

2次元多質点系骨組み解析によるケーソン基礎の連成解析と 地震時保有耐力法の比較

福山則行¹・宮村正樹¹・中野 聡¹

¹正会員 (株)福山コンサルタント 東日本事業部 設計部 (〒136-0071 東京都 江東区 亀戸 2-25-14 立花アネックスビル 3F)

1. まえがき

ケーソン基礎を採用した橋梁の耐震性能照査では、地震波を入力する場合、水平力の大きさにより、回転中心が異なる。よって、基礎部分を橋脚基部位置の集中バネとし、地表面地震波を入力した場合と基礎を忠実にモデル化し、基盤から基盤地震波を入力した場合とでは挙動が異なることが予想される。

また、水平力分散構造を有する橋梁を設計する場合、地震時保有水平耐力法 (以後、保耐法と称す) では、支承の上下部が分離した挙動を表すことができず、支承の変形を適切に評価できない恐れがあるため、「動的解析による照査が望ましい橋」として、道路橋示方書・V耐震設計編に追加修正された¹⁾。なお、動的解析の一手法としては、簡易推定法としての等価線形化法が挙げられ、連続橋で橋脚高が著しく異なる橋以外はこの手法が適用されている。

そこで、本稿は、地盤を相互バネで、構造物を基礎も含めた全体系の梁要素でモデル化した、2次元多質点系骨組み解析モデルを用いて、動的非線形解析を行うことにより、地盤と構造物の動的相互作用効果を厳密に考慮した場合の構造物の動的性状・振動特性の把握し、保耐法と比較した結果について紹介し、さらに

支承変位について、保耐法及び等価線形化法と比較した結果について紹介するものである。

2. 解析対象橋梁及び解析条件の設定

本解析対象とした橋梁の全体側面図を図-1に示す。また、対象橋脚のうち、P2橋脚の側面図、正面図及び平面図を図-2、図-3及び図-4に示す。

以降に対象橋梁の概略について説明する。なお、本解析では、橋軸方向・タイプII地震動を対象とした。

(1) 上部構造

構造形式：4径間連続非合成鋼箱桁橋

支間割：63m+64m+64m+67m

支承条件：水平力分散支承 (橋軸・橋軸直角方向共)

(2) 下部構造

橋台：逆T式、橋脚：小判型壁式

基礎：直接基礎 (橋台)、ケーソン基礎 (橋脚)

