

図- 34 FLIPにより得られた自重解析後の土圧強度

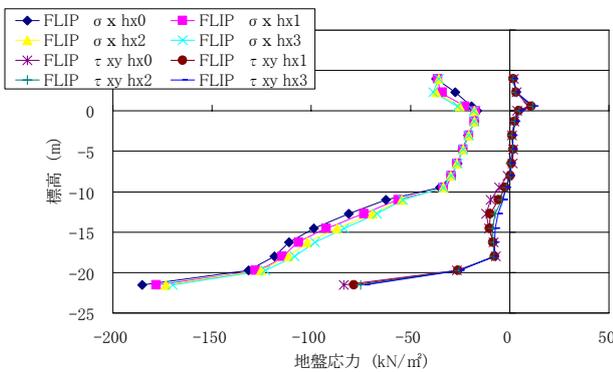


図- 35 FLIP から得られた自重解析後の矢板背後の σ_x と τ_{xy} の鉛直分布

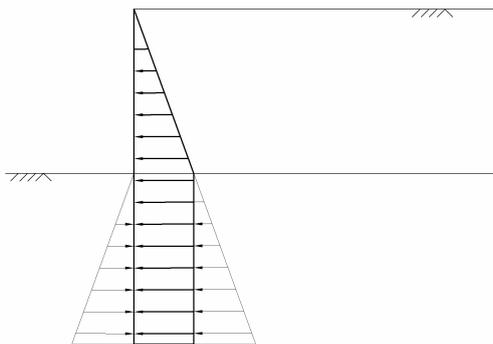


図- 36 骨組みモデルに作用させる土圧

5.2. 矢板前面の地盤バネ

矢板前面の地盤バネは水平地盤反力係数にて表現する。水平地盤反力係数は、一般的に地盤の N 値やせん断剛性などにより求めることができる。例えば、道路土工—仮設構造物工指針¹³⁾や道路橋示方書¹⁴⁾などには、地盤のせん断剛性より式(7)にて求める方法が示されている。本研究では、矢板前面土要素のせん断剛性からこの式を使用し水平地盤

反力係数を求めることとする。港湾構造物の設計においては N 値をもとに図- 3 の関係を利用し求めることが多い。ただし、 N 値による方法は設計実務における簡易法であることを考慮し、本研究では解析結果の土要素のせん断ひずみをもとに、土のせん断応力—せん断ひずみ関係から土要素のせん断剛性を求めることによって、水平地盤力係数を求めている。

$$k_h = \frac{2(1+\nu)G}{B_0} \left(\frac{B_H}{B_0} \right)^{-3/4} \quad (7)$$

ここで、 k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)、 ν : ポアソン比=0.33、 B_0 : 基準載荷幅 (=0.3m)、 B_H : 換算載荷幅で、矢板では一般的に 10m が使われる¹³⁾。

土のせん断応力—せん断ひずみ関係は土の応力—ひずみ関係を表すのに良く使われる双曲線モデルを使用し、式(8)によって矢板前面土要素のせん断ひずみからせん断剛性を求める。式(8)で求まるせん断剛性は、双曲線モデルにおける任意のせん断ひずみに対する割線剛性である。

$$G = \frac{G_m}{1 + \gamma/\gamma_m} \quad (8)$$

ここで、 G_m : 初期せん断剛性、 γ_m : 基準ひずみである。基準ひずみ γ_m は以下のようになる。

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_m} \quad (9)$$

ここで、 τ_m はせん断強度である。

また、矢板に作用する地盤反力は、受動土圧強度以上にならないよう、受動土圧強度を最大値とするバイリニア型で与えることとする。

5.3. 控え杭の地盤バネ

控え杭の地盤バネは、矢板前面の地盤バネ同様、控え杭前面土要素のせん断ひずみより、式(7)にて求まる水平地盤反力係数により与える。ただし、4 変形モードの検討より明らかになったように、控え杭前面土要素の上下節点間の変形は回転による変形の影響が大きく、せん断による変形の影響は小さい。よって、FLIP 結果から得られる控え杭前面土要素のせん断ひずみと式(7)によって求める水平地盤反力係数では、杭の変形を表現するには過大な値になる可能性がある。よってここでは、せん断ひずみを控え杭の変位が全てせん断変形により起きていると仮定して控え杭の節点間の相対変位を要素高さで除すことにより、新たに設定しなおし与えることとした。

5.4. 再現結果

FLIP から得られた土圧強度、矢板前面土要素のせん断ひずみ、控え杭の残留変位から算出したせん断ひずみを利用し、図-32 に示す骨組みモデルにより算出した矢板と控え杭の残留変形量を図-37 に示す。

