

履歴型ダンパー付き鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究

Fundamental study for damage control structure of an integrated column by multi steel pipes with hysteretic damper

金治英貞*, 鈴木英之**, 野中哲也***, 馬越一也****

Hidesada Kanaji, Hideyuki Suzuki, Tetsuya Nonaka, Kazuya Magoshi

*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)

**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 4-1-3)

***正会員 博(工) ヤマト設計株式会社 名古屋支店企画開発部(〒460-0002 名古屋市中区丸の内 3-17-6)

****正会員 工修 ヤマト設計株式会社 名古屋支店企画開発部(〒460-0002 名古屋市中区丸の内 3-17-6)

This study proposes an innovative steel integrated column by multi steel pipes using damage control design. This design method leads major damage into shear panels that connect each steel pipe. Shear panels, which are built up by low yield point steel, have hysteretic energy dissipation properties and reduce acceleration and displacement response of a whole column. Therefore damage of steel pipes which support dead load and live load from superstructure can be reduced. The proposed column is compared with a conventional steel pier by dynamic analysis. The result shows that seismic performance of the proposed is same or more as that of the conventional and production cost for the proposed is lower than that for the conventional.

Key Words: damage control, integrated column by multi steel pipes, hysteretic damper, shear panel, cost reduction

キーワード: 損傷制御, 鋼管集成橋脚, 履歴型ダンパー, せん断パネル, コスト縮減

1. まえがき

阪神大震災以降、鋼構造物においても土木学会や日本鋼構造協会(以下、JSSC)等を中心にレベルⅡ地震に対応した耐震設計に関する研究が精力的に進められてきた。その研究成果のなかのひとつとして、コンクリートを部分充填することによる鋼製橋脚の耐震性能向上策がある。これは、JSSC 鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会¹⁾等で推奨され、現在、新設鋼製橋脚のほとんどにおいて採用されている構造である。しかし、阪神大震災以前に比べ高い耐震性が要求されるようになったため、コスト的には課題も残されている。

阪神高速道路公団においては、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²⁾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に着目したアンカーフレームの合理化、大地震時の塑性化設計による減衰機構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、部分的に機能が同等の安価な材料を用いる一部RC構造を用いた複合橋脚などである。

他機関におけるこの他の合理化構造としては、橋脚に安価な鋼管を用いたコンクリート充填鋼管柱による多柱式合成橋脚が特筆できる³⁾。これは、コンクリートを部分充填した主部材である鋼管を、複数の斜め補剛材(繫材)を介して立体的に接合した骨組構造であり、軽量化と耐震性の向上を狙ったものである。また、

この補剛材の材質としては、普通鋼を用い、水平補剛材より斜め補剛材が効果的であるとしている。今後、実設計への本格的な適用に向けて、具体的な研究が望まれるところである。またユニークな耐震設計を適用した構造として、架け替え工事中のサンフランシスコ・オークランドベイブリッジ東橋の主塔がある⁴⁾。これは、4本の鋼製柱が複数のせん断パネルによって接合された構造であり、これらのせん断パネルが安定した弾塑性挙動をすることで履歴型ダンパーとして機能し主塔の応答を低減するものである。さらに、ラーメン面内に限定し、極軟鋼を鋼製ラーメン橋脚の矩形断面の中間はりに用いて、この中間はりがダンパー部材としての役割を果たし、耐震性能を向上させた研究⁵⁾もある。

これらの研究、設計事例を踏まえて、本研究は、低コストの既製鋼管4本組を基本単位に利用し、これら鋼管4本を、履歴型ダンパー機能を有する横繫材(せん断パネル)によりひとつの柱とした構造(鋼管集成橋脚)を提案するものである。本研究で提案する橋脚は、安価な材料、鋼材履歴減衰の有効利用、アンカーフレームの省略等をもとに考え出された構造であり、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二次部材に差別化を図る損傷制御設計を適用したものである。筆者らは、長大橋の耐震性向上策として、履歴型ダンパーを設置する方法を提案⁶⁾してきたが、本研究では、その履歴型ダンパーを橋脚にも適用しようとするものである。

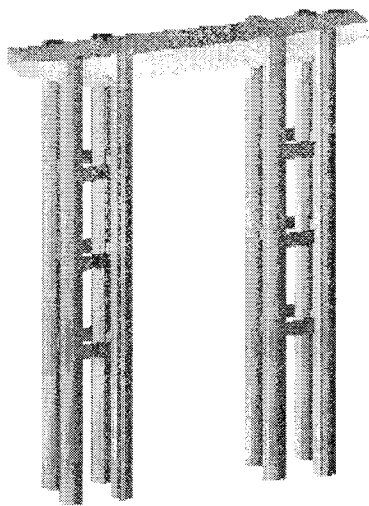


図-1 鋼管集成ラーメン橋脚(提案形式)

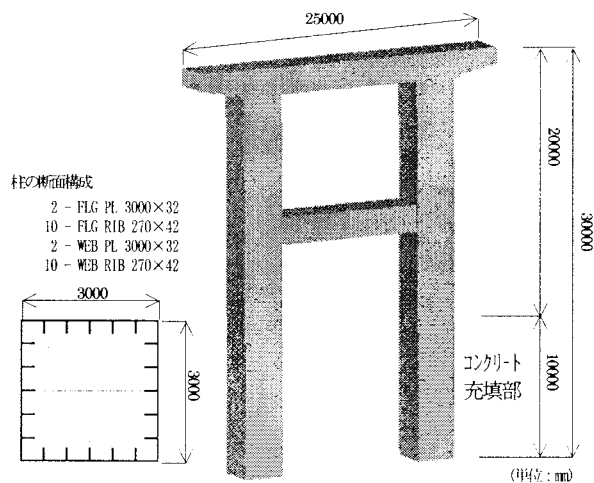


図-2 矩形断面鋼製ラーメン橋脚(従来形式)

