合成構造フーチングを有するダブルラケット型 橋脚基礎の地震応答検証

伊原 茂¹・松崎 久倫²・齋藤 隆³・土屋 智史⁴・斉藤 成彦⁵

¹正会員 首都高速道路(株) 保全・交通部保全技術課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

E-mail: s.ihara72@shutoko.jp

²正会員 首都高速道路(株) プロジェクト部改築設計課 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1)

E-mail: h.matsuzaki1113@shutoko.jp

³正会員 (株)大林組 生産技術本部設計第一部設計第四課 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2)

E-mail: saito.takashi@obayashi.co.jp

⁴正会員 (株)コムスエンジニアリング (〒113-0023 東京都文京区向丘1-1-17)

E-mail: satoshi@comse.co.jp

⁵正会員 山梨大学准教授 大学院医学工学総合研究部 (〒400-8511 山梨県甲府市武田4-3-11)

E-mail: ssaito@yamanashi.ac.jp

供用下においてラケット型橋脚で支持されたダブルデッキ高架橋の上下層を拡幅するには、既設橋脚の前後にラケット型鋼製橋脚を新設し、既設橋脚を撤去するサンドイッチ工法が有効である。そのため、新設鋼製橋脚の新たな定着構造である鋼製格子部材を埋設した新設フーチングと既設フーチングを一体化させた合成構造フーチングを考案し、その耐荷性能を検証してきた。本論文では、その合成構造フーチング、ダブルラケット型鋼製橋脚、基礎杭からなる下部構造系の性能を設定した上で、レベル2地震動時を想定した構造物―地盤連成系の2次元静的・動的非線形FEM解析を行い、各構造部位の損傷状況を分析し、性能検証を行った。さらには、本解析結果を踏まえ、現場制約条件下にある既設構造物と一体化する下部構造系の設計のあり方について方向性を述べる。

Key Words : *coupled nonlinear dynamic response analysis, hybrid structural footing, double racket-type steel piers, load bearing capacity*

1. はじめに

2015年3月、首都高速中央環状品川線約9.4kmが開通し、首都圏3環状道路のうち最初に首都高速中央環状線が全線約47km開通した。首都高速道路では、開通後における交通の流れの変化に伴う中央環状線の渋滞発生に備え、既に板橋・熊野町ジャンクション間および堀切・小菅ジャンクション間における車道拡幅工事に着手している。

供用後約38年が経過する中央環状線の板橋・熊野町ジャンクション間では、供用下においてラケット型橋脚で支持されたダブルデッキ高架橋の上・下層を3車線から4車線に片側最大約1.7m拡幅する。しかし、交通量約95万台/日の首都圏の大動脈である首都高速道路を長期間通行止めして車道を拡幅することは、社会的影響が大きく困難である。

そこで、図-1、図-2に示すとおり、ラケット型既設橋

脚の前後に拡幅量を確保した一回り大きいラケット型鋼製橋脚を新設し、支点を受替えた後に既設橋脚を撤去するサンドイッチ工法が適用できるように、合成構造フーチングを開発した。合成構造フーチングとは、新設鋼製橋脚を支持する従来のアンカーフレーム方式に代わる鋼製格子部材を埋設した新設フーチングと既設フーチングを一体化させたものである。これまで合成構造フーチングについては実構造物の1/5スケールの試験体を用いた橋軸方向および橋軸直角方向の載荷実験によりレベル2地震動時相当荷重に対して十分に耐荷性能を有することが検証されている¹⁾²⁾。

しかしながら、レベル2地震動時における既設場所打ち杭の杭頭部におけるせん断破壊および既設フーチングの鉄筋降伏の可能性が懸念された。また、新設橋脚はサンドイッチ工法によりダブルラケット型橋脚となるため剛性が大きくなる。これに対して、新設杭は供用下施工

のため、既設杭の外側でしかも街路制約条件の下、橋脚中心から離れた橋軸方向に構築せざるを得なく、新設杭の断面寸法は限定される。その結果、レベル2地震動時における既設杭および新設杭の降伏を許容するが、合成構造フーチングを含めた基礎全体としては降伏しないこととした。さらに、鋼製格子部材は新設フーチングに埋設されるため、剛結している新設橋脚基部よりも先行して降伏することは回避する必要がある。以上の性能を検証するためには、合成構造フーチングだけでなくダブルラケット型橋脚、既設杭、新設杭、杭の挙動に影響を及ぼす周辺地盤を含めた下部構造系を対象に、レベル2地震動時における各構造部位の損傷状況を分析しなければならない。図-3に板橋・熊野町ジャンクション間における

る地盤構成の一部を示す。

近年、牧ら^{3,4)}は、実在する道路橋橋台を対象にRC杭基礎と地盤の連成系地震応答解析について研究しており、2次元FEMモデルと3次元FEMモデルによる解析結果の比較検討も実施している。その結果、2次元モデルにおける地盤の奥行き設定をフーチング幅程度にすれば、工学的には3次元解析と概ね等価であると推定されている。

以上を踏まえ、岡村、前川ら⁵⁾によって開発されたRC構造物に関して実積のある2次元非線形FEM解析コード(WCOMD)を用いて、レベル2地震動時における構造物ー地盤連成系の2次元静的・動的非線形FEM解析を実施した。具体的には、合成構造フーチングの載荷実験と同じ条件で2次元静的非線形FEM解析を行い、解析コー

