

長大橋に隣接する2径間トラスの耐震性能向上化における 基本構造と動的解析

宮川睦巳¹・金治英貞²・西田晃久³・岡田昌樹⁴・富本 信⁵・千野嘉英⁶

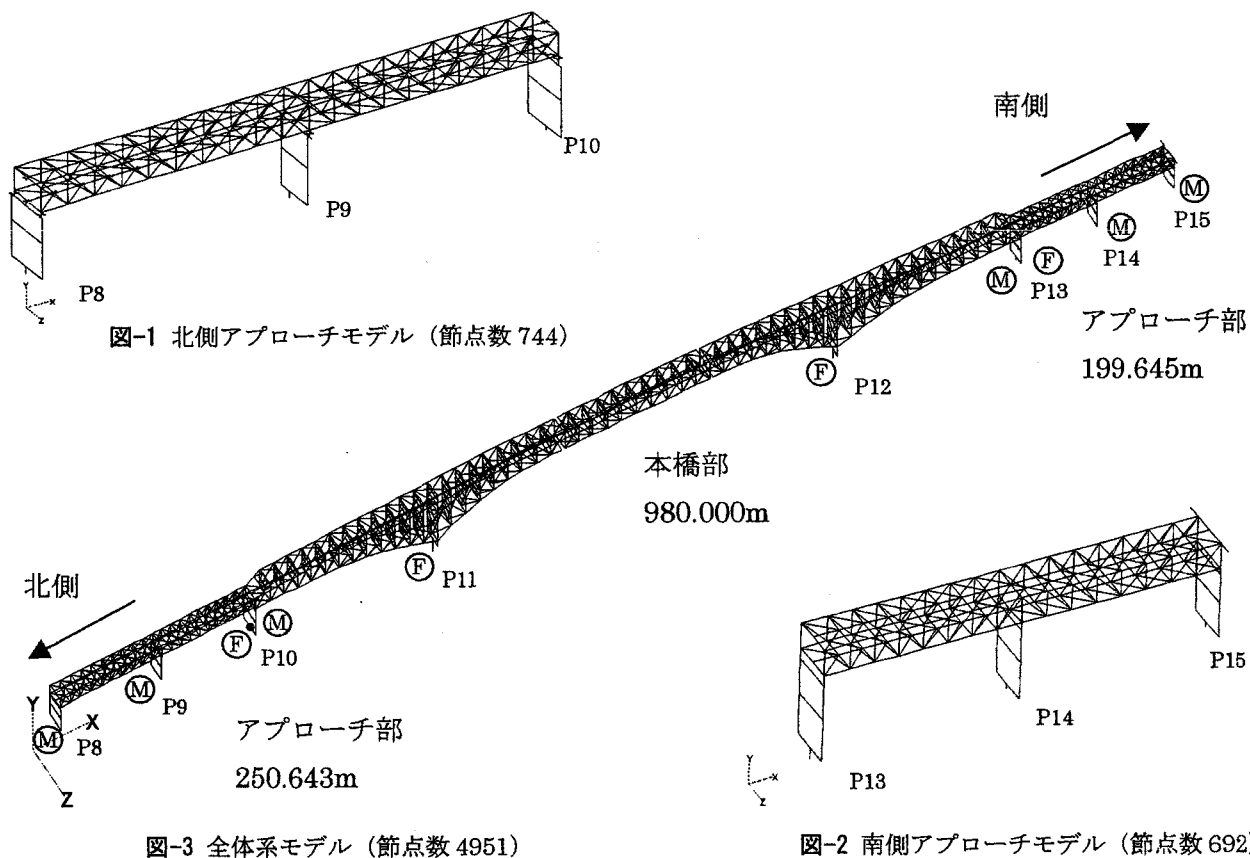
¹正会員 工博 株式会社コミヤマ工業 橋梁生産事業部 設計部 (〒409-5813 中巨摩郡玉穂町一町畑882)

²正会員 工修 阪神高速道路株式会社 大阪建設部 調査設計グループ
(〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16)

^{3,4}正会員 株式会社ハルテック 技術グループ 設計部 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島6-20-34)

⁵正会員 工修 株式会社ハルテック 技術グループ 設計部 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島6-20-34)

⁶正会員 株式会社コミヤマ工業 橋梁生産事業部 設計部 (〒409-5813 中巨摩郡玉穂町一町畑882)



1. まえがき

1995年の兵庫県南部地震以降、内陸直下型の活断層地震に対する耐震対策の重要性が認識され、道路橋の耐震基準は大きく改定されることに至った。さらに、海溝型地震の長期評価では、東南海・南海地震が今後50年以内に発生する確率は80%以上と推定されており、内陸直下型地震および海溝型のレベル

