コンクリート充填鋼製橋脚で支持された2径間連続高架橋 模型の加振実験による終局挙動と崩壊挙動の特性と3次元 セグメントモデルの適用性について

後藤芳顯¹·川西直樹²·Lyu Fei³·海老澤健正⁴·Yan Xu⁵

¹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)

²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)
³学生会員 博士課程在学中 名古屋工業大学大学院(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)
⁴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)

⁵非会員 Ph.D. 同済大学准教授 土木工程学院 (〒200092 中華人民共和国上海市楊浦区四平路1239)

1. まえがき

連続高架橋のレベル2地震動に対する耐震設計で は、通常、橋脚の損傷のみ許容される.このため、 従来の研究では橋脚単体の終局挙動や崩壊挙動特性 に関する研究が多く報告されている^{例えば1)}.しかし、 実際には橋脚-支承-上部構造の連成により、橋脚 の損傷後には荷重の再配分が生じるので、橋脚単体 の終局状態や崩壊挙動と高架橋全体系の挙動との関 係は必ずしも明らかでない.

著者らは2014年にコンクリート部分充填橋脚(以 下,CFT橋脚と記す)と無充填橋脚を含む5種類の異 なった鋼製橋脚を対象に過去最大級の2径間連続高 架橋模型(1/s=1/6.7)(図-1)を製作し、終局状態ま でを目的とした水平2方向同時加振実験²⁾⁻⁴⁾を実施し た.この加振実験において、高架橋模型の無充填橋 脚は基部の局部座屈で大きく傾き, 高架橋全体系は 終局状態を超えて崩壊状態近傍まで到達した.一方, CFT橋脚による実験ケースでは、3本の橋脚全てに 明確な塑性変形が生じ終局状態に達したが、無充填 橋脚の場合の1.5倍の加振倍率にかかわらず、加振後 の残留変位はわずかであり高架橋の崩壊挙動は確認 できなった.これで、CFT橋脚は、高架橋内におい ても、ピーク点以降の局部座屈変形の進展抑制機能 5,6)により無充填橋脚に比べて優れたエネルギー吸 収能を持つことが裏付けられた.

本研究では、まず、2014年の実験²⁾⁻⁴⁾(前回実験) で生じなかった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実現するために橋脚の諸元を 変更することで再度同様の加振実験を実施した.こ の実験でもCFT橋脚はポストピーク域において高い エネルギー吸収能を発揮することが確認できたが, その後,低サイクル疲労によるき裂進展で橋脚全体 が傾くことで高架橋は崩壊挙動を示した.そこで, つぎに,加振実験結果を利用した橋脚のFE解析で CFT橋脚に生じるひずみや応力の履歴を算定し,低 サイクル疲労き裂の発生について考察した.さらに, 文献7)で,著者らはCFT橋脚のポストピーク域の挙 動を精度よく解析可能で実用的な3次元セグメント モデルを開発しているが,このモデルをCFT橋脚に 適用した連続高架橋模型の全体モデルを用いて終局 から崩壊状態に至る加振実験結果の再現解析を実施 した.そして,セグメントモデルの精度,計算効率 について検証した.

2. CFT 橋脚を持つ 2 径間連続高架橋模型による 終局から崩壊挙動解明のための加振実験

(1) 実験方法

今回のCFT橋脚を持つ2径間連続高架橋模型(図-1)の水平2方向同時加振時実験では,橋脚が終局状態に到達後,崩壊挙動にまで至るように計画した.すなわち,前回実験の高架橋模型におけるCFT橋脚の径を小さくするとともに入力地震動を増幅して加振実験を実施した.ここで,振動台にセットした模型には橋軸方向をX軸,橋軸直角方向をY軸とする右手系の直交直線座標系を図-1(a)のように導入した.