(3) 地盤種別及び地域区分の設定

地盤種別、地域区分は次のように設定した。

地盤種別：II種地盤

地域区分：B地域

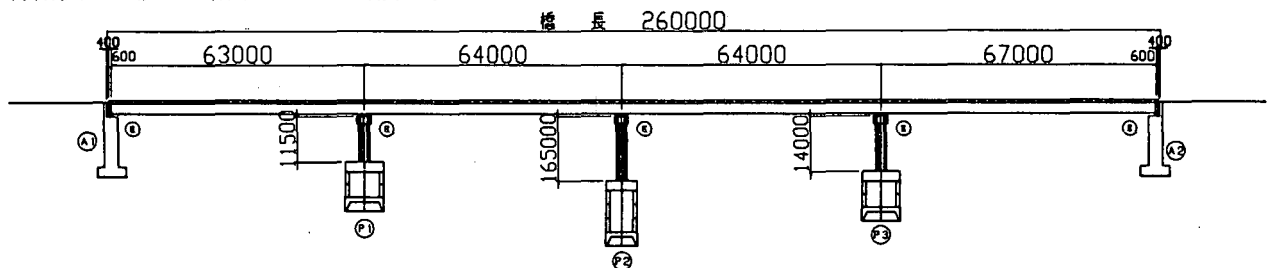


図-1 全体側面図

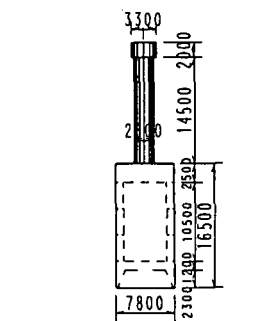


図-2 P2橋脚側面図

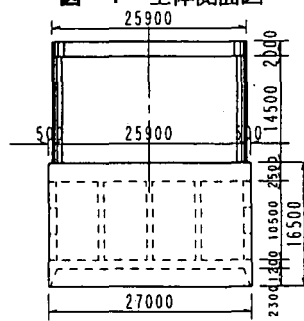


図-3 P2橋脚正面図

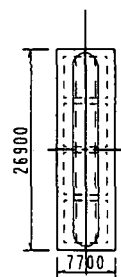


図-4 P2橋脚平面図

表-1 保耐法による照査

照査項目	橋脚名	着目箇所	単位	保耐法	制限値
躯体の塑性率の照査	P2	柱基部	-	3.00	7.66
	P3	柱基部		2.94	9.67
躯体の曲げモーメントの照査	P2	柱基部	tf・m	19900	20400
	P3	柱基部		18700	19300
基礎の曲げモーメントの照査	P2	中空部	tf・m	26600	30800
	P3	中空部		24800	28600

*制限値：塑性率の照査；許容塑性率
曲げモーメントの照査；曲げ耐力

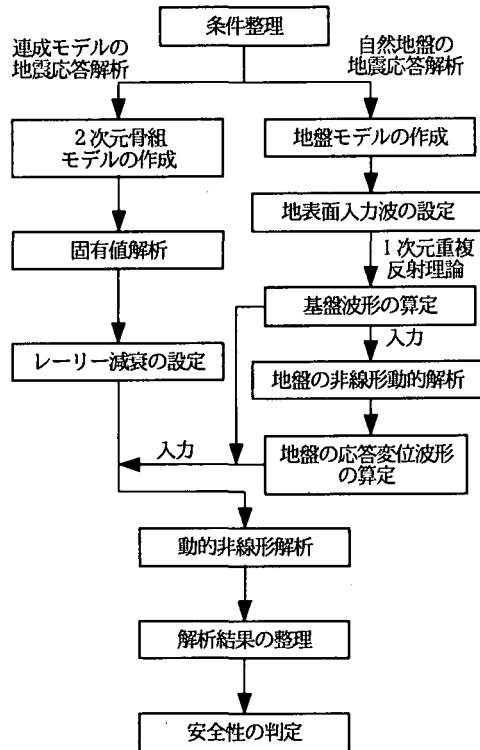


図-5 解析フロー

3. 保耐法による照査結果

本橋における橋脚に対し、道路橋示方書に準拠して、橋脚躯体及びケーソン基礎の保耐法による耐震設計を行った。ここでは、P2・P3橋脚について、クリティカルとなる照査結果一覧を表-1に示す。なお、その他の照査項目は、「9. 保耐法と動的解析結果の比較」で示す。

(1)設計水平震度

- a)保耐法に用いる設計水平震度 : khc=0.78
- b)保耐法に用いる等価水平震度 : khe=0.34
- c)基礎の設計に用いる設計水平震度 : khp=0.38

(2)照査結果

橋脚躯体、ケーソン基礎ともに曲げモーメントが、曲げ耐力に対してクリティカルとなる。ここで、曲げ耐力とは、橋脚躯体に対しては終局曲げモーメント、ケーソン基礎に対しては降伏曲げモーメントである。

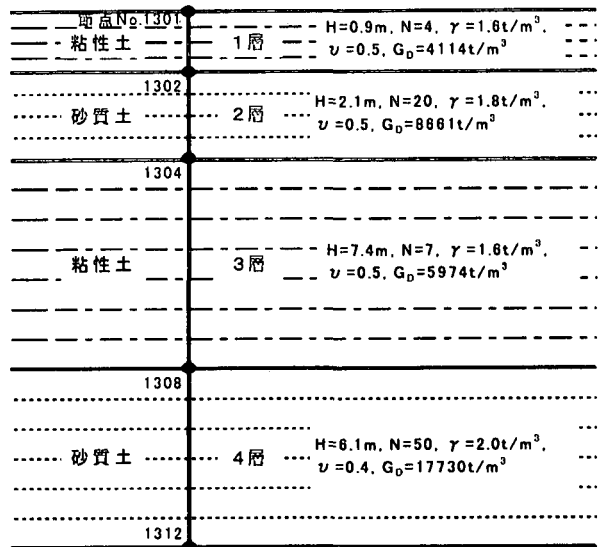


図-6 地盤モデル (P2橋脚)

