

RC 杭を有する既設道路橋基礎の動的照査における 照査項目に関する一検討

安藤滋芳¹・河野哲也²・西田秀明³・谷本俊輔⁴・星隈順一⁵

¹正会員（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 修(工)（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員（同上）

³正会員 修(工)（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員（同上）

⁴正会員（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員（同上）

⁵正会員 博(工)（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員（同上）

1. はじめに

地震時における基礎の設計法は、道路橋の設計基準である道路橋示方書¹⁾²⁾の場合、耐震設計上の地盤面より上方にある上部構造や橋脚及びフーチングに対する慣性力を荷重として作用させ基礎の安定性の照査を行うといった荷重ベースの静的な設計法となっている。その一方で、これまでの被災経験を踏まえれば、現行の設計法による照査を満たさない既設基礎が一律にレベル2地震時に対して甚大な損傷に至るとは限らない。これは個々の橋梁の状況や地盤・周辺環境による所も大きく、要因を一概に特定することはできないが、実際の挙動を静的な挙動に置き換えて設計していることが要因の一つになっているとも考えられる。

既設基礎に対して、より詳細に耐震性を評価するためには、地震時における周辺地盤の変位や基礎との動的相互作用、上部構造や橋脚等の慣性力による作用を同時に考慮できる動的解析の活用が有効であると考えられる。しかしながら、この解析は非常に複雑であり、入力地震動の設定方法、構造物や地盤抵抗のモデル化、耐震性に対する限界点や照査項目の設定等に多くの課題が残されている。

そこで本文では、RC杭基礎を有する橋脚を対象に基礎・地盤系を含めた動的解析における照査項目に着目した検討を行った。現行の設計法¹⁾²⁾における基礎の降伏とは、上部構造位置での水平変位が急増する点とされている。この目安として杭基礎であれば「全ての杭において杭体が塑性化する」あるいは「一列の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達す

る」状態が挙げられるが、これらの目安は平成8年の道路橋示方書改定において地震時保有水平耐力法に基づくプッシュオーバー解析等により検討されたものである。基礎は上部構造を支持する構造部材であることから、動的解析を適用する場合にも上部構造位置における変位が急増しないようにすることが必要と考えられるが、上記の目安で判断が可能かどうかは不明である。そこで、現在、土木研究所にて検討している基礎の動的解析モデルを用いて動的解析を行い、この結果得られた荷重・変位関係における変位急増点に対して、保耐法による照査指標である杭基礎の降伏の目安が動的解析による場合にも照査指標となり得るか否か、ならない場合は動的解析においてどのような状況が基礎の照査指標となり得るか検討した。

2. 検討対象

本検討で設定した杭基礎及び下部構造の概要図を図-1に、また検討ケースを表-1に示す。本検討では、文献3)において特に耐震性の低いとされる既製コンクリート杭の中でも最も古くから採用されるRC杭基礎を対象とした。なお、橋脚の柱部は耐震補強が行われているものとする。杭基礎の本数を変化させた3つのケースについて試設計した。

RC杭基礎は昭和30～40年代に多く採用されているため、Case1では当時の道路橋基礎の設計基準である下部構造設計指針 くい基礎の設計篇⁴⁾（以下、S39指針とする）を参考に当時の諸元の下部構造を設計した。地盤条件は現行の道路橋示方書でいうⅡ

表-1 検討ケース

Case	橋 脚			基 礎		
	L1地震に対する照査	L2地震に対する照査	備 考	L1地震に対する照査	L2地震に対する照査	備 考
Case1	満足する	満足する	RC巻立て(アンカー定着D35etc250)	満足する	塑性化する	直角方向に塑性化を許容したケース
Case2	〃	〃	〃	満たさない	満たさない	強制的に杭本数を減じたケース
Case3	〃	〃	〃	満足する	塑性化しない	塑性化しないように増杭補強したケース

