

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

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

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開発した。本論文では、ダブルラケット型鋼製橋脚、合成構造フーチング、基礎杭及び周辺地盤を含めた構造全体系を対象として、レベル2地震時を想定した2次元連成系静的・動的非線形FEM解析を行い、各部位のコンクリート初ひび割れ、鉄筋・鋼部材初降伏の進展状況等について検証した。

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及び堀切・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及び橋軸直角方向の載荷実験によりレベル2地震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及び既設フーチング下側における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地震時における新設杭の降伏を許容することとした。さらに、鋼製格子部材は新設フーチングに埋設されているため、剛結している新設橋脚基部よりも先行して降伏すると補修・補強が困難になる。そこで、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構造全体系を対象にレベル2地震に対して各部位のコンクリートの初ひび割れ、鉄筋・鋼部材の初降伏の進展状況等について検証する必要があった。

近年、牧ら³⁴⁾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構造物に関して実績のある2次元非線形FEM解析コードWCOMDを用いて、レベル2地震時における構造物—地盤連成系の静的・動的な非線形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、基礎杭及び周辺地盤を含めた2次元連成系静的・動的な非線形FEM解析によりレベル2地震に対して各部位の損傷の進展状況を検証した。以下にこれらの検証結果について詳細を述べる。

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—地盤連成系解析に先立ち、解析コード及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) 解析概要

図-3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200mmを標準とした。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要素及び無筋要素には、表-1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及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、表-2に示す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。鋼製格子部材のフランジ及びウェブの板厚が各部材で同一ではない。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幅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。なお、橋脚の断面寸法及び鋼板厚、合成構造フーチング内に配置される鋼製格子部材等の諸元については参考文献1)、2)を参照されたい。

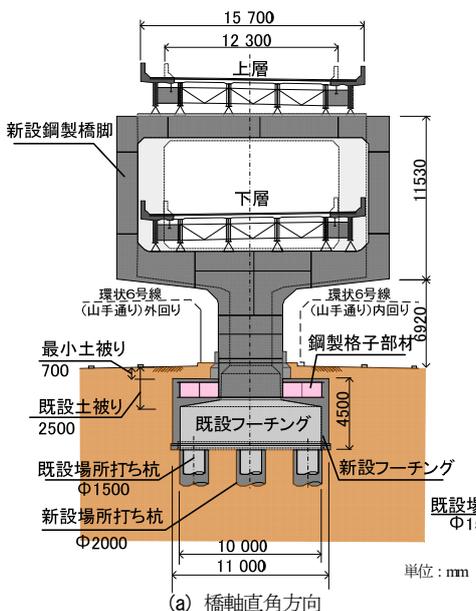


図-1 サンドイッチ工法及び合成構造フーチング

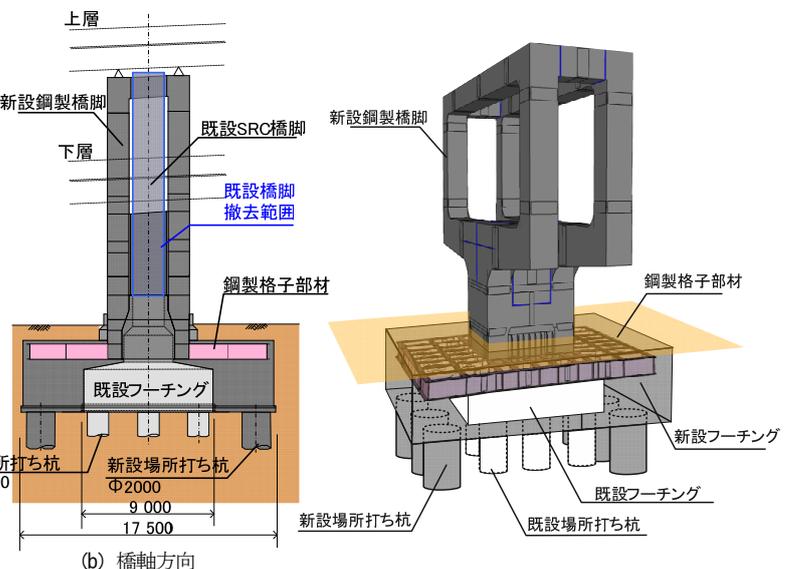


図-2 既設橋脚撤去後の完成概要図

(2) 解析結果

図-4に荷重一載荷点変位関係、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、鋼製拡幅部材初降伏の発生荷重に関して、

表-2 鋼材の材料特性

項目		単位	t=2.3 mm	t=6.0 mm	t=9.0 mm	
鋼材	規格	—	SS400	SM490Y	SM490Y	
	降伏強度	f_{sy}	N/mm ²	368	400	413
	ヤング係数	E_s	kN/mm ²	210	210	211

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及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-5 と図-6 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及び主ひずみコンター図を示す。載荷実験によりフーチング側面に発生し

