

## E-Defense を活用した橋梁耐震実験研究 C1-1 実験報告

独立行政法人 防災科学技術研究所 正会員 ○右近 大道  
 独立行政法人 防災科学技術研究所 正会員 梶原 浩一  
 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 正会員 川島 一彦

## 1. 概要

E-Defense を活用した大型橋梁耐震実験では、大きく分けて2つのタイプの震動台実験を予定している。1つは、RC 橋脚の破壊特性に着目した橋梁コンポーネント実験 (C1 実験) であり、もう1つは橋梁システムとしての進行性破壊や耐震性向上を目指した橋梁システム実験 (C2 実験) である。2005年度より、本実験計画の検討を開始し、2007年度に C1-1 実験を実施したのでその概要を報告する。C1 実験は RC 橋脚の震動台実験としては世界最大規模であり、実物大の試験橋脚を用いることから実験結果を直接的に評価できる利点がある。

## 2. 橋梁コンポーネント実験の目的

本研究においては、2007年～2009年の3年間に表-1に示す実験を実施し、兵庫県南部地震での損傷の再現、1970年代に建設された RC 橋脚 (旧基準) の補強効果の確認、現行の基準に従った RC 橋脚の耐震性の確認、耐震余裕度の検証を目的としている。E-Defense で実施する C1 実験は、実物大の RC 橋脚を用いた震動台実験であり、相似律や寸法効果の影響を受けないデータを取得できる。

## 3. C1-1 実験装置および RC 橋脚 (試験橋脚)

実験装置は2径間の橋梁形式である。その設置を図-1に示す。図-1に示すように中央に RC 橋脚試験体を設置し、端部架台との間に桁を渡し、桁上に上部構造の質量に相当するマスを設置している。

上部構造の重量は、桁1基が 223 kN、大きいマスが 765 kN、小さいマスが 437 kN、上部構造全体では、 $2 \times 1425 \text{ kN} = 2850 \text{ kN}$  である。上部構造から橋脚に作用する死荷重は支承を含めて 2050 kN である。

RC 橋脚試験体梁上には、桁を支持する支承と支承に作用する上部構造慣性力を計測するための三分力計を図-2のように設置した。RC 橋脚天端の固定支承は橋軸方向、直角方向、鉛直方向は固定、各軸周りに可動である。外桁のすべり支承は、桁を鉛直に支持する転倒防止支承で、桁の鉛直軸周りの回転に応じて滑る構造である。端部架台上の支承は橋軸方向可動、直角方向固定である。

試験橋脚はフーチング幅 7m × 長さ 7m × 高さ 1.8m、橋脚は高さ 7.5m、直径は  $\phi 1.8\text{m}$  である。コンクリート強度は実験当日で圧縮強度  $33.2 \text{ N/mm}^2$ 、静弾性定数  $25.7 \text{ kN/m}^2$ 、軸方向鉄筋は、D29@32-2.5 段 (SD345)、帯び鉄筋は D13 (SD345) である。橋脚の配筋をひずみゲージの設置位置とともに図-3に示す。

表-1 C1 実験全体ケース (暫定案)

| 年度   | 供試体  | 試験橋脚の特性                           |
|------|------|-----------------------------------|
| 2007 | C1-1 | 1970年代に建設されたRC橋脚(基部曲げ破壊タイプ)       |
| 2008 | C1-2 | 1970年代に建設されたRC橋脚(主鉄筋段落し部せん断破壊タイプ) |
|      | C1-5 | 現在建設されているRC橋脚1:耐震性の確認             |
| 2009 | C1-3 | 1970年代に建設されたRC橋脚を鋼板巻き立て工法で耐震補強    |
|      | C1-4 | 1970年代に建設されたRC橋脚を鋼板巻き立て工法で耐震補強    |
|      | C1-6 | 現在建設されているRC橋脚2:耐震性余裕度の検証          |

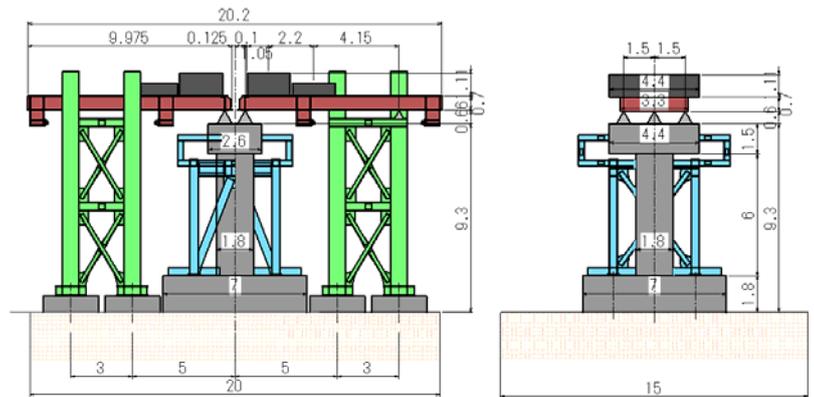


図-1 C1 実験の加振条件

単位 (m)

キーワード RC 橋脚震動台実験, 三次元加振, E-Defense

連絡先 〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋 1501-21 (独) 防災科学技術研究所 TEL 0794-85-8963

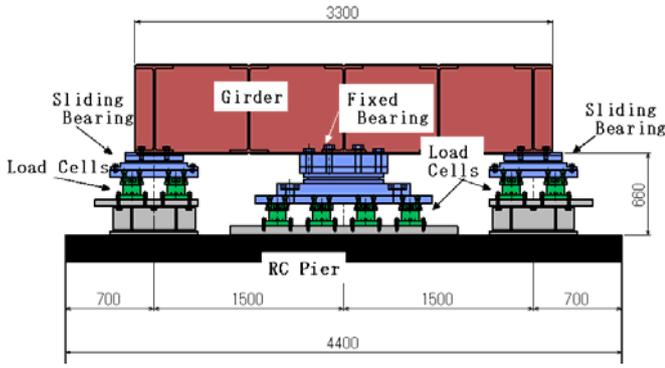


図-2 橋脚天端上の支承の配置 単位(mm)