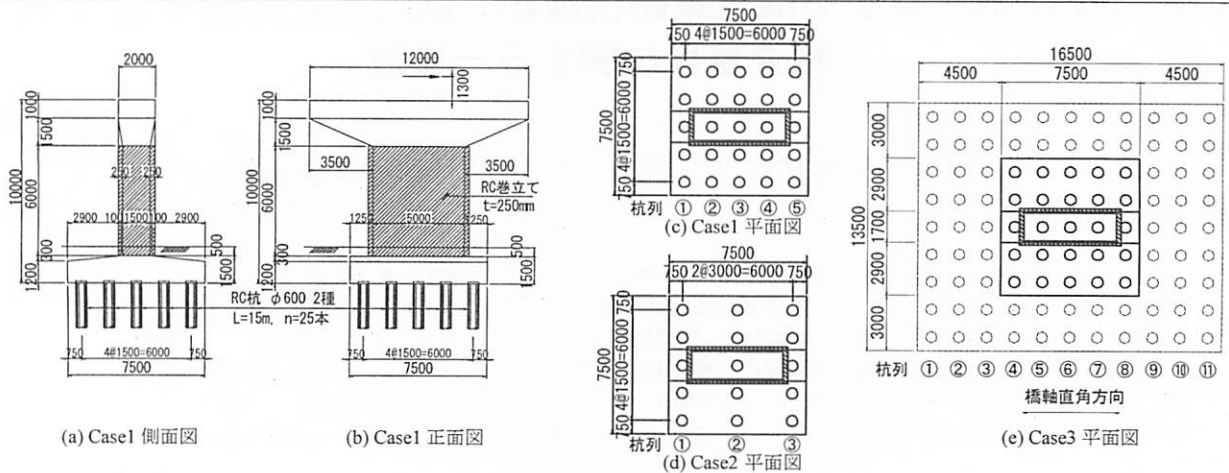


図-1 対象橋脚概要図

種地盤を想定しており、杭頭付近には比較的緩い砂質土層を有している(表-2)。上部構造はPC単純ポステンT桁橋を想定して設定した。これら構造による荷重条件を表-3に示す。なお現行の設計基準で照査した場合、基礎・橋脚ともに常時及びレベル1地震時の照査は満足している。橋脚の柱部はレベル2地震時に対して道路橋示方書で求められる耐震性能2を満足させるため、RC巻立て補強が実施されていることを想定して諸元を設定した。

Case1の基礎に対してレベル2地震時に対する照査を保耐法に基づいて行った結果、橋軸直角方向に全ての杭が降伏に達し、基礎として降伏に至る結果となった。また押込み支持力に対しても余裕が無い状態(押込み力/押込み支持力の上限值 = 2152 kN / 2162 kN)となった。このことから、Case1の基礎は、全杭が降伏に達する点と支持力の上限に達する点がほぼ同時に起こる基礎であると言える。また、基礎の応答塑性率は $\mu_{FR} = 1.987$ と許容塑性率の目安である $\mu_{FL} = 4.0$ 以下となっている。

次に動的解析での比較対象として、押込み支持力が不足する場合と押込み支持力に十分余裕がある場合を設定した。押込み支持力が不足する場合のCase2は、Case1の基礎から強制的に杭列を2列分減じた基礎とした。なおCase2の基礎は、強制的に杭列を減じたものであるため実際の構造としては成立しない。一方、押込み支持力に十分余裕がある場合のCase3は、Case1の基礎に対して塑性化を認めない(杭体を降伏させず、押込み支持力も上限に達しないように設計)とした場合に、耐震性能2を満足させるために増杭補強を行った基礎とした。増杭

表-2 地盤条件(Ⅱ種地盤相当)

	地盤の種類	層厚(m)	平均N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	単位体積重量(kN/m ³)	
						γ	γ'
第1層	砂質土	2.0	5	0	28	17	8
		2.5	5	0	28	17	8
第2層	砂質土	2.2	15	0	33	17	8
第3層	粘性土	5.0	5	30	0	17	8
第4層	砂質土	4.2	20	0	35	19	10
第5層	砂れき	1.0	25	0	37	19	10