矢板、控え杭の残留変形量ともに FLIP の結果に比べ小さな値を算出する結果となり、骨組モデルによる再現性は良くなかった。特に、控え杭の残留変形は、FLIP 結果の残留変形量が杭下端から杭上端までほぼ直線的に増加しているのに対し、骨組モデルは杭上端に近づくにつれて増加量が大きくなっており、変形モードが異なっているのが分かる。

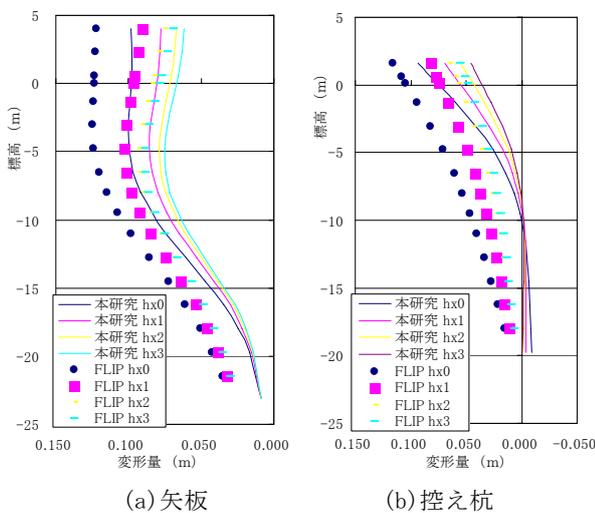


図-37 骨組モデルによる自重解析後変形の再現結果

5.5. 集中パネと骨組モデルによる自重解析後変形の再現

5.4 より、図-32 に示す骨組みモデルでは再現性が良くなく、特に控え杭の変形モードは大きく異なる事が分かった。ここでは、控え杭の変形モードに影響が大きい控え杭の地盤パネについて再検討を行う。

1) 水平地盤反力係数の再検討

5.3 で控え杭の地盤パネについては、式(7)による水平地盤反力係数により与えているが、ここでは、FLIP 結果から得られた控え杭に働く地盤反力を控え杭の変位で除すことにより、FLIP 結果の残留変形量の再現に必要な水平地盤反力係数を逆算し、5.3 で求めた一般式による水平地盤反力係数と比較する。杭に働く地盤反力は FLIP から得られた杭に働く曲げモーメントを2回微分することにより求める。図-38 に式(7)による水平地盤反力係数、図-39 に FLIP から逆算した水平地盤反力係数、残留変形量、地盤反力の鉛直分布を示す。これより、以下のことが分かる。

式(7)による水平地盤反力係数は FLIP 結果から逆算した

値と比べて非常に値が大きく、また深度方向に大きさが増していきなど傾向も異なる。FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数は杭頭部で大きい。

控え杭に作用する地盤反力は控え杭頭部の値が控え杭下部に比べて極めて大きく、地盤の控え杭に対する抵抗は控え杭頭部に集中しており、杭頭部以外での抵抗は比較的小さい。地盤反力を構成する地盤応力としては、地盤のせん断応力や圧縮応力などが考えられるが、4 変形モードの検討で明らかになったように、控え杭前面の上下節点間の変形モードは回転による影響が大きく、また左右節点間の変形モードは杭頭部以外は伸張であるため、杭頭部以外では、杭に地盤からのせん断応力や圧縮応力による抵抗が比較的小さい。このため、地盤反力は杭頭部以外では小さくなっていると考えられる。逆に杭頭部では左右節点間の変形モードが圧縮であるため、地盤反力が比較的大きくなっていると考えられる。図-40 は地盤応力 σ_x , τ_{xy} の杭前面と背面での大きさの差の鉛直分布であるが、地盤反力同様、杭頭部で σ_x が非常に大きくなっており、地盤反力を構成している地盤応力のうち、地盤反力は σ_x による影響が大きいことが伺える。

FLIP から逆算した水平地盤反力係数において、各ケースで控え杭に作用する地盤反力はほとんど変わらないが、残留変形量は大きく異なるため、水平地盤反力係数の値は矢板控え間距離により違いが出ている。

