

静的耐震設計法で設計された PC ウェルの耐震性評価

Evaluation on the flexural strength and ductility of PC well foundations designed by static design method

佐々木智*, 大石雅彦**, 梅田法義***, 川島一彦****, 浅間達雄*****

Satoshi SASAKI, Masahiko OISHI, Noriyoshi UMEDA, Kazuhiko KAWASHIMA, Tatsu ASAMA

*修(工), 株式会社 白石 技術本部 技術開発部 (〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町 1-14)

** 博(工), 株式会社 白石 技術本部 技術開発部 副部長 (〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町 1-14)

***株式会社 白石 技術本部長 (〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町 1-14)

****工博, 東京工業大学大学院教授 理工学研究科 土木工学専攻 (〒152-8588 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

*****工博, 日本圧気技術協会 顧問 (〒101-0047 東京都千代田区岩本町 3-9-15)

The seismic performance of PC well foundations which were designed in accordance with the 1980 Guide Specifications of Foundations issued by Japan Road Association is studied based on a nonlinear dynamic response analysis. Hysteretic behavior of the soil springs around the PC well foundations as well as plastic deformation of the PC wells and the column was included in the analyses. In this case, it was found from the analysis that the seismic performance of PC well foundations is not sufficient to assure the seismic performance required in the current seismic design codes.

Key Words: seismic design, bridge, nonlinear dynamic analysis, PC well foundation

キーワード: 耐震設計, 橋梁, 非線形動的解析, PC ウェル基礎

1. まえがき

1995 年兵庫県南部地震では、内陸直下型による地震動を受けて多数の橋梁に被害が生じた。被災の原因は設計で想定していた以上の地震力が構造物に作用したためであり、この震災を契機に耐震設計が大幅に見直された。

従来、我が国では、地震による地盤の不安定性や支持力不足に伴って幾多の被害を生じてきたことから、基礎構造物の耐震設計では、基礎構造物の強度および安定性の照査を目的とした震度法に基づく耐震設計が形造られてきた。

1923 年関東大震災の被災を契機として、ケーソン基礎に基づく耐震設計をはじめて提案したのは物部で、ケーソンを剛体と仮定し、地盤反力が回転中心を節とする 2 次曲線によって表せるとして上部構造の地震力とケーソンの慣性力を考えた耐震計算法を提案した¹⁾。池原・横山は、物部の設計法に対して、地盤反力係数をケーソン頂部を 0 とする三角形に仮定し、底面の地盤反力も考慮できるように拡張した²⁾。この方法は、地盤反力係数をケーソンの深さ方向に 3 分割して与えるように拡張され、1995 年兵庫県南部地震が発生するまでは、我が国のケーソン基礎の耐震設計の基本として広く用いられてきた^{3) 4)}。また、兵庫県南部地震後は、地震時保有耐力法に基づいて、水平方向

だけでなく上下方向にも地盤反力ばねを見込み、さらに、これらの降伏も考慮した耐震設計法が用いられている⁵⁾。

PC ウェルは、円筒形のプレキャストコンクリートをポストテンション方式でプレストレスを導入させながら、所定の深度まで圧入沈設する基礎工法である。1969 年に採用されて以来、杭基礎とケーソン基礎との中間的な剛性を持つ基礎形式として、軟弱地盤や都市部で広い作業空間や基礎面積を確保できない場所を中心に施工実績を伸ばしてきた。これまでに、橋梁基礎として 2,200 基、橋梁基礎以外の地中構造物で 250 基前後との施工実績があると言われている。現在では、耐震性能をより一層向上させるため、PC 鋼棒の他に高強度鉄筋を配置した PRC ウェルも開発されている。

耐震設計法は、地震被害経験や解析技術の進歩に基づき、逐次改良されてきた。このため、旧設計法で建設された構造物が現行の耐震設計で求めているレベルから見て、耐震性が十分であるか否かの判断が重要である。

本研究では、兵庫県南部地震以前の基準に従って、設計、施工された PC ウェル基礎を対象として、静的および動的耐震性評価を行った結果を報告するものである。

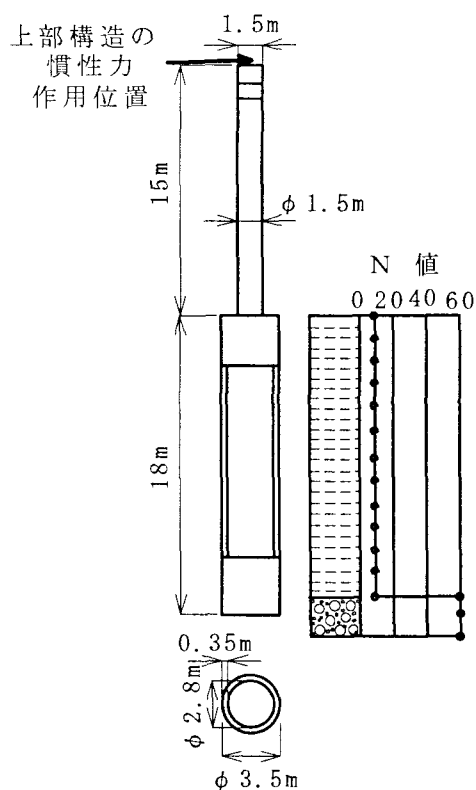


図-1 解析対象としたPC ウェルと地盤条件

2. 解析方法およびモデル化

解析対象とするのは、図-1 に示すように橋梁を支持する根入れ深さ 18m、直径 3.5m の PC ウェル基礎である。直径 1.5m、高さ 15m の円形鋼製橋脚を支持している。地盤条件は、地表面下 17m までは N 値 10 程度の粘性土であり、その下に N 値 50 の砂礫が支持層として存在している。この基礎は、道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇³⁾に基づき昭和 53 年に設計されたものであり、設計震度は 0.2 である。桁は鋼製支承（固定）により支持されている。桁、橋脚、PC ウェル基礎の質量は、それぞれ 1940kN、940kN、2152kN である。これを図-2 に示すように、周辺地盤により支持された離散型骨組み構造としてモデル化する。

PC ウェル基礎は、外径 3500mm、側壁厚 350mm の円形であり、根入れ長さは 18m、基部の 1m が砂礫層(耐震設計上の基盤)に根入れされている。側壁の中央に $\phi 32$ の PC 鋼棒が 24 本軸方向に配置されている。一方、鋼製橋脚の板厚は 28mm の SM490Y であり、幅厚比パラメータ R_f は 0.12 である。鋼製橋脚の降伏耐力は 10.2MN となっている。2002 年道路橋示方書に基づいて橋脚および PC ウェル躯体のモーメントおよび曲率の関係を求めると、図-3 のようになる。PC ウェルおよび鋼製橋脚の初降伏時の耐力は、それぞれ 16.7MN、10.2MN であり、PC ウェルの方が鋼製橋脚の 1.6 倍となっている。また、橋脚に対する PC ウェル基礎の初期剛性の比は、16.1 である。

