

インテグラルアバット橋と周辺地盤の動的相互作用に関する一考察

浅津 直樹¹・岩崎 信正²・藤井 照久³・栗田 章光⁴

¹正会員 工修 復建調査設計（株）東京支社第二技術部長（〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15）

²正会員 復建調査設計（株）大阪支社設計室道路構造技術課長（〒532-0004 大阪市淀川区西宮原1-4-13）

³正会員 工博 復建調査設計（株）防災部長（〒732-0052 広島県広島市東区光町2-10-11）

⁴正会員 工博 大阪工業大学特任教授 八幡工学実験場 (〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷4番地)

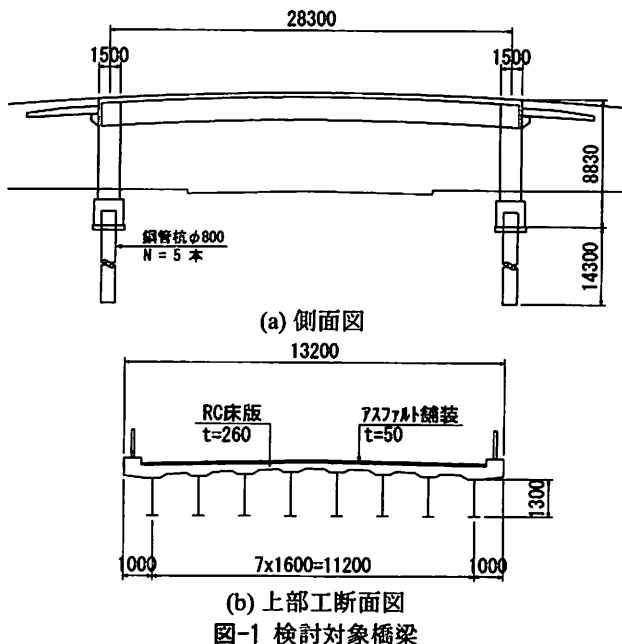
1. はじめに

支承や伸縮装置を省略したインテグラルアバット橋（以下、IAB）をはじめとする橋台部ジョイントレス構造は、維持管理上の問題を解決する一つの方法として注目されつつある。また、IABは地震時の水平力に対して受働側の地盤抵抗を活用することができるため、基礎工規模の低減も期待される橋梁形式の一つである。

一方で、耐震設計に際して受働側の地盤抵抗の評価を誤ると要求される耐震性能を満足しなくなる可能性もあり、その設定には十分注意する必要がある。また、この他にも地震時土圧の設定や背面地盤の影響を考慮した構造物の設計水平震度の設定等、IABの耐震設計においては現在でも十分に解明されていない「地盤と構造物の動的相互作用の影響」に関する課題が多く残されている。

さらに、最近ではIABの設計について、道路橋示方書¹⁾や設計・施工のガイドライン（案）²⁾において設計の方向性が示されているものの、わが国における設計例は極めて少なく、橋梁技術者の間でもIABの地震応答特性や耐震性についてはあまり認知されていないのが現状である。

そこで、本研究ではまず、実橋を模したIABをモデルとして骨組モデルによる静的解析及びプッシュオーバー解析を実施し、慣用設計法による場合のレベル1地震動及びレベル2地震動に対する一般的な応答特性を確認した。次に、周辺地盤をモデル化した2次元の時刻歴応答有限要素解析を実施し、地盤の挙動を踏まえた中でのIABのレベル1地震動及びレベル2地震動に対する応答のシミュレーションを試みた。さらに、骨組解析結果と有限要素解析結果を比較することで両者の違いを分析すると共に、IABと周辺地盤の動的相互作用について考察を行った結果を報告する。



2. 検討対象橋梁モデル

検討対象とする橋梁モデルは、図-1に示すとおり、わが国で本格的なIABとして架設された鋼単純複合ラーメン橋（非合成）とした³⁾。

本橋の上部構造は、重車両を設計活荷重とする鋼多主鈑桁橋のため、支間長28.3mに対し主桁本数は8本と一般的な設計荷重の橋梁に比べ桁本数が多く配置されている。橋台は高さ8.83mのRC構造であり、豎壁厚は鋼桁と橋台接合部の隅角部構造としての必要寸法より $B=1.5\text{m}$ となっている。基礎杭は単列鋼管杭 $\phi 800$ ($t=12\text{mm}$, $L=14.3\text{m}$)の5本配置である。

