

1. はじめに

栈橋式岸壁の耐震設計においては、杭と上部工よりなる栈橋本体の振動特性に着目して固有周期を算定し、耐震性能照査用の震度を算出する¹⁾。その際、地盤の特性は杭の自由長の算出にのみ反映され、栈橋の固有周期は基本的に杭-上部工のラーメンモデルにより評価される。また、栈橋式岸壁においては図-1に示すように背後地盤土留め部と栈橋の間に渡版が設置されるが、渡版により栈橋と背後地盤が剛結されることはないため、2次元地震応答解析においては栈橋と背後地盤は独立にモデル化され、渡版を無視した解析が行われることが多い。

栈橋の振動特性に関する既往の研究として、稲富ら²⁾は、川崎港・横浜港・名古屋港における強震観測記録(最大加速度60Gal程度の各港3~4波形)をもとに、栈橋の固有周期を求めている。稲富らによる栈橋の固有周期の定義は、栈橋上部工と背後地表面とのスペクトル比におけるピーク周期である。横田ら^{3),4)}は、稲富らによる栈橋の固有周期と栈橋本体のラーメンモデルによる固有周期が比較的近いことを示し、渡版を無視したモデルにより2次元全応力地震応答計算を行い、栈橋上部工の地震応答が仮想固定点に関する応答スペクトルにより評価できることを示した。現行の港湾基準¹⁾は、基本的に横田ら^{3),4)}の成果が反映されたものである。しかしながら、実構造物における振動特性の評価についてはこれまで稲富ら²⁾の数記録の整理があるのみで、必ずしも十分とはいえない。その後、高原ら⁵⁾および田代ら⁶⁾は博多港栈橋において微動観測を行うとともに渡版を含めたモデルによる2次元地震応答解析を実施し、微動レベルでは渡版を介して栈橋と背後地盤を剛結した条件で観測と解析がよく一致することを示した。この結果は、栈橋式岸壁

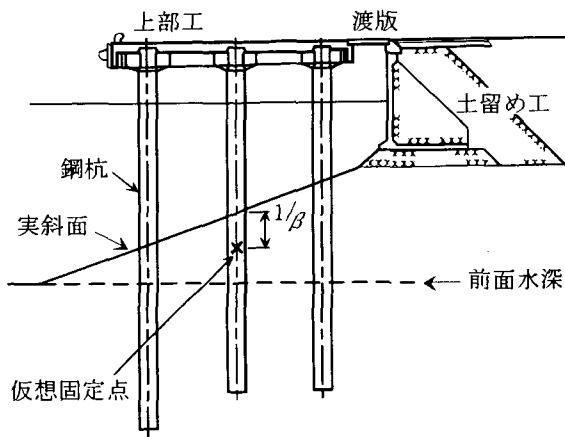


図-1 栈橋式岸壁標準断面

の振動特性の評価において、渡版を介した背後地盤の振動の影響の考慮の必要性を示すものと考えられる。

このような背景のもと、本研究は、川崎港及び横浜港の栈橋式岸壁における強震記録の解析を行うとともに、常時微動観測をあわせて実施し、栈橋式岸壁の振動特性を評価し、現行設計法による振動特性評価方法および設計震度算出方法の妥当性を検討した。さらに、渡版のモデル化を含めた2次元有効応力地震応答解析を行い、栈橋式岸壁の地震応答再現性を検討した。

2. 現行設計法による栈橋式岸壁の振動特性評価手法

港湾技術基準¹⁾においては、図-1に示したように海底面(実斜面)から1/β下方の点を仮想固定点として、仮想固定点における杭-上部工のラーメンモデルをもとにして固有周期を算出する。固有周期算出式は式(1)に示すとおりである。ここで、地震時の上載荷重とは、栈橋上に置かれた貨物や荷役機械などの自重であり、通常の岸壁では常時(非地震時)に考慮する上載荷重の1/2の値として10~15kN/m²程度の値が用いられることが多い。地震時の上載荷重を常時の1/2とするのは、栈橋上に貨物などが満載となる継続時間はごくわずかであると考えられるためである。また、杭*i*の横方向ばね定数*K_{Hi}*は、式(2)により算定される

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{Hi}}} \quad (1)$$

ここに、

- T_s* : 栈橋の固有周期(s)
- W* : 杭一列が受け持つ自重及び地震時の上載荷重(kN)
- g* : 重力加速度(m/s²)
- K_{Hi}* : 杭 *i* の横方向ばね定数(kN/m)

$$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{\left(h_i + \frac{1}{\beta_i}\right)^3} \quad (2)$$

ここに、

- h_i* : 杭 *i* の杭頭から海底面までの長さ(m)
- β_i* : 杭 *i* の仮想固定点深さに関するパラメータで、式(3)による(m⁻¹)
- EI_i* : 杭 *i* の曲げ剛性(kN・m²)

$$\beta_i = 4 \sqrt{\frac{k_{hi} D_i}{4EI_i}} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad (3)$$

ここに、

k_{hi} : 杭 i に関する横方向地盤反力係数(N/cm³)

D_i : 杭 i の直径または幅(cm)

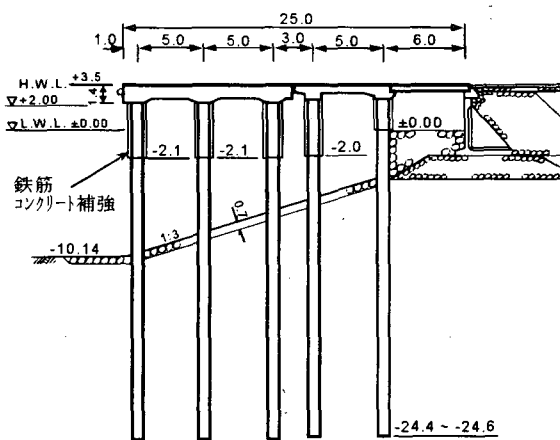
EI_i : 杭 i の曲げ剛性(N・cm²)

横方向地盤反力係数 k_{hi} は、地盤の $1/\beta_i$ 深さ付近までの平均 N 値を用いて、 $k_{hi}=3N$ により算出される。

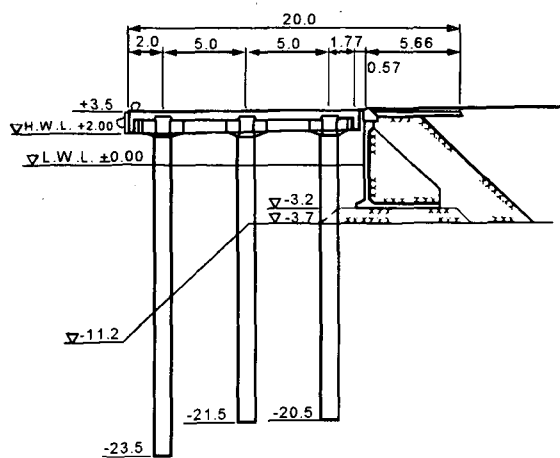
3. 強震及び微動観測による栈橋式岸壁の振動特性評価

3.1 検討対象栈橋

検討対象栈橋は、強震観測の実施されている横浜港および川崎港の栈橋式岸壁である。図-2に検討対象岸壁の



(a) 川崎港

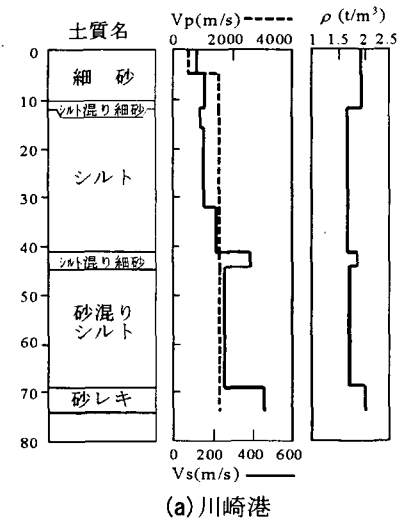


(b) 横浜港

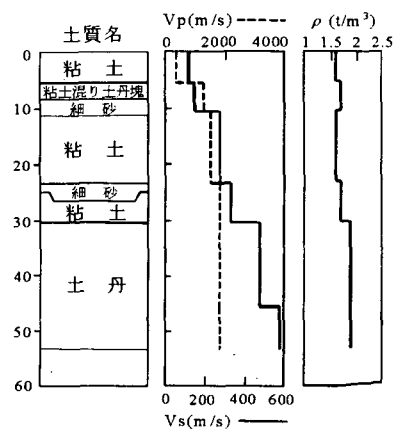
図-2 対象岸壁断面図

断面図を示す。川崎港栈橋は、直杭式栈橋の前面に新たな直杭式栈橋が建設された構造となっており、2つの栈橋は剛結されていない。また杭上部に厚さ15cmの鉄筋コンクリート被覆による補強が施されている。各地点においては、構造物上(FR)、背後地盤地表面(F)、基盤(FB)の3箇所が強震観測が行われている。川崎港における構造物上の強震計は、前面の栈橋上に設置されている。背後地盤地表面観測ポイントの土留め工からの距離は、川崎港が34m、横浜港が28mである。観測基盤深さは、川崎港がG.L.-74m、横浜港がG.L.-54mである。

図-3には各地点における地盤特性を示す。地盤固有周期は、川崎港が1.20秒、横浜港が0.55秒程度である。検討対象岸壁の固有周期を固定点を変えて算出すると、表-1に示すとおりである。



(a) 川崎港



(b) 横浜港

図-3 地盤条件

表-1 固定点の変化による栈橋固有周期 (単位: 秒)