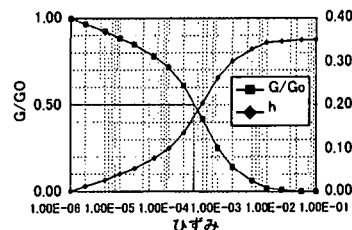


図-7 G/G0- $\gamma \cdot h$ - γ の関係

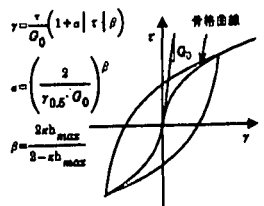


図-8 修正R-Oモデル

4. 解析手法

(1)解析概要

本橋は、水平力分散構造を有する橋であるため、動的解析を行い、想定した地震動において、橋脚躯体・基礎及び支承が耐震性能を満足するか否かを照査した。

(2)動的解析の手法

動的解析の手法は、基礎に作用する地盤の動土圧が考慮できる地盤と構造物の連成解析を行うこととした。

連成解析の手法としては、図-5に示す解析フローにあるように、自然地盤の地震応答解析と連成モデルでの地震応答解析を分離して行った。具体的には、自然地盤の解析で算定した基礎各部の応答変位波形を連成モデルの基礎位置に基礎波形と同時に入力するという手法である。

5. 解析モデル

(1)自然地盤のモデルについて

自然地盤の解析に用いた地盤モデルの例として、P2橋脚の地盤モデルを図-6に示す。地盤の非線形性は各層(全て沖積層)毎に設定し、例としてP2橋脚の2層目(沖積砂質土)地盤のG/G0- $\gamma \cdot h$ - γ の関係²⁾を図-7に示す。また、時刻歴の剛性変化を考慮するため、自然地盤の非線形性は図-8に示す修正R-Oモデルで設定した。

