

損傷制御設計を用いた鋼管集成橋脚の開発とシミュレーション技術

DEVELOPMENT OF AN INTEGRATED STEEL PIPE PIER USING DAMAGE CONTROL DESIGN,
AND SIMULATION TECHNIQUE

金治英貞* , 篠原聖二**

Hidesada KANAJI and Masatsugu SHINOHARA

ABSTRACT We proposed an innovative integrated steel pipe pier using damage control design. This design method leads major damage into shear panels that connect each steel pipe. Shear panels have hysteretic energy dissipation properties and reduce acceleration and displacement response of a whole column. In this paper, some of the researches and a design for the real bridge are reviewed, and the simulation techniques including the applicability are also described.

KEYWORDS: 鋼管集成橋脚, 損傷制御設計, 履歴型せん断ダンパー, プッシュオーバー解析, 複合非線形解析, 時刻歴応答解析

integrated steel pipe pier, damage control design, hysteretic shear damper, push-over analysis, geometrically and materially nonlinear analysis, time history analysis

1. まえがき

阪神高速道路においては、兵庫県南部地震の経験を踏まえた鋼製橋脚の耐震設計および耐震補強に関する基準整備や種々の鋼製橋脚の合理化設計を進めてきている。たとえば、高価なアンカーフレームを改善するアンカーフレーム合理化、エネルギー減衰を期待したラーメン橋脚の面内方向における梁の塑性化、基部付近に安価な RC 構造を用いた複合橋脚などである。

これらに加え、筆者らは低コストの鋼管複数本を基本単位に利用し、これら鋼管を、履歴型ダンパー機能を有するせん断パネルによりひとつの柱とした構造である「鋼管集成橋脚」を提案し、その後、数々の実験、解析、そして手引きの整備^{1)~13)}を通して、今般実橋に適用するところまできた。この鋼管集成橋脚は、比較的安価な鋼部材、低降伏点鋼などの鋼材履歴減衰の有効利用¹⁴⁾、アンカーフレームの省略等に着眼して考え出された構造であり、地震後においても鉛直力を受ける主部材は大きな損傷を被ることなく車の通行止めといった機能阻害をもたらせないことを特徴とする。これは、死荷重、活荷重等の鉛直荷重を受け持つ主部材と地震力等の横力対応の非主部材を明確に区分し、損傷部材を限定させることのできる損傷制御設計を適用したことによって可能となっている。

この構造は 2002 年に考え出され、これまで種々の検討、解析、実験が行われてきたが、本稿では、このうち、フィジビリティスタディ^{1),2)}、1/5 縮小モデルの全体系実験^{3),4)}をレビューするとともに、実橋脚の詳細設計の概要を報告する。同時に、これらに用いられた Pushover 解析や複合非線形解析などシミュレーション技術とその有効性を紹介する。

*博(工), 阪神高速道路(株), 建設事業本部 (〒550-0011 大阪市西区阿波座一丁目 3-15)

**工修, 阪神高速道路(株), 建設事業本部 (〒550-0011 大阪市西区阿波座一丁目 3-15)

2. 鋼管集成橋脚の開発経緯と構造設計

2.1 開発経緯

本構造は著者らによって2002年に考え出され、その後、2003年より解析によるフィジビリティスタディ^{1),2)}を実施し優位性を確認したことから、引き続き、同年、1/5スケールモデルによる全体系模型実験^{3),4)}を実施した。2004年度から1/2スケールモデルによるせん断パネル接合部実験⁵⁾を実施し、同時に検討委員会を立ち上げ設計製作架設手引き(案)⁶⁾を作成した。

2005年度より実橋への適用のためある工区の概略設計を開始し、2006年度からは基礎の合理化のための検討委員会を立ち上げた。同時に、設計支援のための種々の条件下のパラメトリックスタディ^{8),9)}、杭と一体化構造の検討^{10),11)}を実施し、設計製作架設手引き改訂版(案)¹²⁾を作成した。さらには、2008年度よりねじり特性検討を把握する実験¹³⁾などを実施してきた。この間、阪神高速道路技術審議会の各分科会で学識者による数多くの審議を経て、それらの審議結果を手引き(案)に反映してきた。そして、今般、ジャンクション事業において世界初となる鋼管集成橋脚が実現するに至った。

2.2 構造概要

鋼管集成橋脚は、鋼管を複数本組み合わせ合わせて利用し、履歴型ダンパー機能を有する横つなぎ材によりひとつの柱とした構造である(図-1参照)。この横つなぎ材は、大地震時に地震時エネルギーを吸収する履歴型ダンパーのせん断パネルで構成されている。ここで鋼管に替えて複数のコンクリート柱を用いることも考えられるが、道路橋上部構造を受ける比較的高い橋脚を対象としていることから、フレキシブルな性能を用いて主構造の損傷をできる限り小さくすること、施工手間を軽減するとともに、たとえば海上や河川内でも早く架設できることが要求され、鋼管、できれば既製鋼管を用いる手法を選択した。なお、本鋼管は補剛材を要しないため、製作加工もほとんど必要とせず、通常のビルトアップ部材に比べ、工期、コストの両面に優位性がある。

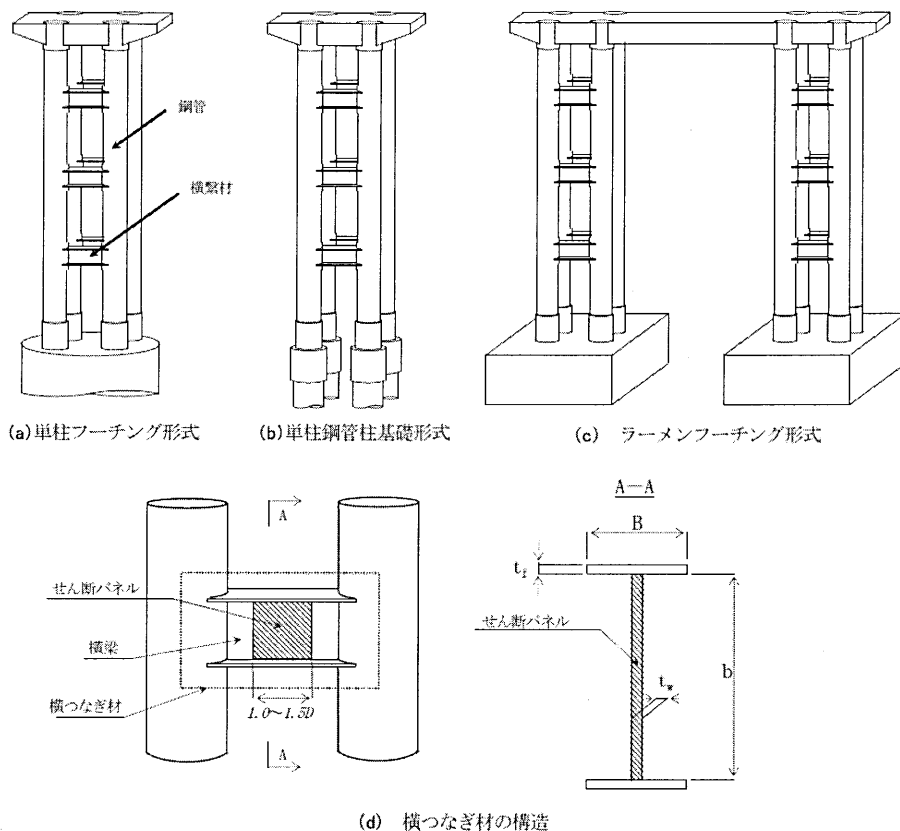


図-1 鋼管集成橋脚の構造

現在のところ、鋼管集成橋脚の橋脚高さは、20m から 40m までを適用範囲とする。これは、履歴型ダンパー機能を有する横つなぎ材が、この橋脚高さの範囲で、大地震時に減衰効果を発揮することが確認されていることによる。なお、この横つなぎ材のダンパー機能を期待しなければ、高さ 20m 以下でも適用が考えられるが、その場合には、主部材である鋼管に過大な地震力が作用することもあるので動的解析などによる十分な検討が必要である。

2.3 設計、耐震性照査^{6),12)}

鋼管集成橋脚の設計は、常時、暴風時、およびレベル 1 地震動に対する照査を行い、その後、レベル 2 地震動に対する照査を行う。耐震性能の照査は、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹⁵⁾に準拠して、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動に対する安全性の照査を行うこととした。耐震性能の照査方法および設計、耐震性能照査の流れを表-1 および図-2 に示す。

