

ニューマチックケーソン式横棧橋の 地震時挙動および耐震性能照査法に関する研究

大石 雅彦¹・長尾 毅²・茂木 浩二³・大内 正敏⁴・佐藤 祐輔⁵・清宮 理⁶

¹オリエンタル白石(株) 施工・技術本部技術部 (〒135-0061 東京都江東区豊洲5-6-52)

E-mail:masahiko.oishi@orsc.co.jp

²国土交通省国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail:nagao-t92y2a@ysk.nilim.go.jp

³アイテックコンサルタント(株) 〒169-0004 東京都新宿区大久保1-7-18)

E-mail:shigekiki@itc-consul.com

⁴オリエンタル白石(株) 施工・技術本部技術部 (〒135-0061 東京都江東区豊洲5-6-52)

E-mail:masatoshi.ouchi@orsc.co.jp

⁵オリエンタル白石(株) 施工・技術本部技術部 (〒135-0061 東京都江東区豊洲5-6-52)

E-mail:yusuke.satou@orsc.co.jp

⁶早稲田大学建設工学専攻 (〒169-8855 東京都新宿区大久保3-4-1)

E-mail:k9036@waseda.jp

ニューマチックケーソンを基礎に適用した港湾施設の横棧橋を対象に、FEMによる動的解析を実施し、地震時の挙動を検討した。その結果、ケーソン基礎は剛体としてロッキング挙動することが確認できた。さらに、本工法を適用した横棧橋におけるレベル1地震時の簡易な設計法を動的解析と比較検討することにより提案した。

Key Words : caisson foundation, wharf, natural frequency, earthquake resistant design

1. はじめに

本文で検討の対象としているニューマチックケーソン工法は、我が国の道路橋基礎等の代表的なものの1つである。

港湾施設の岸壁、棧橋等での本工法の適用は、1955年～1960年頃に神戸港突堤や東京港埠頭の幾つかあるのみで、最近ではほとんど実績はない。これは、鋼管杭基礎を用いた棧橋等と比較すると施工設備が複雑であることなどが原因と考えられるが、鋼管杭基礎による棧橋は地震動の作用によって地中部で塑性した事例がある¹⁾ことを考慮すると、基礎本体の剛性が大きいことが特徴のニューマチックケーソン工法は、今後の港湾構造物の大水深化に伴い、棧橋等への適用対象として候補となり得ると考えられる。

このような背景のもと、筆者らは港湾施設への本工法の適用性を検討しており、岸壁²⁾および横棧橋の基礎³⁾として適用可能なことを報告している。最近の本工法の適用事例はほとんど無いことから、地震時の挙動は明らかにされていない。そこで、本研

究では、横棧橋を対象に動的解析によりケーソン基礎の動的挙動を検討し、簡易耐震性能照査法の構築に向けた検討を行った。

我が国の港湾構造物の耐震設計は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁴⁾(以下、港湾基準と称する)に基づいて実施されている。港湾基準には、代表的な基礎工法である杭基礎や重力式タイプの直接基礎等の耐震性能照査法が記述されている。具体的には、レベル2地震動に対する性能照査法はFEMによる有効応力解析が標準的な方法とされているが、レベル1地震動に対しては構造形式別に变形特性等を考慮した異なる手法が標準的な方法として採用されている。但し、本研究で対象としている地盤に根入れを有するケーソン基礎については具体的な耐震性能照査法は示されていない。このため、レベル2地震動に対する性能照査は他の構造形式と同様にFEMによる有効応力解析とすることが考えられるものの、レベル1地震動に対しては標準的な方法が存在しない状況であるといえる。通常設計実務では、複数ある構造形式からまず簡易照査によって候補となる構造形式を絞り込んだうえで詳細な検討が行われるため、ケーソン基礎について簡易耐震性能照査

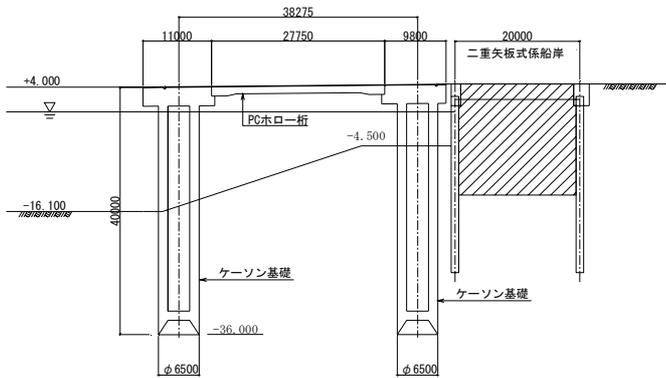


図-1 棧橋構造

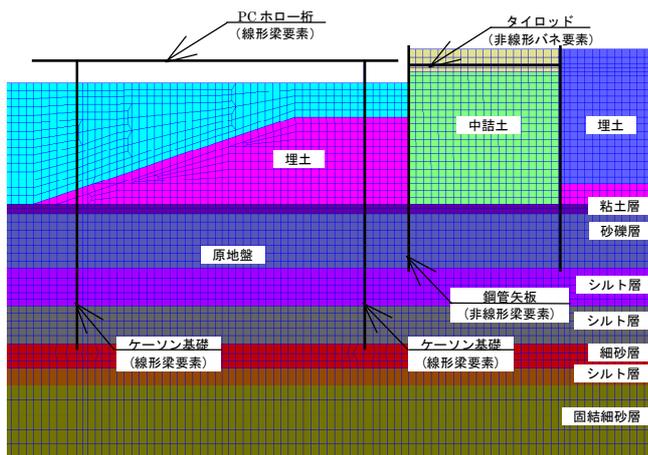


図-2 解析モデル

法を構築する必要があるといえる。なお、本文では、重力式係船岸で多く使用される設置式のケーソンではなく、地盤に根入れのあるニューマチックケーソンをケーソン基礎として称している。