図-1 サンドイッチ工法および合成構造フーチン

図-2 既設橋脚撤去後の完成概要図

図-3 板橋・熊野町ジャンクション間における地盤構成図

凡例

地層名		記号
盛土層		B
沖積粘性土層		Ac
ローム層		LM
東京層	第1砂質土層	To-s1
	第2砂質土層	To-s2
	粘性土層	To-c
	第3砂質土層	To-s3
	砂礫土層	To-g
	第4砂質土層	To-s4
江戸川層	粘性土層	Ed-c

単位：m

ドの妥当性を確認した上で、実構造物サイズのダブルラケット型鋼製橋脚、合成構造フーチング、基礎杭および周辺地盤を含めた構造物ー地盤連成系を対象に、2次元静的・動的非線形FEM解析を実施した。レベル2地震動を想定して、静的解析では、各構造部位の損傷過程および基礎全体としての降伏の有無、動的解析では、レベル2地震動における動的応答特性、各構造部位の損傷状況、基礎全体としての降伏の有無等について検証した。さらには、本解析結果を踏まえ、厳しい現場制約条件下にある首都高速道路のような都市高速道路高架橋の下部構造系の設計のあり方についてその方向性を述べる。

2. 合成構造フーチングの実験再現解析

実構造物と同じスケールの構造物ー地盤連成系解析に先立ち、解析コードおよびモデル化の妥当性を検証するために、橋軸方向載荷実験と同じ条件で WCOMD による2次元静的非線形 FEM 解析を実施した。

(1) 実験概要

合成構造フーチングの載荷実験¹⁾について、以下に、その要約を述べる。試験体は、載荷装置の能力等を考慮し、実構造物の 1/5 モデルとしている。ただし、橋脚お

よび新設杭は、本実験の着目部位である橋脚とフーチングの結合部より先に降伏しないように設計されている。また、検討対象の実構造物では既設杭がレベル2地震動時に杭頭部でせん断破壊することが想定されるため、実験では鋼製格子部材にとって不利になる条件を考えて既設杭のモデル化は行われていない。

図4に試験体構造図および配筋図を示す。フーチング長辺方向が橋軸方向、短辺方向が橋軸直角方向である。実構造物と同様に、既設フーチング部を製作した後に新旧コンクリートの一体化を図るために、目標付着強度を 1.5N/mm^2 とし、打継ぎ面の表面処理を行っている。鋼製格子部材は、写真-1に示すとおり、鋼製橋脚と溶接により接合し、新設部のコンクリート打設により埋設することで、一体化が図られている。図5に平面図、表1に使用材料および材料試験結果を示す。

図6に拘束鉄筋の詳細図を示す。拘束鉄筋は、鋼製格子部材およびフーチング上側鉄筋を取り囲むようにして配置されている。既設フーチング部への埋込み長は鉄筋継手長の算出式より $31D$ (D : 鉄筋径) とし、新設フーチングの拘束鉄筋はフーチング下側鉄筋まで埋込まれている。鉛直荷重は、実橋脚基部におけるレベル2地震動時の鉛直荷重をもとに 700kN 、水平荷重は、せん断力より $P_L=848\text{kN}$ と定め、載荷履歴は正負交番載荷後、片側に単調載荷させている。

図4 試験体構造図および配筋図²⁾

図5 鋼製格子部材と拘束鉄筋²⁾

写真-1 鋼製格子部材と橋脚¹⁾

図6 拘束鉄筋の詳細図²⁾

表-1 鋼製格子部材の使用材料および材料試験結果

鋼製格子部材	部位	鋼種	板厚 (mm)	板幅 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
G1,G2,G8,G9	フランジ	SS400	2.3	70	368	210
	ウェブ			210		
G3~G7	フランジ	SM490Y	9	60	413	211
	ウェブ		6	210	400	211
C1,C2,C9,C10	フランジ	SS400	2.3	70	368	210
	ウェブ			210		
C3~C8	フランジ	SM490Y	9	70	413	211
	ウェブ			210

図-7 載荷実験の2次元静的非線形EEM解析モデル

(2) 解析概要

図-7に解析モデルを示す。WCOMDは分散ひび割れモデルに基づくRCの履歴依存型非線形材料構成則を用いており、鉄筋はコンクリートに埋め込まれたRC要素としてモデル化されている。また、オーバーラップ要素により奥行きを考慮することができる⁶⁾。RC要素のメッシュ分割は、軟化領域内のコンクリートの応力ひずみ関係に及ぼす影響が少ないことが確認されている200mmを標準とした⁷⁾。実験試験体のうち、合成構造フーチングと場所打ち杭をRC要素、橋脚内の中詰めコンクリートを無筋要素でモデル化した。各部位のRC要素および無筋要素には、表-2に示す材料特性に基づく非線形の材料構成則を用いた。なお、付着パラメータ c は、十分な鉄筋比を有する場合は0.4とし、無筋要素の場合は、破壊エネルギー G_F に応じた値を設定した。

解析モデルにおいては、RC杭は杭断面を4分割とし、RC杭の円形断面を矩形断面の集合として近似した。このときの矩形断面の形状は、RC杭の円形のコンクリート全断面に対して断面積および断面二次モーメントが一致するように設定し、RC杭と剛結するソケット鋼管についても同様とした。鋼製格子部材は、鋼材の引張試験により得られたヤング係数の弾性要素、鋼製橋脚はヤング係数 $E=200\text{ kN/mm}^2$ の弾性要素によりモデル化した。

鋼製格子部材のモデル化においては、フランジ幅については、最も厚い鋼板厚を基準に断面が各部材と等価となるように定め、ウェブ厚さは、各部材のウェブ厚の合計とし、モデル化する方向に直交して配置される鋼製格子部材の剛性は考慮しないこととした。