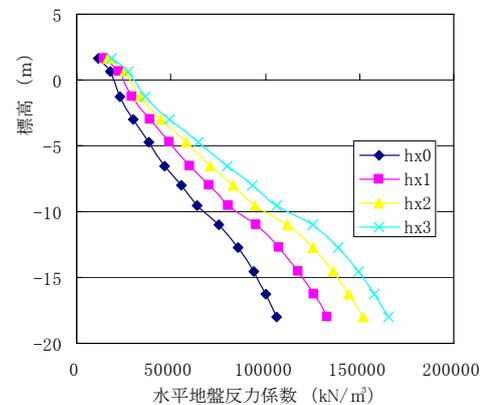


図-38 地盤のせん断剛性から求めた水平地盤反力係数

2) 集中パネによるモデル化

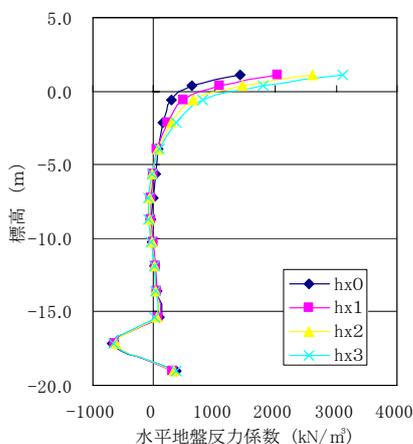
以上のことより、式(7)による水平地盤反力係数は、FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数に比べて極めて大きく、また、傾向も異なり、控え直杭式矢板岸壁の控え杭の変形を再現するにはあまり適さないことが分かった。

この原因は、式(7)の導出時の条件にあると考えられる。式(7)は、以下に示す式(10)が基になっている。

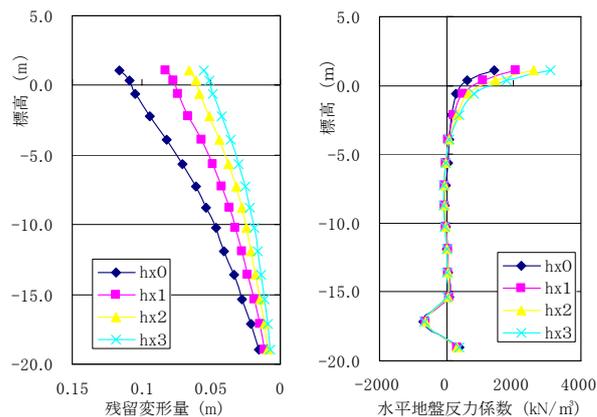
$$k_h = \frac{1.3}{B} \sqrt[12]{\frac{2(1+\nu)GB^4}{E_p I_p} \frac{2(1+\nu)G}{1-\nu^2}} \quad (10)$$

式(10)は Vesic¹⁵⁾により、図-41に示すような半無限弾性体の上にある無限長に長い梁が集中荷重を受ける場合において、解析的に解いた梁に働く曲げモーメント¹⁶⁾とウィンクレー型の地盤バネで地盤をモデル化した場合に梁に働く曲げモーメントを比較し求められている。この時、解析的に解いた梁に働く曲げモーメントは、地表面で杭に働く荷重強度と地盤の応力が等しく、作用方向の無限遠方で応力=0 という境界条件で地盤の応力関数を解くことによって求められている。よって、水平方向に無限に地盤が存在するような条件を想定しており、本研究で対象としている岸壁背後のような、近くに矢板のような土留め壁があり、矢板が土圧により変形するような条件を想定していない。本研究で明らかになったように、矢板が海側へ変形する条件では、土要素の左右節点間では伸張による変形モード、上下節点間では回転による変形モードが大きくなるなど、無限に水平地盤が続く条件とは変形モードが大きく異なる。よって、式(7)による水平地盤反力係数では、控え杭の変形を良く表現できなかったと考えられる。なお、式(7)は Yoshida ら¹¹⁾によって式(10)に載荷幅と地表面付近の土の塑性化の影響による補正が加えられた後、簡略されて作られた式である。

そこで、本研究では、控え直杭式矢板岸壁の背後地盤の回転や伸張といった変形モードの影響により、控え杭に働く地盤反力が杭頭部以外は杭頭部に比べて非常に小さいことに着目し、控え杭の地盤バネは図-42に示すようにタイロッド取付点の集中バネでモデル化することとした。ここで、本章における集中バネの値は FLIP 結果のタイロッド張力をタイロッド取付点の控え杭変位で除すことにより求めることとする。



