

埋設深さの異なるケーソン基礎が RC橋脚の地震時慣性力に与える影響に関する一検討

山下典彦¹・甲田啓太²・宮脇幸治郎³

¹正会員 博(工) 大阪産業大学教授 工学部都市創造工学科（〒574-8530 大阪府大東市中垣内3-1-1）
²学生会員 大阪産業大学大学院 工学研究科（〒574-8530 大阪府大東市中垣内3-1-1）
³博(工) 大阪府立工業高等専門学校名誉教授（〒572-8572 大阪府寝屋川市幸町26-12）

1. はじめに

地震時において、橋脚等の振動系には地震動以外に、基礎―地盤系の動的な相互作用がその振動に影響を及ぼす。そのため、平成7年兵庫県南部地震以降、非線形領域での動的相互作用を設計体系に導入する必要性が指摘されている¹⁾。

ケーソン基礎等の大型基礎に対しては、代表的なものに入力損失効果²⁾に関する研究が挙げられ、実現象を解析的に評価し、簡易的な算出式が耐震設計へ導入されている³⁾。このように、大型基礎に対する入力損失の評価は、地震時の慣性力を議論する上で非常に重要である。さらに、ケーソン基礎は埋設深さや側面地盤による拘束力の影響を受け、地震時の挙動が複雑に変化するため、動的解析による検討が必要であると考えられる。

動的解析時のSRモデルに関して、直接基礎等では、橋脚の回転中心位置を基礎重心位置と等価としてモデル化される⁴⁾ことが多い。しかし、耐震設計において橋脚に生じさせる塑性ヒンジは、基礎上端位置付近であるため、基礎の埋設深さが大きい場合は、等価として扱うと上部質点に生じる慣性力や構造物全体の剛性を誤って評価する可能性がある。

そこで本検討では、埋設深さの異なるケーソン基礎を有するRC橋脚を、上部1自由度及び剛体基礎の並進と回転の2自由度からなる、3自由度系として解析モデルを構築する。その際、上部質点に生じる地震時慣性力に着目し、橋脚の回転中心位置が異なる2ケースの解析モデルより非線形応答解析を実施し、各ケースの挙動を分析する。

そして、基礎の埋設深さの違いが橋脚の動的挙動

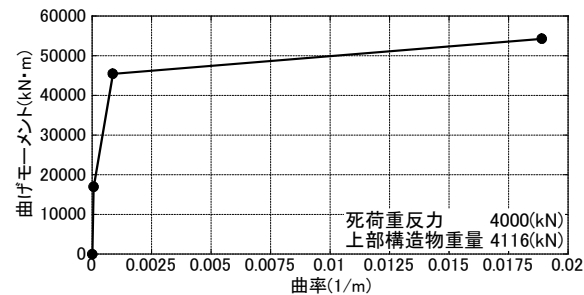


図-1 RC 橋脚の M-φ 関係

表-1 ケーソン基礎と地盤の諸定数

基礎横幅 / 奥行き(m)		8.0 / 8.0
鉄筋コンクリートの 単位体積重量(kN/m ³)		24.5
基礎側面地盤	N 値	10
	ポアソン比	0.40
	単位体積重量 (kN/m ³)	17
基礎底面地盤	N 値	50
	ポアソン比	0.30
	単位体積重量 (kN/m ³)	20

と損傷に及ぼす影響について検討し、側面地盤のN値を深さ方向に対して一定とした場合と、直線的に増加させた場合において、基礎側面地盤が構造物全体の動的挙動に及ぼす影響について考察する。