3. 骨組モデルによる慣用的な耐震設計

(1) 解析条件

レベル1地震動に対する解析は、2次元平面骨組解

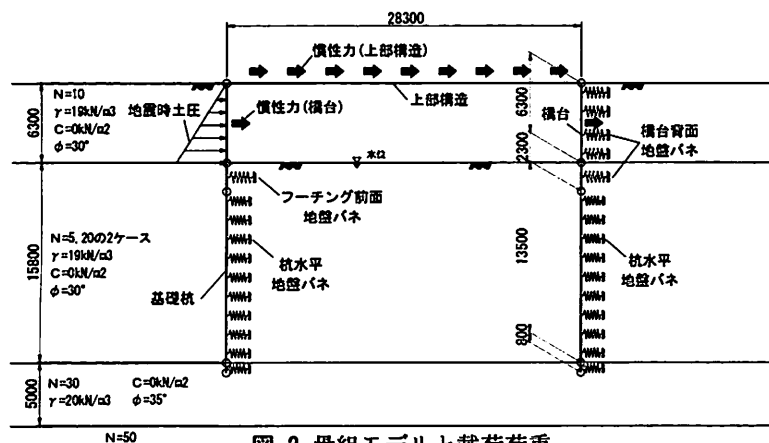
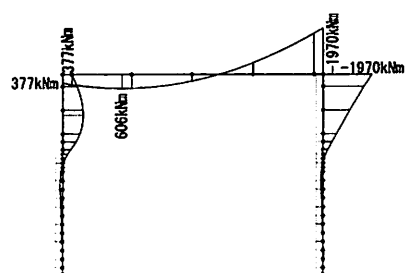


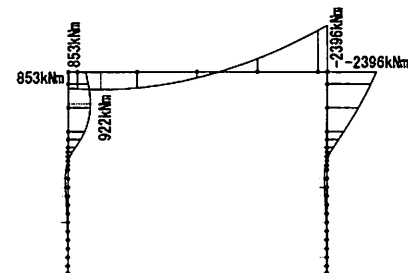
図-2 骨組モデルと載荷荷重

表-1 部材モデル

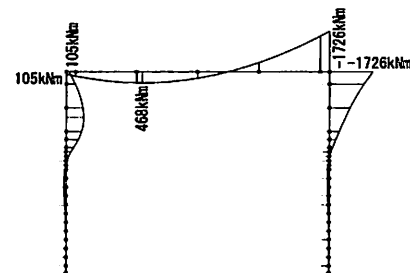
部 材	レベル1地震時	レベル2地震時
上 部 工	線形部材	線形部材
橋 台	線形部材	非線形部材 (トリニア型M-φモデル)
基 礎 杭	線形部材	非線形部材 (完全バイリニア型M-φモデル)
橋 台 背 面 地 盤	線形バネ [右側橋台]	非線形バネ (完全バイリニア型) [右側橋台]
フーチング 前 面 地 盤	-	非線形バネ (完全バイリニア型) [左側橋台]
杭 根 入 れ 地 盤	線形バネ [両橋台]	非線形バネ (完全バイリニア型) [両橋台]



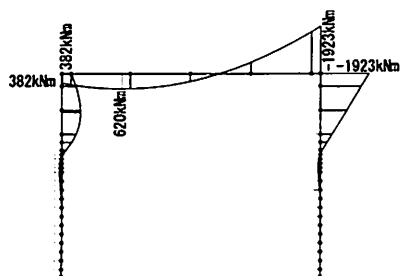
(a) N=5,橋台背面地盤バネ標準



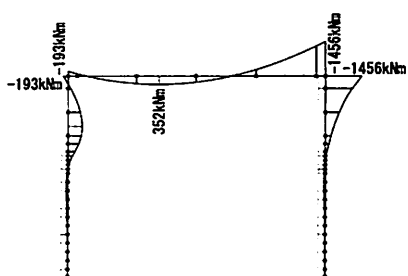
(a) N=5,橋台背面地盤バネなし



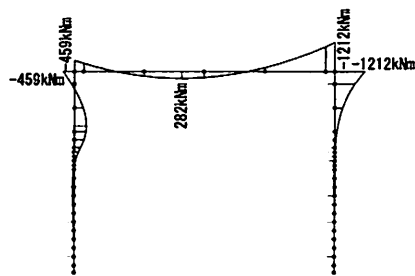
(b) N=5,橋台背面地盤バネ2倍



(b) N=20,地盤バネ標準



(c) N=5,橋台背面地盤バネ4倍



(d) N=5,橋台背面地盤バネ8倍

図-3 レベル1地震時の曲げモーメント図 (N=5, N=20)

図-4 レベル1地震時の曲げモーメント図
(橋台背面地盤バネ変化をさせた場合)

析とし、解析ソフトはFRAMEマネジャーVer2.02 03 (FORUM8)を使用した。解析する骨組モデルは、図-2に示すように上部工部材は、上部構造の図心位置とし橋台背面地盤と同一の高さとした。レベル2地震動に対する解析は、プッシュオーバー解析とし、解析ソフトはEARMEST Ver.6.76 (富士通FIP)を使用した。

