

論文 基礎と橋脚が偏心した RC 橋脚の耐荷性状の確認と耐荷機構に基づく補強対策の解析的検討

阿部 淳一*1・松橋 宏治*2

要旨：軸方向鉄筋が途中定着された橋脚の耐震補強対策として、RC 巻立て補強を計画し、補強対策を行うために土被りを除去したところ、既設の竣工図と異なり橋脚中心と基礎中心にずれが生じていた。そのため、3 次元非線形有限要素解析により構造物の耐荷性状の確認を行った。その結果、ケーソン頂版がせん断破壊する結果となった。これは、橋脚からの圧縮力が頂版を介して側壁に伝達される耐荷機構に対し、基礎と橋脚が偏心していることにより、ケーソン頂版にせん断力が生じることが要因であった。解析により得られた耐荷機構より、RC 巻立ての形状を変更した結果、ケーソン側壁の損傷を回避することが可能となった。

キーワード：ケーソン頂版、せん断破壊、3 次元非線形有限要素解析、耐震補強

1. はじめに

既設 RC 構造物は施工された年代により、現行の耐震基準に照らし合わせると、耐震性能が不足している構造物が多くある。これらの構造物は、順次何らかの耐震補強が施されることになるが、本稿が対象とした構造物もその 1 つである。

対象構造物は、ケーソン基礎の RC 単柱式橋脚であり、ごく一般的な鉄道橋の下部工である。鉄道構造物等設計標準・同解説（以下、鉄道標準）¹⁾に基づき、別途骨組み解析による耐震診断を行った結果、橋脚基部に先行して途中定着部の軸方向鉄筋が降伏することがわかった。そのため、鉄筋コンクリート巻立て補強²⁾（以下、RC 巻立て補強）により、橋脚の軸方向鉄筋の途中定着の補強を行う耐震補強計画とした。

上述の補強対策を施工するため、ケーソン基礎の頂版までの土被りを除去したところ、竣工図と実橋の構造形状が異なることが判明した。ケーソン基礎の中心と橋脚の中心にずれが生じていたのである。

このケーソン基礎と橋脚のずれにより、ケーソン頂版には橋脚自重および支持する桁の重量が、常時偏心して作用していることになる。さらに地震時には、慣性力により生じる橋脚基部のモーメントが、偏心してケーソン頂版に作用することになり、ケーソン頂版は複雑な応力状態となることが想定される。このような構造物の耐荷性状を、構造物全体系をモデル化する 3 次元非線形有限要素解析により確認し、得られた検討結果より適切な対策を行うことを試みたのが本稿の目的である。

2. 対象構造物

対象構造物は、図-1 に示す複線を支持する鉄道橋の単柱式橋脚である。基礎はケーソン基礎、橋脚は円形断面であり、軸方向鉄筋の途中定着の補強として RC 巻立て

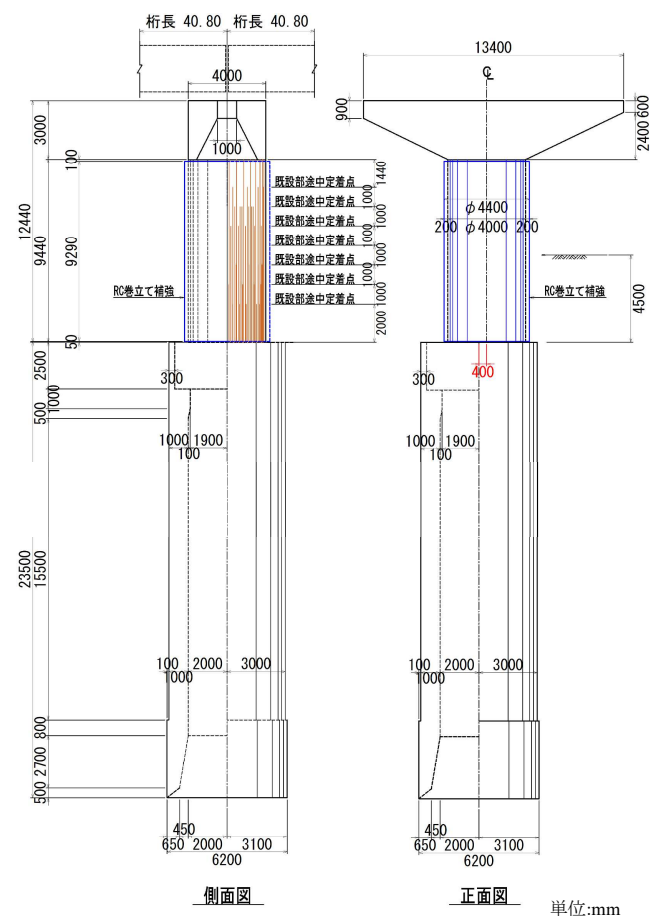


図-1 構造一般図

補強を行う計画である。図-1 に示すように巻き立てるコンクリートはケーソン頂版と 50mm の隙間を設け、軸方向鉄筋も定着させておらず、橋脚基部の曲げ耐力に対しては機能しないものとしている。