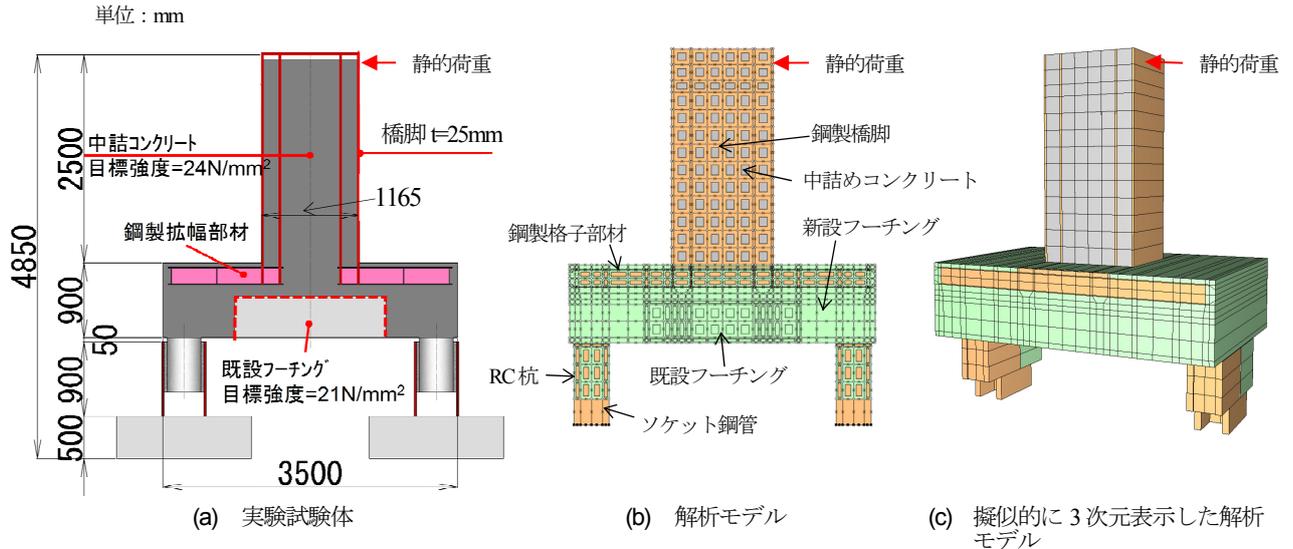


図-3 載荷実験の2次元静的非線形 EEM 解析モデル

表-1 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-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	—	—	—

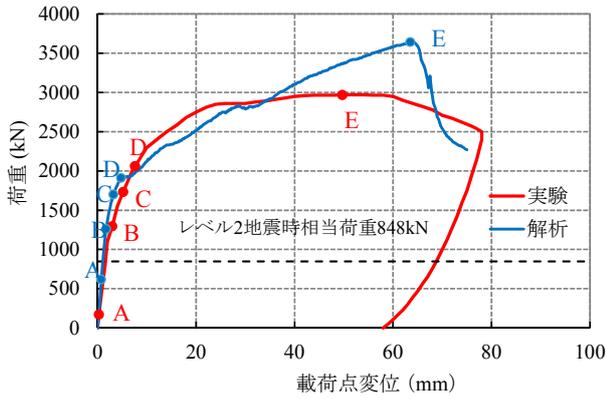


図4 荷重—載荷点変位関係

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

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ことから、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。

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及び橋軸直角方向に各々レベル2地震時相当荷重を想定して構造物—地盤連成系2次元静的非線形FEM解析を行うこととする。

(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、500mm以下を目安とした。そ

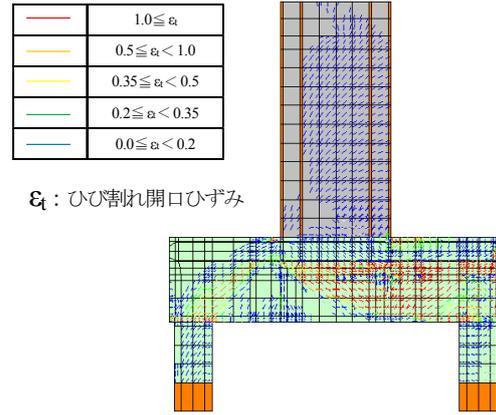


図5 最大荷重時(変位64.8mm時)のひび割れ開口ひずみ分布図

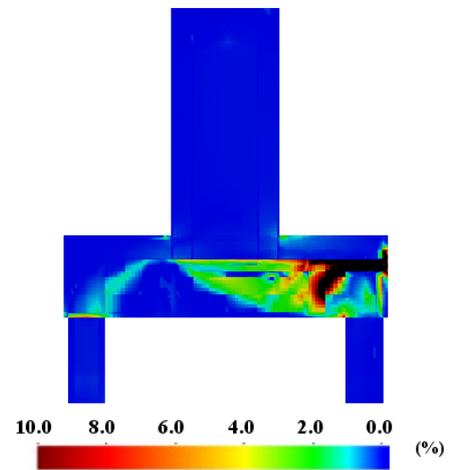


図6 最大荷重時(変位64.8mm時)の主ひずみコンター図

の他については、実験再現解析と同様である。表-4にRC要素及び無筋要素に適用する材料特性を示す。図-7にダブルラケット型新設鋼製橋脚の断面寸法及び鋼板厚、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-8に合成構造フーチング平面図を示す。

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※2	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	—

