# 連続高架橋模型の加振実験によるT型と逆L型 コンクリート充填鋼製橋脚の崩壊に至る挙動解明と解析

川西直樹<sup>1</sup>·後藤芳顯<sup>2</sup>·海老澤健正<sup>3</sup>

1正会員 博(工) 豊田工業高等専門学校教授 環境都市工学科 (〒471-8525 豊田市栄生町2-1) <sup>2</sup>フェロー会員 工博 名古屋工業大学プロジェクト教授 次世代耐震工学研究所(〒466-8555 名古屋市 昭和区御器所町)

<sup>3</sup>正会員 名古屋工業大学助教 社会工学専攻(〒466-8555名古屋市昭和区御器所町)

### 1. まえがき

レベル2地震動に対する連続高架橋の耐震設計 では地震入力エネルギーを橋脚の塑性化で逸散す ることで安全性を確保するコンセプトが通常採用 されている<sup>1)など</sup>.そのため、鋼製橋脚では近年エ ネルギー吸収性能に優れたコンクリート充填構造

(CFT橋脚)が用いられることが多い. 連続高架 橋は不静定構造であるため、橋脚に塑性化が生じ ると支承(ゴム支承)と上部構造を介して連結さ れた複数の橋脚間の荷重の再配分が生じる.この ため,一本の橋脚が終局状態に到達しても荷重の 再配分により、高架橋全体系は直ちに終局状態に は到達しない. 高架橋全体系が終局状態や崩壊状 態に至る過程では、各橋脚の塑性化の進展で橋脚 間に荷重再配分が繰り返される. したがって、高 架橋全体系の崩壊に至る挙動を正確に把握するに は,橋脚単体の終局挙動,崩壊挙動のみならず, 支承と上部構造を介して連結された複数の橋脚間 の連成挙動も考慮しなければならない.

以上の視点から、著者らは2014年より、T型の 無充填鋼製橋脚やCFT橋脚で支持された過去最大 級の1/6.7縮尺の2径間連続高架橋模型を用いたマ ルチ振動台による加振実験で、高架橋全体系の終 局挙動と橋脚間の荷重再配分挙動の関係について 検討してきた<sup>2)-4)</sup>. さらに, 今回(2017年)はT型 CFT橋脚のみならず死荷重による偏心曲げが生じ る逆L型CFT橋脚で支持された連続高架橋模型を 用いて、全体系が終局状態を越え崩壊近傍に至る までの加振実験を実施した.

本論文では、今まで実施した加振実験結果に基 づき,まず,T型と逆L型の橋脚構造の差異が高架 橋全体系の崩壊に至るまでの挙動に与える影響に ついて検討した.

つぎに、 CFT橋脚に支持された高架橋全体系が 崩壊に至るまでの挙動を予測できる解析手法の構 築を目指し、著者らが開発した精緻なFEモデル5,6)

の高架橋内のCFT橋脚柱の崩壊解析への適用性を 検討した. すなわち, 加振実験で計測された, 高 架橋模型内のT型や逆L型橋脚柱頂部の変位や作用 力を単一橋脚柱のFEモデルに作用させた解析を実 施し、実験で観察されたCFT橋脚柱の局部座屈や 低サイクル疲労き裂発生挙動との整合性について 考察した.

しかし,崩壊に至るまでの高架橋全体系の挙動 解析に上記の精緻なCFT橋脚柱のFEモデルを適用 すると,数値計算の効率性や安定性の問題から非 常に長い計算時間が必要であることから、 FEモデ ルによる解析は現状では非常に困難である. そこ で, CFT橋脚柱の局部座屈による軟化挙動を考慮 できる実用的な解析モデルとして、著者らは、3次 元セグメントモデル<sup>7</sup>を近年開発した.ここでは, さらに,このモデルによる高架橋模型の加振実験 の再現解析を実施し、高架橋全体系の解析への適 用性と精度を検討した.

# CFT 橋脚を持つ高架橋模型の加振実験

(1) 実験と模型供試体の概要(CaseT. CaseL)

今回の実験では、模型の縮尺を2014年の実験と 同様に約1/s=1/6.7と想定し、T型CFT橋脚と逆L型 CFT橋脚で支持された2種類の2径間連続高架橋模 型(CaseT,CaseL)(図-1)を製作し、中国同済大学 の橋梁用マルチ振動台を用いて水平2方向同時加振 実験を実施した.ただし、今回の実験では全体系 の応答が終局状態を超え,崩壊状態に至るまでを 対象とした. したがって, 振動台の加振能力を考 慮して、終局状態までを対象とした前回の高架橋 模型2)-4)の橋脚と支承寸法を調整することで、崩壊 挙動が再現されるようにした. 高架橋模型の概略 を図-1に示す.上部構造は前回と同じ表-1の諸元 を持つ構造とし、各橋脚横梁上に設置した2基のゴ ム支承を介して脚柱で支持した.加振実験CaseTで は、3基のT型CFT橋脚柱に用いる鋼管は、材質を STK400, 寸法を d 254.1×t 4mm とし, 2014年のも



※2) 模型供試体は錘設置用プレートと下フランジのマンホールを考慮

した.一方,加振実験CaseLでは,高架橋の中央 橋脚のみ図-1(a)のように脚柱をe=0.5mだけ橋軸直 角方向に偏心させた偏心率<sup>8)</sup> e/h=0.5/2.35=0.213の 逆L型CFT橋脚(脚柱鋼管材質・寸法STK400、o 300.8×t 5mm)を用い、両端部橋脚はT型CFT橋脚 柱(脚柱鋼管:材質STK400, 寸法  $\phi$ 254.1×t 4mm) とした.