一方、1. に示したように、本橋は橋脚の耐震補強施工時に、橋脚中心が線路直角方向に 400mm 偏心していることが判明した。ケーソン基礎の中心と橋脚中心のずれを、ケーソン頂版部の平面図および側面図として図-2 に示す。図の破線はケーソン側壁を示しており、図

*1 (株) HRC 研究所 鉄道構造技術部 工博 (正会員)

*2 (株) HRC 研究所 技師長 工修 (非会員)

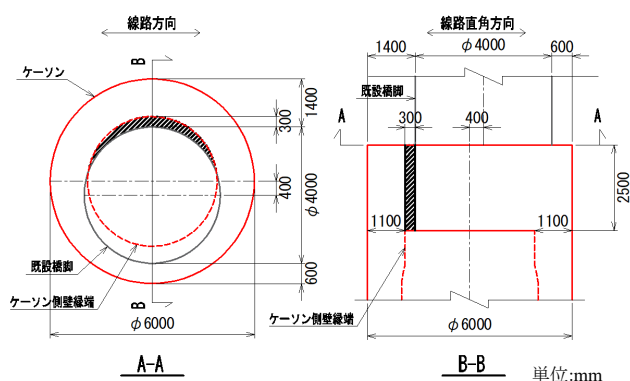


図-2 ケーソン頂版部の平面図および側面図

表-1 地盤条件

層厚 (m)	地盤種別	N値	粘着力c (kN/m ²)	摩擦角φ (度)	湿潤重量γ (kN/m ³)	変形係数E _d (kN/m ²)
4.5	上載土				17	
3.5	粘性土	3	18.8		16	7100
1.5	粘性土	3	18.8		16	7100
1	砂質土	45		40.9	19	64300
1.7	砂質土	50		41.1	20	71400
1.2	粘性土	10	62.5		17	23500
3.5	砂質土	47		39.0	19	67100
2	砂質土	39		36.7	19	56700
8.6	砂質土	50		37.0	20	71400