2. 対象橋脚

本研究で提案する鋼管集成橋脚の構造形式(以降、「提案形式」)を示すと、図-1 のようになる。ここで示したのは、湾岸線延伸部の計画路線の平均的な高橋脚(脚高 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-2 のようになる(以降、「従来形式」)。

対象橋脚のひとつの柱は、4 本の鋼管からなり、その鋼管の間の横繫材は、図-3 に示すような構造となっている。横繫材のウェブパネル(せん断パネル)部には低降伏点鋼、フランジ部には SM490Y を使用し、震度法レベルでこの横繫材が降伏しないような断面になっている。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(直径 $D=1.5\text{m}$ 、肉厚 $t=25\text{mm}$ 、径厚比パラメータ $R_t^{(1)}=0.0781$)、鋼管純間隔($L=2\text{m}$)、横繫材のサイズ等から、図-3, 4 のように寸法を決定した。鋼管基部には、コンクリートが部分充填され、その充填高さは文献 7) を参考にして従来形式と同程度の橋脚高さの 1/3 とした。なお、梁部の構造については、従来と同じ構造を想定しているが、従来形式の高橋脚において設けている中梁は必要としない。

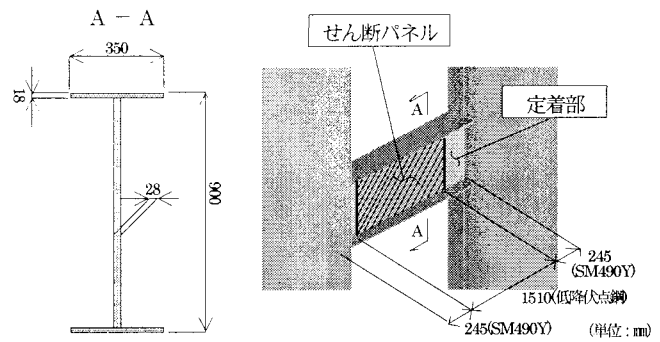


図-3 横繫材の構造

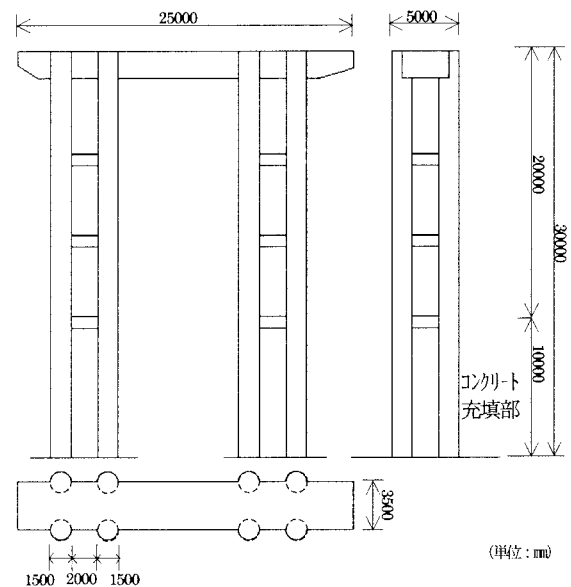


図-4 鋼管集成ラーメン橋脚の一般図

3. ダンパー効果を有する横繫材の設計

3.1 横繫材の設置位置と数

本提案形式では、損傷制御設計に基づき、主体構造(鋼管柱)に、エネルギー吸収部材(履歴型ダンパー)を組み込み、鋼管本体の塑性化を低減させるようにしている。ここでは、横繫材にそのダンパーの役目を持たせている。履歴型ダンパーとしては、降伏形式により軸力降伏型、曲げ降伏型およびせん断降伏型に分類されるが、本提案形式では構造特性を考え、せん断降伏型を採用することにした。また、履歴型ダンパー用鋼材として、降伏点が低く安定的でダクティリティが優れた低降伏点鋼 LY225 を使用することになっている。

横繫材のせん断降伏型履歴ダンパーのせん断変位(相対変位 δ_R)は、図-5 に示す幾何形状に基づき、次のように算出できる。

$$\delta_R = L \cdot \sin \theta - \Delta d \cdot \cos \theta \quad (1)$$

(但し、 $\Delta d = d_2 - d_1$, $\theta_1 \equiv \theta_2 \equiv \theta \equiv \angle ECB$)