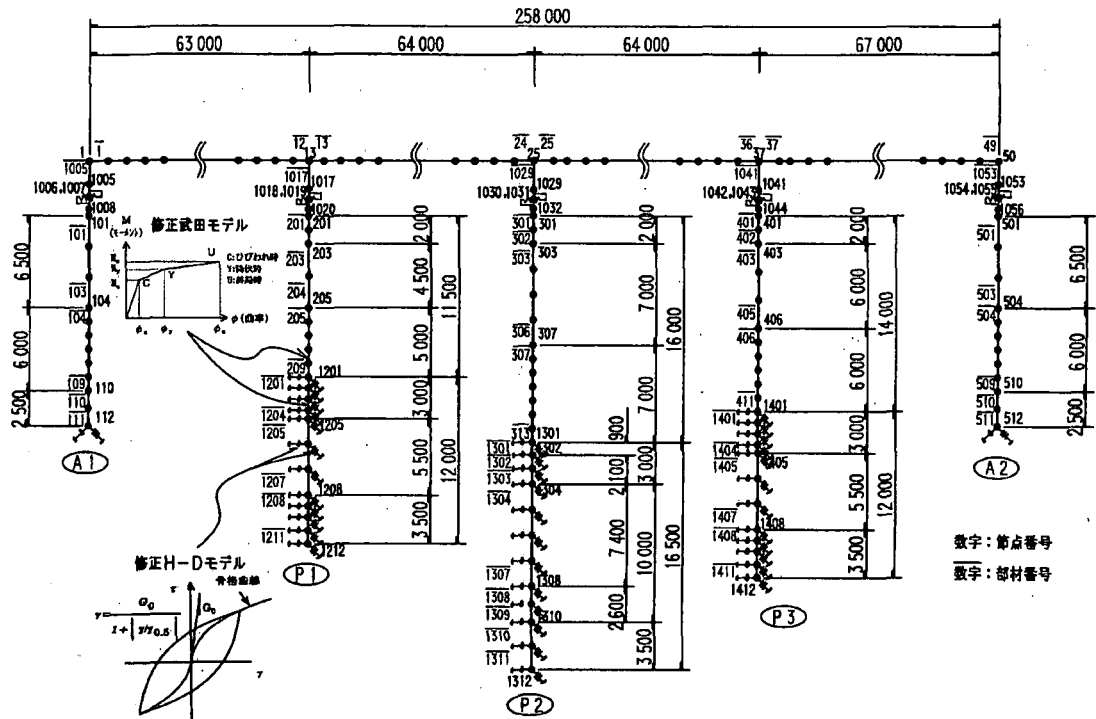


図-9 連成解析モデル

(2)地盤と構造物の連成解析モデルについて

連成解析に用いた連成モデルを図-9に示す。このように、桁・柱・ケーソン基礎を梁要素、地盤・支承をバネ要素でモデル化した。

柱・ケーソン基礎部材の非線形性は、剛性低下型トリリニアモデル(武田型・ $M-\phi$ 関係)で設定し、地盤バネの非線形性は、地盤耐力の上限値を明確に考慮し得る修正H-Dモデル³⁾で設定した。

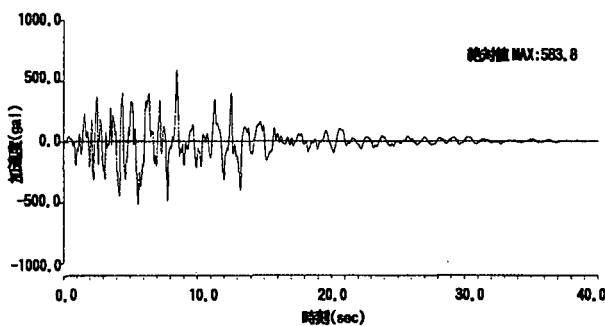


図-10 引き戻し前の地表面波形

6. 入力地震動の作成

地盤と構造物の連成解析では、基盤波を入力地震動として用いる必要がある。道路橋では、基盤波の設定はされておらず、入力基盤波としては、道路橋に用いられる地表面波形を1次元重複反射理論(SHAKE)を用いて基盤波形に引き戻して使用した。

また、地表面波には、タイプII、II種地盤の兵庫県南部地震・JR鷹取駅構内地盤上(NS成分)の観測波形を振動数領域で振幅調整したものをを用いた。引き戻し前の地表面波形を図-10に、SHAKEにより引き戻した基盤波形を図-11に示す。なお、基盤波形は基礎が最も深いP2橋脚の地盤により算出した。

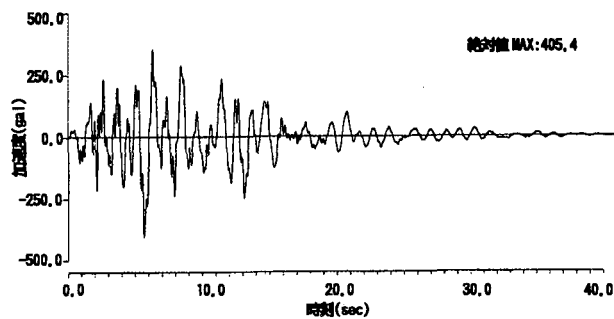


図-11 SHAKEによる引き戻し後の基盤波形

7. 自然地盤の地震応答解析結果

自然地盤の地震応答解析により得られた基礎部材の各節点の応答変位波形のうち、P2橋脚におけるケーソン天端の応答変位波形を図-12に示す。

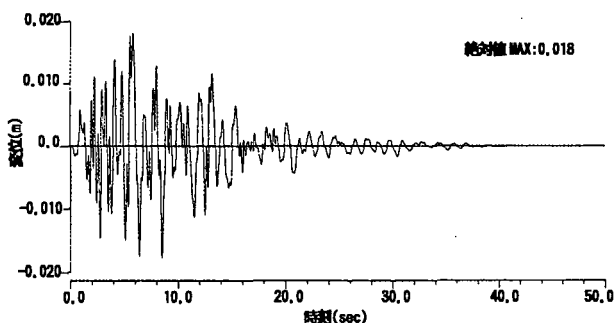


図-12 応答変位波形(ケーソン天端: 節点No.1301)