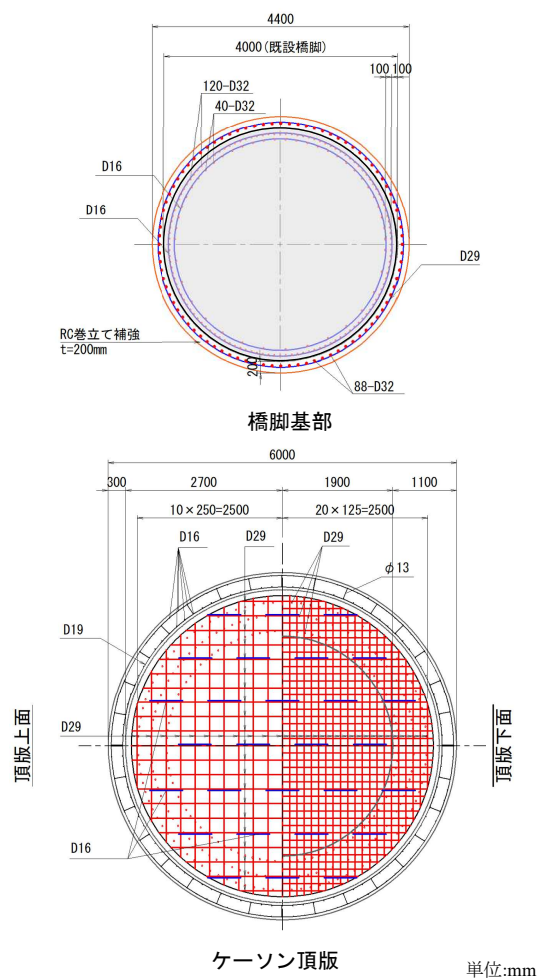


図-3 配筋図

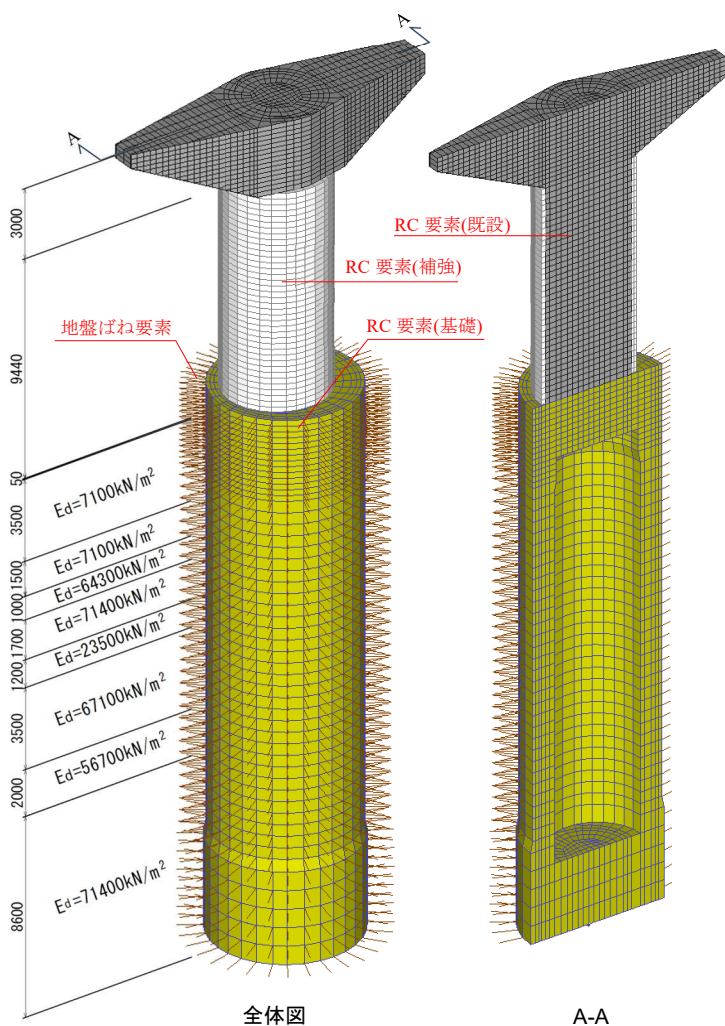


図-4 解析モデル図

中の斜線で示した部分は、橋脚縁端とケーソン側壁縁端に離れが生じている部分であり、最大 300mm となる。本来、橋脚とケーソンが偏心していなければ、橋脚縁端はケーソン側壁の内部にあることになる。

橋脚基部およびケーソン頂版の配筋情報を図-3 に示す。既設橋脚は直径 4m の円形充実断面で、軸方向鉄筋がかぶり 100mm の位置に D32 が 120 本配置され、2 段目にかぶり 200mm の位置に D32 が 40 本配置されている。せん断補強鉄筋は D16 が 150mm 間隔で 2 段の軸方向鉄筋を取り囲むように 2 組配置されている。RC 巻立て補強は厚さ 200mm で、D32 の軸方向鉄筋がかぶり

120mm の位置に 88 本配置され、せん断補強鉄筋は D29 が 92mm 間隔で 1 組配置される。ケーソンは直径 6m の円形中空断面で、側壁厚は 1000mm(頂版部は 1100mm)である。頂版厚は 2500mm で、配置鉄筋は頂版上面に D29 が 250mm 間隔で水平 2 方向に配置され、頂版下面に D29 が 125mm 間隔で水平 2 方向に配置されている。鉛直鉄筋は水平鉄筋を取り囲むように D16 が 1m 間隔で千鳥状に合計 56 本配置されている。