表-3 荷重条件

鉛直力		死荷重 R_D (KN)	5700
		活荷重 R_L (KN)	1300
上部構造分担重量		L1,L2地震時 W_u (KN)	5700
S39指針	水平力	L1地震時 R_H (KN)	1140
H14道示	水平力	L1地震時 R_H (KN)	1430

の設計は現行の設計法である保耐法に基づいて行った。ここで増杭は、Case1との比較を簡易にするため杭体の断面性能や杭1本あたりの支持力を変化させないものとし、既設杭と同じ諸元のものとした。

これら3ケースについて動的解析を行い、得られた荷重-変位関係や時刻歴の挙動を基に動的解析における杭基礎の照査項目について考察を行った。なお、本検討では基礎の照査が厳しい橋軸直角方向について着目して解析を行った。

3. 動的解析モデル

(1) 解析モデルの概要

動的解析モデルは、図-2に示すように、上部構造-橋脚-杭基礎-地盤抵抗-周辺地盤から構成さ

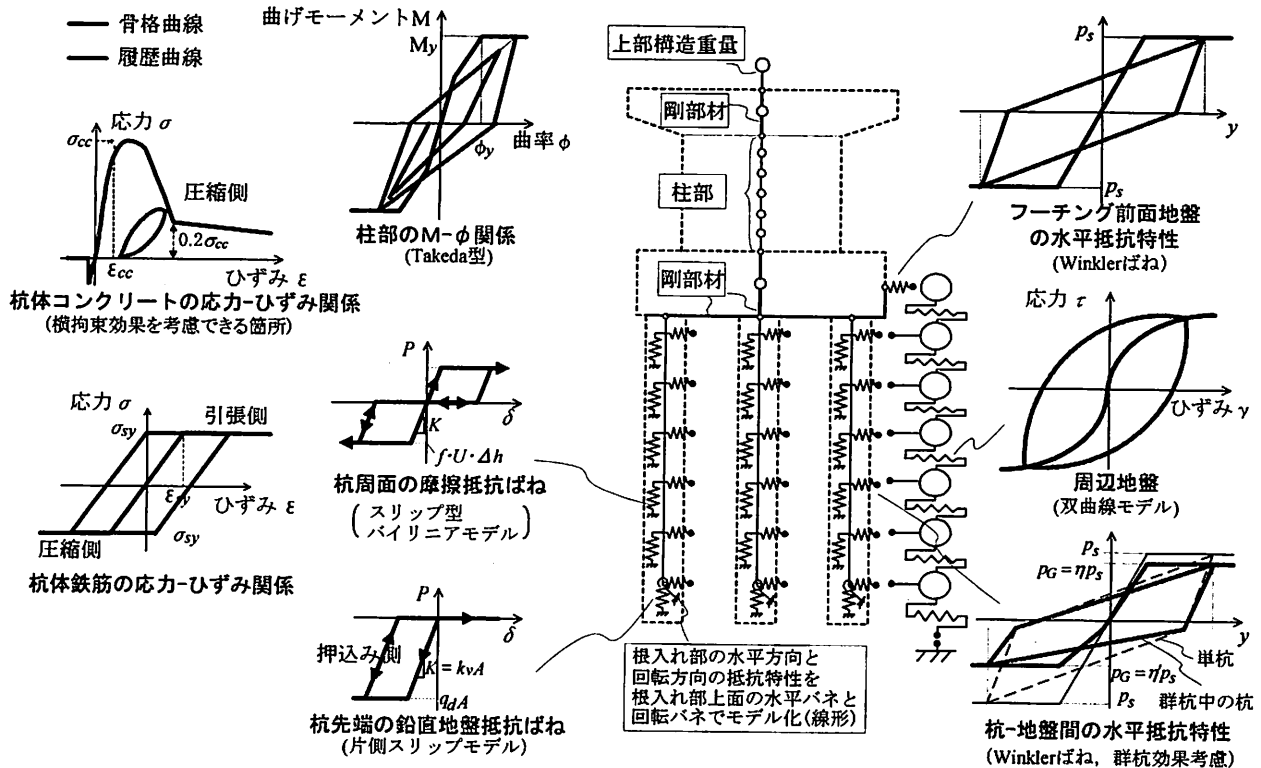


図-2 動的解析モデル概要

れる。ここでの動的解析モデルは、群杭基礎 - 地盤系の動的挙動に関する実験に対して検証された杭 - 地盤間の動的な水平抵抗特性⁵⁾や、地盤の動的挙動に関する動的遠心実験に対して検証された自由地盤モデル⁶⁾等、過去に土木研究所にて行われた研究に基づいたものを使用した。