II地震動に対する耐震対策の緊急性は高まっている。しかし、一般高架橋については耐震補強の追従が高まる一方で、長大橋梁の場合、交通ネットワーク上重要な位置づけにあるにもかかわらず、その投資額、技術的難易度から一般高架橋の耐震補強に遅れをとっている状況である。

一般的な鋼橋における耐震補強は、時刻歴応答解析などから、主構を構成する鋼材の耐力が不足して

いる部材を抽出して、鋼材を当てて高力ボルトにより接合する補強（あて板補強）、および落橋を防止するための落橋防止装置・変位制限装置などの設置、支承取替・耐震連結装置の設置および取替が主な工種となる。しかし、これらの補強方法だけでは、死荷重比率の高い長大橋に対して有効な手段とは言えず、地震時における根本的な橋梁全体の挙動の改善を行なわなければレベルⅡ地震に対する耐震性能を満足する補強を行なうことができない。すなわち、長大橋において、地震発生時の挙動の改善と補強方法の選定が重要となる。本論文では長大橋のアプローチトラス橋（以降アプローチ橋と称す）に着目し、図-1、図-2に示すアプローチ橋単体の動的応答解析のみならず、図-3に示す本橋部も含めた長大橋全体の応答解析の報告を行なう。

2. 橋梁概要

表-1 長大橋鋼重比較

| | 本橋部 | 北側 アプローチ橋 | 南側 アプローチ橋 |
|------|-----------|--------------|--------------|
| 上部構造 | — | 8,400 ton | 7,400 ton |
| 下部構造 | — | 1,800 ton | 1,500 ton |
| 総重量 | 45,000ton | 10,200 ton | 8,900 ton |

表-2 上部構造部材の照査方法

| 部位 | 要求機能 | 要求性能 | 照査方針 | |
|------------------------------------|-------------------------|---|---|--|
| 主構 (下弦材, 上眼材,斜 材,鉛直 材) | 曲げと 圧縮を 受ける 部材 | 部材は損傷 せず,被災 後に補修・ 補強を必要 としない。 | 部材線端の一部降伏 や部分的な局部座屈 は許容するが,概ね 弾性範囲にとどめ る。 | 弾性要素として発生断 面力を算定し,部材と してほぼ線形挙動する ことを確認する。 |
| | 引張を 受ける 部材 | | 部材線部の一部降伏 は許容するが,概ね 弾性範囲にとどめ る。 | 弾性要素として発生断 面力を算定し,部材と してほぼ線形挙動する ことを確認する。 |
| 2次部材 (対傾構, 横構など) | 曲げと 圧縮を 受ける 部材 | 部材の損傷 は許容し, 被災後に補 強や取り替 えを行なう ことにより 復旧する。 | 構造系の耐荷力を保 持できる範囲で部 材の降伏や座屈を許 容する。 | 弾性要素として一次照 査し,降伏する部材に ついては,非線形要素 として応答ひずみを評 価する。 |
| | 引張を 受ける 部材 | | 構造系の耐荷力を保 持できる範囲で部 材の降伏を許容す る。 | 弾性要素として一次照 査し,降伏する部材に ついては非線形要素と して応答ひずみを評価 する。 |

1974年に完成した長大橋は、本橋部980mのゲルバートラス橋と本橋部に隣接するアプローチ橋（北側250.643m 南側199.645m）の2径間連続トラス橋から成り立っている。また、長大橋の本橋部およびアプローチ橋の重量¹⁾を表-1に示す。設計当時としては

最新の耐震設計技術を採用しているが、当時の地震動の約4倍に達するレベルⅡ地震動に対して、現況構造で地震時安全性を確保することは困難であり、合理的な対策の実施が急務となっている。

3. 設計基本方針

建設当時の耐震設計で用いられた本橋部の基本震度は0.25とされており、またアプローチ橋については0.27が用いられている。一般の耐震設計で行なわれるような設計震度×自重を水平力とする設計値を用いた場合と比べて、地震動を想定した動的応答解析では断面力や変形量が大きい値となる。このことは、長周期構造物に対して、特に動的な振動特性を考慮した設計が必要であることを意味する。

今回の長大橋耐震補強工事においては、巨大地震時に主構トラス部材は弾性挙動を期待し、非主構部材においては制御された損傷を許容する考え方とした（表-2）。すなわち、橋脚の基部および梁部において塑性ヒンジを許容したキャパシティデザインを長大橋に進化させた設計思想である。特に、塑性を許容する橋脚においては、非線形性を考慮して、安定した履歴減衰効果を期待する応答値の低減を図った設計とした。