部材モデルは、表-1に示すようにレベル1地震時には上部工、橋台及び基礎杭は線形部材、地盤は線形バネとした。レベル2地震時には上部工は線形部材、橋台は非線形部材(トリリニア型M-φモデル)、基礎杭は非線形部材(完全バイリニア型M-φモデル)、地盤は非線形バネ(完全バイリニア型)とした。なお、橋台背面の地盤バネは右側橋台についてのみ考慮するものとし、フーチング前面の地盤バネについてはレベル2地震時のみ左側橋台に考慮するものとした。

荷重ケースは、図-2に示すように死荷重+地震時慣性力+地震時土圧とし、設計水平震度を算定するための地域区分はA地域、地盤種別はⅡ種地盤とした。

また、現地盤の強度は図-2に示すようにN=5と

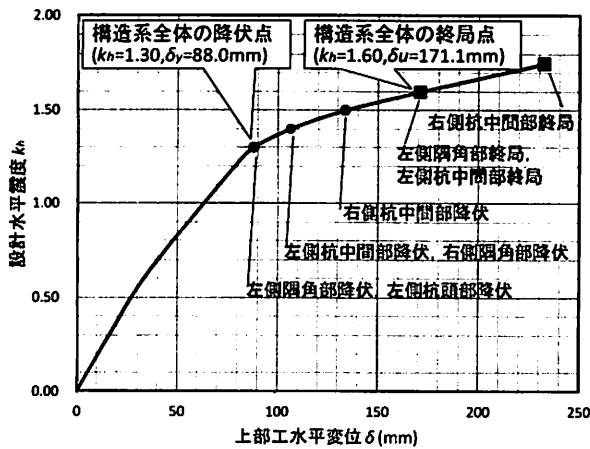
N=20の2ケースとした。なお、本検討では液状化は考慮しないものとした。

(2) レベル1地震動に対する骨組解析

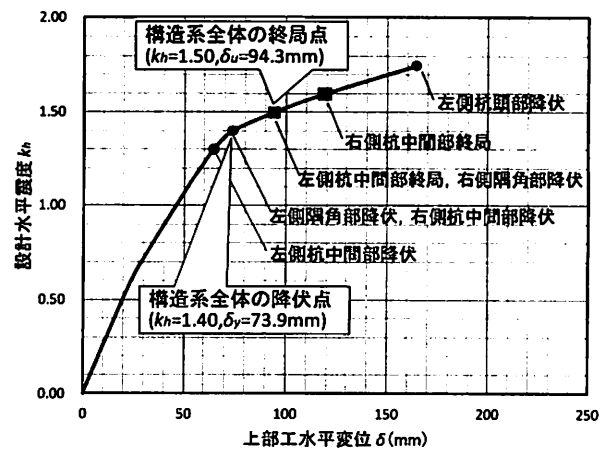
1) 標準ケースにおける曲げモーメントの分布状況

図-3に橋台背面地盤バネが標準の場合におけるレベル1地震時の曲げモーメント図を示す。杭根入れ地盤の条件は(a)がN=5, (b)がN=20としており、全体的な曲げモーメント分布の形状に両者の差異はない。これは、橋台背面の地盤条件が同一であり、地震時土圧と橋台壁部の受働抵抗に両者の違いがないためである。

曲げモーメントの分布形状としては、上部工の左側は正の曲げモーメント、右側は負の曲げモーメントとなっており、門型ラーメン構造の上部に水平荷重を載荷した際の一般的な形状を有している。橋台の最大(最小)曲げモーメントは左側では上部工～橋台接続部(以下、隅角部)よりやや下がった位置に、右側では隅角部に生じており、通常の橋台のように壁基部で曲げモーメントが卓越しないのが本構造の特徴であるといえる。



(a) N=5



(b) N=20

図-5 プッシュオーバー解析によるレベル2地震動の設計水平震度と上部工水平変位の関係

2) 橋台背面地盤バネの影響について

図-4はN=5のケースを対象として、橋台背面地盤バネを全く考慮しない場合、及び標準ケースの2倍、4倍、8倍と変化させた場合の曲げモーメントを示したものである。これらの図より、橋台背面地盤バネの値が大きくなるにつれて全体的に曲げモーメントは小さくなる傾向となることが明らかであり、橋台背面土が良質な硬い地盤であるほど、地震時の発生曲げモーメントは低減され耐震性が高まるといえる。ただし、橋台背面地盤バネが変化すると上部工の曲げモーメント分布は大きく変化する。特に左側すなわち主働側隅角部の曲げモーメントは地盤バネが大きくなると正の曲げから負の曲げに転じるため、設計にあたっては注意が必要となる。