2. 解析の概要

本章では、非線形応答解析時に使用する2ケースの解析モデル及び入力地震動等に関して概説する。

また、本検討における非線形応答解析は、増分法(β=1/6)でRayleigh減衰を使用し、RC橋脚及び基礎

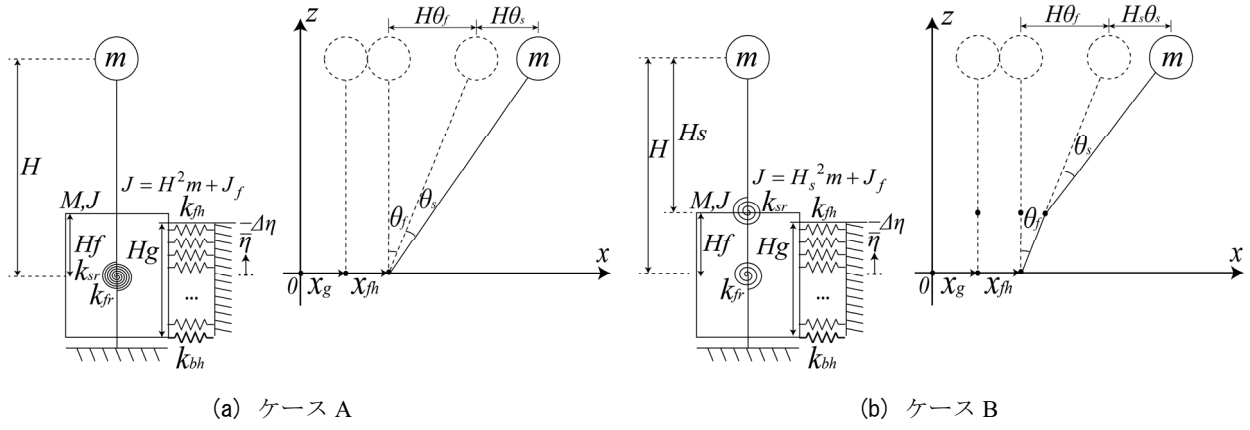


図-2 橋脚の回転中心位置が異なる解析モデル

の減衰定数はそれぞれ2,10%と定め、刻み時間を0.001秒とし入力地震動は線形補間をして実施する。

(1) 解析モデル

解析対象は、埋設深さの異なるケーソン基礎を有するRC橋脚であるため、既往の研究⁵⁾における3種のRC橋脚から、橋脚2を用いて3自由度系解析モデルを構築する。図-1には橋脚2の柱基部でのM- ϕ 関係を示し、表-1にケーソン基礎と地盤の諸定数をまとめる。基礎上端から慣性力作用位置までの距離は10.5mであり、柱基部でのM- ϕ 関係から解析モデルのM- θ 関係を定める。また、ケーソン基礎の埋設深さは10m,20m,30mの3種とし、基礎高さは全ての埋設深さで2m高くしてモデル化を行う。ここで、地盤に関して粘着力は無視し内部摩擦角は30度とする。

a) 3自由度系振動方程式

3自由度系の振動モデルとして、図-2に示すケースA及びBの2つのモデルを構築する。ケースAは橋脚の回転中心位置を基礎重心位置とした場合のモデルであり、ケースBは橋脚の回転中心位置を基礎上端位置とした場合のモデルである。式(1)に減衰項を無視した場合の3自由度系振動方程式を示し、式(2)に変位ベクトル $\{x\}$ と外力ベクトル $\{F\}$ 及び剛性マトリクス $[K]$ を示す。また、質量マトリクス $[M]$ に関しては各ケースで異なるため、式(3)にケースA、式(4)にケースBとして示す。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = \{F\} \quad (1)$$

$$\{x\} = \begin{Bmatrix} \theta_s \\ x_{fh} \\ \theta_f \end{Bmatrix}, \quad \{F\} = -[M] \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g \quad (2)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{sr} & 0 & 0 \\ 0 & K_1 & K_2 \\ 0 & K_2 & K_3 \end{bmatrix}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} H^2 m & Hm & H^2 m \\ Hm & m + M & Hm \\ H^2 m & Hm & J + H^2 m \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} H_s^2 m & H_s m & HH_s m \\ H_s m & m + M & Hm \\ HH_s m & Hm & J + H^2 m \end{bmatrix} \quad (4)$$

