# 縦補剛材せん断パネルを有する杭基礎一体型 鋼管集成橋脚の耐震性能に関する解析的研究

航平1·橋本 国太郎2·田中 将登3·曽我 恭匡4·杉山 褝野 裕樹5 1学生会員 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻(〒657-8501神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail: 170t126t@stu.kobe-u.ac.jp <sup>2</sup>正会員 神戸大学准教授 大学院工学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1) E-mail: hashimoto@person.kobe-u.ac.jp 建設・更新事業本部堺建設部大和川線建設事務所 3正会員 阪神高速道路(株) (〒590-0075 堺市堺区南花田口町2-3-20) E-mail: masato-tanaka@hanshin-exp.co.jp 4正会員 阪神高速道路(株) 保全交通部保全調整・点検課(〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3) E-mail: yasumasa-soga@hanshin-exp.co.jp 5正会員 阪神高速道路(株) 建設・更新事業本部神戸建設部設計課(〒650-0041神戸市中央区新港町16-1) E-mail: hiroki-sugiyama@hanshin-exp.co.jp

兵庫県南部地震以降,鋼橋の耐震性能向上策について様々な検討がされており,その成果の一つとして, 鋼管集成橋脚が提案されている.本構造には,既往の研究成果により,その力学的挙動や耐震性能が明ら かにされてきており,阪神高速道路3号神戸線の海老江JCTのランプ部で適用されている.さらに本構造 において横つなぎ材の制震性能を高性能化するという観点から,せん断パネル中央に縦補剛材を設けた補 剛せん断パネルが発案されたが補剛せん断パネルを有する本橋脚全体の制震性能については,検討する余 地がある.そこで本研究では橋脚全体を地盤部分も含めて再現し,橋脚全体の詳細な性能確認および力学 的挙動を解明することを目的として解析的に検討を行った.

# *Key Words :* integrated column by multiple steel pipes, hysteretic shear damper, damage control design, stiffened shear panel

# 1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、多数の鋼構造物が甚大な損傷被害を受けた.以降、土木学会や日本鋼構造協会等を中心として、レベル2地震動に対する耐震設計に関して精力的に研究が進められてきた.その結果、新たに得られた知見をもとに設計基準の改定も進められ、鋼製橋脚に対する設計基準は十分に整備された状態となっている.一方、耐震設計に関する技術についてもさまざまな研究成果が実り、実構造物への適用が次々となされている.そうした研究成果の中の1つに図-1に示すような鋼管集成橋脚が挙げられる.鋼管集成橋脚とは4本の鋼管柱を横つなぎ材により1つの柱とした構造のことである.横つなぎ材中央部は低降伏点鋼で構成されたせん断パネルにすることでダンパーの役割が期待されてお



り、大規模地震が起こった後に、損傷したせん断パネル の取り換えを行うことにより、早期かつ低コストでの復 旧が可能となる. さらに本構造はフーチングを省略した 橋脚・杭基礎一体構造とした場合、従来の構成断面橋脚 と比較して製作コストを約3割削減できるという報告も ある<sup>1)</sup>.

鋼管集成橋脚の構造自体は 2002 年に発案され、その 翌年以降から本格的なフィジビリティスタディが行われ てきた,既往研究の流れとしては、従来型の橋脚との解 析的研究による比較から始まり
り、横つなぎ材の接続方 法<sup>3</sup>, パネル形状の検討<sup>3</sup>, さらには縮小モデルでの実 験 ∜などさまざまな研究がこれまでに行われているが. FEM 解析の多くはファイバーモデルで行われており, 局部的な座屈や応力変化については考慮が十分とは言え ず特に塑性域については実挙動を再現できているとは言 い難い. また, 文献 7)ではせん断パネルのアスペクト比 がその制震性能に与える影響を解析的に検討しておりア スペクト比が小さいほどその性能が向上することがわか った. そこで縦補剛材を設けることでせん断パネルのア スペクト比を小さくするという考えのもと、せん断パネ ル中央に縦補剛材を設けた縦補剛材せん断パネルが提案 され、その性能については横つなぎ材のみの実物大実験 にて検討が行われた 9. そのような背景の中,縦補剛材 せん断パネルを有する鋼管集成橋脚全体の力学的挙動に ついての検討はまだ行う余地は十分にあるといえる.