(3) レベル2地震動に対するプッシュオーバー解析 1) 降伏及び終局の状況

図-5にプッシュオーバー解析による設計水平震度 k_h と上部工水平変位 δ の関係を示す。(a)のN=5のケースでは、 $k_h=1.30$ で左側橋台の隅角部と杭頭部が降伏に達し、 $k_h=1.40\sim 1.50$ で右側橋台隅角部と両橋台の杭中間部が降伏に達した後、 $k_h=1.60$ で左側橋台の隅角部と杭中間部で終局に至った。(b)のN=20のケースでは、 $k_h=1.30$ で左側橋台の杭中間部が降伏に達し、 $k_h=1.40$ で左側橋台の隅角部と右側橋台の杭中間部が降伏に達した後、 $k_h=1.50$ で左側橋台の杭中間部で終局に至った。

N=5のケースとN=20のケースを比較すると、地盤バネが小さいN=5の方が全体としての変形性能が大きく、塑性率も大きくなるといえる。

また、杭根入れ地盤の条件に拘わらず、降伏位置すなわち塑性ヒンジ発生箇所は隅角部または杭頭～杭中間部となっており、縦壁基部には発生しない結果となる。これは(2)で示したレベル1地震時の曲げモーメント分布と一致している。

2) レベル2地震に対する設計水平震度の算定

レベル2地震動に対する耐震設計に用いる設計水平震度 k_{hc} は、エネルギー一定則の概念を取り入れた式(1)～式(2)を用いて算出するものとした。

表-2 有限要素解析に用いた地盤パラメータ

			B	AsI	Ds	
動的変形特性	N値	N	10	5	20	30
	せん断波速度	Vs m/sec	172	137	217	249
	初期せん断剛性	G _{m0} kN/m ²	56442	35556	89596	123583
	基準平均有効拘束圧	σ _{m0} kN/m ²	46	53	53	125
	Gの拘束圧依存係数	m _G	0.5	0.5	0.5	0.5
	初期体積弾性係数	K _{m0} kN/m ²	150173	94603	238385	328814
	Kの拘束圧依存係数	m _K	0.5	0.5	0.5	0.5
	ポアソン比	ν	0.333	0.333	0.333	0.333
	粘着力	c kN/m ²	0.0	0.0	0.0	0.0
	内部摩擦角 ¹⁾	φ _f 度	33.3	29.6	36.3	35.7
物理定数	最大減衰定数	h _{max}	0.24	0.24	0.24	0.24
	密度	ρ kN/m ³	19.0	19.0	19.0	20.0
	間隙率	n	0.45	0.45	0.45	0.40
	間隙水の体積弾性係数	K _f kN/m ²	-	2.24E+06	2.24E+06	2.24E+06

$$k_{hc} = \frac{1.75}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (1)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{1.5\delta_y} \quad (2)$$

ここに、 μ_a ：許容塑性率、 δ_u ：構造系全体の終局変位、 δ_y ：構造系全体の終局変位である。なお、本研究では、構造系全体の終局は塑性ヒンジのいずれかが最初に終局に達する時、構造系全体の降伏は構造系全体の剛性が急変するとみなせる塑性ヒンジが生じた時と定義した。図-5(a)及び(b)の図中に、それぞれの終局変位 δ_u 及び降伏変位 δ_y を示す。

これらの変位を式(2)に代入すると許容塑性率はN=5のケースで $\mu_a=1.629$ 、N=20のケースで $\mu_a=1.185$ となる。これを式(1)に代入すると、設計水平震度はN=5のケースで $k_{hc}=1.16$ 、N=20のケースで $k_{hc}=1.49$ となり、許容塑性率が大きいN=5のケースの方が設計水平震度が小さくなる結果となった。

4. 時刻歴応答有限要素解析

(1) 解析条件

レベル1地震時及びレベル2地震時の2次元地震応答解析は、有限要素解析手法に基づく解析ソフトであるFLIP Ver.7.1.3(第三期FLIP研究会事務局)を使用した。