高架橋模型は前回実験で用いた上部構造(**表-1**) をゴム支承を介して3基の鋼管径を減少させたCFT橋 脚で支持することで製作した.縮尺率は前回と同様



※1) 模型供試体は錘の質量を含む. ※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



図-2 3次元セグメントモデルによる高架橋全体モデル

に1/s=1/6.7と仮定した.今回の実験でも,上部構造 は損傷せずに,CFT橋脚の損傷で高架橋が終局から 崩壊状態に到達するシナリオに沿うように,現実的 な範囲でCFT橋脚(図-3,表-2)の諸元,錘(図-1) の配置,ゴム支承(許容せん断ひずみ175%)の諸元 (表-4),入力地震動Tsugaru波(lg + tr成分)の振幅拡 大倍率350%を決定した.ここで,上部構造に配置す る錘は,初期軸力比が中央橋脚(P2)で0.15,端橋脚 (P1,P3)で0.12程度となることを目標に設定した.実 験での加振は入力地震動の時間軸を相似則に従い $1/\sqrt{s}$ 倍に調整し,lg,tr成分をそれぞれ模型の橋軸 方向(X軸)と橋軸直角方向(Y軸)に同時入力する ことを想定した.

実験での挙動が想定したシナリオに沿うことの確認は、3次元セグメントモデル⁷⁷をCFT橋脚に適用して2径間連続高架橋模型を図-2のように3次元はり要

素でモデル化し,時刻歴応答解析を行うことで実施 した.

(2) 計測方法^{2),3)}

本実験では上部構造に作用する地震慣性力がゴム 支承を介して橋脚頂部に伝達されるメカニズムを明 らかにすることが重要な目的の一つである.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)を計測するため、独自に開発した6分力計(図-1 参照)を全支点(6点)で支承と橋脚横ばり間に設置 した.橋脚頂部の変位は、橋脚横ばりの各計測点 (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6成分(並進3成分,回転3成分)を算定し た.測定結果からの反力成分、変位・回転成分の算 定では幾何学非線形性の影響を厳密に考慮した^{2),3}.

CFT 橋脚の局部座屈と塑性ひずみの算定に用いるシェルとソリッド要素による FE モデル

部分充填 CFT 橋脚における鋼柱の局部座屈や低 サイクル疲労き裂で高架橋が崩壊状態に至るメカニ ズムを解明するには, CFT 橋脚に生じる局部座屈や 局部的な塑性ひずみの履歴を正確に追跡する必要が ある.

加振実験では、鋼柱のき裂発生箇所に生じると予

測される繰り返しによる10%を超える塑性ひずみを 実測することは容易ではない.ここでは,表-5の 材料パラメータを導入した図-4に示す精緻なFEモ デル^{8など}により各 CFT 橋脚の実験での挙動の再現 解析を実施することで塑性ひずみ応答を評価するこ とを考えた.なお,連続高架橋模型の複数の CFT 橋脚をすべて FE モデルで表した全体系モデルによ る時刻歴応答解析を実施すると,CFT 橋脚特有の強 非線形性で,収束計算が途中で止まったり,膨大な 解析時間(1カ月以上)が必要となる.そこで本研 究では,各橋脚の1本柱モデル(FE モデル)に対 して,加振実験で測定された各橋脚頂部の並進変位 や荷重の履歴を作用させた静的解析で塑性ひずみ応



図-3 CFT 橋脚供試体(寸法は設計値)

表-2 橋脚供試体の諸元(計測値)

		無充填橋脚(2014)			CFT橋脚(2017)		
		P1	P2	P3	P1	P2	P3
鋼種		鋼管:STK490,ダイ ヤフラム:SM490			鋼管:STK400,ダイ ヤフラム:SM400		
鋼ヤング係数 鋼初期隆伏応力度	E(GPa) $\sigma_{\nu}(MPa)$		197.3 495.2			233.0 399.9	
鋼引張強度	$\sigma_u(MPa)$		536.4			462.6	
充填コンクリート 圧縮強度	$\sigma'_c(\mathrm{MPa})$	_			26.9		
充填コンクリート ヤング係数	$E_c(GPa)$					23.3	
鋼管外径 (切削部)	<i>D</i> (m)	0.311	0.311	0.311	0.262	0.261	0.261
鋼管厚 (切削部)	t(mm)	4.99	5.01	4.93	4.29	4.11	4.30
鋼管厚 (非切削部)	$t_p(mm)$	12.8	12.8	12.8	8.41	8.39	8.37
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)	$A_s(\text{cm}^2)$	48.2	48.2	47.4	34.7	33.2	34.7
断面2次モーメント (切削部)	$I_s(\text{cm}^4)$	5620	5640	5550	2879	2748	2866
柱高さ	<i>h</i> (m)	0.796	0.801	0.800	0.798	0.797	0.799
橋脚高さ	$h_p(\mathbf{m})$	1.806	1.808	1.808	1.805	1.805	1.805
中間ダイヤフラム 高さ	$h_c(\mathbf{m})$	0.625	0.628	0.628	0.529	0.530	0.534
鋼管径厚比パラ メータ	R_t	0.127	0.127	0.129	0.087	0.090	0.086
死荷重時の 軸力比	P_d/P_0	0.078	0.120	0.080	0.119	0.158	0.119
鋼管細長比 パラメータ	λ	0.235	0.236	0.236	0.231	0.231	0.232
初期降伏水平変位	$\delta_0(\mathrm{mm})$	3.06	2.94	3.02	2.35	2.24	2.36
初期降伏水平荷重	$H_0(kN)$	212	203	209	100	92	100
最大水平荷重*	$H_u(kN)$	302	295	297	186	191	186

