

弾塑性 FEM 解析による既設ケーソン基礎のレベル 2 地震時損傷度評価

大日本コンサルタント(株) 正会員 ○青木 朗久 正会員 清水 英樹
同上 非会員 中狭 靖 非会員 脇坂 哲也

1．はじめに

過去の耐震補強工法検討において、ケーソン基礎の耐力不足により増杭補強が提案されていた橋脚基礎について、現場制約が多く課題が多いことから、FEM 解析を実施し、ケーソン基礎の実形状での耐荷力を精微に再評価した。対象橋梁の諸元を表-1 に、側面図を図-1 に示す。現況の L2 地震時における耐荷性能の橋軸直角方向照査において、ケーソン基礎は部材照査を満足できず、曲げ耐力とせん断耐力不足となり、補強が必要と判断された。

道示では、小判形（中空）断面のケーソンは換算した矩形断面の梁要素でモデル化し、断面の平面保持を仮定するため、安全側での照査となる。また、H8 道示適用前に設計されたケーソンは現行基準で照査すると脆性的なせん断破壊が生じると判断される傾向にあるが、実験や FEM 等の高度な解析による評価ではそのような破壊が生じない事例もある¹⁾²⁾。そこで、実形状での耐荷力を精緻に評価できる弾塑性

表-1 橋梁諸元

橋梁諸元	
上部工形式	2 径間連続非合成鉄桁橋
下部工形式	逆 T 式橋台、張出し式橋脚
基礎工形式	直接基礎（A1,A2）オープンケーソン基礎（P1）
基礎材料	鉄筋：SD30 コンクリート： $\sigma_{ck}=210\text{kg}/\text{cm}^2$
橋長（支間長）	87.100m（2@43.000m）
設計震度	kH=0.20（建設時）
交差物件	一級河川
架設	1983 年（昭和 58 年）
適用示方書	建設時 昭和 55 年 道路橋示方書
	耐震補強時 平成 24 年 道路橋示方書

FEM 解析により、現況ケーソン基礎の耐力を照査した。

2．レベル 2 地震時保有水平耐力の照査

H24 道示に基づく保耐法照査の結果、エネルギー一定則による橋軸直角方向の安定照査では、図-2 の荷重 - 変位関係の通りケーソンは復元力が十分にある領域（損傷度 Ⅰ）と評価される。一方、最大応答時の地盤反力で側壁水平方向の部材照査を実施した結果を表-2 に示す。水平方向の曲げ応答値が 582kN に対し耐力が 511kN、せん断応答値が 567kN に対し耐力が 479kN と耐力不足となる。しかし、本基礎はケーソン長が 8m と短く、耐力不足と判定された側壁区間は 3.5m とケーソンの平面外形（11m×6m）に比べ非常に小さいことから、実際の耐力は頂版や底版コンクリートに大きく影響を受けると想定される。

表-2 レベル 2 地震時保耐法照査結果一覧

地震動タイプ	橋軸方向		橋軸直角方向			
	なし		あり（前面地盤塑性率60.2%＞60.0%）			
応答塑性率の照査	応答塑性率	-	-	1.5	27.9	OK
	応答回転角（rad）	-	-	6.5	20.0	OK
側壁水平方向	曲げ照査〔外側引張〕（kN・m）	-	-	410.8	< 855.9	OK
	曲げ照査〔内側引張〕（kN・m）	-	-	488.4	< 495.5	OK
	せん断照査（kN）	-	-	479.6	< 479.7	OK