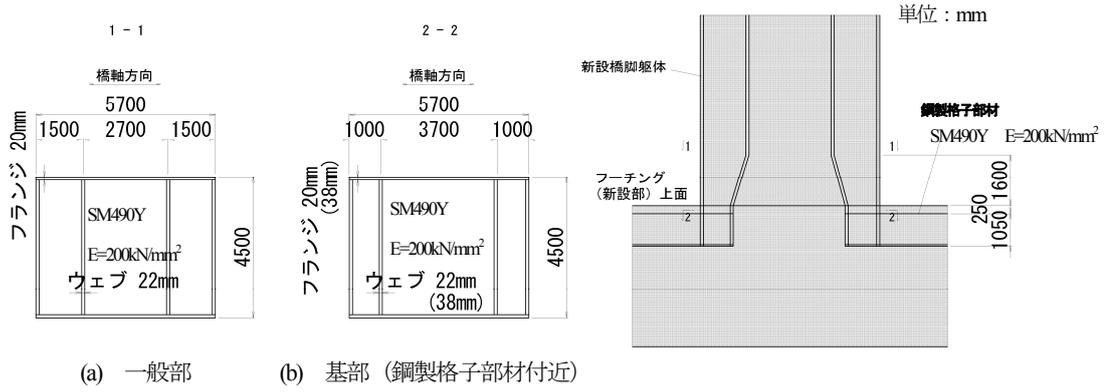


図-7 ダブルラケット型新設鋼製橋脚の断面図

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
		配置鋼材	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
配置鋼材		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
		配置鋼材	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
配置鋼材		C3~8桁	4	1050	350	28		38		
解析モデル	C1~10桁合計	—	1050	1900	28	53200	188	188		

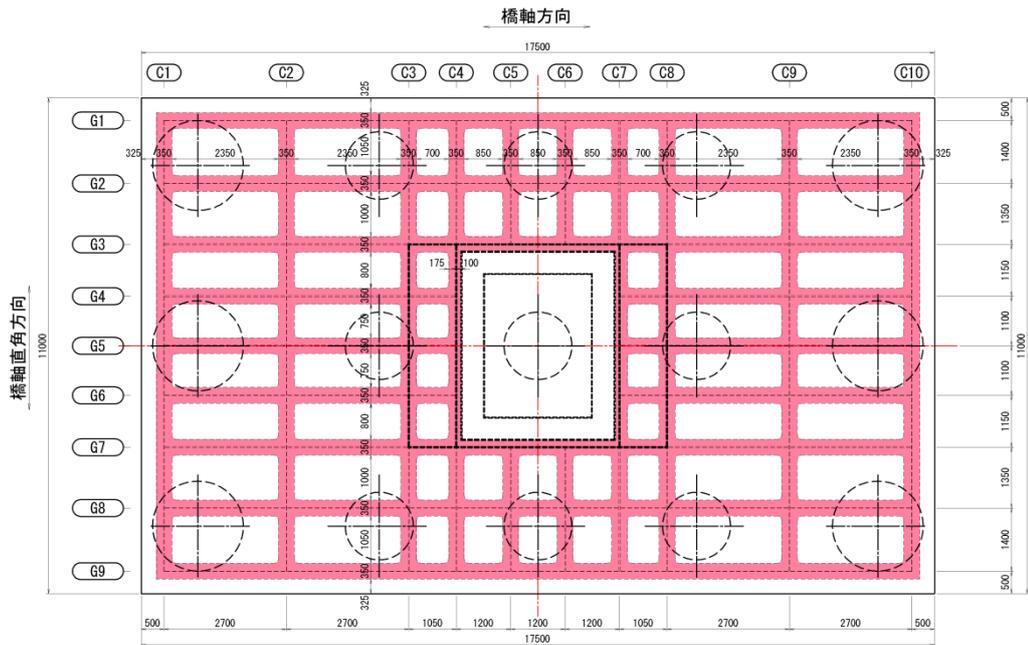


図-8 合成構造フーチング平面図

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⁷⁾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及び繰返しせん断に起因するダイレイタンスーは考慮しないこととした。表-6 に地盤条件を示す。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ている⁸⁾⁹⁾。

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

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、引張及びせん断剛性を 0 とした。接触時にはせん断剛性を考慮し、鉄道構造物等設計標準¹⁰⁾に準拠して設定し、剥離時にはせん断剛性を 0 とするよう設定した。また、接触剛性については閉合時に RC 要素が地盤要素に重ならないように十分剛な 10kN/mm/mm^2 とし、開口時には接触方向の剛性は 0 とした。

図-9 に地盤を含めた橋軸方向载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、橋軸方向载荷の解析モデルでは 11.0 m、橋軸直角方向载荷では 17.5 m とする。地盤高さは、地表面から N 値が 45 の地層までの地盤厚を約 41 m、地盤の全幅は十分に広い地盤厚さの 5 倍とした¹¹⁾。

表-6 地盤条件

層	標高 (m)		層厚 (m)	設計 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)
	上端	下端						
1	29.197	23.760	5.437	3	13.0	粘性土	28.321	0.047
2	23.760	21.530	2.230	2	13.0	粘性土	20.475	0.034
3	21.530	19.590	1.940	1	15.0	粘性土	11.760	0.020
4	19.590	16.010	3.580	25	19.0	砂質土	154.440	0.140
5	16.010	7.180	8.830	39	19.0	砂質土	220.424	0.200
6	7.180	-3.210	10.390	12	16.0	粘性土	85.852	0.143
7	-3.210	-5.080	1.870	32	19.0	砂質土	188.160	0.171
8	-5.080	-6.310	1.230	47	19.0	砂質土	255.909	0.233
9	-6.310	-11.880	5.570	45	20.0	砂質土	247.160	0.225