そこで、本研究では縦補剛材せん断パネルを有する鋼管 集成橋脚全体を局部座屈を考慮することができる3次元 シェル要素を用いモデル化し、杭基礎一体型である本構 造全体の耐震性能を検討する.

また、横つなぎ材の縦補剛材の有無が構造全体の耐 震・耐荷性能にどのような影響を及ぼすのかということ も正負交番載荷解析にて検討する.

#### 2. 解析モデル

#### (1) 概要

FEM解析は,汎用有限解析コードABAQUS6.146を用いて弾塑性有限変位解析を行った.

本研究では、図-2に示す縦補剛せん断パネルを有する 鋼管集成橋脚を解析対象としている.また、本橋脚は空 間的な余裕が無く、多くの地下埋設物が存在し、既設橋 脚の補強は困難であるような都市部で既設橋脚間の分離 帯にこの鋼管集成橋脚を犠牲橋脚として新設することを 想定している.犠牲橋脚は、地震時水平力を分担し、常 時の鉛直荷重は梁を延長した既設橋脚によって支持する ことを期待しているため本研究においては横梁重量に関 しては解析モデルで再現していない.

## (2) 横つなぎ材

鋼管間を繋ぐ横つなぎ材は、ウェブ中央のせん断パ ネルには低降伏点鋼の LY225, その他の部分は SM490A 材が用いられている. 横つなぎ材はウェブ,フランジが トルシア形高力ボルトによって接合されており,部分的 に厚くなっているところがあるが,図-3に示すように本 研究では接合部のモデル化は行わず, SM490A 材の板厚 を調節することでモデル化を行った.

縦補剛材の効果を検討するためにせん断パネル中央 部に縦補剛材がないモデルについても作成した.







図-3 横つなぎ材モデル(色付き:せん断パネル)

#### (3) 鋼管

実構造において鋼管には全て SKK490 が用いられてお り、その板厚は、t=14mmであるが、鋼管部は下から2重 鋼管(鋼管杭と橋脚鋼管との接合部)かつコンクリート 充填がされている部分、コンクリート充填部分、鋼管の みの3つの部分にわけることができる.そこでコンクリ ート部分と外付け鋼管部の曲げ剛性を SKK490 の鋼管の 板厚に換算して、鋼管の板厚(14mm)に足し合わせ、3つ の部分に分かれていた鋼管部を SKK490 のみでモデル化 を行った.本解析にて使用した材料特性については表-1 に示している.

#### (4) 地盤, 鋼管杭

地盤抵抗はばね要素を用いて再現した.道路橋への適 用を想定しているため道路橋示方書に従い地盤抵抗のモ デル化を行うところではあるが,杭と基礎が一体となっ ている本構造においてフーチングに鉛直方向ばねを集約 する道路橋示方書に従うと杭の深さ方向の応答を再現で きない.そこで本研究では,鉄道構造物等設計標準・同 解説 耐震設計に従い,図-4 に示す地盤抵抗モデルを用 いて地盤抵抗を再現した.また,地盤パラメータには大 阪地区の実地盤パラメータを用いた.

鋼管杭は鋼管ソイルセメント杭の適用を想定して,は り要素で断面を作成してモデル化を行った.

#### (5) 初期不整

初期たわみに関してはせん断パネルのウェブのみで 考慮している.ウェブの初期たわみの制限式(wmw=h/250) を用いて ,全体形状を(1)式によって表される正弦波形 で近似した.

$$W_{x,y} = W_{max} \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{h}\right)$$
(1)

ここで x, yはそれぞれのウェブでの x, y座標(原点はパ ネル左下端), L はウェブの幅, h はウェブの高さを表す. また、本研究ではせん断パネルに大きな塑性ひずみを

繰返し与えることになるがそのような場合,残留応力の 影響はほとんど現れることがない<sup>の</sup>ので残留応力につい ては考慮していない.