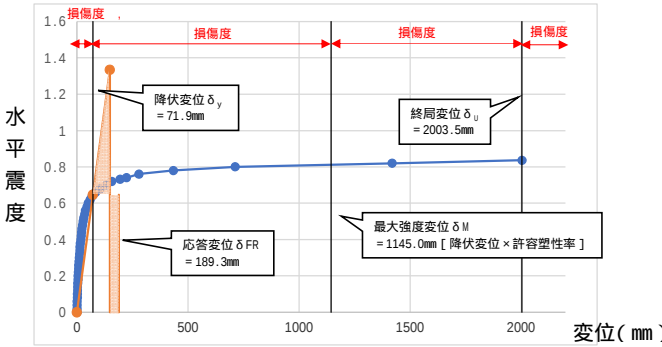


図-2 損傷度評価例（ケーソン橋軸直角方向タイプ）

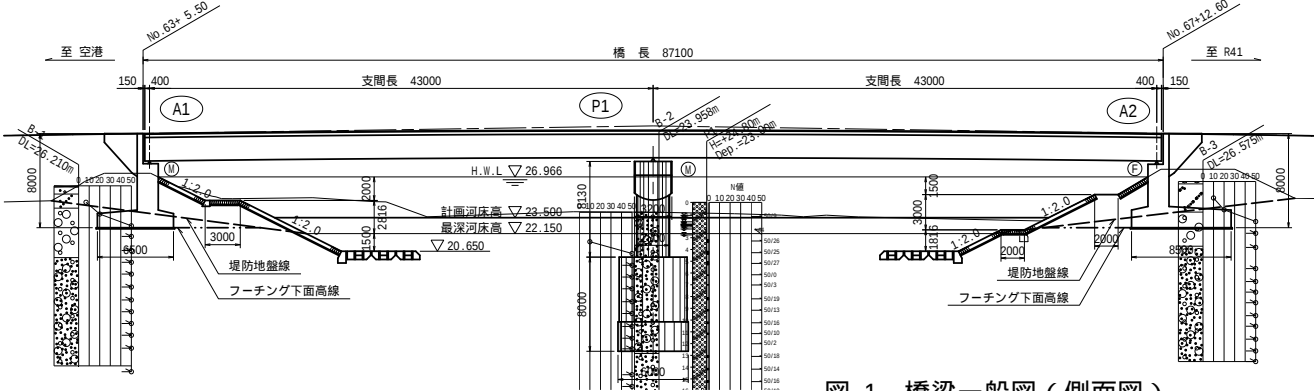


図-1 橋梁一般図（側面図）

キーワード 耐震補強，オープンケーソン，弾塑性 FEM 解析，せん断破壊，損傷度評価

連絡先 〒930-0029 富山市本町 3-21 損保ジャパン富山ビル 大日本コンサルタント株式会社 TEL:076-415-7800

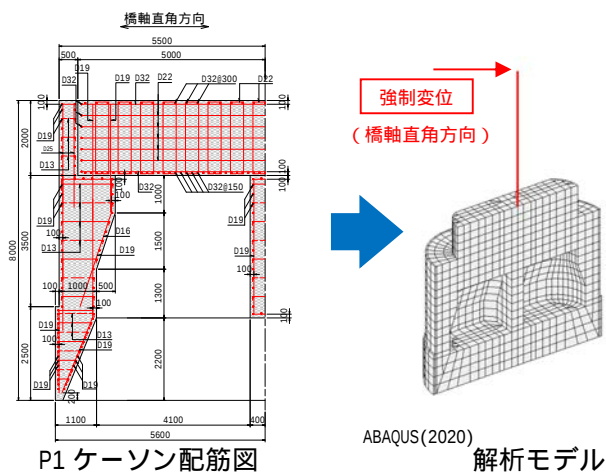


図-3 モデル化

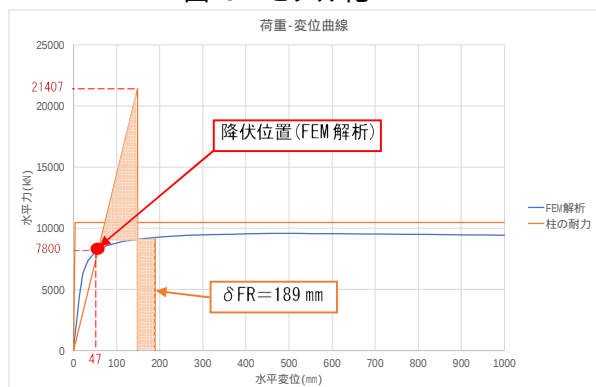


図-4 P1 ケースンの荷重-変位関係(橋軸直角方向)