2. 解析対象とモデル化

(1) 解析対象

今回、解析対象としたのは、既設の二重矢板式係船岸の前面にケーソン基礎として使用した横棧橋である。検討に用いた構造概要を図-1に示す。横棧橋の法線直角方向は径間長38.275mの1径間とし、 $\phi 6.50\text{m}$ のケーソン基礎により支えている。法線方向には20.0mピッチにケーソン基礎を設け、棧橋1ブロックの寸法は径間長で、 $38.275\text{m} \times 20.0\text{m}$ とした。ケーソン頂部は、幅11.0m、厚さ3.0mのPC箱桁で連結されている。また、法線直角方向にはPCホロー桁を設置し、法線方向のPC箱桁と固定結合する構造となっている。地盤の固有周期を1/4波長則で評価すると0.53sである。

(2) モデル化

動的解析は、2次元有効応力解析プログラムFLIP⁵⁾を用いて法線直角方向について実施した。解

表-1 地盤パラメータ

標高 (m)	土層名	湿潤密度	基準有効拘束圧	基準初期せん断剛性	粘着力	内部摩擦角
		ρ (t/m ³)	$\sigma_{ma'}$ (kN/m ²)	G _{ma} (kN/m ²)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
-13.46	埋土	2.0	98	50 700	0	38
-13.46	中詰土	1.4	54	34 000	100	0
-17.50	粘土	1.9	161	24 440	0	30
-24.70	砂礫	1.9	196	96 590	0	42
-29.70	シルト	1.7	235	86 560	255	0
-34.70	シルト	1.8	261	102 480	301	0
-38.00	細砂	1.8	287	126 390	0	36
-40.30	シルト	1.9	306	112 200	330	0
-43.00	細砂	1.8	342	156 780	0	42

表-2 液状化パラメータ

ϕ_p (°)	W_1	p_1	p_2	c_1	S_1
28	5.043	0.5	0.996	2.059	0.005

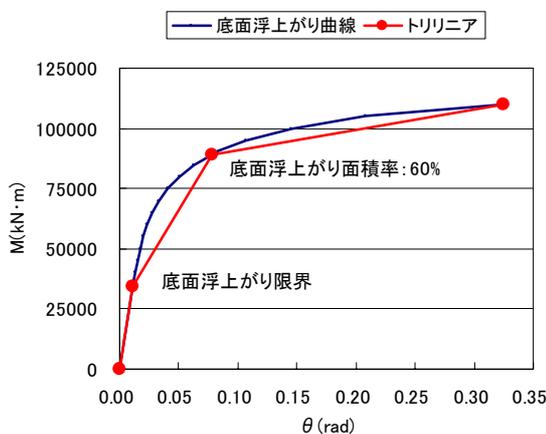


図-3 底面の M- θ 関係

析モデルの主要部を図-2に示す。ケーソン基礎およびPCホロー桁からなる棧橋は線形梁要素でモデル化した。ケーソン基礎、ホロー桁の曲げ剛性EIはそれぞれ $6.7819 \times 10^9 \text{kN} \cdot \text{m}^2/\text{基}$ 、 $3.3635 \times 10^6 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ である。ホロー桁には中心位置にクレーン質量として1820tが上載している。1ブロック当たりのホロー桁、1基当たりのケーソン基礎の自重はそれぞれ4721.0t、1820.0tである。

二重矢板式係船護岸を構成する鋼管矢板は非線形梁要素に、タイロッドは非線形バネ要素にモデル化した。鋼管矢板の非線形性はバイリニア型にモデル化し、初期の曲げ剛性EIは $1.3560 \times 10^5 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ 、降伏曲げモーメントMは $3290 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ 、降伏後の曲げ剛性EIは $135.6 \text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ である。二重矢板のタイロッドは、圧縮力には抵抗しないようにモデル化し、引張りにおけるバネ定数は $1.0380 \times 10^5 \text{kN}/\text{m}$ である。

棧橋頂部と護岸頂部の間には渡版がある。棧橋頂部と渡版の隙間は0.1m程度あることから、渡版はモデル化していない。

FLIPで使用した地盤パラメータを表-1に示す。

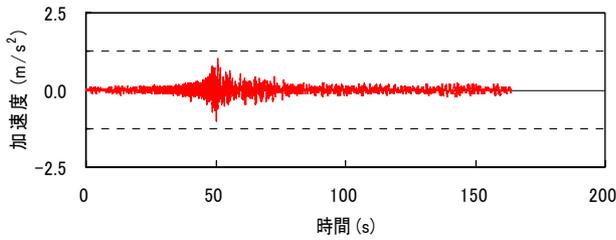


図-4 入力加速度

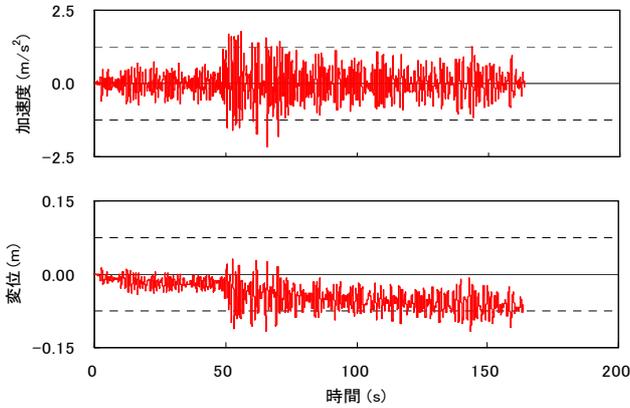


図-5 栈橋頂部の応答加速度および変位

FLIPにおける地盤の非線形性は、双曲線型のせん断応力-ひずみ関係でモデル化されている。初期せん断剛性は初期拘束圧に対応して設定した。埋土は液状化対象層であり、表-2に示す液状化パラメータを設定した。これらの地盤パラメータは、森田らの提案する方法⁶⁾に準じて設定した。