(2) 橋脚、フーチング及び杭体のモデル

RC 橋脚の非線形性は $M-\phi$ 関係でモデル化し、骨格曲線はトリリニア型、その履歴則は Takeda モデルとした。フーチングは剛体とし回転慣性を考慮した。杭体は軸力変動による剛性変化が適切に考慮できるようファイバー要素によりモデル化した。杭体のコンクリートは道示に準じた $\sigma-\epsilon$ 関係を基本とし、履歴則には修正六車モデルを用いた。杭体の鉄筋は降伏応力度を上限とするバイリニアモデルとした。

(3) 基礎 - 地盤間の地盤抵抗モデル

杭 - 地盤間の水平抵抗は、白戸らの提案する地盤反力度 p - 基礎・地盤間相対変位 y の関係を与えたバネ⁵⁾を用い、その上限値 p_G は、単杭での上限値 p_s を道示IVの杭基礎における水平地盤反力度の上限値に準じて算出し、群杭効果 η, η' を考慮して低減させている。ここで、杭 - 地盤間の水平方向バネの基となる地盤反力係数 k_H は、次式により表される。

$$k_H = \alpha_k k_0, \quad k_0 = \frac{E}{0.3} \times \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (1)$$

ここで B は杭径である。 E は微小ひずみ域における土の変形係数であり、 α_k は本来曲線である $p-y$ 関係を直線で近似するための補正係数であり、本検討では実験に対するシミュレーションに基づいて白戸らにより提案された値を用いることとし、初期剛性では 0.1、除荷時剛性では 1.0 とした。

また、本検討では基礎の実挙動を極力厳密に再現するため、フーチング前面 - 地盤間の水平抵抗も同様のバネでモデル化し、その上限値を道示IVのケーソン基礎に準じて算出した。

杭 - 地盤間の鉛直抵抗は、杭周面の摩擦抵抗と杭先端の地盤抵抗をそれぞれバネとして評価する C_s-k_v 法によりモデル化した。これは、杭周面については地盤のせん断応力 τ - 地盤の相対変位 S の関係から滑り係数 C_s (kN/m³)、先端については地盤反力 p - 鉛直変位 v の関係から鉛直地盤反力係数 k_v (kN/m³) を評価しそれぞれ配置する手法である。杭周面の摩擦抵抗と杭先端の地盤抵抗の履歴モデルとしては周面のすべりや押込みによる沈下を考慮できるようにスリップ型とし、その上限値は杭基礎の施工方法に応じた道示IVの杭の最大周面摩擦力度 f と杭先端地盤の極限支持力度 q_d に基づき算出した。

(4) 周辺地盤のモデル

周辺地盤は、多層系のせん断土柱としてモデル化し、 $\tau-\gamma$ 関係の骨格曲線には双曲線モデル、履歴則には Masing 則を用いた。土層境界において、ひずみの変化が局所化する影響を少なくするため、土の

せん断剛性は同一土層内であっても拘束圧に応じて算出している。また、周辺地盤の質量としては、構造物の影響を受けないようフーチング平面積の 100 倍の平面積に相当する範囲を考慮した⁷⁾。

なお、土の骨格曲線である双曲線モデルを設定するにあたり最大せん断応力 τ_f を設定する必要がある。 τ_f は本来、土質試験結果から設定することが望ましいが、本検討では仮想のモデル地盤を対象としているため、せん断剛性比 G/G_0 に対する規準ひずみ γ_r により設定するものとし、周辺地盤のみの動的解析を行った結果得られた各層のひずみ分布や応答加速度分布、地表面で得られた加速度の応答スペクトルが道示標準波の加速度応答スペクトルと大きく乖離しないことを確認した。

