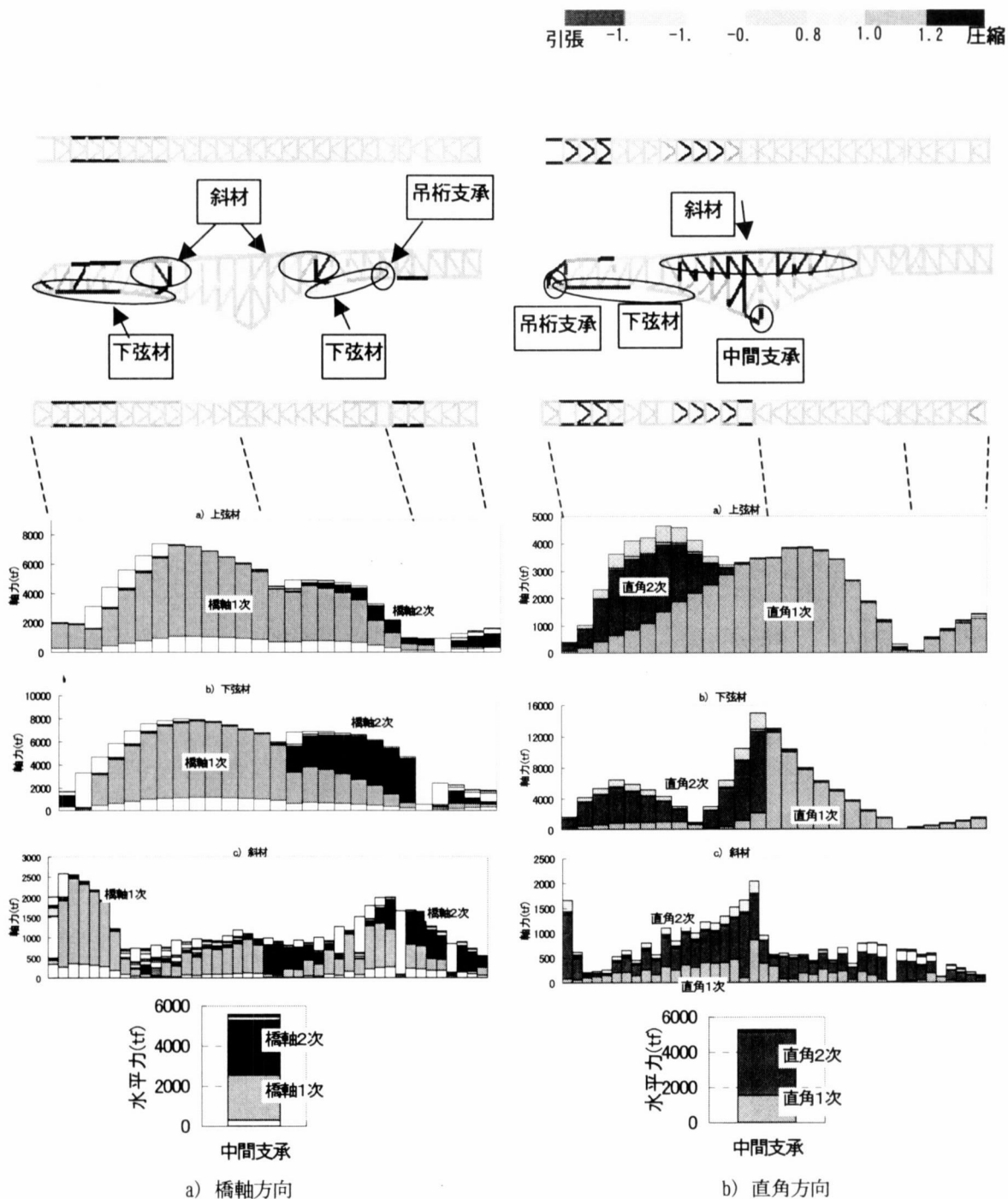


図7 現況構造応答解析結果

表1 耐震補強の必要な部位、支配モードおよび補強方針

部材	位置	応力度比	支配モード	補強方針
下弦材	定着桁端部	1.0~1.2 (圧縮)	橋軸1次, 直角2次	応答低減, 部材補強
	吊桁支間部	0.8~1.0 (圧縮)	橋軸1次	応答低減, 部材補強
上斜材	定着桁中央径間	1.2~1.4 (圧縮)	橋軸1次, 直角1,2次	部材補強 (ストラット)
横構	定着桁カ-付近	1.5	直角2次	降伏許容 (二次部材)
支 承	中間支承	ボスせん断 1.2, セットボルト 2.1	直角1次, 直角2次	応答低減
	吊桁支承	1.4 (変位 3.5)	橋軸1次	応答低減 (遊間対策)
	端 支 承	ボス支圧 1.6, セットボルト 1.7	直角2次	応答低減