本解析では載荷実験と同様に、700kNの鉛直荷重を橋脚天端に載荷させて、水平荷重作用位置に対して水平方向強制変位によるプッシュオーバー解析を実施した。

(3) 解析結果

図-8に荷重-載荷点変位関係、表-3にフーチングコンクリート初ひび割れ、拘束鉄筋初降伏、フーチング上側鉄筋初降伏、鋼製格子部材初降伏の発生荷重に関して、実験・解析結果を示す。コンクリートの初ひび割れの発生荷重および最大荷重は実験と比較して大きい値を示しているが、拘束鉄筋・上側鉄筋・鋼製格子部材の初降伏については概ね一致している。

一方、ひび割れ開口については、載荷点変位5.25mmのときに橋脚基部引張側の鋼製格子部材下フランジ付近で発生し、荷重増加に伴い下フランジに沿って水平に連続してひび割れが開口する挙動が確認された。図-9と図-10は最大荷重(変位64.8mm時)におけるひび割れ開口ひずみ分布および主ひずみコンター図を示す。

表-2 RC 部材の材料特性値 (実験再現解析)

項 目			単位	フーチング		杭	橋脚 中詰め
				新設部	既設部		
コンクリート	圧縮強度	f'_c	N/mm ²	25.6	28.6	33.1	27.5
	引張強度	f_t	N/mm ²	1.74	2.03	2.37	1.78
	単位重量	γ	kN/m ³	23.0	23.0	23.0	23.0
	圧縮ピーク歪	ε'_{peak}	%	0.200	0.200	0.200	0.200
	ひび割れーせん断伝達係数	α	—	1	1	1	1
	粗骨材の最大寸法	d_{max}	mm	25	25	25	25
	破壊エネルギー	G_F	N/m	0.086	0.089	0.094	0.088
鉄筋	D4	ヤング係数	E_s	kN/mm ²	—	203	—
		降伏強度	f_{sy}	N/mm ²	—	362	—
		単位重量	γ	kN/m ³	—	77.0	—
	D6	ヤング係数	E_s	kN/mm ²	194	—	—
		降伏強度	f_{sy}	N/mm ²	407	—	—
		単位重量	γ	kN/m ³	77.0	—	—
	D10 (SD295)	ヤング係数	E_s	kN/mm ²	—	192	—
		降伏強度	f_{sy}	N/mm ²	—	343	—
		単位重量	γ	kN/m ³	—	77.0	—
	D10 (SD345)	ヤング係数	E_s	kN/mm ²	193	—	—
		降伏強度	f_{sy}	N/mm ²	375	—	—
		単位重量	γ	kN/m ³	77.0	—	—

図-8 荷重－載荷点変位関係

—	$1.0 \leq \varepsilon_t$
—	$0.5 \leq \varepsilon_t < 1.0$
—	$0.35 \leq \varepsilon_t < 0.5$
—	$0.2 \leq \varepsilon_t < 0.35$
—	$0.0 \leq \varepsilon_t < 0.2$

 ε_t : ひび割れ開口ひずみ

図-9 最大荷重時のひび割れ開口ひずみ分布図

表-3 初ひび割れ・初降伏の発生荷重

イベント		実験	解析
A	コンクリート初ひび割れ	170	617
B	拘束鉄筋初降伏	1,295	1,260
C	上側鉄筋初降伏	1,731	1,700
D	鋼製格子部材初降伏	2,060	1,910
E	最大荷重	2,967	3,640

載荷実験によりフーチング側面に発生した鋼製格子部材下フランジに沿った割裂と一致している。以上より、レベル 2 地震動相当荷重の約 150%までの荷重－変位関係および鋼製格子部材に沿った大きな割裂等の再現性から、合成構造フーチングのモデル化は適切であると考えられる。

図-10 最大荷重時の主ひずみコンター図

3. 2次元連成系静的非線形FEM解析

上述のとおり, WCOMD の解析コードの妥当性が確認できたので, 以下においては, 実構造物と同じスケールで橋軸方向および橋軸直角方向に各々レベル2地震動時相当荷重を想定して構造物一地盤連成系2次元静的非線形FEM解析を行うこととした。

(1) 解析概要

橋脚の中詰めコンクリートおよび合成構造フーチングの要素メッシュ分割は, 500 mm 以下を目安とした。その他については, 実験再現解析と同様である。表4にRC要素および無筋要素に適用する材料特性を示す。図-11にダブルラケット型新設鋼製橋脚の断面寸法および鋼板厚, 表5に合成構造フーチング内に配置される鋼製格子部材の諸元, 図-12に合成構造フーチングの平面図を示す。

図-11 ダブルラケット型新設鋼製橋脚の断面図

表4 RC部材の材料特性値 (2次元静的非線形FEM解析)

項 目			単位	フーチング		杭		橋脚 中詰め
				新設部	既設部	新設杭	既設杭	
コンクリート	圧縮強度	f'_c	N/mm ²	24.0	21.0	30.0	24.0	18.0
	引張強度	f_t	N/mm ²	1.91	1.75	2.22	1.91	1.58
	単位重量	γ	kN/m ³	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0
	圧縮ピーク歪	ϵ'_{peak}	%	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
	ひび割れ-せん断伝達係数	α	—	1	1	1	1	1
	粗骨材の最大寸法	d_{max}	mm	25	25	25	25	25
	破壊エネルギー	G_F	N/m	0.084	0.081	0.091	0.084	0.077
鋼材	ヤング係数	E_s	kN/mm ²	200	200	200	200	—
	降伏強度	f_{sy}	N/mm ²	345	295	345	295	—
	単位重量	γ	kN/m ³	77.0	77.0	77.0	77.0	—