### (2) 連続高架橋の実験模型の設計と入力地震動

本実験ではCFT橋脚の損傷で高架橋全体系が終 局状態を経て崩壊に至るシナリオを想定するが, 上部構造の応答は弾性範囲に留まるとともに,支 承のせん断ひずみ応答も許容せん断ひずみ175%に 対して60%以下の線形弾性挙動を示すように模型 を設計した.これは、現実と大きく乖離しない範 囲で崩壊実験の複雑化を避け、安全性を確保する ためである.

入力地震動は、2014年の実験と同様、Tsugaru波 (lg + tr成分)の時間軸を相似則に従い1/√s 倍に調 整したものを基準波とし、適切な一定振幅倍率を 乗じたlg, tr 成分をそれぞれ模型の橋軸, 橋軸直角 方向に同時入力する.橋脚と支承の材質と諸元, さらに入力地震動の振幅倍率は、振動台の加振能 力(1470gal)の制約条件下で、想定した崩壊シナ リオが実現されるように試行錯誤で決定した.模 型が想定シナリオに沿う崩壊挙動を示すか否かの 確認には、著者らが文献7)で開発したCFT橋脚の ポストピーク領域まで追跡可能な3次元セグメント モデルを適用した図-2の連続高架橋の立体はりモ デルによる時刻歴応答解析を用いた.

ここで、上部構造上に配置する錘は、T型橋脚 によるCaseTでは、橋脚の損傷がP2橋脚から始まる ように初期軸力比が中央橋脚(P2)で約0.15,両端部 橋脚(P1,P3)で約0.12となるように設定した. CaseL では、逆L型橋脚である中央橋脚P2の脚柱は偏心 に起因した初期曲げで降伏しないように初期軸力 比は約0.08を設定した. 端橋脚(P1,P3)では, CaseT

| 表-2 上部構造に設置した錘の質量 |               |            |            |  |  |  |  |
|-------------------|---------------|------------|------------|--|--|--|--|
| <b>运</b> 乳里/台里    |               | 錘の質量 (ton) |            |  |  |  |  |
|                   | <u>V.  E.</u> | CaseT      | CaseL      |  |  |  |  |
| P1, P3<br>橋脚上     | 1), 2         | 4.60, 4.60 | 4.60, 4.60 |  |  |  |  |
| <b>土松</b> 上       | 3             | 2.09       | 2.09       |  |  |  |  |
| 土竹上               | 4             | 4.18       | 2.09       |  |  |  |  |
| P2橋脚上             | 5             | 0          | 0          |  |  |  |  |
| 合言                | -             | 35.12      | 30.94      |  |  |  |  |





図-2 セグメントモデルを用いた全体系解析モデル(CaseL)

の端橋脚と同様、約0.12を設定した。設定した錘 ①~⑤(図-1)の重量配置を表-2に、ゴム支承の設 計諸元を表-3に,各CFT橋脚(図-3)の諸元を表-4に それぞれ示す.

入力波(Tsugaru波(lg + tr成分))の振幅倍率は, CaseTで350%, CaseLで300%とした. 振幅倍率 350%のTsugaru波の加速度応答スペクトルとCaseT, Lの模型の微動加振による振動特性から求めた橋 軸,橋軸直角方向の1次の固有周期を図-4に示す.

### (3) 計測方法

本実験では、上部構造に作用する地震慣性力が ゴム支承を介して各橋脚頂部に作用するメカニズ ムが、高架橋全体系が崩壊するまで、どのように 変化するかを検討するのが主たる目的である.

このため、ゴム支承の反力6成分(力3成分+モー メント3成分)と変形の応答値を計測した.反力の 計測では,独自に開発した6分力計(図-1(c))を全支 点(6点)においてゴム支承と橋脚横ばり間に設置

表-3 ゴム支承の設計諸元

|                        | CaseL,T     | CaseT     | CaseL     |  |
|------------------------|-------------|-----------|-----------|--|
|                        | 端橋脚 P1,P3 上 | 中央橋脚 P2 上 | 中央橋脚 P2 上 |  |
| ゴム材料の種類                |             | NR (G10)  |           |  |
| ゴム体平面寸法 a×b,           | 150×225,    | 220×330,  |           |  |
| 高さ $n \times t_e$ (mm) | 3×7.0       | 3×5.0     | 3×6.0     |  |
| S1 (1次形状係数)            | 6.4         | 10.8      | 11.0      |  |
| S2 (2 次形状係数)           | 7.1         | 12.0      | 12.2      |  |



した.ゴム支承の変形成分として、せん断変形は 全支点で、支承上鋼板と下鋼板間に設置した糸巻 き変位計(橋軸方向2点、橋軸直角方向1点)によ り測定された水平2方向の相対変位から算定した. 鉛直変形ならびに橋軸、橋軸直角回りの相対回転 は、橋軸方向右側の支承の4隅に設置したレーザー 変位計で計測された鉛直相対変位で算定した.