#### (6) メッシュ分割

メッシュ分割の検討については、まず横つなぎ材のみ で行い、その後横つなぎ材以外の部分についても行った.

横つなぎ材は1要素あたり10mm×10mmおよび20mm ×20mmに分割した2モデルを用意した.横つなぎ材の 片端を完全固定し,横つなぎ材全体が降伏するまで固定 していないもう一方に強制変位を与えた結果,2つのモ デルで応力状態等ほとんど同じ挙動を示したため1要素 あたり20mm×20mmのメッシュ分割で十分であるとし た.

横つなぎ材以外のメッシュ分割については1要素あた り50mm×50mm~100mm×100mmまで10mm刻みでモデ ルを用意し、3章にて後述するPushover解析を行い、荷 重-変位関係を求めた結果、荷重値の差が1%未満であっ たため横つなぎ材以外のメッシュ分割については1要素 あたり100mm×100mmで十分であるとした。

## 3. Pushover 解析

#### (1) 解析概要

材料名	部材名	弾性係数(MPa)	ポアソン比	降伏点(MPa)	引張強度(MPa)-塑性ひずみ	硬化則
LY225	せん断パネルウェブ	205	0.3	225	350-0.3	混合硬化則
SM400A	ダイヤフラム			235	400-0.2	
SM490A	せん断パネルフランジ・地中梁	200		355	400-0.3	線形移動硬化則
SKK490	鋼管			315	490-0.2	
_	水平方向ばね					° )

表-1 使用した材料特性

図-3 地盤抵抗モデル

鉛直方向ばね







Case3





本構造の水平剛性,水平耐荷力および変形能を評価するために Pushover 解析を行った.横梁断面中央位置を載荷点として,水平方向に 1000mm の強制変位を与えた.

#### (2) 解析結果(地盤の境界条件)

橋脚下部の境界条件としては、図-4に示す3通りを含む下記4ケースについて検討した.

- Case1:地中梁下端完全固定
- Case2:地面を完全固定
- Case3:橋脚下端を完全固定
- Case4:鋼管杭下端をピン支持

載荷点での反力を水平荷重として求めた水平荷重-水 平変位関係を図-5に示す.

Case2 では水平変位 400mm 付近でほかのケースとは異なり大幅な荷重の低下起きたが、これは鋼管中央部の座屈が原因であると考えられる.また、鋼管下端を完全固定している Case3 と Case4 はほとんど同じ曲線となった.この結果から杭基礎一体型である本構造は地盤とともに変形して鋼管基部のひずみが低減されることが期待されているが、概ね設計通りの挙動を示していることがわかった.

#### (3) 解析結果(縦補剛材の有無)

縦補剛材の効果を検証するために縦補剛材のあるモデルとないモデルの2通りを作成し、それらの水平荷重-水 平変位関係を図-6に示している.図-6には、各部材の降 伏や座屈が起こった点も示している.なお、これより先 では橋脚下部の境界条件は前節の Case4 を用いる.

図-6より、縦補剛材の有無はせん断パネルおよび鋼管の降伏にはほとんど影響していないが、せん断パネルの座屈には大きく影響を及ぼしていることがわかる.また、最大荷重値は縦補剛材のあるほうが約 80kN ほど大きかった.



# 4. 正負交番載荷解析

#### (1) 解析概要

橋脚の繰返し荷重作用下での耐荷力や変形能などを含 めた耐震性能を評価することを目的に正負交番載荷解析 を行った.

せん断パネルの初期降伏時の水平変位を  $1\delta$ として、 横梁断面中央位置から水平変位を $+0.5\delta \rightarrow -0.5\delta \rightarrow +1\delta \rightarrow -1\delta$ →…以降、 $1\delta$ ずつ水平変位量を漸増させ、 $16\delta$ まで正負 交番載荷を行った.なお、初期降伏時の水平変位は 3 章 の結果より  $1\delta$ =30mm とした.