(a) 控え杭 水平地盤反力係数



(b) 控え杭 残留変形量 (c) 控え杭 地盤反力

図-39 自重解析後の FLIP 結果を逆算した水平地盤反力係数

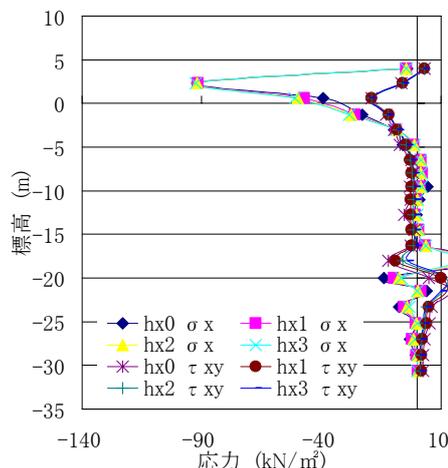


図-40 杭前面と背面の地盤応力の差の鉛直分布

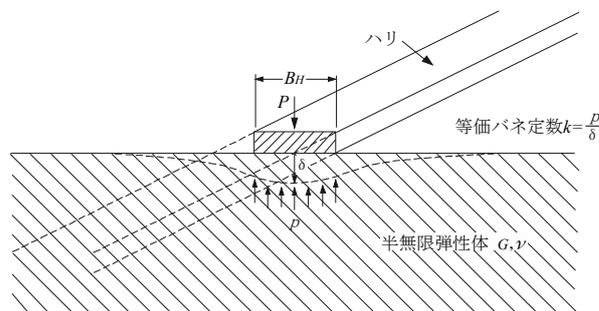


図-41 半無限弾性体上で荷重を受ける梁

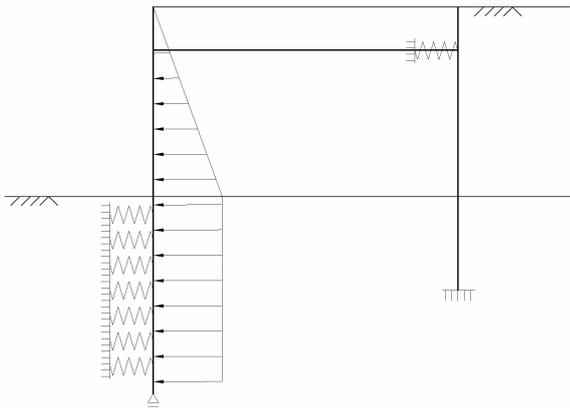


図-42 集中バネによる骨組みモデル

5.6. 自重解析後変形の再現結果

図-43 に控え杭の地盤バネを集中バネにした時の骨組みモデルによる再現結果を示す。この結果より以下のことが分かる。

分布バネで表現できなかった控え杭の直線的な変形モードを集中バネにより比較的良く再現できた。

矢板控え間距離による残留変形量の違いを、集中バネの大きさの違いで表現することができる。

矢板前面の地盤バネは一般式による水平地盤反力係数で矢板の変形を良く再現できている。

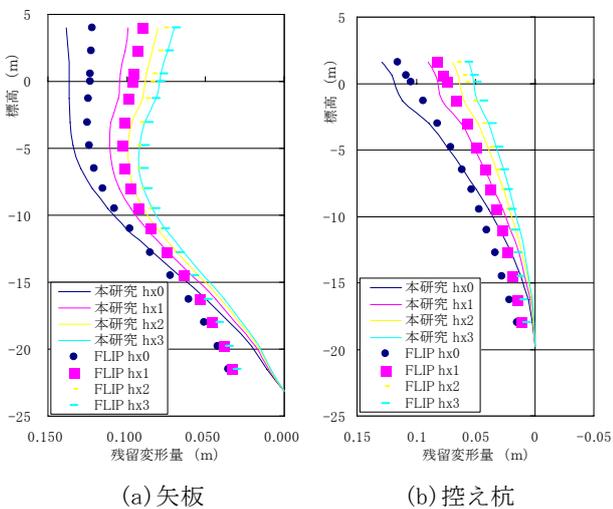


図-43 集中バネによる自重解析後変形の再現結果

6. 動的解析後変形の骨組みモデルによる再現

前章にて、自重解析後の変形を集中バネを用いることにより再現した。ここでは、動的解析後の変形についても集中バネで再現できるかを検討する。比較として一般式による水平地盤反力係数を用いた分布バネでの再現結果も示す。検討ケースは、地盤ケース1の基本断面 hx0 と最も矢板控

え間距離が長い hx3 とする。矢板に働く土圧、矢板の地盤バネ、控え杭の地盤バネについては、全て自重解析後変形の再現同様の手法で与える。

6.1. 矢板に働く土圧・地盤バネ

5.1 矢板に働く土圧と同様の手法で得られた土圧強度を図-44 に示す。参考として自重解析後同様、海底面より上は裏込め石の条件 $\phi = 40^\circ$, $\delta = 15^\circ$ から算出されるクーロンの主動土圧係数、海底面より下はブシネスクによる弾性応力解を利用し、海底面より上の有効重量を上載荷重として土圧係数 $K_0=0.5$ より得られる土圧分布もあわせて示す。5.1 矢板に働く土圧で、この土圧分布は自重解析後の FLIP 結果から得られる土圧分布と杭頭部以外はほぼ同程度の値であることが示されている。