*最大水平荷重は、FEモデルのPushover解析による最大荷重値

答を算出する. すなわち, 2. (2) による加振実験で の計測 ^{2),3)}から得られる各橋脚頂部の並進 3 成分, 回転 3 成分の 6 成分の変位と力を利用して, **図-4** の 1 本柱モデルの柱頂部に水平 2 方向の並進変位成 分 δ_x, δ_y , 鉛直力 P,集中モーメント成分 M_x , M_y , M_z の履歴を入力した静的解析を実施する. なお, FE モデルの精度については,加振実験で得 られた各 CFT 橋脚の水平 2 方向の等価水平力 - 水 平変位関係の履歴と比較することで検証する.

連続高架橋の全体解析に用いる CFT 橋脚の 3 次元セグメントモデル

CFT 橋脚の実用的な解析モデルとして開発した3 次元セグメントモデル⁷⁾は複数の CFT 橋脚で支持 された高架橋全体系のポストピーク領域までの3次 元挙動を精度よく効率的に解析することを目標とし ている.そこで,3次元セグメントモデルの妥当性 を高架橋の加振実験と比較して検討する.

3次元セグメントモデルは鋼管の局部座屈で損傷 が生じるコンクリートを充填した橋脚基部の上下ダ イヤフラム間のセグメントに適用する.図-5のよ うに、この部分の鋼管を3次元はり要素、充填コン クリートを上下ダイヤフラム間を部材長とする複数 の3次元トラス要素で表す.さらに、鋼管基部の局 部座屈変形が生じる部分を有効破壊長領域(長さ *L*se)と呼び、この領域の一軸の構成則として圧縮 側には局部座屈による軟化挙動と繰り返しの影響を 考慮したモデルを導入する.有効破壊長領域を複数 のはり要素で表すと局所化が生じる可能性があるた め、この区間を1つのはり要素でモデル化する.こ れ以外の部分の鋼管にはバイリニア型移動硬化則 (2次勾配は*E*s/100)を導入したはり要素を用いる. 充填コンクリートの1軸の構成則はダメージ関数を

錘設置位置		錘の質量(ton)			
		無充填橋脚	CFT 橋脚		
P1 橋脚上	P1 橋脚上 ①, ②		4.60, 4.60		
	3	4.18	2.09		
主桁上	4	4.18	4.18		
	5	4.18	2.09		
P2橋脚上	P2橋脚上 ⑥		0		
	\overline{O}	4.18	2.09		
主桁上	8	4.18	4.18		
	9	4.18	2.09		
P3橋脚上	10, 11	4.60, 4.60	4.60, 4.60		
合言	H	45.97	35.12		

表-3 上部構造に設置した錘の質量

各錘(①~⑪)の設置位置は**図-1** 参照

表-4 ゴム支承の諸元と特性((設計値)
-----------------	-------

*-	無充填橋脚ケー	・ス (1/s=1/6.7)	CFT 橋脚ケース (1/s=1/6.7)			
	端橋脚 P1,P3 上	中央橋脚 P2 上	端橋脚 P1,P3 上	中央橋脚 P2 上		
ゴム材料の種類	NR (G10)	NR (G10)		
ゴム体平面寸法 $a \times b$,高さ $n \times t_e$ (mm)	260×390, 4×10.0	300×450, 4×10.0	150×225, 3×7.0	180×270, 3×5.0		
S1 (1 次形状係数)	7.8	9.0	6.4	10.8		
S2 (2 次形状係数)	6.5	7.5	7.1	12.0		



