

(3) パイルベント基礎の耐震補強工法（SSP工法）における

設計手法の検討

独立行政法人土木研究所	構造グループ(基礎)	福井 次郎	
(株)白石	第一営業本部	環境リノベーション事業部	天野 明
同上	技術本部	土木設計部	青柳 守
○ 同上	技術本部	土木設計部	星野 英明

1. はじめに

阪神淡路大震災以降、既設構造物に対する耐震補強の必要性が高まっており、橋脚の耐震補強については、鋼管・コンクリートの巻立て工法により、補強が進められている。しかし、基礎については、施工が困難、コスト面等の理由から補強が進んでいない。特に、パイルベント基礎は、図-1に示すように杭を1列に打ち込みその杭頭部をつなぎ梁にて連結した構造物であるため、橋脚基礎の区分がなく、補強工法が確立されていないこともあり、ほとんど手付かずのままであるのが現状である。

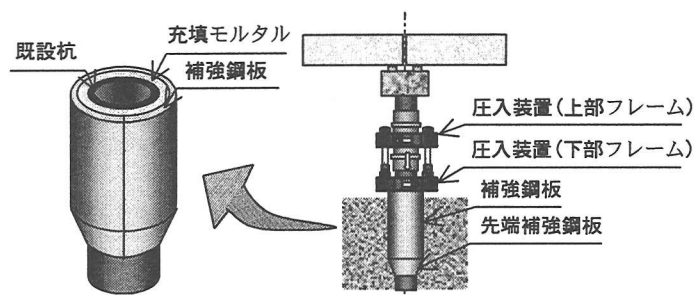


図-1 パイルベント基礎

そこで、杭体を直接補強し耐震性を高めることを目的としてパイルベント基礎の耐震補強工法(SSP工法)の開発を行っている。

2. SSP工法の概要

本工法は、図-2に示すように杭体に一回り大きな径の補強鋼板を巻立て、既設杭と補強鋼管の間に無収縮水中不分離のモルタルを充填することで、杭と補強鋼板とモルタルの複合構造となっている。杭の補強範囲は、耐力が不足している位置まで圧入装置にて補強鋼板の圧入を行う。



※ 地盤条件により、先端「開」の場合もある。

図-2 SSP工法概要図

本工法の主な特徴を以下に示す。

- ① 被補強構造物を供用しながら安全に所要の耐震補強を施すことが可能である。
- ② 桁下空間が3.0m程度あれば施工可能である。
- ③ 圧入装置により補強鋼板の圧入沈設を行うことで地中部の補強が可能である。
- ④ 低騒音・低振動である。
- ⑤ 既設杭と圧入後の補強鋼板との間の土砂の排土は、高圧ウォータージェットにより土砂を攪拌して浮上排出、またはエアリフト等により強制排出する。
- ⑥ 補強鋼板と既設杭との空隙部には土砂を排出後、高圧ウォータージェットで洗浄してモルタルを注入・充填して既設構造物と一体化する。

また、図-3にSSP工法の施工手順を示す。

キーワード 耐震補強 パイルベント 鋼管巻立て 曲げ載荷実験

〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1-1-4 TEL:03-3253-9119 FAX:03-3253-7427