栈橋の法線方向のケーソン基礎は20mピッチに設置されているため、法線直角方向の解析においては、ケーソン基礎間を地盤がすり抜けることとなる。この現象をモデル化するため、ケーソン基礎と地盤の間には、杭-地盤相互作用バネ⁷⁾を用いてモデル化した。相互作用バネ値は、ケーソン径と法線方向のピッチによって決定される。ケーソン基礎底面においては、鉛直方向の変位が地盤と同じになるように結合した。

ケーソン基礎の特徴は直接基礎と同様に、水平荷重に抵抗する基礎底面地盤の回転抵抗が、基礎全体の回転抵抗に対して大きな比率を占めることである。この基礎底面地盤の回転抵抗を精度良く評価するため、ケーソン基礎の浮上りを考慮した非線形の回転バネによりモデル化した。底面のモーメント M と回転角 θ の関係は底面浮上り直前までは直線であるが、浮上り後は曲線となる。

この曲線は図-3に示すようにトリリニア型のモーメント M と回転角 θ の関係に設定した。図-3の M - θ 関係において、第1折れ点はケーソン基礎底面の地盤からの浮上りを示している。道路橋示方書⁸⁾では、水平力を受けるケーソン基礎の降伏の目安は基礎底面の地盤からの浮上り面積率が60%としており、第2折れ点はこの降伏に相当するものとした。

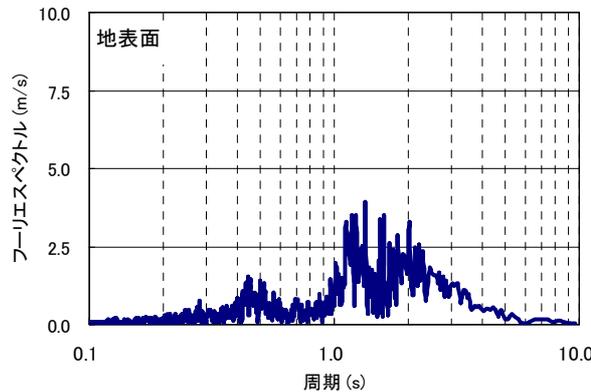
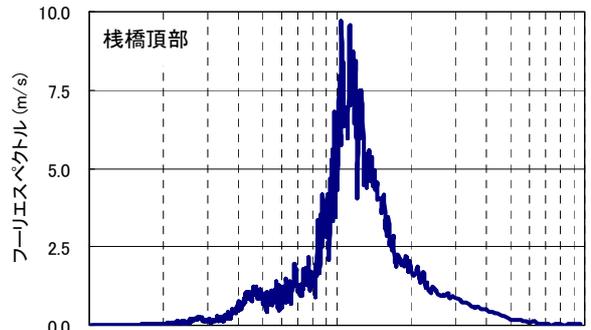
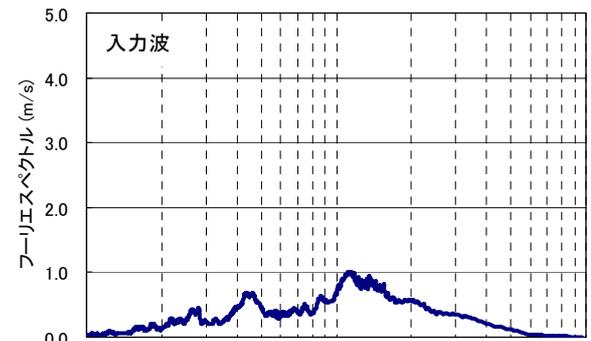


図-6 フーリエスペクトル

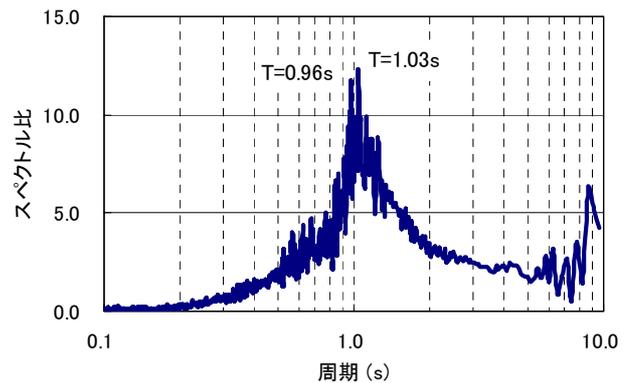


図-7 入力加速度に対する栈橋頂部のスペクトル比

解析領域の下面は工学的基盤となる固結細砂層で標高-43.0m位置に粘性境界、側面は粘性+反力境界とし、水平方向の解析領域幅は栈橋中央に対して左右それぞれ150m位置に設定した。