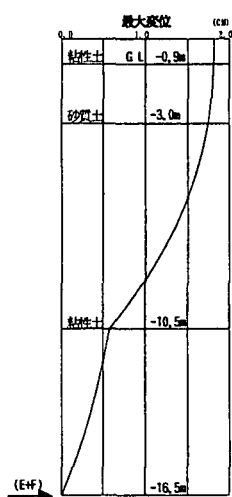


図-13 地盤の最大変位図

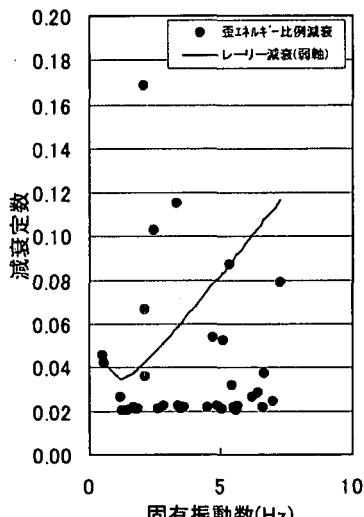


図-14 レーリー減衰

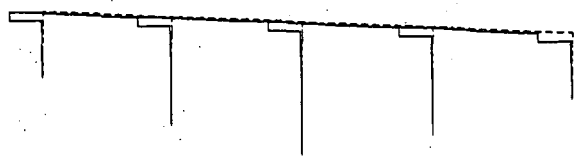


図-15 振動モード図(1次:振動数0.530Hz)

また、P2橋脚における地盤の最大変位分布図を、図-13に示す。この図をみてわかるように、地盤の最大変位は、基盤から地表面に上がるに連れて増幅していくことがわかる。また、最大変位は地表面で2.0cm程度であった。なお、連成解析では、ここに示した応答変位波形を地盤からの入力として基礎部材に地盤バネを介して入力している。

8. 地盤と構造物の連成モデルの応答解析結果

(1) 固有値解析結果

地盤と構造物の連成モデルでの固有値解析を行い、主要な2つのモードを決定した。決定に際しては、有効質量比だけでなく、全振動数帯域でモード減衰を包括するか否かにも着目した。固有値解析による、モード減衰と振動数の関係(レーリー減衰)を図-14に示す。また、1次の振動モード図を図-15に示す。

(2) 連成解析の結果

連成解析の結果として、P2橋脚天端及びP2橋脚ケーソン天端の応答加速度波形を図-16、図-17に示す。このように、ケーソン天端では、最大加速度は510gal程度であるが、橋脚天端では、1060galにまで増幅されている。これは橋脚躯体が降伏前であり、保耐法の想定通りに塑性化しなかったことを意味する。

また、P2橋脚支承部(相対変位)、P2橋脚天端(柱基部と天端の相対変位)、P2橋脚ケーソン天端の応答変位波形を図-18~図-20に示す。

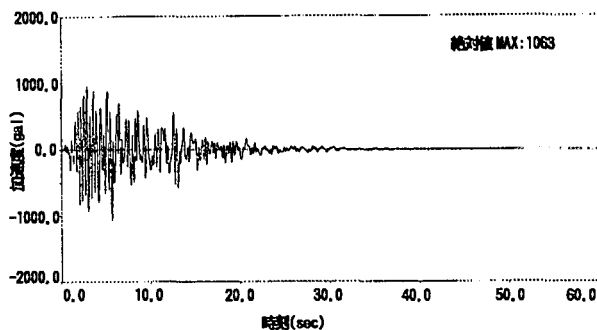


図-16 橋脚天端の応答加速度波形(節点No.301)

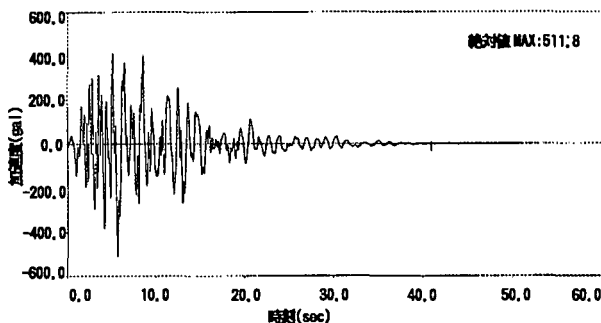


図-17 ケーソン天端の応答加速度波形(節点No.1301)

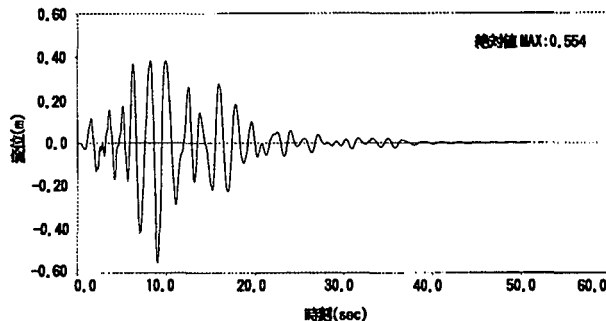


図-18 橋脚支承部の応答変位波形(節点No.1030)