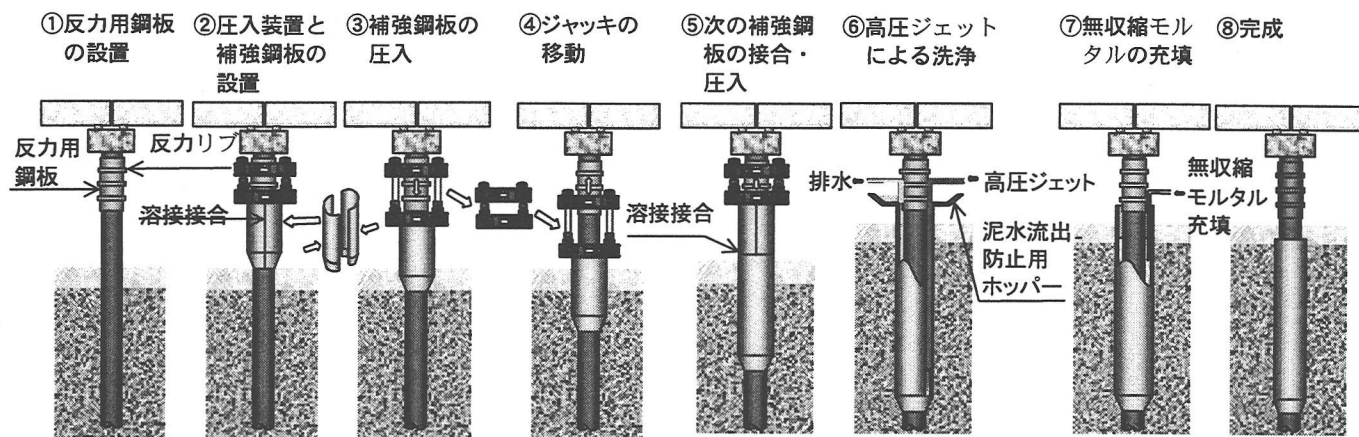


図-3 SSP工法の施工手順

3. 現在までの研究成果

本工法の今までの研究成果は、平成 11 年度に実物大での施工性を目的とした実証実験が行われ、平成 12 年度には、降伏耐力や終局耐力等の力学特性を解明する事を目的として、補強前と補強後を想定した供試体を製作し、曲げ載荷試験を行った。その結果、表-1 に示すように良好な結果が得られている。

表-1 現在までの研究成果

	施工性の実証実験 (平成 11 年度)	曲げ載荷試験 (平成 12 年度)
実験状況		
実験結果	<p>圧入装置と高圧ウォータージェットを併用することで補強用鋼管を地盤に 9m 圧入した。施工精度においても、補強用鋼管の内側にスペーサガイドを取り付けるなどにより、高い精度で圧入出来ることが確認された。</p>	<p>既設鋼管杭、補強後の鋼管杭に対し、載荷実験を行った。その結果、補強後の鋼管杭の耐力向上および降伏後の力学的挙動が確認でき、実験と良く整合する計算モデルが検証された。</p>

さらに、平成 13 年度は、実験結果により得られた補強後の鋼管杭の力学的挙動をもとに、SSP 工法により補強されたパイルベント基礎の設計手法を確立することを目的として検討を行った。本報文は、SSP 工法により補強後のパイルベント基礎の設計手法および道路橋示方書には無い考え方である、非線形応答スペクトルを用いた設計手法について述べるものとする。

4. SSP 工法の設計方針

SSP 工法により補強したパイルベント基礎は、鋼板圧入補強により既設部と補強部との断面変化点を設けることで、その位置でエネルギーを吸収できる構造とみなすことができる。よって、レベル 2 地震時に対する照査は、図-4 に示すように杭部材を補強開始位置より上方を一本柱形式の橋脚部、補強開始位置より下方を基礎部とみなして行う。基礎部の照査については、杭の種類に関係なく、橋脚部の終局耐力に相当する慣性力が作用した状態において、基礎-地盤系に主たる非線形が生じないように設計を行う。

PC杭、RC杭の橋脚部の照査は、道路橋示方書V編に規定された鉄筋コンクリート橋脚として設計を行うため、地震時保有水平耐力法による照査が可能である。しかし、鋼管杭の橋脚部の照査は、コンクリートを充填しない鋼製橋脚と仮定して設計するため、大きな地震を受けた時の応答や抵抗メカニズム、じん性の評価などが未解明な部分が多いことから、エネルギー一定則を用いた地震時保有水平耐力法を適用せず、道路橋示方書V編では動的解析による照査を行うよう規定している。よって、鋼管杭のパイルベント基礎の簡易的な設計手法を検討した。