表-1 耐震性能と照査方法

設計地震動	耐震性能	照査方法
レベル 1 地震動	耐震性能Ⅰ（地震によって健全性を損なわない性能）	震度法による静的照査方法 ・各部の応力度が許容応力度以下 ・せん断パネルが降伏耐力以下
レベル 2 地震動	耐震性能Ⅱ（地震による損傷がせん断パネルに限定され、機能回復が速やかに行い得る性能）	動的解析による動的照査方法 ・鋼管の損傷度（構造弾性状態） ・せん断パネルのせん断ひずみ ・残留変位
	耐震性能Ⅲ（地震による損傷が橋として致命的とならない性能）	動的解析による動的照査方法 ・鋼管の損傷度（終局状態） ・せん断パネルのせん断ひずみ

レベル 1 地震動に対する耐震性能の照査は、震度法による静的解析により応答値を算出するものとし、主部材の応力度が許容応力度以下であり、かつ横つなぎ材のせん断パネルが降伏耐力以下であることによって、つまり弾性状態を確保することで耐震性能Ⅰを満足するとみなしてよい。

レベル 2 地震動に対する耐震性能は、地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能回復が速やかに行い得る耐震性能Ⅱと、地震による損傷が橋として致命的とならない耐震性能Ⅲに分類される。重要度の高い場合は耐震性能Ⅱを、それ以外の場合には耐震性能Ⅲを確保することとし、これら耐震性能の照査は、動的解析により行うものとする。

耐震性能Ⅱにおいては、地震による損傷（塑性化）がせん断パネルに限定され、かつ残留変位、鋼管の損傷度（構造弾性状態）、せん断パネルのせん断ひずみの照査によって行うものとする。ここで、曲線橋などで特異な地震動方向によって鋼管 1 本の限定された外縁の応答ひずみが非常に稀に大きくなる場合には、耐震性能Ⅱをさらに 2 分類、つまりⅡ_a（鋼管圧縮ひずみ $2\varepsilon_y$ 以下）とⅡ_b（鋼管圧縮ひずみ $5\varepsilon_y$ 以下）に区分し、その発生確率を勘案し、Ⅱ_bを適用しても良いこととした。

また、耐震性能Ⅲにおいては、鋼管の損傷度が終局状態以下であることにより照査するものとする。なお、レベル 2 地震動に対する照査においては、鋼管集成橋脚の破壊モードの確認およびコンクリート充填鋼管区間の設定を目的として、事前に Pushover 解析により検討するものとする。

動的解析による動的照査方法においては、ファイバー要素を用いた複合非線形解析、つまり材料非線形性と幾何学的非線形性の両方を考慮した解析を行うことを基本とする。また、鋼材の材料特性については、既往のバイリニアモデルを用いても良いものとする。

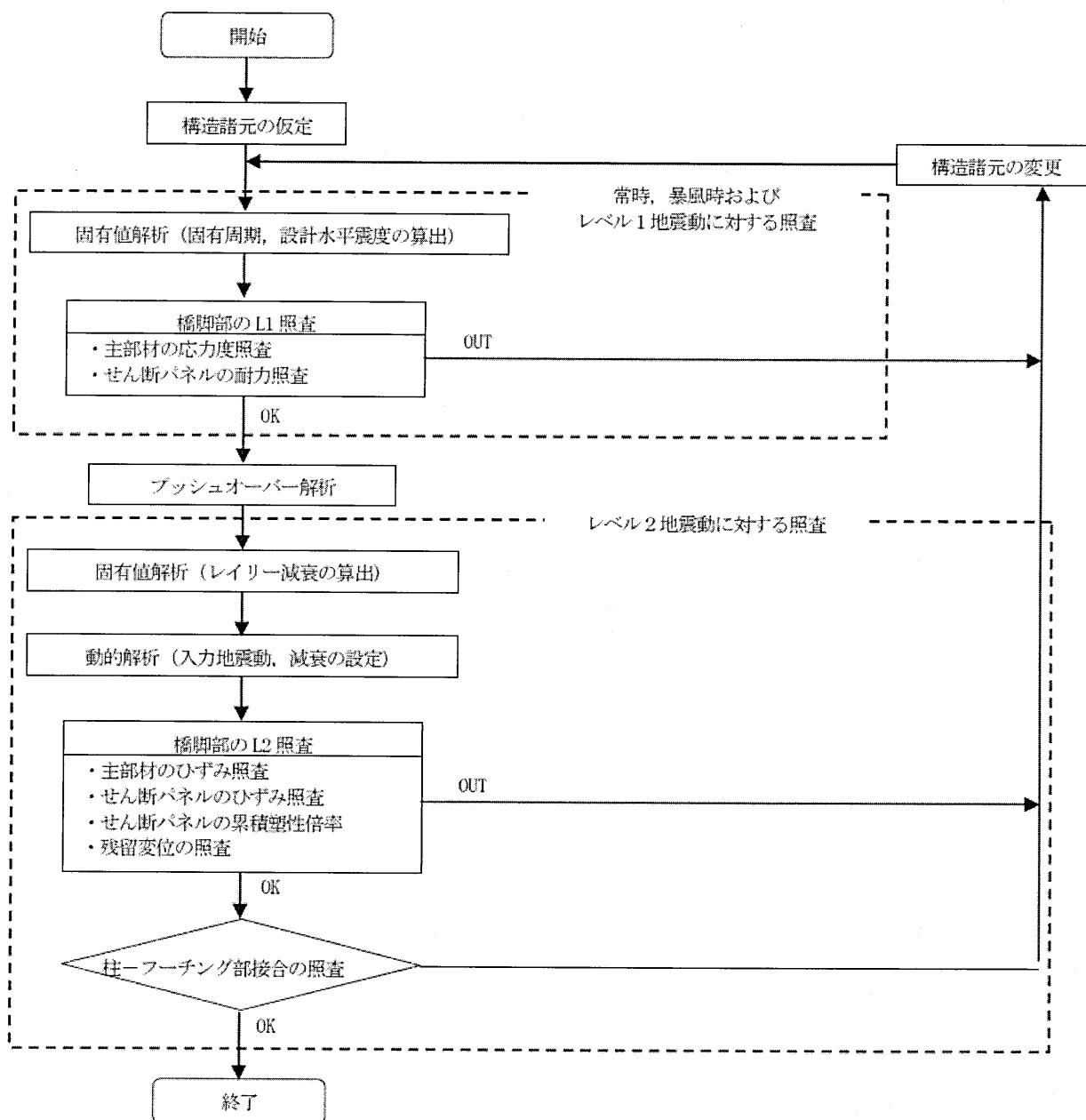


図-2 設計, 照査のながれ

3. 解析によるフィジビリティスタディ^{1),2)}

本構造はこれまでにない構造であったことから、第一段階として、そもそも提案構造が成立するの
か、優位性を有するのかを検討する目的で解析的な検討を実施した。優位性については、比較対象が
必要なことから、同様の荷重条件で設計された通常の鋼製橋脚を合わせて解析した。

3.1 対象構造

対象とする鋼管集成橋脚の構造形式を示すと、図-3 のようになる。ここで示したのは、平均的な高
橋脚（脚高約 30m）の設計条件に対するものであり、6 車線の鋼桁を支持するラーメン構造形式で
ある。通常の矩形断面鋼製橋脚で設計すると図-4 のようになる。