次にこの相対変位 δ_R を指標として、せん断降伏型履歴ダンパー機能を有する横繫材の設置位置や数を以下のような方法で決定した。

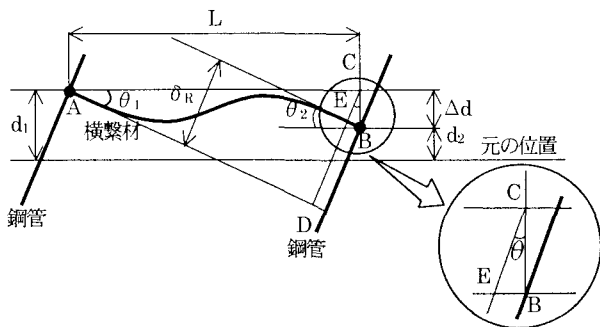


図-5 横繫材の相対変位 δ_R の定義

- ① 横繫材がない状態(ケース0)で、鋼管基部が塑性化しない程度(弾性変形範囲内)の微小な荷重を慣性作用位置に作用させる。そのときの相対変位を柱高さ方向について示したのが図-6(a)である。この図から、柱中央部(下端から16mの位置)でもっとも相対変位が大きいことがわかる。
- ② この位置に、ひとつの横繫材を設置することにする(ケース1)。ひとつの横繫材の設置で柱全体の曲げ剛性が設置しないときより上がる。このとき、横繫材は剛体とした。4本の鋼管がひとつの梁要素のように平面保持・平面仮定が成り立つようなとき(無限に横繫材がある状態)の曲げ剛性を K とし、ケース1のときの曲げ剛性 K_1 とすると、 K_1/K は、0.68 となった。
- ③ 曲げ剛性としてはこれでは不十分であると考えられるので、ケース1と同様に、相対変位の大きな位置に横繫材を設置することにする。2つ設置した場合(同図(c))をケース2、3つ設置した場合(同図(d))をケース3とする。ケース2のときの曲げ剛性 K_2 とすると K_2/K 、およびケース3のときの曲げ剛性 K_3 とすると K_3/K は、それぞれ 0.75, 0.98 となった。 K_2/K でもまだ不十分で、 K_3/K でようやく満足する値となった。よって、ケース3のように3つの横繫材を同図(d)内の位置に設置することにした。なお、ここでは一度設置した横繫材はそのままとし、横繫材をひとつずつ追加するようにした。

3.2 横繫材の寸法

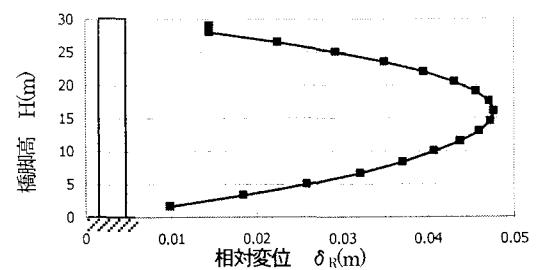
前述のように、3箇所に設置する横繫材は、ダンパーとしての機能を持たせるため、横繫材の寸法の決定は重要である。

提案形式においては、L2 地震動に対しては、鋼管が降伏する前に、横繫材を降伏させる必要があるが、L1 地震動のときには、通常の耐震設計に準じて降伏させない方針とした。このため、L1 地震時の横繫材に作用する断面力を求め、その断面力で降伏しないように横繫材の断面寸法を決定した(図-3 参照)。

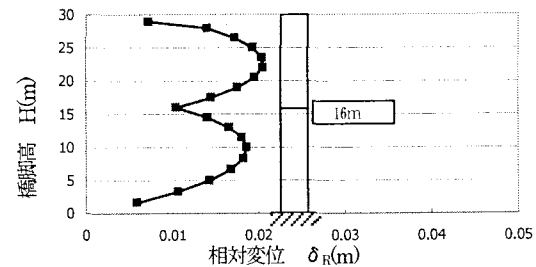
4. 解析条件

4.1 解析モデル

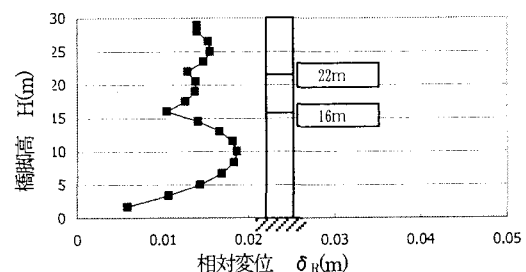
本提案の鋼管集成ラーメン橋脚に対して、梁要素のファイバーモデルを用いて、モデル化することにした。そのモ



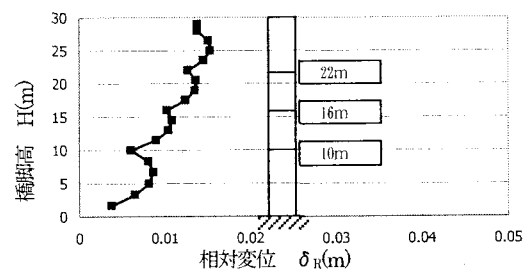
(a) 横繫材0本 (ケース0)



(b) 横繫材1本 (ケース1)



(c) 横繫材2本 (ケース2)



(d) 横繫材3本 (ケース3)

図-6 横繫材の本数と位置

デルの骨組構造図を図-7(a)に、鋼管断面のファイバー要素分割を同図(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ラーメン橋脚も同様に、梁要素のファイバーモデルを用いて、モデル化した。

4.2 材料構成則

鋼管、梁部、横繫材フランジにおける鋼材(SM490Y)、および充填コンクリートの材料構成則については、文献1)で提案しているものを用いた。なお、動的解析における鋼材の材料構成則は、ひずみ硬化を考慮したバイリニアモデル(2次勾配は初期勾配の1%)とした。また、横繫材の腹板に用いる低降伏点鋼(LY225)のせん断応力とせん断ひずみの関係を示すと、図-8のようなバイリニアモデルとなる。

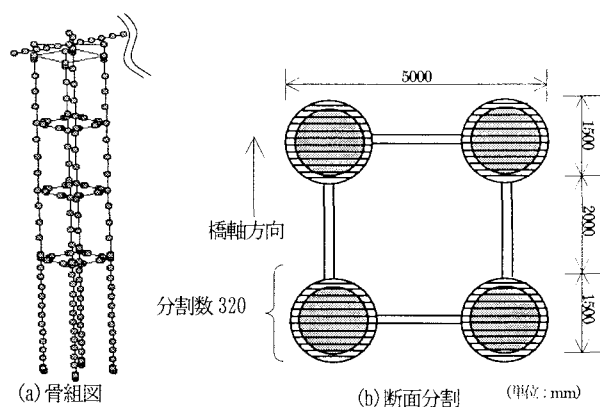


図-7 解析モデル(骨組図)