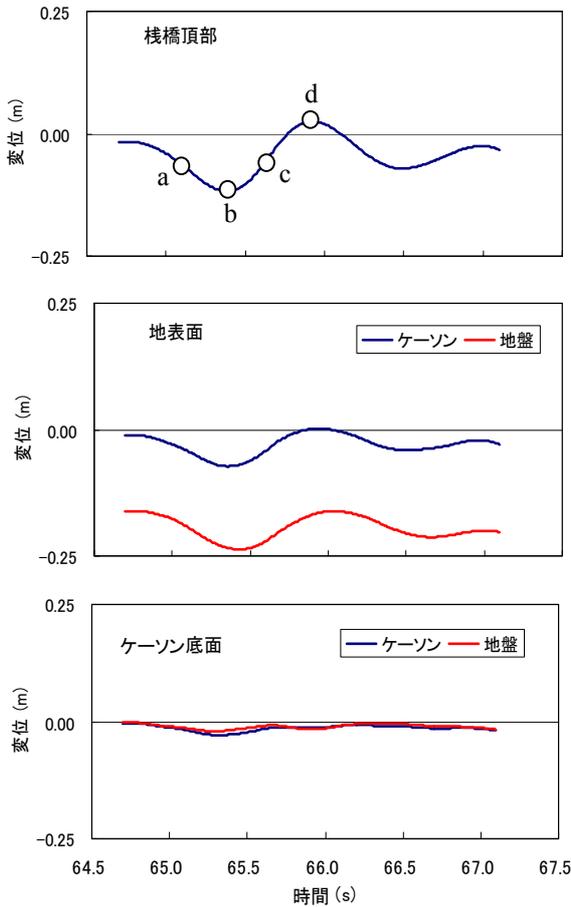


図-8 応答変位

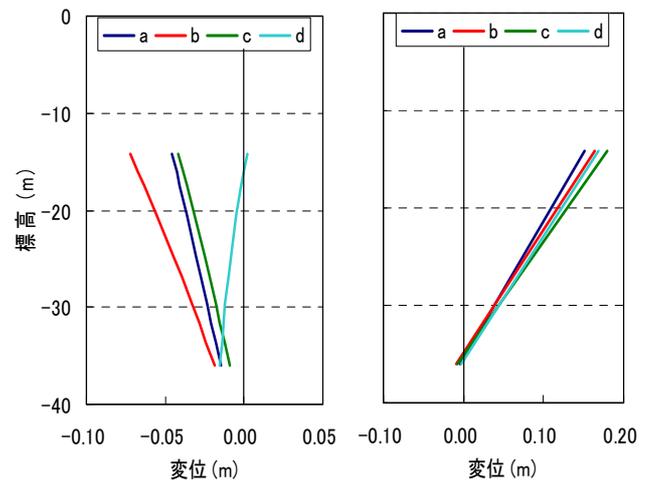


図-9 応答変位の深度方向分布

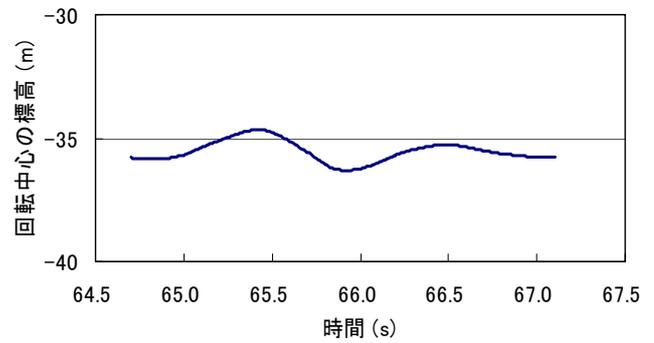


図-10 回転中心

3. 地震応答解析

(1) 解析手順

解析手順は、①原地盤、②二重矢板式係船岸中詰土、③係船岸前背面埋土の3段階の自重解析を行い、4段階目に地震応答解析を行っている。入力地震動は、港湾における東京港の波形として公開されているもののうち図-4に示す東京港③の地震波 (<http://www.ysk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/>, 最大加速度: 1.82m/s^2) を使用した。数値解析の安定化に用いるレーレー減衰のパラメータは $\alpha=0$, $\beta=0.004$ とし、時間積分はWilsonの θ 法 ($\theta=1.04$) を用い、解析時間ステップは $\Delta t=0.01\text{s}$ とした。

(2) 解析結果

栈橋を支持するケーソン基礎は海側と陸側の2種類に分類できるが、本文では地盤への根入れ長が短い海側のケーソンを検討対象とした。

図-5に栈橋頂部の応答加速度と応答水平変位を示す。応答加速度は入力加速度が最大となる時刻 $t=50\text{s}$ 付近から大きくなり、時刻 $t=65.88\text{s}$ に絶対値の最大値 -2.15m/s^2 が発生している。ここで、負の符号は、海側への方向を示している。応答変位は、応

答加速度と同様に時刻 $t=50\text{s}$ 付近から大きくなっているが、その後、海側への変位が大きくなり、 $t=65.38\text{s}$ に絶対値の最大値 $\delta=-0.117\text{m}$ が発生している。最終的な海側への残留変位はおおよそ $\delta=0.06\text{m}$ である。

入力加速度、栈橋頂部および地表面位置の加速度フーリエスペクトルを図-6に示し、入力に対する栈橋頂部のスペクトル比を図-7に示す。ここで、地表面位置は自由地盤部である。栈橋頂部のスペクトル比に着目すると、 0.96s と 1.03s 付近にスペクトル比のピークが見られる。

海側への変位が最大となる時刻付近に着目し、変位挙動がほぼ2サイクル繰返す時刻 $t=64.70\text{s} \sim 67.1\text{s}$ の応答変位を図-8に示す。ここにb点が栈橋頂部の最大変位となる時刻である。地表面において、ケーソン基礎と地盤の変位を比較すると、地盤変位がケーソン基礎変位に比べて 0.15m 程度大きく、ほぼ同じ変位差のままで挙動している。両者とも、周期は約 1.3s である。地盤がケーソンに比べて先に変位し、その位相差は 0.1s 程度ある。ケーソン底面においては、地表面とは異なり、ケーソンの方が僅かに大きいことがわかる。