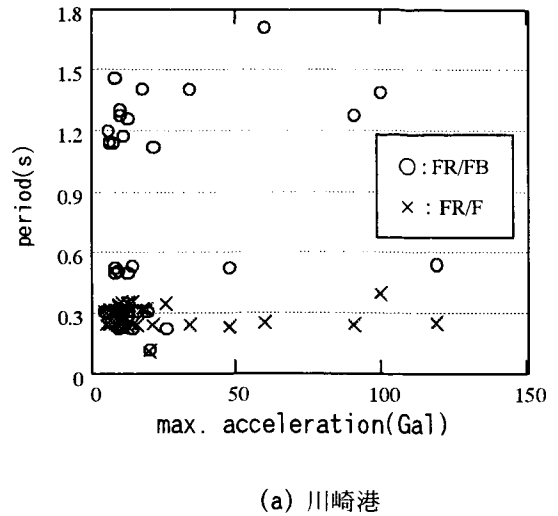
固定点	川崎港 前面栈橋	川崎港 栈橋全体	横浜港
海底面	0.45	0.23	0.10
仮想海底面	0.54	0.37	0.36
海底面+1/β	0.75	0.43	0.33
仮想海底面+1/β	0.85	0.60	0.53

3.2 強震観測による栈橋式岸壁の振動特性

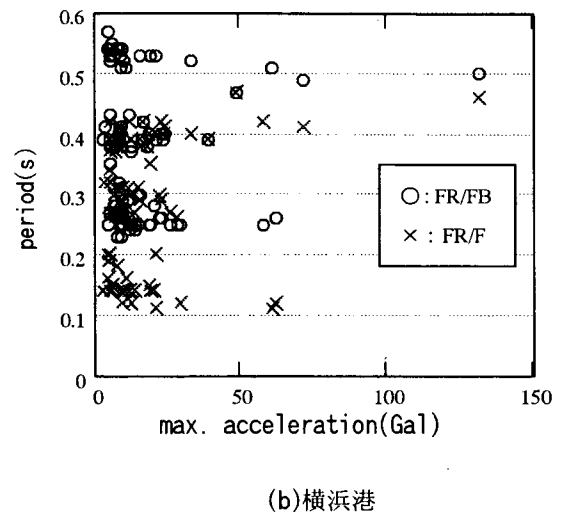
解析に用いた強震記録は、川崎港については1987年8月～1997年5月までに記録された41記録、横浜港については1987年4月～1999年9月までに記録された90記録である。検討対象とした全記録について、各港におけるFR(構造物)/FB(基盤), FR(構造物)/F(地表面)の伝達関数より、ピーク値の最も大きい周期を読みとった結果を図-4に示す。水平軸は、地表面における最大加速度であり、鉛直軸は伝達関数のピーク周期である。なお、本研究においては、地震記録の方向成分としては、法線(岸壁の延長方向)直角方向成分のみを取り扱う。

次に各栈橋の固有周期を稲富ら²⁾と同様にFR/Fのピーク周期より検討する。これは、栈橋の仮想固定点深度から地表面に至る層における地震動の増幅の影響を固有周期算出の際には無視できるという仮定に基づいており、地表面記録をもとに次元地震応答計算により引き戻した仮想固定点位置における加速度を用いてもピーク周期はFR/Fのピーク周期と変わらないことを確認している。まず川崎港については、FR(構造物)/F(地表面)のピーク周期より、栈橋式岸壁としての固有周期は0.3～0.35秒程度と考えられる。ただし、FR(構造物)/FB(基盤)のピーク周期においては、地盤の1次および2次固有周期である1.2～1.4秒および0.5秒の卓越する場合が多い。次に横浜港については、FR/Fのピーク周期のうち、1次モードが卓越する場合と2次以上の高次モードが卓越する場合とがあり、0.3秒以下は高次モードと考えられる。1次モードの結果より、栈橋式岸壁としての固有周期は0.4～0.45秒程度と考えられる。ただし、FR/FBのピーク周期においては、地盤の1次および2次固有周期である0.5～0.55秒および0.25秒程度の卓越する場合も多い。

観測より得られた固有周期と表-1の結果を比較すると、FR/Fの卓越周期より推定される栈橋の固有周期は、現行設計法の定義である海底面+1/βにおける固有周期に概ね近いものの、今回対象とした栈橋については仮想海底面を固定点とした方が観測による固有周期に近い結果を与える。



(a) 川崎港

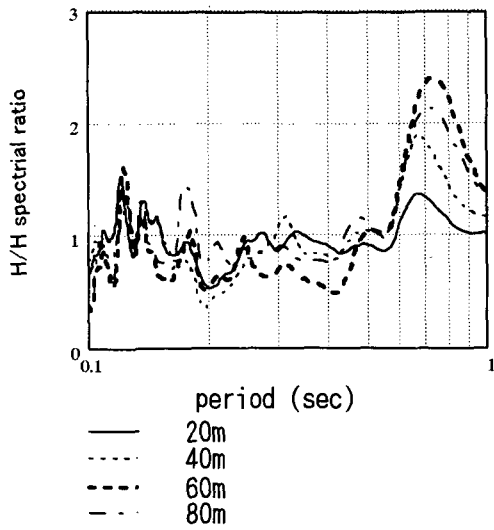


(b) 横浜港

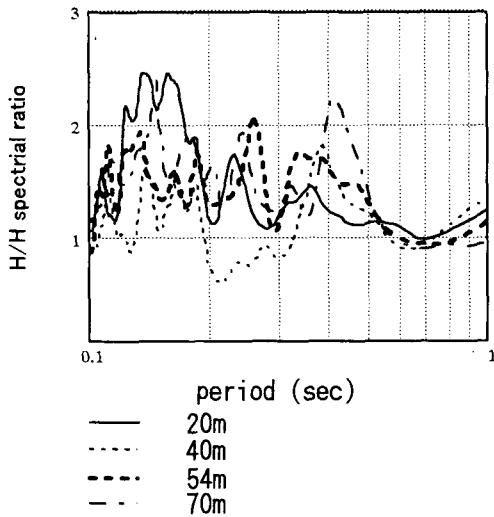
図-4 観測記録による伝達関数の卓越周期

3.3 微動観測による栈橋式岸壁の振動特性

次に常時微動観測結果について述べる。常時微動観測は栈橋上部工と背後地盤において行い、背後地盤については川崎港においては土留めより20,40,60,80mの地点において、横浜港においては同じく20,40,54,70mの地点において計測を行った。川崎港における栈橋上部工の観測は、強震観測の実施されている前面栈橋上で行った。計測時間は各観測について3分、サンプリング周波数は200Hzである。計測の制約から、栈橋上と背後地盤の記録には時間的なずれがある。図-5に示した栈橋と背後地盤の水平方向スペクトル比(H/Hスペクトル)より、川崎港については0.7秒程度にピークが認められ、特に栈橋と地盤の距離が40m以上の場合にピークが明瞭である。横浜港については、背後20mの地点においては0.15秒付近のピークが卓越しており0.4秒のピークは明瞭でないが、やはり距離40m以上の場合に0.4秒のピークが



(a)川崎港



(b)横浜港

図-5 微動観測結果

認められる。これらピーク周期は、横浜港については強震記録による栈橋本体の固有周期に一致し、川崎港については微動を観測した前面栈橋のみの固有周期にほぼ一致する。この結果より、栈橋の固有周期は微動 H/H スペクトルより推定可能であるといえる。ただし、川崎港のように2つの独立した栈橋により1つの岸壁が構成される場合にはシステムとしての固有周期の推定は行えないが、このような栈橋構造は非常に特殊である。

3.4 現行設計法による設計震度算出方法の妥当性

次に、現行設計法¹⁾による設計震度算出方法の妥当性

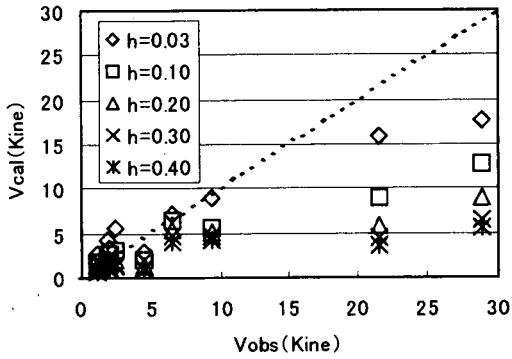
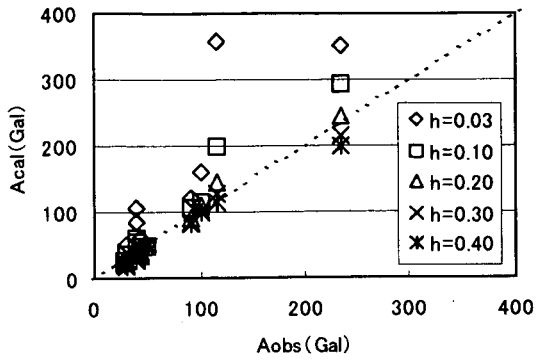
について検討する。現行設計法においては、地盤の動的解析をもとに設計震度を算出する場合は、海底面下 $1/\beta$ における加速度より求めた加速度応答スペクトルをもとに応答加速度を重力加速度で除して設計震度を求める。その際、地盤固有周期が0.5秒以上の場合は減衰定数としては0.3とする。本研究では各港における記録から、加速度振幅の大きな10記録をそれぞれ抽出し、海底面下 $1/\beta$ における加速度を算出した。得られた加速度をもとに加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルを算出し、観測記録との比較を行った。地震応答計算はSHAKE⁷⁾により行い、地盤の非線形特性および減衰特性は、検討対象地盤における適合性を検証した結果適合度の高い^{8),9)} 国生・本山¹⁰⁾の特性を用いた。図-6に応答スペクトルより得られた最大応答値と観測最大値の比較を示す。栈橋の固有周期は、強震観測より判断される値として、川崎港について0.33秒、横浜港については0.40秒とした。