(5) 入力地震動

入力地震動は、レベル 2 地震動（タイプ II）相当となるよう調整した基盤面の加速度波形（図-3）とした。前述した周辺地盤のみの動的解析の結果得られた地表面における加速度応答スペクトルと、道示標準地震動（Ⅱ種地盤）の加速度応答スペクトルを図-4 に示す。道示標準地震動のスペクトルを若干下回る結果となっているが、本検討の主旨は照査項目の設定や各モデルの挙動の違いについて検討することであることを踏まえ、本地震動を採用した。

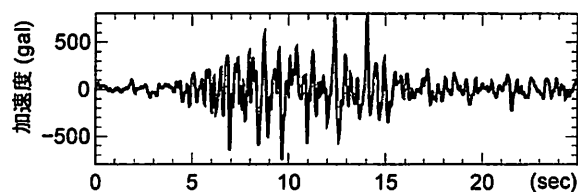


図-3 入力地震動

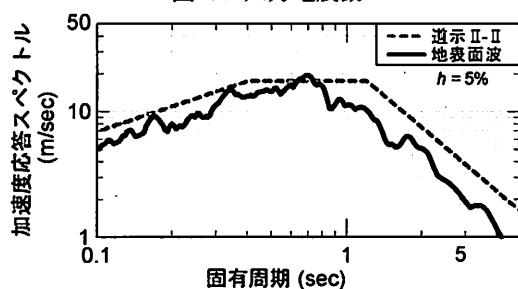


図-4 地表面の加速度応答スペクトル

(6) 解析条件

動的解析を行う際の粘性減衰は、全体系に対する Rayleigh 型減衰マトリックスで考慮した。本検討では、各ケースで与える減衰の違いが解析結果に与える影響を小さくするため、固有周期で 0.2 秒付近から構造物主体の振動モード付近までの減衰定数 h が 5% 程度となるように統一して設定した。また、動的解析の積分時間間隔は 0.001 秒とした。

4. 解析結果

(1) 動的解析における基礎の挙動

各ケースの上部構造位置やフーチング位置における応答変位を図-5 に示す。ここで、上部構造位置やフーチングの相対水平変位は、フーチング下面位置での地盤変位の影響を除いたものである。なお、いずれのケースも橋脚は降伏していない。

上部構造位置での相対水平変位、フーチングの相対水平変位、フーチングの回転角は、いずれも増杭補強を行った Case3 のみが小さく、Case1, 2 はあまり変わらない。ただし、フーチングの相対水平変位は上部構造位置での相対水平変位に比べると値そのものが小さく、いずれのケースもフーチングは概ね周辺地盤の挙動に追随していると考えられる。一方、周辺地盤の水平変位はいずれのケースも変わらないことから、地盤の挙動は構造物の影響をあまり受けていないことがわかる。

上部構造位置での相対水平変位が Case1, 2 と、Case3 において大きく傾向が異なるのは、フーチングの回転角の影響によるものと言える。Case2 でフーチングの回転角が小さいのは、増杭補強により杭配置が広がったこと、杭本数が増えたことにより杭の鉛直抵抗が増えたことにより、基礎の回転挙動への抵抗が大きくなったことによる。また後述するよう