3．弾塑性 FEM 解析概要

ケースンの解析は、図-3 に示すように柱基部から基礎全体をモデル化し、弾塑性 FEM 解析を行った。解析のメッシュは、500mm 程度を基準として要素分割した。要素はコンクリートを3次元要素(ソリッド)、鉄筋を1次元要素(ロッド)、コンクリート-鉄筋間は埋め込み要素とし剛結とした。また、鉄筋は降伏後に二次勾配を $E/100$ のバイリニアモデル、コンクリートの非線形特性は、圧縮方向はコンクリート標準示方書モデルと、引張方向は岡村・前川モデルを用いた。地盤は H24 道示の非線形ばね(バイリニア)とした。

以上のモデルでプッシュオーバー解析を行った。図-3 のように荷重の作用方法はモデル上端から下方に剛部材を設けて、慣性力作用位置において強制変位を与える手法とした。

4．弾塑性 FEM 解析結果

ケースンの荷重-変位関係を図-4 に示す。ケースンには脆性的なせん断破壊は生じず、じん性のある曲げ破壊型であることが確認できた。

また、巻き立て補強を想定した柱基部の保有水平耐力による応答変位($\delta FR=189 \text{ mm}$)を踏まえると、FEM

解析で算出した 200 mm 変位時の最大主ひずみ、鉄筋コンター図(図-5)より、コンクリート圧壊、鉄筋降伏が生じないことを確認した。さらに、図-6 に示すように底面浮上り面積率照査で降伏しないことを確認している。

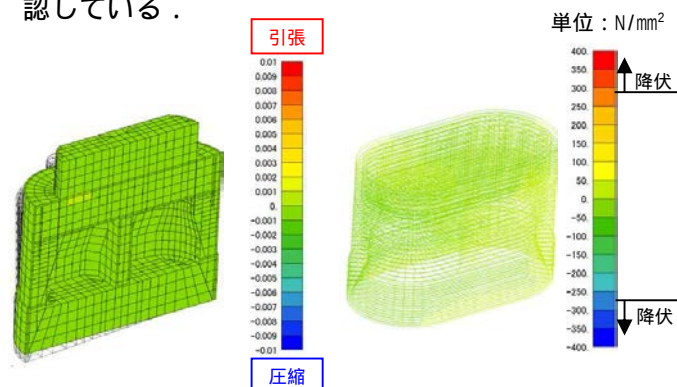


図-5 最大主ひずみ、鉄筋コンター図(200 mm変位時)

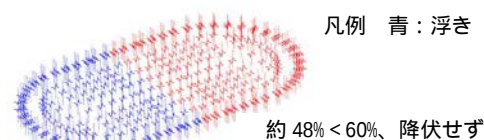


図-6 底面浮上がり面積率

5．結論

H24 道示の地震時保有水平耐力照査において、曲げ及びせん断耐力不足となったケースン側壁に対して、実形状で精緻に耐荷力を評価できる弾塑性 FEM 解析により破壊形態と最大強度点の確認を行った。その結果、コンクリートの圧壊及び鉄筋の降伏は生じず、本解析により橋軸直角方向の前面地盤は降伏するものの、ケースン自体は十分耐力がある構造であることを確認することができた。

また、FEM 解析に基づくケースン基礎の損傷度・安定照査より、橋脚柱の曲げ耐力補強(巻き立て補強)を行っても目標とする地震時の耐荷性能を満足することから、施工困難な河川内の基礎補強の必要性や優先度を評価するための判断材料を提供することができた。

なお、本設計の実施に際しては、富山県富山土木センターの協力をいただき、ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 張ら: 既設ケースン基礎の耐震性能評価(その3), 日本地震工学会, 年次大会 2009, pp.356-357, 2009.11.
- 2) 川平ら: 幸魂大橋(2 径間連続鋼斜張橋)の耐震補強設計, 橋梁と基礎, 2010.6 月号, pp.13-20, 2010.6.