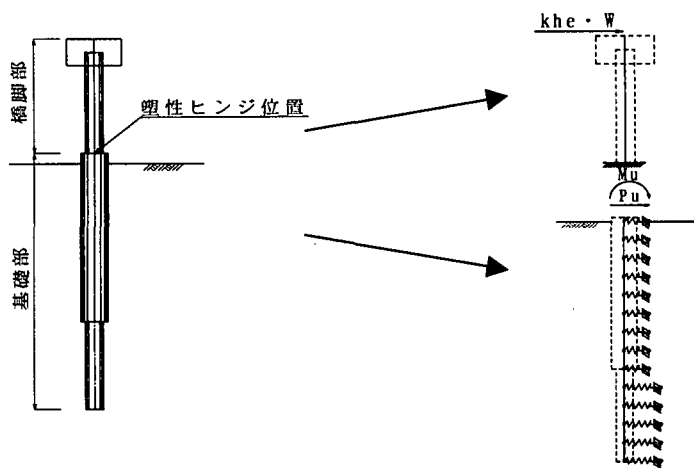


図-4 SSP工法により補強後の設計計算モデル

5. 非線形応答スペクトルを用いた設計法

SSP工法により補強したパイルベント基礎の橋脚部は、振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らかなことから、非線形応答スペクトル法により応答値を算定することができると考えられる。通常、応答スペクトルとは、横軸に固有周期、縦軸に応答値をとって図示したものだが、一般的には部材を線形とした場合に求められる。しかし、L2地震動に対する構造物の耐震設計を行う場合、地震時に構造物が非線形領域に入ることを許容する必要がある。このことから、橋脚部の固有周期 T をパラメータとして1自由度系の非線形時刻歴解析を行い、降伏変位 δy と最大応答変位 δ_{max} の比である変位塑性率 μ ごとに横軸に固有周期 T 、縦軸に降伏震度との関係を図示した非線形応答スペクトルを作成した。

5.1 非線形応答スペクトルの作成

(1) 解析モデルの作成

非線形応答スペクトルの作成に用いるモデルは、図-5に示すような集中質量系モデルとする。部材については、実際のパイルベント基礎に使用されている鋼管杭の断面を参考にして $M-\phi$ 関係を算出する。表-2に $M-\phi$ 関係に用いた鋼管の断面諸元を示す。また、各部材の部材長は、500mmとする。

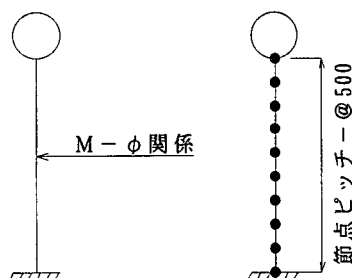


図-5 解析モデル（集中質量系モデル）

(2) $M-\phi$ 関係

鋼管の応力～ひずみ関係は、図-7に示すように2次勾配 $E/100$ としたバイリニアモデルとする。 $M-\phi$ 関係は、図-6に示すように、鋼管の応力～ひずみ関係を利用し、平面保持の仮定が成り立つものとし、軸力の影響を考慮して、板厚中心位置における鋼材の圧縮ひずみ及び引張ひずみが、それぞれ初めて降伏ひずみ ϵy に達する時の $(\phi_{yc} \text{ } Myc)$ 及び $(\phi_{yt} \text{ } Myt)$ 、板厚中心位置における鋼材の圧縮ひずみが初めて許容ひずみ ϵa に達する時の $(\phi_a \text{ } Ma)$ を算出し、それぞれを結んだトリリニア型とする。

表-2 鋼管の断面諸元

外径 D(mm)	厚さ t(mm)	腐食代	鋼材断面積 A(m ²)	断面2次 I(m ⁴)
500	9	2	0.01075	0.000321
600	9	2	0.01295	0.000562
700	9	2	0.01515	0.000899
800	12	2	0.02469	0.001910
800	9	2	0.01735	0.001350
900	9	2	0.01955	0.001930
900	12	2	0.02783	0.002730
1000	12	2	0.03098	0.003760

