

第 I 部門 縦補剛せん断パネルを有する鋼管集成橋脚の耐震性能に関する解析的研究

神戸大学工学部 学生員 ○禅野航平 神戸大学大学院工学研究科 正会員 橋本国太郎
 阪神高速道路株式会社 正会員 杉山裕樹 阪神高速道路株式会社 正会員 曾我恭匡

1. 研究背景および目的 鋼管集成橋脚とは図-1に示すように複数本の鋼管柱を履歴型ダンパー機能を有する横つなぎ材で結合し、それを1つの橋脚とする構造である。横つなぎ材の中央部のせん断パネルには低降伏鋼点を用い、大規模地震発生時には2次部材であるせん断パネルの損傷を先行させることで1次部材の鋼管への損傷を小さくすることができる。また、従来型の橋脚に比べて、工期や工費を削減できる点、大規模地震後に早期復旧が可能な点、大きな施工ヤードを必要としない点など耐震性能以外にも本構造には多くのメリットがあり¹⁾、阪神高速道路海老江JCTを始め実用化がされている。しかし、兵庫県南部地震後に提案された本構造について、特に橋脚全体系での検討の余地が十分ある。そこで本研究では3次元FEM解析によって鋼管集成橋脚構造を有する橋脚全体系でのせん断パネルのダンパー機能を評価する。また、横つなぎ材の縦補剛材形式が本構造へ与える影響についても検討を行う。

2. 解析モデル 解析対象は都市高速道路で検討している鋼管集成橋脚構造である。全てシェル要素でモデル化を行い、メッシュ分割については横つなぎ材部分は1要素あたり20mm×20mmとし、鋼管部分はそれよりも粗めに1要素あたり100mm×100mmとした。使用した材料特性については表-1に示す。初期不整についてはせん断パネルの初期たわみのみを考慮した。地盤部分および鋼管杭の再現は本研究では行っていない。また、縦補剛材の有無による影響を検討するため図-2に示すような横つなぎ材中央の縦補剛材が無いモデルも作成した。

3. Pushover 解析 本構造の全体剛性、耐荷力および変形性能を評価するためPushover解析を行った。図-1に示すように鋼管の横梁部分を剛結し、横梁中央部を載荷点にして水平変位させた。橋脚下部の境界条件についてはCase1:地中梁下端完全固定、Case2:地面下完全固定、Case3:鋼管下端完全固定の3ケースで行った。載荷点の反力を水平荷重として、図-3に水平荷重-水平変位関係を、表-2にそれぞれでの最大荷重値および変位1000mm時の荷重値を示す。Case2のみ大幅な荷重の低下が起きていたが、鋼管中央部が大きく座屈したためと考えられ、せん断パネルの座屈は全体剛性へあまり影響を及ぼさないということもわかった。また、縦補剛材ありとなしでの最大荷重がおおよそ100kN程度差がある

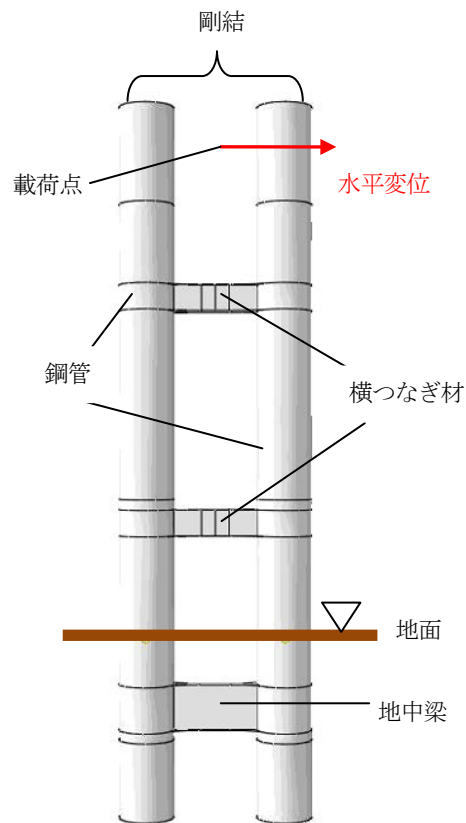


図-1 鋼管集成橋脚立面図

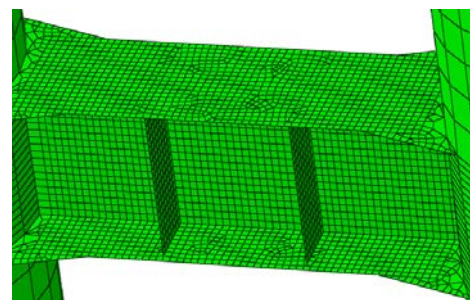


図-2 縦補剛材なしモデル

表-1 材料特性

材料名	部材名	弾性係数(MPa)	ポアソン比	降伏点(MPa)	引張り強度(MPa)	引張り強度時塑性ひずみ	材料構成則
LY225	せん断パネル	205	0.3	225	350	0.3	混合硬化則
SM400A	ダイヤフラム	200	0.3	235	400	0.2	線形移動硬化則
SM490A	横つなぎ材(せん断パネル以外)・地中梁			355	490	0.2	
SKK490	鋼管			315	490	0.2	