また,各橋脚頂部の変位は,橋脚横ばりの各計 測点の変位(橋軸方向2点,橋軸直角方向1点,鉛 直方向4点)を糸巻き変位計により計測し,横ばり を剛体とみなすことで並進3成分,回転3成分を算 定した<sup>2)</sup>. このほか,橋脚の歪,上部構造の変位や 載荷質量の加速度などを適宜測定した.

以上の測定では,変位,回転が大きくなる崩壊 領域が対象であるので幾何学的非線形性を厳密に 考慮した<sup>2),4)</sup>.

## 加振実験による CFT 橋脚で支持された連続 高架橋の崩壊に至るまでの挙動特性

### (1) CFT 橋脚柱の応答変位と荷重の配分特性

高架橋模型 CaseT, CaseL の加振実験で得られ た各橋脚柱頂部変位の応答を図-5 に、加振中 (=14.2sec)と終了時の中央橋脚 P2 の基部の変形お よび損傷状況を図-6 に示す.また、各橋脚柱に作 用する鉛直荷重の応答を図-7 に示す.図-5 の水 平変位成分および鉛直変位成分はそれぞれ初期降 伏水平変位  $\delta_0$ および初期降伏鉛直変位  $\delta_{0z}$ で、図-7 の軸力は降伏軸力  $P_0$ で無次元化している.

各橋脚の応答変位特性を図-5 より検討する.橋 脚柱の水平変位応答は、図-5(a),(b)より、CaseT, CaseL ともに、中央橋脚柱 P2 と端部橋脚柱 P1 の 差はほとんどない.これは、すべての橋脚横梁が 水平面内剛性の高い上部構造に結合されているの で、橋脚柱頂部の応答変位は上部構造の水平面内 の剛体的並進運動に支配されるからである.

橋脚柱の橋軸方向水平変位の応答は、図-5(a)より、 CaseT の最大応答は CaseL に比べかなり大きいが、残留変位はいずれも小さい. CaseT の応答



**固有周期**(sec.) 図-4 Tsugaru 波 350%の加速度応答スペクトル (h=5%,時間軸は相似則考慮)と微動加振実験に よる1次モードの固有周期

| 表−4 コンクリート充填橋脚柱供試体 | の諸元 | (計測値) |
|--------------------|-----|-------|
|--------------------|-----|-------|

|                      |                       | CaseT |       |       | CaseL |       |       |  |
|----------------------|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--|
|                      |                       | P1    | P2    | P3    | P1    | P2    | P3    |  |
| 鋼種                   |                       | 鋼管:S  | STK40 | 0,ダ1  | イヤフ   | ラム:S  | SM400 |  |
| ヤング係数                | E <sub>s</sub> (GPa)  |       | 233.0 |       | 233.0 | 202.2 | 233.0 |  |
| 初期降伏応力度              | $\sigma_y$ (MPa)      |       | 399.9 |       | 399.9 | 396.1 | 399.9 |  |
| 引張強度                 | $\sigma_u(MPa)$       |       | 462.6 |       | 462.6 | 482.3 | 462.6 |  |
| 充填コンクリート             |                       |       |       |       |       |       |       |  |
| 圧縮強度                 | $\sigma'_c$ (MPa)     |       | 26.9  |       |       | 26.9  |       |  |
| ヤング係数                | $E_c(GPa)$            |       | 23.3  |       |       | 23.3  |       |  |
| 鋼管外径(切削部)            | D(m)                  | 0.262 | 0.261 | 0.261 | 0.262 | 0.310 | 0.262 |  |
| 鋼管厚(切削部)             | t(mm)                 | 4.29  | 4.11  | 4.30  | 4.54  | 5.59  | 4.40  |  |
| 鋼管厚(非切削部)            | $t_p(mm)$             | 8.41  | 8.39  | 8.37  | 8.28  | 11.9  | 8.28  |  |
| ダイヤフラム厚              | $t_d(mm)$             | 9.0   | 9.0   | 9.0   | 9.0   | 9.0   | 9.0   |  |
| 鋼管断面積(切削部)           | $A_s(\text{cm}^2)$    | 34.7  | 33.2  | 34.7  | 36.7  | 53.5  | 35.6  |  |
| 断面 2 次モーメント<br>(切削部) | $I_s(\text{cm}^4)$    | 2879  | 2748  | 2866  | 3035  | 6218  | 2947  |  |
| 柱高さ                  | <i>h</i> (m)          | 0.798 | 0.797 | 0.799 | 0.799 | 0.798 | 0.798 |  |
| 橋脚高さ                 | $h_p(\mathbf{m})$     |       | 1.805 |       |       | 1.805 |       |  |
| コンクリート充填高さ           | $h_c(\mathbf{m})$     | 0.529 | 0.530 | 0.534 | 0.526 | 0.623 | 0.525 |  |
| 鋼管径厚比パラメータ           | $R_t$                 | 0.087 | 0.090 | 0.086 | 0.082 | 0.090 | 0.084 |  |
| 死荷重時の軸力比             | $P_d/P_0$             | 0.119 | 0.158 | 0.119 | 0.117 | 0.080 | 0.117 |  |
| 鋼管細長比パラメータ           | λ                     | 0.231 | 0.231 | 0.232 | 0.232 | 0.209 | 0.231 |  |
| 初期降伏水平変位             | $\delta_0(\text{mm})$ | 2.35  | 2.24  | 2.36  | 2.38  | 2.42  | 2.36  |  |
| 初期降伏水平荷重             | $H_0(kN)$             | 100   | 92    | 100   | 106   | 191   | 103   |  |
| 最大水平荷重               | $H_{\rm u}({\rm kN})$ | 191   | 191   | 191   | 191   | 386   | 191   |  |