図より、川崎港については加速度応答値は観測値と減衰定数が0.3の場合によく一致している。しかしながら、速度応答としては振幅の大きな2波形を代表として、計算値は観測値を大きく下回っている。これは、地盤と栈橋の固有周期が離れているため、渡版を介して伝わる地盤固有周期に近い長周期成分の増幅が、渡版を無視した杭-上部エラーメンモデルにおいては説明できないことを示すものと考えられる。次に、横浜港については、加速度応答スペクトルでは減衰定数が0.3の場合、解析値が観測値を下回る例が多く、やや危険側の評価となる。減衰定数としては0.1程度が妥当と考えられる。速度応答についても、減衰定数0.1程度で観測値と計算値は比較的よく一致している。川崎港との傾向の違いは、横浜港においては栈橋と背後地盤の固有周期が近いことなどが原因と考えられる。以上より、今回検討した範囲では、現行設計法¹⁾の設計震度算出方法は必ずしも妥当とはいえない場合があるといえる。

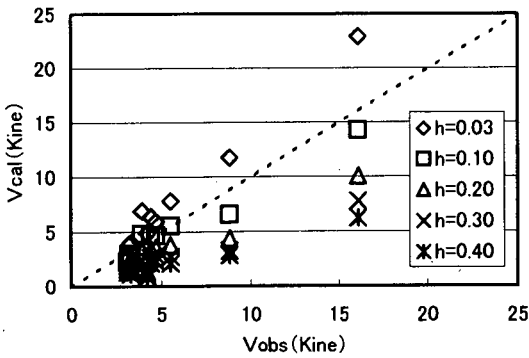
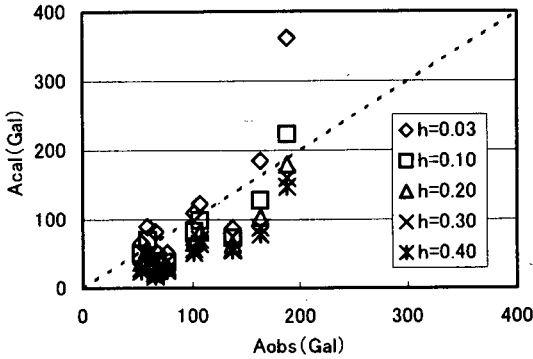
4. 有効応力解析による地震応答解析手法の検討

4.1 解析方法

地震応答解析には2次元有効応力解析プログラムFLIP¹¹⁾を用いる。地盤の構成則はせん断成分と体積成分に分けて考えることができる。せん断成分に関しては東畑・石原モデル¹²⁾を採用しているが、これは土骨格について任意方向のせん断面に仮定の単純せん断ばねを設け、各ばねに双曲線型モデルを適用しているものである。このモデルの履歴ループにはメーキング則が用いられているが、本研究では履歴減衰を任意に調整できるように拡



(a)川崎港

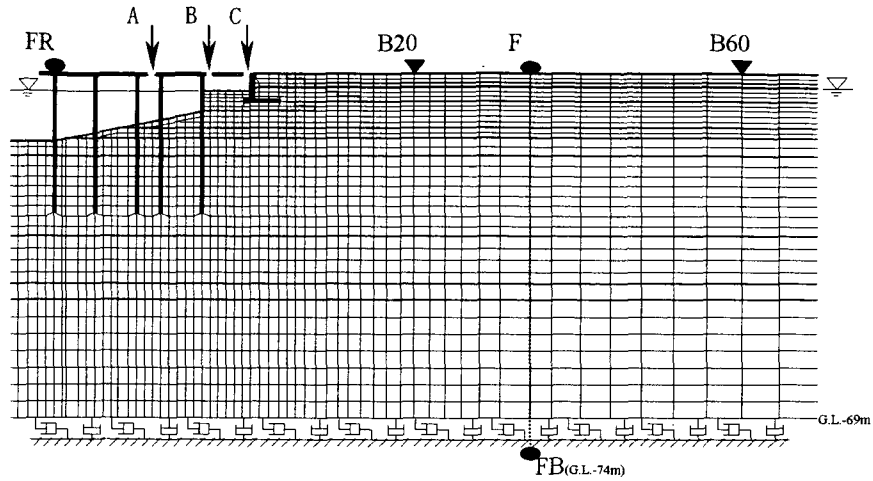


(b)横浜港

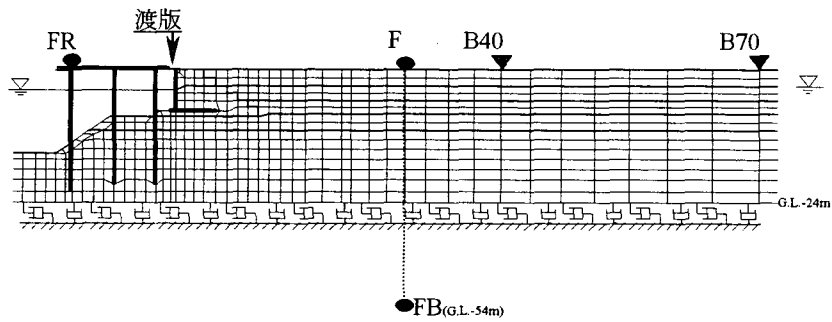
図-6 応答値と観測値の比較

張してある。体積成分に関しては拘束圧力の変化に対して土骨格の体積変化と間隙水の体積変化を同時に考慮している。ただし、間隙水の体積変化分は非排水条件下で行う動解析のみで考慮する。自重解析時には土骨格のみの構成則を用いて初期有効応力を求め、動解析にその初期有効応力を考慮する。

図-7に解析モデルと強震及び微動観測位置を示す。側方及び底面境界は地盤が半無限に広がっていることを模擬するため粘性境界とする。ただし、この粘性境界は地盤剛性が変化する非線形地盤には対応していないため、側方境界の位置は強震及び微動観測位置での振動特性に影響を及ぼさないことを確認した上で設定している。なお、ここで設定した側方境界の位置（護岸法線部からの距離）は、表層地盤厚（ V_s が300m/s以上の工学的基盤面から地表面までの厚さ）の3倍程度あれば充分であった。表-2に解析に用いる地盤パラメータを示す。捨石及び裏込石以外の初期せん断弾性係数はPS検層から得られたせん断波速度（図-3）から求め、せん断強度を規定する粘着力及び内部摩擦角は一軸圧縮強度及び N 値から推定している。 N 値から内部摩擦角を推定する方法は、一般の設計で推定される方法と異なり、実際の地盤のせん断強度を忠実に再現する必要があるため、ここでは一般的な砂地盤のせん断強度特性として秋田外港砂の特性¹³⁾¹⁴⁾を用いて推定した。なお、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤剛性の低下については、これを考慮しない条件下での強震時の再現解析において背後地盤の振動特性が強震記録と一致することを確認しているため、本研究では過剰間隙水圧上昇による地盤剛性の低下は考慮しないものとした。捨石及び裏込石のせん断弾性係数については有効拘束圧力98kPa時のせん断波速度が300m/sであるとして設定している。解析モデルの系全体に対してはレーレー減衰($C = \alpha M + \beta K$)を適用する。ただし、粘性減衰マトリクス αM は構造減衰マトリクス βK に比べて無視できると考えられるため、ここでは $\alpha = 0$ とする。係数 β は、地盤の減衰が系全体の減衰に対して支配的であると考えられるため、背後地盤の一次固有周期より地盤の微小ひずみ時の減衰を1%として求めた。ここで、減衰1%としたのは、解析で考慮される地盤の履歴減衰が微小ひずみ時には0%であるため、数値解析の安定性を高める目的で一般に推定されている初期減衰1~2%¹⁵⁾¹⁶⁾の下限値を採用したものである。このようにして求めたレーレー減衰は、川崎港では $\beta = 0.004$ 、横浜港では $\beta = 0.001$ である。



(a)川崎港



(b)横浜港

図-7 解析モデルと観測位置

土留め工のL型ブロック構造物は、扶壁を無視する代わりに前壁及び底版を剛梁でモデル化し、地盤との接触部には滑り及び剥離を考慮してジョイント要素を挿入している。栈橋構造物は線形梁要素を用いてラーメン構造としてモデル化しているが、川崎港における最も陸側の直杭は鋼管杭矢板であり、その他は奥行き5m間隔で配置されている鋼管杭である。鋼管杭矢板については奥行き方向に連続しているため2次元のモデル化において特に問題はないが、鋼管杭については奥行き方向に関して杭間地盤との相互作用を考慮する必要がある。この相互作用を2次元でモデル化するには適切な相互作用ばねが必要になる¹⁷⁾。本研究では、栈橋が背後の土留めと独立に挙動する条件下で表-3に示す杭-地盤間の各条件について複数の強震波形を入力して地震応答解析を行い、杭-地盤間の接触条件による栈橋の振動特性に及ぼす影響を検討した。ここに、表-3中の剛結とは杭と地盤の変位を同一に扱うことを意味し、相互作用ばねとは両者間(ここでは水平方向のみ)にばねを挿入したものであり、

そのばね定数は地盤の平均 N 値より求まる横方向地盤反力係数 $k_h=3000N(kN/m^3)$ に杭節点の支配面積を乗じて設定したものである。この検討の結果、栈橋の振動特性はどの条件に対しても同様であった。これは、相互作用ばね定数が剛結と等価な十分大きな剛性を有していたことを示す。従って、ここでは強震及び微動観測の振動特性を再現することが目的であることから杭-地盤間の状態は鉛直方向及び水平方向ともに剛結状態を前提とする。

渡版等の構造物間の接触条件には図-8及び図-9に示すように非線形ばねを適用する。川崎港では渡版の延長が6mと十分に長いので渡版本体は線形はり要素としてモデル化し、渡版と陸側栈橋の間及び陸側と海側の栈橋上部工の間に非線形ばねを挿入している。一方、横浜港では渡版の延長が短いため質量による影響が無視できると考え、剛性のみを考慮するものとして直接非線形ばねで置き換えている。非線形ばねの荷重-変位関係は図-9に示すように水平方向のみについて取り扱い、非線形ばねを構成する2つの節点が初期間隔以上に離れている間