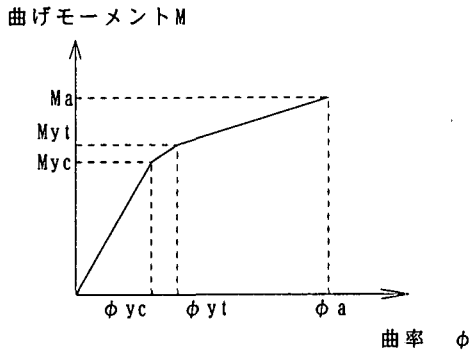


図-6 橋脚部のM～φ関係

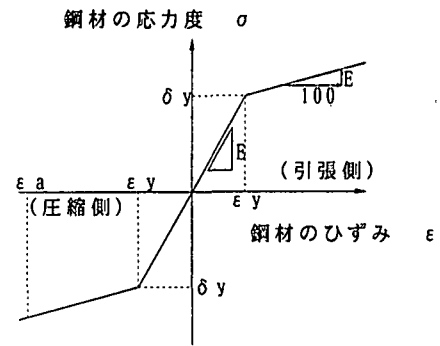


図-7 鋼材の応力～ひずみ関係

(3) 固有周期の算出

橋脚部の固有周期は、部材の非線形性を考慮し、構造物の降伏震度 k_{hy} 、降伏変位 δ_y を用いて以下の式 (1) ～式 (3) により算出する。

$$T = 2.0 \sqrt{\frac{\delta_y}{k_{hy}}} \dots \dots (1)$$

$$\delta_y = \frac{1}{3} \times \phi_{yc} \times h^2 \dots \dots (2)$$

$$k_{hy} = \left(\frac{M_{yc}}{h} \right) / W \dots \dots (3)$$

ここに、

- T : 構造物の固有周期 (図-8 参照)
- δ_y : 構造物の降伏変位 (m) (図-9 参照)
- k_{hy} : 構造物の降伏震度
- M_{yc} : 鋼材の圧縮ひずみが、初めて降伏ひずみ ϵ_y に達する時のモーメント (kN・m)
- ϕ_{yc} : 鋼材の圧縮ひずみが、初めて降伏ひずみ ϵ_y に達する時の曲率 (1/m)
- h : 橋脚高さ (m)
- W : 作用荷重 (kN)

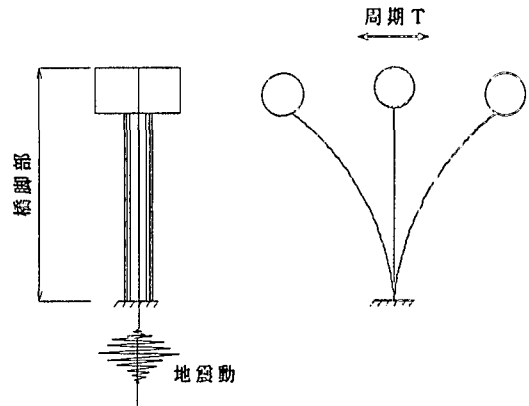


図-8 固有周期算出モデル

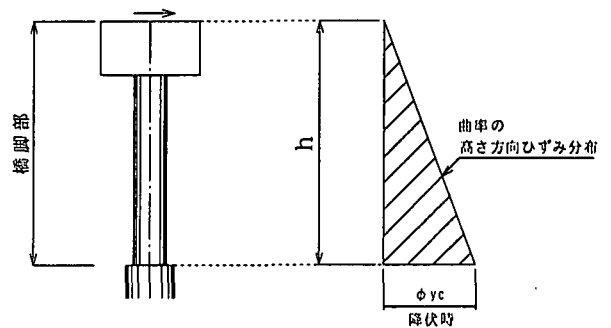


図-9 降伏変位算出モデル

(4) 動的解析による応答値の算出

図-5 にて作成した解析モデルを用いて、1 自由度弾塑性応答解析を行い、最大応答変位 δ_{max} を算出する (図-10 参照)。解析に使用した地震動は、II種地盤-タイプ2の解析に用いる代表的な地震記録波形である以下の3波の波形を用いた (図-11～図-13 参照)。

- ・ JR 西日本鷹取駅 (NS) 1995 兵庫県南部地震
- ・ JR 西日本鷹取駅 (EW) 1995 兵庫県南部地震
- ・ 大阪ガス (N27W) 1995 兵庫県南部地震