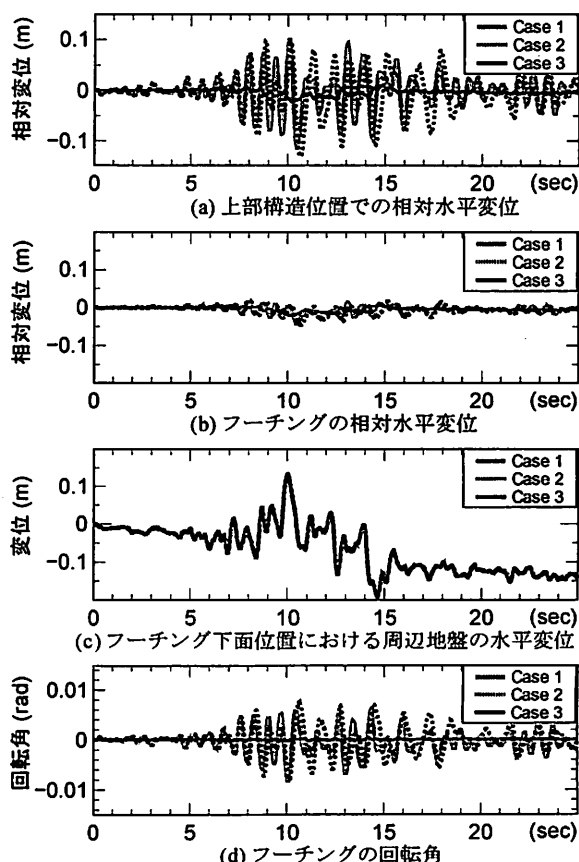


図-5 各変位の時刻歴

に Case1 及び 2 では最外縁の杭が押込み支持力の上限に達していることから回転角が増えているとも考えられる。また、Case1 と Case2 で回転角の波長が若干異なっており、Case2 の方が長周期化しているのは、そもそもの杭本数の差や押込み支持力の上限に達している杭の割合の差が要因と考えられる。

(2) 動的解析における荷重-変位関係

次に、基礎天端に作用する荷重と上部構造位置の変位に着目して、変位急増点すなわち杭基礎の降伏の目安となる点について検証する。図-6～8 に動的解析の結果得られた荷重 - 変位関係を示す。同図には、動的解析において生じたイベントを合わせて示している。ここで横軸は地盤変位の影響を除いた上部構造位置での変位である。また杭列の番号は図-1 に示したとおりである。

Case1 の荷重 - 変位関係を図-6 に示す。2 列分の杭体が降伏した後に押込み支持力の上限に達している (図-6:④)。さらに反対側の最外列の杭も押込み支持力の上限値に達した (図-6:⑦) 後、全ての杭が降伏 (図-6:⑧) に至っており、現行設計法と言うところの全杭降伏に至っている。一方で荷重 - 変位関係の変曲点としては、それぞれ正負の押込み上限に達した付近で見られるが、動的解析の応答自体がそれらの点を大きく超えておらず、剛性低下も大きくないため、明確な変位急増点とは言い難い。

次に、杭を強制的に減じた Case2 の荷重 - 変位関係を図-7 に示す。Case2 の結果は、Case1 とは異なり全杭降伏には至らなかった一方で、最外列の杭はいずれも押込み支持力の上限値に達している。Case2 で全杭降伏に至らなかった理由は、支持力の上限値に達することで支持力破壊が先行し杭体に大きな荷重が作用しなかったためと考えられる。荷重 - 変位曲線を見ると、押込み支持力の上限値に達した点 (図-7:①、④) において、上部構造位置の変位が急増しており、図-6 に示した Case1 の動的解析の結果と比較すると、明らかに剛性低下及び変位の急増が確認できる。なお、荷重 - 変位関係の履歴についてみると、Case1 や 2 のように押込み支持力の上限に達するような場合にはスリップ型の履歴特性を示しており、杭周面のすべりや押込みによる沈下に伴う抵抗特性の変化がよく表れている。

増杭補強を行った Case3 の荷重 - 変位関係を図-8 に示す。押込み支持力についてはいずれの杭も上限には達していない。その一方で、増杭及び既設杭ともに全て降伏に至っている。なお杭体が降伏する時刻は 9.80～9.99 秒と集中しており、この時刻は図-5 (c) に示したように周辺地盤の変位が最も大きな