時刻 a(65.12s)、b(65.38s)、c(65.60s) および d(65.92s) の深度方向における地表面以下のケーソン基礎の変位分布を図-9に示す。ケーソン基礎の変

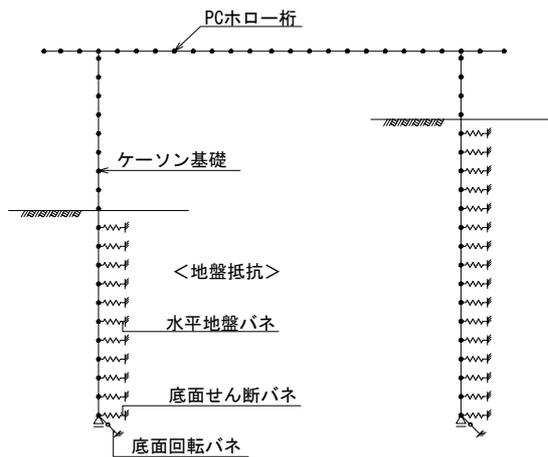


図-11 骨組解析モデル

位分布はほぼ直線であり、ケーソン基礎は剛体挙動に近いことがわかる。時刻 $t=a\sim d$ においても、ケーソン基礎はほぼ全体的に海側へ変位しており、ロッキング挙動をしている。また、同図には、剛体挙動と仮定した地盤との相対変位（ケーソン基礎－地盤変位）を示している。ケーソン基礎よりも地盤の方が海側へ大きく変位するため、相対変位は全体的に陸側への変位分布となっており、時刻による分布の差は小さい。相対変位が0となる深さは、ケーソン基礎底面（標高-36.0m）より少し上の-35.0m付近である。本文では、この変位が0となる位置を回転中心と称することとする。

時刻 $t=a, b, c, d$ に着目すると回転中心位置はほとんど変化していないが、さらにそれを確認するため、式(1)により求めた回転中心位置の時刻歴を図-10に示す。

$$h_R = h_B + \frac{L}{\frac{u_T}{u_B} - 1} \quad (1)$$

ここに、 h_R ：回転中心の標高(m)、 h_B ：ケーソン底面の標高(=-36.0m)、 L ：ケーソン根入れ長(=21.8m)、 u_T ：地表面位置の地盤との相対変位(m)、 u_B ：ケーソン底面位置の地盤との相対変位(m)である。

回転中心位置は、-34.660m～-36.310mの範囲にあり、その平均は-35.538mである。ケーソン根入れ長 L に対する地盤面からの回転中心距離の比は、平均で0.934である。

4. レベル1地震動に対する耐震性能照査法

(1) 固有周期

レベル1地震動に対する簡易な耐震性能照査法は、栈橋構造を骨組解析によりモデル化して性能照査す

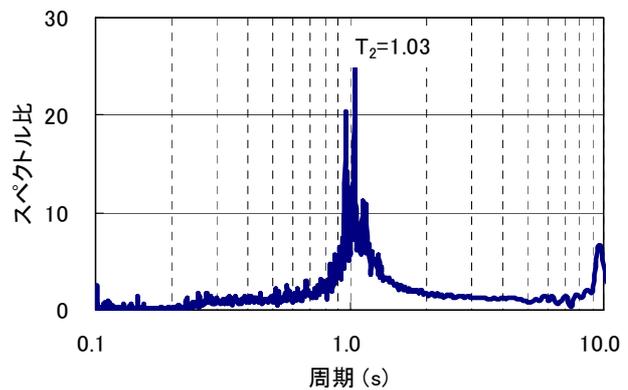


図-12 地盤面- $1/\beta$ に対する栈橋頂部のスペクトル比

るものと想定し、骨組解析における照査用震度の算出方法について検討を行った。検討に用いた骨組みモデルを図-11に示す。ケーソン基礎およびPCホロー桁を線形の梁にモデル化し、地中部には地盤抵抗として地盤バネを設けた。地盤バネは、地盤反力係数に基礎幅および節点間隔を乗じて求める。地盤反力係数は、港湾基準の根入れを有するセル式係船岸に適用する式⁴⁾から求めた。

$$k_H = 2 \times 2000N \quad (2)$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)、 N ：標準貫入試験により得られる N 値である。

上式の関係は、杭の載荷試験結果から地表面位置の地盤ひずみ1%に着目して求めたものであり、2倍は地震時に相当する。ケーソン基礎周面地盤の平均 N 値は15であり、地盤反力係数は $k_H=60000\text{kN/m}^3$ となる。ケーソン底面の鉛直方向地盤反力係数も N 値35から同様な計算により求め、 $k_V=140000\text{kN/m}^3$ とした。基礎底面の回転バネは $K_R=1.2267 \times 10^6\text{kN}\cdot\text{m/rad}$ である。ホロー桁、ケーソンの剛性および質量は、2. 解析対象とモデル化で示したとおりである。上記条件の骨組構造で固有値解析をした結果、1次モードの固有周期は $T_1=0.49\text{s}$ となった。

この値の妥当性を確認するため、3. 地震応答解析で示した2次元解析により固有周期を求めて比較することとした。ここで、栈橋頂部と仮想地表面下 $1/\beta$ 地点とのフーリエスペクトル比を算出し、ピーク値を読み取ることにより固有周期を求める。 β ($1/\text{m}$)は下式に示す基礎の特性値であり、 $1/\beta$ は16.240mとなる。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (2)$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数(kN/m^3)、 D ：基礎幅(m)、 EI ：基礎の曲げ剛性($\text{kN}\cdot\text{m}^2$)である。