ドが卓越しており、定着桁中央径間側の下弦材および同斜材において橋軸2次モードの影響がみられる。中間支承への影響は、橋軸1次モードの影響が大きいのが2次の影響もかなり大きなものとなっている。応力度比模式図からは、定着桁側径間部および斜材の一部において座屈部材がみられる。

橋軸直角においては上下弦材ともに、中央径間側においては1次モード、定着桁側径間部においては2次モードの影響が大きい。斜材に関しては全径間にわたり2次モードの支配率が大きい状況となっている。中間支承への影響は2次の影響が大きいのが1次の影響も

無視できない状況である。応力度比模式図からもわかるように、現況部材耐力、異方性入力地震動に起因して橋軸方向に比べて橋軸直角方向の方が応力度比の高い座屈部材を多く確認できる。特に、中間支承付近の上斜材 10 パネル前後と上下横構においてそれらが著しい。

(2) 耐震補強策

応答低減方法と部材耐力増加方法に大別した耐震補強基本構造系を、表2に示す。小箱断面であるトラス部材補強はその信頼性、施工性に課題が少なくないこ

表2 耐震補強戦略、補強策および対策部材一覧

部材応答の低減	具体的耐震補強策 (◎が効果的耐震補強策)	下弦材		斜材	中間 支承	吊桁 支承	端部 支承	
		側 径 間	中 央					
部材応答の低減	長周期化 高減衰化	橋軸方向床組免震	○	○	○	-	○	-
		直角方向床組免震	△	△	△	△	-	△
		中央径間部床組免震	-	○	○	○	-	-
		中間支承免震	○	○	○	○	○	○
		端支承免震	○	-	○	△	-	○
		吊桁部ダンパー	軸 ○	○	○	-	○	-
	高減衰化	オイルダンパー	直 -	△	△	○	-	-
		横組ダンパー ブレース	○	○	○	○	-	○
	TMD	TMD	○	-	○	○	-	○
		部分床組免震	○	-	○	○	-	○
	その他	吊桁連続化	軸 ○	○	○	-	○	-
		横構の剛性UP	直 -	△	△	○	-	-
		ケーブルステイ	○	-	△	△	-	△
		上弦材 プレストレス	○	-	-	-	-	-
◎床組免震 (橋軸方向全体)		○	○	○	-	○	-	
部材耐力の増加	床組免震 (直角方向全体)	△	△	△	△	-	△	
	床組免震 (直角方向吊桁部)	-	○	○	○	-	-	
	◎ダンパーブレース (下横構)	○	○	○	○	-	○	
	◎座屈拘束ストラット	-	-	○	-	-	-	
	溶接による当て板	○	○	○	-	-	-	
	◎鋼部材コンクリート充填	○	-	-	-	-	-	
	◎鋼部材コンクリート充填	○	-	-	-	-	-	

とから、できるだけ長周期化、高減衰化、TMD 効果、応力バランス効果による耐震補強方針を選択することが望ましい。

橋軸方向の有力な案は床組の免震化であり、図6の加速度応答スペクトルからもわかるとおり全体系の長周期化と減衰付与による応答低減が見込める。

一方、直角方向については、2次モードの長周期化は応答増加につながることから免震化は好ましくなく、2次モードの側径間の横たわみモードに対して高減衰を付与するダンパーブレース制震が有効であると判断される。なお、1次モードについては、長周期化の効果は見込めるがその効果は小さい。

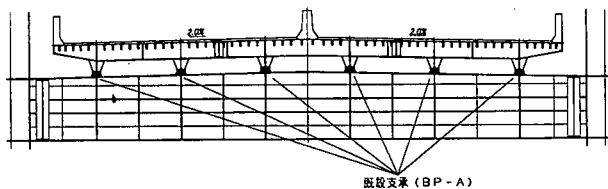
## 6. 耐震補強策検討

### (1) 床組免震システム

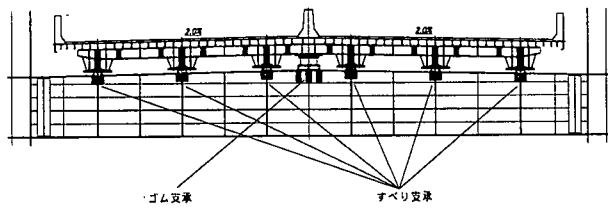
総重量 20,000t を占める鋼床版床組構造は、固定-可動の支承板支承で横桁上に支持されている。床組支承は兵庫県南部地震時にも多くの損傷がみられ、今回の設計地震波に対しても応力超過する。このためこの支承を取り替える際に免震化し、応答の低減をはかるものである。図8に免震機構を示すが、すべり支承として、平板タイプ(案1)と球面タイプ(案2)が考えられるが、ここではゴム支承により復元力を期待する案1について応答解析を行なった。