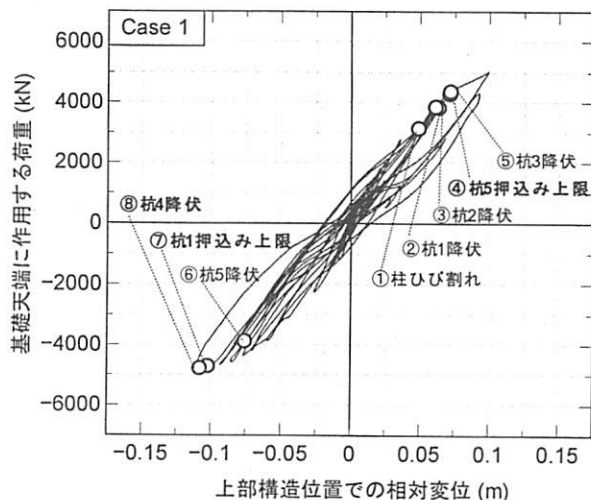


図-6 荷重 - 変位関係 (Case1)

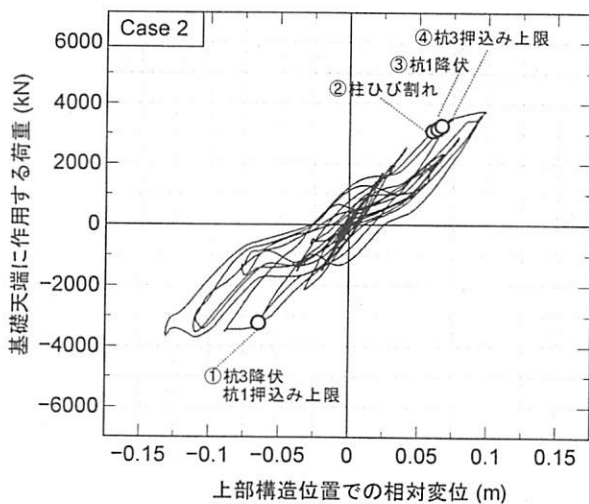


図-7 荷重 - 変位関係 (Case2)

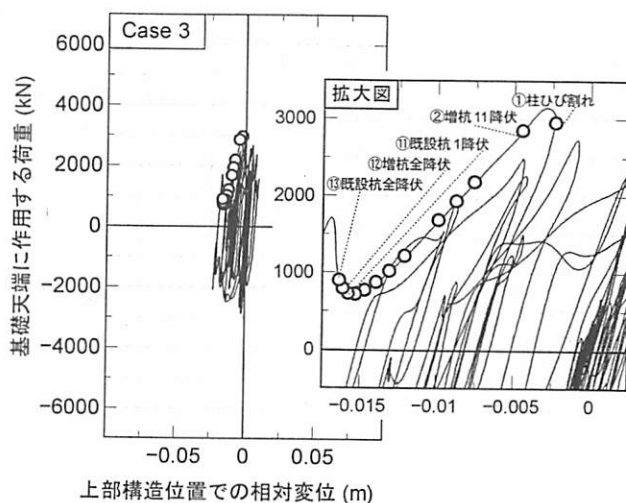


図-8 荷重 - 変位関係 (Case3)

なっていることから、地盤変位の影響を大きく受けていると考えられる。ただし、Case1 と同様に全杭降伏に至ったとしても、荷重 - 変位曲線に明確な変曲点は見られない。

以上から、Case1, 2 ではともに支持力の上限値に達しているにもかかわらず、Case2 の方が剛性低下が大きい要因として、支持力の上限値に達した杭本数の割合の影響であると考えられる。すなわち、

Case1, 2ともに上限値に達した杭の本数は10本であるが、Case1の杭は全25本あり、上限値に達した杭は40%である。一方、Case2ではそもそも杭本数が15本と少ないため、全杭の66%が上限値に達したことになる。このことから、動的解析を行った場合では、何%の杭の支持力が上限値に達したかによって変曲点以降の挙動に影響する可能性がある。これは先の図-5の変位の時刻歴波形においても、Case1よりもCase2の方が剛性の低下が大きいため、若干長周期化していることとも一致する。今後、解析の追加、各杭の荷重分担率の分析など、より詳細に検討し考察を深めたい。