フーリエスペクトル比を算出した結果を図-12に

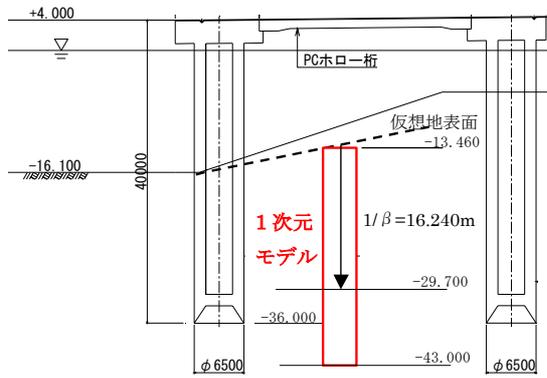


図-13 1次元解析モデル

表-3 せん断剛性の変化

土層名	平均 G(kN/m ²)	初期 G ₀ (kN/m ²)	G / G ₀
埋土	129	50 700	0.003
粘土	1 334	24 400	0.055
砂礫土	20 333	96 590	0.211
シルト	41 216	86 560	0.476
シルト	53 318	102 480	0.518
細砂	43 806	126 390	0.347

表-4 地盤反力係数の値

土層名	E (kN/m ²)	K _{H0} (kN/m ³)	K _H (kN/m ³)
埋土	342	1 141	134
粘土	3 549	11 831	1 393
砂礫土	20 333	180 289	21 223
シルト	41 216	365 451	43 020
シルト	53 318	470 979	55 452
細砂	43 806	388 413	45 723

示す。2次元解析の固有周期は $T_2=1.03s$ となり、上記の骨組解析により得られた $T_1=0.59s$ と異なる結果となった。この相違は、加震による地盤のせん断剛性の低下が主要因であると考えられた。そこで、下記の手順によりせん断剛性の低下を考慮した地盤反力係数を求め、図-11に示す骨組解析モデルで固有周期を再度、求めることとした。

- ① 栈橋中央部の地盤をモデル化した1次元地震応答解析を行う。
- ② 各土層地盤の地震応答時のせん断剛性 G を求める。
- ③ せん断剛性 G とポアソン比 ν より、式(3)の関係により地盤の変形係数 $E(kN/m^2)$ を求める。
- ④ 変形係数 E から、式(4)に示す道路橋示方書⁷⁾の式から水平地盤反力係数 k_H を求める。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3)$$

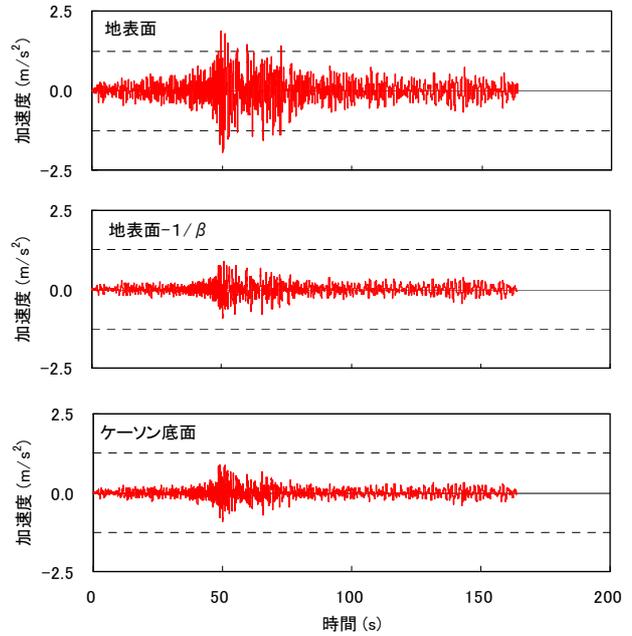


図-14 1次元解析による応答加速度

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (4)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{3} \alpha E \quad (5)$$

ここに、 B_H ：基礎の載荷幅(m)、 α ：地盤反力係数の推定に用いる係数で、本検討では2である。

せん断剛性は、1次元FEM解析による各層の最大せん断応力度発生時に着目し、その時のせん断応力度 τ_{max} とひずみ γ から $G = \tau_{max} / \gamma$ により求めた。1次元FEM解析は、栈橋中央位置における仮想地表面と基礎面の間を図-13に示すようにモデル化し、解析法、入力加速度およびパラメータは2次元解析と同じである。各地層の初期値に対するせん断剛性 G の比率を表-3に示す。表中の初期せん断剛性 G_0 は、各層の深さ中心位置の値である。せん断剛性比率は表層の埋土、粘土は数%に、砂礫層以深では20～50%になっている。変形係数 E を計算するときのポアソン比は、 $\nu=0.333$ とした。この低下したせん断剛性から計算した地盤反力係数を表-4に示す。ケーソン底面の回転バネは前方法と同様に求めたが、 $K_R=3.3890 \times 10^6 kN \cdot m / rad$ 、と3倍ほど大きい。

上記手順で求めた固有周期は $T_1=1.04s$ となり、2次元解析から求めた固有周期 $T_2=1.03s$ とほぼ等しく、加震によるせん断剛性低下を考慮した地盤反力係数を使用した骨組解析により、固有周期を概ね推定できることが確認できた。低下したせん断剛性 G から平均 N 値を計算すると $N=7.2$ となる。この値で式(2)から K_H を計算すると $K_H=28800 kN/m^3$ となり、式(4)から求めた平均値 $31500 kN/m^3$ の90%程度になる。地盤反力係数式の相違による固有周期の違いはあまり無いと考えられる。