(1) 基本方針

レベルⅡ地震動に対する照査は、大きく区分して安全性照査と使用性照査を行なうものとした。前者としては、落橋の回避は勿論のこと、長大橋のライフラインとしての重要性を重視し、地震直後にも緊急車両の通行が可能であることを照査した。また、後者としては、補修補強により再利用可能であることとした。さらに、部材の損傷として規制下の一般車両が通行できる状態を目標とした。

設計方針として、地震のリスクとライフサイクルコストを考慮した合理的な耐震補強を行なう上で、対象構造物の要求性能を定めた。

(2) 想定地震と耐震性能

長大橋の耐震設計に用いられるレベルⅡ地震動は、内陸型地震として上町断層系地震、海溝型地震として南海・東南海地震を想定した。これらの地震動は地表面付近の地盤の影響を強く受けるために地盤の非線形性を考慮した地盤の応答解析に基づき設定したものである²⁾。また、本橋部においては図-4に示す重心波（A3LL波、A3TT波、A3UD波）、アプローチ橋では図-5に示す表面波（A3LLS波、A3TTS波、

A3UD波)による3波同時入力とした。

また入力地震波は北側(P8橋脚)から南側(P13橋脚)において、それぞれ1000 m/secの位相差を持って入力している。解析モデルの上部構造については弾性体として、塑性化を許容する下部構造(脚)についてはバイリニア特性としている。また、解析ソフトはABAQUSを使用している。以上の方法により、動的応答解析を行ない、部材に作用する断面力および既設支承の健全性を照査すると共に、補強必要箇所を選定した。

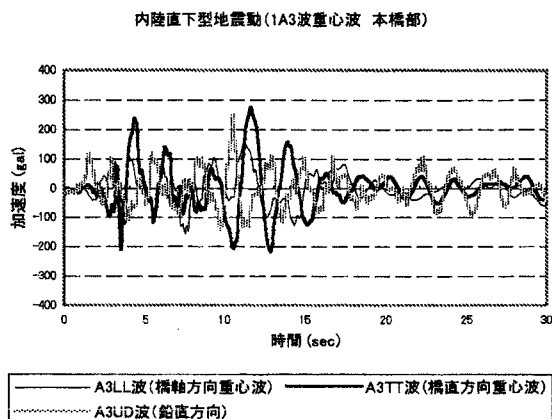


図-4 内陸直下型地震動(1A3重心波)

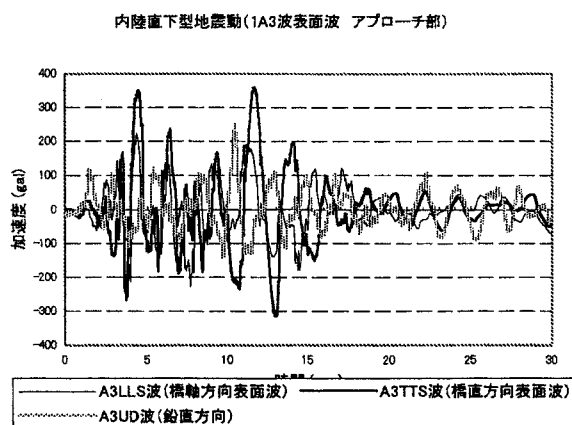


図-5 内陸直下型地震動(1A3表面波)

(3) トラス主構

アプローチ橋の主構トラス(上下弦材、鉛直材、斜材)は死荷重を支えており、耐荷力の低下は致命的な被害となるだけでなく、損傷後の取り替えも困難である。よって、変形性能は期待せずに部材の最大耐力以内に抑えるものとした。また、水平荷重に抵抗する2次部材(横構、対傾構など)は補修・補強が可能であり、部材の降伏が直ちに落橋につながるものではないため、損傷を許容するものとした。

(4) 鋼製橋脚

鋼製橋脚の耐震性確保については、脚面内の挙動に関して、梁中央部のせん断座屈先行の破壊形態も許容するものとした。

(5) トラス主構支承部

アプローチ橋の主構は2径間連続構造であり、本橋の端部橋脚(P10, P13橋脚)上に一点固定とされている。固定支承はピン支承、可動支承はピンローラー支承(P8, P9, P14, P15橋脚)である。大反力のため支承取替は困難であり、移動制限装置と補完しあって抵抗する構造とした。橋軸方向の移動に対しては、致命的な落橋を防ぐために落橋防止構造を設置するものとした。落橋防止構造の設計反力としては、キャパシティデザインの観点から橋脚の降伏耐力より強くするものとし、移動制限構造の設計を行なうことで落橋防止構造を兼ねるものとした。