3曲面モデル

表-5 CFT 橋脚に関する各材料定数

 E_{\cdot}

(GPa)

 v_c

f

25.6 0.16 26.9 2.2

Ĕ

表-6 セグメントモデルの各パラメータの値(P2 橋脚)

е

0.1

10°

 σ_{b0}/σ_{c0}

1 16

損傷塑性モデル

 K_{c}

0.67

 σ_{t0}

(MPa)

基部回転ばね剛性

KAY

 $(MN \cdot m)$

153.7

 $K_{\theta Y}$

 $(MN \cdot m)$

1537

	有効破壊長比	L_{se}/D	0.341
No1 666-	ヤング係数比	E_{el}/E_s	0.775
	引張側降伏応力比	σ_{yt}/σ_y	1.238
	圧縮側降伏応力比	σ_{yc}/σ_y	0.642
	圧縮最大ひずみ比	$-\varepsilon_{pl}^{U}/\varepsilon_{y}$	1.573
	圧縮最大応力比	$\chi = \sigma_{cu} / \sigma_{yc}$	1.276
判 官	圧縮限界ひずみ	$-\varepsilon_{pI}^{cr}$	1.203
	圧縮限界応力比	ξ	0.059
	圧縮硬化指数	m	1.962
	引張側弾性限比	κ	0.266
	復元ひずみ係数	r	1.203
	弹性係数減少係数	η	2.688
	ヤング係数比	E_c/E_{c0}	0.275
充填 コンク リート	軟化勾配比	$-E_{dc}/E_{c0}$	0.0014
	最大ひずみ比	$\varepsilon_m/0.002$	3.885
	最大圧縮応力比	σ_m / σ_{cc}	0.879
	硬化指数	п	1.877
	損傷係数比	ω_d	0.862



5. 連続高架橋の終局から崩壊に至るまでの挙 動特性

(1) CFT 橋脚の挙動特性

高架橋模型の加振実験で得られた各橋脚の頂部変 位成分の応答を図-7 に、中央橋脚 P2 の基部の損傷 状況の進展を図-8 に示す. 図-7 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 δ および全断面初期降伏鉛直変位 δ_{0Z} で無次元化して いる. 図-7 には比較のため前回実験での無充填橋 脚の結果も示している.

図-7 より、前回実験の無充填橋脚の応答特性と して、水平変位成分は中央局脚 P2 と端部橋脚 P1 の 差はほとんどない.しかし,鉛直変位成分について は、軸力比がより高い中央橋脚 P2 では局部座屈変 形が大きく生じたため、端部橋脚 P1 との差が大き くなった.一方, CFT 橋脚では充填コンクリート で局部座屈変形が拘束されるため、鉛直変位成分も 含め橋脚頂部の並進変位3成分のすべての応答につ いて P1, P2 の差はほとんどない.水平変位の応答特

導入する.

有効破壊長 Lse を含む材料構成則の全パラメータ (18 個)⁷⁾は,水平 1 方向漸増両振り繰り返しを受け る CFT 橋脚単柱の水平荷重-水平変位の履歴挙動 に関する FE 解析結果(または,繰り返し載荷実験) 結果)に合致するように滑降シンプレックス法に基 づく最適計算で同時に決定する.

表-6 には今回の実験で用いた CFT 橋脚(P2)を対 象に同定された3次元セグメントモデルのパラメー タ値を示す. これらの値は、CFT 橋脚単柱の FE モ デルにより算定された図-6(a)に示す水平荷重-水 平変位関係をもとに同定した. セグメントモデルに よる解析結果を図-6(b)に示すが、ポストピーク域 まで FE モデルによる解析結果とよく一致しており, CFT 橋脚特有のピンチング挙動も再現できている.

2 径間連続高架橋の全体系のモデル化では、上記 のパラメータによる3次元セグメントモデルを各 CFT 橋脚の基部に挿入するとともに、他の部位は立 体はり要素で表す(図-2).ゴム支承については、 その挙動特性(剛性,減衰)が高架橋全体系の挙動 特性に与える影響が大きいと考えられるため、加振 実験で実測されたゴム支承の履歴挙動から表-7の ように決定した.