本体の固有周期より短い周期 ( $T=2.7\text{sec}$  程度以下) のゴム支承を採用した場合、床組が先行し、主構が追従するような応答を示し、加速度応答もほぼ同位相で

現況構造



案1 ゴム支承・すべり支承



案2 FPS

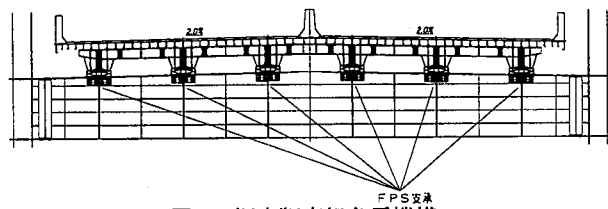


図8 鋼床版床組免震機構

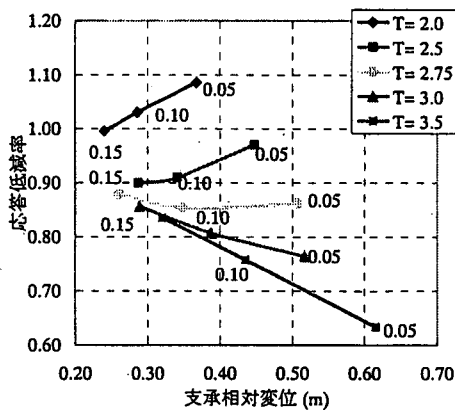


図9 応答低減率と支承変位 (図中数字は摩擦係数)

振動している。このような場合、より大きな摩擦係数を採用した場合の方が主構応答は小さくなる。一方、本体の固有周期より長い周期 ( $T=3.0\text{sec}$  程度以上) の場合、床組の応答は遅れ、加速度の位相がずれている。このために、主構の応答が低減されているが、摩擦係数を大きくするとその効果が減少し、応答低減効果が小さくなる。ところで、橋軸方向に対する床組と主構の許容相対変位は、物理的な制限は特にないが、隣接橋床組との遊間や免震装置の形状等を考慮すると50cm程度と設定でき、 $T=3.0\text{sec}$ ,  $\mu=0.05$  程度を目安とすればよいことがわかる。

### (2) ダンパーブレース

直角方向振動、特に直角2次モードに対して高減衰を与えるために、現況で降伏あるいは座屈する図10に示す横構を制震ブレースに取り替える耐震策である。直角方向振動の減衰を高めることにより、応答スペクトルのピーク部分に対して鈍感な構造系とすることが

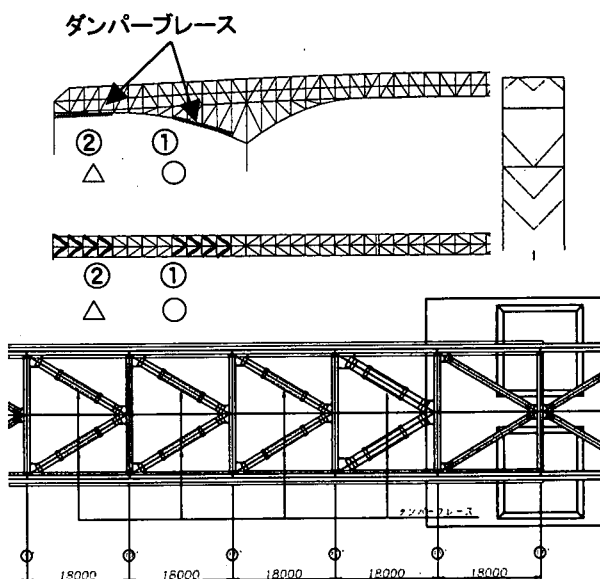


図10 下横構ダンパーブレース

出来る。制震ブレースは、常時荷重および風荷重ではなく地震時荷重により断面が決定されている部材でかつ、地震応答解析により算定したひずみエネルギー分担率の大きい部材から選定した。

現状構造では下弦材側の横構が大きく降伏しているため、図 10 中の①の部分に制震ブレースに取り替えた場合、2 次モード減衰が約 10% となり、60% 程度の 2 次モードの応答低減が期待できる (図 11)。この効果により、定着桁下弦材において 60~70% 程度の応答低減が見られ、トラス中間支承の応答もかなり低減する。