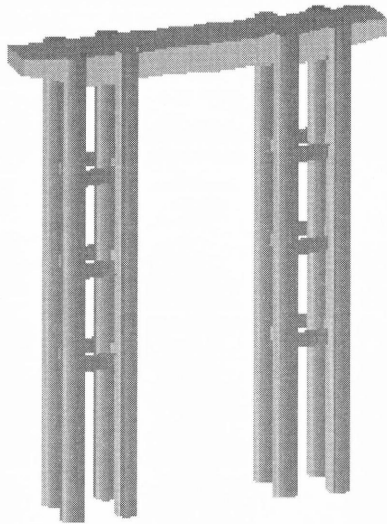


図-3 鋼管集成橋脚（提案形式）

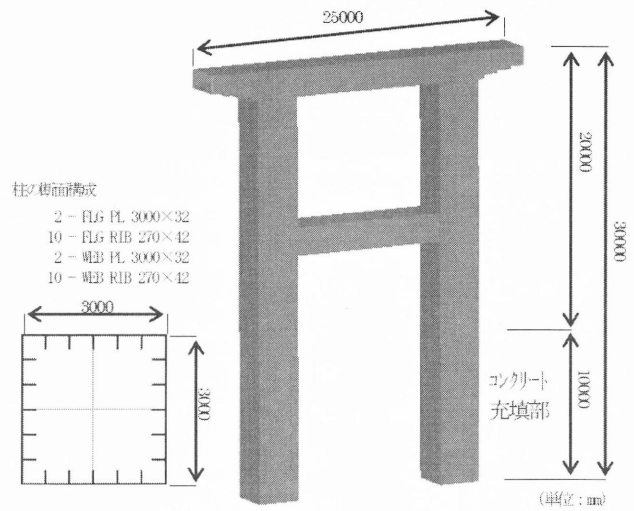


図-4 矩形断面鋼製橋脚（従来形式）

せん断パネルとその定着部で構成される横つなぎ材の構造は図-5 に示すような諸元となっている。使用する鋼管としては、鋼管杭として実績のある既製品のスパイラル溶接鋼管を前提にし、鋼管サイズは、直径 $\phi=1.5\text{m}$ 、肉厚 $t=25\text{mm}$ 、径厚比パラメータ $R_t=0.078$ 、鋼管純間隔は $L=2\text{m}$ である。鋼管基部には、コンクリートが部分充填され、その充填高さは従来形式と同程度の橋脚高さの $1/3$ とした。

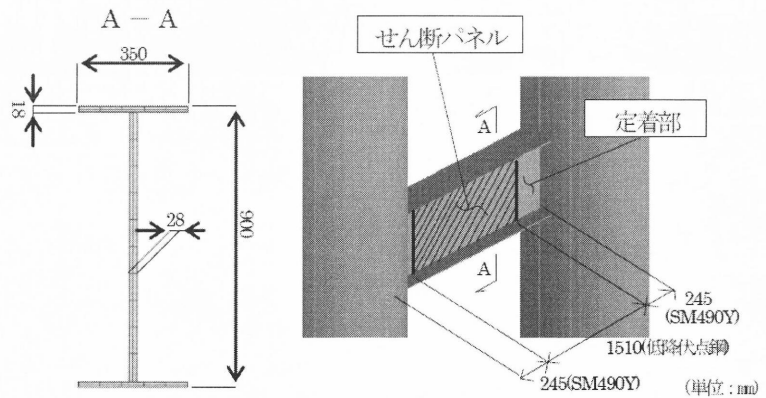


図-5 横つなぎ材の構造

3.2 解析モデル

本提案の鋼管集成橋脚に対して、軸力変動の効果を考慮したいことから、梁要素のファイバーモデル（ファイバー要素）を用いてモデル化することにした。そのモデルの骨組構造図を図-6(a)に、鋼管断面のファイバー要素の断面分割を同図(b)に示す。鋼管上端部と接合する梁は、実剛度の梁としてモデル化し、鋼管下端部は完全拘束とした。また、比較対象の従来の矩形断面鋼製橋脚も同様に、梁要素のファイバーモデルを用いてモデル化した。

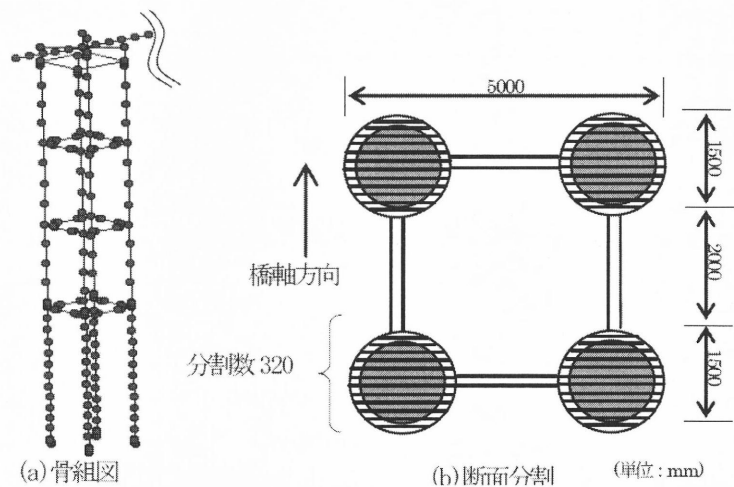


図-6 解析モデル

鋼管、梁部、横つなぎ材フランジにおける鋼材、および充填コンクリートの材料構成則については、文献2)のとおりである。

解析法としては、Pushover 解析と非線形時刻歴応答解析を用いた。なお、本解析では、ラーメン構造形式として耐震性が劣る橋軸方向を対象とした。Pushover 解析においては、鉛直方向に死荷重（軸力比 $P/P_y=0.08$ ）を載荷した状態で、水平方向に漸増載荷させた。非線形時刻歴応答解析においては、鉛直方向に死荷重を作用させた状態で、橋軸方向に対する応答解析を行った。解析は、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析であり、波形としては道路橋に一般的に用いられている標準波形 3 波を用いた。なお、地盤種別はⅢ種地盤としている。数値積分法としては、ニューマークの β 法 ($\beta=1/4$) を採用した。終局の判定は、鋼管集成橋脚では、鋼管 4 本の中で 1 箇所でも限界ひずみに達したときとした。

3.3 解析結果

図-7 に Pushover 解析の結果を示す。今回の提案形式である鋼管集成橋脚の特徴として、L1 地震動時までは、従来形式と比べ剛性のやや高い荷重変位関係を呈するが、L1 地震動以降、横つなぎ材のせん断降伏が発生し、過度な荷重上昇が発生することなくじん性が確保されている。

次に、図-8 に非線形時刻歴応答解析の変位応答履歴を示すが、頂部応答変位は、鋼管集成橋脚の方が小さい傾向にあり、最大時刻では約 65% に低減される。せん断パネルの最大せん断変形は下段の $\gamma=3\%$ 程度であり安定した履歴特性を示している (図-9 参照)。

図-10 に履歴吸収エネルギーを示すが、鋼管集成橋脚では、横つなぎ材のせん断パネルの履歴減衰が大きく、これにより主部材である鋼管の履歴吸収エネルギー、つまり塑性化が大きく抑制されていることがわかる。