4. 部材耐荷力

地震時に発生する部材軸方向力と曲げを同時に受けるトラス部材では、応力の照査と安定の照査を行なう必要がある。また柱部材の耐荷力は、部材特性の他、作用断面力を構成する比率にも影響を受けることになる。従って、時刻歴で算出される断面力に対して同時性を考慮した設計を行なう必要があり、素材特性・部材特性・断面特性の3つの影響を加味した耐荷力を評価する指標が必要となる。そこで、道路橋示方書³⁾に準じて以下に耐荷力を判定する値を設定した。

(1) 耐荷力の判定式

耐荷力を評価する判定式は、道路橋示方書の軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査式に準じて設定した。ただし、局部座屈に対する許容応力の算出は道路橋示方書と同等とするが、安全率1.7は考慮せず設計基準降伏応力とした。以下に耐荷力の判定式を示す。

① 軸方向力が引張の場合

$$S_{r_1} = \frac{\sigma_t + \sigma_{bly} + \sigma_{btz}}{\sigma_{ta}}, \quad (1)$$

$$S_{r_2} = -\frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}}, \quad (2)$$

$$S_{r_3} = \frac{-\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz}}{\sigma_{cal}}, \quad (3)$$

② 軸方向力が圧縮の場合

$$S_{r_4} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})}, \quad (4)$$

$$S_{r_5} = \frac{\sigma_c}{\sigma_{cal}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{cal}(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{cal}(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})}. \quad (5)$$

(2) 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

柱部材の軸方向力に対する耐荷力は、材料特性と部材特性の二つの要因が影響する。材料特性は部材を構成する材料の力学的特性であるが、部材特性については様々な要因が関係している。部材特性の代表的な要因として、

- ① 部材長／部材の剛性／部材の断面積
- ② 部材の支持（固定）条件
- ③ 初期不整／残留応力
- ④ 断面形状／製造過程

などがあげられる。従って、細長比が等しい部材であっても断面形状の違いで部材の耐荷力は異なる。

道路橋示方書では、これらを考慮することにより局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を圧縮部材の不完全性を考慮した耐荷力曲線に基づいて定めている。道路橋示方書で用いられている耐荷力曲線は、様々な断面形状の耐荷力曲線の内、ほぼ下限値に相当する曲線を採用している。このため、長大

橋の部材耐荷力判定では、より適切な耐荷力判定を行なうため「鋼構造物設計指針 PART-A 一般構造物 5.4.鋼材の強度」⁴⁾において示される溶接箱断面（斜材については溶接I型）の耐荷力曲線を採用した。以下に基準耐荷力曲線を示す。

① $\lambda \leq \lambda_0$ の場合

$$\sigma_{cag} = F_u \times \left\{ 1 - (1 - \phi_c) \times \frac{\lambda}{\lambda_0} \right\}. \quad (6)$$

② $\lambda > \lambda_0$ の場合

$$\sigma_{cag} = \frac{\phi_c \cdot F_u (\beta - \sqrt{\beta^2 - 4\lambda^2})}{2\lambda^2}, \quad (7)$$

$$\beta = 1 + \alpha(\lambda - \lambda_0) + \lambda^2. \quad (8)$$

ここに、

- σ_{cag} : 局部座屈を考慮しない軸方向応力度
- F_u : 設計基準降伏応力度
- ϕ_c : 圧縮部材の部材強度係数
- λ : 細長比パラメータ
- λ_0 : 限界細長比パラメータ
- α : 初期不整係数

(3) 耐荷力判定の許容値の設定

部材としては、ほぼ弾性的な挙動を期待する設計を行なう。従来までの報告⁵⁾では弾塑性有限要素解析による荷重－変位曲線の結果から、断面力の構成比率や部材特性にも左右されるが、最大耐荷力における荷重での判定値において、 S_r が概ね1.4～1.6程度まで得られている。これらから、ほぼ弾性域と判断される荷重での判定値は全て1.2以上であることが確認されているため要求性能に相当する判定値を圧縮時では1.2、引張時では1.3と設定して補強の必要部材の選定を行なった。また、アプローチ橋における判定値1.2を超過した部材については別途、弾塑性有限要素解析を行ない、補強の必要性を検討した。