地盤条件を表-1 に示す。表中の変形係数は鉄道標準基礎構造物編³⁾より算定した。

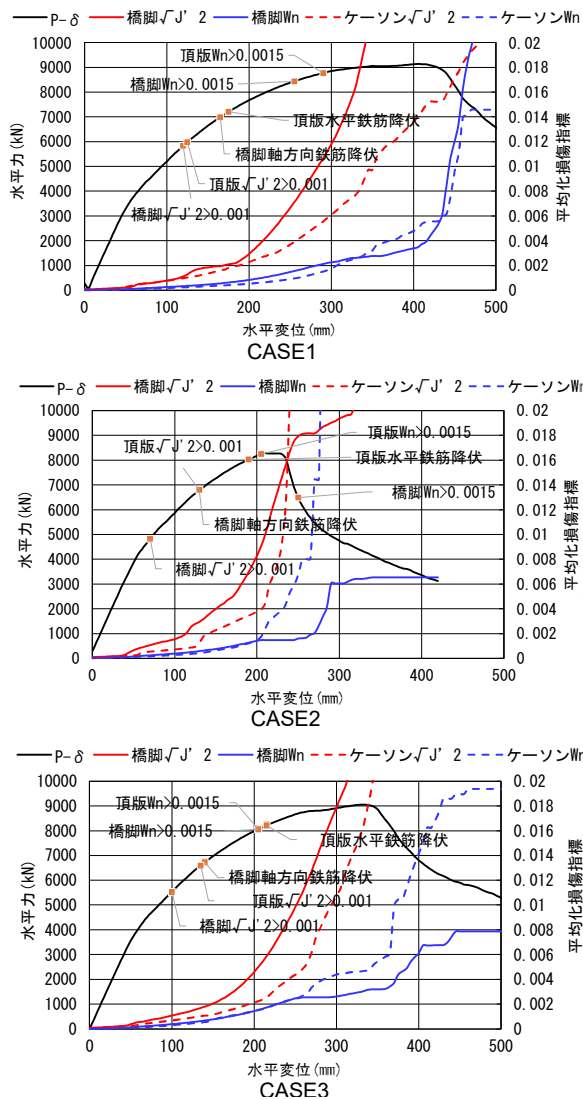


図-5 水平力-水平変位関係

3. 解析概要

3.1 解析モデル

解析モデル図を図-4に示す。構造物は非線形ソリッド要素によりモデル化し、基礎-地盤間の抵抗は、非線形ばね要素によりモデル化した。構造物のソリッド要素の材料構成則は、アクティブクラック法に基づく非直交多方向固定/分散ひび割れモデルによりひび割れを表現し、鉄筋降伏および部材の最大耐力以降の高非線形領域までを追跡可能な岡村・前川らの手法⁴⁾とした。要素分割は200mmを基準とし、鉄筋配置に応じて分割を行った。

RC要素に入力する材料特性は、既設橋脚は竣工図よりコンクリートの圧縮強度 $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 、ケーソン基礎は $f'_{ck}=21\text{N/mm}^2$ とした。RC巻立て部は $f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ とした。鉄筋は既設部で降伏強度 $f_y=290\text{N/mm}^2$ 、RC巻立て部の軸方向鉄筋は $f_y=345\text{N/mm}^2$ 、せん断補強鉄筋は $f_y=390\text{N/mm}^2$ である。

基礎-地盤間の抵抗は、バイリニア型のばねモデルとした。ばね値は鉄道標準基礎構造物編より算定し、図-4に示すようにケーソン基礎表面に放射状に配置した。

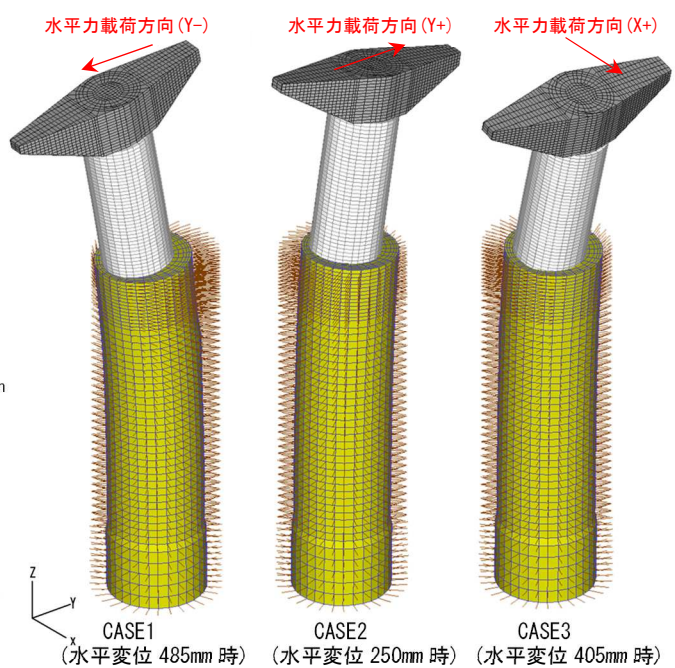


図-6 変形図(全体)

3.2 境界条件および荷重条件

境界条件は、地盤ばねの自由端側全節点を3方向固定とした。作用は、自重および支点部に桁反力を作用し、強制変位により水平力を漸増载荷する。桁反力は既設設計計算書より17800kNとした。強制変位は、橋脚中心の梁部上面に与える。