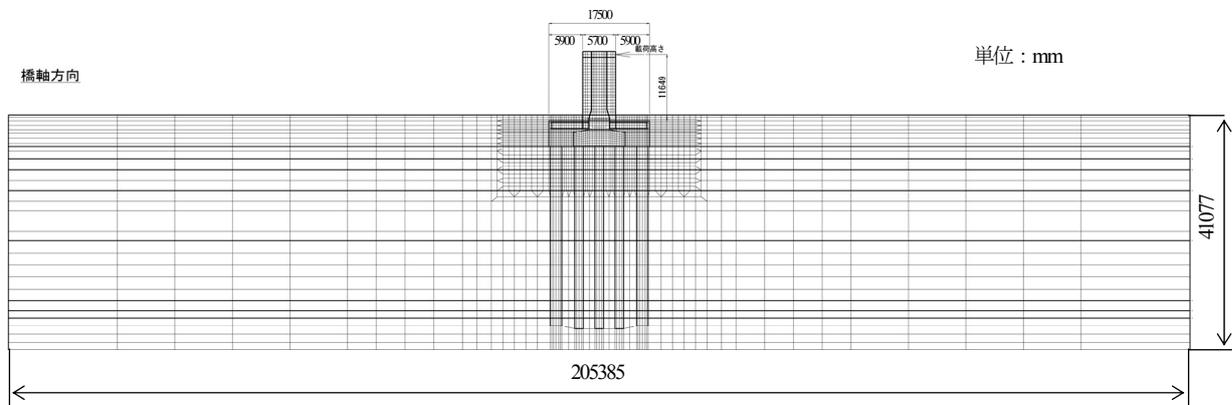


図-9 2次元静的非線形 FEM 解析モデル (橋軸方向)

(2) 橋軸方向荷重の解析結果

図-10 に橋軸方向荷重における荷重レベル-荷重点変位関係、表-7 に各部位の損傷進展状況を示す。なお、荷重レベルとは上部工及び橋脚をモデル化したレベル 2 地震時の動的解析から得られた最大せん断力に対する比率であり、荷重点は慣性力作用位置である。せん断力荷重レベル 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。荷重レベルが 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、荷重レベルが 150%までは荷重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¹²⁾。

図-11～図-13 に荷重レベルが 100%、150%における変形図、ひび割れ分布図及び鉄筋降伏図を示す。荷重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、杭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、荷重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-14 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

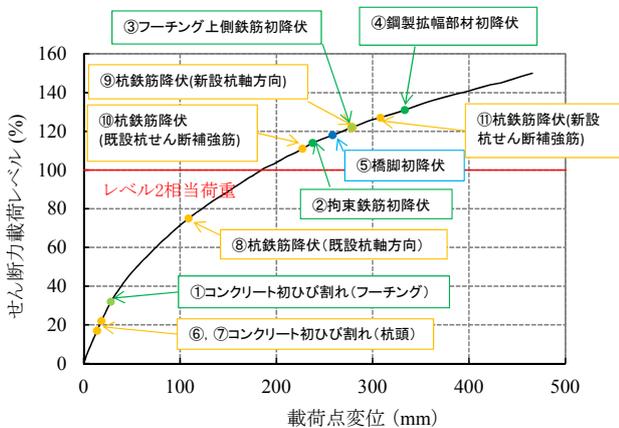


図-10 荷重レベル-荷重点変位の関係 (橋軸方向荷重)

表-7 各部位の損傷進展状況

部位	損傷状況	せん断力荷重レベル(%)
フーチング (上側合成 構造部)	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鋼製拡幅部材初降伏	131
橋脚	⑤橋脚初降伏	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

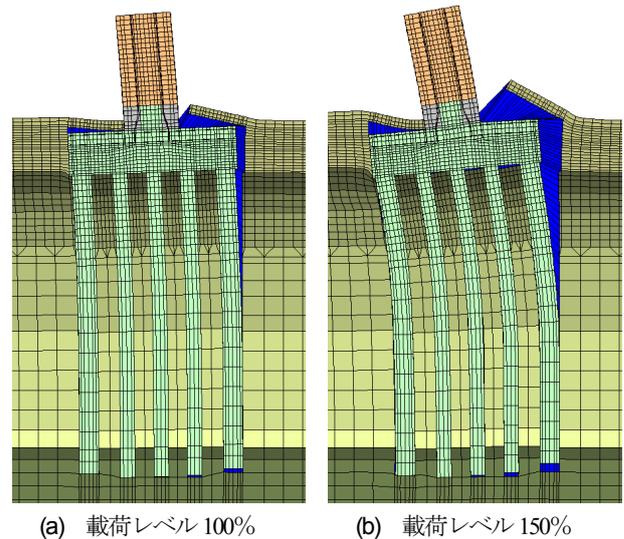


図-11 変形図 (変形量は10倍に拡大)