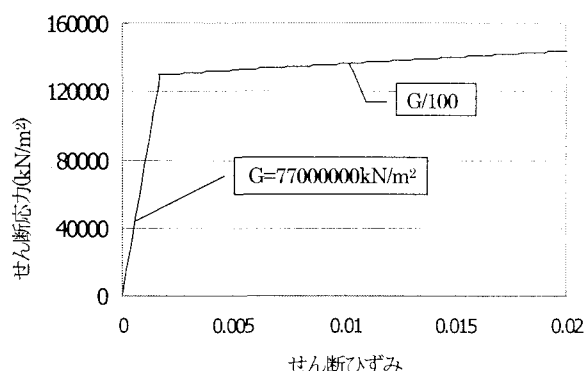


図-8 セン断パネルのせん断応力-せん断ひずみ関係

4.3 解析条件

提案形式の耐震性能について検討するため、従来形式との比較解析を行うことにする。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、今回の解析では、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。

(1) Pushover 解析の条件

対象橋脚の変形性能、耐荷力、塑性率等を検討するため、Pushover 解析を行う。荷重は、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る。この水平荷重の作用方向は橋軸方向である。

(2) 非線形時刻歴応答解析の条件

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う。解析は、材料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 波を用いる。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 ($\beta=1/4$) を採用する。

(3) 終局の判定

従来形式の箱型断面鋼製橋脚には、基部にコンクリートが部分充填されているため、鋼断面部とコンクリート充填部の 2 箇所を評価する。ここでは、既存の研究成果に基づき、コンクリート充填部の終局は、有効破壊長領域の平均ひずみ¹⁾が 1.1%¹⁾に達したときとし、鋼断面部の終局は、式(2)より算出される限界ひずみ¹⁾に達したときとした。

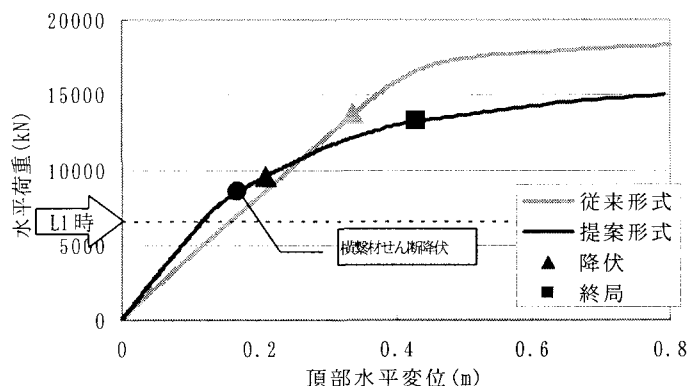


図-9 Pushover 解析結果

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 + P/P_y)^{0.94}}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - P/P_y)^{0.68} \quad (2)$$

ここで、 R_f は幅厚比パラメータ¹⁾、 $\bar{\lambda}_s$ は補剛材細長比パラメータ¹⁾である。

一方、提案形式の橋脚における終局の判定については、鋼管を用いていることから、円形断面鋼製橋脚の終局判定方法を採用した。その終局判定は、円形断面鋼製橋脚における有効破壊長領域の平均ひずみが、式(3)で算出される限界ひずみ¹⁾に達したときとしている。なお、本研究では、提案形式の終局の定義を鋼管 4 本の各有効破壊長領域の中で 1 箇所でも限界ひずみに達したときとした。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.12(1 + 4P/P_y)}{(R_f - 0.03)^{1.45} (1 + P/P_y)^5} + 3.6(1 - P/P_y) \leq 20.0 \quad (3)$$

5. Pushover 解析

提案形式の橋脚に対して、Pushover 解析した結果の荷重-変位曲線を図-9 に示す。グラフ内には、L1 地震時の設計荷重も示している。得られた知見は下記に示すとおりである。

- ① まず、最初に横繫材のせん断パネルが降伏するが L1 地震時の設計荷重より大きいことがわかる。これにより、L1 地震時には、提案形式は降伏しないことが確認できた。
- ② グラフ内に従来形式(矩形断面橋脚)の場合も合わせて示しており、提案形式の初期剛性は従来形式の初期剛性と同等以上となっていることもわかる。このように多少初期剛性が高くなったのは、寸法に制限がある既製鋼管を使用する提案形式が L1 地震時の設計荷重に対して満足させるために、外形(図-7(b))が従来形式(図-2)より大きくなったからである。なお、グラフ内の降伏の定義は、横繫材以外で鋼断面部のどこか 1 箇所が降伏に達したときとし、終局点は、前述した通りである。
- ③ 終局時荷重については、この図から、約 13500kN であることがわかる。ちなみに、終局時荷重を上昇させるには、横繫材の剛性を高くするか、横繫材の本数を多くすればよく、終局時荷重をさらに上昇させなければならないときは、鋼管の板厚を厚くする方策が考えられる。