ここに、 K_1, K_2, K_3 は式(5)で算出され、 θ は回転角、 x は変位、 $\ddot{x}_g$ は地動加速度、 H は基礎重心から慣性力作用位置までの距離、 H_s は基礎上端から慣性力作用位置までの距離、 m は上部質点の質量、 M は基礎の質量、 k は剛性、 η_i は基礎重心から i 番目の地盤ばねまでの距離、 N_d は基礎側面地盤の分割数であり、添え字 s は橋脚、 f は基礎、 b は基礎底面、 h は水平振動、 r は回転振動をそれぞれ意味する。

$$\begin{aligned} K_1 &= \sum_{i=1}^{N_d} (k_{fh_i} \Delta \eta) + k_{bh} \\ K_2 &= \sum_{i=1}^{N_d} (\eta_i k_{fh_i} \Delta \eta) - \frac{H_f}{2} k_{bh} \\ K_3 &= \sum_{i=1}^{N_d} \left\{ (\eta_i)^2 k_{fh_i} \Delta \eta \right\} + \left(\frac{H_f}{2} \right)^2 k_{bh} + k_{fr} \end{aligned} \quad (5)$$

また、本検討で用いる、基礎側面の地盤ばねは単位深さ当たりを集約されたものであるため、埋設深さ H_g に対して任意の分割数 N_d により側面地盤を分割すると、 $\Delta \eta (=H_g/N_d)$ ごとに集約された地盤ばねが作用する。したがって、基礎重心位置と地表面から i 番目の地盤ばねまでの距離は式(6)により算出される。

$$\eta_i = H_g - \frac{H_f}{2} - \left(i - \frac{1}{2} \right) \Delta \eta \quad (6)$$

ここで、本検討では、基礎側面の分割された各地盤ばねが、単位深さにつき1本の間隔で作用するように分割数 N_d を定める。

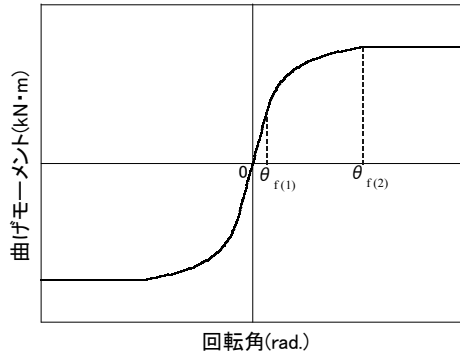


図-3 基礎回転ばねの曲げモーメントー回転角関係⁶⁾

以上より、ケースAとBでは質量マトリクス及び橋脚の回転中心位置の違いが、上部質点に生じる地震時慣性力や構造物全体の動的挙動に影響を及ぼすと考えられる。

b) 基礎-地盤系の動的復元力

本検討で用いる基礎-地盤系の復元力モデルは、土は引張に耐えないものと仮定し、モール・クーロンの破壊基準に従うものとした非線形スプリングを持つWinklerモデルの考え方⁶⁾を採用する。

円形基礎側面を単位深さあたりに集約した地盤ばね k_{fh} の骨格曲線はトリリニア型として扱い⁷⁾、基礎のロッキング振動に関するばねは、基礎重心位置に底面の地盤鉛直ばねを集約した回転ばね k_{fr} を設ける事で表現する。

ここで、山下⁷⁾は、基礎の回転ばねの骨格曲線をトリリニア型とし、式(7)より第1次剛性 $k_{fr(1)}$ ～第3次剛性 $k_{fr(3)}$ を求め、式(8)から第1降伏点 $\theta_{f(1)}$ 及び第2降伏点 $\theta_{f(2)}$ を算出している。しかし、基礎回転ばねの曲げモーメントー回転角関係は図-3に示す関係となる⁶⁾ため、本検討では骨格曲線を双曲線型として扱う。したがって、基礎回転ばねの剛性 k_{fr} は式(9)から算出し、基準回転角 $\theta_{f(r)}$ は図-4より式(10)で求める。