現地盤の強度は骨組解析の場合と同様にN=5とN=20の2ケースとし、表-2に示すように本解析に

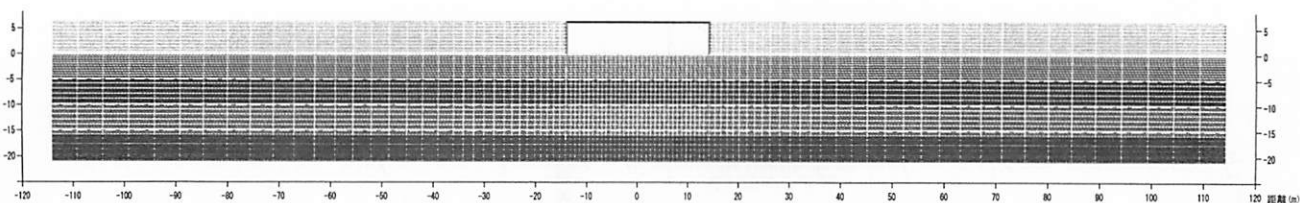
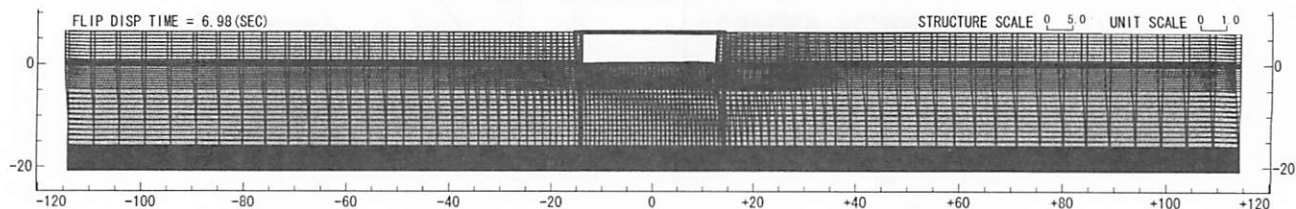
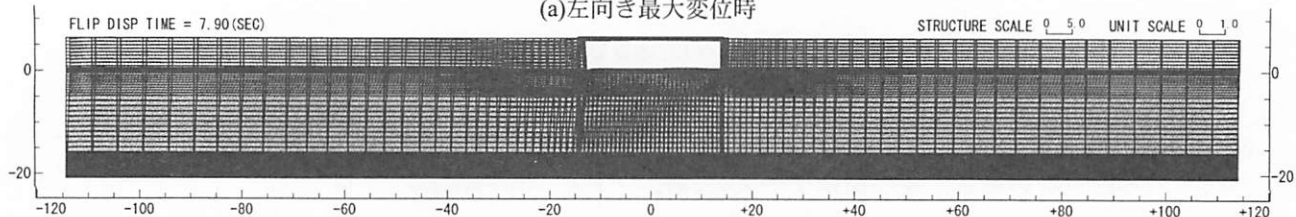


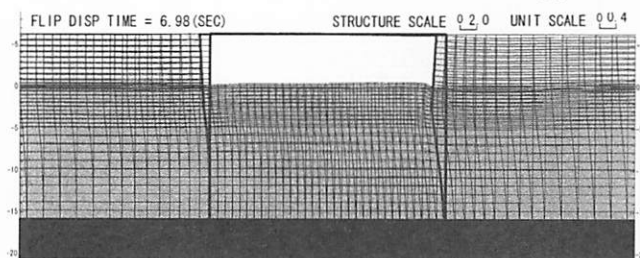
図-6 有限要素解析モデル図



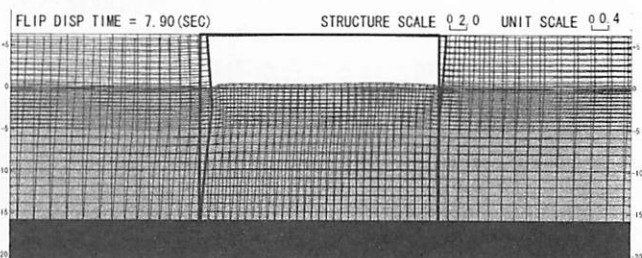
(a) 左向き最大変位時



(b) 右向き最大変位時



(c) 左向き最大変位時 (構造物拡大図)



(d) 右向き最大変位時 (構造物拡大図)

図-7 有限要素解析による上部工最大変位時の変形図 (レベル2地震時, N=5)

必要な地盤パラメータを設定した。このうち、初期せん断剛性 G_{m0} はせん断波速度との関係式(3)より求め、 V_s に関しては道路橋示方書⁴⁾に示されているN値との関係式(4)より推定した。

$$G_{m0} = \rho V_s^2 \quad (3)$$

$$V_s = 80 \cdot N^{1/3} \quad (4)$$

ここに、 G_{m0} : せん断弾性係数、 ρ : 密度、 V_s : S波速度である。また、内部摩擦角 ϕ については道路橋示方書⁴⁾に示されているN値から推定する式(5)より推定した。

$$\phi = 4.8 \log N_{170} + 21 \quad (5)$$

本解析は、図-6に示すように地盤モデルとIABを一体として解析を行っている。解析モデルのメッシュ分割のうち、縦方向は10～15Hzの波動が再現できるように配慮して1m程度とし、横方向については構造物周辺を1m程度とし、構造物から離れるに伴い2～5mの範囲で作成した。モデル化する範囲のうち、水平方向の範囲は側方からの影響を考慮して橋台背面側に各100m程度水平な地盤モデルを設けた。また深さ方向は、工学的基盤が出現する深度までモデル化している。