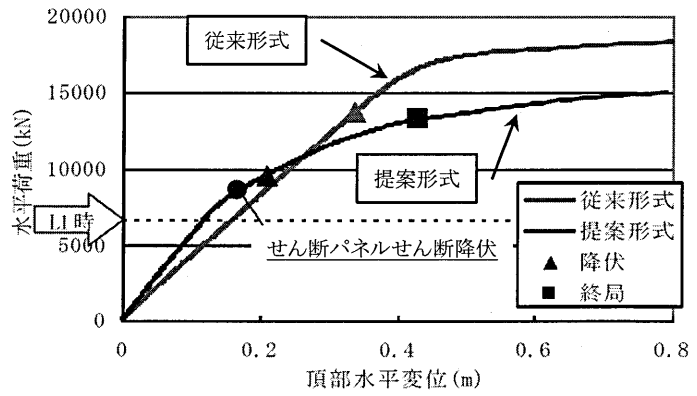


図-7 Pushover 解析結果

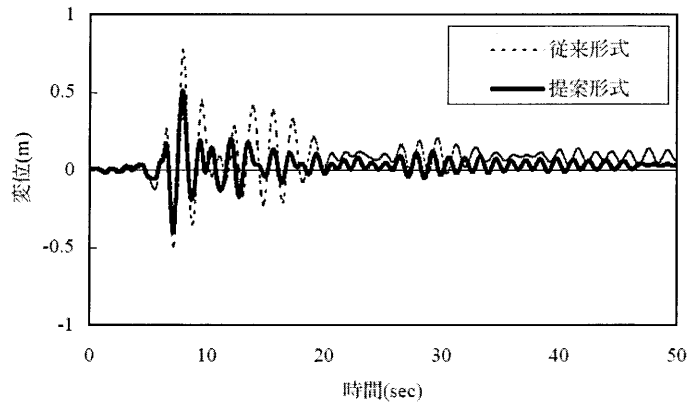


図-8 頂部水平変位応答履歴

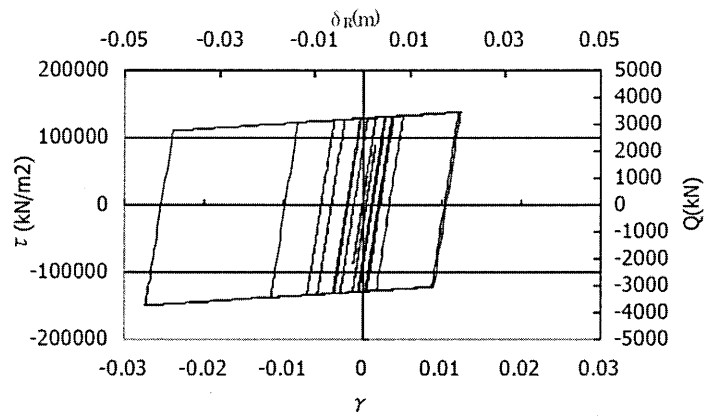


図-9 横つなぎ材の履歴曲線

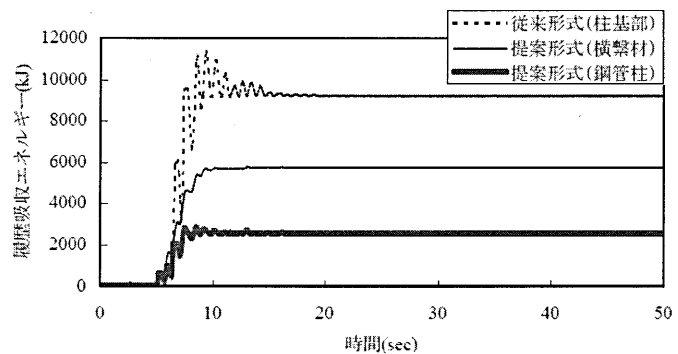


図-10 履歴吸収エネルギーの比較

4. 全体系縮小模型実験による検証

本検討では、全体系縮小模型実験により、鋼管集成橋脚の力学的特性、特にせん断パネルの履歴減衰効果の確認を行うとともに、解析との比較を行った。

4.1 構造実験^{3),4)}

(1) 試験体および荷重方法

試験体を図-11 に示す。試験体は、設計した橋脚に基づき、実橋脚を 1/5 程度に縮小したモデルであり、横つなぎ材の段数は 3 段とした試験体である。

試験では、橋軸方向の挙動にのみ着目することから、2 本の鋼管により構成した試験体とした。試験は、2 つのジャッキを用いて行い、鉛直荷重は鋼管断面の軸降伏荷重の 10% を荷重し、水平荷重は正負交番荷重とした。ここで、せん断パネルの降伏に対する水平変位を δ_y とすると、各 δ_y にて 3 サイクルを荷重し、 $17\delta_y$ まで荷重した。

(2) 実験結果

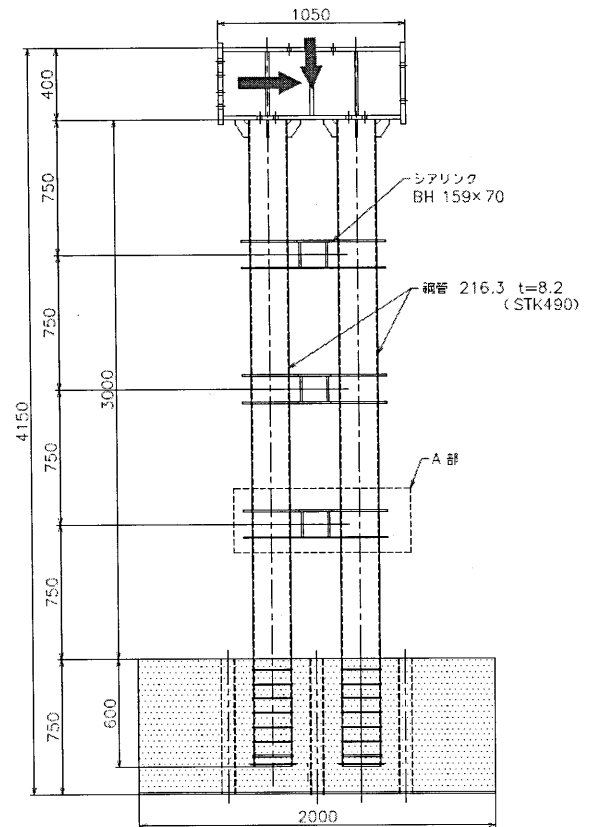
図-12 に試験状況と終局時の試験体の状態を示す。設計思想どおりせん断パネルの降伏が先行し主たる損傷はせん断パネルに集中した。

図-13 は試験体の荷重変位関係の包絡線とイベントを示している。この図から、 $6\delta_y$ (+側 201.2kN) 時に低降伏点鋼を用いたせん断パネルがせん断座屈し、 $11\delta_y$ 時に最大荷重 (+側 236.9kN) を確認できる。 $12\delta_y$ 時に鋼管基部が局部的に座屈した後、下段ならびに中段のパネルには対角方向の亀裂が発生し、試験終了時には、鋼管基部に局部座屈に起因すると考えられる破断を確認した。鋼管基部の損傷の進展度から判断して、最大耐力は鋼管基部の損傷にて決定したと考える。

横つなぎ材の変形性状について、最終荷重では、下段のせん断パネルの損傷が最も大きく、 $5\delta_y$ 程度 (水平荷重 184.4kN) では、せん断ひずみが 3% 程度となることを確認した (図-14)。

鋼管の変形モードは、設計で想定する変形モードと概ね同じであることを確認した。また $5\delta_y$ 時、鋼管基部のひずみは断面内最外縁から 45° 方向まで降伏しているものの、最大ひずみで両試験体とも 0.4% 以下であり、目視で確認した結果無損傷であり、実構造物では無被害相当であると考えられる。

履歴吸収エネルギーについて、 $5\delta_y$ までは横つなぎ材は、その約 89% を吸収していることを確認した。なお、橋脚全体の等価減衰定数は、最終荷重時には 0.2 以上であった。



A 部詳細図

フランジ t=9 (SM490)
ウェブ t=4.5 (LY225)
スチフナー t=9 (SM490)