また、部材の減衰定数は、構造部材の非線形性を非線形性履歴モデルにて評価しているため、0.01 とする。

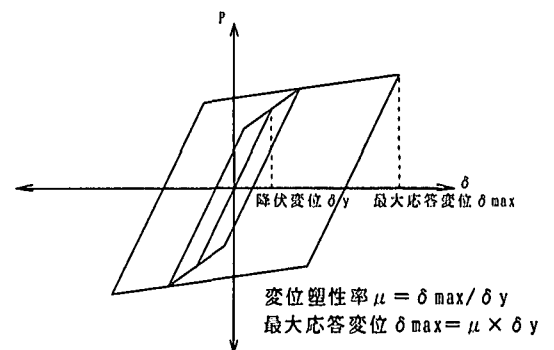


図-10 部材の履歴モデル

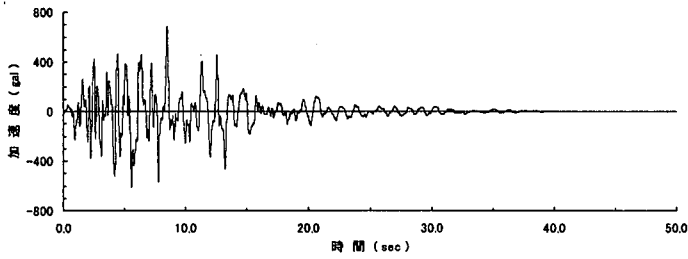


図-11 JR西日本鷹取駅 (NS) 地震動

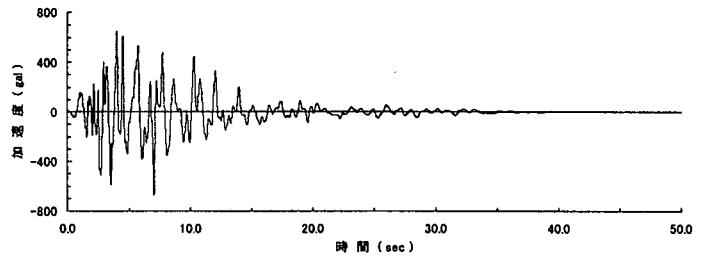


図-12 JR西日本鷹取駅 (EW) 地震動

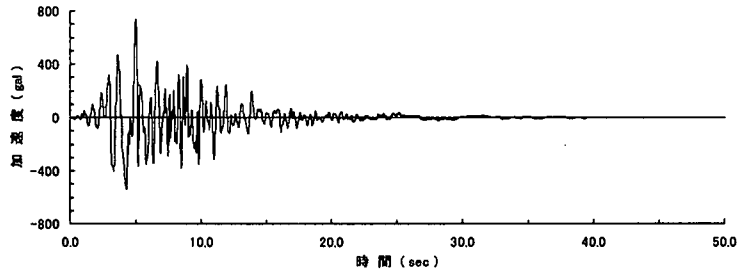


図-13 大阪ガス葺合 (N27W) 地震動

(5) 非線形応答スペクトルの作成

前節にて記載した算出方法より、鋼管杭パイルベント基礎の橋脚部を対象とした非線形応答スペクトルを作成する。図-14~図-16に各波形の非線形応答スペクトルを示す。

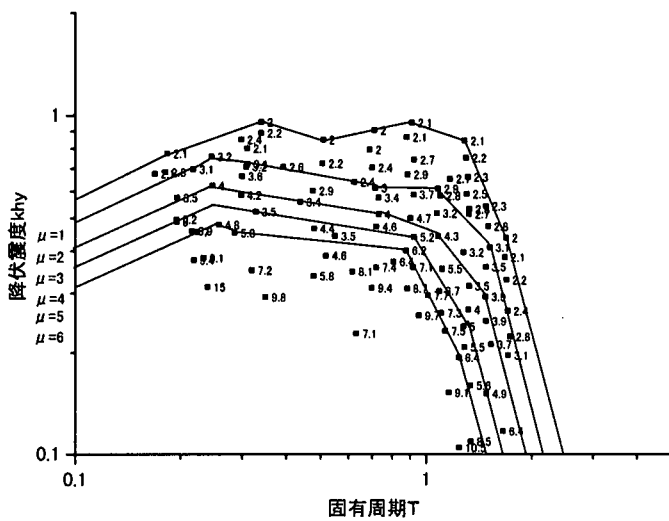


図-14 JR西日本鷹取駅 (NS) 地震動
の非線形応答スペクトル

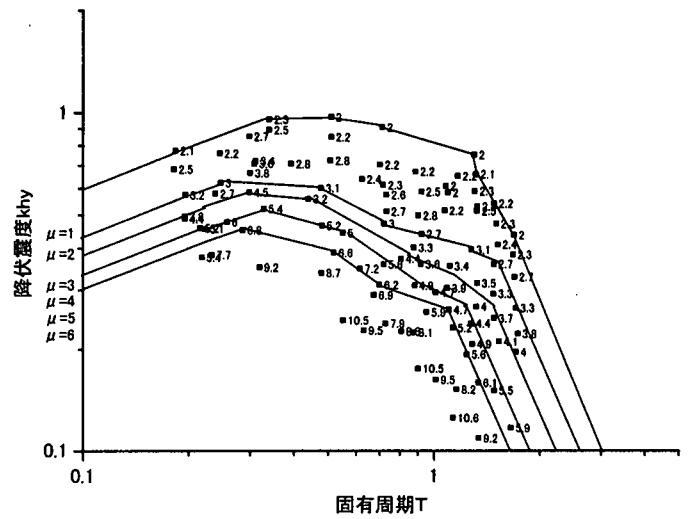


図-15 JR西日本鷹取駅 (EW) 地震動
の非線形応答スペクトル

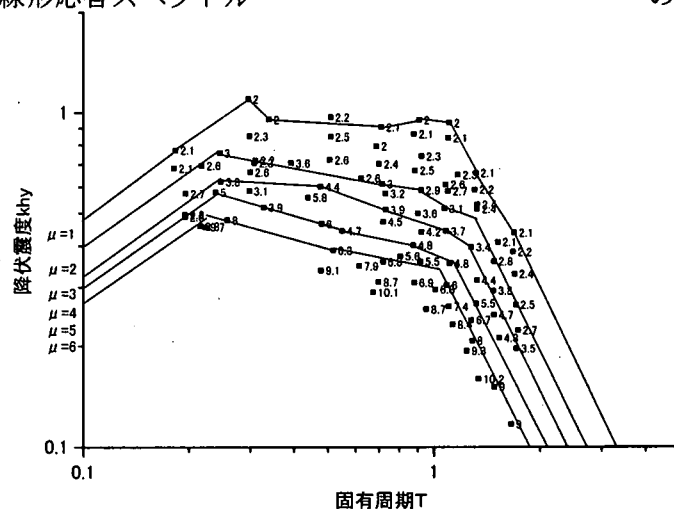


図-16 大阪ガス葺合 (N27W) 地震動の非線形応答スペクトル

図-14～図-16に示した各波形の非線形応答スペクトルより、構造物の固有周期 T 、降伏震度 k_{hy} が同じ場合において、波形により変位塑性率 μ に違いが出ていることが分かった。この時、動的解析の照査では、各波形の応答値を平均値した値を照査に用いることから、変位塑性率 μ についても3波形の平均値を用いることとした。

図-17および表-3に3波形の平均値を用いて算出した非線形応答スペクトルを示す。図-17は、 $\mu = 2.0 \sim \mu = 6.0$ の各変位塑性率の近似式を算出し、グラフ化したものである。