5. アプローチモデルと全橋モデル

(1) 北側アプローチモデルの質点の設定方法

全橋モデルを用いて橋直方向に1Gを載荷する。その際の本橋主構端部における橋直方向の応答加速度は2455tfとなった。ここで、本橋部のみのモデルにおいて橋直方向地震波の時刻歴応答解析を行なうことにより、本橋主構端部における応答加速度は513galとなった。すなわち、本橋部の橋直方向における慣性力 P は以下の通りとなる。

$$P = 2455 \times 513 / 980 = 1285. \quad (9)$$

また同様に、北側アプローチモデルにおける橋直方向地震波の時刻歴応答解析を行ない、その際のアプローチ橋主構端部における橋応答加速度は618galとなった。よって、慣性力 P を載荷するための想定本橋質量 M は以下の通りとなる。

$$M = 1285 / 618 \times 980 = 2039. \quad (10)$$

以上の方法により、北側アプローチ橋の質点については2000tの質点を設定した。

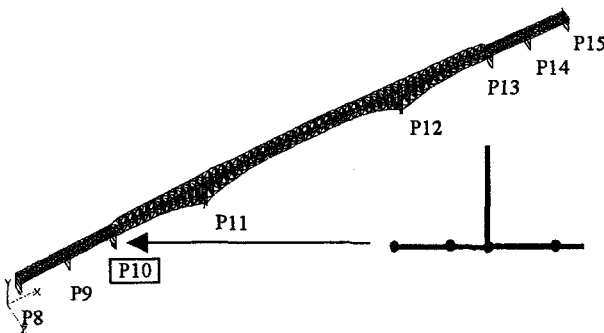


図-6 全橋モデルの掛違い部

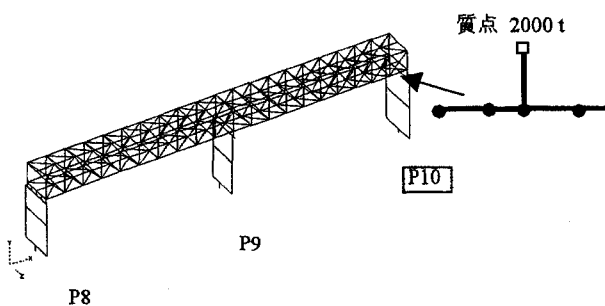


図-7 北側アプローチモデル掛違い部

表-3 各橋脚上の支承境界条件

| 脚 | 橋軸方向(x) | 橋直方向(y) | 鉛直方向(z) | 回転 |
|-------|---------|---------|---------|----|
| P8橋脚 | 可動 | 固定 | 固定 | 可動 |
| P9橋脚 | 可動 | 固定 | 固定 | 可動 |
| P10橋脚 | 固定 | 固定 | 固定 | 可動 |
| P13橋脚 | 固定 | 固定 | 固定 | 可動 |
| P14橋脚 | 可動 | 固定 | 固定 | 可動 |
| P15橋脚 | 可動 | 固定 | 固定 | 可動 |