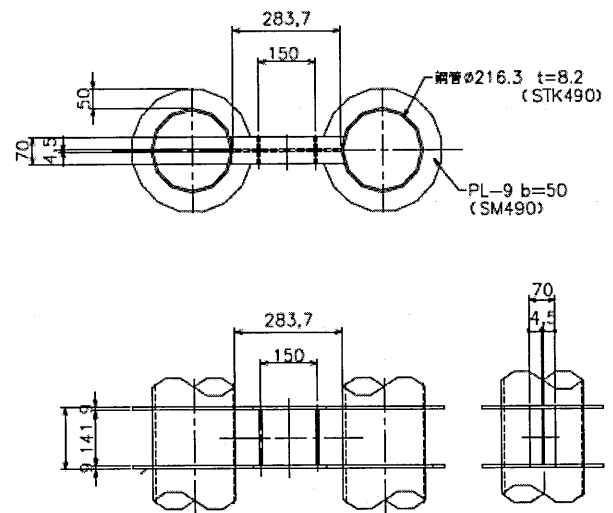


図-11 試験体

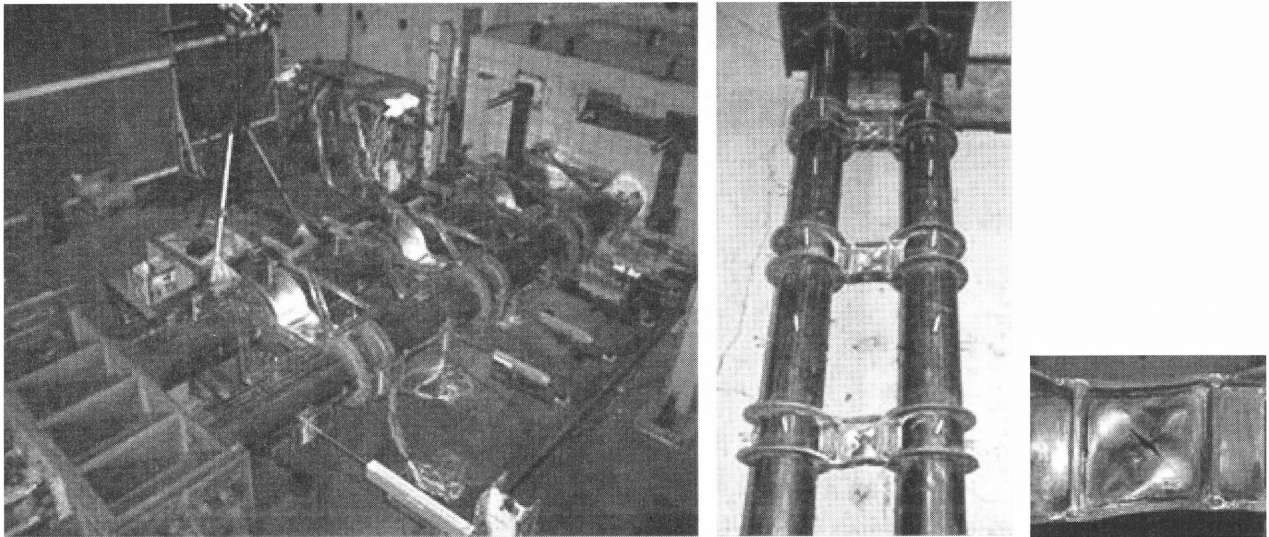


図-12 試験状況(左), 終局時の試験体(中)およびせん断パネル(右)

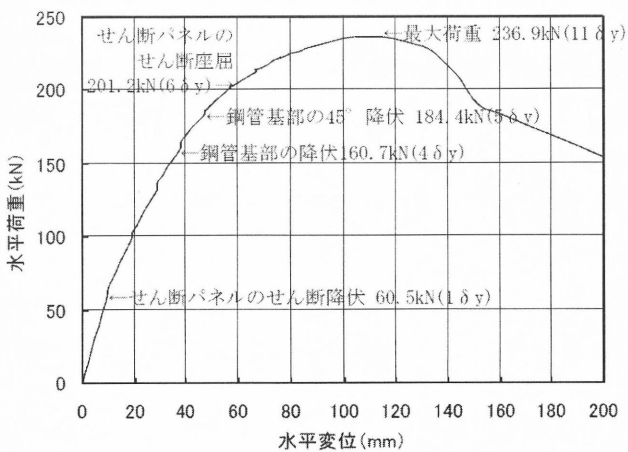


図-13 試験体の包絡線とイベント

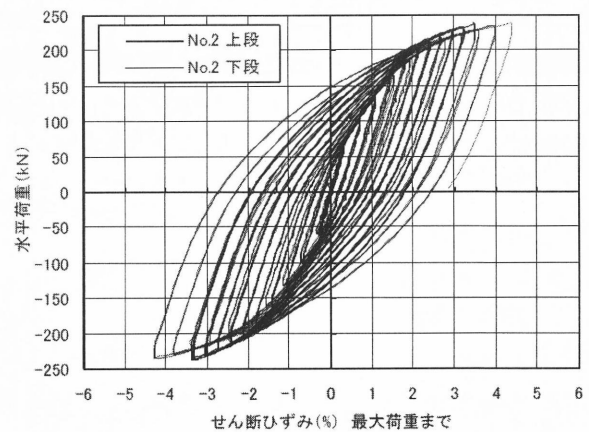


図-14 水平荷重とせん断パネルのせん断ひずみ

4.2 解析との比較

(1) 条件

実験に併行して、実験結果の妥当性を確認する目的で数値実験を行った。数値実験は2つの手法により計算を行い、1つはファイバーモデルを用いた Pushover 解析、もう1つはシェル要素を用いた Pushover 解析 (3次元弾塑性 FEM 解析.Marc2001) である。前者の計算では、鋼管ならびに横つなぎ材をはり要素に模した3次元骨組みモデルを使用した。後者の計算では、鋼材の単調 σ - ϵ 関係として材料試験結果に基づき加工硬化を考慮したトリリニア型の骨格曲線を使用した。また計算では基本的な耐荷、変形性能を確認するため、単調載荷を行った。

(2) 結果

解析結果と実験結果を比較した図を図-15 に示す。また試験体の変形モードを図-16 に示す。荷重 150kN 程度までは、比較的精度よく一致していることがわかる。特に実験結果と3次元弾塑性 FEM 解析結果については、最大荷重程度までは精度よく一致している。また最終荷重時にはせん断パネルのせん断変形が卓越するとともに、せん断ひずみで2%程度までパネルがせん断変形している。

3次元弾塑性 FEM 解析結果の鋼管基部のひずみは、一部ずれが生じているものの、概ねの挙動は実験結果と同じであった。また、せん断パネルのせん断ひずみについても、概ねの挙動は実験結果と同じであり、3次元弾塑性 FEM 解析において、実挙動を推定できるものとする。

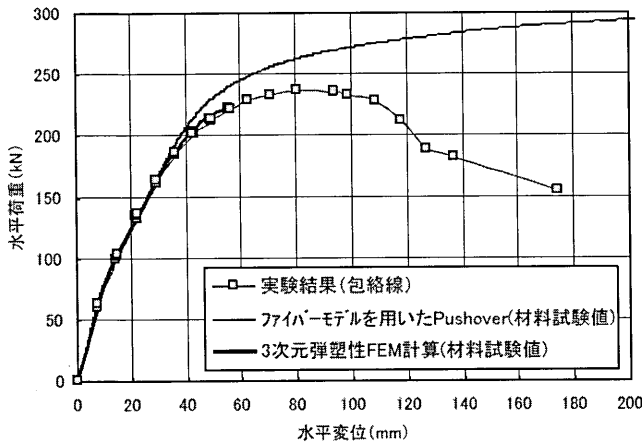


図-15 試験体の包絡線の比較

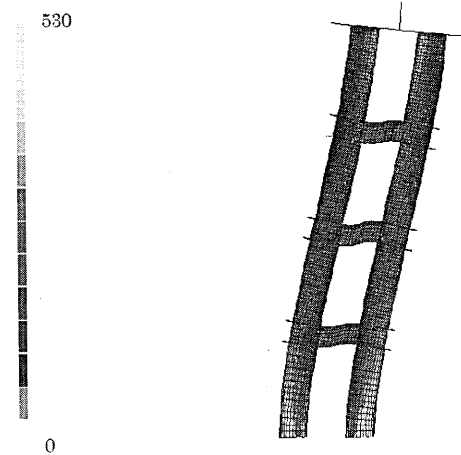


図-16 最終時の変形モード (10倍)

なお、ファイバーモデルを用いた Pushover 解析における荷重は、実験結果の最大値において実験結果に比べ1割程度大きい。ファイバーモデルを用いた解析では、はり要素を用いていること、また横つなぎ材との接合部における剛域の設定により横つなぎ材の剛性を大きく評価した等に起因するものと考えられる。

以上、数値計算について、荷重 150kN 程度までは、いずれの解析方法でも実験結果の包絡線を比較的精度よく再現できることを、最大荷重付近ではシェルモデルを用いた方が精度よく再現できることを確認した。

5. 実施設計

本構造の最初の適用箇所となった橋梁は、橋長 331.625m の 5 径間連続鋼床版箱桁橋であり地盤種別はⅢ種である。橋脚数は 6 基あるが、今回は最初の実橋への適用となることから、このうちの 1 基 (PD4 橋脚) のみに鋼管集成橋脚を適用し、残りの橋脚は従来型の矩形断面鋼製橋脚となっている。

5.1 常時・暴風時およびレベル1地震動に対する設計

(1) 設計条件

設計条件の概要を表-2 に示す。構造解析は、上部構造と橋脚が剛結構造であるため、立体モデルを用いて解析を行った。フーチング下端の支持条件は、基礎構造を考慮した基礎ばねとし、中詰めコンクリートはレベル1地震動時において荷重のみを考慮し、断面計算では無視した。