一方、構造物のモデル化については、上部工は線形はり要素、橋台及び基礎杭は非線形はり要素(M- ϕ モデル)とした。また、橋台とその背面地盤との

境界部には、すべり、剥離を考慮できるジョイント要素を設けた。基礎杭と地盤の動的相互作用については、基礎杭と地盤の間に非線形地盤バネ要素を用いることで表現した。底面及び側方の境界には、粘性境界を設け底面粘性境界を設定する。なお側方粘性境界では、あらかじめ行った自由地盤部の解析結果から、自由地盤部との速度差に比例した減衰を与えられるように設定している。

入力地震動は、I種地盤で得られた地表面の地震動波形(2E波)を用いている。このうちレベル1地震時ではI種地盤の加速度波形、レベル2地震時ではタイプII-I種地盤-第1波形を工学的基盤面より入力した。

(2) 解析結果

図-7にレベル2地震動に対する上部工最大水平変位出現時の地盤及び構造物の変形図を示す。左向き最大水平変位は6.98秒後に、右向き最大水平変位は7.90秒後に生じており、変位量はそれぞれ24.4cmと16.2cmであった。なお、レベル1地震動に対して生じた最大水平変位量は1.9～1.6cmであり、レベル2地震時の変位量の1/8～1/10程度であった。

有限要素解析の結果において特徴的なのは、図-7の拡大図を見ればわかるように、地盤が全体的に左側あるいは右側に変形しているのにも拘わらず、左

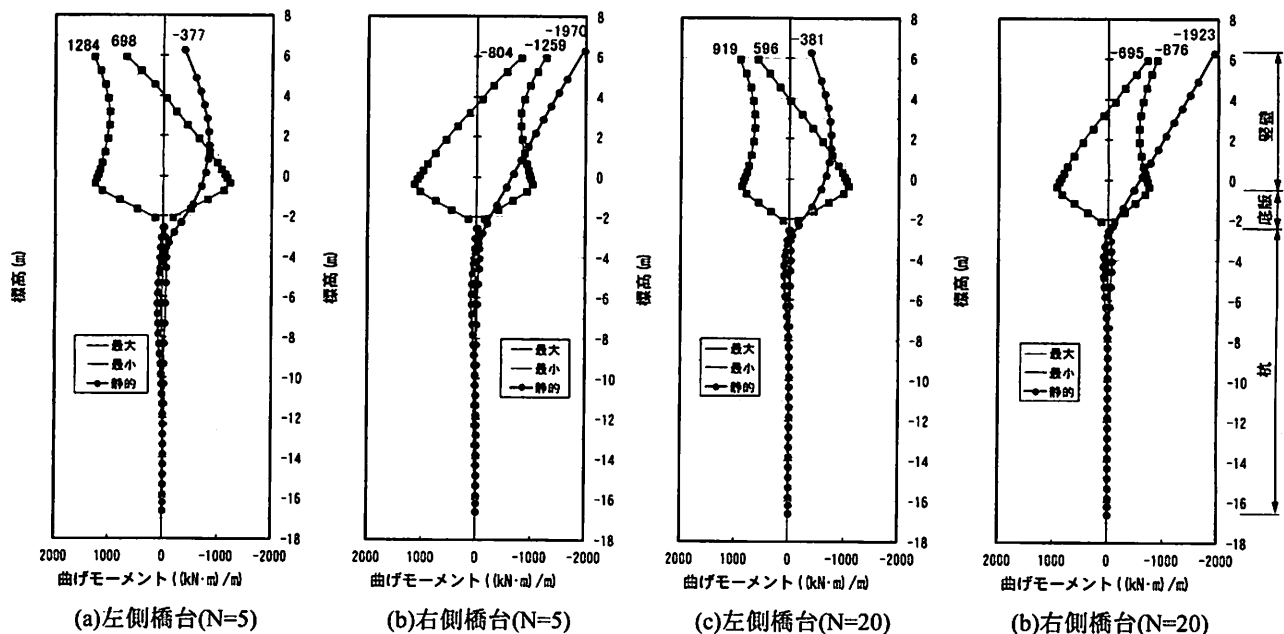


図-8 有限要素解析と骨組解析の橋台～杭曲げモーメントの比較 (レベル1地震時)