(加振実験による実測値からの同定結果)					
橋	定数		並進成分		回転成分
脚		橋軸方向	橋直方向	鉛直方向	橋軸直角軸回り
P1 • P3	剛性	1.30 MN/m	1.80 MN/m	247 MN/m	1 次剛性: 0.183 MN/m 2 次剛性: 0.076 MN/m (遷移点回転角 0.015rad)
15	減衰	0.0224 MN/(m/s)	0.0221 MN/(m/s)	0	0.0030 MN·m/(rad/s)
P2	剛性	2.38 MN/m	3.99 MN/m	641 MN/m	1 次剛性: 1.167 MN/m 2 次剛性: 0.161 MN/m (遷移点回転角 0.006rad)
	減衰	0.0520 MN/(m/s)	0.0607 MN/(m/s)	0	0.0052 MN·m/(rad/s)

表-7 橋脚上のゴム支承の弾性剛性と減衰係数 (加振実験による実測値からの同定結果)

性として、CFT 橋脚では無充填橋脚と異なり、橋軸方向の振動振幅は橋軸直角方向に較べて明らかに大きいが、加振開始後 *t*=10(sec.)からは、橋軸直角方向に残留変位が徐々に増加し、橋脚が傾いていくのがわかる.

図-8 より、中央橋脚 P2 の損傷の進展を見ると、 加振開始後 t=6(sec.)から軸力比の大きい P2 では端 部橋脚 P1, P3 に先駆けて鋼管基部断面の橋軸方向縁 端部に局部座屈変形(図-8(a))が生じた.そして, 橋軸方向の水平変位が 11δ₀(δ₀は初期降伏水平変位) を超えた t=11(sec.)付近になると、図-8(b)のように 局部座屈変形は鋼管断面を一周してちょうちん座屈 となるとともに、低サイクル疲労による水平方向の き裂の発生が確認された. き裂発生位置は上ベース プレート上面から約 65mm の高さの鋼断面の橋軸方 向縁端部である.この高さはちょうちん座屈波形頂 部の位置である.加振の継続にともなって、き裂が 進展し(図-8(c)),最終的には円周の 2/3 程度に 広がった.端部橋脚においても中央橋脚と同様な損 傷が生じたが、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=16(sec.)で 生じた.最終的なき裂の広がりは図-8(c)程度で中 央橋脚より小さい.

橋脚の損傷と応答水平変位の関係を見ると、図-7 より、き裂発生前の t=11(sec.)以前には、橋軸直角 方向よりも橋軸方向の応答変位が大きく $10\delta_0$ を超 える応答変位が記録されている.しかし、き裂発生 以降は、高架橋構造として不安定になる橋軸直角 (Y)方向に残留変位が徐々に増大し、加振終了時で 約 $-12\delta_0$ の大きな残留変位が生じた.一方、橋軸方 向の残留変位は非常に小さい.前回実験からわかる ようにき裂進展がなければ CFT 橋脚の残留変位は 小さいと考えられる.

(2) 上部構造重量の各橋脚への配分特性

CFT 橋脚で支持された今回の高架橋模型の加振実 験での中央橋脚 P2 と端部橋脚(P1, P3 の平均)の



(c) 鉛直方向変位成分 図-7 高架橋加振実験での橋脚頂部の並進変位の応答



(c) t=14.19(sec.)時 図-8 中央の CFT 橋脚(P2) 基部の局部座屈とき裂の進展 (左は橋軸方向負側,右は橋直方向正側からの視点)

軸力比の時刻歴応答を前回の無充填橋脚で支持され た高架橋模型の加振実験結果^{2),3)}と比較して図-9(a), (b)に示している.

無充填橋脚の場合は図-9(a)より,加振途中に中 央橋脚と端部橋脚の軸力比が大きく変動し,大小関 係が逆転しいる.無充填橋脚の場合,図-7(c)のよ うに初期軸力比の高い中央橋脚では,局部座屈(ち ょうちん座屈)による鉛直方向圧縮変形が端橋脚よ りも進行する.その結果,中央橋脚が負担する上部 構造重量の割合は低下する一方で,両端部橋脚の負



担する割合が上昇する.

CFT 橋脚高架橋の場合は、図-9(b)より,各橋脚 の軸力比は初期軸力の周りで振動し、大きく橋脚が 損傷した最終状態においても軸力比は無充填橋脚の ように大きく変化することはない.これは、図-7(c)からわかるように、CFT 橋脚では充填コンクリ ートの効果で橋脚の局部座屈による橋脚の鉛直方向 変形がわずかであることによる.