表-2 解析用地盤パラメータ

(a)川崎港

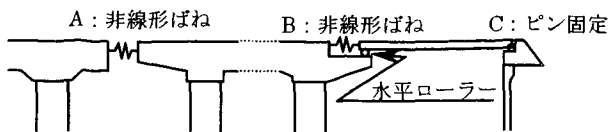
下面深度 G.L. (m)	土層 区分	密度 ρ (t/m^3)	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	初期体積弾性係数 K_0 (kPa)	粘着力 C (kPa)	内部 摩擦角 ϕ_f (度)	最大減衰 h_{max}
-1.9	細砂	1.9	$22990(\sigma'_m/9.4)^{0.5}$	$59950(\sigma'_m/9.4)^{0.5}$	0	40	0.24
-4.0	細砂	2.0	$24200(\sigma'_m/32.3)^{0.5}$	$63110(\sigma'_m/32.3)^{0.5}$	0	40	0.24
-5.5	細砂	2.0	$24200(\sigma'_m/32.3)^{0.5}$	$63110(\sigma'_m/32.3)^{0.5}$	0	40	0.24
-10.8	細砂	2.0	$51200(\sigma'_m/65.2)^{0.5}$	$133500(\sigma'_m/65.2)^{0.5}$	0	40	0.24
-12.9	シルト混 り細砂	1.9	$48640(\sigma'_m/91.6)^{0.5}$	$126800(\sigma'_m/91.6)^{0.5}$	0	40	0.24
-16.5	シルト	1.7	28730	74920	46	0	0.20
-32.5	シルト	1.7	38250	99750	63	0	0.20
-42.0	シルト	1.7	74070	193200	135	0	0.20
-45.2	シルト混 り細砂	1.9	$274400(\sigma'_m/258.8)^{0.5}$	$715500(\sigma'_m/258.8)^{0.5}$	0	39	0.24
-68.8	砂混りシ ルト	1.7	106300	277100	200	0	0.20
-	裏込石 基礎捨	2.0	$180000(\sigma'_m/98.0)^{0.5}$	$469000(\sigma'_m/98.0)^{0.5}$	0	40	0.24

(b)横浜港

下面深度 G.L. (m)	土層 区分	密度 ρ (t/m^3)	初期せん断弾性係数 G_0 (kPa)	初期体積弾性係数 K_0 (kPa)	粘着力 C (kPa)	内部 摩擦角 ϕ_f (度)	最大減衰 h_{max}
-3.0	粘土	1.6	36000	93880	63	0	0.20
-5.6	粘土	1.6	36000	93880	63	0	0.20
-8.0	粘土混り 土丹塊	1.6	57760	150600	108	0	0.20
-11.0	細砂	1.7	$61370(\sigma'_m/52.1)^{0.5}$	$160000(\sigma'_m/52.1)^{0.5}$	0	40	0.24
-24.0	粘土	1.6	116600	304200	238	0	0.20
-	裏込石 基礎捨	2.0	$180000(\sigma'_m/98.0)^{0.5}$	$469000(\sigma'_m/98.0)^{0.5}$	0	40	0.24

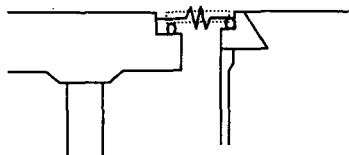
表-3 杭-地盤間の状態ケース

ケース番号	鉛直方向	水平方向
1	独立	剛結
2	(付着無し)	相互作用ばね
3	剛結	剛結
4	(完全付着)	相互作用ばね



(a)川崎港

渡版=非線形ばね



(b)横浜港

図-8 栈橋上部工のモデル化

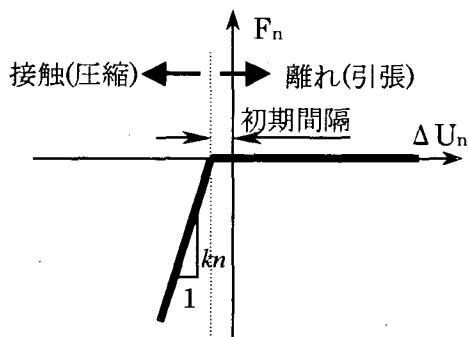
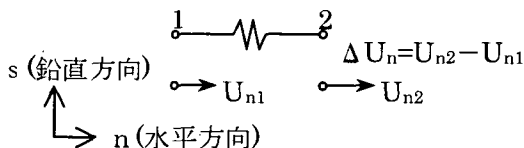


図-9 非線形ばねの構成則

は力の伝達が行われず、初期間隔以上に接近した場合に初めてばね定数 k_n に比例した力が伝達される。なお、このばね定数は鋼材のヤング率 (200kN/mm²) を用いて、延長 1m の鋼材が接触面積 1m² と仮定して設定している。更に、非線形ばねの影響を確認するため、構造物間が剛結された状態及び独立状態(表-4)についても検討する。

強震時における栈橋式岸壁の地震応答の周波数特性を詳細に検討するため、表-5 に示すように各港の記録のうちから大・中・小の3つの加速度レベルの記録を各1波形抽出した。ただし、横浜港については図-4(b)に示した1次モードが卓越する場合(大)と2次以上の高次モードが卓越する場合(大-別)からそれぞれ1波形を抽出している。これらの抽出波形のうち、加速度レベル大の記録のフーリエスペクトルを図-10 に示す。バンド幅 0.8Hz の Parzen ウィンドウで平滑化を行っている。川崎港における栈橋の応答について、栈橋固有周期の 0.33 秒

表-4 構造物間の剛結・独立状態ケース

(a)川崎港			(b)横浜港	
ケース名	海側栈橋-陸側栈橋間	陸側栈橋-土留め間	ケース名	栈橋-土留め間
K-II	独立	独立	Y-I	独立
K-CI	剛結	独立	Y-C	剛結
K-CC	剛結	剛結		

表-5 抽出波形

川崎港	地震発生日	震源	M	最大加速度 ^(注) (Gal)
小	1990/8/23	九十九里海岸	5.2	12.4
中	1989/2/19	茨城県南西	5.6	15.6
大	1987/12/17	九十九里海岸	6.7	86.1
横浜港				
小	1989/3/6	銚子市	6.0	8.0
中	1989/7/9	伊豆半島南東沖	5.5	20.6
大	1989/10/14	伊豆大島近海	5.7	60.7
大-別	1995/7/3	相模湾	5.2	61.6

注)最大加速度は背後地盤地表面(F)の観測値。

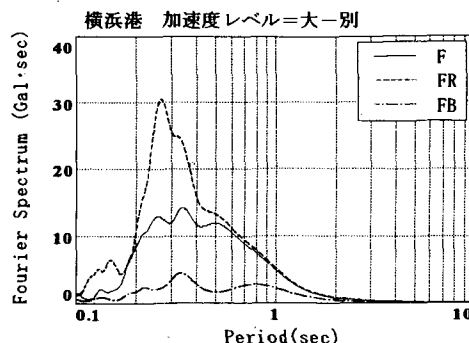
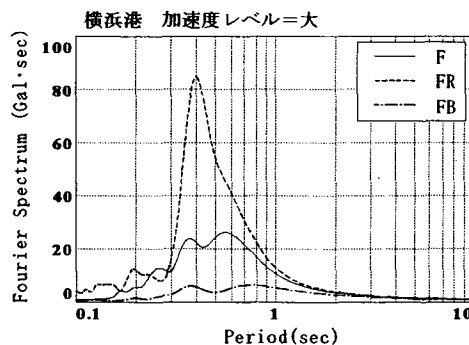
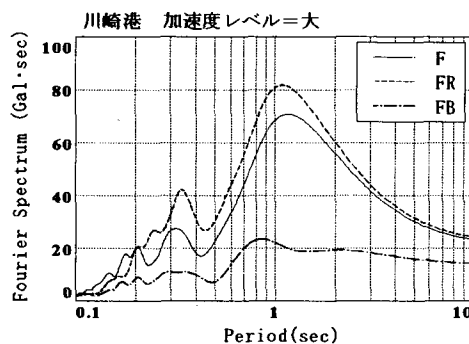


図-10 強震観測のフーリエスペクトル

付近にピークが認められるが、栈橋固有周期と大きく離れた 1.2 秒付近についても、地表面よりも大きな振幅を有する点が注目される。この周期は地盤固有周期に相当し、栈橋の地震応答を考える際には、栈橋のみならず地盤固有周期も影響が強い場合があることを示すものである。

解析モデル底面に入力する波形は、強震時の解析では記録波形(表-5)のうち、地表面で観測された波形を 3. (4)と同様の方法で SHAKE⁷⁾により 2E 波として引き戻した波形を用いる。微動時の解析では、加速度振幅が 50Hz までの全周波数帯域で同様であるホワイトノイズを 2E 波として用い、加振継続時間は 10.24 秒(分解可能周波数 0.098Hz)、時間間隔は 0.01 秒、最大加速度は微小ひずみ時を再現できるように 1Gal を設定する。

4.2 背後地盤の振動特性の検討

強震及び微動観測の栈橋の振動特性を再現するにあたり、解析に用いる地盤の物性値が適切であることを確認した。図-11 は強震時の加速度レベル大における観測基盤 FB に対する地表面 F の伝達関数 F/FB について観測と解析を比較したものである。川崎港については 1 次～3 次の卓越周期で観測と解析が整合しているのが確認できる。横浜港については 1 次卓越周期の一致はよいが、2 次以上については一致していない。この原因としては、地盤物性値の不整合性や解析モデルの基盤層と観測基盤

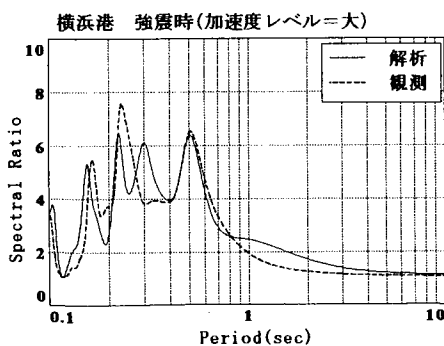
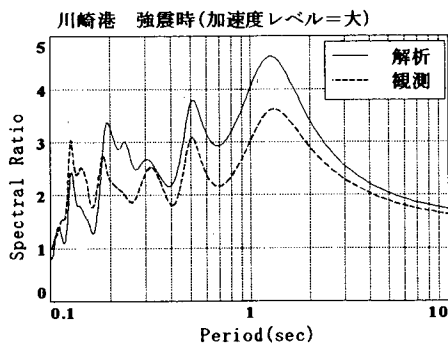