表5 鋼製格子部材の諸元

対 象				部材数 (本)	桁高 (mm)	上下フランジ			ウェブ	
						幅 (mm)	厚さ (mm)	面積 (mm ²)	厚さ (mm)	厚さ計 (mm)
橋軸方向	一般部	配置鋼材	G1, 2, 8, 9桁	4	1050	350	10	63000	9	226
			G3~G7桁	5	1050	350	28		38	
		解析モデル	G1~9桁合計	—	1050	2250	28	63000	226	226
	橋脚柱部	配置鋼材	G1, 2, 8, 9桁	4	1050	350	10	33600	9	112
			G3, 7桁	2	1050	350	28		38	
		解析モデル	G1~9桁合計	—	1050	1200	28	33600	112	112
橋軸直角 方向	一般部	配置鋼材	C1, 2, 9, 10桁	4	1050	350	10	72800	9	264
			C3~8桁	6	1050	350	28		38	
		解析モデル	C1~10桁合計	—	1050	2600	28	72800	264	264
	橋脚柱部	配置鋼材	C1, 2, 9, 10桁	4	1050	350	10	53200	9	188
			C3~8桁	4	1050	350	28		38	
		解析モデル	C1~10桁合計	—	1050	1900	28	53200	188	188

地盤要素の構成モデルには、間隙水圧の変動を考慮しない全応力に基づく定式化を採用し、偏差応力-偏差ひずみ関係に対して大崎モデル⁸⁾をによる骨格曲線とMasing則に基づく履歴則を適用した。なお、体積成分については線形弾性の仮定の下、拘束圧の変動幅は小さいと考え、拘束圧変動によるせん断強度の変化および繰返しせん断に起因するダイレイタンスは考慮しないこととした。表-6に当該拡幅工事区間において最もスパンの長い上部工を支持し、合成構造フーチングのプロトタイプであるP23橋脚の地質条件を示す。初期せん断剛性 G_0 、せん断強度 S_u などの材料物性値は現場における地質調査結果より得られた N 値に基づいて、次式により算定した^{9),10)}。

$$\begin{aligned} G_0 &= 11.76N^{0.8} & (1) \\ S_u &= G_0/600 \text{ (N/mm}^2\text{)} : \text{粘性土} & (2) \\ S_u &= G_0/850 \text{ (N/mm}^2\text{)} : \text{砂質粘性土} & (3) \\ S_u &= G_0/1100 \text{ (N/mm}^2\text{)} : \text{砂質土} & (4) \end{aligned}$$

ここに、 N ：標準貫入試験から得られる N 値、 G_0 ：初期せん断剛性、 S_u ：せん断強度とする。

構造物-地盤連成系解析を行う場合、構造物と地盤の境界面における相互作用のモデル化が重要である。RCフーチング・RC杭と地盤の間にはジョイント要素を設けた。図-13にジョイント要素の概念図¹¹⁾を示す。接触剛性については、RC要素が地盤要素に重ならないように十分剛な $10\text{kN/mm}^2/\text{mm}$ とし、開口時には接触方向の剛性は0とした。せん断抵抗については、剥離時にはせん断剛性を0とし、接触時のみせん断抵抗が生じるように、鉄道構造物等設計標準¹²⁾に準拠して設定した。

図-13 ジョイント要素の概念図

図-12 合成構造フーチングの平面図

表-6 地盤条件

地層	記号	標高 (TP ± m)		層厚 (m)	N 値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	地盤種別	せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²)	せん断強度 S_u (N/mm ²)	ポアソン比 ν
		上端	下端							
1	B	23.197	23.760	5.437	3	13.0	粘性土	28.321	0.047	0.3
2	Ac	23.760	21.530	2.230	2	13.0	粘性土	20.475	0.034	0.3
3	LM	21.530	19.590	1.940	1	15.0	粘性土	11.760	0.020	0.3
4	To-s1	19.590	16.010	3.580	25	19.0	砂質土	154.440	0.140	0.3
5	To-s2	16.010	7.180	8.830	39	19.0	砂質土	220.424	0.200	0.3
6	To-c	7.180	-3.210	10.390	12	16.0	粘性土	85.852	0.143	0.3
7	To-s3	-3.210	-5.080	1.870	32	19.0	砂質土	188.160	0.171	0.3
8	To-g	-5.080	-6.310	1.230	47	19.0	砂質土	255.909	0.233	0.3
9	To-s4	-6.310	-11.880	5.570	45	20.0	砂質土	247.160	0.225	0.3

図-14 に地盤を含めた橋軸方向載荷の解析モデルを示す。地盤の奥行きは 3 次元モデルと 2 次元モデルが工学的に等価と考えられるフーチング幅とし、橋軸方向載荷の解析モデルでは 11.0 m、橋軸直角方向載荷では 17.5 m とした。地盤高さは、支持層以深の影響が少ないと考えられる杭の押抜きせん断の影響範囲とされる 3D (D : 杭径)¹³⁾を考慮し、地表面から N 値が 45 の地層までの地盤厚である約 41 m とし、地盤の全幅は十分に広い地盤厚さの 5 倍とした¹⁴⁾。載荷高さは、上部工および橋脚をモデル化したレベル 2 地震動時の動的解析から得られた曲げモーメントとせん断力の関係より 11.649m とした。また、載荷レベルは、その動的解析から得られた最大せん断力に対する比率とし、図-8 に示すとおり、C 点まで実験結果との整合性を有していることから、載荷レベル 150% までを対象とした。