(3) FE モデルによる CFT 橋脚挙動の局部ひずみの 評価

3. で述べたように実験において計測された中央橋 脚 P2 の頂部の水平 2 方向並進変位成分 δ_X , δ_Y , 鉛 直力 P,集中モーメント成分 M_X , M_Y , M_Z の履歴を 1 本柱の FE モデルに入力した静的解析を実施した.

まず,得られた橋脚の等価水平力成分 H_X^{eq}, H_Y^{eq} と局部座屈変形を加振実験での実測値と比較することで FE モデルの妥当性の検証を行う.つぎに,実験で計測が困難である鋼管の局部座屈部のひずみ,応力を算定して実験で観察された低サイクル疲労の特性について考察する.

FE 解析で得られた中央橋脚 P2 の等価水平力成分 $(H_x^{eq}, H_y^{eq})^{2),3}$ と水平変位成分 (δ_x, δ_y) の履歴関係を 図-10 に、橋脚基部の局部座屈の変形形状を図-11 に、それぞれ実験結果と比較して示す. 図-10 では 初期降伏水平力 H_0 、初期降伏水平変位 δ_0 で無次元 化している. 図-10 より、FE モデルではき裂が大 きく進展する t=15(sec.)まで、CFT 橋脚の履歴挙動 を精度よく解析できている. また、図-11 より、FE 解析は実験で観察された局部座屈変形もよく再現し ている. なお、局部座屈の面外変形の最大値は上ベ ースプレートからの高さ $h_b/D = 0.23$ ($h_b = 60.3$ mm, D=262mm 鋼管直径)の位置に生じた.

以上から検討範囲での FE モデルの妥当性が確認





(a)橋軸方向(*X*+)視点 (b)橋軸直角方向(*Y*-)視点 図-11 P2橋脚基部の局部座屈の変形図(*t*=11.2(s))

されたので,FE モデルで鋼管の局部ひずみ,局部 応力を算定し実験で観察された低サイクル疲労の特 性について考察する.

FE 解析で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 0.4 程度であり,既往の研究成果 ^{9,10)}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.有効相 当塑性ひずみ $\overline{\epsilon}^{ep}$ のみをもとにき裂発生の特性を検 討する.図-12(a)には局部座屈による面外変位が最 大となる高さ $h_b/D = 0.23$ における鋼管断面の4方向 (+X, -X, +Y, -Y)の内面 I と外面 $O \circ \overline{\epsilon}^{ep}$ の時刻 歴応答を示す.例えば,図中の位置を表す記号 X_I^+ は+X方向で内面 I の位置を意味する.図-12(b)に は断面位置 X_I^+ の $h_b/D = 0.23$ 近傍での $\overline{\epsilon}^{ep}$ の高さ方 向分布の時刻ごとの変化を示している.図-12(a)よ り,橋軸方向正側の鋼管内面(X_I^+)の有効相当塑



図-12 P2橋脚基部の有効相当塑性ひずみの応答

性ひずみの値が他の断面位置に比べて大きいことが 分かる.これより,延性破壊は+X方向の鋼管の 内面側から生じたと考えられる.この結果は実験で の観察と整合するものである.また,き裂発生の視 認時における X_I^+ 位置の有効相当塑性ひずみは約 160%に達していることが分かる.既往の鋼材の延 性破壊に関する研究^{9,10)}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はやや遅い.これは加振実験で き裂が視認できた \vdash 11.2(sec.)はき裂が鋼管表面まで 達したときであり,鋼管内面ではより小さい有効相 当塑性ひずみでき裂が発生した可能性がある.

図-12(b)より + X 方向の鋼管内面における相当 塑性ひずみの高さ方向分布をみると, t=6.0(sec.)にお いて局部座屈が発生すると, $h_b/D = 0.23$ での有効相 当塑性ひずみが急激に増加を開始し,き裂発生につ ながることが分かる.

6. CFT 橋脚で支持された高架橋全体系の終局から崩壊挙動解析への3次元セグメントモデルの適用性

連続高架橋が複数の CFT 橋脚で支持されている 場合, CFT 橋脚を FE モデルで表して全体系モデル を構築すると, FE モデル特有の強非線形性で数値 計算の収束性が悪化する. このため,計算が途中で





図-14 セグメントモデルによるP2橋脚の等価水平復元力-水平変位の履歴

停止したり,膨大な解析時間が必要となる場合がほ とんどである.この現状を改善するために,4.に 示した3次元セグメントモデルを提案した.ここで は、3基のCFT橋脚で支持された連続高架橋模型の 加振実験の再現解析に3次元セグメントモデルを適 用することで,より現実的な条件下で妥当性を検討 する.