3.3 解析ケース

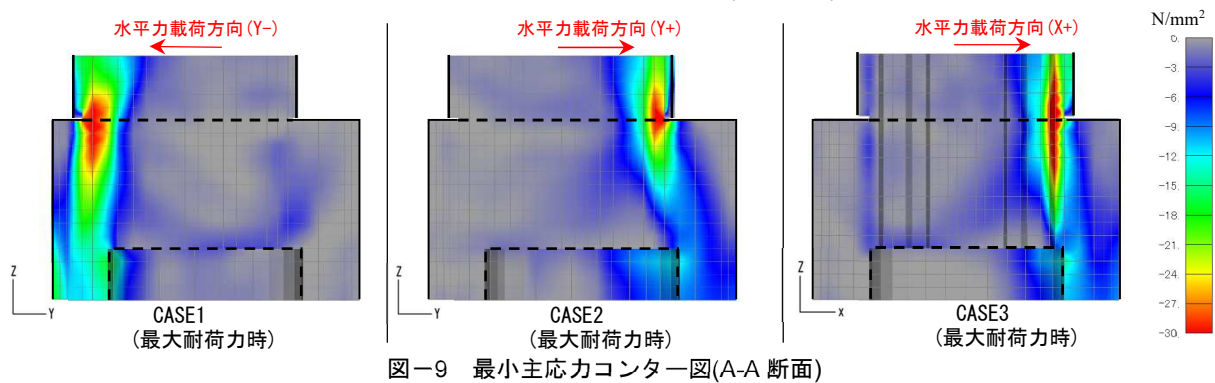
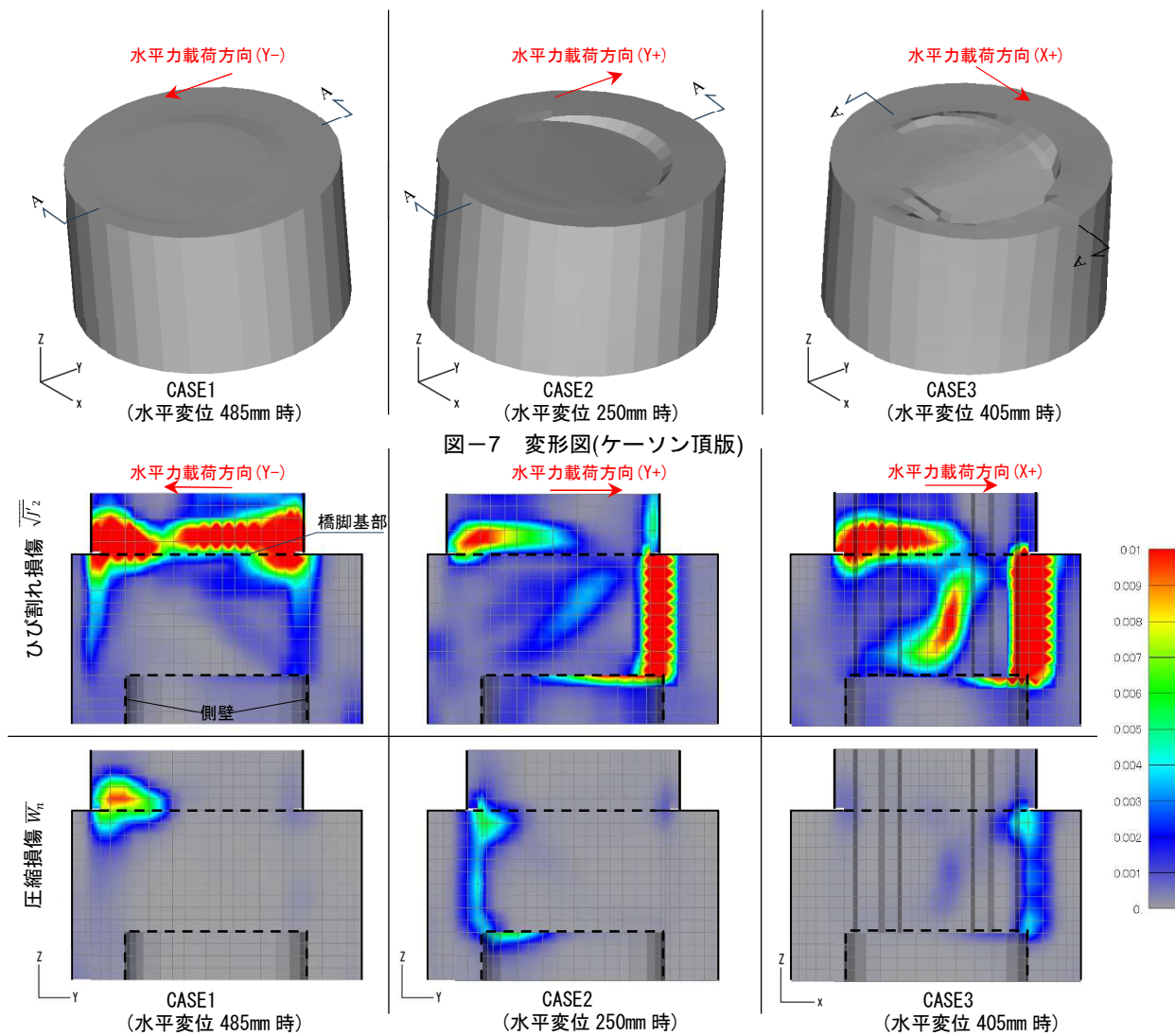
解析はプッシュオーバー解析とし、線路方向と線路直角方向に対して行う。CASE1は線路直角方向の橋脚偏心方向(-Y方向)、CASE2は線路直角方向の橋脚偏心逆方向(+Y方向)、CASE3は線路方向(+X方向)とした。