(2) 橋軸方向載荷の解析結果

図-15 に橋軸方向載荷時の載荷レベル-載荷点変位関係、表-7 に各部位の損傷進展状況を示す。せん断力載荷レベル 100% 以下では、既設杭、新設杭、フーチングのコンクリート部にひび割れが発生し、既設杭では軸方向鉄筋が一部降伏する。載荷レベルが 100% を超えると、

既設杭のせん断補強筋が降伏した後、新設杭の軸方向鉄筋、せん断補強筋が順に降伏する。一方、橋脚の初降伏は拘束鉄筋の初降伏後に発生し、フーチング上側鉄筋、鋼製格子部材の順に初降伏する。また、載荷レベルが 150% までは載荷点における急激な変位増加がないことより、基礎全体としては降伏していないと考えられる¹⁵⁾。

図-16～図-18 に載荷レベルが 100%、150% における変形図、ひび割れ分布図および鉄筋降伏図を示す。載荷レベルを増加させると、合成構造フーチングでは鋼製格子部材下側の RC 部に損傷が進展する。また、図-16 の変形図より、スウェイ挙動がほとんど見られないこと、曲げひび割れ、軸方向鉄筋の降伏が発生していることから、杭では曲げ変形が卓越していることがわかる。よって、杭の顕著なせん断変形は見られないと考えられる。さらに、載荷レベルを増加させていくと、鋼製橋脚部が降伏に至るため、損傷は橋脚基部に集中することが考えられる。

図-19 に橋脚の初降伏時の主応力ベクトル図を示す。橋脚の初降伏の発生箇所は鋼製格子部材との交差部である。また、図-20 に既設杭・新設杭の鉄筋降伏を示す。A 部では既設杭の杭頭部の軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋が降伏し、B 部で既設杭の軸方向鉄筋、C 部では新設杭

図-14 2次元静的非線形 FEM 解析モデル (橋軸方向)

図-15 載荷レベル-載荷点変位の関係 (橋軸方向載荷)

表-7 各部位の損傷進展状況

部位	損傷状況	載荷レベル(%)
合成構造フーチング上側 (新設フーチング)	①コンクリート初ひび割れ	32
	②拘束鉄筋 初降伏	114
	③フーチング上側鉄筋 初降伏	122
	④鋼製格子部材 初降伏	131
橋脚	⑤橋脚基部 鋼材初降伏	118
杭	⑥コンクリート初ひび割れ(既設杭)	22
	⑦コンクリート初ひび割れ(新設杭)	17
	⑧杭鉄筋降伏(既設杭軸方向鉄筋)	75
	⑨杭鉄筋降伏(新設杭軸方向鉄筋)	122
	⑩杭鉄筋降伏(既設杭せん断補強筋)	111
	⑪杭鉄筋降伏(新設杭せん断補強筋)	127
合成構造フーチング下側 (既設フーチング)	⑫側面鉄筋	138

の杭頭部の軸方向鉄筋がいずれも降伏する。また、図-21にフーチングの鉄筋降伏を示す。フーチング側面鉄

筋は荷重レベル 138%から A 部において下側から上方に向かって降伏が進展するが、下面鉄筋は降伏していないことがわかる。

(3) 橋軸直角方向荷重の解析結果

図-22 に橋軸直角方向荷重時の荷重レベルー荷重点変位関係、表-8 に各部位の損傷進展状況を示す。荷重レベル 100%までは、既設杭、新設杭、フーチングコンクリート部にひび割れが発生し、既設杭では軸方向鉄筋が一部降伏する。荷重レベル 100%を超えると、橋脚の初降伏は拘束鉄筋の初降伏後に発生し、フーチング上側鉄筋、その後、鋼製格子部材が初降伏するが、杭に関してはせん断補強鉄筋の降伏は発生しないことが判明した。また、荷重点における急激な変位の増加が見られないことから基礎全体としては降伏していないと考えられる。

図-16 変形図 (変形量は10倍に拡大)

図-17 ひび割れ分布図

図-18 鉄筋降伏図

図-19 荷重レベル 118%時の橋脚初降伏 (主応力ベクトル図)

図-20 既設杭・新設杭の鉄筋降伏 (荷重レベル 140%)

図-21 フーチングの鉄筋降伏 (荷重レベル 150%)

図-23～図-25 に载荷レベルが 100%, 150%における変形図, ひび割れ分布図および鉄筋降伏図を示す。橋軸方向载荷の解析結果と同様に, 载荷レベルの増加とともにフーチングでは, 鋼製格子部材下側の RC 部に損傷が進展する。また, 杭体では, いくつかの部位で曲げ降伏に至るが, 顕著なせん断変形は見られない。さらに, 载荷レベルを上げていくと, 鋼製橋脚部が降伏に至るため損傷は橋脚基部に集中することが考えられる。载荷レベル

図-22 载荷レベルー载荷点変位関係 (橋軸直角方向载荷)

表-8 各部位の損傷進展状況

部位	損傷状況	载荷レベル(%)
合成構造フーチング上側 (新設フーチング)	①コンクリート初ひび割れ	30
	②拘束鉄筋 初降伏	122
	③フーチング上側鉄筋 初降伏	128
	④鋼製格子部材 初降伏	136
橋脚	⑤橋脚 鋼材初降伏	124
杭	⑥コンクリート初ひび割れ(杭)	40
	⑦杭鉄筋降伏(軸方向鉄筋)	92
	⑧杭鉄筋降伏(せん断補強鉄筋)	—
合成構造フーチング下側 (既設フーチング)	⑨側面鉄筋	—