P8 橋脚

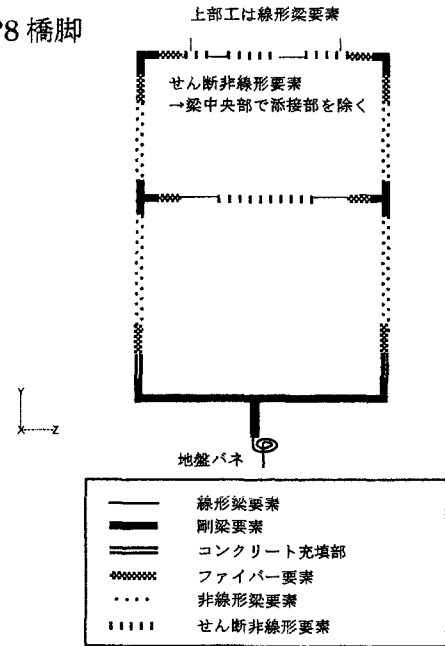


図-8 橋脚の要素構成

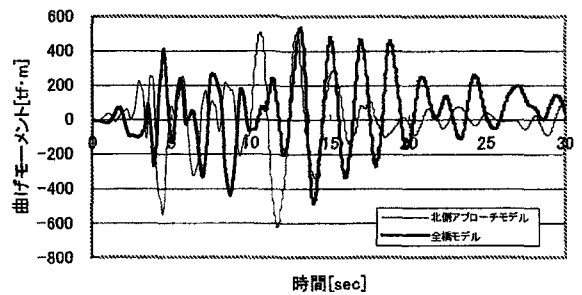


図-9 P10橋脚の梁中央部の脚面内曲げモーメント

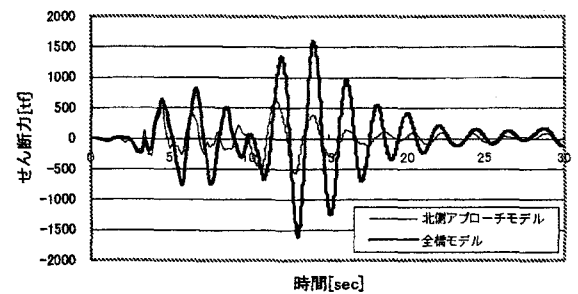


図-10 P10橋脚の梁中央部の鉛直方向せん断力

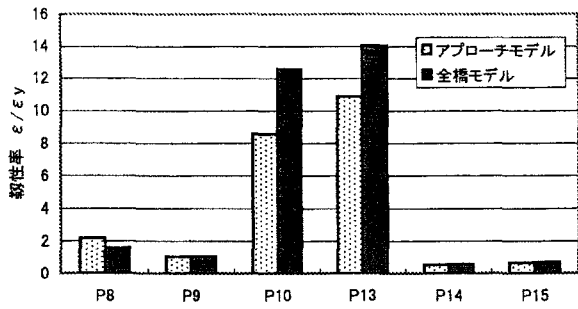


図-11 橋脚基部に発生する橋軸方向のひずみ比較

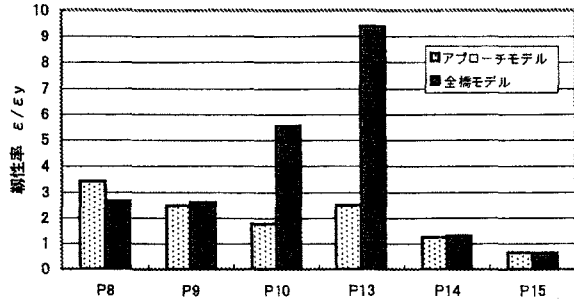


図-12 橋脚基部に発生する橋直方向のひずみ比較

現況構造の北側アプローチモデルと本橋モデルとの比較を行なうため、掛違い部となるP10橋脚の上段梁中央部の断面力を図-9、図-10に、また各橋脚の基部に発生する橋軸・橋直方向に発生するひずみの靱性率 $\varepsilon / \varepsilon_y$ による比較を図-11、図-12示す。

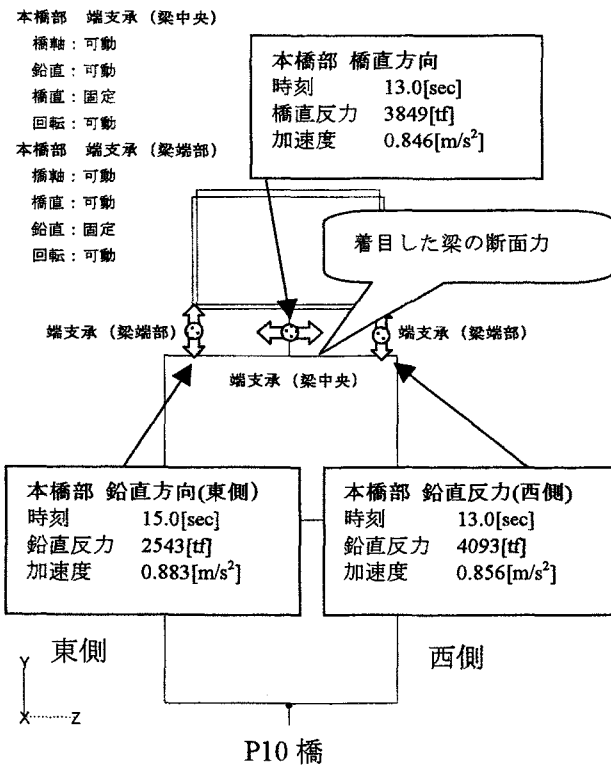


図-13 本橋部の端支承における反力と応答加速度

以上より、北側アプローチモデルの解析では、質点を用いて本橋部をモデル化した解析を行なうのは困難であると考えられる。すなわち、本橋部の影響を考慮した設計を行なうためには全橋モデルによる解析が有効である。

(2) 改良構造モデルの作成

橋軸方向における改良方法として、可動支承を設置しているP8, P9, P14, P15橋脚に水平力分散ゴム支承(以降、トラス支承と呼ぶ)を設置し、P10, P13橋脚の応答値を低減させた。すなわち、全橋モデルにトラス支承に見立てた非線形トラス要素を追加し、弾性定数を調整することで、P10橋脚の応答値を低減させた。