この結果より、動的解析後は海底面から天端までの範囲で大きく土圧が増加していること、またその増加量は入力加速度が大きい方が大きいこと、hx0~hx3 で土圧に大きな差は無いことが分かる。

矢板前面の地盤バネも、5 骨組みモデルによる自重解析後変形の再現の検討の再現同様、矢板前面の土要素のせん断剛性から式(7)を利用し算出する。

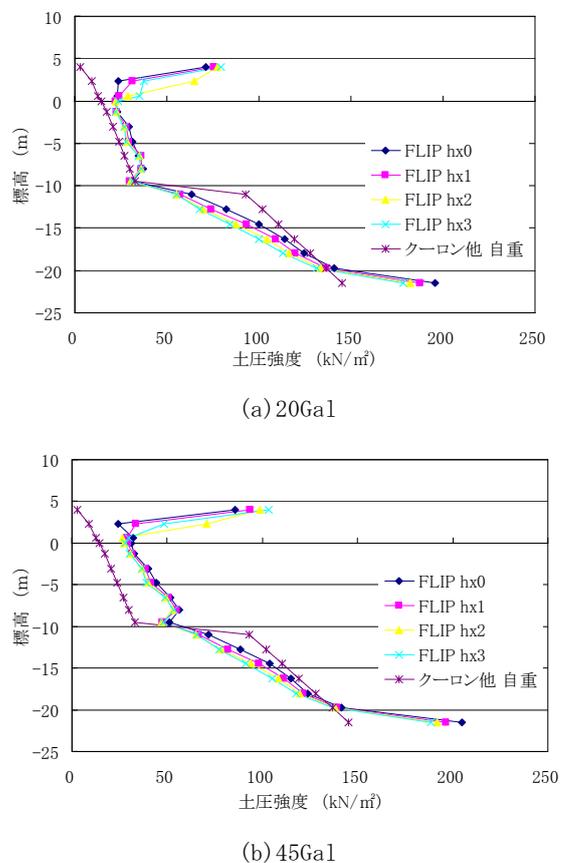


図-44 FLIP より得られた動的解析後の土圧強度

6.2. 控え杭の地盤バネ

集中バネの妥当性を検討するため、まず FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数と式(7)による水平地盤反力係数を比較する。式(7)による水平地盤反力係数の鉛直分布を図-45に示す。水平地盤反力係数算出に用いたせん断ひずみは、5.3 控え杭の地盤バネ同様、控え杭の残留変形が全てせん断変形により起きていると仮定して控え杭の節点間の相対変位を要素高さで除すことにより算出した。FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数は、自重解析後の再現同様、FLIP から得られた控え杭に働く地盤反力を残留変位で除して求める。水平地盤反力係数、残留変形量、地盤反力の鉛直分布を図-46に示す。

この結果より、FLIP 結果から逆算した地盤反力係数は、自重解析後同様、控え杭頭部で控え杭下部に比べて値が大きいこと、式(7)より算出した水平地盤反力係数は、自重解析後同様、FLIP 結果から逆算した値と比べて値が大きく、また深度方向に大きさが増していくなど傾向も異なることが分かる。以上のことより、動的解析後の変形の再現についても集中バネを用いることとする。

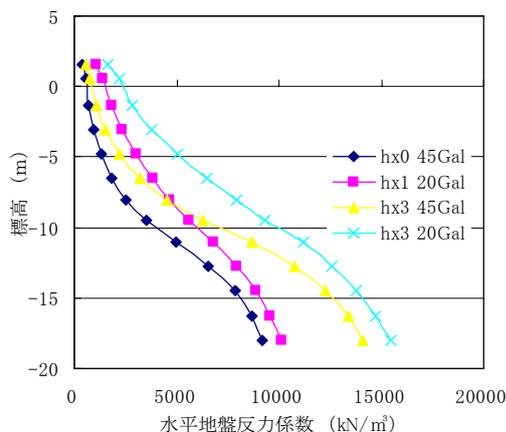


図-45 一般式より算出した水平地盤反力係数

6.3. 再現結果

図-47に控え杭の地盤バネを集中バネにした時の骨組みモデルによる再現結果と、分布バネで与えた時の再現結果を示す。この時、比較の分布バネの水平地盤反力係数は図-45の値を使用している。この結果より以下のことが分かる。

矢板、控え杭ともに動的解析後も集中バネにより概ね良好に変形を再現できるが、式(7)による水平地盤反力係数を用いた分布バネでは、矢板・控え杭ともに残留変形量は小さく、また変形モードもFLIP結果と異り再現性は良くない。