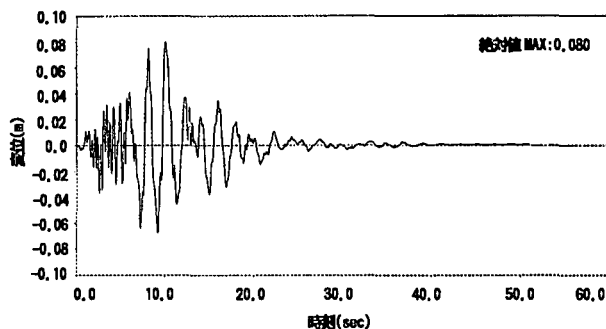


図-19 橋脚天端の応答変位波形(節点No.301)

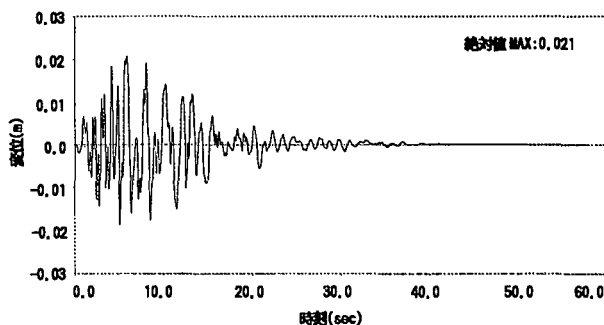


図-20 ケーソン天端の応答変位波形(節点No.1301)