表-3 非線形応答スペクトル

(L2地震動-Ⅱ種地盤)

塑性率	固有周期 T	降伏震度 k_{hy}
$\mu = 2.0$	$T < 0.33$	$1.390T^{0.346}$
	$0.33 \leq T \leq 1.20$	$0.879T^{-0.073}$
	$T > 1.20$	$1.285T^{-2.060}$
$\mu = 3.0$	$T < 0.32$	$1.186T^{0.448}$
	$0.32 \leq T \leq 1.35$	$0.528T^{-0.272}$
	$T > 1.35$	$1.164T^{-3.000}$
$\mu = 4.0$	$T < 0.33$	$0.954T^{0.405}$
	$0.33 \leq T \leq 1.18$	$0.442T^{-0.244}$
	$T > 1.18$	$0.655T^{-2.574}$
$\mu = 5.0$	$T < 0.30$	$0.800T^{0.366}$
	$0.30 \leq T \leq 1.11$	$0.367T^{-0.312}$
	$T > 1.11$	$0.457T^{-2.310}$
$\mu = 6.0$	$T < 0.25$	$0.740T^{0.322}$
	$0.25 \leq T \leq 1.05$	$0.323T^{-0.288}$
	$T > 1.05$	$0.362T^{-2.219}$

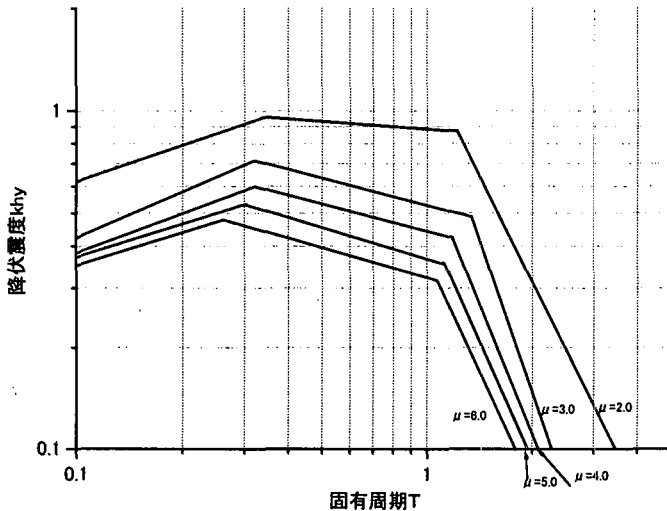


図-17 非線形応答スペクトル
(L2地震動-Ⅱ種地盤)

また、図-17の非線形応答スペクトルにおいて、変位塑性率の上限値は6.0とした。その理由としては、動的解析の結果、 $\mu = 6.0$ を超える場合、変位塑性率のばらつきが大きく、正確な非線形応答スペクトルを作成するのが困難であったためである。このため、変位塑性率が6.0を超える構造物は、動的解析による照査を行うことが望ましいと考えられる。