—: 損傷なし

100%以下では, 新設杭, フーチングコンクリート部にひび割れが発生する。载荷レベルが 100%を超えると, 新設杭の軸方向鉄筋が降伏する。図-26 に橋脚の初降伏時の主応力ベクトル図を示す。発生箇所は鋼製格子部材との交差部である。また, 図-27 に载荷レベル 150%におけるフーチングの鉄筋降伏の状況であるが, 側面鉄筋および下面鉄筋の降伏は見られない。

(a) 载荷レベル 100% (b) 载荷レベル 150%

図-24 ひび割れ分布図

(a) 载荷レベル 100% (b) 载荷レベル 150%

図-25 鉄筋降伏図

(a) 载荷レベル 100%

(b) 载荷レベル 150%

図-23 変形図 (変形量は10倍に拡大)

図-26 载荷レベル 125%時の橋脚初降伏 (主応力ベクトル図)

4. 2次元連成系動的的非線形 FEM 解析

(1) 解析概要

a) 解析モデル

橋脚、合成構造フーチング、杭、周辺地盤に関する解析モデルの要素分割、各部位の材料構成則および材料特性値は、静的解析と同一の考え方でモデル化した。図-28 に橋軸直角方向の解析モデルを示す。ただし、動的解析モデルにおいては、ダブルラケット型橋脚をモデル化し、上層桁と下層桁の各々の上部工慣性力作用位置に質量を配置している。地盤のモデル化における静的解析との違いは、地盤の側面と底面の境界条件を、それぞれ混合境界と粘性境界としたことである。

地盤側面においては、混合境界により反射波を消去する。波動が境界に到達したとき、境界が自由の場合には波動は同位相で反射され、固定条件の場合には逆位相となって反射される。混合境界は、この原理を用いて両者を加え合わせることで反射波を消去する手法である。解析モデルでは、地盤幅を 1/2 ずつ分離し、片側端部の節点を水平方向に固定、もう一方の端部の節点を鉛直方向に固定している。地盤底面においては、解析領域に生じた反射波の地下への逸散を表現するために、時刻歴解析法では粘性境界を設けることが多い。本検証においても、表-9 に示す特性値の粘性境界を地盤底面に設定した¹⁵⁾。これにより、せん断粘性減衰係数 μ_s と接線方向速度からせん断応力、粘性減衰係数 μ_n と鉛直方向速度から鉛直応力を境界面に与えることができる。

図-27 フーチングの鉄筋降伏 (载荷レベル 150%)

b) 荷重载荷条件

動的解析の初期状態は、サンドイッチ工法による施工ステップに基づき算出した初期応力状態を再現するための節点荷重を橋脚の節点に载荷する。その荷重強度は静的解析と同一とした。上部工分担重量は、3次元骨組みモデルを用いて算出し、上部工慣性力作用位置は上層桁と下層桁各々で橋軸方向は支承位置、直角方向は床版下面とした。構造物-地盤の連成系解析モデルを用いて時刻歴応答解析を実施する際、地震波の入力位置は、基礎構造の地震時挙動を詳細に検証するため、第4砂質土層 (N 値=45、せん断弾性波速度=約 300m/s) 下端を工学的基盤面とした。また、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (2012年3月) では、40m 以深の設計基盤面における入力地震波として設定されたものはなく、I 種地盤を基盤面が露頭した地盤とみなし、そこで設定されている地表面波を基盤面波として用いることとした。図-29 に I 種地盤用レベル 2 地震動 (タイプ II) 3 波¹⁶⁾のうちの神戸海洋気象台地盤上 NS 成分 (II-I-1) を示す。

(2) 橋軸方向载荷結果

図-30 に上記 3 つの地震波の中で変位量が最大値を示す II-I-1 を入力した場合の上層桁慣性力作用位置および杭頭における変位の時刻歴を示す。なお、変位は杭先端に対する相対変位である。以下においては、II-I-1 の地震波について解析結果を示す。

図-31~図-33 に、変形図、ひび割れ分布図、鉄筋降伏図を示す。合成構造フーチングの鋼製格子部材周辺に損傷は生じていないことが確認できる。一方、橋脚基部最大変位において既設杭は杭頭だけでなく杭全体に鉄筋の降伏範囲が広がっており、新設杭についても主に杭頭部において鉄筋降伏が集中している。また、フーチングの側面鉄筋は降伏するが、下面鉄筋の降伏は見られない。

表-10 に損傷発生時刻を示す。

表-9 粘性境界の特性値

	せん断粘性減衰係数 μ_s ($\times 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s} / \text{mm}^3$)	粘性減衰係数 μ_n ($\times 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s} / \text{mm}^3$)
底面粘性境界	0.71	2.35

図-28 2次元動的的非線形 FEM 解析モデル (橋軸直角方向)

図-29 神戸海洋気象台地盤上NS成分 (Ⅱ-I-1)

図-30 上層桁慣性力位置および杭頭における水平変位の時刻歴応答 (橋軸方向載荷)

表-10 損傷発生時刻

部位	損傷状況	発生時刻 (秒)
合成構造フーチング上側 (新設フーチング)	①コンクリート初ひび割れ	5.11
	②拘束鉄筋 初降伏	—
	③フーチング上側鉄筋 初降伏	—
	④鋼製格子部材 初降伏	—
橋脚	⑤橋脚基部 鋼材初降伏	—
杭	⑥コンクリート初ひび割れ (既設杭)	0.80
	⑦コンクリート初ひび割れ (新設杭)	0.75
	⑧杭鉄筋降伏 (既設杭軸方向鉄筋)	1.33
	⑨杭鉄筋降伏 (新設杭軸方向鉄筋)	2.80
	⑩杭鉄筋降伏 (既設杭せん断補強鉄筋)	5.05
	⑪杭鉄筋降伏 (新設杭せん断補強鉄筋)	3.23
合成構造フーチング下側 (既設フーチング)	⑫側面鉄筋	10.87