(2) 結果

鋼管については全ての荷重の組合せの中で、「死荷重+支点沈下+レベル1地震動」

表-2 設計条件

橋脚名	PD4橋脚		
上部構造	鋼5径間連続鋼床版箱桁橋 (PD1~PD5)		
橋脚構造	鋼管集成橋脚		
地盤種別	Ⅲ種地盤		
下部工定着方式	単柱フーチング形式		
活荷重	B活荷重(上部構造活荷重反力)		
支承条件	剛結構造		
設計震度kh	レベル1	橋軸方向	0.3
		橋軸直角方向	0.3
	レベル2	動的解析を実施	
衝突	衝突あり、柱幅制限あり(南岸線との位置関係)		
風荷重	構造物設計基準(橋りょう編)2.5風荷重 <平成12年4月 阪神高速道路株式会社>		
主要鋼材	SM570, SM490Y, SM400, SKK490, LY225		
現場継手	柱	現場溶接	
	横つなぎ材	高力ボルト	
主要高力ボルト	トルシア型高力ボルト M22(S20T, B10T)		
中詰めコンクリート	$\sigma_{ck}=18.0\text{N/mm}^2$		
基礎コンクリート	$\sigma_{ck}=30.0\text{N/mm}^2$		

が決定ケースとなった。鋼管 (SKK490) $\phi 1.5\text{m} \times 25\text{mm}$ に対して断面照査を行った結果、鋼管基部で許容応力度を 5%超過する結果となったが、実際に工事で採用する鋼管のミルシートで確認できる強度から 1.7 で割り戻した許容応力度には収まることを確認したため、 $\phi 1.5\text{m} \times 25\text{mm}$ を採用した。

横つなぎ材の諸元を図-17 に示す。鋼管径 $\phi 1.5\text{m}$ 、ケーソン基礎の寸法から決まる鋼管の外サイズ

は 4.5m であることから、鋼管同士の純間隔は 1.5m となる。鋼管柱と横つなぎ材の仕口として必要な 300mm を確保すると、せん断パネル (LY225) の長さ a は 900mm となる。また、せん断パネルの板厚 t_w は、常時、レベル 1 地震動時の鋼管およびせん断パネルに発生する応力度を抑えるため、市場性のある板厚の中で最大である 25mm を採用した。せん断パネルの高さ b は、せん断パネルの幅厚比 ($=b/t_w$) が 20~50 になるように決定した。

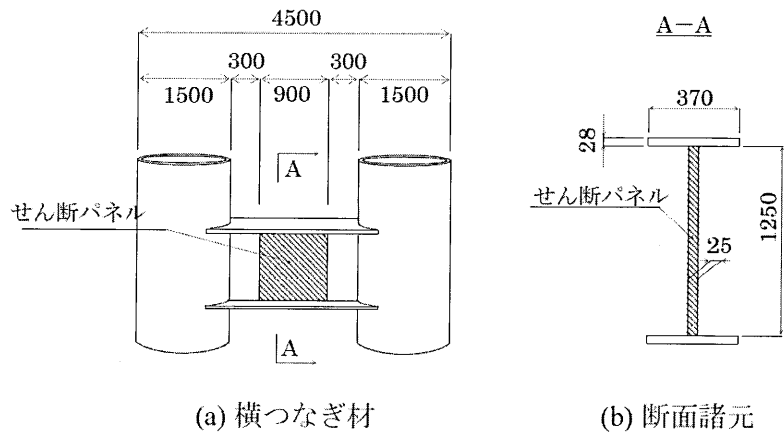


図-17 横つなぎ材の諸元

5.2 Pushover 解析

(1) 解析条件

解析モデルを図-18 に示す。解析は全体系モデルを対象に、死荷重を載荷した上で水平方向に漸増載荷した。水平方向の載荷方向は PD4 橋脚について最も厳しい方向を選定した。また、横つなぎ材をファイバーモデルとシェルモデルを用いてモデル化しその比較を行った。

(2) 解析結果

水平震度と PD4 橋脚の天端変位の関係を図-19 に示す。ファイバーモデルとシェルモデルの全体剛性、耐荷力、変形性能に差異はなかった。せん断パネル (SP) の降伏以降も剛性が小さくなることなく、耐荷力が大きくなっている。これはせん断パネルの降伏以降、PD4 橋脚以外の橋脚の剛性が支配的となっているためである。また、鋼管基部の降伏変位 δ_{py} (0.197m) に対する、最初に降伏した 2 段

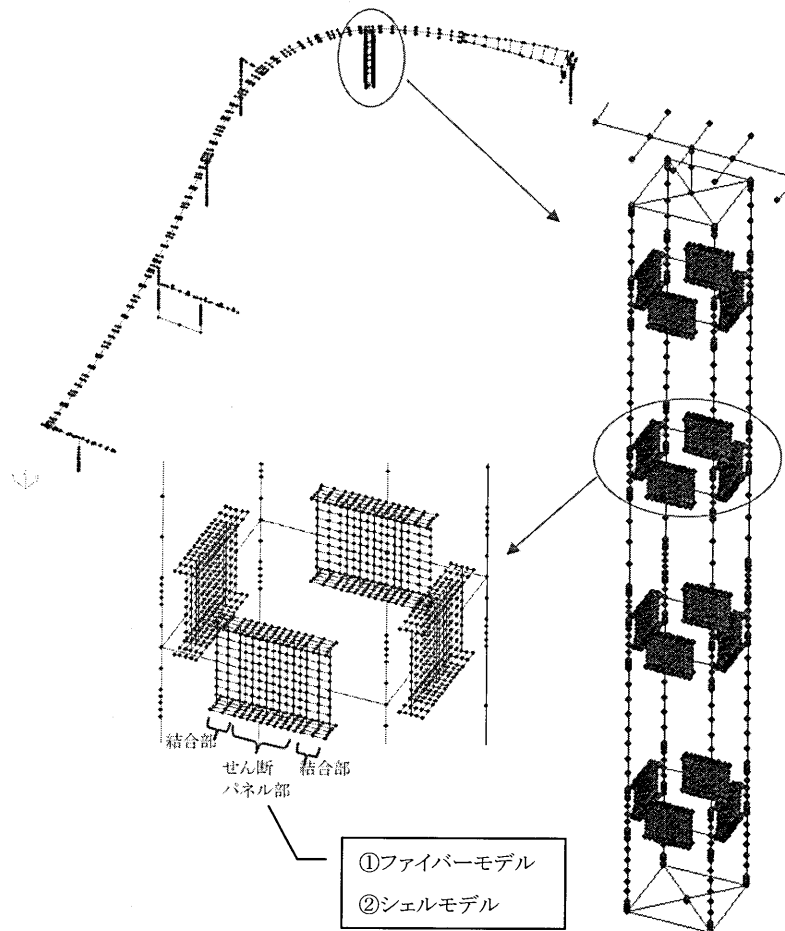


図-18 Pushover 解析モデル

目のせん断パネルの降伏変位 δ_{sy} (0.088m) の変位倍率 δ_{py}/δ_{sy} は 2.23 と 2 倍以上あり、せん断パネルの塑性化から鋼管の降伏までに十分な変位倍率差があるため、せん断パネルによるエネルギー吸収効果が期待できる構造になっているといえる。

5.3 レベル 2 地震動に対する設計

(1) 解析モデル

対象橋梁の全体系解析モデルおよび代表橋脚のセル分割図を図-20 に、PD4 橋脚（鋼管集成橋脚）の解析モデル、断面セル分割図を図-21 に示す。解析モデルは 2 軸曲げと軸力変動を考慮できるファイバーモデルを用いて構築し、材料非線形と幾何学的非線形を考慮する複合非線形解析を行った。

(2) 入力地震動

入力地震動は道示Vのレベル 2 地震動のタイプ I 標準 3 波、タイプ II 標準 3 波に加え、6 種類（6 断層）のシナリオ地震動のうち、タイプ I の南海・東南海地震動 1 波と、残りのタイプ II の 5 波の中から、当該サイトの加速応答スペクトルから影響が大きいと判断される有馬高槻断層帯地震、上町断層帯地震 A を加えた 9 波を用いた。