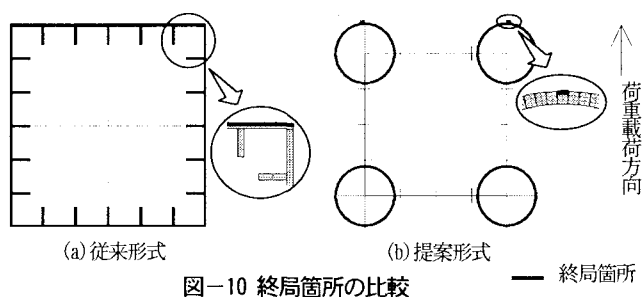


図-10 終局箇所の比較

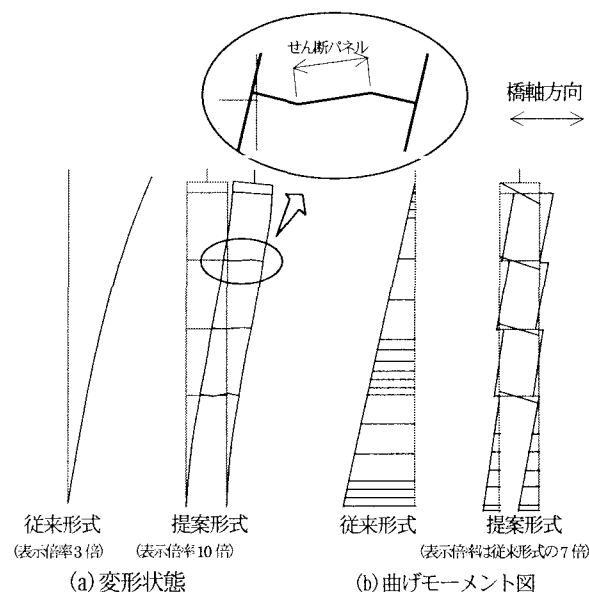


図-11 終局時の挙動

表-1 従来形式の固有周期

モード 次数	周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数		
			直角	橋軸	鉛直
1	1.482	0.675	0.0	49.1	0.0
2	0.435	2.297	49.2	0.0	-0.9
3	0.364	2.746	0.0	1.8	0.0
4	0.104	9.653	-5.1	0.0	-39.8
5	0.088	11.389	-5.5	0.0	29.7

表-2 提案形式の固有周期

モード 次数	周期 (s)	振動数 (Hz)	刺激係数		
			直角	橋軸	鉛直
1	1.252	0.799	0.0	49.5	0.0
2	0.892	1.121	49.8	0.0	0.0
3	0.451	2.216	0.0	0.0	0.0
4	0.112	8.915	0.0	0.0	-49.7
5	0.083	12.081	0.0	10.1	0.0

④ 塑性率(終局変位/降伏変位)については、従来形式が5.96、提案形式が2.17と小さくなってしまった。鋼管集成橋脚においてひとつの柱としての終局の定義は今後の検討課題であるが、本研究ではひとつの円形断面鋼製橋脚の終局定義を採用した。この評価は安全側の評価となり、実際の鋼管集成橋脚の特性を考え、終局箇所の広がりや考慮した場合、終局の変位が伸びて塑性率も大きくなると

表-3 最大応答変位の比較

() 内: 比率

モデル	地震波	最大応答変位(m)	3波平均
従来形式	Ⅱ-Ⅲ-1	0.764	0.646 (1.00)
	Ⅱ-Ⅲ-2	0.670	
	Ⅱ-Ⅲ-3	0.504	
提案形式 (ダンパーなし)	Ⅱ-Ⅲ-1	0.572	0.537 (0.83)
	Ⅱ-Ⅲ-2	0.783	
	Ⅱ-Ⅲ-3	0.555	
提案形式	Ⅱ-Ⅲ-1	0.504	0.483 (0.75)
	Ⅱ-Ⅲ-2	0.440	
	Ⅱ-Ⅲ-3	0.507	

思われる。参考までに、橋脚が終局に至ったときの断面上の限界ひずみ位置を図-10に示しているが、従来形式ではその位置が片側フランジ全幅であり、提案形式では円形断面のわずかな領域であることがわかる。

⑤ 終局時の変形状態を表示したのが図-11(a)である。提案形式の変形図は、実際の変形を10倍にして表示したものである。従来形式(ただし、表示倍率3)と比較して、横繫材がせん断変形しているため、橋脚全体が曲げ変形だけでなく、せん断変形もしているのがわかる。

⑥ 最大変形したときの曲げモーメント分布図を表示したのが、同図(b)である。別途計算した結果によれば、基部に作用する曲げモーメントが従来形式の鋼製橋脚より小さくなっている。

6. 非線形時刻歴応答解析

6.1 固有周期

従来形式と提案形式について、固有周期を求めると表-1、2のようになる。この2つの表を比較すると、提案形式の1次の固有周期の方が小さいことがわかる。また、2次については、従来形式の方が中梁を設けているため、提案形式より固有周期が小さくなっていることもわかる。ただし、刺激係数の値および傾向から、提案形式と従来形式の動的挙動は、概ね似ているといえる。

6.2 応答変位での比較

従来形式と提案形式に対して、非線形時刻歴応答解析した結果の最大応答変位を、表-3に示す。提案形式においては、横繫材のダンパー効果をみるため、横繫材を線形部材として解析した結果も合わせて示している。なお、この最大応答変位の算出位置は、上部構造の慣性作用位置とした。この表から、標準波形3波平均で提案形式が従来形式に比べて、最大応答変位が75%に低減しているのがわかる。これは、提案形式が従来形式に比べ剛性が高くて変形し辛いこと、および横繫材がエネルギーを吸収したことの影響があったためと考えられる。

標準波形Ⅱ-Ⅲ-1を用いたときの従来形式と提案形式の応答変位履歴を示したのが図-12である。この図より、固有周期が異なる(提案形式の固有周期が小さい)割には、各形式とも変位応答の周期特性が変わっていないことがわかる。これは、前述したように提案形式において横繫材や鋼管が