実験供試体の CFT 橋脚に適用する 3 次元セグメ ントモデルのパラメータ値は, 4. で述べたように, **表**-6 のようにすべて同定されているので,これら の値を導入した 3 次元セグメントモデルを高架橋模 型の CFT 橋脚に用いた図-2 の解析モデルで加振実 験の再現解析を行った.再現解析の結果として得ら れた,中央橋脚 P2 頂部水平変位成分の時刻歴応答, P2 頂部の等価水平力成分(H_x^{eq} , H_y^{eq})と水平変位成分 (δ_x , δ_y)の履歴関係を加振実験結果と比較して図-13, 14 に示す.また,3 次元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-15 に示す.図 -13~15 より,いずれの物理量に関しても,少なく とも *t*=11(sec.)のき裂発生までは,3 次元セグメント モデルにより FE モデルと同等の精度で実験結果が 再現されている.



つぎに、計算時間について考察する. CFT 橋脚を 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 Xeons E5-2697 V2 プロセッサ ーの4コアで並列計算した場合、非線形解析の収束 性が悪いため、非現実的に長い計算時間(1カ月以 上)を要した.また、収束の悪化で解析が停止する 場合も多くあった.一方、セグメントモデルではパ ラメータ同定に3~4時間を要したが加振実験の計算 時間は約10分程度であり、解の収束性も良かった.

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、実務で対象とする複数の CFT 橋脚で 支持された連続高架橋全体構造の終局ならびに軟化 挙動の時刻歴応答解析を FE モデルとほぼ同等の精 度で解析できることが判明した. さらにた、計算時 間も FE モデルに較べ大幅に削減され、安定した数 値計算もできるので、3次元セグメントモデルの実 務への導入は有望であると考えられる.

7. まとめ

CFT 橋脚を有する高架橋の終局挙動から崩壊に至 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,各橋脚が最大耐力点に到達後,鋼管の局 部座屈変形位置に低サイク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した.加 振中の橋脚の軸力変動については,無充填橋脚の場 合と異なり,CFT 橋脚の場合には軸方向の局部座屈 による変形量が少なく,崩壊状態に近づいても各橋 脚の軸力の負担割合はほとんど変化しなかった.

CFT 橋脚の FE モデルは橋脚のき裂が発生・進展 するまではその局部座屈挙動を精度よく解析できる ことが判明した.そこで,同モデルでき裂発生判定 の指標となる鋼管の有効相当塑性ひずみの応答を算 定した.その結果,鋼管の相当塑性ひずみは局部座 屈発生後が局部座屈位置で急激に増加し,鋼管の橋 軸方向縁端部内面で最大となった.この部位は実験 のき裂発生箇所とほぼ同じであり,FE 解析でき裂 発生位置の予測ができる可能性が確認できた.

3次元セグメントモデルを CFT 橋脚に適用した高 架橋の全体系モデルを用いると連続高架橋の加振実 験による終局挙動と鋼管のき裂が進展するまでの軟 化挙動を精度よく再現できることが判明した. さら に、3 次元セグメントモデルによると、計算時間も FE モデルに較べ大幅に削減され、安定した数値計 算ができるので、実務への導入は有望であると考え られる.

謝辞:本研究は JSPS 科研費 JP16H02359, JP18K04337の助成を受けたものです.

参考文献

- 建設省土木研究所,首都高速道路公団,阪神高速道路公団,名古屋高速道路公社,鋼材倶楽部,日本橋梁建設協会:道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)-(VIII)および(総括編),1997-1999.
- 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.
- 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.
- Goto, Y., Ghosh, P. K. and Kawanishi, N. : Nonlinear finite element analysis for hysteretic behavior of thinwalled circular steel columns with in-filled concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.136, No.11, pp.1413-1422, 2010.
- 石川信行ら: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.
- 10) 大畑充ら:繰返し荷重下での構造用鋼の延性き裂発 生クライテリオン -大変形繰返し荷重下での溶接鋼 構造部材の延性き裂発生限界評価(第1報)-,溶接 学会論文集,第21巻,第4号,pp.592-602.,2003.