図-11 強震時における背後地盤の振動特性

層の違いなどが考えられるが、1 次固有周期の一致はよいことから以下の検討において問題はないと判断した。さらに、栈橋の各接触状態(表-4)に関して、伝達関数 F/FB はどの接触状態においても変化しない結果が得られており、地盤の固有周期は栈橋の接触状態には影響を受けないことを確認している。

4.3 微動時及び強震時における栈橋挙動の再現性

次に微動時および強震時における栈橋の振動特性の再現性を確認する。微動については背後地表面(川崎港では B60, 横浜港では B40)に対する栈橋 FR の伝達関数 FR/B(図-5における微動観測の H/H スペクトル比)を検討する。強震時については背後地表面(F)に対する栈橋 FR の伝達関数 FR/F を調べる。図-12 及び図-13 はこれら伝達関数(微動時 FR/B, 強震時 FR/F)をそれぞれ川崎港及び横浜港について示したものである。各図の強震時においては川崎港では各加速度大レベルを、横浜港では栈橋の振動特性が異なる大レベルと大-別レベルの 2 種類の波形について、伝達関数において観測結果と解析結果を比較している。解析における渡版等の非線形ばねの初期間隔はゼロと無限大の 2 種類を設定(表-6)している。ここで、初期間隔が無限大とは表-6 に示したように実際には無限大の値ではなく有限の値を用いており、栈橋が独立な状態(K-II, K-CI, Y-I)で強震再現解析を実行し、その結果得られる構造物間の最大接近量(表-7)をもとにして栈

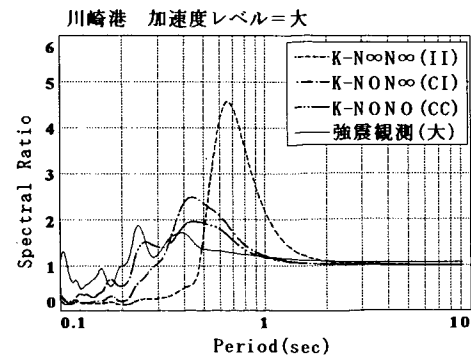
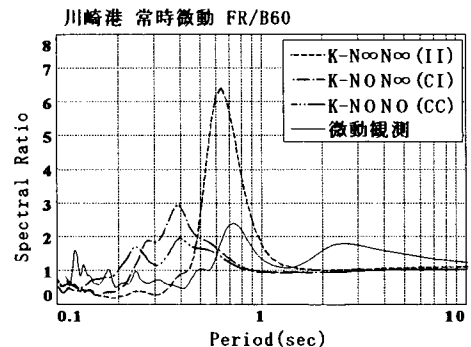


図-12 川崎港の伝達関数 (FR/B60, FR/F)

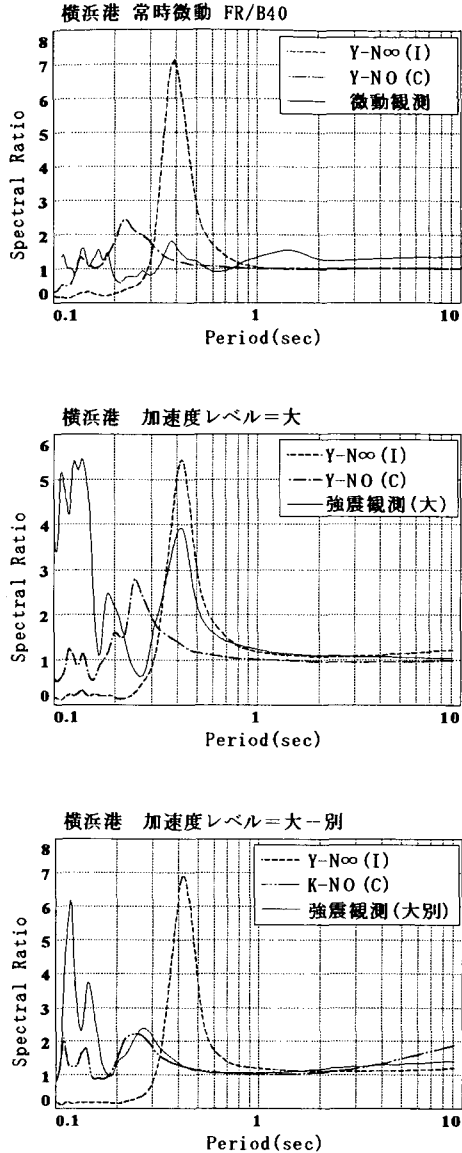


図-13 横浜港の伝達関数(FR/B40,FR/F)

表-6 非線形ばねの初期間隔

(a)川崎港			(b)横浜港	
ケース名	海側栈橋-陸側栈橋間	陸側栈橋-土留め間	ケース名	栈橋-土留め間
K-N0N0	0mm	0mm	Y-N0	0mm
K-N0N∞	0mm	7mm	Y-N∞	6mm
K-N∞N∞	36mm	7mm	Y-N1	0.01~6mm

表-7 強震解析時の構造物間の最大接近量

(a)川崎港			(b)横浜港	
ケース名	海側栈橋-陸側栈橋間	陸側栈橋-土留め間	ケース名	栈橋-土留め間
K-II(大)	35.4mm	3.6mm	Y-I(大)	5.9mm
K-C(大)	-	6.6mm		

※ケース名欄の括弧内は加速度レベルを示す。

橋が独立に挙動できるのに十分な間隔を設定している。なお、初期間隔を無限大(N∞)にした時の振動特性は栈橋が独立に挙動する状態(I)と一致し、初期間隔をゼロ(N0)にした時は栈橋と背後が結合している状態(C)と一致するのを確認している。ここで、初期間隔ゼロと結合状態の伝達関数が一致するのは、初期間隔ゼロの場合には、本モデルにおいては常に非線形ばねの接触時の剛性に対して全体系のレーレー減衰が適用されるため、ある瞬間において非接触状態となっても接触時の減衰が作用し、結合状態時の挙動と同様になるためである。また、栈橋が独立な状態では、初期間隔に正の値が設定されることになるので常に無減衰となる。本来は接触時のみに減衰を適用し、非接触(離れ)時には無減衰とすべきであるが、通常直接積分法を用いた動的非線形解析においては、時刻毎にそのような識別を行うのは困難である。そのため、本研究では動的解析の全時刻を通して非線形ばねの接触時剛性に対し、減衰有り(初期間隔ゼロ)か無減衰(初期間隔正值)かのいずれかの条件を適用している。

図-12及び図-13より、栈橋の卓越周期は栈橋が独立な状態か結合した状態のいずれかの状態のみで基本的再現できるのが確認できる。具体的には、常時微動時は両港とも栈橋が独立な状態(K-N∞N∞及びY-N∞)、強震時は川崎港では栈橋間が一体となった状態(K-N0N∞またはK-N0N0)、横浜港においては栈橋が独立な状態(Y-N∞)と栈橋-背後間が一体となった状態(Y-N0)の2つの異なる状態が1次卓越周期の一致がよい結果となった。川崎港については、栈橋と背後を独立とした状態(K-N0N∞)では2次以上の卓越周期が整合しないケースがあり、栈橋と背後間が一体となったケース(K-N∞N∞)では高次の卓越周期もよい一致を示した。なお、図-12及び図-13において栈橋の卓越周期が一致した時点の加速度スペクトル比が観測と異なるのは、後述の検討で示すように栈橋構造物に設定した減衰と非線形ばねの初期間隔が実際と異なるためと考えられる。

図-14 は各種卓越周期を観測結果と比較したものである。高次の卓越周期が判別しがたい場合はプロットを省略している。川崎港では、1次から3次までのFR/Fの卓越周期だけでなくFR/FB及びF/FBについても良く整合している。横浜港では、2次以降の卓越周期に若干のずれが見られるものの、1次の卓越周期に関しては比較的良く整合している。以上の再現結果より、常時微動時において栈橋が独立な状態であっても、強震時には独立な状態のままの場合と接触する場合の両方の可能性があり、渡版の影響を考慮に入れた解析も必要であるといえる。さて、ここまでの検討は非線形ばねの初期間隔がゼ