が大きいのは加振倍率,上部工の錘の質量のいず れもが CaseL より大きいためと考えられる.な お,図-4 より CaseT と CaseL の橋軸方向の1次固 有周期はほぼ同じであり,応答の差は橋軸方向の 振動特性によるものではないといえる.

- 方, 橋脚柱の橋軸直角方向水平変位の応答 は、図-5(b)より、 CaseT, CaseL いずれも橋軸方 向に比べ大きく生じている. CaseT では振動中心 が-y方向に増加し,橋脚が傾く.このとき,橋 脚基部には図-6(a)のように、まず、提灯座屈が発 生した. その後, 提灯座屈変形頂部に水平き裂が 生じ,橋脚は崩壊状態に到達した. CaseL でも振 動中心は, 逆 L 型橋脚柱の偏心に起因した初期曲 げによるたわみ方向(-v方向)に増加する. t=30sec 近傍での逆 L 型脚柱の水平変位は CaseT の T 型橋脚柱 P2 より大きい. このとき, 逆 L 型 橋脚柱には初期曲げモーメントに起因して、柱の 高さ全体にわたって塑性曲げ変形が生じるととも に基部には図-6(b)のように局部座屈変形が生じ た.しかし、き裂は発生せず、振動中心の増加は  $\delta_{v} / \delta_{0} = -15$ 程度で頭打ちになった. なお, CaseL



図-6 中央橋脚(P2)基部の局部座屈とき裂の進展 (左は橋軸方向正側,右は橋直方向負側からの視点)

の橋脚柱の橋軸直角方向変位が,橋軸方向に比べ て大きく,CaseTと同レベルの値になるのは,逆 L型橋脚柱の初期曲げモーメントの影響であると 考えられる.

橋脚柱の鉛直方向変位の応答は図-5(c)のよう に、 CaseT では橋脚柱 P1, P2 による差は少ない が、CaseL では逆 L 型橋脚である P2 脚柱の鉛直変 位が T 型橋脚の P1 脚柱に比べてかなり小さい. これは T 型橋脚の鉛直変位が脚柱の圧縮変位で生 じるのに対し、逆 L 橋脚の鉛直変位は主として橋 脚柱の偏心曲げで生じることによる.その結果, 図-7 のように、CaseL では、逆 L 橋脚柱に作用す る鉛直荷重が小さくなる一方、端部脚柱 P1 (P3)に 作用する鉛直荷重が CaseT より大きくなる.



# (2) CFT 橋脚柱鋼管の局部座屈とき裂発生特性

CaseTの中央T型橋脚柱P2基部の損傷過程につ いて説明する.加振開始後 t=6sec で、軸力比の大 きい P2 では端部 T 型脚柱 P1, P3 より先に橋軸方 向の鋼管縁端部に局部座屈変形を生じた. 橋軸方 向の水平変位が-1160を超える t=10sec 付近になる と、上ベースプレート上面から約 65mm の高さ で、局部座屈変形が鋼管断面を一周して提灯座屈 となった. そして, t=11.2sec で, 鋼管の橋軸方向 縁端部の提灯座屈変形のほぼ頂部位置で鋼管内面 を起点として図-6(a)に示す水平方向のき裂発生が 確認された. き裂は加振の継続により水平方向に 進展し最終的には円周の 2/3 程度に広がった.端 部橋脚 P1, P3 においても中央橋脚同様の損傷を生 じたが、軸力比が小さいため、約 1sec 程度遅れて 局部座屈が発生し、き裂は約 t=16sec で生じた. 最終的なき裂の広がりは P2 よりやや小さい.

CaseLの中央橋脚 P2 である逆 L 型橋脚柱基部に おける損傷は, t=12sec 付近において, 上ベースプ レート上面から約 70mm の高さに偏心モーメント による脚柱の圧縮側に図-6(b)に示す局部座屈変形 が発生した.端部の T 型橋脚柱の基部にも t=13sec 付近において逆 L 橋脚柱と同様の位置に 局部座屈変形が生じたが,図-7(b)のように大きな 軸圧縮力が作用するので局部座屈変形の山の高さ がやや大きい. CaseL ではいずれの橋脚にもき裂 は発生しなかった.