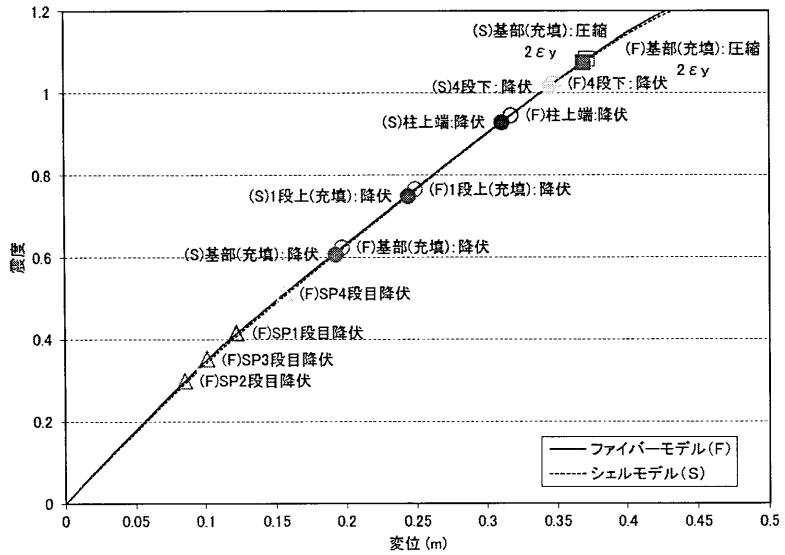


図-19 Pushover 解析結果

ファイバー要素によるモデル化の概要を示す。

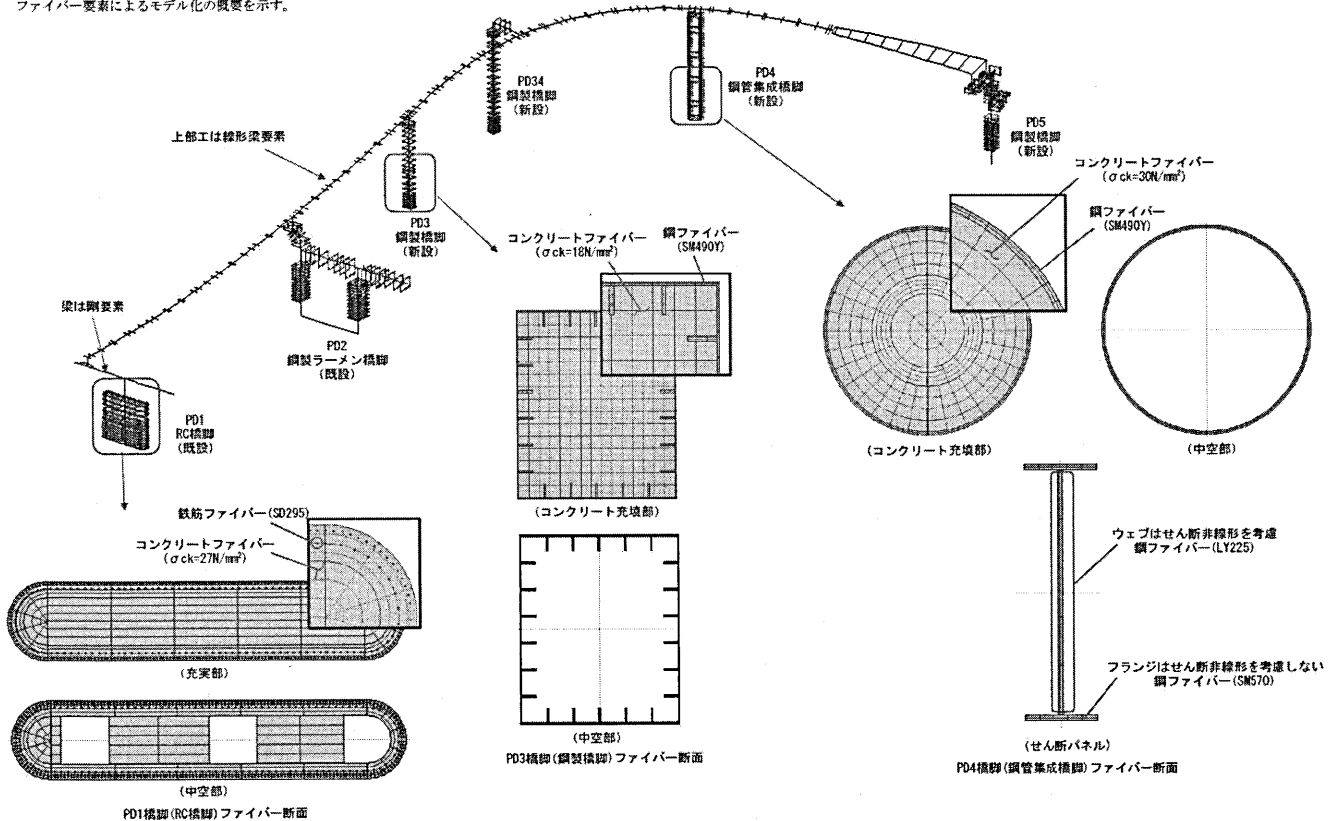


図-20 解析モデル

道示波は、全6橋脚の橋軸方向、橋軸直角方向の12方向をもとに、グルーピングした8方向に標準3波を入力し、3波の平均応答値で照査した。シナリオ地震波はNS-EW-UD方向に同時入力し、各地震波の最大応答値で照査した。

(3) 解析結果

道示VのタイプIIの標準3波について、PD4橋脚にとってもっとも厳しくなる方向に入力したケースの鋼管の最大応答ひずみを表-3に、せん断パネルの最大せん断ひずみを表-4に示す。

鋼管の最大応答ひずみの平均値については、全ての部位において地震性能II_bに相当する5ε_yを満足する結果となった。引張ひずみについては、鋼管基部で4.17ε_yと最大値となり、1段目の横つなぎ材の上部で3.35ε_yと次に大きな応答値を示した。圧縮ひずみについては、鋼管基部で2.45ε_yと最大値となり、充填コンクリートの直上部で1.75ε_yと次に大きな応答値を示した。

せん断パネルの最大せん断ひずみの平均値についても、最大となる2段目で3.58%、次に大きな3段目で3.40%と、全ての段数において地震性能II_bに相当する8%を満足する結果となった。

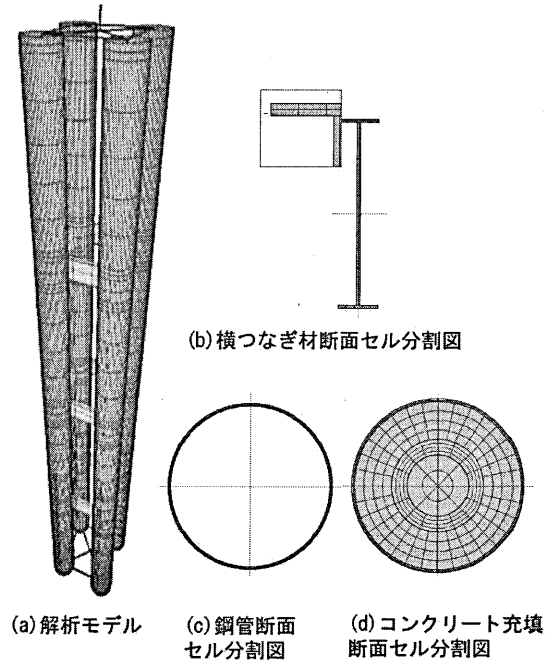


図-21 鋼管集成橋脚のモデル化

表-3 鋼管の応答ひずみ

	引張 塑性化判定 $\epsilon_{max}/\epsilon_y$				圧縮 塑性化判定 $\epsilon_{max}/\epsilon_y$			
	TYPE231	TYPE232	TYPE233	平均	TYPE231	TYPE232	TYPE233	平均
柱上端	0.96	1.04	0.87	0.95	1.16	1.24	0.78	1.06
4段上	0.52	0.56	0.36	0.48	0.58	0.58	0.50	0.55
4段下	1.05	1.12	0.89	1.02	1.16	1.20	1.20	1.19
3段上	0.61	0.67	0.72	0.67	0.83	0.92	0.97	0.91
3段下	0.83	0.79	0.83	0.82	1.00	1.01	1.43	1.15
充填直上	0.76	0.82	0.88	0.82	1.16	1.58	2.51	1.75
2段上(充填)	1.04	1.07	1.32	1.14	0.68	0.70	0.76	0.71
2段下(充填)	0.82	0.81	0.90	0.84	0.47	0.44	0.50	0.47
1段上(充填)	3.44	2.99	3.63	3.35	1.55	1.36	1.75	1.56
1段下(充填)	1.02	1.01	1.26	1.10	0.93	0.90	0.97	0.94
基部(充填)	4.55	3.78	4.17	4.17	2.79	2.08	2.49	2.45
最大値	4.55	3.78	4.17	4.17	2.79	2.08	2.51	2.46