矢板控え間距離による残留変形量の違いを、集中バネの大きさの違いで表現することができた。

FLIP 結果では矢板・控え杭下端で変位が発生しているが、本モデルでは固定条件になっているため、変位を表現できていない。

7. 簡易耐震性能照査方法

前章までの検討により、控え直杭式矢板岸壁の変形は集中バネを用いることにより骨組みモデルで表現できることが分かった。ここでは、これまでFLIPから逆算していた土圧、矢板前面の地盤バネ、控え杭の集中バネをモデル化し、2次元地震応答解析結果の変形を再現できる簡易耐震照査手法の構築について検討する。

7.1. 検討ケース

再現を検討する2次元地震応答解析のケースは、-7.5m、-11.0m、-14.5mの3つの水深にそれぞれ設計震度0.10、0.15、0.20を設定したものとし、地盤条件は、固有周期が1.2s程度の比較的緩い地盤(第Ⅲ種地盤相当)である地盤ケース1と固有周期が0.8s程度のやや締まった地盤(第Ⅱ種地盤相当)である地盤ケース2とした。

表-7に各水深の地盤ケースを示す。また、水深-11.0mで設計震度0.15の断面は、3. 控え直杭式矢板岸壁の耐震性能に影響を及ぼすパラメータで設定した基本断面hx0と同じ断面であり、この断面の地盤ケース1については、3. 控え直杭式矢板岸壁の耐震性能に影響を及ぼすパラメータで矢板控え杭間距離を変更した検討ケースであるhx3についても再現を検討する。

入力地震動は周波数特性や継続時間の違いなどを考慮し、表-8に示すNo1~No3の3つの地震動を用いた。図-48に波形、図-49にフーリエスペクトルを示す。

7.2. 簡易耐震性能照査モデルの概要

図-50、図-51にそれぞれ地盤ケース1水深-11.0mにおけるhx0、hx3における地震動No1による動的解析後のせん断剛性低下率の断面分布を示す。

せん断剛性低下率は、FLIPによって得られた各土要素のせん断ひずみより、式(8)からせん断剛性を求め、動的解析後のせん断剛性を自重解析後のせん断剛性で除したものである。これより、矢板前面と控え杭前面において大きくせん断剛性が低下しており、地盤剛性の低下が変形に大きく影響を与えているのが分かる。簡易耐震性能照査モデル構築にあたっては、これら地盤剛性の低下を適切にモデルに反映させる必要がある。前章までの検討より、動的解析後は地盤剛性の低下に伴って、次のような変化が起きていることが分かっている。