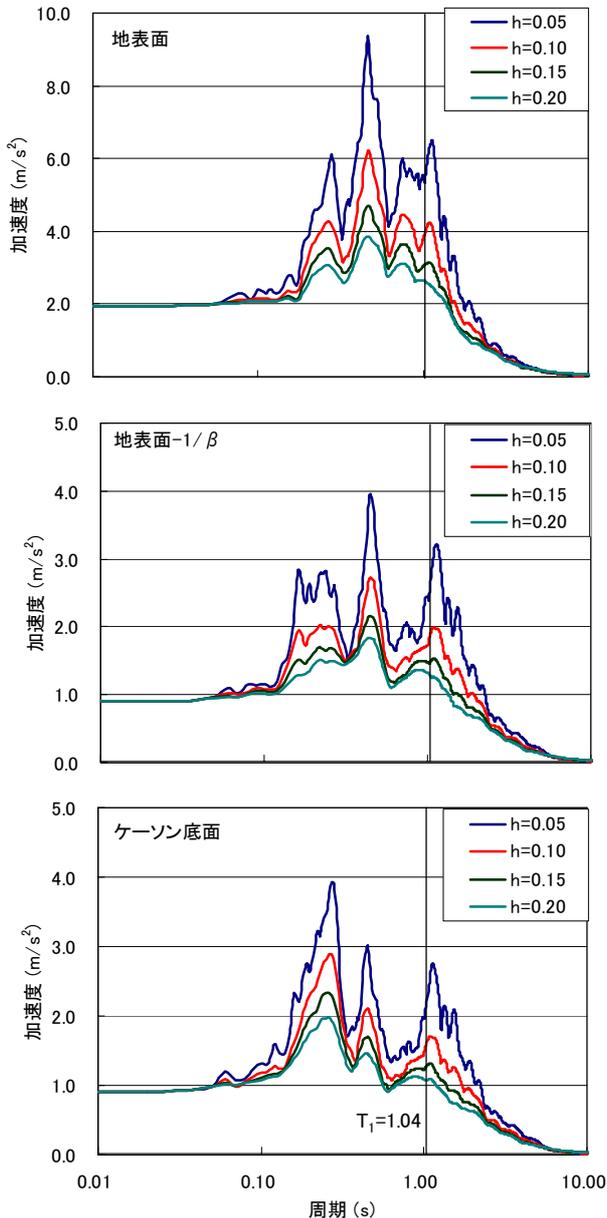


図-15 1次元解析による加速度応答スペクトル

表-5 栈橋固有周期における1次元解析による加速度応答 単位: m/s²

h	地表面	地表面-1/β	ケーソン底面
0.05	5.51	2.40	2.08
0.10	3.99	1.89	1.61
0.15	3.11	1.48	1.28
0.20	2.61	1.28	1.07

(2) 照査用震度

栈橋中央部地盤の1次元地震応答解析から得られた応答加速度を図-14に示す。仮想地表面位置、仮想地表面下1/β位置および基礎底面位置の絶対値の最大応答加速度は、それぞれ1.94m/s², 0.91m/s², 0.91m/s²である。

これらの加速度を基にした加速度応答スペクトルを図-15に示し、固有周期 $T_1=1.04s$ における各減衰定数 h での加速度応答を表-5に示す。2次元

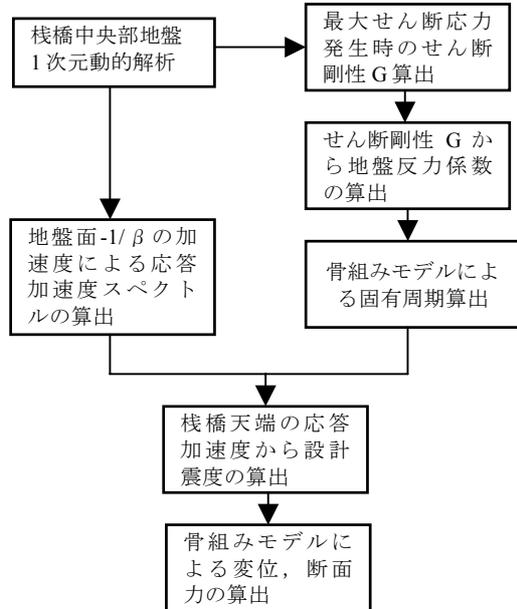


図-16 設計フロー

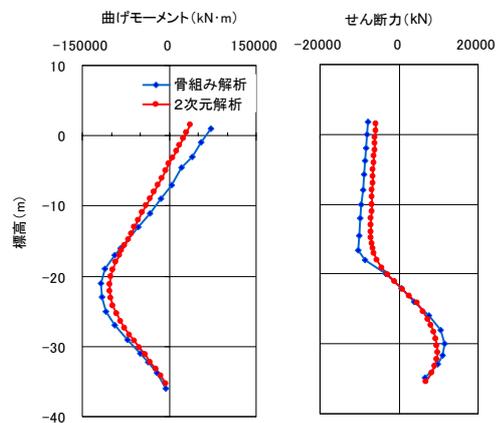


図-17 断面力

解析による栈橋頂部の最大応答加速度は 2.15m/s² であり (図-5 参照), それと比較すると減衰定数 $h=5\%$ の場合で、仮想地表面下 $1/\beta$ (2.40m/s²) とケーソン底面 (2.08m/s²) の場合の応答加速度と近いことがわかる。