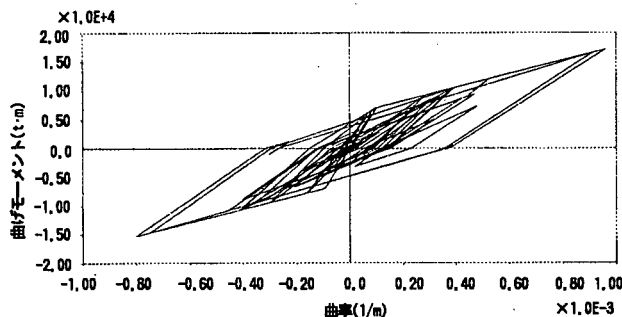


図-21 柱部材（基部）の履歴曲線（部材 No. 313）

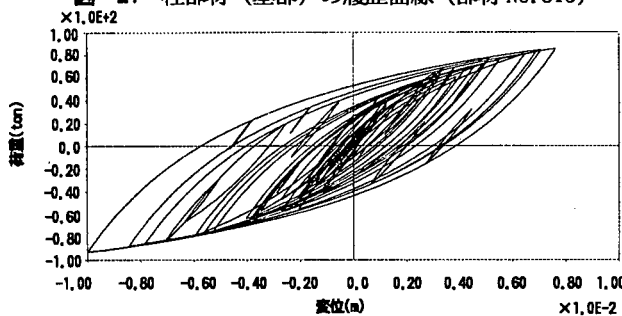


図-22 ケーソン天端の履歴曲線（節点 No. 1301）

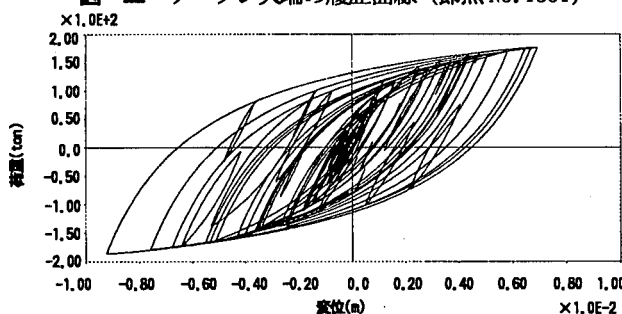


図-23 層境界の履歴曲線（節点 No. 1302）

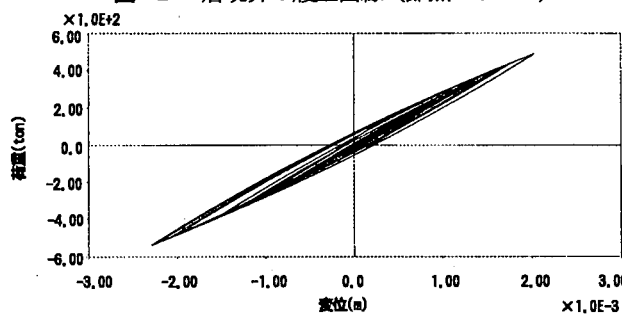


図-24 層境界の履歴曲線（節点 No. 1308）

さらに、P2橋脚柱部材（基部）の履歴曲線を図-21に、ケーソン天端及び層境界（節点 No. 1302, 1308のみ）の履歴曲線を図-22～図-24に示す。このように、柱基部は非線形領域（ひびわれのみ）に達しているのが確認できる。また、地盤の塑性化は、地表面よりも層の中間部の方が、進行していることがわかる。これは、ケーソン基礎が弾性体としてではなく、剛体としての挙動を示した影響と考えられる。

さらに、最大変位図、最大曲げモーメント図及び、最大せん断力図をそれぞれ図-25～図-27に示す。

9. 保耐法と動的解析結果の比較

保耐法と動的解析結果の比較一覧を、表-2に示す。なお、ここではP2・P3橋脚を対象とした。

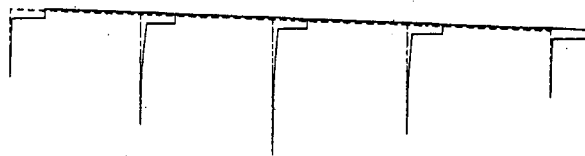


図-25 最大変位図

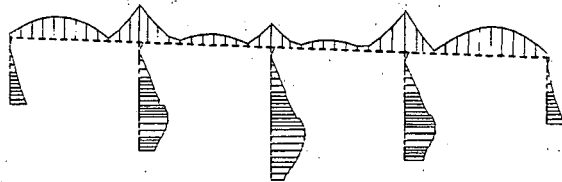


図-26 最大曲げモーメント図

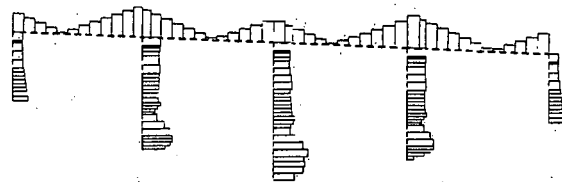


図-27 最大せん断力図

表-2 保耐法と動的解析結果の比較一覧

照 査 項 目	橋脚名	着目箇所	部材番号 (節点番号)	単位	保耐法	動的解析	制限値
躯体の塑性率の照査	P2	柱基部	313	—	3.00	0.85	7.66
	P3	柱基部	411		2.94	0.81	9.67
躯体の曲げモーメントの照査	P2	柱基部	313	tf・m	19900	17100	20400
	P3	柱基部	411		18700	15900	19300
躯体のせん断力の照査	P2	柱部	301	tf	1010	1240	5710
	P3	柱部	401		1060	1220	6080
橋脚天端の残留変位の照査	P2	橋脚天端	301	m	0.14	0.080	0.20
	P3	橋脚天端	401		0.10	0.07	0.18
支承の変位の照査	P2	ゴム支承	1030	m	0.29	0.55	0.69
	P3	ゴム支承	1042		0.30	0.55	0.66
基礎の曲げモーメントの照査	P2	中空部	1405	tf・m	26600	23300	30800
	P3	中空部	1506		24800	20500	28600
基礎のせん断力の照査	P2	中空部	1405	tf	2570	2290	3000
	P3	中空部	1506		2010	1770	24000
基礎の水平変位の照査	P2	基礎天端	1401	m	0.03	0.02	0.40
	P3	基礎天端	1501		0.06	0.02	0.40
基礎の回転角の照査	P2	基礎天端	1401	rad	0.0025	0.0013	0.025
	P3	基礎天端	1501		0.0060	0.0019	0.025