### シェル・ソリッド要素モデルによる CFT 橋 脚柱の局部変形・局部ひずみの算定

各 CFT 橋脚柱の局部座屈や低サイクル疲労によ り高架橋が崩壊に至るメカニズムを解明するに は、局部座屈変形の進展過程や局部的なひずみ・ 応力の履歴を正確に追跡する必要がある.しか し、鋼管の局部的なひずみの繰り返し応答をき裂 発生に係る 10%以上の大きさで測定することは非 常に困難である.したがって、解析的手段により



図-9 限界曲面拡大型 3 曲面モデルの相当応力-有効相 当塑性ひずみ関係

評価することが必要になる.ここでは、図-8のシ ェル・ソリッド要素で離散化した精緻な CFT 橋脚 のFEモデル<sup>4)つ</sup>で加振実験の再現解析を行い、算 定される局部座屈変形や局部的なひずみ・応力の 応答値と実験結果の整合性について検討し、この ような諸量算定へのFEモデルの適用性を議論す る.解析に用いるFEモデルの詳細はすでに他の 文献<sup>4)つ</sup>で述べている.ただ、今回、シェル要素 の材料構成則には、鋼管に低サイクル疲労き裂が 発生する大きな相当塑性ひずみ領域での応力・ひ ずみ関係が精度よく表されるように従来の3曲面 モデル<sup>4)の</sup>を用いた.

ここでは、各 CFT 橋脚柱の独立した1本の図-8 に示す FE モデルに対して、加振実験で実測され た各橋脚柱頂部の変位や荷重の時刻歴応答を与え た解析を実施する.そして、得られた結果を実験 で観察された局部座屈変形や低サイクル疲労き裂 の発生特性と比較することで FE モデルの妥当性 を検討した.

高架橋模型の加振実験での測定<sup>2),4</sup>により,各 橋脚柱頂部の並進変位3成分,回転3成分ならび に橋脚横梁上のゴム支承2基の反力から各橋脚柱 頂部に作用する力3成分,モーメント3成分の応 答が得られている.ここでは,独立した各橋脚柱 のFEモデルの頂部に水平2方向並進変位成分  $\delta_x$ , $\delta_y$ ,鉛直力成分Pと集中モーメント成分 $M_x$ ,  $M_y$ , $M_z$ の応答を静的に作用させた解析を実施し た.そして,まず,FE解析で得られた橋脚の等価 水平力成分 $H_x^{eq}$ , $H_y^{eq}$ の履歴と局部座屈変形を実験 での測定結果と比較する.つぎに,FEモデルで算 定された鋼管の局部ひずみの応答特性と実験で観 察されたき裂の発生特性(CaseT)との比較を行



図-11 CaseL の P2 橋脚柱の等価水平復元力-水平 変位の履歴

い、おのおの整合性について考察する.

CaseT, CaseL について FE 解析で得られた中央 橋脚柱 P2 の等価水平力成分( $H_x^{eq}$ ,  $H_y^{eq}$ )<sup>2)-4)</sup>と水平 変位成分( $\delta_x$ ,  $\delta_y$ )の履歴関係を図-10,11 に, CaseLの逆L型橋脚柱 P2の基部における局部座屈 変形を図-12 に,それぞれ実験結果と比較して示 す.図-10,11 より,FE モデルで T 型ならびに逆 L型の CFT 脚柱の荷重一変位関係の履歴特性がほ ぼ精度よく解析できていることが分かる.とく に,逆L型橋脚柱の履歴挙動はかなり精度よく解 析されている.さらに,図-12 より,実験で観察 された逆L型橋脚柱基部の局部座屈変形の形状, 大きさともにFE モデルでよく再現されている.

以上の検討から FE モデルの妥当性が確認され たので,さらに FE モデルで算定された鋼管の局 部ひずみの分布特性と実験で観察された低サイク ル疲労によるき裂発生特性との整合性について検 討する.FE 解析より算定された橋脚のき裂発生位 置付近の応力 3 軸度は最大で 0.4 程度であり,既 往の研究成果 <sup>9</sup>から応力 3 軸度が鋼管のき裂発生