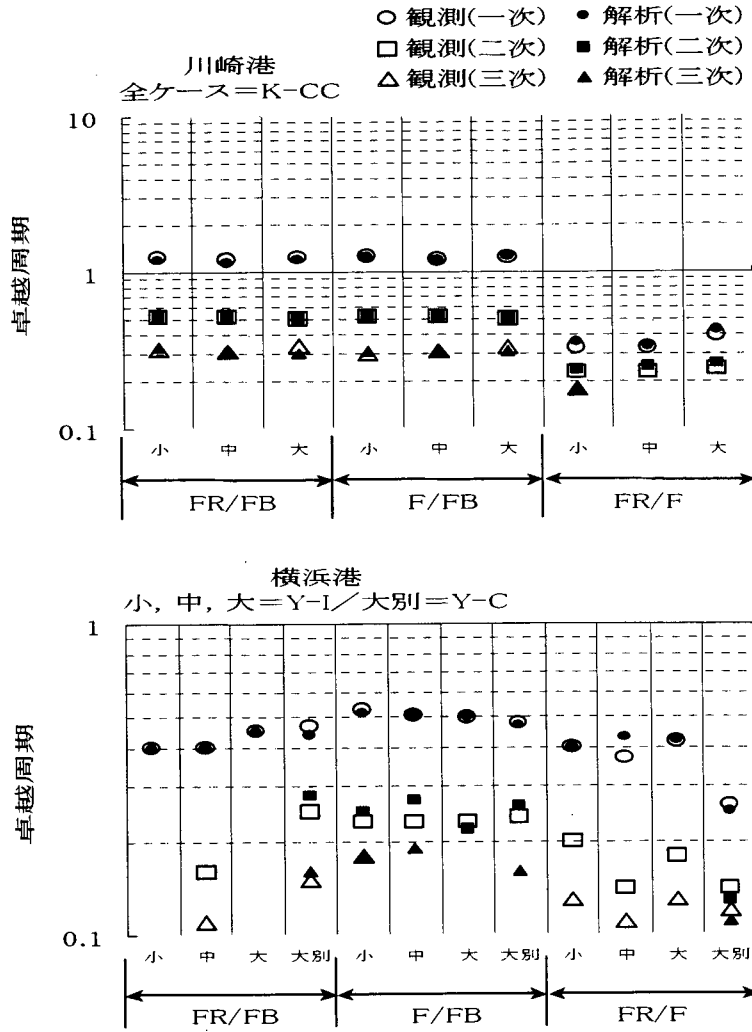


図-14 強震時振動特性再現後の卓越周期

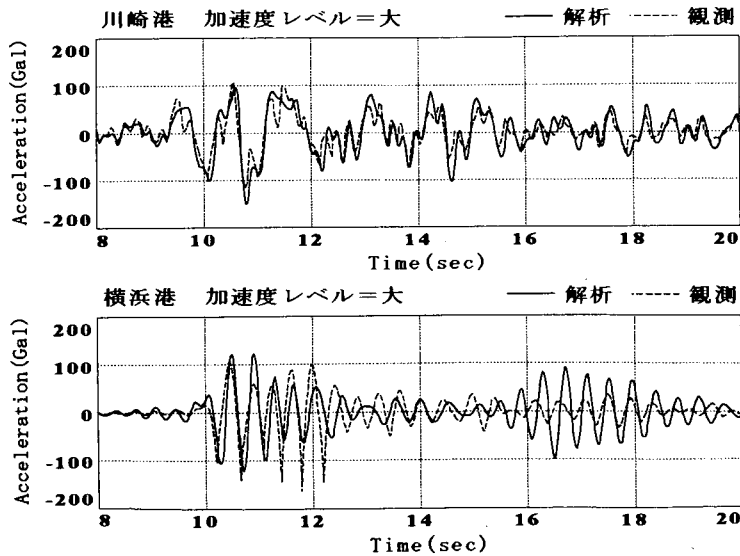


図-15 栈橋の加速度時刻歴 (主要時刻)

ロカ無限大の2通りについてであった。この時の栈橋の加速度波形を観測記録と解析結果とで比較すると、図-15のようになる。川崎港では振幅及び位相ともに良く整合しているが、横浜港では主要動の位相は整合しているものの、振幅に関しては整合性が見られない。これは、伝達関数の振幅についても同様のことがいえ、原因として非線形ばねの初期間隔と栈橋の減衰が考えられる。そこで、横浜港についてこれら2つの影響を調べた。その結果が図-16である。図の左列は栈橋の初期間隔に対する卓越周期の変化を示し、右列は初期間隔により変化する各卓越周期におけるスペクトル比(増幅率)を示している。ここでは、栈橋には系全体と異なる個別の減衰を与えて

おり、凡例に示した減衰は栈橋に対する値である。栈橋のレーレー減衰の計算には、栈橋の固有周期として0.4秒を仮定している。この時、栈橋減衰 0.8%は背後地盤の初期減衰と1次固有周期を基に設定したレーレー減衰($\alpha=0, \beta=0.001$)を栈橋に適用したときの減衰に相当する。図より次の点が指摘できる。①初期間隔の増加に伴い卓越周期は長周期化し、スペクトル比は増加する。初期間隔がある程度大きくなると卓越周期は独立時の卓越周期に等しくなる。②卓越周期に関する栈橋の減衰の影響度は低い(ただし、加速度レベル中における $h=0.8\%$ 時を除く)。③初期間隔の増加に伴い卓越周期が長周期化する際、スペクトル比に対する減衰の影響が大きくなる。

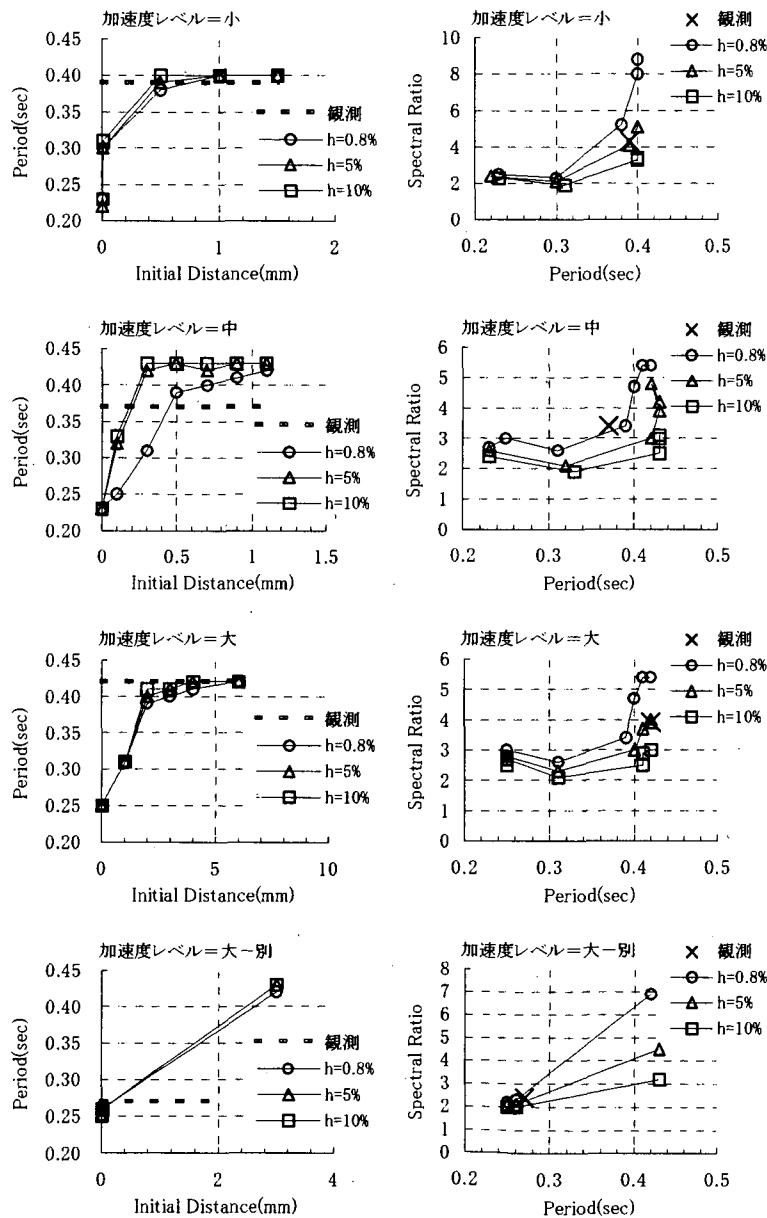


図-16 初期間隔及び栈橋減衰の影響

以上から適切な初期間隔と減衰を与えれば、栈橋の振動特性をより正確に再現できることが示唆される。加速度レベル=大について、栈橋の減衰を図-16の結果より5%と設定したうえで、初期間隔による影響を検討したところ、初期間隔を4mmに設定した場合が観測結果と最も整合する結果となった。初期間隔6mmの独立時(Y-N ∞)と初期間隔4mm(Y-N1)の結果を図-17及び図-18に示す。図-17では、1次の卓越周期とそのスペクトル比はいずれの初期間隔においても観測と一致しているが、独立時では再現できなかった高次の卓越周期(0.15秒付近及び、0.2秒付近)が、初期間隔4mm時に観測結果と整合する結果となることがわかる。ただし、加速度スペクトル比については観測と異なるが、これは初期間隔または栈橋の減衰がまだ実際と一致していないためと考えら

れる。図-18では、減衰を5%としたことにより減衰0.8%時(図-15)に比べて独立時の波形においても観測結果に近づいているが、初期間隔4mm時には特に渡版の衝突により生じたと思われる波形(時刻10~12秒付近)に関して更によく整合しているのが確認できる。このように、栈橋の地震応答再現性は非線形ばねの初期間隔を変化させることにより再現することが可能であるが、将来発生する地震に対しては現時点において確定的な解析手法を提示することは困難である。このため、設計において本手法を用いる際には、非線形ばねの初期間隔を複数設定して解析を行い、栈橋の応答加速度及び杭の発生断面力に関して安全側の結果を採用するなどの措置が必要となる。