$$\begin{aligned} k_{fr(1)} &= G_{bg} a_f^3 \frac{8}{3(1-\nu_{bg})} \\ k_{fr(2)} &= \frac{2}{n + \sqrt{n}} k_{fr(1)} \\ k_{fr(3)} &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

$$\theta_{f(1)} = 0.37 \frac{W}{4k_{fr(1)}/\pi a_f}, \quad \theta_{f(2)} = n\theta_{f(1)} \quad (8)$$

$$k_{fr} = \frac{k_{fr(1)}}{1 + \theta_f/\theta_{f(r)}} \quad (9)$$

$$\theta_{f(r)} = \frac{\left\{ k_{fr(1)}\theta_{f(1)} + k_{fr(2)}(\theta_{f(2)} - \theta_{f(1)}) \right\}}{k_{fr(1)}} \quad (10)$$

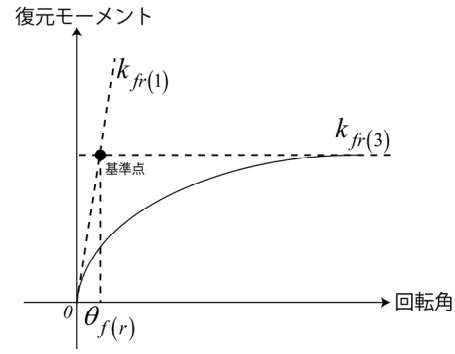


図-4 双曲線型の骨格曲線における基準回転角

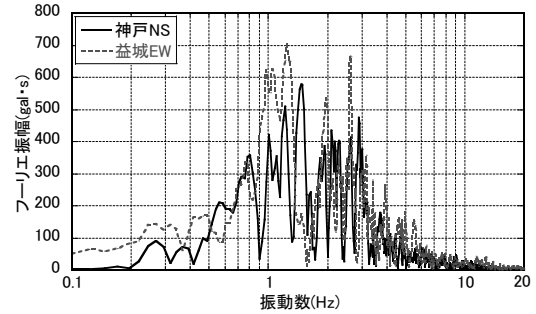


図-5 入力地震動のフーリエスペクトル

ここに、 $n=8$ とし、 G はせん断弾性係数、 ν はポアソン比、 a_f は基礎の等価半径、 W は構造物全体の重量、添え字 bg は基礎底面の地盤定数を意味する。

以上より、基礎底面と地盤との間に生じるせん断抵抗を表現する水平ばね k_{bh} は線形として仮定する⁷⁾ことで、基礎-地盤系における各ばねの骨格曲線が定まるため、履歴法則にMasing則を適用して動的な復元力モデルが構築される。

(2) 入力地震動

本検討では、直下型地震の内、平成7年兵庫県南部地震神戸海洋気象台NS成分(以下、神戸NS)及び平成28年熊本地震KiK-net益城EW成分(以下、益城EW)の2波を使用し、図-5にそのフーリエスペクトルを示す。

ここで、ケーソン基礎に対する解析を実施するため、地震動の空間的変動を考慮した有効入力地震動の考え方²⁾を採用する。有効入力地震動は基礎の質量を零とした状態での地震応答を想定したものであり、本検討では式(11)から算出される水平変位振幅比に対して、自然地盤における地表面での観測記録を乗じて算出する³⁾。

$$\frac{x_g(\omega)}{x_{g0}(\omega)} = \begin{cases} \left\{ \frac{\sin(\omega H_g/V_{seq})}{\omega H_g/V_{seq}} \right\}^2 & : \omega < \frac{\pi V_{seq}}{2H_g} \\ 0.45 & : \omega \geq \frac{\pi V_{seq}}{2H_g} \end{cases} \quad (11)$$