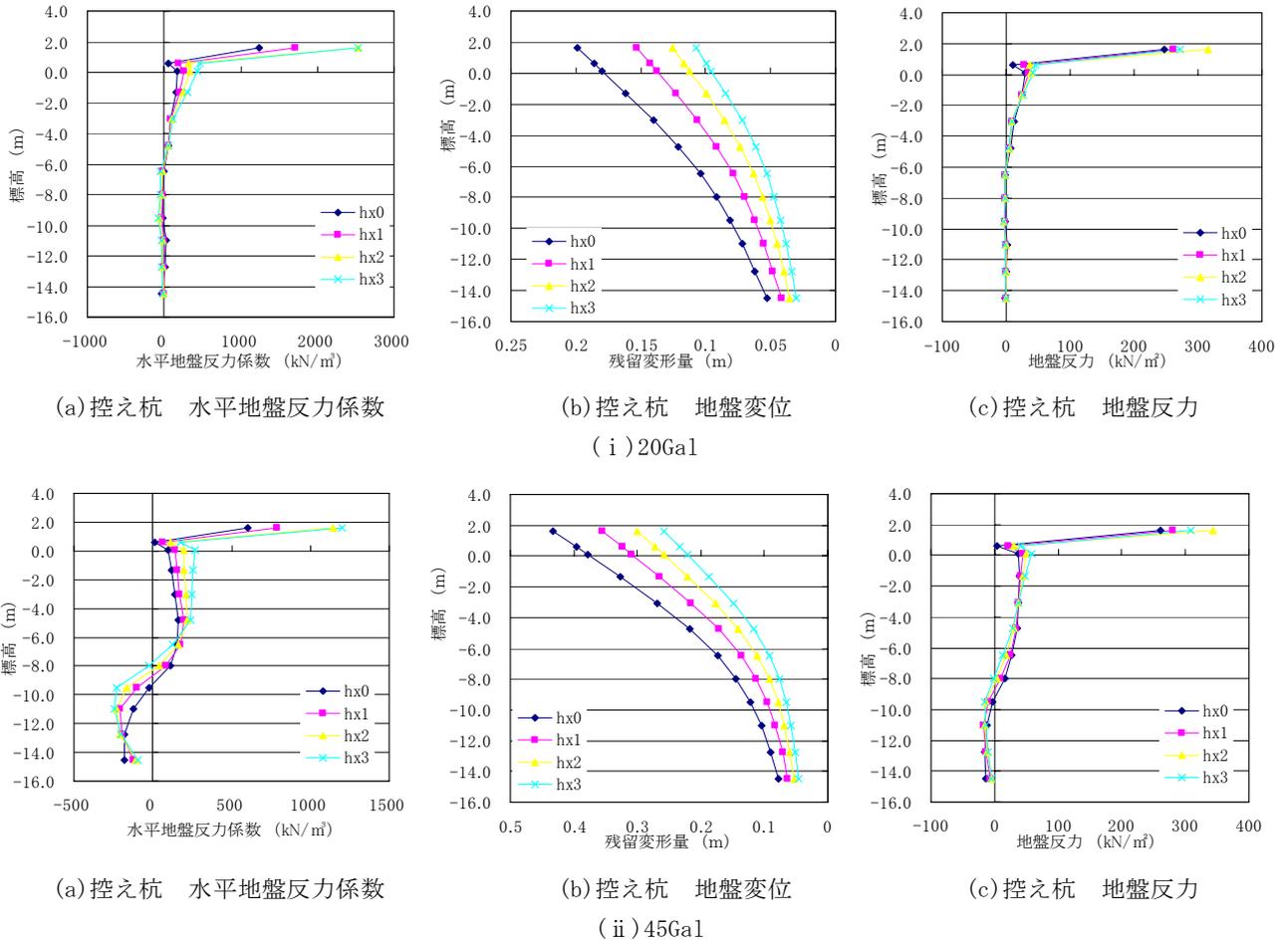


図- 46 動的解析後のFLIP結果を逆算した地盤反力係数

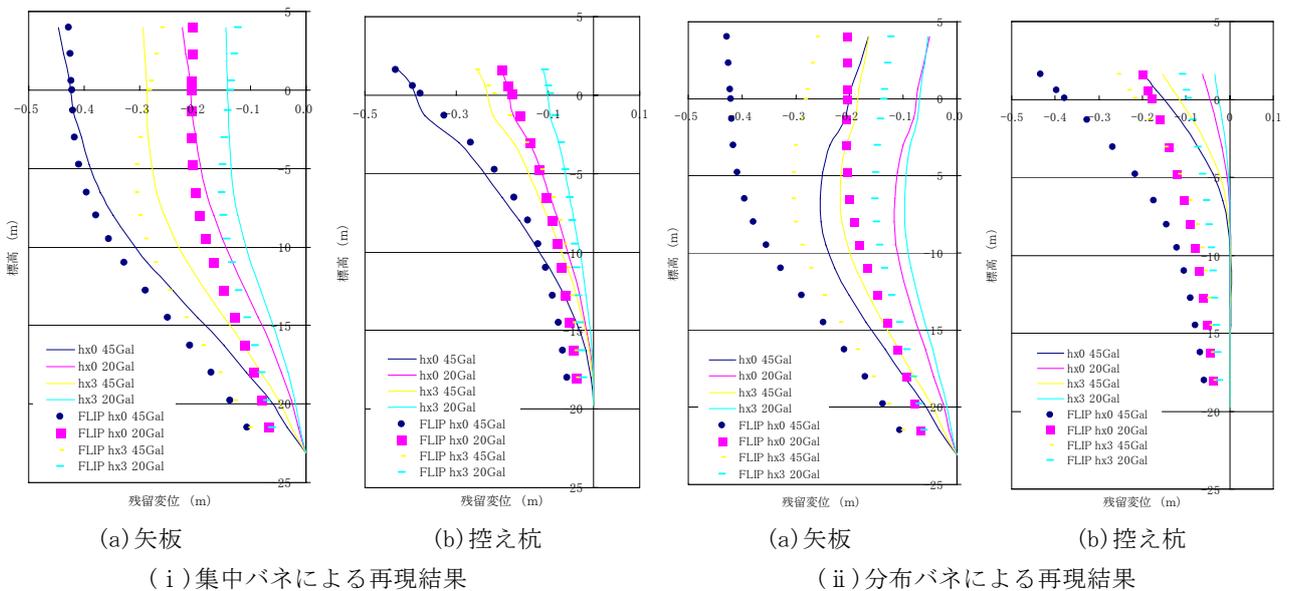


図- 47 集中バネによる動的解析後の変形の再現結果

表 - 7 地盤ケース

(a) 水深-7.5m

(i) 地盤ケース1 (第Ⅲ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
0.6 ~ -7.5	2						
-7.5 ~ -29	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5