—: 損傷なし

以上より、杭鉄筋の降伏はあるものの、図-30 に示すように上層桁慣性力作用位置および杭頭における変位の急増が見られないことから、基礎全体としては降伏していないと考えられる。

(3) 橋軸直角方向載荷結果

図-34 に上層桁慣性力作用位置および杭頭の変位時刻歴を示す。なお、変位は杭先端に対する相対変位である。最大変位時の変位および時刻は橋軸方向載荷と同様に、Ⅱ-I-1 の地震波が最大変位を示したので、Ⅱ-I-1 について解析結果を示す。図-35～図-37 に変形図、ひび割れ分布図、鉄筋降伏図、表-11 に損傷発生時刻を示す。橋軸直角方向載荷においても、橋軸方向載荷と同様に、合成構造フーチングの鋼製格子部材周辺に損傷は生じず、杭に損傷が生じていることがわかる。また、フーチングの側面鉄筋および下面鉄筋の降伏は見られない。

図-31 変形図 (変形量は10倍に拡大, 上層桁慣性力作用位置変位最大時, 7.26秒)

(a) 橋脚基部最大変位, 7.25秒 (b) 地震波形30秒終了

図-32 ひび割れ分布図

(a) 橋脚基部変位最大, 7.25秒 (b) 地震波形30秒終了

図-33 鉄筋降伏図

図-34 上層桁慣性力作用位置および杭頭における水平変位の時刻歴応答 (橋軸直角方向載荷)

以上より、杭鉄筋の降伏はあるものの、図-34 に示すように、上層桁慣性力作用および杭頭における変位の急増が見られないことから、基礎全体としての降伏はしていないと考えられる。

表-11 損傷発生時刻

部位	損傷状況	発生時刻 (秒)
合成構造フーチング上側 (新設フーチング)	①コンクリート初ひび割れ	1.51
	②拘束鉄筋 初降伏	—
	③フーチング上側鉄筋 初降伏	—
	④鋼製格子部材 初降伏	—
橋脚	⑤橋脚基部 鋼材初降伏	—
杭	⑥コンクリート初ひび割れ(杭)	0.74
	⑧杭鉄筋降伏(軸方向鉄筋)	4.76
	⑨杭鉄筋降伏(せん断補強鉄筋)	5.64
合成構造フーチング下側 (既設フーチング)	⑫側面鉄筋	—

—: 損傷なし

図-35 変形図(変形量は 10 倍に拡大, 上層杭慣性力作用位置変位最大, 730 秒)

5. 既設構造物と一体化する下部構造系の設計の方向性

静的・動的解析の実施により, 設定した下部構造系の性能は確保できていることが検証できた. レベル 2 地震動時においては, 合成構造フーチングの損傷はフーチング上面のコンクリートひび割れに過ぎない. しかし, 新設杭はレベル 2 地震動時で降伏を許容しているため, 主に杭頭部で鉄筋降伏などの損傷が発生する. 一方, 既設杭は, 軸方向鉄筋量および帯鉄筋量が現行基準と比較して少ないため, 新設杭と比較して広範囲にわたり損傷が発生する. しかし, この結果のみでは安全性, 供用性の判断は困難である. そこで, 本検証では既設杭, 新設杭, 合成構造フーチング, 橋脚, 周辺地盤を含めた下部構造系を対象とした構造物-地盤連成系静的解析を行い, 慣性力作用位置における荷重-変位関係で急激な変位増加がないことを確認し, 基礎全体としては降伏していないと評価している.

次に, どのようにして既設構造物, 特に既設杭に関して損傷を制御するかが重要である. 既設杭は新設杭の内側にあるため, 損傷発見, 補修・補強が極めて困難である. 合成構造フーチングの一部を構成する上面増厚により, 施工が極めて困難な既設フーチング部の下面曲げ補強および既設杭の負担軽減が可能となる. さらに, 周辺地盤による拘束効果を考慮すれば, 既設杭は杭頭部およ

(a) 橋脚基部変位最大, 7.15 秒 (b) 地震波形 30 秒終了

図-36 ひび割れ分布図

(a) 橋脚基部変位最大, 7.15 秒 (b) 地震波形 30 秒終了

図-37 鉄筋降伏図

び杭本体で損傷が発生しても, 既設杭のせん断変形の進展は抑制されると考えられる. また, 上面増厚部は土被り確保のため深さ方向の制限を受けるため, 鋼製格子部材を平面的にフーチング全面配置とすることにより, 鋼製橋脚に作用する地震力を橋脚基部で剛結している鋼製格子部材を介して新設杭に伝達し, 既設杭の負担軽減が図れる. ただし, 本解析結果において示したとおり, レベル 2 地震動時相当荷重を超えてから, 鋼製橋脚の降伏が新設フーチング中に位置する鋼製格子部材と剛結する橋脚基部で発生するため, 補修・補強ができるように地表面よりも上で制御できるようにすることが課題である.

6. 結論

本研究では, 合成構造フーチングを有する橋脚基礎の地震応答を検証するために, 2次元連成系静的・動的非線形 FEM 解析を実施した. 以下に得られた知見を示す.