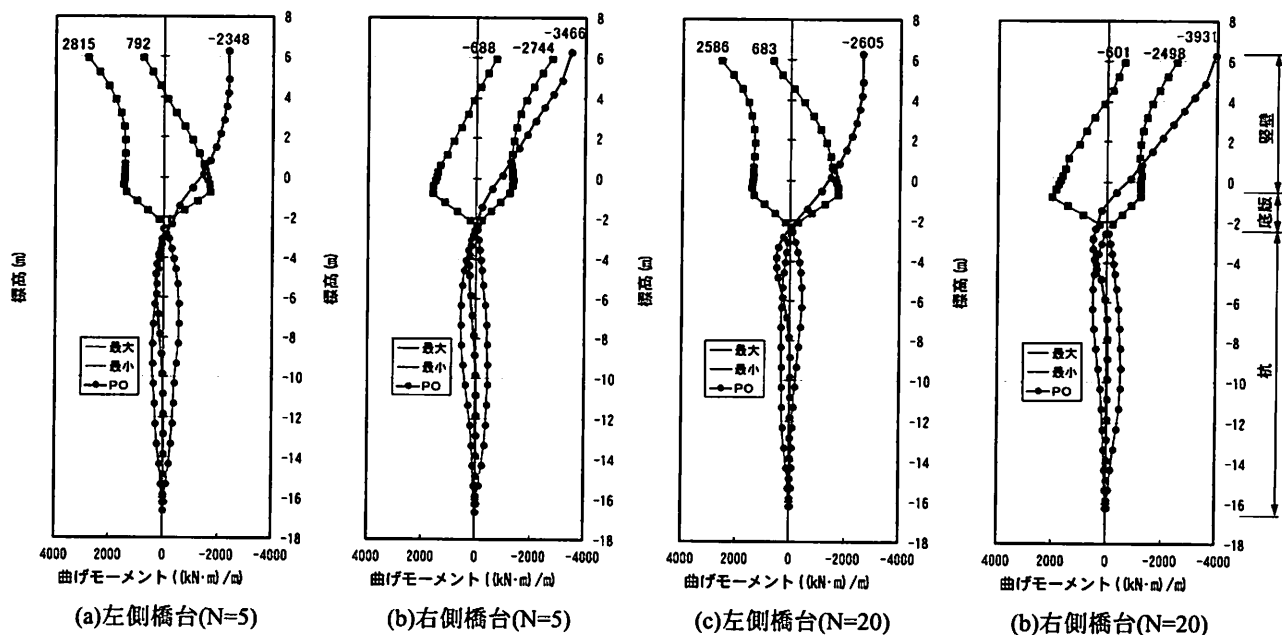


図-9 有限要素解析と骨組解析の橋台～杭曲げモーメントの比較 (レベル2地震時)

右の両橋台共に躯体が前面側にはらみ出す方向に隅角部を起点として回転しながら変位している点である。これは、地震動の継続と共に土が地盤高さの低い橋台前面側に流れ出すように変形していくためである。特に本モデルのように単列杭のために基礎の剛性が弱い場合には、このような変形モードがより顕著に現れていると考えられる。

両橋台がこのような前面側に変位していくと、橋台が背面側に移動しようとする場合にはより大きな受働抵抗力が作用し、橋台背面地盤バネを強くする場合と同様の効果が生じると考えることができる。

(3) 有限要素解析結果と骨組解析結果の比較

図-8～図-9に有限要素解析によるレベル1地震時及びレベル2地震時における橋台躯体～杭基礎の最大・最小曲げモーメントを整理した結果を示す。ま

た、図中には比較のために骨組解析結果を重ねて示している。なお、レベル2地震時の各応答は3.(3)2)で算出した設計水平震度に対する値とした。

1) 有限要素解析における杭根入れ地盤条件の影響

まず、レベル1地震時における隅角部の最小曲げモーメントに着目して、杭根入れ地盤条件の差異に着目すると、N=5のケースでは-1259kN・m、N=20のケースでは-876kN・mであり、両者の差が大きくなっている。

これは3.(2)1)で示した骨組解析の傾向と異なる注目すべき結果であり、静的解析では再現できなかった地盤と構造物の動的相互作用の影響の一つが現れていると考えることができる。すなわち、地盤全体をモデル化して基礎を揺らす有限要素解析においては、杭の根入れ地盤が柔らかいと杭を含む構造物がその地盤変形の影響をより強く受け、結果とし

て構造部に発生する断面力が大きくなったと考えられ、杭根入れ地盤の条件によって構造物に入力される地震動に違いが生じることを示唆している。

なお、レベル2地震時においても同様に隅角部の最小曲げモーメントは、 $N=5$ のケースの方が $N=20$ のケースよりも大きく、レベル1地震時と同様の傾向を示している。