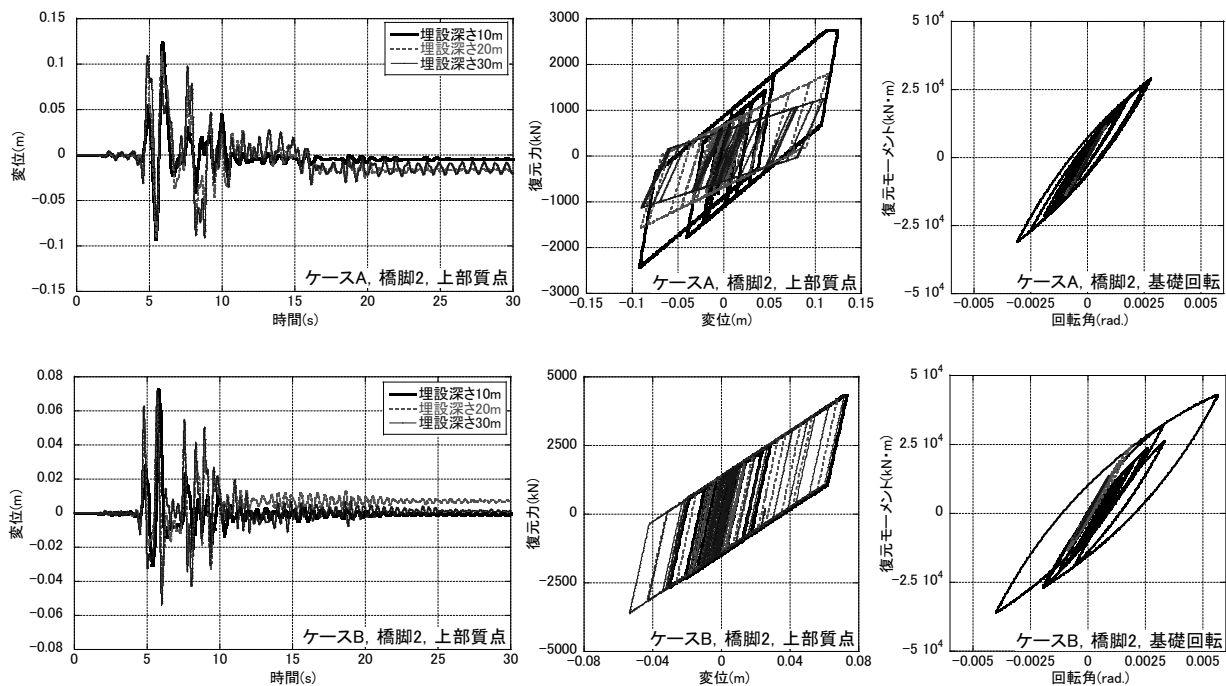


図-6 埋設深さの異なるケーソン基礎の非線形応答解析結果

表-2 各振動モードの固有周期(s)

ケース	振動モード	埋設深さ(m)		
		10.0	20.0	30.0
A	1次	1.062	1.272	1.533
	2次	0.376	0.332	0.317
	3次	0.170	0.189	0.182
B	1次	0.778	0.699	0.666
	2次	0.245	0.255	0.277
	3次	0.156	0.127	0.097

ここに、 ω は振動数、 V_{seq} は基礎側面が接する地盤を1層系地盤とした場合の等価せん断弾性波速度である。

以降の検討では一例として神戸NSを使用した結果を示す。

3. 埋設深さごとの検討

(1) ケースA及びBの動的挙動

ここでは、図-2に示したケースA及びBでの非線形応答解析結果における動的挙動の違いと埋設深さの影響を検討する。

各埋設深さ10m,20m,30mにおける固有値解析結果を表-2にまとめる。各振動モードの固有周期は、ケースA及びBで大きく異なり、1次モードに着目すると埋設深さの増加に対してケースAでは長周期化するが、ケースBでは短周期化していくため、各ケースにおいて動的挙動が明確に異なると考えられる。