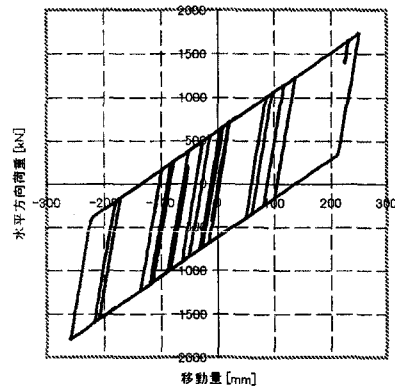


図-14 水平分散支承の水平力-移動量の履歴(P8橋脚)

橋直方向については、鋼製橋脚の梁中央部において、せん断座屈先行の破壊形態も許容するものとしているため、せん断非線形要素を作成してエネルギー吸収を図れる構造とした。

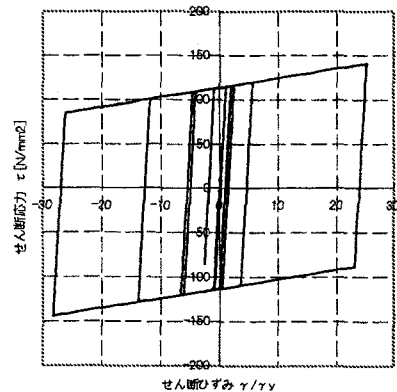


図-15 せん断非線形要素のひずみ履歴(P13橋脚)

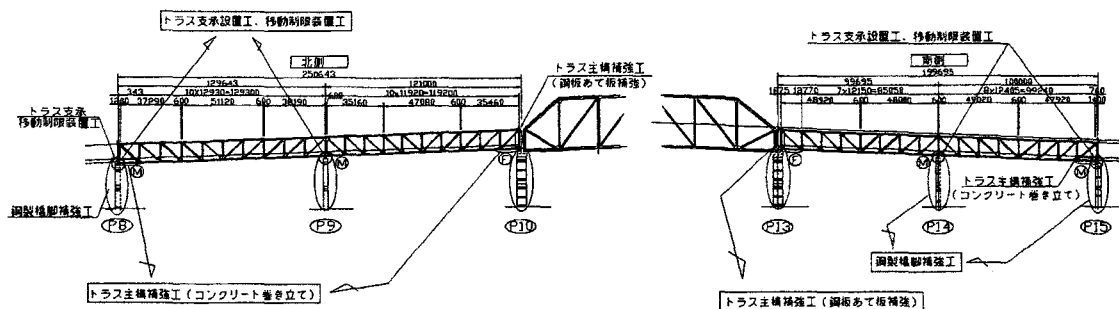


図-16 長大橋耐震補強メニュー

7. 長大橋アプローチ部耐震補強工事概要

図-16に長大橋耐震補強メニューを示す。長大橋における橋軸方向の改良においては、トラス支承を設置して、本橋部との掛違い部となるP10, P13橋脚の応答値をできるだけ低減させた結果を図-18に示す。また上部構造においては表-4の通りとなっている。

表-4 改良後の上部構造耐荷力評価比較

| | 現況構造 | 改良構造 |
|----------------|------------------------|------------------------|
| ①部材 (鉛直材) | Sr ₅ = 1.37 | Sr ₅ = 1.16 |
| ②部材 (下弦材 P10側) | Sr ₅ = 1.11 | Sr ₅ = 1.60 |
| ③部材 (下弦材 P8側) | Sr ₅ = 2.24 | Sr ₅ = 1.67 |
| P8 移動量 (許容移動量) | 960mm (290mm) | 266mm (290mm) |
| P9 移動量 (許容移動量) | 786mm (300mm) | 79mm (300mm) |