5.2 許容変位の算出

非線形応答スペクトルにより、鋼管杭を用いたパイルベント基礎のSSP工法による補強後の橋脚部の耐震性能を照査する場合、許容変位等の許容値を設定する必要がある。橋脚部をコンクリートを充填しない鋼製橋脚として道路橋示方書V編にしたがって照査をする場合、許容変位は、原則としては鋼管杭の橋脚部と同等の構造細目を有する供試体を用いた繰り返し荷重実験データに基づき水平力の低下が起こらない領域の最大変位とする。しかしながら、設計対象とする橋脚部と同等の供試体による繰り返し荷重実験

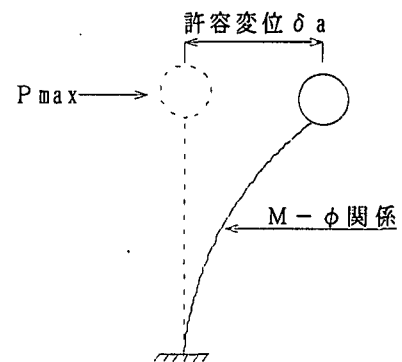


図-18 許容変位算出モデル

が常に行われているとは限らない。このため、設計に用いる許容変位は、土木研究所等にて行われた鋼製橋脚の正負交番荷重実験データによって得られた諸数値を適切に表現できるように設定した図-6に示す $M-\phi$ 関係を用いて、図-18に示すようなモデルにて最大水平力作用時の水平変位を算出する。なお、図-18に作用させる最大水平力 P_{max} は、許容変位時の曲げモーメント M_a を橋脚基部から上部構造重心位置までの高さ h で除した値(M_a/h)を用いるものとする。

5.3 非線形応答スペクトルを用いた照査方法

非線形応答スペクトルを用いた橋脚部の照査方法は、橋脚部の降伏震度 k_{hy} および固有周期 T を 5.1(1)(2)より算出し、非線形応答スペクトルを用いて、降伏震度 k_{hy} および固有周期 T の交点を定め、変位塑性率 μ を算出する。ここで、算出した変位塑性率をもとに、式(4)より応答変位 δ_m を算出し、5.2にて求めた許容変位 δ_a との照査を行う。すなわち、SSP工法による補強開始位置は、式(4)を満足するように設定しなければならない。

$$\delta_m = \mu \times \delta_y \geq \delta_a \cdots \cdots (4)$$

ここに、 δ_m : 橋脚部の応答変位 (m) μ : 非線形応答スペクトルより算出した変位塑性率
 δ_y : 橋脚部の降伏変位 (m) δ_a : 許容変位 (m)

6. パイルベント基礎の非線形応答スペクトルを用いた試算検討

本検討にて作成した非線形応答スペクトルは、図-17に示すように、動的解析によって得られた2.0~6.0の各変位塑性率を近似式化しており、動的解析による照査結果と相違がある可能性がある。よって、非線形応答スペクトルの整合性を図るため、鋼管杭を用いたパイルベント基礎の橋脚部の試算検討を行った。

(1) 検討方法

検討モデルは、旧設計基準により設計されたパイルベント基礎であり、橋軸方向の補強検討において、図-19に示すように、補強開始位置を仮定し、補強開始位置より上方を橋脚部として検討を行った。検討ケースは、道路橋示方書V編のコンクリートを充填しない鋼製橋脚として動的解析(時刻歴応答解析法)により応答値を算出し照査したケース1と、非線形応答スペクトルにより応答値を算出したケース2とする。