表-4 せん断パネルの応答ひずみ

パネル位置	許容値	最大せん断ひずみ				照査
		TYPE231	TYPE232	TYPE233	平均	
1段(下段)	8.00%	1.88%	1.85%	1.76%	1.83%	OK
2段(中段)	8.00%	3.64%	3.67%	3.44%	3.58%	OK
3段(中段)	8.00%	3.43%	3.53%	3.23%	3.40%	OK
4段(上段)	8.00%	1.53%	1.65%	1.43%	1.54%	OK

図-22 にレベル 2 地震動のうち最も応答の大きな波形を入力した際の変形状態と応力状態を示す。設計思想どおり主たる損傷はせん断パネルに発生しており、また、変形モードもこれまでの解析や実験によって確認されたものと同様であることがわかる。なお、中央パネル部は当然のことながら降伏している状況が確認できる。

6. おわりに

本稿では、鋼管集成橋脚のレビューとして、これまでの開発過程における代表的な実験、解析を中心に述べ、また、実設計の事例(写真-1,2 参照)を紹介した。これまで、載荷試験による検討はもとより、ファイバーモデル、あるいは部分的にシェルモデルを用いた非常に多くの解析を実施し、その力学的特性、有効性を確認することができた。

また、今回作成したプログラム、モデルは実現象を十分な精度で再現することが確認された。これは、本構造が損傷制御設計を用いた合理的な構造であり、潜在的に力の流れが明快であり、その結果、解析精度を高めているものと考えられる。

最後に解析手法についてまとめると、

- 1) 鋼管集成橋脚の特性上、軸力変動が無視できないことから解析モデルとしてファイバー要素が適している。
- 2) FEM シェル要素でも理論上設計可能であるが、橋梁全体系の耐震解析の場合、その要素数から実務上不適である。
- 3) ファイバー要素は梁であり局部座屈が直接表現できないため、最大荷重以降の評価はできない。ただし、設計では、最大荷重までで十分である。
- 4) 柔な構造かつ特定の箇所塑性化を許容することから複合非線形解析が求められる。

なお、せん断パネルの段数や降伏力設定に関する最適化についてはノウハウが必要

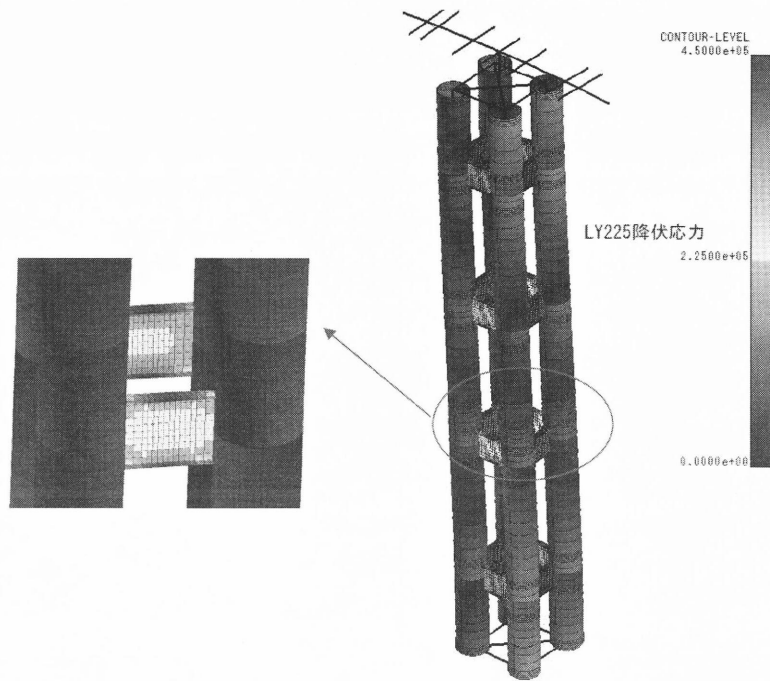


図-22 レベル 2 地震動時の変形、応力状態



写真-1 架設完了の鋼管集成橋脚

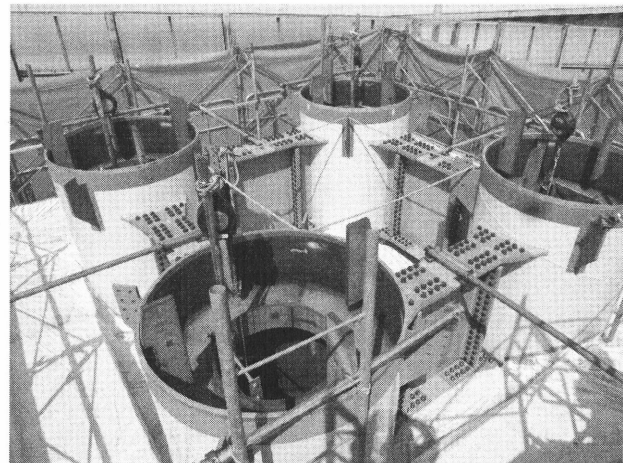


写真-2 実橋脚のせん断パネル

であり、今後の普及に向け、解析ミスや誤差が生じないように簡略化した手法も検討したい。

謝辞

本構造の実現に至るまでには実に多くの研究者、技術者にお世話になった。とりわけ、鋼管集成橋脚検討会（委員長：杉浦邦征京都大学教授）、鋼管集成橋脚基礎合理化等検討委員会（委員長：木村亮京都大学教授）の各位には熱心な検討、ご審議を頂いた。また、野中哲也氏（(株)耐震解析研究所）には開発当初から解析面で多大なサポートを頂くとともに本稿に対してもご助言を頂いた。さらに、一連の検討においては、西海健二氏（新日本製鐵株式会社）をはじめとする鋼管杭協会のご協力を得た。ここに皆様に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：鋼管集成橋脚の可能性とコスト縮減効果検討業務，2003.1.～2003.3.
- 2) 金治英貞，鈴木英之，野中哲也，馬越一也：履歴型ダンパー付鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.50A，2004.
- 3) 金治英貞，林訓裕，豊島径，西海健二：モデル載荷試験による鋼管集成橋脚の力学的特性の検証，土木学会年次学術講演会論文集，第60回，2005.9.
- 4) 金治英貞，米谷作記子，林訓裕，豊島径，西海健二：鋼管集成橋脚の縮小モデル載荷試験による力学的特性と設計妥当性の検討，土木学会構造工学論文集，第13巻第49号，2006.
- 5) 西海健二，豊島径，金治英貞，林訓裕：鋼管集成橋脚における接続部のエネルギー吸収性能に関する実験的研究，第9回地震時保有水平体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，2006.2.
- 6) 阪神高速道路公団：設計製作架設手引き（案），2005.3.
- 7) 篠原聖二，金治英貞，鬼木浩二，杉浦邦征：履歴型ダンパー機能を有する鋼管集成橋脚の地震応答特性，土木学会構造工学論文集，Vol.58A，2012.3.
- 8) Masatsugu SHINOHARA, Hidesada KANAJI : Seismic Performance of an Integrated Steel Pipe Bridge Pier, IABSE-IASS Symposium, London, 2011.9.
- 9) Masatsugu SHINOHARA, Hidesada KANAJI : Seismic Performance of an Integrated Steel Pipe Bridge Pier by Multi Steel Pipes with Hysteretic Shear Damper, Japan-Greece Workshop on Seismic Design of Foundations, Innovations in Seismic Design, and Protection of Cultural Heritage 4th, Kobe, 2011.10.
- 10) 秋山耕士郎，磯部公一，大塚悟，木村亮，金治英貞，篠原聖二：鋼管柱基礎の群杭効率に関する数値解析的検討，地盤工学研究発表会発表講演集，第44回，2009.10.
- 11) 秋山耕士郎，磯部公一，大塚悟，木村亮，金治英貞：斜柱を有する鋼管柱基礎の水平抵抗特性に関する三次元有限要素解析，土木学会年次学術講演会論文集，第64回，2009.9
- 12) 阪神高速道路公団：設計製作架設手引き改訂版（案），2010.4.
- 13) 森勇樹，杉浦邦征，橋本国太郎，西岡勉，丹波寛夫：水平力とねじり力を受ける鋼管集成橋脚の耐震性に関する研究，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，2009.5.
- 14) 井上一朗，金治英貞：低降伏点鋼，橋梁と基礎，vol.39，2005.8.
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3