また, せん断パネルのアスペクト比を小さくし, 式 (3)で求められる幅厚比パラメータの値を小さくするこ とで耐震性能の向上が見込まれる<sup>3</sup>という知見を基に縦 補剛材を設けた背景があるため,本章では,パネル厚を 大きくすることで縦補剛材ありのケースと同等の幅厚比 パラメータとした以下の3ケースについて検討した.

CaseA:縦補剛材あり(パネル厚9mm,  $R_{\tau}$ =0.23) CaseB:縦補剛材無し(パネル厚9mm,  $R_{\tau}$ =0.38) CaseC:縦補剛材無し(パネル厚15mm,  $R_{\tau}$ =0.22)

 $\alpha$ 

$$=\frac{b_{w}}{b_{w}}$$
(2)

$$R_{\tau} = \sqrt{\frac{\tau_{cr}}{\tau_y}} = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{12\tau_y(1-v^2)}{k_{\tau}E_w\pi^2}}$$
(3)

$$k_{\tau} = 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2} \quad (\alpha > 1)$$
 (4)

$$k_{\tau} = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2} \ (\alpha \le 1)$$
 (5)

ここで、 $h_w$ : せん断パネル高さ、 $b_w$ : せん断パネル幅,  $t_w$ : せん断パネル板厚、 $t_{\sigma}$ : せん断座屈荷重、 $t_y$ : せん 断降伏応力、 $k_{\tau}$ : せん断座屈係数、 $E_w$ : ウェブの弾性係 数、v: ウェブのポアソン比、 $h_s$ : 補剛材高さ、 $E_s$ : 補 剛材の弾性係数, $I_s$ :補剛材の断面 2 次モーメント, $t_s$ :補剛材厚, $b_s$ :補剛材幅とする.

#### (2) 解析結果(水平荷重-水平変位関係)

水平荷重の定義は前章と同様で、水平荷重-水平変位 関係について図-8に示す.

荷重-変位関係の履歴ループの形は3ケースで概ね一致 していた.最大荷重値については CaseA: 2499kN, CaseB: 2407kN, CaseC: 2619kN,とせん断パネルの変形 が小さいものから順に大きくなるという結果が得られ た.

## (3) 解析結果(せん断力-せん断変位関係)

上下それぞれのせん断パネルのせん断力-せん断変位 関係を図-9,10に示す.なお、せん断変位は図-7に示 すようにせん断パネルの高さ方向の相対変位と定義し ている.図中に示している緑と紫の線は本橋脚に関す るファイバー要素を用いた解析モデルにおける地震応 答解析(Type II 地震動)の設計計算結果である.CaseA と CaseB,つまり縦補剛材の有無で比較すると、縦補剛材





がない場合はせん断パネルの変形がより大きくなるため せん断変位が大きくなるが、サイクルを経るごとにせん 断力がより低下する. CaseB と CaseC, つまりせん断パ ネル厚の違いで比較すると、せん断パネルが厚くなると 断面積が大きくなるために CaseC のせん断力は上下のせ ん断パネルで大きくなっていた. せん断変位は上側せん 断パネルにおいてはかなり小さかったが、これは上側せ ん断パネルは横梁位置から近いために厚いせん断パネル ではせん断変形がほとんど起こらなかったためと考えら



図-7 せん断変位の定義



図-10 下側せん断パネル せん断力-せん断変位関係



図-11 エネルギー吸収率

れる.また, CaseC では, せん断変位が大きくなると, 荷重が大きく低下しており,これは座屈が起こったため と考えられる.

また,緑線で示している最大せん断変位はいずれのケースでも  $4-5\delta$  のときのせん断変位と同程度であった. (CaseC の上側せん断パネルを除く)

#### (4) せん断パネルのエネルギー吸収能

せん断パネルの制震ダンパーとしての性能を評価する ために橋脚全体のエネルギー吸収量に対するせん断パネ ルのエネルギー吸収量をせん断パネルのエネルギー吸収 率とし最大せん断変位付近の 5δ まで算出したものを図-11 に示す.なお,せん断パネルでのエネルギー吸収量 は正負交番載荷解析におけるせん断力-せん断変位の履 歴ループに囲まれた面積と定義した.