ことから縦補剛材の有無が全体剛性へ影響を及ぼしていることがわかった。

4. 正負交番載荷解析 橋脚の繰返し荷重作用下の耐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。1 δ =30mmとして、水平変位を+0.5 δ →-0.5 δ →+1 δ →-1 δ 以降、1 δ ずつ変位量を18 δ まで増加させ、正負交番載荷解析を行った。載荷点および水平荷重の定義はPushover解析のときと同様であり、Case3の正負交番載荷解析の結果を示す。図-3には目標変位での荷重値をプロットした水平荷重-水平変位関係の包絡線を、図-4には上側のせん断パネルでのせん断力-せん断変位関係および設計書でのType II地震動に対する最大せん断変位と設計上での許容せん断変位も示す。なお、せん断変位はせん断パネルの両端の高さ方向の相対変位と定義した。縦補剛材がない場合はせん断変位量が大きくなる一方、せん断パネルの破壊が進展しやすいため、せん断力の増減が大きくなることがわかった。図-4中に示した設計書での最大せん断変位は正負交番載荷解析での3~4 δ でのせん断変位と一致していた。せん断パネルのダンパー機能を評価するためせん断力-せん断変位関係のグラフよりエネルギー吸収量およびエネルギー吸収率を設計書の結果を踏まえて4 δ までと載荷サイクル終了時の18 δ までで求め、表-3および表-4に示す。また、縦補剛材幅を150mmから115mm(Case3-b115)に、縦補剛材厚を12mmから5mm(Case3-ts5)にそれぞれ最適補剛材剛比を満たすように変更したモデルでの結果についても示している。変位量について、4 δ までと18 δ までの結果を見比べるとエネルギー吸収率が小さくなっていることがわかる。また、上下のせん断パネルでエネルギー吸収率が最も高くなる縦補剛材形状が変わっていることも確認できた。

表-3 エネルギー吸収能(4 δ まで)

	橋脚全体	上パネル	下パネル
Case3-あり	203.5kJ	19.7kJ(9.6%)	33.5kJ(16.4%)
Case3-なし	202kJ	22.4kJ(11.1%)	30.5kJ(15.1%)
Case3-b115	203kJ	20.1kJ(9.9%)	33.5kJ(16.5%)
Case3-ts5	202.8kJ	21.3kJ(10.5%)	35.1kJ(17.3%)

表-4 エネルギー吸収能(18 δ まで)

	橋脚全体	上パネル	下パネル
Case3-あり	3613kJ	186.0kJ(5.1%)	211.5kJ(5.8%)
Case3-なし	3482kJ	180.5kJ(5.1%)	167.9kJ(4.8%)
Case3-b115	3606kJ	190.0kJ(5.2%)	210.5kJ(5.8%)
Case3-ts5	3592kJ	183.9kJ(5.1%)	206.4kJ(5.7%)

5. 結論 本研究では、3次元FEMにより鋼管集成橋脚の全体のモデル化および解析を行った。縦補剛材の有無や境界条件の違いで全体剛性に差が出ること、せん断パネルのエネルギー吸収能についても縦補剛材の形式や与える変位量によって変わることが確認できた。今後の検討事項としては、地盤部分を含めた境界条件の検討および地震応答解析、また、上下のせん断パネルそれぞれでの縦補剛材形式を含めた最適な横つなぎ材形式の検討が挙げられる。

参考文献：1) 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

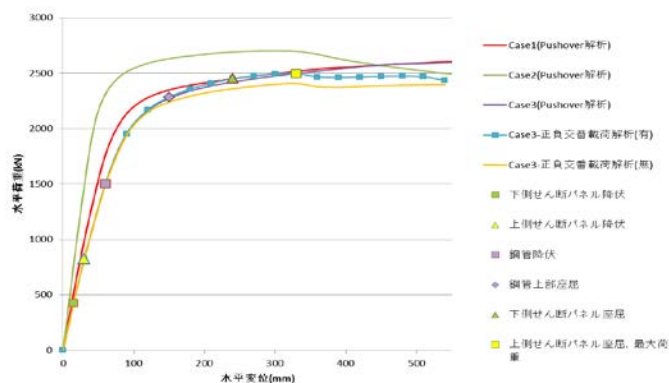


図-3 水平荷重-水平変位関係

表-2 Pushover解析-荷重値の比較

	MAX		変位1000mm時	
	縦補剛材あり	縦補剛材なし	縦補剛材あり	縦補剛材なし
Case1	2615kN	2504kN	2578kN	2462kN
Case2	2700kN	2656kN	2284kN	2262kN
Case3	2608kN	2491kN	2567kN	2455kN

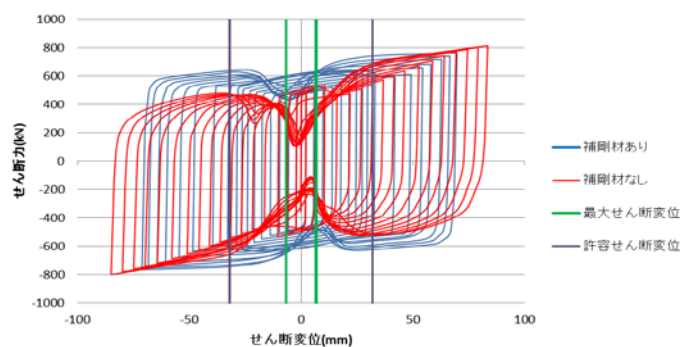


図-4 上側せん断パネルのせん断力-せん断変位関係