- 1) 静的解析においては, 橋軸方向・橋軸直角方向荷重ともに, 載荷レベルが 100%を超えてから, 拘束鉄筋, 鋼製橋脚基部, フーチング上側鉄筋, 鋼製格子部材の順に初降伏が発生する.
- 2) 橋軸方向荷重では, 載荷レベル 75%で既設杭の軸方向鉄筋が降伏するが, 既設杭のせん断補強鉄筋, 新設杭の軸方向鉄筋, せん断補強鉄筋は, 載荷レベル 100%を超えてからこの順で降伏が発生する. また, フーチング側面鉄筋は降伏するが, 下面鉄筋の降伏は見られない.
- 3) 橋軸直角方向荷重では, 載荷レベル 92%で軸方向鉄

筋が降伏するが、せん断補強鉄筋は 150%までは降伏しない。

- 4) 荷重レベルを 150%まで上げても、橋軸方向・橋軸直角方向荷重ともに、慣性力作用位置における急激な変位増加がなく、基礎全体としては降伏しないと考えられる。
- 5) 一方、動的解析においては、橋軸方向荷重では、既設杭・新設杭ともに軸方向鉄筋・せん断補強鉄筋は降伏し、フーチング側面鉄筋も降伏する。また、橋軸直角方向荷重では杭の軸方向鉄筋・せん断補強鉄筋ともに降伏するが、フーチング側面鉄筋は降伏しない。
- 6) レベル 2 地震動時における既設杭の杭頭部については、橋軸方向・橋軸直角方向荷重の静的・動的解析ではいずれも杭頭部に損傷は集中しているが、周辺の地盤抵抗により、顕著なせん断変形は見られない。
- 7) 静的・動的解析における橋軸・橋軸直角方向荷重のいずれも、フーチング下面鉄筋の降伏は発生していない。これは合成構造フーチングにおける上面側の増厚効果が寄与していると考えられる。
- 8) 動的解析においても、橋軸方向・橋軸直角方向荷重ともに、慣性力作用位置における急激な変位増加がなく、基礎全体としては降伏しないと考えられる。

この成果を踏まえ、今後直面することが多くなる既設構造物を活用した下部構造系の設計法について検討を重ねていきたい。

参考文献

- 1) 伊原茂, 中野博文, 内海和仁, 武田篤史, 天野寿宣, 齊藤成彦: 鋼製格子部材を埋設した合成構造フーチングの耐荷性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 848-860, 2014.3.
- 2) 伊原茂, 中野博文, 齊藤隆, 天野寿信, 齊藤成彦: アンカーフレーム代替機能を有する合成構造フーチングの耐荷性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, Vol. 71, No.1, pp. 55-71, 2015.2.
- 3) 牧剛史, 睦好宏史, 前川宏一: RC 杭体-地盤相互作用解析における線材モデルの適用性, 土木学会論文集, No.746/V-61, pp.57-70, 2003.11.
- 4) 牧剛史, 土屋智史, 渡辺忠朋, 前川宏一: 3 次元非線形有限要素法を用いた RC 杭基礎-地盤系の連成地震応答解析, 土木学会論文集, Vol.64, No.2, pp.192-207, 2008.4.
- 5) 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, 技報堂出版, 1991.5.
- 6) 土屋智史, 中浜俊介, 前川宏一: 梁のせん断耐力と斜めひび割れの 3 次元分布に及ぼす側方筋の効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.997-1002, 2001.6.
- 7) 土木学会: 2012 年制定コンクリート標準示方書(設計編), pp.258-269, 2013.3.
- 8) Ohsaki, Y.: Some Notes on Masing's Law and non-linear response of soil deposits, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol.35, No.4, pp.513-536, 1980. 9.
- 9) 土木学会コンクリート委員会: 非線形解析によるコンクリート構造物の性能照査-手順と検証例・照査例, コンクリート技術シリーズ 66, pp.20-39, 2005.9.
- 10) 土木学会コンクリート委員会: コンクリート構造物の耐震設計, コンクリート技術シリーズ 81, III- 60 ~99, 2008.7.
- 11) Shawky, A. and Maekawa, K.: Computational approach to path-dependent nonlinear RC/Soil interaction, Proc. of JSCE, No.532/V-30, pp.197-207, 1996.2.
- 12) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物: pp.208-214, 2000.6.
- 13) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧平成 18 年度改訂版, pp.409-413, 2007.1.
- 14) 土木学会コンクリート委員会: 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証- 解析手法の適用と比較, コンクリート技術シリーズ 49, pp.116-295, 2002.12.
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.235-250, 2012.3.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.109-131, 2012.3.

(2015. 11. 5 受付, 2016. 1. 20 修正, 2016. 2. 20 受理)

A STUDY ON SEISMIC RESPONSE OF PILE FOUNDATION AND THE HYBRID STRUCTURAL FOOTING OF DOUBLE RACEKT-TYPE STEEL PIERS

Shigeru IHARA, Hisatomo MATSUZAKI, Takashi SAITO, Satoshi TSUCHIYA
and Shigehiko SAITO

In this paper, seismic responses of RC piles and the hybrid structural footing foundation of the double racket-type steel piers are described by 2-D static and dynamic soil-structure coupled nonlinear FEM analyses in detail. Authors verified that the newly developed structure had enough load bearing capacity when the level II earthquake load was applied in the longitudinal and transverse directions. It is founded that shear deformation around the heads of the existing RC piles is not significant and the hybrid structural footing is also effective to reduce the stresses in the lower surface of the existing RC footing. It is confirmed the overall pile and footing foundations could keep stable even if some parts of the RC piles yielded under the level II earthquake.