一方、Case3のように支持力には十分余裕があるが、地盤変位の影響により杭体の損傷が先行するような場合、基礎天端に作用する荷重と上部構造位置での変位の関係には全杭が降伏に達する点に変曲点として現れてこないため、この点を変位急増点の目安として扱うことは難しい。これは、地盤変位の影響は基礎全体として受けているものであり、基礎天端に作用している荷重として表すことが難しいことが要因と考えられる。

なお、本検討では杭基礎の荷重-変位関係に影響を及ぼすイベント点として基礎の支持力及び杭体の曲げ耐力に着目したが、脆性的な破壊形態となるせん断破壊が生じる場合には別途検討が必要である。

5. まとめ

構造物と地盤の相互作用等が考慮できる動的解析における照査項目について、基礎天端に作用する荷重や上部構造位置での相対変位の関係及び基礎の回転変位等の挙動に着目して検討した。その結果、杭の押し込み支持力が上限に達することで荷重-変位関係において変曲点や変位の急増点が得られる可能性があること、一方、全杭降伏点は明確な変曲点として現れない可能性があることを示した。以下に本検討で対象としたRC杭基礎を有する下部構造に対して得られた結論をまとめる。

- (1) 押し込み支持力に対して余裕が少ないCase1, 2は、基礎の回転挙動が卓越し、その結果、上部構造位置での変位も大きくなる。
- (2) Case1の動的解析の結果、押し込み支持力の上限に達する点で荷重-変位の関係に変曲点が表れた。
- (3) 杭列を強制的に減じたCase2の動的解析の結果、押し込み支持力の上限に達した付近で変位が急増する点が表れた。すなわち、基礎の回転挙動が卓越するような場合には、荷重-変位関係において、押し込み支持力の上限に達する点に変位急増点の目

安となり得る。

- (4) 支持力に十分余裕があり杭体の降伏が先行する場合を想定したCase3の動的解析の結果、杭体の降伏は地盤変位の影響によるものが大きいと考えられ、全杭降伏点は荷重-変位関係における変位急増点の目安とはなり得なかった。
- (5) 押し込み支持力が上限値に達する杭本数の割合が、剛性低下率すなわち変位急増点以降の挙動に影響を及ぼす可能性がある。

今回対象としたケースでは、押し込み支持力の上限に達する点が荷重-変位関係の変曲点となり得たが、基礎の耐震性照査に動的解析を適用する場合には支持力の上限に達する杭本数の割合なども踏まえて変曲点後の挙動を確認し、明らかに変位が急増する点を評価するのが良いと考える。一方、地盤変位による挙動が卓越するような場合には、地盤との相対的な変位において全杭降伏点が変位の急増点として現れないため、地盤変位の絶対的な変位量が橋梁に与える影響や、杭体が損傷した後にも常時・レベル1地震時に対する性能を確保しているか、レベル2地震時に同程度の応答にとどまることができるかといった観点についても整理していく必要がある。

なお本検討は、レベル2地震に対して基礎に求められる耐震設計上の修復性・供用性の観点から、上部構造位置の変位が急増しないようにとどめる必要があるとして行ってきた。この照査項目の妥当性の検証のためには、大地震に対して上部構造位置の変位が急増しないようにとどめた結果、基礎はどのような状態になっているのか、解析的な検討だけでなく、実験的な検討、実橋梁の被災分析が必要であるとも考える。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV 下部構造編，2012。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書V 耐震設計編，2012。
- 3) 中谷昌一，星限順一，白戸真大，西田秀明，谷本俊輔：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究，土木研究所資料第4168号，2010。
- 4) (社)日本道路協会：下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964。
- 5) 白戸真大，吉田望，福井次郎，野々村佳哲：軟弱粘性土上の効果構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測へのWinkler型非線形相互作用ばねの適用，構造工学論文集 Vol.51A，pp.739-750，2005。
- 6) 谷本俊輔，堺淳一，岡田太賀雄，河野哲也，運上茂樹，星限順一：大地震時の地盤の動的挙動に関する動的遠心模型実験とその動的解析，第13回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp275-282，2010。
- 7) 玉野治光：橋脚基礎の地震時挙動と動的設計法に関する研究，東京大学学位論文，1983。