*制限値： 塑性率の照査 ; 許容塑性率
 曲げモーメントの照査 ; 曲げ耐力
 せん断力の照査 ; せん断耐力
 残留変位の照査 ; 許容残留変位
 支承の変位 ; 許容変位
 基礎の曲げモーメントの照査 ; 降伏曲げモーメント
 基礎の水平変位の照査 ; 許容変位
 基礎の回転角の照査 ; 許容回転角

このように、応答値は、動的解析の方が保耐法よりも全体的に1割～2割程度小さくなることがわかった。但し、支承変位については、動的解析の方が保耐法よりも8割程度大きくなった。これは、保耐法では、1自由度振動系モデルを用い、エネルギー一定則により許容塑性率を算出し、これにより、支承の設計に用いる等価水平震度を算定しており、結果的に過小評価になったためであると考えられる。

10. 解析法の違いによる支承変位の比較

前述のように、支承変位は、動的解析により算出する必要がある。そこで、「保耐法」と動的解析の簡易推定法である「等価線形化法」及び全体系での「動的解析（連成解析）」の3手法に対して、解析法の違いによる支承変位の比較を行った。ここでは、計算方向は橋軸方向と橋軸直角方向も対象とし、P2橋脚・P3橋脚・A2橋台における支承変位の比較を表-3に示す。

P2橋脚・P3橋脚では、橋軸直角方向の動的解析の結果は、等価線形化法の結果よりも2割程度小さくなった。これは、等価線形化法が橋脚単独のモデルであり、さらに躯体と基礎のパネを等価線形パネとしているため、本橋では「等価線形化法」による設計は結果的に過大設計であるといえる。

また、橋台では等価線形化法を適用できないため、支承の設計は、保耐法によるのではなく、動的解析によるのがよいと考える。

11. まとめ

本稿では、ケーソン基礎を採用した、4径間連続橋を対象として、地盤を相互パネで、構造物を基礎も含めた全体系の梁要素でモデル化した、2次元多質点系骨組み解析モデルを用いて、動土圧も考慮した動的非線形解析を行い、保耐法による照査結果との比較を行った。さらに、支承変位について、動的非線形解析と保耐法及び等価線形化法との比較を行った。

その結果、以下のことが判明した。

①解析の応答値は、保耐法の結果よりも全体的に1割～2割程度小さくなった。但し、支承変位については、動的解析の方が保耐法よりも8割程度大きくなった。

②橋脚部の支承変位は、橋軸直角方向の計算において、動的解析の結果の方が、等価線形化法の結果よりも2割程度小さくなった。

表-3 支承変位の比較

下部工 No.		P2橋脚	P3橋脚	A2橋台	
最大変位 (m)	① 保耐法	橋軸	0.287	0.299	0.344
		直角	0.326	0.326	0.326
	② 等価線形化法	橋軸	0.602	0.573	—
		直角	0.739	0.738	—
	③ 動的解析	橋軸	0.554	0.552	0.584
		直角	0.607	0.613	0.615

保耐法による支承変位は、支承の上下部が分離した挙動ではなく、1自由度振動系モデルでの結果であるため問題である。また、等価線形化法による支承変位は、2自由度振動系モデルではあるが、橋脚単独のモデルであり、支承部の変形を適切に評価できない恐れがあるため問題である。

以上のことから、水平力分散構造を有する橋の設計は、以下の解析手法を用いるのがよいと考える。

①等価線形化法では、支承変位を適切に評価できない恐れがあるため、全体系モデルでの動的解析を行い、等価線形化法の結果と比較して支承を決定すべきである。

②なお、動的解析の手法は、基礎の影響が著しく現れる場合には、時々刻々と変化する地盤の影響を考慮し得る、より厳密な地盤と構造物の連成解析を行うのがよい。

その結果、本橋のように支承部の安全性が確認でき、支承を経済的に設計できる可能性がある。また、より厳密解が必要とされる、既設構造物基礎の耐震性能照査にも応用できる。

参考文献

- 1) 「道路」(平成11年10月号) [日本道路協会]
- 2) 岩崎・常田・吉田：沖積粘性土の動的変形特性・せん断剛性率のヒズミ依存性，土木研究所資料 1979.8
- 3) 岩上憲一・大塚久哲・久納淳司：地盤と構造物の動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究，第25回地震工学研究発表会講演論文集 1999.7