まず、加速度応答スペクトルの入力加速度算出位置について検討する。仮想地表面位置の加速度による応答加速度は2次元解析値よりもかなり大きいことから検討の対象から除外する。仮想地表面下 $1/\beta$ と基礎底面位置による応答加速度はあまり差が無いが、以下に示す理由で仮想地表面下 $1/\beta$ を採用することとする。

港湾基準の直杭式栈橋では、 $1/\beta$ は杭頭モーメントの算定において簡便に仮想固定点を決定するのに用いられる。その力学的根拠の一つとして、Chang の方法⁹⁾における第1不動点であるとしている。また、道路橋示方書の杭基礎では、 $1/\beta$ は水平抵抗に関与する基礎の根入れ深さとして定義され、地盤反力係数の載荷面積を算出するための範

囲を $1/\beta$ としている。本文では同様の考えで、水平抵抗に關与する根入れ深さ $1/\beta$ 以浅に着目し、 $1/\beta$ 深さを入力加速度位置とする。また、基礎側面での地盤抵抗の大きいケーソン基礎が直接基礎のように底面位置で回転することは無いため、本解析によれば底面を入力加速度位置とすることは適切ではないと考えられる。

次に、減衰定数の設定に関して検討する。栗原¹⁰⁾らは鋼管杭を用いた直杭式栈橋を対象とし、レベル1地震動に対する照査用震度は、減衰定数 $h=5\%$ の方が 10% や 20% に比べて概ね2次元解析を再現できていることを示している。その結果、応答加速度スペクトル算出時に用いる減衰定数は、 5% が適当であるとしている。ケーソン基礎も同様な傾向であると推測され、今回の試算結果から減衰定数は 5% で概ね2次元解析と整合する結果となる。ただし、地盤とケーソン基礎との動的相互作用等を踏まえた減衰定数の詳細な評価は、今後更に検討が必要である。

以上の検討から、L1地震時のケーソン式栈橋の耐震性能照査フローを示すと図-16 のようになる。今回の試算では、照査用震度は応答加速度 2.40m/s^2 を重力加速度 9.8m/s^2 で除した 0.24 となる。この震度による慣性力を図-12 に示す骨組解析モデルに与えた結果の断面力を2次元FEMと比較して図-17 に示す。曲げモーメントおよびせん断力とも2次元解析で得られた断面力とほぼ一致しており、設計手法としての適用の可能性を示している。さらに精度の高い耐震設計法を目指した減衰定数の設定に関しては、今後の課題である。

5. まとめ

ケーソン式栈橋を対象に動的解析を実施し、ケーソンの動的挙動と、レベル1地震時の耐震設計法を検討した。本検討の結果、得られた結果は以下の通りである。

- 1) 地盤中のケーソン基礎の変位分布はほぼ直線であり、ケーソン基礎は剛体に近い挙動をしている。
- 2) 骨組解析により固有周期を計算する場合、加震による地盤のせん断剛性の低下を考慮することにより、固有周期を正確に求めることができる。
- 3) 1次元FEM解析で得られた加速度を基にした応答加速度スペクトル計算において、1次元の加速度位置は仮想地表面下 $1/\beta$ を採用し、減衰定数 5% にすると、2次元解析で計算した栈橋頂部の応答加速度とほぼ一致する。

- 4) 上記で求めた応答加速度を震度に換算し、慣性力を与えて計算した骨組み解析の断面力は2次元解析の結果とよく一致し、この方法は耐震性能照査手法として適用可能である。

参考文献

- 1) 塩崎禎郎, 長尾 毅, 宮下健一郎, 小堤 治: 直杭式横栈橋の二次元有効応力解析における解析精度向上に関する検討, 地震工学論文集, pp.573-579, 2007
- 2) 劔 朋広, 久保田 翼, 清宮 理, 長尾 毅, 大内正敏, 佐藤祐輔: ニューマチックケーソン式護岸のレベル2地震時水平変位の検討, 土木学会第64回年次学術講演会, 2009.
- 3) 劔 朋広, 久保田 翼, 清宮 理, 長尾 毅, 大内正敏, 佐藤祐輔: ニューマチックケーソン式護岸の耐震性評価について, 土木学会第65回年次学術講演会, 2010.
- 4) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007
- 5) Susumu Iai, Yasuo Matsunaga, Tomohiro Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.32, No.2, pp1-15, 1992.
- 6) 森田年一, 井合 進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 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タの簡易設定法, 港湾技術資料, No.869, 1997.
- 7) 小堤 治, 溜 幸生, 岡 由剛, 井合 進, 梅木康之: 二次元有効応力解析における杭-液状化地盤の動的相互作用のモデル化, 第38回地盤工学研究発表会, 2003.
- 8) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, p255, 2002
- 9) Chang Y.L.: Discussion on "Lateral Pile Loading Tests" by Feagin, *Trans. ASCE*, 1937
- 10) 栗原直範, 長尾 毅: 直杭式栈橋の動的特性を考慮した照査用震度の算出方法に関する基礎的研究, 海洋開発論文集, 第26巻, pp.471-476, 2010

A STUDY ON THE EARTHQUAKE RESPONSE AND EARTHQUAKE
RESISTANT DESIGN METHOD OF AN OPEN TYPE WHARF WITH
PNEUMATIC CAISSONS

Masahiko OISHI, Takashi NAGAO, Kouji SHIGEKI, Masatoshi OUCHI, Yuske SATO
and Osamu KINOMIYA

Seismic response of an open type wharf with pneumatic caisson was clarified using a dynamic finite element method. As a result, rocking behavior of caisson foundations were observed and applicability of a frame model analysis to the earthquake resistant design of a wharf was suggested. Authors proposed the framework of earthquake resistant design method of the wharf including the evaluation method of response acceleration of the wharf.