したがって、表-2の固有値解析結果を有する解析

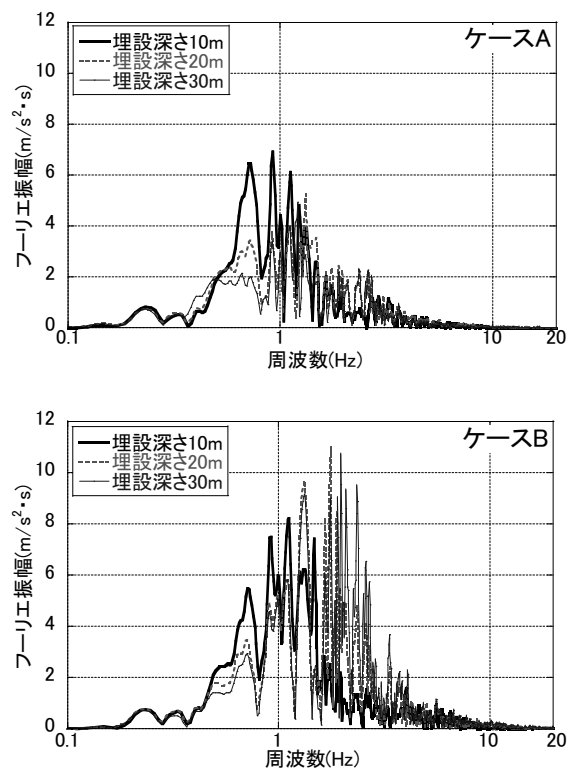


図-7 絶対応答加速度波形のフーリエスペクトル

モデルに対して、図-6に埋設深さごとの上部質点の変位波形とその履歴ループ及び、基礎回転の履歴ループを示す。

各ケースで比較すると、橋脚の回転中心位置の違いから、上部質点の履歴ループに明確な違いが表れている。ケースAでは埋設深さの増加に伴って剛性

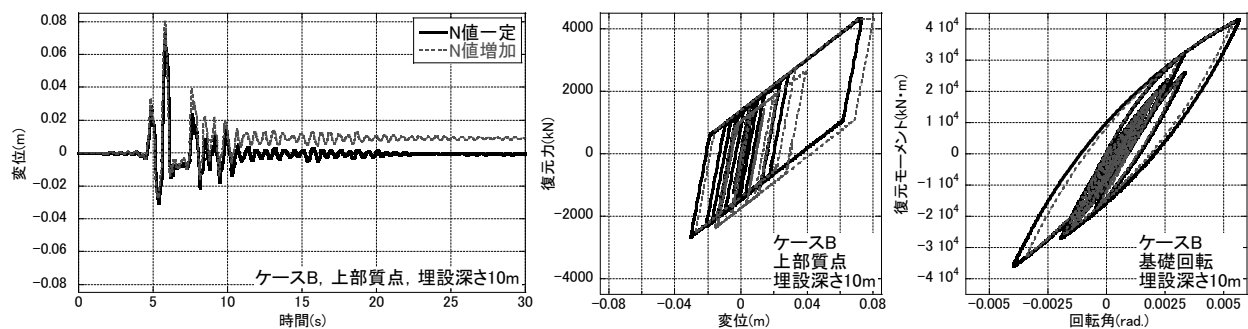


図-8 深さ方向にN値が増加する地盤条件での非線形応答解析結果

が低下しているが、ケースBでは同様の傾向は表れていない。これは、橋脚の回転中心位置から慣性力作用位置までの距離によって、 $M-\theta$ 関係を復元力-変位関係に置き換えるため、ケースAでは埋設深さに応じてその距離が変化するが、ケースBでは変化しない事が主な原因である。このように各ケースでの上部質点の復元力-変位関係は大きく変化する。

基礎回転ばねの履歴ループに着目すると、ケースA及びBではケースBの回転角が大きく、各ケースとも埋設深さの増加に伴い、回転角が明確に低下している。これらは、埋設深さの増加により側面地盤の拘束力が増大し、基礎の並進及び回転振動が抑えられることが原因であると考えられる。