4. 解析結果

4.1 水平力-水平変位関係

図-5に強制変位载荷位置の水平力-水平変位関係を示す。なお、図にはコンクリートの平均化損傷指標^{5,6)}である平均化偏差ひずみ第二不変量 $\sqrt{J'_2}$ および平均化正規化累加ひずみエネルギー $\overline{W}_n$ を併記した。指標値は平均化長さ $r=150\text{mm}$ として計算し、部位別に橋脚の最大値、ケーソンの最大値をそれぞれ算出した。 $\sqrt{J'_2}$ はひび割れ損傷、 $\overline{W}_n$ は圧縮損傷を表す。図中の赤線が $\sqrt{J'_2}$ 、青線が $\overline{W}_n$ で、それぞれ実線が橋脚、破線がケーソンの指標値を示している。また参考として、平均化損傷指標の安全性の限界値である、 $\sqrt{J'_2}=0.001$ 、 $\overline{W}_n=0.0015$ の超過時を水平力-水平変位関係に示している。

橋脚の偏心方向に载荷したCASE1では、水平変位165mm、水平力6990kN時に橋脚の軸方向鉄筋が降伏し始め、水平変位175mm、水平力7208kN時にケーソン頂版の水平鉄筋が降伏し始めた。その後、橋脚およびケーソン頂版の $\overline{W}_n$ が0.0015を超過し、水平力が穏やかに上



昇して変位が増大し、水平変位 405mm、水平力 9141kN をピークに軟化した。損傷指標の推移は、 $\sqrt{f'_2}$ ではケーソンに比べ橋脚の指標値が高く、 $\bar{W}_n$ では軟化点近傍で橋脚が増大し、橋脚の損傷が先行する破壊形態であると考えられる。

橋脚の偏心逆方向に载荷した CASE2 の場合、水平変位 140mm、水平力 6721kN 時に橋脚基部の軸方向鉄筋が降伏し始め、水平変位 215mm、水平力 8214kN 時にケーソン頂版の水平鉄筋が降伏し始めた。その後、ケーソン頂版の $\bar{W}_n$ が 0.0015 を超過後、水平変位 210mm、水平力

8280kN をピークに軟化が急激に進展した。最大耐力力は CASE1 に比べ 10%程度低下している。損傷指標は $\sqrt{f'_2}$ 、 $\bar{W}_n$ ともに軟化点近傍でケーソンが急激に増大している。CASE1 に比べ、CASE2 ではケーソンの損傷が進展する破壊形態であると考えられる。

線路方向に载荷した CASE3 の場合、水平変位 140mm、水平力 6722kN 時に橋脚基部の軸方向鉄筋が降伏し、水平変位 215mm、水平力 8214kN 時にケーソン頂版の水平鉄筋が降伏した。その後、橋脚およびケーソン頂版の $\bar{W}_n$ が 0.0015 を超過して穏やかに水平力が増大し、水平変位

330mm, 水平力 9050kN をピークに軟化が進展した。
CASE1 に比べ最大耐荷力は同程度であるが, 最大耐荷力時の変位は小さく, 変形性能が低下している。損傷指標はケーソンの $\overline{W}_n$ が軟化点近傍で急激に増加している。
CASE1 に比べ, CASE3 では橋脚のひび割れ損傷が先行するが, ケーソンの圧縮損傷により耐荷力が減少する破壊形態であると考えられる。

本構造物は円形の橋脚とケーソン基礎であるため, 本来, 水平方向に対する耐荷力および変形性能は線路方向, 直角方向ともに同一である。しかし, 本解析においては解析方向により保有性能は異なっている。これは, ケーソンと橋脚が偏心していることによる影響と考えられる。

4.2 変形図および損傷指標コンター図

橋脚の軸方向鉄筋が降伏した水平力程度に耐荷力が軟化した状態の変形図を図-6, 7 に示す。図-6 は全体, 図-7 はケーソン頂版部の拡大図であり, それぞれ変形倍率を 10 倍として表記している。CASE1 は水平変位 485mm, CASE2 は 250mm, CASE3 は 405mm 時である。図-7 より, CASE1 ではケーソン頂版に過大な変形は生じていないが, CASE2, CASE3 では頂版が側壁との境界で沈み込む挙動を示している。

図-8 には図-7 に示す A-A 断面の橋脚基部およびケーソン頂版における側面図の $\sqrt{J'_2}$ および $\overline{W}_n$ コンター図を示す。CASE1 の場合, ひび割れ損傷は橋脚基部を中心に指標値が高く, 圧縮損傷は荷重載荷方向の橋脚基部で指標値が高く, 橋脚基部を主体とした破壊形態であることが確認できる。一方, CASE2 および CASE3 は, ひび割れ損傷が橋脚基部に発生しているとともに, ケーソン頂版のひび割れ損傷が鉛直方向に貫通しており, ケーソン頂版のせん断破壊が生じている。