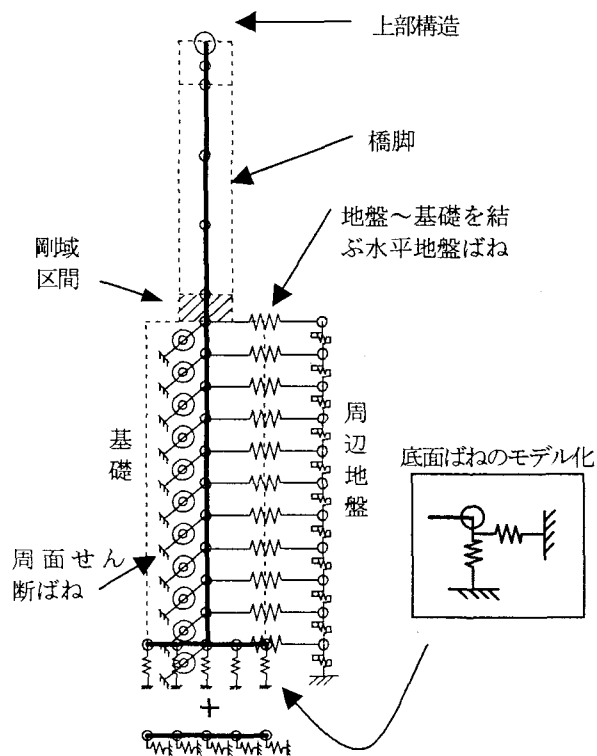


図-2 解析モデル

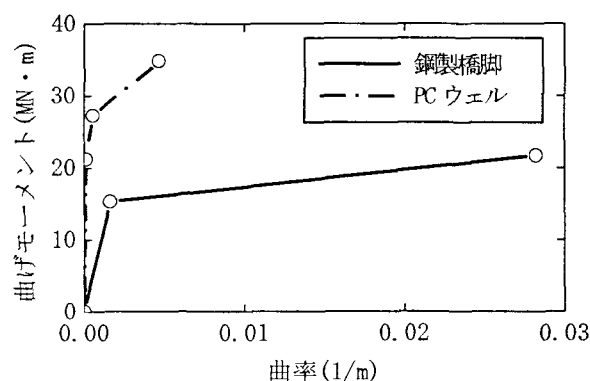


図-3 橋脚および基礎の曲げモーメント～曲率の関係

解析では、橋脚およびPC ウェル躯体の履歴特性を、図-4に示すように、パイリニア型およびトリリニア型モデルによって与えた。繰り返し載荷に基づくPC ウェルの損傷メカニズムはこれからの課題であり、図4の履歴モデルについては今後、検討していく必要がある。したがって、鋼製橋脚と同様にPC ウェルにおける曲率の増大に伴う除荷、再載荷剛性の低下は考慮しないものとする。

また、動的解析では PC ウェル基礎と周辺地盤とのインターアクションは Penzien らの方法⁶⁾により与えることとし、PC ウェルの並進および上下方向の応答に抵抗する地盤ばねを、それぞれ PC ウェル周囲および底面に設けることとした。ただし、静的解析では地盤の節点は固定とする。地盤ばねは PC ウェルと地盤間の相対変位に応じて履歴を有するため、ここでは、これを図-5(a)、(b)に示すように、

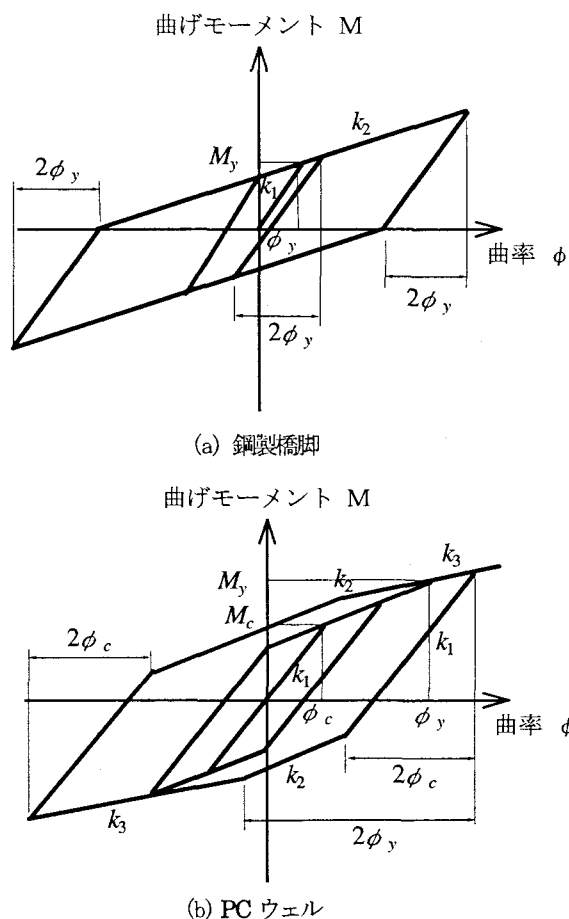


図-4 橋脚および基礎の曲げモーメントと曲率の復元力特性

バイリニア型にモデル化することとした⁷⁾。ここで、水平方向ばねの降伏荷重 P_{HU} は、次式で示すように、受働土圧強度 P_{EP} に三次元の広がり を考慮した補正係数 α_P を乗じて求めた。

$$P_{HU} = \alpha_P \cdot P_{EP} \quad (1)$$

$$\alpha_P = 1.0 + 0.5 \left(\frac{z}{B} \right) \leq 3.0 \quad (2)$$

ここで、 z は設計地盤面(この場合には、地表面)からの深さであり、 B は解析対象とする方向と直交する方向の PC ウェルの幅である。また、鉛直方向ばねの降伏強度 P_{VU} は極限支持力から求めることとした。また、水平および鉛直方向ばねの剛性 K_H 、 K_V は、道路橋示方書に基づいて与えた。動的解析においても、上記と同じモデルおよびパラメータを用いる。したがって、動的解析が静的解析と異なる点は、1) 動的に構造物の応答を非線形解析により求める、2) 地盤の地震応答を考慮する、3) 後述するように履歴減衰以外の各種減衰作用を見込むために粘性減衰を考慮する、ことの3点である。