結果より,エネルギー吸収率は変位の増大とともに低下すること,上下のせん断パネルでのエネルギー吸収率は,下側が常に大きいが,その差は段々と縮まっていくことがわかった.

# 5. 結論および今後の課題

本研究では、地盤部分も含めた縦補剛せん断パネルを 有する鋼管集成橋脚全体の耐震性能を FEM 解析によっ て検討した.以下に本研究で得られた知見を示す.

- 鋼管集成橋脚の水平剛性は鋼管の健全性に大きく依存 する一方で横つなぎ材の形式や状態はあまり関係がない。
- 2) せん断パネルのエネルギー吸収能はせん断パネルの座 屈の進展とともに落ちていく.
- 3)上下のせん断パネルで降伏や座屈の進展やエネルギー 吸収率が異なっていたため上下それぞれで横つなぎ材 の形式を決定するのが望ましい.

今後の課題としては以下のようなことが挙げられる.

#### 1) ボルト接合部の再現

本研究では、ボルト接合部の再現は行わなかった が、ボルト接合部で大きなすべりが発生し、それによ って荷重と変位の履歴曲線や損傷過程に大きな影響が 生じることがわかっているので<sup>5</sup>、今後はボルト接合 母のすべりも考慮できるようなモデル化を行う必要が ある.

#### 2) 最適な横つなぎ材形式の検討

本研究では、異なる横つなぎ材形式で繰返し載荷 を行ったが、それぞれでダンパーとしての性能が大き く異なり、また横つなぎ材位置によって最適な形が存 在することがわかったが、それぞれでの最適な横つな ぎ材形式を検討する必要がある.

#### 参考文献

- 金治英貞,鈴木英之,野中哲也,馬越一也: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,構造工学論文集, Vol. 50A, pp. 559-566, 2004.3.
- 2) 西海健二,豊島径,金治英貞,林訓裕:鋼管集成橋 脚における接合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,2006.2.
- 3) 橋本国太郎,大塚浩介,杉浦邦征,杉山裕樹,金治 英貞:せん断パネルダンパーの構造パラメータが鋼 管集成橋脚の耐震性能に及ぼす影響,土木学会論文 集 A1 (構造・地震工学), Vol. 72, No. 1, pp.75-91, 2016.
- 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,鋼構造論文集,第13巻, 第49号, pp. 59-72, 2006.3.
- 5) 禅野航平,川上美幸,田中将登,曽我恭匡,杉山裕 樹,橋本国太郎:鋼管集成橋脚における縦補剛材せ ん断パネルダンパーのボルト接合部を含む力学的挙 動,第37回地震工学研究発表会,2017.10.
- 5) 土木学会:座屈設計ガイドライン改訂第2版,丸善, pp.55-59, 2005.10.
- 7) 宇佐美勉編著/日本鋼構造協会編:鋼橋の耐震・制 震設計ガイドライン, 2006.9.

# AN ANALYTICAL STUDY ABOUT SEISMIC PERFORMANCE OF A BRIDGE COLUMN INTEGRATED BY MULTIPLE STEEL PIPES WITH DIRECTLY-CONNECTED PILES Kohei ZENNO, Kunitaro HASHIMOTO, Masato TANAKA, Yasumasa SOGA and Hiroki SUGIYAMA

Since the Hyogoken-Nanbu earthquake, many studies have been carried out to improve seismic performance of infrastructures. As one of them, an new type bridge pier which 4 steel pipes is connected by shear panels are proposed and developed, Ltd. Dynamic behavior and seismic performance of this structure have been clarified by the past research, and it is applied in the lamp section of Ebie JCT of the Hanshin Expressway No.3 Kobe Line. In this structure, from the viewpoint of improving the seismic performance of the shear panel, a shear panel with a longitudinal stiffener has been analytically confirmed.,but seismic performance of the entire pier is needed to reserch. So in this study,modeling the entire pier including ground to consider more detail of its ability with analytical method