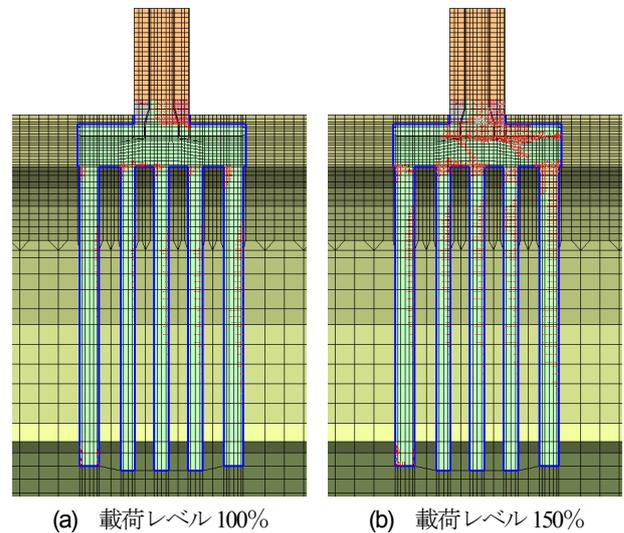


図-12 ひび割れ分布図

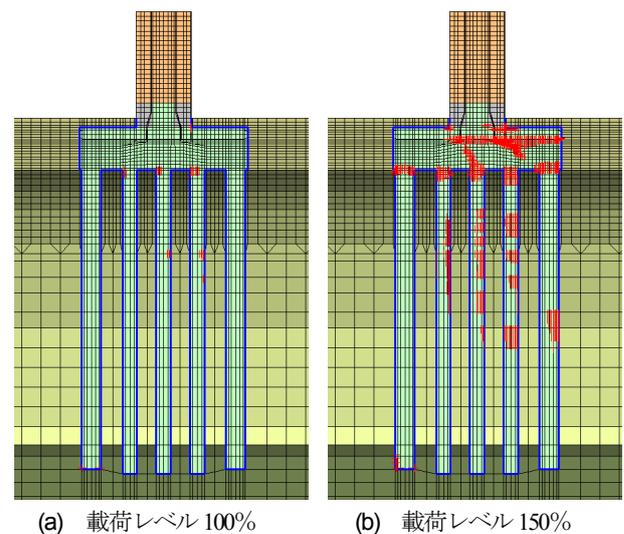


図-13 鉄筋降伏図

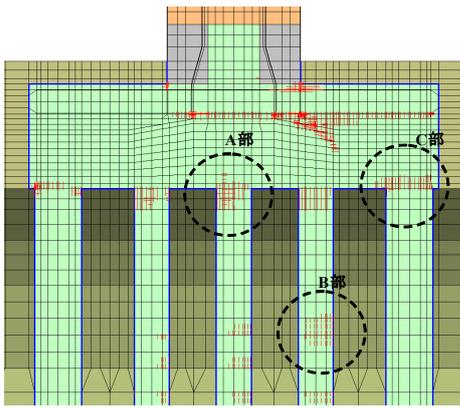


図-14 既設杭・新設杭の鉄筋降伏（载荷レベル 140%）

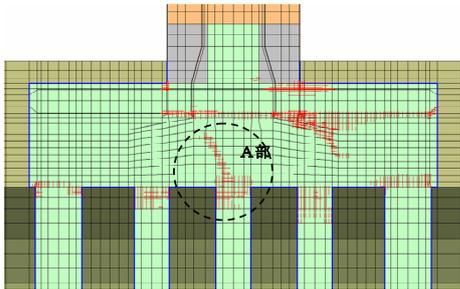


図-15 フーチング下側の鉄筋降伏（载荷レベル 150%）

強鉄筋が降伏し、B 部で既設杭の軸方向鉄筋、C 部では新設杭の杭頭部の軸方向鉄筋がいずれも降伏する。また、図-15 にフーチング下側の鉄筋降伏を示す。载荷レベル 138%から A 部のフーチング下側の鉄筋降伏が下面から側面鉄筋に進展する。

(3) 橋軸直角方向载荷の解析結果

図-16 に橋軸直角方向载荷における载荷レベルー载荷点変位関係、表-8 に各部位の損傷進展状況を示す。载荷レベル 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。载荷レベル 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、载荷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-17～図-19 に载荷レベルが 100%、150%における変形図、ひび割れ分布図及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、杭部では、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

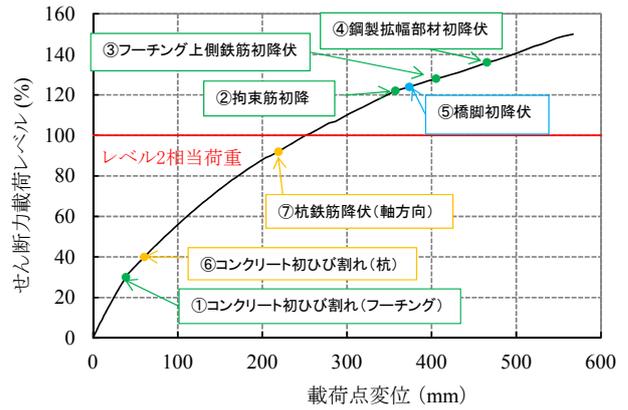


図-16 载荷レベルー载荷点変位関係（橋軸直角方向载荷）

表-8 各部位の損傷進展状況

部位	損傷状況	せん断力 载荷レベル(%)
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鋼製拡幅部材初降伏	136
橋脚	⑤橋脚初降伏	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)	—