桁、橋脚、PC ウェル基礎の全重量を W 、PC ウェルの底面積を A とすると、常時荷重により PC ウェル底面の地盤に生じる弾性沈下 u_{BV} は、

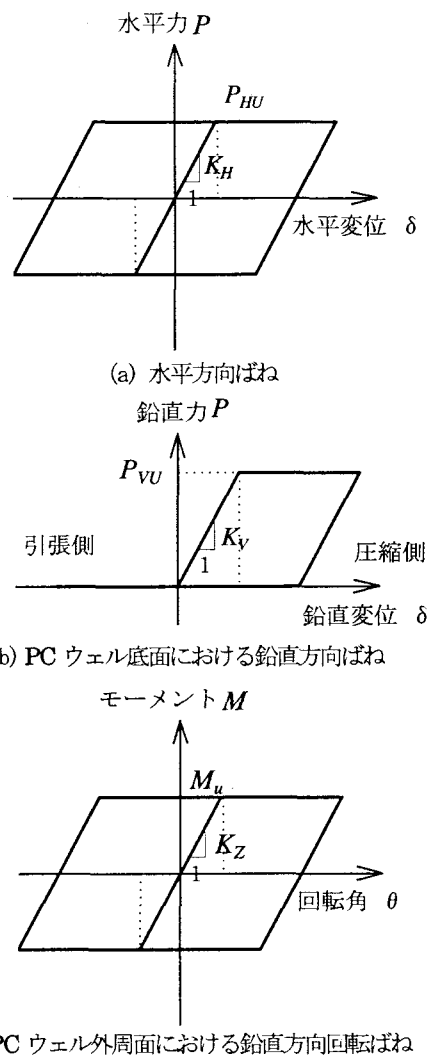


図-5 地盤ばねの復元力特性

本橋では、 $k_V = 161.9 \text{ MN/m}^3$ であるから、式(3)により u_{BV} を求めると 2.1 mm 程度となる。また、PC ウェル底面における鉛直方向ばねは、PC ウェルが底面地盤に対して式(3)によって与えられる弾性沈下から相対的に下側に変位する場合には抵抗するが、上側に変位する場合には抵抗しないものとする。これは、大きな地震動を受けた場合は、基礎は底面の支持地盤から、浮き上がる場合があるためである⁸⁾。

また、PC ウェルが角度 θ だけロッキングすると PC ウェル外周面と地盤間には Δx だけの相対変位が生じる。いま、PC ウェル外周面に Δx だけの鉛直方向相対変位が生じた状態の地盤ばねの剛性を $k_{SV}(z, \phi, \Delta x)$ とすると、外周面に作用する地盤からの抵抗によって橋軸方向の PC ウェルには単位長さあたり次の曲げモーメント $M_{s\theta}$ が生じる。

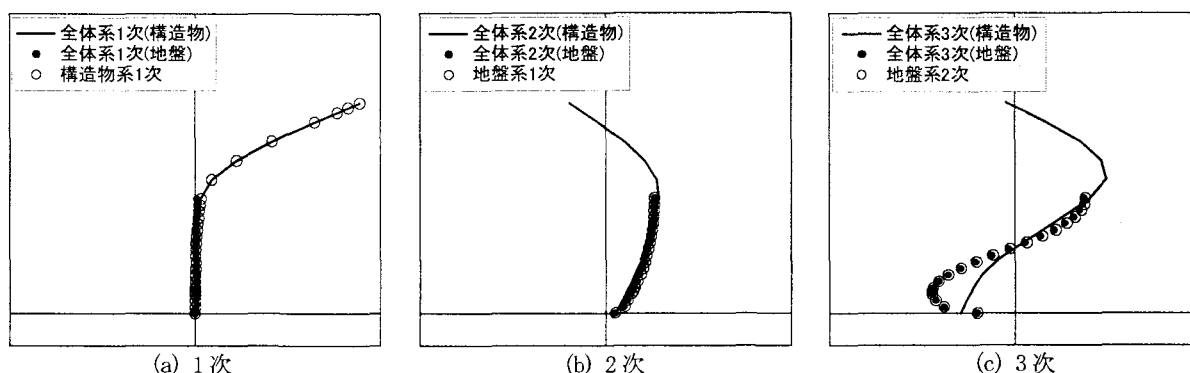


図-6 主要な振動モード

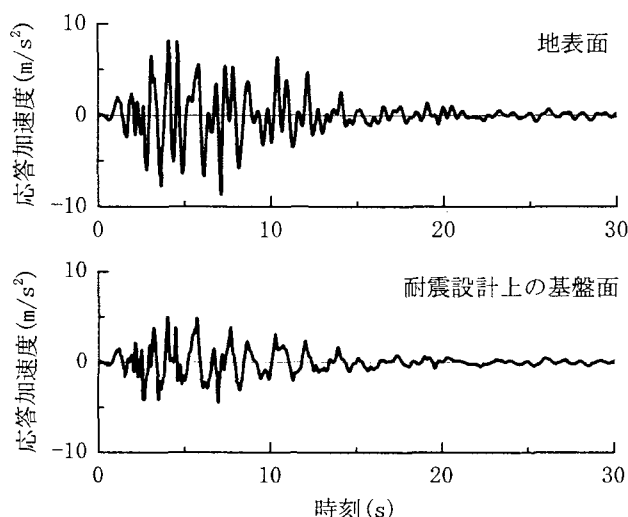


図-7 解析によって求めた地盤の応答

$$M_{s\theta} = 2 \int_{-\pi/2}^{\pi/2} k_{SV} \cdot D^2 \theta \cos^2 \varphi \cdot d\varphi \quad (4)$$

ここで、 D は解析対象とする方向の PC ウェルの幅(=B)である。 φ は解析対象とする方向と円弧上の点とがなす角である。各深さにおいて、地盤から PC ウェル外周面に作用するせん断力が最大周面摩擦力に達した時の式(4)によるモーメントを降伏モーメント M_u と呼び、 $M_{s\theta} \sim \theta$ の関係を、図-5(c)に示すように、バイリニア型にモデル化する。なお、最大周面摩擦力は道路橋示方書から求めることとする。