2) 有限要素解析による曲げモーメントの特徴

骨組解析では隅角部～橋台上端付近で曲げモーメントが卓越するのに対し、有限要素解析ではこれに加えて縦壁基部の曲げモーメントも大きくなっていることがわかる。これは、前述したように橋台が前面側にはらみ出るように変位することによる影響と考えられる。

次に、隅角部に発生する曲げモーメントについて比較すると、レベル1地震時、レベル2地震時共に有限要素解析の結果は骨組解析結果よりも小さな値となっていることがわかる。これについても前述したように有限要素解析においては地盤の受働抵抗が強くなった効果であると考えることができる。

5. IABの耐震設計における地盤と構造物の動的相互作用の影響についての考察

地盤と構造物の動的作用は、一般に次のように整理される⁹⁾。

1) 慣性力相互作用 (Inertial interaction)

- ① 構造物の長周期化・・・基礎～地盤系のバネ効果
- ② 地下逸散減衰・・・基礎～地盤系の減衰

2) 入力の相互作用 (Kinematic interaction)

- ① 基礎の形状効果・・・有効入力
- ② 地盤変位の影響・・・地盤の変位荷重

本文で指摘した、杭根入れ地盤の条件によって構造物の発生断面力が異なる点は、上記の「地盤変位の影響による入力の相互作用」に該当する事項である。すなわち、杭基礎のように剛性があまり大きくない基礎においては、杭が地盤変位によって変形する影響を構造物の設計地震力に加味する必要があるが、現在の慣用的な設計手法ではこのような概念は考慮されていないのが現状である。特に変形し易いような単列杭を用いている場合には、杭が地盤変形の影響を受けやすく、さらにIABのように橋台が上部工で剛結されるラーメン構造の場合には杭の変形が構造全体の発生断面力に大きな影響を及ぼすため、IABの耐震設計における今後の課題の一つと考えられる。

また、本文で述べたように橋台背面地盤バネについてもIABの発生断面力に大きな影響を及ぼすためその設定方法が重要であるが、「地盤バネの効果」についても地盤と構造物の動的相互作用の影響を考慮して設定していく必要があると考えられる。

さらに、設計水平震度の設定についても今後の課題の一つに挙げられる。本研究では骨組解析において、通常の橋梁の設計に用いられる方法を準用して設計水平震度を算定したが、本来は橋台背面地盤の

影響を考慮した固有周期や背面地盤の減衰の影響を取り入れて設計水平震度を補正すべきであると考えられる。さらに、レベル2地震動に対しては地盤変位の影響による相互作用の観点からは柔らかい地盤の方が応答が大きくなるが、応答塑性率の観点からは柔らかい地盤の方が設計水平震度が小さく算定されるため、この点についても今後検討が必要である。

6. まとめ

以上、本研究では骨組解析及び有限要素解析を通じてIABの地震時応答特性について把握し、その耐震設計で考慮すべきと考えられる地盤と構造物の動的相互作用について考察を行った。本研究で得られた知見は以下の通りである。

- ① 骨組解析で設定する橋台背面地盤抵抗バネの値によって曲げモーメント分布は大きな影響を受ける。それによって主働土圧側隅角部の曲げモーメントの正負が変わる可能性があるため注意が必要である。
- ② 時刻歴応答有限要素解析の結果、杭根入れ地盤の条件で発生曲げモーメントが変化することが明らかとなった。これは地盤と構造物の動的相互作用の影響として今後のIABの耐震設計に考慮すべき課題の一つであると考えられる。
- ③ 時刻歴応答有限要素解析を実施すると、地震動の継続と共に両橋台が前面側にはらみ出るようなモードが確認された。この結果として、IABに発生する断面力の分布と大きさは、骨組解析による慣用的な耐震設計の結果と異なるため、注意が必要である。ただし、以上の知見は限定された構造・地盤条件の下での解析結果によるものであり、今後異なる条件の検討を追加して今回の結果の妥当性を検証する必要がある。また、IABの耐震設計に際しては、5.で述べたように地盤と構造物の動的相互作用に関する課題が多く残されており、これらの課題の解明に向けて研究を継続していく必要があると考える。

【謝辞】本論文をまとめるにあたり、耐震解析を協力いただいた、復建調査設計(株)大阪支社の津田佳明氏に深くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，2012.3.
- 2) 独立行政法人土木研究所，(社)鋼管杭・鋼矢板技術協会，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会，(社)日本橋梁建設協会，(社)建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その3)，第404号，2012.3.
- 3) 道下泰博，本間宏二，平田尚，櫻井信彰，渡辺弘明，藤川敬人：インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.35，No.2，pp.11-18，2001.2
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.3.
- 5) (社)土木学会：橋の動的解析，2003.3.