—：損傷なし

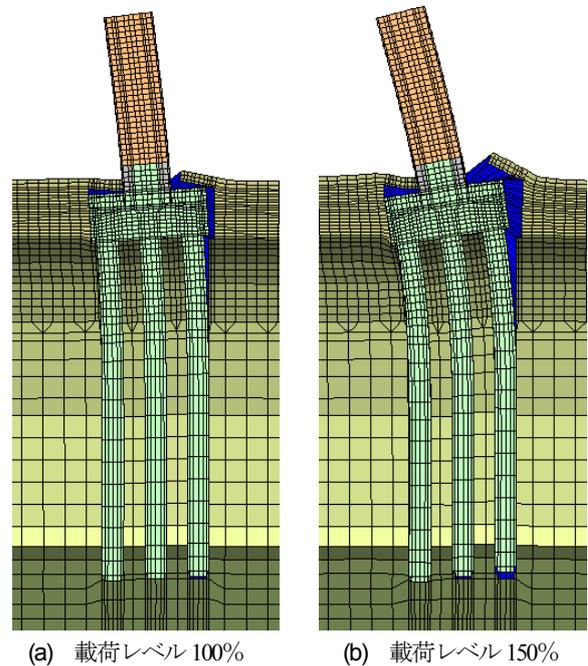
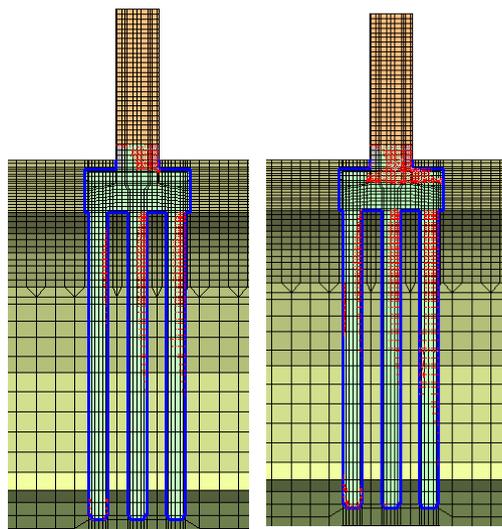
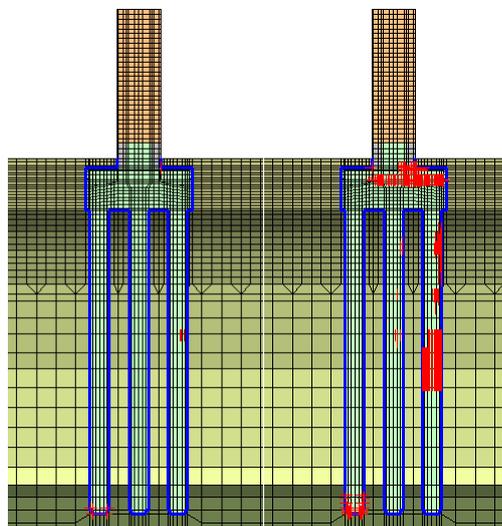


図-17 変形図（変形量は 10 倍に拡大）

橋脚基部に集中することが考えられる。载荷レベル 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-20 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、下側鉄筋の降伏は見られない。



(a) 載荷レベル 100% (b) 載荷レベル 150%
図-18 ひび割れ分布図



(a) 載荷レベル 100% (b) 載荷レベル 150%
図-19 鉄筋降伏図

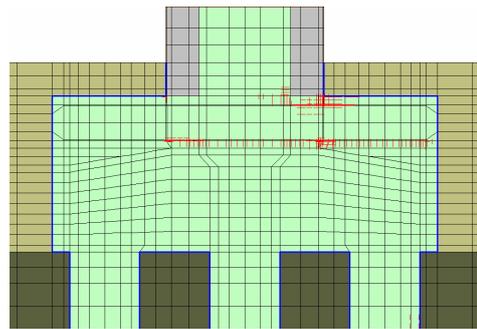


図-20 フーチングの鉄筋降伏 (載荷レベル 150%)

4. 2次元連成系動的非線形 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、杭及び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及び材料特性値は、静的解析と同一の考え方でモデル化した。図-21 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、地盤の底面および側面の境界条件を地盤の側方を混合境界、底面を粘性境界とする。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。解析モデルにおいては、地盤幅を 1/2 ずつに分離し、片側の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

表-9 粘性境界の特性値

	せん断剛性 (閉合時) (N/mm ² /mm)	接触剛性 (閉合時) (kN/mm ² /mm)	せん断剛性 (開口時) (N/mm ² /mm)	接触剛性 (開口時) (kN/mm ² /mm)	せん断粘性 減衰係数 μ_s ($\times 10^{-3}$ N·sec/mm ³)	粘性減衰係数 μ_n ($\times 10^{-3}$ N·sec/mm ³)
底面粘性境界	0.000	10.000	0.000	0.000	0.67	4.23

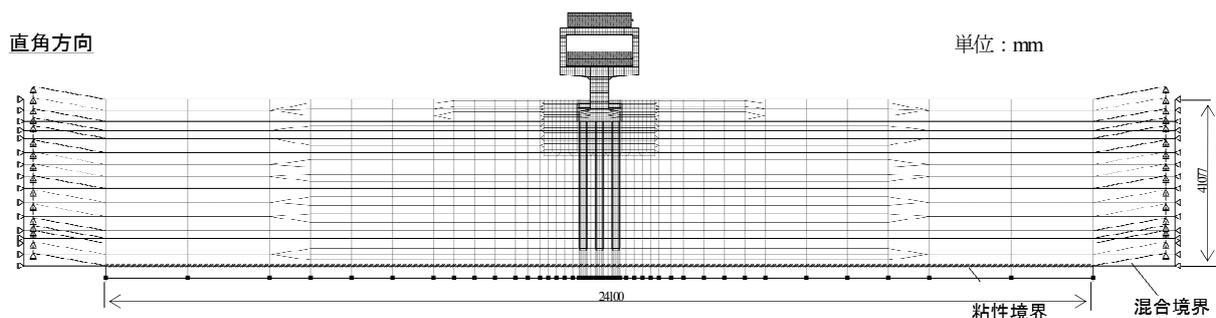


図-21 2次元動的非線形 FEM 解析モデル (橋軸直角方向)