4.3 最小主応力コンター図

図-9 に図-7 に示す A-A 断面における最大耐荷力時の最小主応力コンター図を示す。CASE1 では, 橋脚基部からケーソン頂版, 側壁で高い圧縮応力となっており, 橋脚基部の曲げによる圧縮力がケーソン側壁に伝達されていることが確認できる。一方, CASE2 および CASE3 では, 橋脚基部の縁端がケーソン側壁よりも内側となり, 圧縮応力が側壁まで伝達されていない。橋脚がケーソン中心から偏心して施工されていたことにより, ケーソン側壁と橋脚縁端に離れが生じ, ケーソン側壁へ圧縮力が伝達されず, ケーソン頂版にせん断力が生じてせん断破壊したと考えられる。

5. ケーソン頂版の損傷回避案

5.1 損傷回避案の概要

4.に示した結果より, 本橋脚はケーソン頂版がせん断破壊する結果となった。また本橋脚は別途実施した骨組

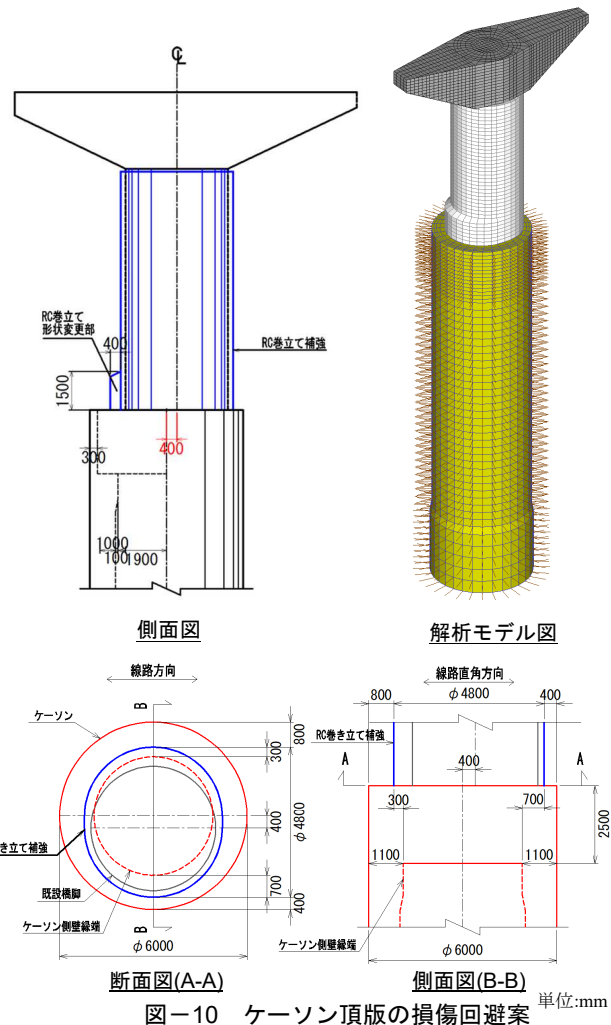


図-10 ケーソン頂版の損傷回避案

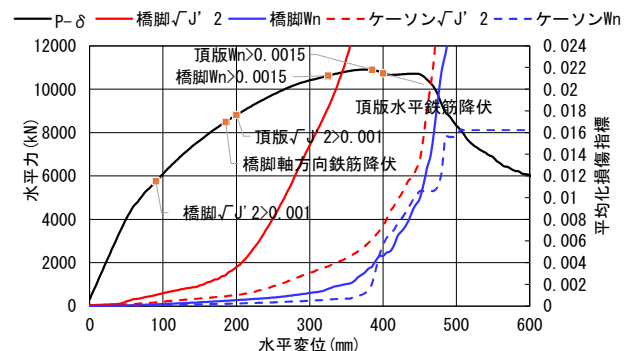


図-11 水平力-水平変位関係

み解析より, 橋脚基部の塑性化によるエネルギー吸収を図ることで, 耐震性能を満足する構造物であることが判っており, 構造物が軟化するまでの過程でケーソン頂版の過大な損傷は復旧性の観点から回避する必要がある。一方, このケーソン頂版の破壊形態は, 偏心方向に水平力を載荷した CASE1 では生じていない。これは, 橋脚の圧縮縁がケーソン側壁内部にあるためである。すなわち, 橋脚の曲げによる圧縮力が橋脚圧縮縁から側壁に伝達する耐荷機構とすれば, ケーソン頂版が破壊するような形態は防げることが想定できる。そこで, ケーソン基礎の