同様に、PC ウェル外周面が地盤と Δx だけ変位した場合の深さ z における鉛直方向の地盤ばねは次式により与えられる。

$$K_z = \int_0^H \int_0^{2\pi} k(z, \varphi) d\varphi dz \quad (5)$$

ここで、 H は PC ウェルの高さである。

また、周辺地盤は、多質点型せん断型にモデル化し、地

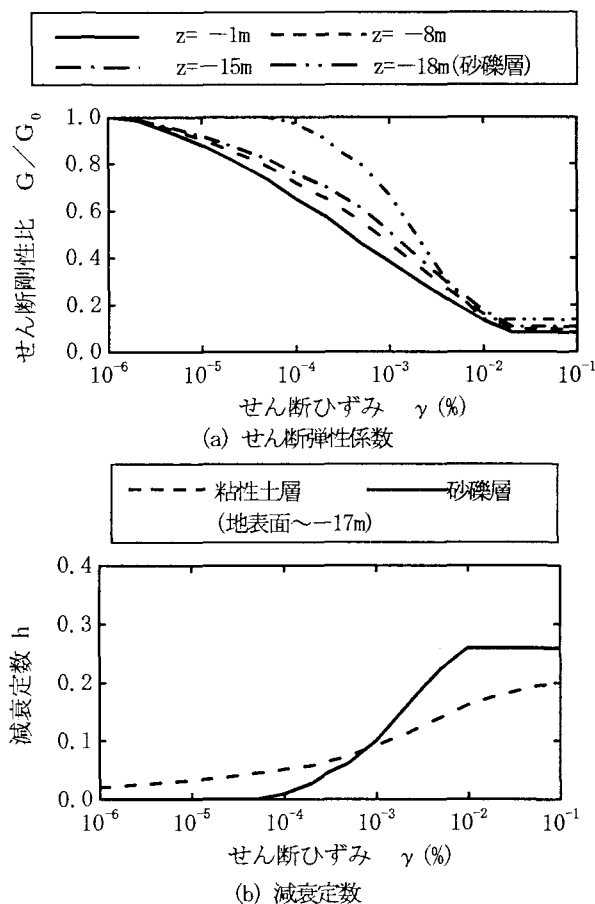


図-8 地盤剛性および等価減衰定数のせん断ひずみ依存性

盤と PC ウェル、橋脚を一体モデルとして解析する。地盤のモデル化に際しては、地盤のせん断剛性および減衰定数はせん断ひずみ依存性を有しているため、SHAKE により等価線形化法で地盤応答を求め、地震時地盤ひずみに適合する地盤剛性および減衰定数を用いることとした。地盤に生じる最大せん断ひずみは、粘性土層では地表面からの深さ 16m において 0.72%、砂礫層では地表面からの深さ 18m において 0.13% であり、この範囲のひずみレベルであれば等価線形法でも、ある程度の精度で応答を推定できると考えられる。PC ウェルの影響を受けないように、PC ウェル径の約 10 倍(35m)に相当する範囲を地盤の質量として与

表-1 固有振動特性

振動モード次数	固有周期(s)	卓越振動モード	有効質量	累積有効質量比(%)
1	1.16	構造物1次	837	71
2	0.58	地盤1次	19,200	78
3	0.18	地盤2次	2,241	80
4	0.13	構造物2次	0	84
5	0.11	地盤3次	777	85
6	0.079	構造物3次	37	85
7	0.069	地盤4次	406	86
8	0.062	地盤5次	273	86
9	0.051	地盤6次	500	86
10	0.046	地盤7次	204	99

表-3 現行設計法による照査結果

(a) 水平震度 0.45

照査項目	安全率
前面地盤の塑性化率	0.98 *
基礎底面の浮上り面積率	浮上りは発生しない。
基礎本体の降伏	1.35

(b) 水平震度 0.66

照査項目	安全率
前面地盤の塑性化率	0.72 *
基礎底面の浮上り面積率	1.00
基礎本体の降伏	0.91

注) *は設計でクリティカルとなった条件である。安全率としては、許容値を計算値で除した値を示している。

えることとした。

固有振動解析から主要なモードの固有周期および有効質量を求めると、表-1、図-6 のようになる。ここでは、橋脚およびPC ウェルには降伏剛性を、また、PC ウェルと地盤間ばねには図-5 に示した初期剛性をを用いている。また、周辺地盤にはひずみ依存性を考慮した等価線形ばねを用いている。連成系の一次固有周期は1.16sで、構造物系の1次に相当する。これに対して、連成系の2次および3次の固有周期はそれぞれ0.58s、0.18sで、それぞれ地盤の1次および2次に相当する。連成系の2次すなわち地盤系1次の振動モードで有効質量が大きく、全体系の振動に与える影響が大きい。

減衰は、レーリー減衰により与えた。このために、減衰定数は、地盤においてはSHAKEによって求めた等価減衰定数、橋脚およびPC ウェル基礎では5%、地盤ばねでは逸散減衰を見込んで20%とし、ひずみエネルギー比例減衰法により、構造物の1次と地盤の2次に相当するそれぞれ全体系の1次および3次のモード減衰定数($h_1 = 0.06$, $h_3 = 0.15$)に基づいて、レーリー減衰のパラメータを定めた。ここで、地盤の1次ではなく2次を選んだのは0.18s

表-2 旧設計法による照査結果(水平震度 0.2)

照査項目	安全率
前面地盤反力度	第一層下端 2.94
	第二層上端 3.13
	第二層下端 4.58
	第三層上端 3.51
	第三層下端 2.72
底面地盤反力度	右端 10.03
	左端 14.46
底面せん断力	3.84
水平変位量	3.09
PC ウェルコンクリートの圧縮縁における応力度	2.11
PC ウェルコンクリートの引張縁における応力度	2.07
PC 鋼棒の応力度	1.67 *
せん断応力度	2.45

注) *は設計でクリティカルとなった条件である。安全率としては、許容値を計算値で除した値を示している。

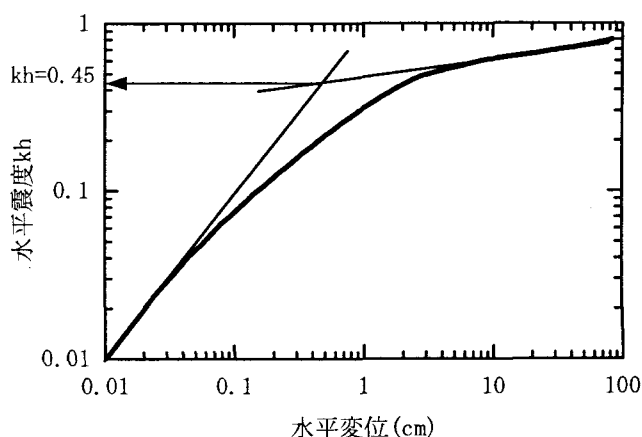


図-9 PC ウェル頂部に生じる水平変位～設計震度の関係

～1.16s の範囲で減衰定数をあまり下げないようにするためである。

解析には、兵庫県南部地震により JR 鷹取駅で観測された地震動を道路橋示方書に規定されるタイプ II スペクトルに振動数領域で振幅調整した加速度を用いることとした。上記の地震動を地表に与えて SHAKE で耐震設計上の基盤地震動を求めると、図-7 のようになり、動的解析ではこの加速度を Penzien モデルの耐震設計上の基盤位置に与えている。解析に際しては、地盤剛性および等価減衰定数のせん断ひずみ依存性を図-8 に示すように与えた⁹⁾。