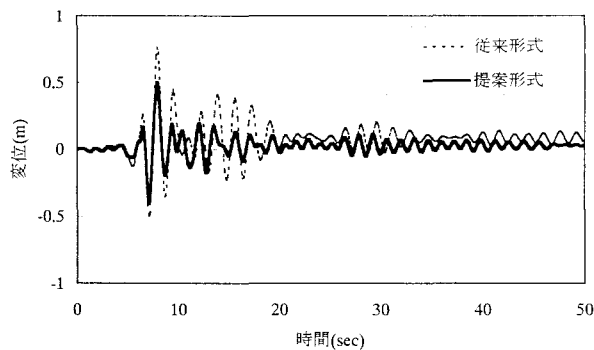


図-12 変位応答履歴

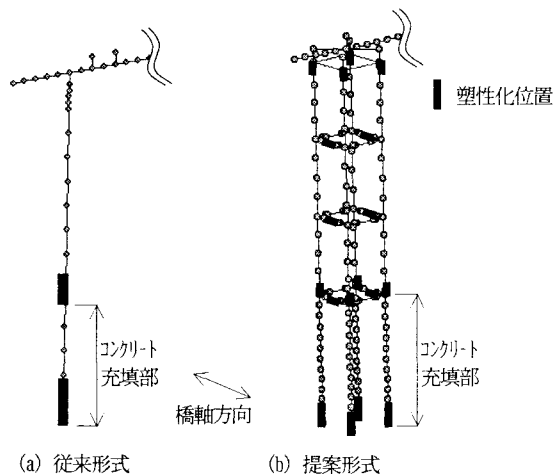


図-13 塑性化位置

降伏し、固有周期が大きくなったためと思われる。また、使用している材料構成則から、応答解析で求まる残留変位は、精度的に参考程度の値であるが、従来形式が 79mm、提案形式が 27mm という結果となった。この低減率から判断して、本提案形式は、残留変位の低減効果大きい。ちなみに、橋脚高さ h が 30m であることを考えれば、この残留変位は $h/1000$ 以内と非常に小さく、大地震後に即時の交通開放の可能性があり、復旧コストも大きく低減できると期待される。

6.3 塑性化の状態

提案形式と従来形式において、塑性化した位置を示したのが、図-13 である。同図(b)から、提案形式において、橋脚基部、コンクリート充填部の直上の鋼断面部、橋脚上部および3つの横繫材で塑性化しているのがわかる。これに対して、従来の構造形式(同図(a))では、橋軸方向においては、単柱形式と同様な挙動を示し、橋脚基部とコンクリート充填部の直上の鋼断面部が塑性化している。

これらから、提案形式では、従来形式と比較して、塑性化の程度が低い構造要素が分散しているといえる。このことは、従来形式のラーメン橋脚は橋軸方向では単柱形式と同様な挙動を示すが、本提案形式では柱単独でのラーメン構造となっていることに起因している。

以上のような塑性化状態が、提案形式の最大応答変位低減の理由のひとつであると思われる。

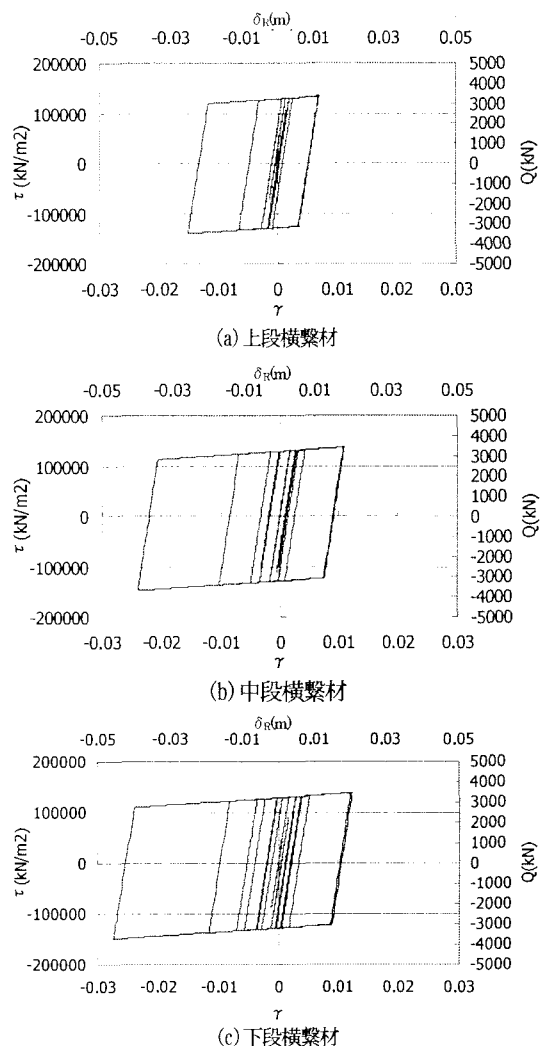


図-14 横繫材の履歴曲線

6.4 横繫材の解析結果

各横繫材のダンパー部分において、せん断応力とせん断ひずみの応答履歴曲線を示すと、図-14 のようになる。この図より、各横繫材とも、塑性化しエネルギーを吸収しているのがわかる。下段に設置したダンパーがもっとも塑性化が進み、最大せん断ひずみが3%近くにまでなっているのがわかる。この程度の塑性化では、文献 8)を参考にしても破断までに至らないと考えてよい。また、上段が下段にくらべ約半分の塑性化であり、同程度に塑性化していないこともわかる。なお、本解析では、横繫材ごとに最適なダンパーの特性を設定しておらず、全て同じ寸法のダンパーを設置した場合の結果であり、各ダンパーで最適な特性を決定すれば、さらに応答値の低減は可能である。

6.5 履歴吸収エネルギーの比較

従来形式および部位別提案形式の履歴吸収エネルギーの応答履歴を示すと、図-15 のようになる。この図より、提案形式では、ダンパー(横繫材)の履歴吸収エネルギーの割合が鋼管本体の約2倍にもなっており、ダンパーが効率よくエネルギーを吸収しているといえる。また、脚本体に着目して従来形式と比較すれば、提案形式の脚本体(鋼管)の塑性化は、1/3に低減できているともいえる。