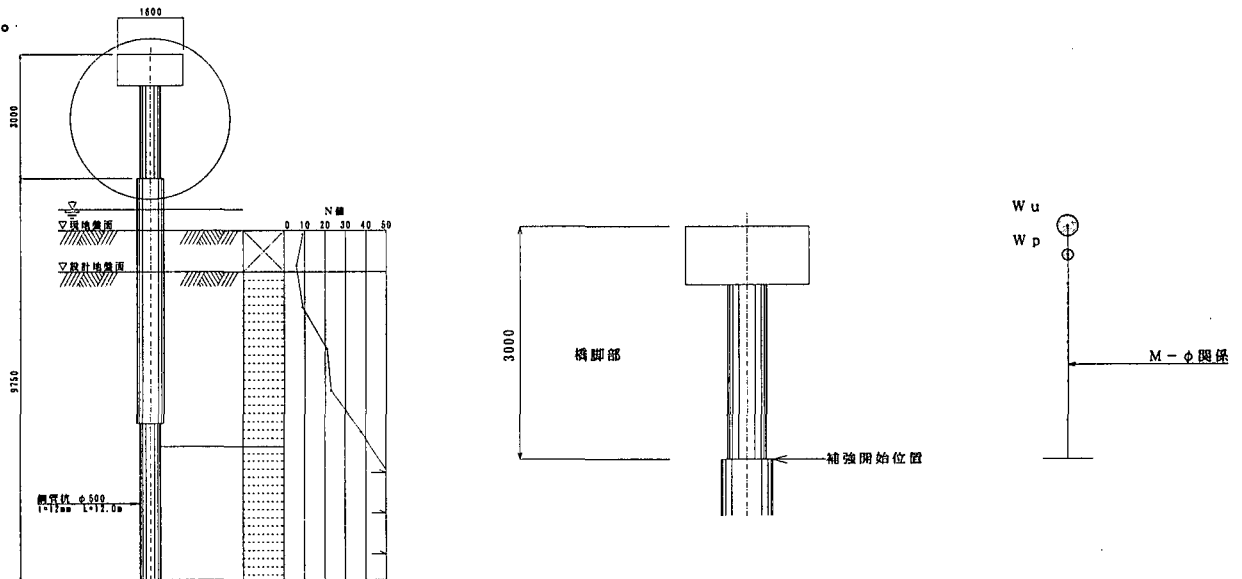


図-19 検討モデル

① 荷重条件

橋脚部の検討に用いる荷重条件を表-4に示す。この時、橋軸方向に検討では、1本の杭としてモデル化することから、荷重については、杭1本当りに作用する値を用いて検討を行う。

② 橋脚部の曲げモーメント~曲率関係

橋脚部のM-φ関係は、図-6に示すようなトリリニア型とする。表-5に、試算例のM-φ関係を示す。

表-4 荷重条件

死荷重 R_D	760kN	254kN/本
上部工重量 W_U	760kN	254kN/本
つなぎ梁重量 W_T	213kN	71kN/本

表-5 橋脚部のM-φ関係

初降伏時(圧縮側)	M_{yc}	407.6kN・m	ϕ_{yc}	0.00448
初降伏時(引張側)	M_{yt}	456.8kN・m	ϕ_{yt}	0.00527
許容ひずみ時	M_a	615.8kN・m	ϕ_a	0.07331

(2) 試算結果

動的解析と非線形応答スペクトルにより求めた試算モデルの照査結果を表-6に示す。

表-6 動的解析と非線形応答スペクトルにより求めた試算モデルの照査結果

	ケース1		ケース2	許容変位
	δ_m (m)	平均値 (m)	δ_m (m)	δ_a (m)
JR西日本鷹取駅 (NS)	0.051	0.071	0.080	0.088
JR西日本鷹取駅 (EW)	0.081			
大阪ガス葺合 (N27W)	0.082			

表-6に示すように、動的解析により得られた応答値と非線形応答スペクトルにより得られた応答値の比率は10%程度あった。しかし、非線形応答スペクトルにより得られた応答値が安全側の結果であることがわかった。

7. まとめ

S S P工法による補強後のパイルベント基礎の設計手法および非線形応答スペクトルを用いた設計手法について検討を行った。その結果をまとめると以下のとおりとなる。

- 1) パイルベント基礎は、橋脚と基礎との区別がない構造形式であるため、地震時保有水平耐力法での照査が困難であったが、S S P工法による補強をおこなうことで、補強開始位置を塑性ヒンジ位置として補強開始位置より上方を橋脚部、下方を基礎部として地震時保有水平耐力法の照査が可能である。
- 2) 鋼管杭のパイルベント基礎の場合、S S P工法による補強後の橋脚部は、コンクリートを充填しない鋼製橋脚と仮定して設計するため、動的解析による応答値の照査が必要である。しかし、非線形応答スペクトルを作成することにより、簡易的に応答値を算出することが出来た。
- 3) 非線形応答スペクトルと動的解析により得られた応答値の比をみると、非線形応答スペクトルにより得られた応答値が安全側となっていることが分かった。しかし、比較を行った試算例は、少ないことから、非線形応答スペクトルにて形状検討を行い、最終形状を算出した時点で、動的解析による確認を行うことが望ましいと思われる。

8. おわりに

本検討は、独立行政法人土木研究所共同研究「既設基礎の耐震補強技術の開発」の平成13年度における活動の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その1）、平成12年8月
- 2) 独立行政法人土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その2）、平成13年12月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部工編、V耐震設計編、平成14年3月
- 4) 土木学会：実務者のための耐震設計入門、1998年