3. 静的設計法に基づく PC ウェル基礎の耐震性評価

前述したように、解析対象とする PC ウェル基礎は、昭和 45 年の基準に従って設計されたものである。兵庫県南部地震以後、設計基準が大幅に見直されており、PC ウェル基礎もケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎と並んで設計上基礎本体が一本の柱状体として取り扱うこ

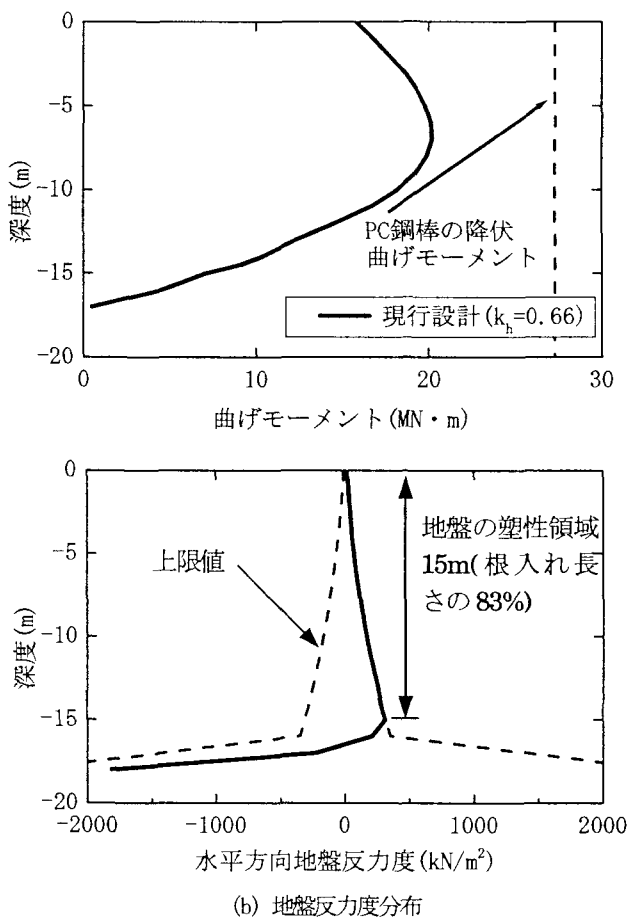


図-10 現行設計法(設計震度0.66)によって求めた曲げモーメントおよび水平方向地盤反力度

とのできる基礎形式(以下、柱状体基礎と呼ぶ)に属する。

柱状体基礎の耐震設計において改訂前後で異なる点は、基礎頂部に作用する上部構造系の慣性力の大きさである。旧設計法では設計水平震度 k_h が0.1~0.24程度であるが、現行設計法では0.6~2.0程度と大きくなっている。ただし、現行設計法でも耐震設計上の地盤面(この場合には地表面)から下の基礎には地震力を作用させない。また、地盤抵抗要素として、旧設計法では前面水平方向、底面水平せん断、底面鉛直方向に対してばねを考慮していた。これに対して現行設計法では、この他に前背面の鉛直方向せん断、側面の水平方向および鉛直方向せん断に対してばねを追加している。旧設計法では、前面水平方向地盤ばねは線形とし、ケーソンの深さ方向に3分割(1層を三角形分布、2, 3層を矩形分布)としていたのに対して、現行設計法では、土質調査結果から得られた複数の層数に分割した弾塑性地盤ばねで評価することとなっている。

旧設計法による照査結果を示すと、表-2のようになる。許容応力度法に基づきPCウエルの安定性を照査した結果、PC鋼棒の応力が最もクリティカルである。その他の項目では安全率にまだ余裕があるが、これは橋脚断面寸法からPCウエルの断面が定まっているためである。また、地盤

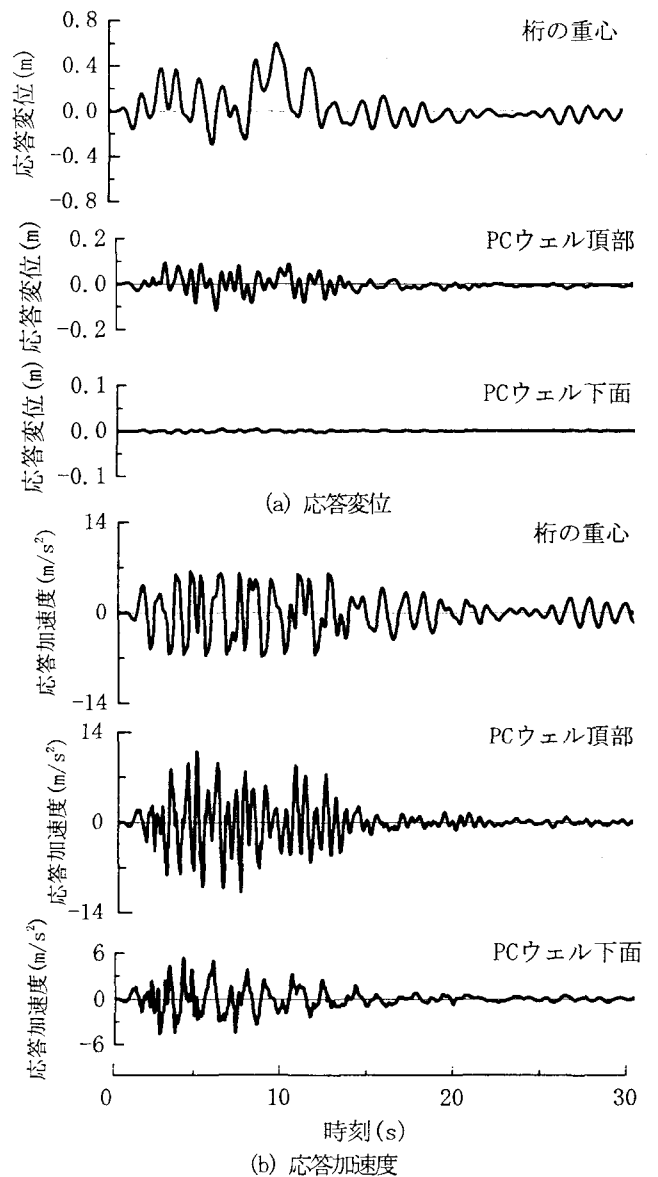


図-11 上部構造およびPCウエルの地震応答

に対する作用力も許容値に対してまだ余裕がある。

次に、現行設計法における照査結果を表-3(a)に示す。PCウエルの降伏耐力を求めるために $\log P \sim \log \delta$ 法による解析を行った。ここに、「 $\log P \sim \log \delta$ 法」とは変位~荷重の関係を両対数でプロットし、図-9に示すような2つの直線の交点となる荷重を降伏耐力とみなすものである。図からPCウエル頂部の水平変位が急増し始める作用震度を求めると0.45となり、これがPCウエルの降伏耐力に相当する震度となる。