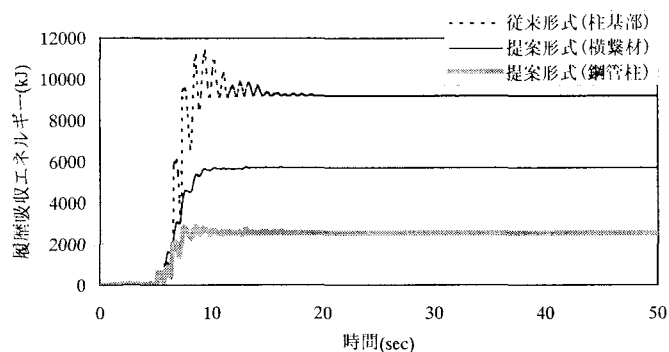


図-15 履歴吸収エネルギーの比較

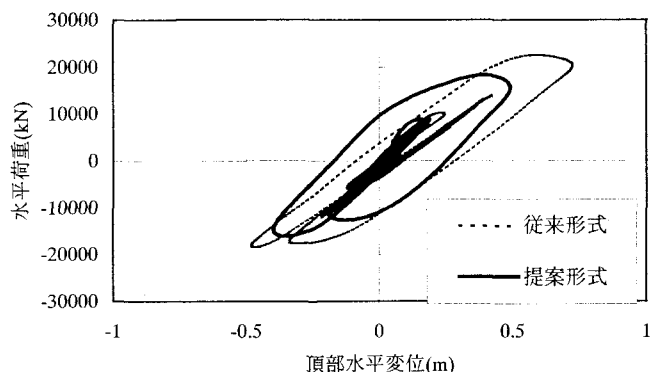


図-16 橋脚全体系の履歴曲線

表-4 損傷度の照査

モデル	地震波	応答ひずみ	平均 ϵ	照査
従来形式	Ⅱ-Ⅲ-1	-0.005	-0.004	$\epsilon < \epsilon_U$ ($\epsilon_U=0.011$)
	Ⅱ-Ⅲ-2	-0.004		
	Ⅱ-Ⅲ-3	-0.004		
提案形式 (ダンパーなし)	Ⅱ-Ⅲ-1	-0.006	-0.008	$\epsilon < \epsilon_U$ ($\epsilon_U=0.011$)
	Ⅱ-Ⅲ-2	-0.006		
	Ⅱ-Ⅲ-3	-0.011		
提案形式	Ⅱ-Ⅲ-1	-0.005	-0.005	$\epsilon < \epsilon_U$ ($\epsilon_U=0.011$)
	Ⅱ-Ⅲ-2	-0.003		
	Ⅱ-Ⅲ-3	-0.008		

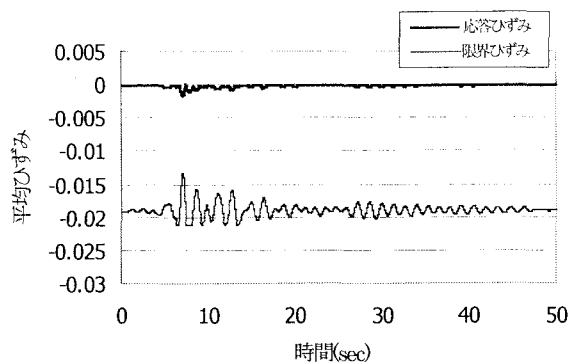
提案形式と従来形式において、慣性作用位置での水平変位と水平荷重の履歴曲線の比較を示すと図-16 のようになる。この図から、提案形式の最大の応答変位が小さくなっているが、膨らんだ履歴ループを描くため、応答変位の割には履歴吸収エネルギーを表わす面積が大きくなっているのがわかる。これからも、横繫材のダンパーの効果によって、エネルギーを効率よく吸収していると判断できる。

7. 損傷度照査結果

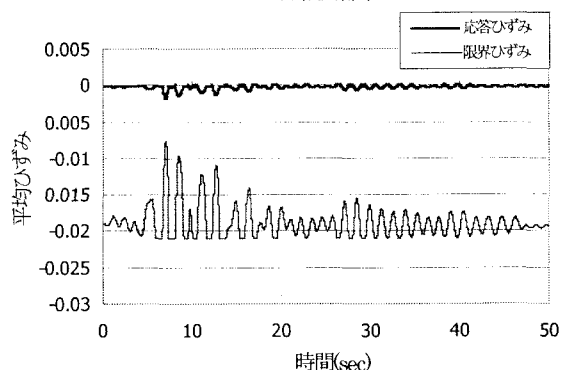
7.1 橋脚基部ひずみ照査

本研究においては、変形照査のなかで、もっとも汎用性のあるひずみによる照査法¹⁾を採用した。

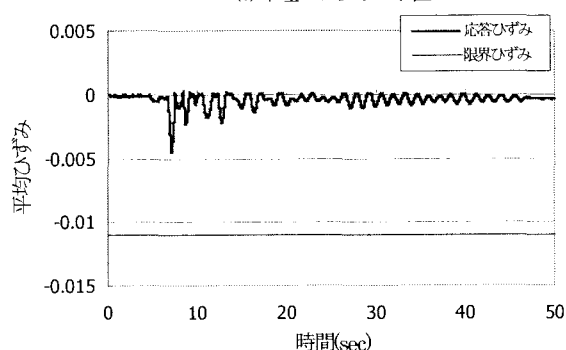
各形式とも、もっとも損傷度(応答ひずみ/限界ひずみ)が大きいのは、橋脚基部であるため、この橋脚基部における損傷度を示すと表-4 のようになる。表内の限界ひずみは、充填コンクリートの限界ひずみ 1.1%¹⁾となっている。この表より、どの形式においても、標準波形に対して耐震性を満足している結果となった。本提案形式は、従来形式に比べわずかに損傷度は大きいですが、ほぼ同程度の耐震性を



(a)隅角部下



(b)中埋コンクリート直上



(c)柱基部コンクリート

図-17 応答ひずみと限界ひずみの応答履歴

有していると考えられる。ダンパー機能がない提案形式では、波形によっては、限界ひずみに達する場合もあることから、提案形式では横繫材にダンパー効果を持たせなければならないと判断できる。