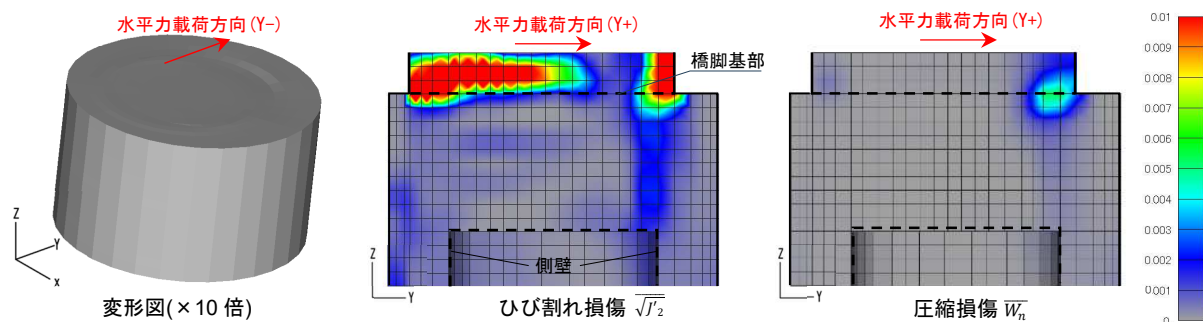


図-12 変形図および損傷指標コンター図

損傷回避対策として、橋脚の RC 巻立て補強の形状を変更することを考えた。

橋脚の RC 巻立て形状の変更案の概念図および解析モデル図を図-10 に示す。図のように橋脚基部では楕円形に巻立て形状を変更することにより、ケーソン側壁の内部に橋脚基部の縁端が入るようになる。形状の変更箇所を橋脚基部から 1.5m としているのは、形状変更に伴う重量増加による基礎への負担を最小限にするために、形状変更する高さを変えて解析的検討をいくつか行った結果、1.5m 程度必要であると判断したためである。また、本橋脚の RC 巻立て補強は本来、まえがきに示したように段落とし補強であり、ケーソン頂版から 50mm 隙間を設けているが、圧縮力を伝達させるために隙間は設けないものとした。なお、軸方向鉄筋は基の補強対策と同様にケーソン頂版に定着させていない。

5.2 解析結果

4.において最も耐力力が低下した偏心逆方向に載荷した場合について、本補強対策案の検証を行う。図-11 に水平力-水平変位関係を示す。本解析では、水平変位 185mm、水平力 8491kN 時に橋脚の軸方向鉄筋が降伏し始めた。その後、橋脚およびケーソン頂版の $\overline{W}_n$ が 0.0015 を超過し、水平力が穏やかに上昇して変位が増大していき、水平変位 440mm、水平力 10717kN 以降に軟化した。損傷指標の推移は、 $\sqrt{f_2}$ はケーソンに比べ橋脚の指標値が高く、 $\overline{W}_n$ は軟化点近傍で橋脚側が増大していき、4.に示した偏心逆方向の載荷(CASE1)と同様に、橋脚の損傷が先行する破壊形態であると考えられる。

橋脚の軸方向鉄筋が降伏した水平力程度に耐力力が軟化した水平変位 500mm 時のケーソン頂版部の拡大図を示す。変形倍率は 10 倍として表記している。本解析では、頂版が側壁との境界で沈み込むような挙動は示されていない。

図-12 には橋脚基部およびケーソン頂版における側面図の $\sqrt{f_2}$ および $\overline{W}_n$ コンター図を示す。本解析の場合、ひび割れ損傷は橋脚基部を中心に指標値が高く、圧縮損傷は荷重載荷方向の橋脚基部で指標値が高く、4.の CASE1 と同様に橋脚基部を主体とした破壊形態であることが確認できる。

以上に示すように、ケーソン頂版の損傷回避対策として、ケーソン頂版を補強するのではなく、橋脚の補強形状を変更して応力の流れを変えることにより、損傷を回避することができることが示された。

6. まとめ

既設 RC 橋脚の耐震補強の施工時に判明した、橋脚中心と基礎中心のずれに対する構造物の耐荷性能について、解析的に検討した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) 基礎中心から橋脚が偏心する方向に水平力を載荷した場合、橋脚基部の損傷が先行する破壊形態となったが、橋脚の偏心と逆方向および線路方向に水平力を載荷した場合、ケーソン頂版のひび割れ損傷がケーソン側壁近傍で貫通し、せん断破壊が生じた。
- (2) ケーソン頂版がせん断破壊する要因は、主応力分布より、橋脚中心と基礎中心が偏心していることにより、橋脚からの圧縮力が側壁に伝達されず、ケーソン頂版にせん断力として作用することであった。
- (3) 橋脚からケーソン側壁に圧縮力が伝達すれば、ケーソン頂版が先行して損傷する破壊形態を防ぐことができると考え、橋脚の RC 巻立て補強の形状を変更し解析を行った。その結果、ケーソン頂版が先行して損傷する破壊形態を防ぐことが可能となった。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，2023.1
- 2) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，研友会，2022.12
- 3) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物，丸善，2011.12
- 4) 岡村 甫，前川 宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂，1991.5
- 5) 斉藤 成彦・牧 剛史・土屋 智史・渡邊 忠朋：非線形有限要素解析による RC はり部材の損傷評価，土木学会論文集 E2, Vol. 67, No. 2, pp.166-180, 2011.
- 6) コンクリート標準示方書 設計編，土木学会：2023.3