上部質点から得られる残留変位(mm)は、埋設深さが浅い順にケースAは-4.1, -16.2, -15.7, ケースBは-0.5, 7.1, 1.3であり、各ケースとも有意な傾向は存在しなかった。

上部質点の最大変位を降伏変位で除することで塑性率を算出すると、埋設深さが浅い順にケースAは、1.11, 0.77, 0.61, ケースBは、1.03, 0.94, 1.01であり、ケースAでは埋設深さの増加により塑性率が低下していくが、ケースBでは、埋設深さの増加によるような傾向は表れなかった。また、塑性率をケースごとに比較すると、埋設深さ10mではケースBはAの約0.9倍であったが、埋設深さ30mでは約1.7倍と大きく差が開いた。

絶対応答加速度波形(m/s^2)の最大値は、埋設深さが浅い順に、ケースAは、5.28, 3.33, 2.32, ケースBは、8.01, 7.69, 8.05であり、塑性率と同様にケースAでは埋設深さの増加に対して最大値が低下しているが、ケースBでは一様な傾向は表れなかった。また、ケースBではAに対して、約1.5~3.5倍大きい値が得られており、上部質点にかかる慣性力はケースごとに大きな差が生じた。

次に、図-7に各ケースにおいて、埋設深さごとに上部質点から得られる絶対応答加速度波形のフーリ

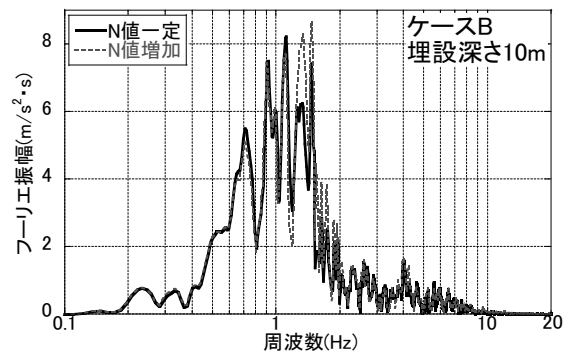


図-9 N値が深さ方向に増加する地盤条件における絶対応答加速度波形のフーリエスペクトル

表-3 N値が増加する地盤条件での固有周期(s)

振動モード	埋設深さ(m)		
	10.0	20.0	30.0
1次	0.754	0.666	0.635
2次	0.233	0.204	0.169
3次	0.133	0.102	0.072

エスペクトルを示す。各ケースから得られるフーリエ振幅は明確に異なっており、絶対応答加速度波形と同様にケースBではAの約1.5~3.5倍の振幅値が得られた。また、ケースAでは埋設深さの増加に伴い、フーリエ振幅の最大値が低下しているが、卓越周波数の変化は微小であった。しかし、ケースBでは埋設深さの増加に伴って、フーリエ振幅の最大値及び卓越周波数の変化が顕著に表れており、高周波数側にスペクトルが移行している。

以上より、ケースAでは塑性率や絶対応答加速度波形の最大値において、ケースBを下回るものが多いため、ケースAを用いた検討では危険側の解が与えられる可能性がある。

(2) 側面地盤の影響

ここでは、ケースBの解析モデルにおいて、基礎側面地盤が基礎のロッキング振動と構造物全体の動的挙動に与える影響について分析する。これまでの検討では、基礎側面をN値一定の一樣地盤として扱

ってきたが、ここでは側面地盤の影響を分析するため、N 値を深さ方向に対して直線的に増加させる。その際、表-1 より地表面の N 値を 10 とし、深さ方向に 30 まで増加させる。

表-3に上記の条件における固有値解析結果をまとめる。固有値解析結果からは、全振動モードで短周期側に固有周期が変動している。表-2のケースBでは、2次モードの固有周期が長周期化していたが、表-3からは短周期化する結果が得られた。