一方、PCウエルの照査に用いる設計水平震度 k_{hp} は次式により求めることとされている。

$$k_{hp} = \frac{c_{df} P_u}{W} \quad (6)$$

ここで、 P_u は橋脚の終局水平耐力、 W は等価重量であり、 c_{df} は設計水平震度の算定に用いる補正係数で1.1とされ

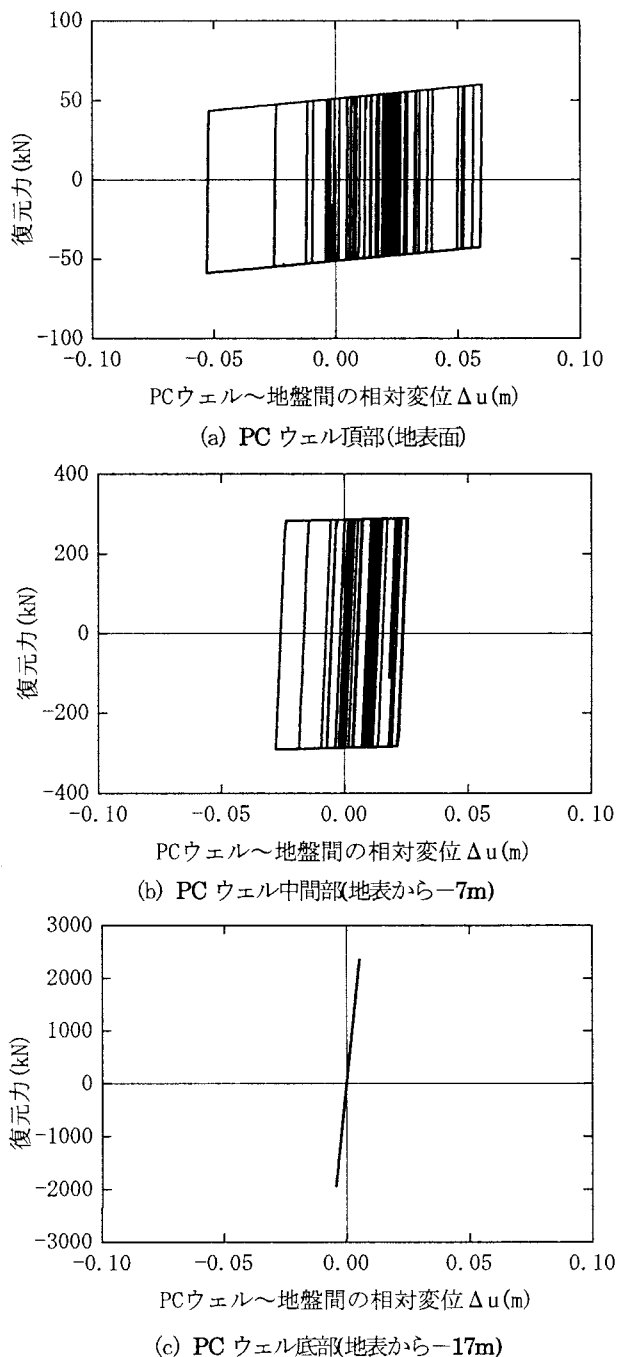


図-12 地盤～PC ウェル間に生じる復元力～相対変位の履歴

ている。

式(6)により、PC ウェルの照査に用いる設計水平震度 k_{hp} を求めると、0.66 となり、PC ウェルの降伏耐力に相当する震度 0.45 を上まわる。したがって、道路橋示方書に基づくと、PC ウェルはレベル2地震動に対して耐震性を有していないと判定される。実際に、設計震度 0.66 を PC ウェルに作用させて耐震計算した結果が図-10、表-3(b)である。PC ウェル頂部から4～11mの範囲にわたってPC鋼棒は曲げモーメントにより塑性化(PC ウェル本体の降伏に対する安全率は0.91)する。水平方向地盤反力度は根入れ長さの83%にわたって塑性化(塑性化率83%)する。道路

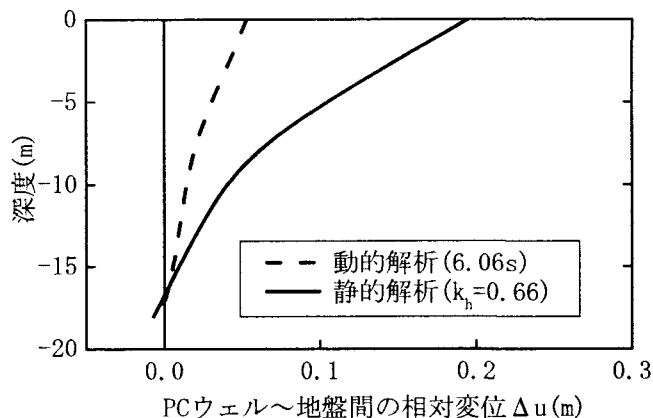


図-13 現行静的解析と動的解析の比較

橋示方書に規定される許容塑性化率は60%であるため、前面地盤の塑性化に対する安全率は0.72と判定される。このため、基礎系全体も降伏すると判定されることになる。なお、ここには示していないが、基礎底面の鉛直地盤ばねは降伏に達していないが、底面積の60%において浮上りが生じる。この時の端部での浮上りは12mm程度である。