いる。地盤底面に表-9 に示す特性値の粘性境界を設定する。

b) 荷重載荷条件

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載荷する。その荷重強度は静的解析と同一とする。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で時刻歴動的解析を実施するための入力波形については、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(平成 24 年 3 月)の I 種地盤用レベル 2 地震動(タイプ II) 3 波¹³⁾を用いて工学的基盤面に入力した。図-22 に神戸海洋気象台地盤上 NS 成分(II-I-1)を示す。

(2) 橋軸方向載荷結果

図-23 に上層桁慣性力作用位置及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。上記 3 つの地震波の中で II-I-1 が、他の 2 波と比べて変位量が最大値を示したので、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-24~図-26 に、II-I-1 の地震波を入力した場合の変形図、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拡幅部材周辺に損傷は生じていないことが確認できる。一方で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。表-10 に損傷発生時刻を示す。

表-10 損傷発生時刻

部位	損傷状況	損傷発生時刻(秒)
フーチング (上側合成構造部)	①コンクリート初ひび割れ(フーチング上面)	5.11
	②拘束筋初降伏	—
	③フーチング上筋初降伏	—
	④鋼製拡幅部材初降伏	—
橋脚	⑤橋脚基部の鋼材降伏	—
	⑥コンクリート初ひび割れ(既設杭)	0.80
杭	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(既設杭せん断補強筋)	5.05
	⑪杭鉄筋降伏(新設杭せん断補強筋)	3.23
フーチング(下側RC部)	⑫鉄筋降伏	10.87

—: 損傷なし

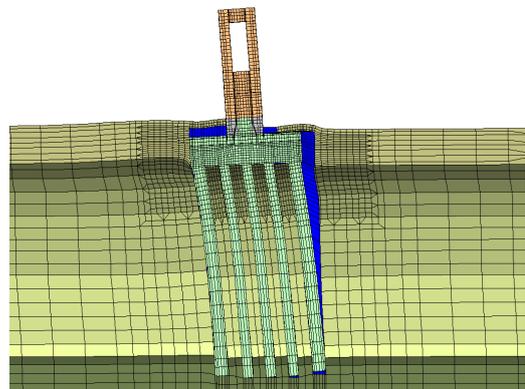


図-24 変形図(変形量は10倍に拡大, 上層桁慣性力作用位置変位最大時)

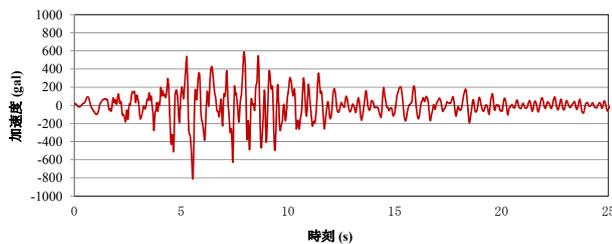


図-22 神戸海洋気象台地盤上NS成分(II-I-1)

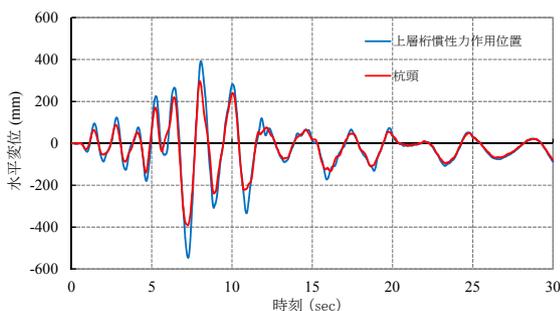
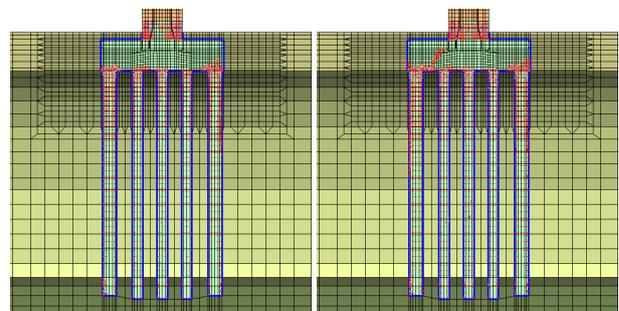
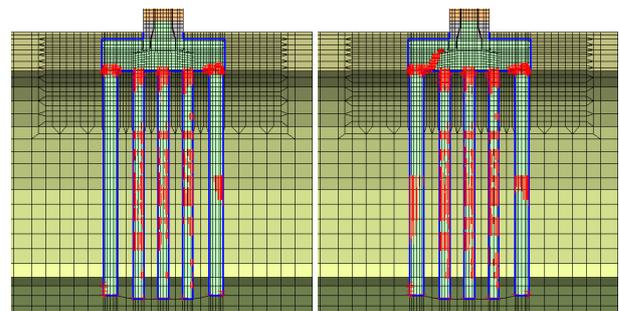


図-23 上層桁慣性力位置及び杭頭における水平変位の時刻歴応答(橋軸方向載荷)