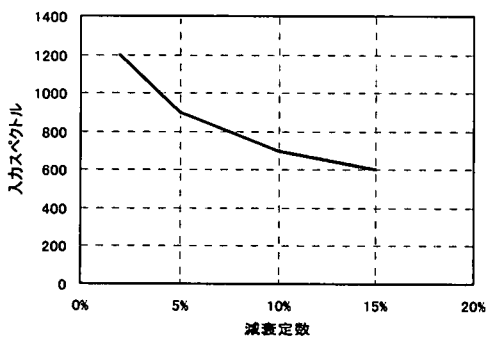


図 11 下横構ダンパーブレースの減衰効果

### (3) その他の耐震補強策

床組免震、ダンパーブレースによる応答低減により回避できない主構の座屈あるいは降伏については、座屈防止ストラットや部材へのコンクリート充填が有効な対策案として考えられる。つまり、座屈防止ストラットを用いて、主塔付近の斜材の中間部をストラットにより拘束し、座屈長を短縮することで圧縮耐力を増加させる。また、下弦材の端部ブロックは、コンクリート充填案が有効である。

トラス支承に関しては、制震システムにより支承各部に発生する応答値を低減することができたが、セットボルト、リングなどが許容 (降伏) 応力度を超過する結果となった。セットボルトの応力度は橋軸直角地震時に決定されているが、これは橋軸方向と直角方向

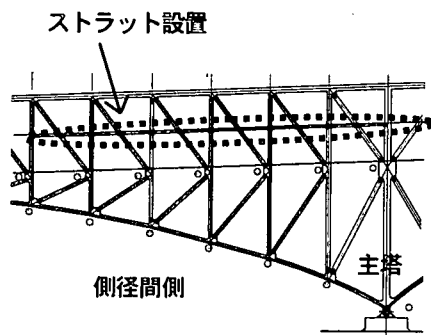


図 12 ストラット設置 (斜材座屈防止)

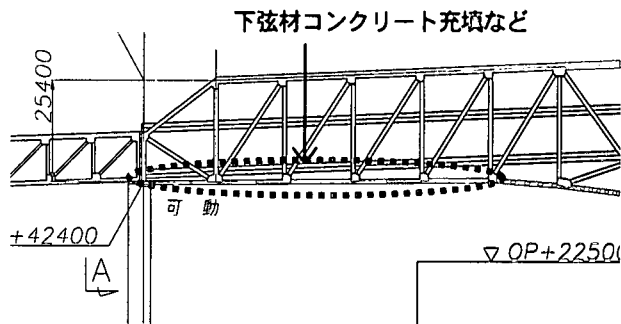


図 13 部材補強 (座屈防止)

の 2 軸曲げをうけるため、隅角部の縁端ボルトに軸力が集中するためである。他のボルトは余裕を有しており、縁端ボルトの降伏後もある程度の耐力が期待できる。しかしながら、リングなどはリダンダンシーがないため、対策が必要となる。中間支承の補強は非常に困難であるため、移動制限装置の充実により、補完あって地震に耐える構造とする必要がある。

## 7. まとめ

長大ゲルバートラス橋を対象に耐震補強検討を行なった。下記に得られた結論をまとめる。

- 設計概念として、主部材を弾性設計、2 次部材を弾塑性設計する損傷制御設計を用いた場合、巨大地震後の交通開放、復旧性を考慮した合理的な構造系の成立が可能である。
- 震源断層と長大橋の長周期域の地震動を考慮した設計地震動を得ることで、合理的な耐震補強戦略を立てることが可能である。
- 対象橋梁の場合、損傷制御構造として、橋軸方向には床組免震機構が有効であり、橋軸直角方向には下横構のダンパーブレース化が有効である。

謝辞：本検討については、阪神高速道路公団技術審議会 (会長：土岐憲三立命館大学教授)、同鋼構造分科会 (主査：渡邊英一京都大学教授)、同耐震設計分科会 (主査：亀田弘行地震防災フロンティア研究センター長) 並びに藤野陽三東京大学教授をはじめとする各位に貴重なご意見を頂いた。ここに深く感謝いたします。

### 参考文献

- 1) 金治英貞, 鈴木直人: 損傷制御設計概念に基づく長大ゲルバートラス橋の耐震補強構造系検討, 土木学会第55回年次学術講演会, 2002.9
- 2) 和田章ほか: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998
- 3) 金治英貞: 米国の長大橋耐震補強と地震応答修正装置 (SRMD) 試験, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2002.1