7.2 各部ひずみ照査

ダンパー機能を有する提案形式において、各部位での有効破壊長領域での応答ひずみとその領域での限界ひずみの応答履歴を示すと、図-17 のようになる。同図(a)(b)で限界ひずみ変動しているのは、式(3)における限界ひずみが軸力の関数になっているためである。同図(c)の限界ひずみは充填コンクリートの限界ひずみで 1.1%と一定である。これらの図から、どの位置の応答ひずみも限界ひずみ以下であり、照査を満足していることがわかる。また、最大応答ひずみが発生しているのは柱基部コンクリートであるが、限界ひずみとの関係で安全率が低くなるのは中埋めコンクリート直上であることがわかる。

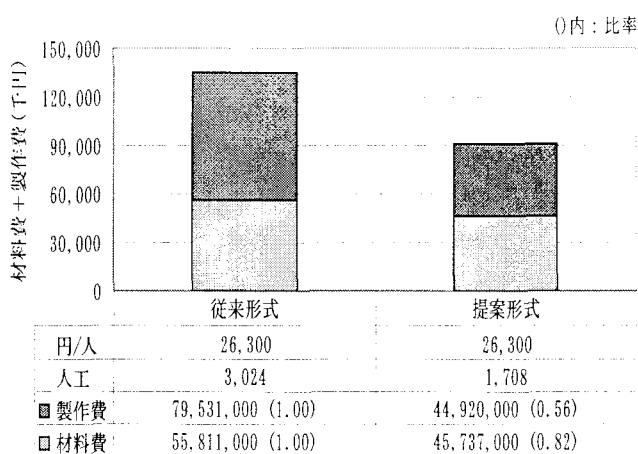


図-18 材料費+製作費についての比較

8. 経済性の検討

提案形式の鋼管集成橋脚の経済性について検討するため、本研究で対象としたラーメン構造形式の橋脚を例にして、従来式の矩形断面鋼製ラーメン橋脚との比較を行うことにした。ここでは、製作費と材料費だけを対象にして、架設費等を含んでいない。提案形式と従来形式のそれらのコストを概略的に比較したのが図-18である。この図から、提案形式のコストが従来形式と比べ、製作費、材料費共に削減でき、合計で約3割削減できていることがわかる。これは、提案形式が市販のスパイラル溶接鋼管を用いたことにより、人工（製作費）を約4.4割と大きく下げたことが主な要因と考えられる。

また、従来形式の鋼製橋脚においては、アンカーフレームが建設コストのなかでも大きな割合を示すもののひとつとなっている。本提案の形式では、フーチング結合がスタッドによる合成構造となるためアンカーフレームを必要としない。そのため、基礎まで含めると、本提案形式はさらに経済的に有効な構造形式となると思われる。

9. まとめ

既製鋼管を集成させた新しい橋脚構造について、設計方法について紹介するとともに、動的応答特性を評価した。また、従来型の標準鋼製橋脚との比較を行なうことによりその優位性を検討した。得られた結論は下記のとおりである。

- (1) 損傷制御設計の考え方により、鋼管の損傷を抑制し、それらを拘束するせん断パネルに履歴型ダンパーを期待する構造系が成立し、脚高が高い従来型鋼製橋脚と同等の基本性能を有する。
- (2) 動的解析において、頂部応答変位は、鋼管集成橋脚の方が小さい傾向にあり、およそ75%に低減される。
- (3) 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。しかし、部材ごとの更なる最適化(高減衰化)が期待される。

- (4) 鋼管集成橋脚では、せん断パネルの履歴減衰が大きく寄与しており、主部材である鋼管基部の累積履歴エネルギーを大きく低減させている。
- (5) 製作コスト比較を行った結果、縮減効果はラーメン橋脚で3割程度である。なお、鋼管集成橋脚のフーチング結合はスタッドによる合成構造のためアンカーフレームを必要とせず、実際の製作コスト縮減効果はさらに大きなものとなることが想定される。

今後の課題として、鋼管集成橋脚独自の終局状態の定義方法を検討するとともに、せん断パネルの詳細構造および弱点となり易い鋼管への溶接接合方法、さらにせん断パネルの履歴減衰効果を実験により確認する必要がある。また、経済性検討についても、複数の形状を対象に調査することが必要である。

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：高田至郎神戸大学教授)の委員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) (社)日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会：鋼橋の耐震性能設計の基本と応用，2002.9.
- (2) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の耐震設計・耐震補強手引き(案)，2003.8.
- (3) 日野伸一，李重桓，太田俊昭，松田泰治，唐嘉琳：コンクリート充填鋼管柱を用いた多柱式合成橋脚の耐震性能に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 1423-1432，2001.3.
- (4) Marwan Nader, Rafael Manzanaarez, Man-Chung Tang: Seismic Resistant Design of the Single Tower of the New San Francisco-Oakland Bay Bridge, 3rd International Suspension Bridge Operators' Conference, 2002.5.
- (5) 森下泰光，高久達将，青木徹彦，福本嘸士，岡本隆，松井鋭一：中間はり有する鋼製ラーメン橋脚の耐力力と変形性能，土木学会構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 831-840，2000.3.
- (6) 金治英貞，鈴木直人，美濃智広：長大トラス橋の損傷制御構造における履歴型ダンパー最適構造と配置に関する基本検討，第6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，pp. 377-384，2003.1.
- (7) 天野麻衣，葛西昭，宇佐美勉，葛漢彬，岡本真悟，前野裕文：コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 179-188，1998.3.
- (8) 天野麻衣，渡辺智彦，宇佐美勉，葛漢彬：繰返しせん断力を受ける鋼板の強度と変形能，第3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，pp. 57-62，2000.1.

(2003年9月12日 受付)