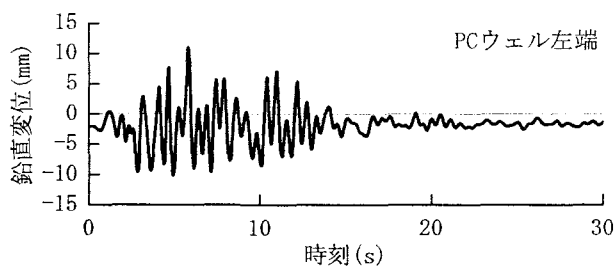
4. PC ウェル基礎の地震応答特性

動的解析によって求めた桁の重心、PC ウェルの頂部および下面における水平変位と加速度を示すと、図-11のようになる。最大応答変位は、桁重心では0.6m、PC ウェル頂部では0.11m、下面では0.005mとなる。桁とPC ウェルでは卓越周期が異なっている。一方、最大加速度は、桁で 6.86m/s^2 であるのに対してPC ウェルの頂部では 10.80m/s^2 、下面では 5.33m/s^2 となっており、PC ウェル頂部の方が桁より大きい加速度が生じる。これは後述(図-16)するように、鋼製橋脚が塑性化したためである。次に、地盤とPC ウェルの相対変位 Δu を

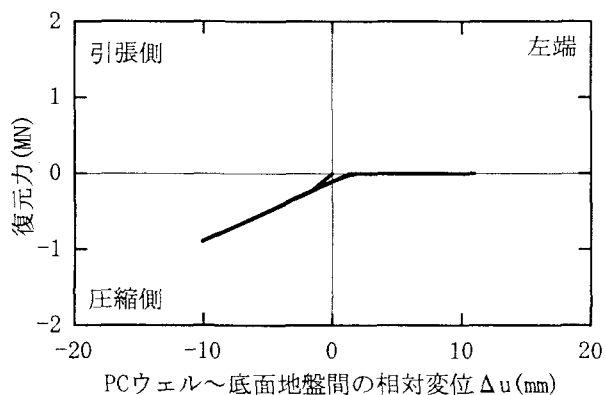
$$\Delta u = u_{ST} - u_{GR} \quad (7)$$

と定義する。ここで、 u_{ST} 、 u_{GR} はそれぞれPC ウェルおよび地盤の応答変位である。相対変位 Δu と地盤～PC ウェル間に作用する水平力 F_{SL} の履歴は、図-12のようになる。ここでは、PC ウェル頂部、中間部(地表から-7m)および底部(地表から-17m)における履歴を示している。PC ウェル底部では、地盤ばねの降伏強度が大きいので、地盤ばねは降伏せず、 Δu は10mm程度と小さい。これに対して、PC ウェル頂部、中間部においては、地盤ばねが降伏し、 Δu は最大60mm程度となる。

静的設計法(設計震度 0.66)によって地盤～PC ウェル間の相対変位 Δu と動的解析で得られた相対変位 Δu を比較すると、図-13のようになる。ここで、動的解析ではPC ウェルに生じる曲げモーメントが頂部から7m位置で最大



(a) PC ウェル底面の浮上がり



(b) 底面地盤の復元力特性

図-14 PC ウェルと底面地盤間の鉛直方向相対変位と復元力の履歴

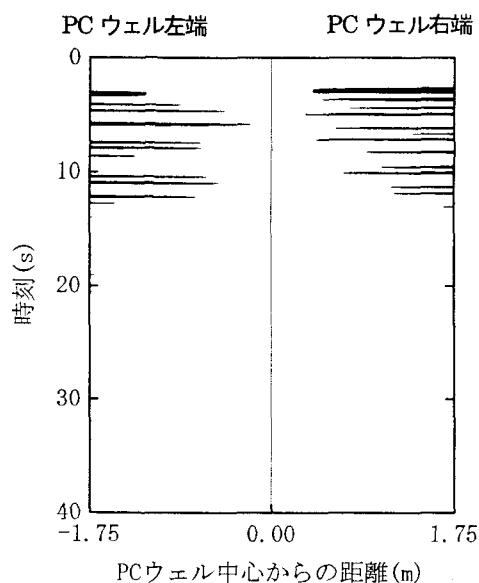


図-15 底面で浮上がりが生じる範囲の時間的変化

となる時刻 6.06s における値を示している。PC ウェル頂部に生じる相対変位 Δu を両者間で比較すると、静的設計法では 195mm と動的解析による 53mm の約 3.7 倍程度となっている。これは、静的解析では式(6)によって与えられる橋脚の降伏耐力に相当する水平力を静的に PC ウェルに作用させているためである。

PC ウェル底面における地盤～基礎間の鉛直方向の相対変位の時刻歴および地盤ばねの復元力特性を示すと、図-14 のようになる。時刻歴としては PC ウェル底面の右端および左端の応答を、復元力特性としては左端の結果を示

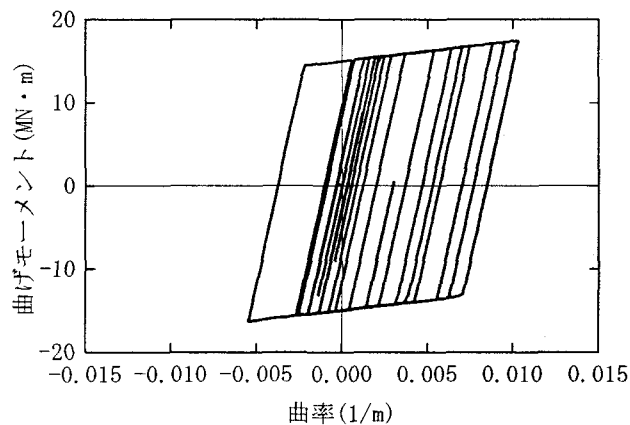


図-16 橋脚基部における曲げモーメント～曲率の履歴特性

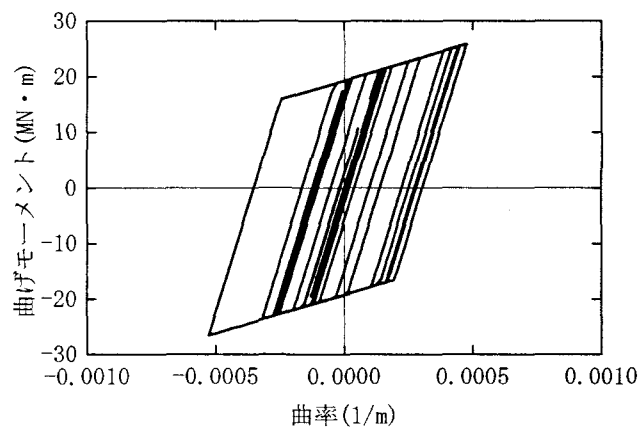


図-17 PC ウェル(頂部から7m)における曲げモーメント～曲率の履歴特性

している。これによれば、PC ウェル基礎は式(1)による常時荷重による静止位置 u_{BV} から、右端では下方に最大 11mm、上方に 9mm、左端では、下方に最大 10mm、上方に 11mm 変位する。前述したように、常時荷重による弾性沈下量 u_{BV} は 2mm 程度であるから、これを差し引くと、右端では最大 7mm、左端では最大 9mm 程度 PC ウェルは底面地盤から浮上がることになる。ただし、図-14(b)からわかるように、PC ウェルの右端、左端ともに、PC ウェル底面地盤はまだ降伏には達していない。