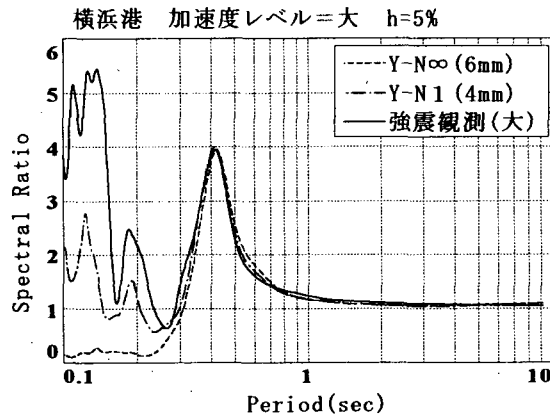


図-17 伝達関数 FR/F の初期間隔の影響

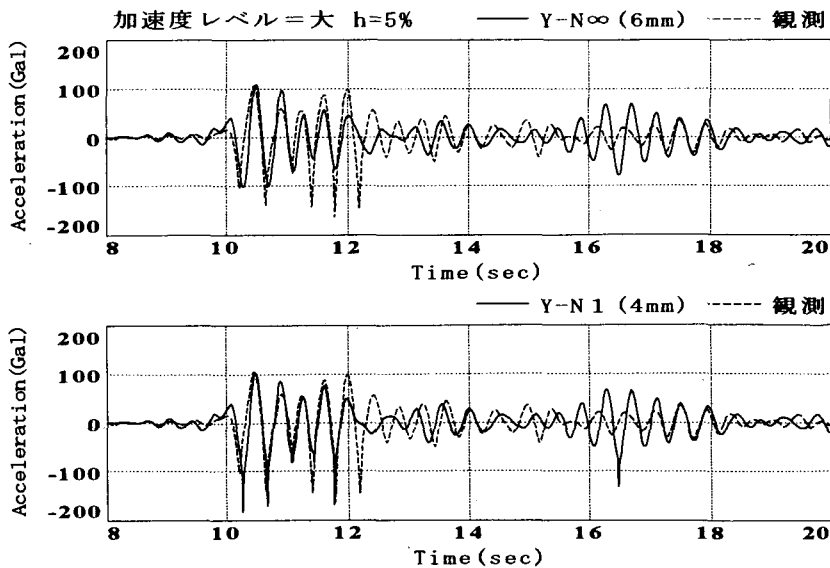


図-18 加速度波形 FR の初期間隔の影響

4.4 地震応答解析に基づく耐震性評価の検討

次に、非線形ばねの初期間隔の変化が栈橋杭の断面力に及ぼす影響について検討する。図-19は横浜港の加速度レベル=大の強震時解析結果を例に(ただし栈橋の減衰は5%を設定)、杭頭モーメントが最大となる時刻断面での曲げモーメント分布を示したものである。なお、ここで扱う杭の断面力は振動特性による影響検討を容易にするため、動的成分のみで常時における成分は含まないものとする。図より、どの初期間隔についても杭頭と地中の2箇所所で最大となっているのが確認できる。図-20は各加速度レベルの杭頭モーメントについて初期間隔による影響を調べたものであるが、加速度レベルの変化に対する初期間隔と杭頭モーメントの増減関係は傾向が一樣でないことがわかる。この結果は、現行設計法における渡版を無視した状態が必ずしも安全側の設計としないことを意味する。杭頭モーメントの発生メカニズムを詳細に調べるため、加速度レベルが大のケースと大-別のケースを例に初期間隔0.01mm(初期間隔がほぼゼロで非線形ばねの減衰を考慮しない状態)と6mm(栈橋が独立な状態)について中央杭の杭頭モーメント時刻歴を抽出した(図-21、図-22)。図中、最大モーメント発生時の位置を黒丸で、推定振動中心線を太線で表示している。いずれのケースでも主要動開始時に振動中心線が上昇し、その後栈橋の振動により杭頭モーメントが最大となっている。振動中心線の上昇は地震の主要動により発生する

ものと考えられるが、その要因は初期間隔6mmでは自重解析による地盤の初期応力状態から、海底面下の地盤の静的な円弧滑りの変形によるものと考えることができ、初期間隔0.01mmではこれに加えて背後の土留め工の静的な変形(海側への変位)による影響を受けたものと考えられる。一方、栈橋の振動は上記(3)で再現した時の振動特性が直接反映されている。ただし、各図中に杭頭モーメントが最大となる時刻付近の平均周期を示したが、この周期は伝達関数FR/FやFR/FBの卓越周期ではなく、栈橋FRのフーリエスペクトルの卓越周期に相当する。全体的な傾向として、初期間隔6mmでは栈橋が自由振動しているため伝達関数FR/Fの卓越周期とほぼ同じ周期0.4秒付近で振動し、その振幅も増幅しやすい傾向を示すが、初期間隔0.01mmでは栈橋が背後と一体に挙動するため周期は0.28~0.34秒に短くなり、その振幅も自由振動時に比べ小さくなる傾向を示す。以上より、杭頭モーメントは上記の海底面下地盤及び土留め工の変形によるものと栈橋の振動特性によるものとに分けることができ、その最大値は両者の組合せにより評価できるのがわかる。現状においては、これらを簡易的に評価する方法は確立されていないので、本研究のように渡版を考慮して地震応答解析により評価するのが妥当である。ただし、実務においては解析コストの負荷が大きいと考えられるため、今後本研究成果等をもとにした簡易評価の検討が必要であろう。

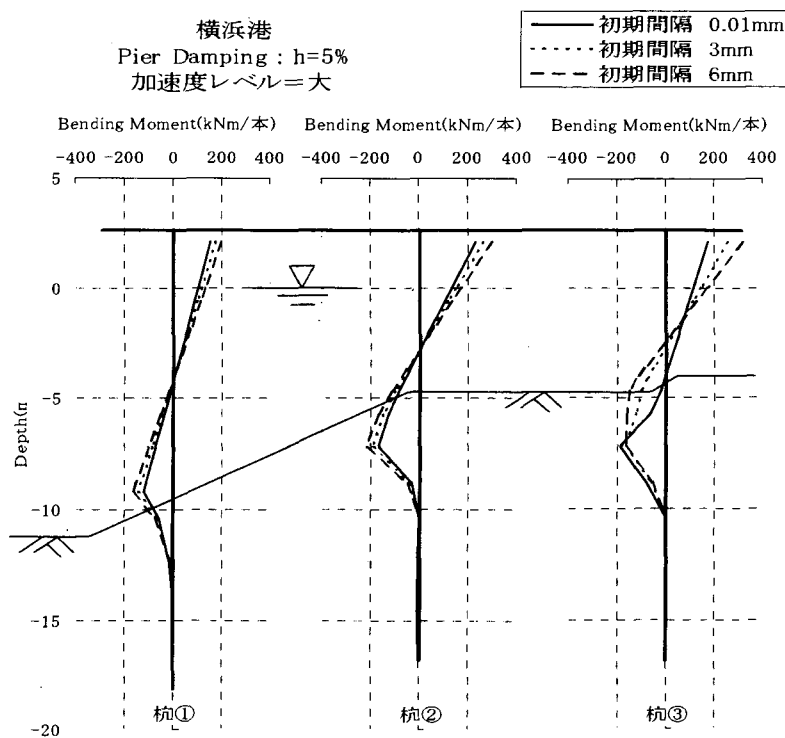


図-19 栈橋杭の曲げモーメント分布

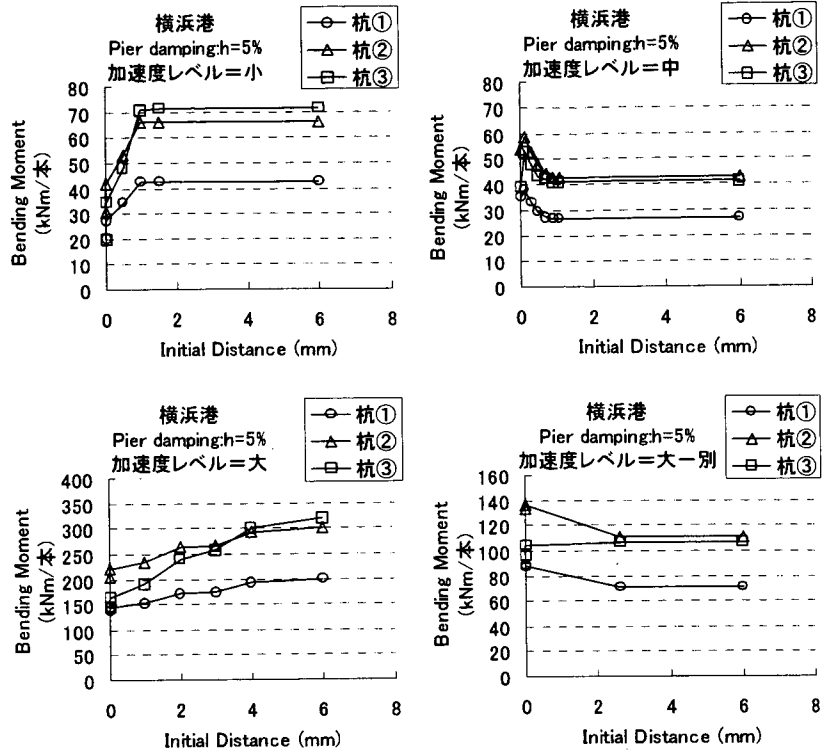


図-20 杭頭モーメントの初期間隔による影響

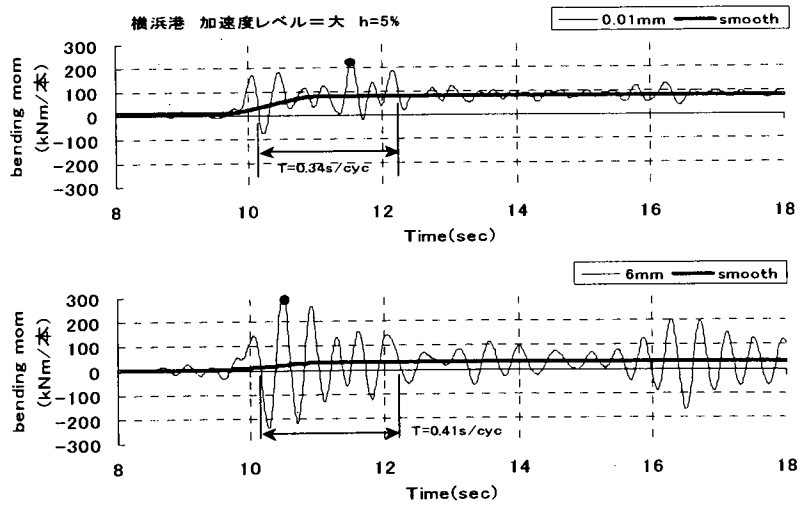


図-21 中央杭頭モーメント時刻歴(大)