図-8に非線形応答解析結果から埋設深さ10mを例として、上部質点の変位波形とその履歴ループ及び、基礎回転の履歴ループをN値一定の結果と共に示す。N値の深さ方向への増加により上部質点の変位が増大し、塑性率はN値一定では1.03、N値を増加させると1.13となり、約1.1倍の値が得られた。

上部質点の残留変位は、N値一定では0.5(mm)と非常に小さな値が得られたが、N値を増加させると8.9(mm)となり、約18倍に増大した。これは、上部質点において第3勾配での変形の増大から、応答に片寄りが生じたためであると考えられる。

基礎回転ばねの履歴ループから、回転角が減少しており、比較的回転角の低減が大きい負側において、N値一定では-0.0040(rad.)、N値を増加させると-0.0034(rad.)となり、約0.8倍に回転振動が抑えられている結果が得られた。

図-9に、上部質点から得られる絶対応答加速度波形のフーリエスペクトルをN値一定のものと重ねて示す。フーリエ振幅は1Hz以下で概ね一致するが、1~2Hzでは明確に振幅値が増加し、2Hz以上では微小に増加している周波数も存在した。また、卓越周波数は、N値を増加させることで高周波数側に移行しており、埋設深さが増加する場合と同様に、拘束力が大きくなることで、構造物全体系の振動に対して高周波数成分の振動に影響を及ぼすことが考えられる。

4. 結論

埋設深さの異なるケーソン基礎を有するRC橋脚を対象に、橋脚の回転中心が異なる2ケースの3自由度系解析モデルを構築し、それぞれの動的挙動の違いを分析した。そして、埋設深さの違いや、基礎側面地盤の拘束力が、上部質点の動的挙動と地震時慣性力に及ぼす影響を検討した。以下に得られた結論をまとめる。

- 1) ケースAでは埋設深さの増加により、長周期化するため、上部質点に生じる慣性力が低下して

おり、結果として塑性率にも低下が確認された。

- 2) ケースBでは、上部質点に生じる慣性力や塑性率は埋設深さに関係なく近い値を示しており、絶対応答加速度波形のフーリエスペクトルは埋設深さの増加に伴って高周波数側に移行した。
- 3) 埋設深さの大きい構造物において、ケースAではBと比較して、塑性率や絶対応答加速度波形の最大値が小さいため、危険側の解が与えられる可能性がある。
- 4) 同一の埋設深さで、N値が深さ方向に増加すると、側面地盤における拘束力の増大から、基礎の並進及び回転振動が抑えられるため、高周波数成分の振動に影響を与えられられる。また、地盤の拘束力が増加することで、上部質点の塑性率及び残留変位が増大した。

本検討では、基礎を剛体と仮定しているため、今後は基礎の曲げ剛性なども考慮した解析が必要であると考えられる。

謝辞：本研究に際して、気象庁及び防災科学技術研究所の観測波形を使用させて頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第3次提言），2000。
- 2) 例えば、原田隆典，久保慶三郎，片山恒雄：有効時振動の計算式とその実測例による検討，土木学会論文集，第362号/I-4，pp.435-440，1985。
- 3) 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用－相互作用校果の耐震設計への導入－，土木学会耐震工学委員会動的相互作用小委員会，pp.II-56-II-58，1992。
- 4) 例えば、山下典彦，藤田麗，島袋武，原田隆典：直接基礎で支持される道路橋の地震応答変位の片寄り，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.68，No.4，pp.I_470-I_478，2012。
- 5) 山下典彦，前川広基，宮脇幸治郎，太田充紀，三浦輝之：ウェーブレット変換によるRC橋脚をモデル化した回転1自由度系の経年劣化抽出，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.72，No.4，pp.I_842-I_855，2016。
- 6) 原田隆典，広瀬利光，山田清朗：基礎の動的非線形復元力評価におけるウィンクラーモデルの適用，宮崎大学工学部研究報告，第34号，pp.17-25，1988。
- 7) 山下典彦，原田隆典：基礎－地盤－構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトルに関する研究，Vol.47A，pp.591-598，2001。