浮上がりが PC ウェル底面のどの範囲で生じるかを時刻歴により示した結果が図-15 であり、これは PC ウェルが左右端から交互に浮上がっていることを示している。ある瞬間をとれば、PC ウェル底面では端部から PC ウェル幅の最大 44% 程度の範囲で浮上がりが生じる。ただし、PC ウェル基礎が全体として底面地盤から浮上がることはない。なお、前述したように、静的設計では、底面積の 60% が浮上る。

橋脚基部および PC ウェル基礎における曲げモーメント～曲率の履歴特性を示すと、図-16, 17 のようになる。ここで、橋脚としては基部の塑性ヒンジにおける履歴を、また、PC ウェルとしては頂部から 7m 下方の位置における履歴を、それぞれ示している。橋脚では、時刻 6.10s におい

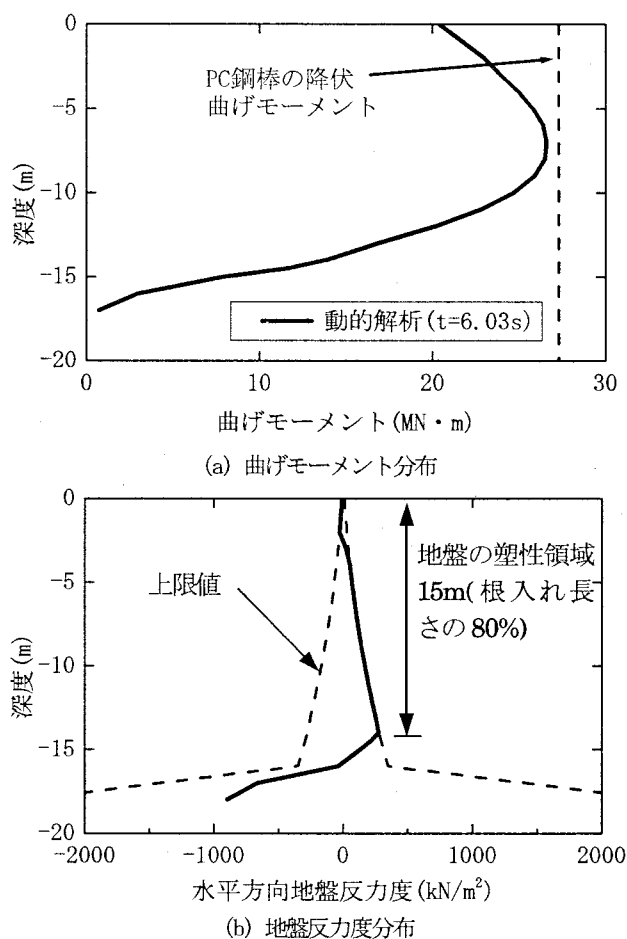


図-18 動的解析における曲げモーメントおよび水平方向地盤反力度の結果

て曲げモーメントは $16.3 \text{ MN} \cdot \text{m}$ と最大となる。このときの曲率は $0.0103/\text{m}$ 、曲率応答じん性率は 6.3 である。一方、PC ウェルでは、時刻 6.03s において曲げモーメントは $26.6 \text{ MN} \cdot \text{m}$ と最大となり、このときの曲率は $0.00053/\text{m}$ 、曲率応答じん性率は 3.8 となる。すなわち、橋脚、PC ウェルともに塑性化が生じる。

PC ウェルの曲げモーメントが最大となる時刻 6.03s の曲げモーメントおよび水平方向地盤反力度の分布を示すと、図-18 のようになる。PC ウェル躯体では曲げモーメントによって PC 鋼棒は降伏直前に達し、PC ウェル根入れ長の 81% において水平方向地盤反力度が上限値に達する。

以上の結果を総合すると、静的設計では底面の浮上り率を 16% 程度、地盤～PC ウェル間に生じる相対変位を 3.7 倍程度、それぞれ、動的解析よりも過大に評価するが、PC ウェルが降伏に達すること、前面地盤の塑性化率が 80% 程度を超し、基礎全体としての降伏に達することについては動的解析と静的設計法におおむね似た結果を与える。したがって、実際の適用に際しては、今回の検討で用いたものよりも、もう少し PC ウェルの径を大きくするか、周辺地盤の改良と合わせて PC ウェルを用いることが考えられる。

5. 結論

昭和 45 年の道路橋下部構造設計指針(ケーソン基礎の設計編)により設計された PC ウェル基礎を対象として、平成 14 年道路橋示方書に基づく静的および動的解析により、耐震性能を照査した。この結果、以下の結論が得られた。

- 1) 旧設計法では PC 鋼棒の応力度がクリティカルな条件となるが、現行の静的設計法では、前面地盤の塑性化がクリティカルとなる。これは、設計地震力が大幅に大きくなり、橋脚や PC ウェル、周辺地盤の塑性化を耐震計算に取り入れるようになったためである。
- 2) 地盤～PC ウェル間に生じる相対変位 Δu は、非線形動的解析に対して現行の静的設計法では 3.7 倍程度大きな値を与える。これは、一方向に慣性力を与え続けるという解析法では、動的解析による相対変位 Δu を正しく解析できないためである。
- 3) 一つの解析事例ではあるが、動的解析結果によれば、PC ウェルは降伏(PC 鋼棒の塑性化)直前となり、前面地盤の塑性化が著しく、基礎全体として降伏と判定されることから、道路橋示方書が要求する耐震性は確保できないと判断される。
- 4) 実際の適用に際しては、今回の検討で用いたものよりも、もう少し PC ウェルの径を大きくするか、周辺地盤の改良と合わせて PC ウェルを用いることが考えられる。

参考文献

- 1) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論，土木学会誌，Vol.10，No.5，1924。
- 2) 池原武一郎，横山章：水平力をうけた井筒の安定計算について，土木学会誌，Vol.38，No.12，1953。
- 3) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇，1970。
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1980,1990。
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，V耐震設計編，1996,2002。
- 6) Penzien, J.: Soil-Pile Foundation Interaction, Earthquake Engineering, Chapter 14, Edited by R.I. Wiegel, Prentice-Hall, pp.349-381, 1970。
- 7) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.91-109，1999。
- 8) 川島一彦，細入圭介：直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.97-111，2002。
- 9) 建設省土木研究所：地盤の地震応答特性の数値解析法，土木研究所資料，第 1778 号，1982。

(2004 年 9 月 17 日受付)