に与える影響は小さいと考えられる. そこで、こ こでは、算定された相当塑性ひずみ $\overline{\epsilon}$  をもと に、き裂発生の特性を検討する. 図-13(a).(b)には 局部座屈による鋼管の面外変位が最大で相当塑性 ひずみが最も大きくなる位置での鋼管内面と外面 の相当塑性ひずみ $\overline{\epsilon}^{\prime}$ の時刻歴応答を CaseT と CaseLの P1 と P2 橋脚それぞれについて示す. 図-13(a),(b)より, CaseT, L ともに端部の P1 橋脚より も中央の P2 橋脚の方が相当塑性ひずみが大きく なっている. これは, CaseT で P2 橋脚でのき裂発 生が P1 に先行する事実と符合する、き裂が発生 した CaseT の橋脚柱 P2 の相当塑性ひずみ応答 は、図-13(a)より、鋼管外面より内面の値が大き く、鋼管のき裂は内面側から生じたと考えられ る. この結果は CaseT の実験で観察されたき裂の 発生過程に整合する.ただ、き裂発生の視認時に おける鋼管内面の相当塑性ひずみの算定値は約 130%に達している.既往の鋼材の延性破壊に関す る研究<sup>9</sup>では塑性ひずみが約 100%を超えると延 性破壊が生じるといわれており,今回の実験でのき 裂発生時の相当塑性ひずみはやや大きい.しか し、これは次のように説明できる、加振実験でき 裂を視認できた t=11.2sec はき裂が鋼管表面に達し たときであり、鋼管内面ではそれより前の時刻に き裂が発生したのは明らかである.つまり、実際 に鋼管内部にき裂が生じた時刻における相当塑性 ひずみの算定値は 130%より小さくなるので、既 往の研究と必ずしも矛盾しない.

図-13(a),(b)を比較すると,FE 解析で得られた CaseLの橋脚柱 P1,P2の相当塑性ひずみは,いず れも CaseT の橋脚柱 P1,P2 に比べて小さく, CaseT の橋脚にき裂が生じた時点の相当塑性ひず みレベルに到達しないことが分かる.これは実験 で CaseT の橋脚柱にき裂が生じ,CaseLの橋脚柱 にき裂が生じなかった結果と整合するものであ る.逆L型橋脚を中央橋脚にもつ CaseLの橋脚の 相当塑性ひずみが小さくなる理由は次のように説 明できる.図-10,11の履歴曲線から分かるように CaseT の T型橋脚柱 P1,P2 ではほぼ両振り載荷状 態であるが,CaseL の逆L型橋脚柱 P2 は片振り載 荷状態であり,T型橋脚 P1 も同様になる.その結 果,相当塑性ひずみ増加に強く関連する水平変位 の振幅量は CaseL の橋脚柱では小さくなる.

以上の検討範囲では、き裂発生の有無や発生位 置についてある程度予測可能であるといえる.

# 5. 3 次元セグメントモデルによる 2 径間連続 高架橋加振実験の再現解析

連続高架橋の全体解析では複数の CFT 橋脚を精 緻な FE モデルで表すことが考えられる.しか し,CFT 橋脚特有の強非線形性で,解の収束性が 悪く膨大な解析時間が必要であるとともに数値解 析の安定性を欠く問題もある.したがって,上記 のモデルでは,事実上,現実的な数値解析は不可



図-12 CaseL の加振試験終了後の逆 L 型橋脚柱(P2)基 部の変形状態



図-13 橋脚基部のひずみ最大位置での相当塑性ひずみ

能である.ここでは、このような問題点を解決 し、実用的な計算を可能にするために著者らが開 発したセグメントモデル<sup>の</sup>の加振実験の再現解析 への適用性について検討した.

CFT 橋脚を対象としたセグメントモデルの構築 方法について説明する. 鋼管の局部座屈による損 傷が生じる CFT 橋脚基部の上下ダイヤフラム間を セグメントモデル区間として、図-14 のように鋼 管を1本の3次元はり要素,充填コンクリートを 複数本の3次元トラス要素で表した.ここで,充 填コンクリートのせん断弾性剛性は鋼管のはり要 素に付加して考慮した。鋼管下部の局部座屈変形 が生じる部分を有効破壊長領域(長さLse)とし、 この領域の鋼材の一軸の構成則として圧縮側には 局部座屈による軟化と繰り返しの影響を考慮した モデルを導入した.このような軟化の構成則を導 入した有効破壊長領域は変形の局所化で数値解析 上の不安定性が生じる可能性があるため、この区 間を1要素でモデル化した. セグメント区間の充 填コンクリートをモデル化した複数本のトラス要 素に導入する 1 軸の構成則は Ramberg-Osgood に よる3パラメータモデルでダメージ関数を導入し た. 有効破壊長領域以外の鋼管にはバイリニア型 移動硬化則(2次勾配は E,/100)を用いた. セグ メントモデルで最も重要であるのは有効破壊長 Lse と各材料構成則のパラメータ値の決定であり、こ れらは、対象とする CFT 橋脚柱の一方向漸増繰り 返しで得られる正確な水平荷重-水平変位の履歴 曲線を基に同定する必要がある. つまり, セグメ ントモデルの精度は基準とする CFT 橋脚柱の水平 荷重-水平変位の履歴曲線の精度に支配される.