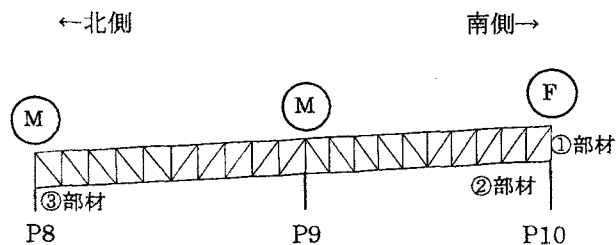


図-17 北側アプローチ橋

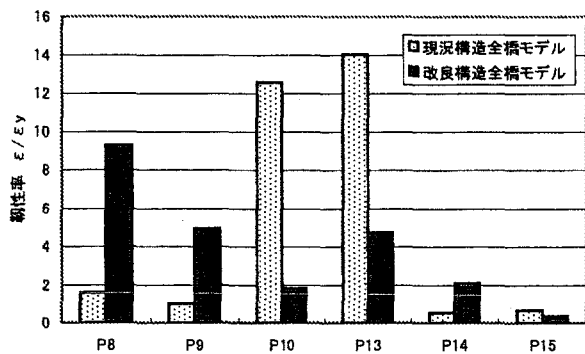


図-18 改良後の橋脚基部に発生する橋軸方向のひずみ比較

8. まとめ

本工事では、長大橋アプローチ橋の耐震補強対策による検討を行ない、地震時の挙動を改良して補強方法を選定した。

橋軸方向では、固定支承となっているP10, P13橋脚の応答値を低減させるために、可動支承となっているP8, P9, P14, P15橋脚に水平分散支承を設置して地震時の応答値の低減を図った。また、橋直方向については、エネルギー吸収を目的として、柱部では縦リブ間に補強材および既設の縦リブにはL型鋼などで補強した。また、梁部も同様に横リブ間に補剛材を追加する工法を取った。

以下に、本解析によって得られた考察を述べる。

(1) 固有値解析の比較

図-19, 図-20, 図-21に示すように、全橋モデルとアプローチモデルにおける固有値解析を行なった。低次の固有モードでは、固有周期に大きな変化は見られなかった。しかし、図-20に示すような橋直2次モードにおいては、全橋モデルの本橋部と本橋部のみの解析モデルの固有周期間に相違が見られた。

このことは、同じ固有モードにおいて、アプローチ橋の固有周期と本橋部の固有周期が近いためだと考える。

鳥瞰図

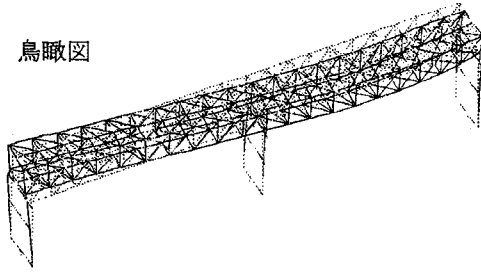


図-19 北側アプローチ橋 橋直 2次モード
 振動数 $f(\text{Hz}) = 0.79$
 固有周期 $T(\text{s}) = 1.26$

平面図



図-20 全橋モデル固有値解析 (本橋部)

本橋部 橋直 2次モード
 振動数 $f(\text{Hz}) = 0.86$
 固有周期 $T(\text{s}) = 1.16$
 (本橋部だけの解析モデルでは $T(\text{s}) = 1.86$)

平面図



図-21 全橋モデル固有値解析 (アプローチ橋)

アプローチ橋 橋直 2次モード
 振動数 $f(\text{Hz}) = 0.81$
 固有周期 $T(\text{s}) = 1.24$

(2) 水平分散支承および非線形要素の減衰効果

橋軸方向の補強対策として設置された水平分散支承および橋脚に用いられた非線形要素により、上部工に発生する地震時の断面力を低減させることができた。

(3) せん断非線形要素の取り込み

せん断非線形要素を解析モデルに導入することにより、せん断非線形要素を導入していないモデルと比較を行なった。上部工トラス部材の耐荷力評価では5%程度低減している。また、隅角部近傍のファイバー要素部に発生するひずみも5%程度低減されている。地震時水平力については20%増加する傾向も見られたが、一部の脚においては25%程度低減した。

参考文献

- 1) 阪神高速道路株式会社：長大橋アプローチ橋工事誌，1975. 3.
- 2) 金治英貞，鈴木直人，香川敬生，渡邊英一：長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造，土木学会論文集，No.787/I-71, I-19, 2005. 4
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，2002.
- 4) 土木学会：鋼構造物設計指針PART-A, 1999.
- 5) 道菅裕一，鈴木正直，岩本 司，金治英貞，石橋照久：鋼材付加による鋼トラス部材の耐震補強構造の検討，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2005. 2.
- 6) 北田俊行，中井 博，加賀山泰一，村松政秀：既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強に関する研究，構造工学論文集，Vol.45A, 1999. 3.
- 7) 阪神高速道路株式会社，社団法人 日本橋梁建設協会：平成16年度 鋼構造物の設計に関する調査研究業務報告概要集，pp41-56, 2005. 3.
- 8) 名古屋高速道路公社：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能照査要領，2002. 6.
- 9) 金治英貞，高田佳彦，鈴木直人，美濃智宏，東谷修，大濱浩二：長大ゲルバー橋の損傷制御耐震補強策と応答低減効果，土木学会地震工学論文集，2003, 11.