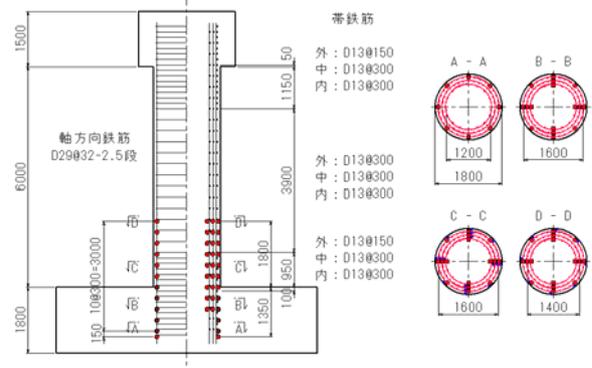


図-3 橋脚天端上の支承配置 単位(mm)

4. 実験結果

表-1 主な最大応答値(1回目加振結果)

兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された地震動記録に動的相互作用を考慮して修正した地震動を入力として、2

|        | 原波形(JR鷹取駅) |        | フーチング加速度 |        | 橋脚天端加速度 |        | 橋脚天端変位 |        |
|--------|------------|--------|----------|--------|---------|--------|--------|--------|
|        | max.v.     | min.v. | max.v.   | min.v. | max.v.  | min.v. | max.v. | min.v. |
| Yp(橋軸) | 500.3      | -641.7 | 508.9    | -858.6 | 857.8   | -866.2 | 165.7  | -167.7 |
| Xp(直角) | 495.5      | -666.2 | 599.9    | -559.4 | 821.4   | -947.0 | 130.0  | -116.7 |
| Z(上下)  | 289.7      | -251.5 | 267.4    | -223.0 | 472.0   | -341.0 | ---    | ---    |

回加振を行った。フーチング上及び橋脚天端の応答加速度を表-1に示す。1回目加振での橋脚天端の三分力計による上部構造慣性力と橋脚天端変位の関係を図-4, 5に示す。同図には地震時保有水平耐力法による荷重、変位も図示する。実験結果と地震時保有水平耐力とはほぼ一致する傾向にある。図-6は橋脚天端上から見た橋脚天端の変位である。最大変位は-Xp-Yp方向に発生している。実験終了時の損傷状況を写真-1,2に示す。1回目の加振では、円周の1/4区間でかぶりコンクリートの崩落と外側鉄筋3本の露出と座屈が見られ、1回目と同規模の余震を想定した2回目の加振では損傷がさらに広がり、外側鉄筋12本と中側鉄筋3本の露出と座屈が認められた。この大きな損傷位置は橋脚天端変位の最大変位方向と一致している。

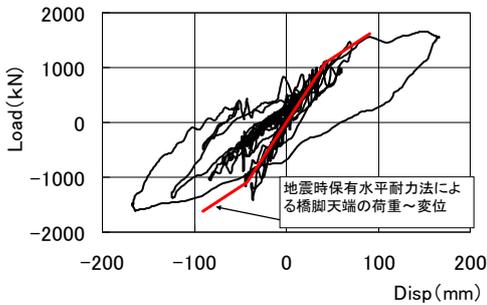


図-4 橋軸 (Y) 方向荷重変位

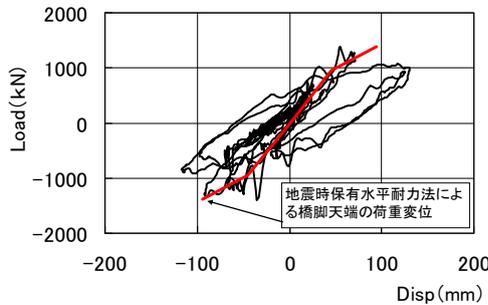


図-5 橋軸直角 (X) 方向荷重変位

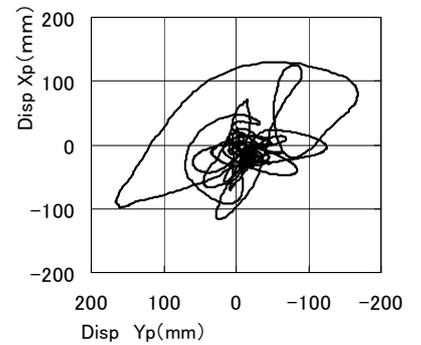


図-6 橋脚天端の変位

5. まとめ

E-Defense を用いて世界で初めての実大規模の RC 橋脚破壊実験を実施した。実験結果より、1970年代に建設された RC 橋脚では、兵庫県南部地震規模の地震動を受けると大きな損傷が生じることが明らかとなった。また、H20年度に以降に実施する C1 実験と併せて今後、RC 橋脚の破壊過程を明らかにする予定である。末尾に、橋梁耐震実験研究分科会及び実行部会の委員各位に対して、深く謝意を表します。

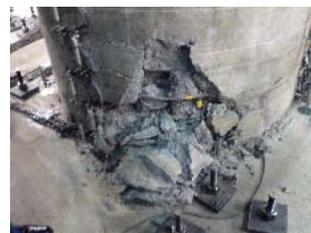


写真-1 第1回加振後



写真-2 第2回加振後

参考文献

1) 右近大道・梶原浩一・川島一彦：E-Defense を活用した橋梁コンポーネント実験計画，土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集(CD-ROM)，2007.9