|         |          | Casel                                   | CaseL:P2    |          |
|---------|----------|---|-------------|----------|
|         |          |   | CaseL:P1,P3 | CubeEn 2 |
| 軸力比     |          | $P/P_0$                                 | 0.158       | 0.080    |
|         | 有効破壊長比   | $L_{se}/D$                              | 0.341       | 0.321    |
|         | ヤング係数比   | $E_{el}/E_s$                            | 0.775       | 0.712    |
|         | 引張側降伏応力比 | $\sigma_{yy}/\sigma_y$                  | 1.238       | 1.418    |
|         | 圧縮側降伏応力比 | $\sigma_{yo}/\sigma_y$                  | 0.642       | 0.723    |
|         | 圧縮最大ひずみ比 | $-\varepsilon_{pl}^{U}/\varepsilon_{y}$ | 1.573       | 1.833    |
| 网站      | 圧縮最大応力比  | $\chi = \sigma_{cu} / \sigma_{yc}$      | 1.276       | 1.385    |
| <b></b> | 圧縮限界ひずみ  | $-\varepsilon_{pl}^{cr}$                | 1.203       | 1.311    |
|         | 圧縮限界応力比  | ξ                                       | 0.059       | 0.082    |
|         | 圧縮硬化指数   | m                                       | 1.962       | 1.792    |
|         | 引張側弾性限比  | κ                                       | 0.266       | 0.167    |
|         | 復元ひずみ係数  | r                                       | 1.203       | 1.311    |
|         | 弹性係数減少係数 | η                                       | 2.688       | 2.804    |
|         | ヤング係数比   | $E_c/E_{c0}$                            | 0.275       | 0.291    |
| 充填      | 軟化勾配比    | $-E_{do}/E_{c0}$                        | 0.0014      | 0.0010   |
| コン      | 最大ひずみ比   | $\varepsilon_{\rm m}/0.002$             | 3.885       | 4.955    |
| クリ      | 最大圧縮応力比  | $\sigma_m/\sigma_{cc}$                  | 0.879       | 0.889    |
| ート      | 硬化指数     | п                                       | 1.877       | 1.018    |
|         | 損傷係数比    | $\omega_d$                              | 0.862       | 0.882    |

| 表-5 セグ | メン | トモデルの各パラ | メータの値 |
|--------|----|----------|-------|
|--------|----|----------|-------|

ここでは 4. に示した精緻なシェル・ソリッド要 素モデルによる FE 解析で対象とする CFT 橋脚柱 の履歴曲線を求め、これとセグメントモデルで算 定した履歴曲線が一致するように滑降シンプレッ クス法による最適計算でパラメータ同定を行っ た.同定された CaseT, CaseL の T 型橋脚柱 P1, P3 と CaseL の逆 L 型橋脚柱 P2 の各パラメータ値 を表-5 に示す.これらのパラメータ値を用いたセ グメントモデルによる CFT 橋脚柱の 1 方向繰り返 し解析の結果と基準となった FE 解析の結果との 比較を図-15 に示す.セグメントモデルはポスト ピーク領域まで FE モデルによる 1 方向繰り返し 解析結果を,CFT 橋脚特有のピンチング挙動を含 めて,精度よく再現している.

つぎに、2 径間連続高架橋模型の加振実験を再 現するため、上記のパラメータを用いたセグメン トモデルを各 CFT 橋脚柱の下部に導入した図-2 の立体はり要素による高架橋モデルを構築した. ここで、ゴム支承の力学特性(剛性、減衰)につ いては、加振実験で実測されたゴム支承の荷重-変位の履歴関係から表-6のとおりとした.以上の セグメントモデルを用いた立体骨組モデル解析に より加振実験を再現し、その精度を検証する.

CaseT および CaseL の再現解析の結果として, 中央橋脚 P2 頂部の水平変位成分の時刻歴応答,



(d) Caller, 12 (o) Caller, 12 (o)

表-6 橋脚上のゴム支承の弾性剛性と減衰定数 (加振実験による実測値からの同定結果)

|             | 並進変位成分 |        |     | 回転成分(橋直周り) |        |       |
|-------------|--------|--------|-----|------------|--------|-------|
|             | 橋軸     | 橋直     | 鉛直  | 1次         | 2次     | 変化角   |
| CaseT:P1,P3 | 1.30   | 1.80   | 247 | 0.183      | 0.076  | 0.015 |
| CaseL:P1,P3 | 0.0224 | 0.0221 | 0   | 0.0030     |        |       |
| CaseT:P2    | 2.38   | 3.99   | 641 | 1.167      | 0.161  | 0.006 |
|             | 0.0520 | 0.0607 | 0   |            | 0.0052 | 2     |
| CaseL:P2    | 3.60   | 4.50   | 907 | 0.5        | 54     | -     |
|             | 0.0500 | 0.0600 | 0   |            | 0.0065 | 5     |

1) 上段が剛性,下段が減衰定数を表す.

2) 並進変位の剛性の単位は MN/m, 回転は MNm/rad

3) 並進変位の減衰の単位は MN/(m/s), 回転は MNm/(rad/s)

中央橋脚 P2 頂部の等価水平力成分( $H_x^{eq}$ ,  $H_y^{eq}$ )と水 平変位成分( $\delta_x$ ,  $\delta_y$ )の履歴関係を図-16, 17 に示 す.図-16 では加振実験結果も示している.ま た,セグメントモデルによる各橋脚の軸力比の時 刻歴応答を図-18 に示す.これらを実験結果(図-5, 7, 10, 11)と比較すると、いずれの物理量に関 しても、実験結果が精度よく解析されている.