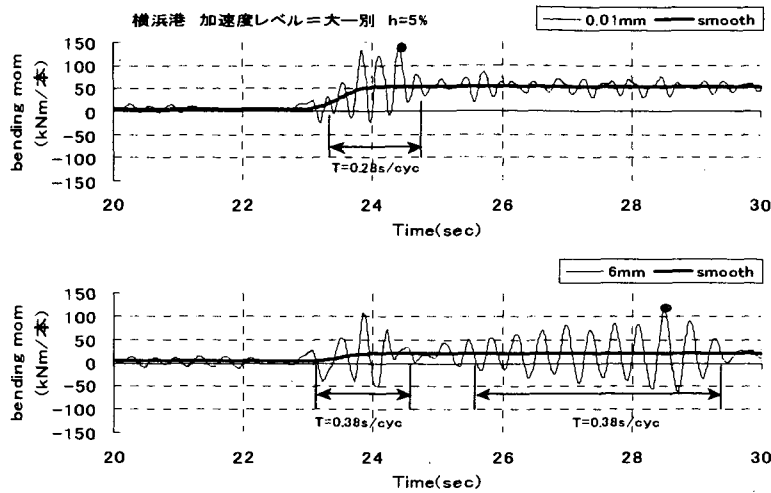


図-22 中央杭頭モーメント時刻歴(大一別)

本研究では、渡版を非線形ばねでモデル化することにより、強震観測で得られた栈橋の振動特性を2次元地震応答解析により再現することができたが、新たに設計する栈橋式岸壁に対しては非線形ばねの初期間隔を適切に設定する必要がある。その設定方法には例えば、①設計上の構造物間の間隔を初期間隔として自重解析を行い、その結果の間隔を常時の初期間隔と見なして地震応答解析を行う方法、②自重解析時には構造物間の非線形ばねは考慮せず、常時の初期間隔として、a)ゼロ、b)渡版が落下しない最大間隔、c)栈橋が独立挙動するのに十分な間隔等想定し得る初期間隔を設定し、それぞれについて地震応答解析を行う方法などが考えられる。この栈橋の初期間隔を考慮した耐震照査法の概略フローを図-23に示す。また、本研究で扱った強震記録の基盤加速度レベルは、実際の設計用地震動の基盤加速度レベルよりも小さい。実設計での耐震照査において本研究で用いた解析条件について注意する必要があるのは、①地盤の液状化、②杭間地盤の3次元効果、③杭の非線形挙動の3つである。①と③は解析パラメータを適切に設定すれば対応可能である。②については現状においてもその評価が困難であるため、杭の断面力照査に関して安全側の評価となるよう、本研究と同じ条件(表-3のケース番号3)を用いることが考えられる。解析に用いる栈橋の減衰には本研究成果の範囲からは5%程度が適当である。なお、本フローは新規構造物の設計時、既設構造物の耐震性能照査時のいずれにおいても適用可能であるが、既存施設を対象とする場合には常時微動観測を併用し、常時微動時における栈橋応答の再現性をあらかじめ確認しておくことが望ましいであろう。

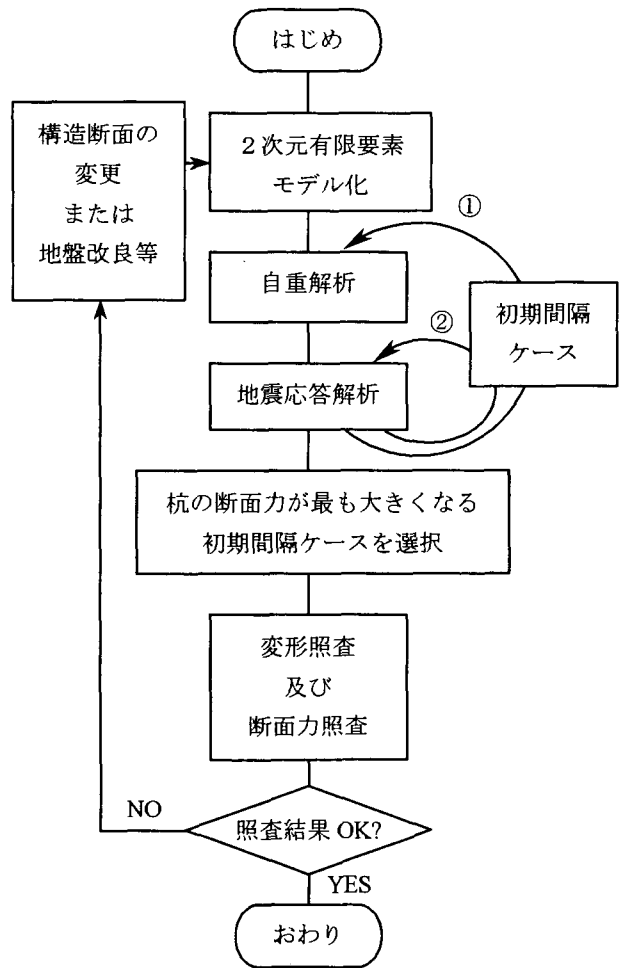


図-23 耐震照査法の概略フロー

5. まとめ

本研究により得られた知見をまとめると次の通りである。

- ① 栈橋の固有周期は、現行設計法の定義である海底面+ $1/\beta$ における固有周期に概ね近いものの、今回対象とした栈橋については仮想海底面を固定点とした方が観測による固有周期に近い結果を与える。また、通常の構造形式の栈橋の固有周期は、微動 H/H スペクトルより推定することが可能である。
- ② 杭-上部工のラーメンモデルとしての振動特性をもとに設計震度を定める現行設計法の規定は、本研究で対象とした栈橋については危険側の評価となる場合があった。このため、今後さらに検討が必要である。
- ③ 栈橋の振動特性を2次元地震応答解析により評価する際には、上部工と背後地盤の間に敷設される渡版の影響を適切にモデル化することが必要である。本研究においては、渡版部分に非線形ばね要素を組み込んだ解析を行うことにより、栈橋の振動特性を再現することが可能であることを示した。
- ④ 非線形ばね要素における構造物-背後地盤の初期間隔は、栈橋の地震応答特性に及ぼす影響が大きい。また、初期間隔に対する栈橋の地震応答の再現性は、地震波形ごとに異なり、現時点では確定的な地震応答照査方法を提示することは困難と考えられる。このため、本研究によるモデルを用いて栈橋式岸壁の耐震性能照査を行う際には、非線形ばね要素と与える初期間隔を複数設定して解析を行い、栈橋の応答加速度及び杭の発生断面力に関して安全側を採用するなどの工夫が必要である。

6. おわりに

本研究により、現行設計法における栈橋式岸壁の耐震設計法および耐震性能照査方法には改善の余地があることが明らかとなった。2次元地震応答解析による栈橋式岸壁の耐震性能照査については、本研究において提案した手法を用いることにより、より合理的な照査を行うことが可能になると考えられる。今後は、栈橋式岸壁の応答スペクトルなどを用いた簡易式の耐震設計法について、より合理的な手法を構築するための研究を行う予定である。なお、本研究の実施に当たり、常時微動観測は運輸施設整備事業団基礎研究制度の助成を受けた。

(平成 14 年 11 月 15 日)

参考文献

- 稲富隆昌, 高木保志, 風間基樹(1988): 鋼直杭式栈橋の地震観測と動的解析, 港湾技研資料, No.615.
- 運輸省港湾局監修, 日本港湾協会(1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説.
- 国生剛治, 本山隆一(1998): 等価線形解析の大ひずみレベルへの適用の試み(せん断剛性比, 減衰定数のひずみ依存性の定式化), 第33回地盤工学研究発表会, pp.773-774.
- 佐藤幸博, 長尾 毅(2001): 港湾地域鉛直アレー強震観測記録を用いた地震時の地盤非線形特性に関する解析的研究, 第36回地盤工学研究発表会, pp.2349-2350.
- 佐藤幸博, 長尾 毅(2001): 港湾地域鉛直アレー強震観測記録を用いた地震時の地盤非線形特性に関する解析的研究(その2), 土木学会第56回年次学術講演会 I-B, CD-ROM.
- 善 功企, 山崎浩之, 佐藤 泰(1990): 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性, 港湾技術研究所報告Vol.29, No.2, pp.85-118.
- 高原裕一, 岸良安治, 井福周介, 一井康二, 神 薫(1999): 常時微動観測による既設栈橋の振動特性の検討(観測編), 土木学会第54回年次学術講演会 I-B, pp.238-239.
- 田代聡一, 井合 進, 一井康二, 井福周介, 高原裕一(1999): 常時微動観測による既設栈橋の振動特性の検討(解析編), 土木学会第54回年次学術講演会 I-B, pp.166-167.
- 南兼一郎, 高橋邦夫, 園山哲夫, 横田弘, 川端規之, 関口宏二, 辰見ター(1997): 神戸港における横栈橋の被害調査と動的相互作用解析, 第24回地震工学研究発表会, pp.693-696.
- 森田年一, 井合 進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博(1997): 液状化による構造物被害予測プログラム FLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料No.869.
- 横田 弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 川端規之(1998): 鋼管杭式横栈橋の耐震設計法に関する考察, 構造工学論文集Vol.44A, pp.1613-1622.
- 横田 弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 高橋邦夫, 川端規之(1998): 鋼管杭式栈橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察, 港湾技術研究所報告Vol.37, No.2, pp.75-130.
- Kokusyo, T. (1987): In-situ dynamic soil properties and their evaluations, Proc. 8th Asian Regional Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp.215~240.

- Kokusho, T., Sato, K. and Matsumoto, M. (1996) : Nonlinear dynamic soil properties back-calculated from strong motions during Hyogoken Nanbu Earthquake, *Proc. 11th World Conf. Earthquake Engineering*.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972) : SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, *Report No. ERRC 72-12, col. of Eng.*, University of California at Berkeley, Dec.
- Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, Tomohiro Kameoka (1990) : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Report of The Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.27-56.
- Touhata, I. and Ishihara, K. (1985) : Modelling soil behaviour under principal stress axes rotation, *Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanic*, Nagoya, pp.523-530.