(a) 橋脚基部最大変位時 (b) 地震波入力 30 秒後

図-25 ひび割れ分布図



(a) 橋脚基部変位最大時 (b) 地震波入力 30 秒後

図-26 鉄筋降伏図

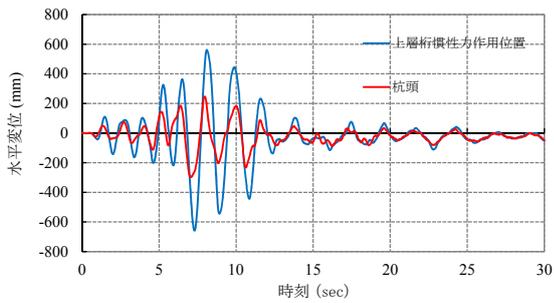
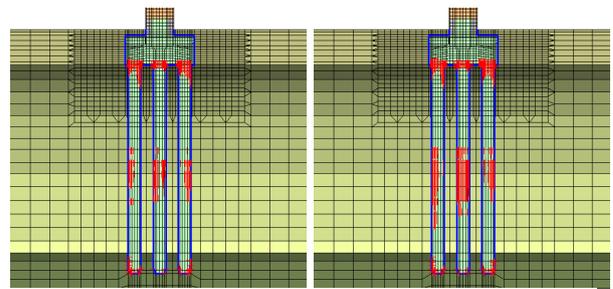


図-27 上層桁慣性力作用位置及び杭頭における水平変位の時刻歴応答（橋軸直角方向載荷）



(a) 橋脚基部変位最大時 (b) 地震波入力 30 秒後

図-30 鉄筋降伏図

表-11 損傷発生時刻

部位	損傷状況	損傷発生時刻(秒)
フーチング	①コンクリート初ひび割れ(フーチング上面)	1.51
	②拘束筋初降伏	—
	③フーチング上筋初降伏	—
	④鋼製拡幅部材初降伏	—
橋脚	⑤橋脚基部の鋼材降伏	—
	⑥コンクリート初ひび割れ(杭)	0.74
杭	⑦杭鉄筋降伏(軸方向鉄筋)	4.76
	⑧杭鉄筋降伏(せん断補強鉄筋)	5.64
フーチング(下側RC部)	⑨鉄筋降伏	—

—：損傷なし

II-I-1 が最大変位を示したので、II-I-1 の地震波について解析結果を示す。図-28～図-30 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拡幅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。

5. 結論

本研究では、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・橋軸直角方向載荷ともに、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) 橋軸方向載荷では、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。
- 3) 橋軸直角方向載荷では、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) 載荷レベルを 150%まで上げても、橋軸方向・橋軸直角方向載荷ともに、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、橋軸方向載荷では、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、フーチング下側の鉄筋も降伏する。また、橋軸直角方向載荷では杭の軸方向鉄筋・せん断補強鉄筋ともに降伏するが、フーチング下側の鉄筋は降伏しない。
- 6) レベル 2 地震時における既設杭の杭頭部については、橋軸方向・橋軸直角方向載荷の静的・動的解析では

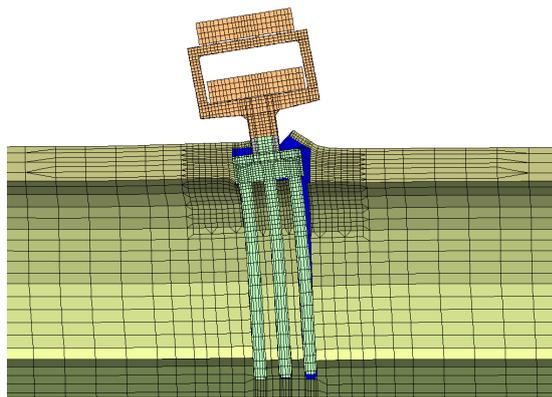
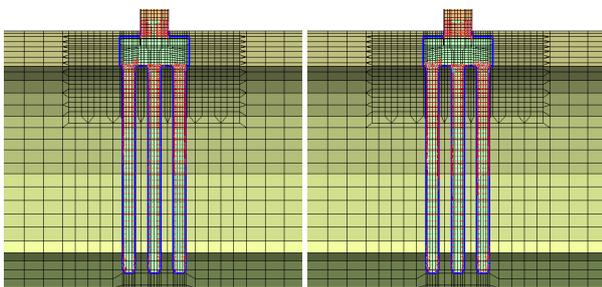


図-28 変形図（変形量は 10 倍に拡大，上層桁慣性力作用位置変位最大時）



(a) 橋脚基部変位最大時 (b) 地震波入力 30 秒後

図-29 ひび割れ分布図

(3) 橋軸直角方向載荷結果

図-27 に上層桁慣性力作用位置及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、

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) 橋軸方向載荷の動的解析結果ではフーチング下側の鉄筋降伏は発生しているものの、それ以外の解析ケースにおいてはフーチング下側の鉄筋降伏は見られない。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。

今回実施した構造物-地盤連成系解析により、既設杭、新設杭、鋼製橋脚の損傷進展状況を検証することができた。この成果を踏まえ、今後は、課題であるサンドイッチ工法による新設橋脚、合成構造フーチング、既設杭、新設杭を含めた構造全体系の設計法確立に向けて更に研究を重ねていきたい。

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, 齋藤隆, 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, 渡辺忠明, 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
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 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
- 11) 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
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.235-250, 2013.3.
- 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.109-131, 2013.3.

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

Shigeru IHARA, Hisatomo MATSUZAKI, Takashi 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-coupled nonlinear FEM analyses in details. 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.