最後に、計算時間について考察する. CFT 橋脚 全てを精緻な FE モデルで表した連続高架橋モデ ルを汎用ソフト ABAQUS により Intel Xeon E5-2697 V2 プロセッサーの 4 コアで並列計算した場 合、非常に長い計算時間(1カ月〜数カ月以上) を要した. さらに、収束の悪化で解析不能になる 場合も多く遭遇した. 一方、セグメントモデルで はパラメータ同定に 3~4 時間を要するが加振実験 の計算時間は約 10 分間程度であり、解の収束性 も良い. 以上より、3 次元セグメントモデルを CFT 橋脚に適用すると、複数の CFT 橋脚で支持さ れた高架橋全体系の終局から崩壊近傍に至る挙動 を精緻な FE モデルを用いた場合とほぼ同等の精 度で、かつ非常に効率的な計算ができ、実務への 適用も十分可能であると言える.

### 6. まとめ

T型と逆L型のCFT橋脚を有する連続高架橋の 終局から崩壊に至る挙動を解明するために,縮尺 1/6.7の2径間連続高架橋模型の水平2方向同時加 振実験を実施した.その結果,T型CFT橋脚のみ を用いた高架橋模型では各CFT橋脚の鋼管にいわ ゆる提灯座屈が発生後,座屈変形部分に低サイク



図-17 セグメントモデルによる P2 橋脚柱の等価水平復 元カー水平変位の履歴

ル疲労による水平き裂が発生し、高架橋全体は橋 軸直角方向に傾斜することで崩壊状態に至った. 一方, 中央橋脚のみが逆 L型 CFT 橋脚の高架橋に おいても加振により高架橋全体は CFT 橋脚柱の曲 げ変形と柱基部の局部座屈変形で橋軸直角方向に 傾斜したが、いずれの橋脚にもき裂は発生しなか った. つぎに, CFT 橋脚の崩壊に至る挙動の解析 へのシェル・ソリッド要素を用いた精緻な FE モ デルの適用性を検討した.実験で測定された各橋 脚柱頂部の作用力と応答変位を単一の CFT 橋脚の FE モデルに載荷した解析を実施した.その結果, 算定された局部座屈変形やひずみの応答は実験で 観察された T 型ならびに逆 L 型の CFT 橋脚の実 験で観察された崩壊挙動とほぼ整合する結果が得 られた. さらに, CFT 橋脚で支持された連続高架 橋全体系の加振による崩壊過程を再現できる実用 的な解析モデルとして, CFT 橋脚に 3 次元セグメ ントモデルを導入した立体はリ要素による高架橋 モデルの適用性を検討した.加振実験との比較か ら、3次元セグメントモデルを導入した高架橋モ



デルはシェル・ソリッド要素を用いた精緻な FE モデルとほぼ同等の精度で、かつ、非常に効率的 な計算が可能であることがわかった.したがっ て、実務への適用も十分可能である.

### 謝辞:本研究は JSPS 科研費 JP16H02359, JP18K04337の助成を受けた.

### 参考文献

- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計 編, 2017.
- Goto, Y., Ebisawa, T., Obata, M., Li, J. and Xu., Y. : Ultimate Behavior of Steel and CFT Piers in Two-Span Continuous Elevated-Girder Bridge Models Tested by Shake-Table Excitations, *J. Bridge Eng.*, 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001021, 2017.
- 3) 後藤芳顯,海老澤健正,奥村徹,松澤陽,小畑誠, Jianzhong Li, Yan Xu:水平2方向加振を受ける連続 高架橋模型における橋脚,ゴム支承,上部構造の連 成とその終局挙動について,第17回性能に基づく橋 梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.431-438, 2014.7.
- 海老澤健正,後藤芳顯,小畑誠, Jianzhong Li, Yan Xu:円形断面鋼製橋脚を持つ連続高架橋模型の2方 向加振実験のFE解析と終局挙動特性,第18回性能に 基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演 論文集,pp.431-438,2014.7.
- Goto, Y., Ebisawa, T. and Lu, X. : Local Buckling Restraining Behavior of Thin-Walled Circular CFT Columns under Seismic Loads, *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000904. 2014.
- 6)後藤芳顯,関一優,海老澤健正,呂西林:地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上,土木学会論文集A1,Vol.69, No.1, pp.101-120, 2013.
- 7) 川西直樹,後藤芳顯:コンクリート充填構造を対象 とした3次元セグメントモデルの開発と耐震照査 法,構造工学論文集, Vol.64A, pp.73-85, 2018.
- Alamiri, M. A., 後藤芳顯:地震時に3方向の力の成分 と3方向のモーメント成分が作用する円形断面鋼製 橋脚柱の終局限界状態の評価,土木学会論文集A1, Vol.71, No.1, pp.20-36, 2015.
- 石川信行、小林泰男、栗原正好、大沢紘一、豊田政男: 繰返し荷重下における構造用鋼の延性き裂発生挙動、 鉄と鋼、Vol.85-No1,pp.71-77,1999.