(ii) 地盤ケース2 (第Ⅱ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
0.6 ~ -7.5	2						
-7.5 ~ -18	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
-18 ~ -29	2	125000	279.2	0.33	39	0.24	0.5

(b) 水深-11.0m

(i) 地盤ケース1 (第Ⅲ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
0.6 ~ -11	2						
-11 ~ -32.5	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5

(ii) 地盤ケース2 (第Ⅱ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
0.6 ~ -11	2						
-11 ~ -21.5	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
-21.5 ~ -32.5	2	125000	279.2	0.33	39	0.24	0.5

(c) 水深-14.5m

(i) 地盤ケース1 (第Ⅲ種地盤相当)

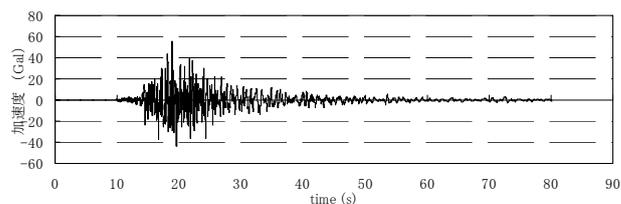
標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
0.6 ~ 14.5	2						
-14.5 ~ -36	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5

(ii) 地盤ケース2 (第Ⅱ種地盤相当)

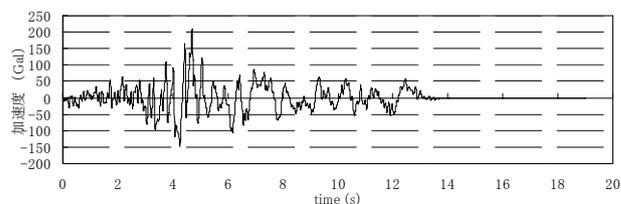
標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
0.6 ~ -14.5	2						
-14.5 ~ -25	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
-25 ~ -36	2	125000	279.2	0.33	39	0.24	0.5

表 - 8 入力地震動

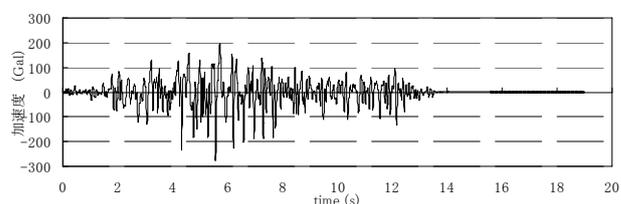
No.	地震波名	最大加速度 (Gal)	卓越周波数 (Hz)	継続時間 (s)
No.1	宮崎波	55.8	4.55	80
No.2	八戸波	209.9	0.39	19
No.3	大船渡波	275.1	2.34	19



(a) No1 宮崎波

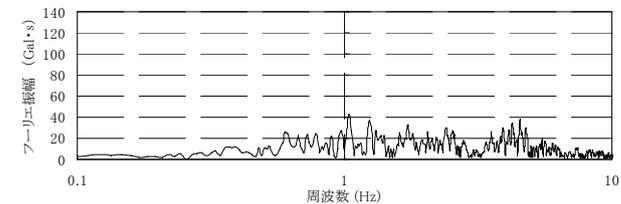


(b) No2 八戸波

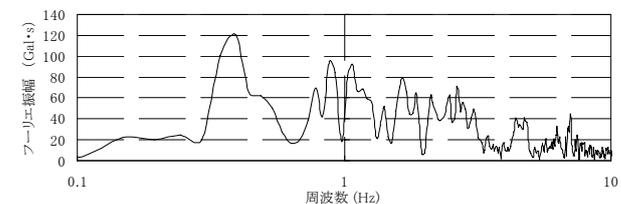


(c) No3 大船渡波

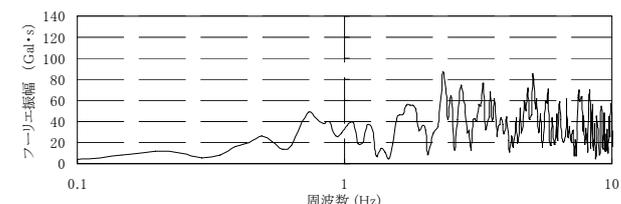
図- 48 入力地震波形



(a) No1 宮崎波



(b) No2 八戸波



(c) No3 大船渡波

図- 49 入力地震動 フーリエ振幅

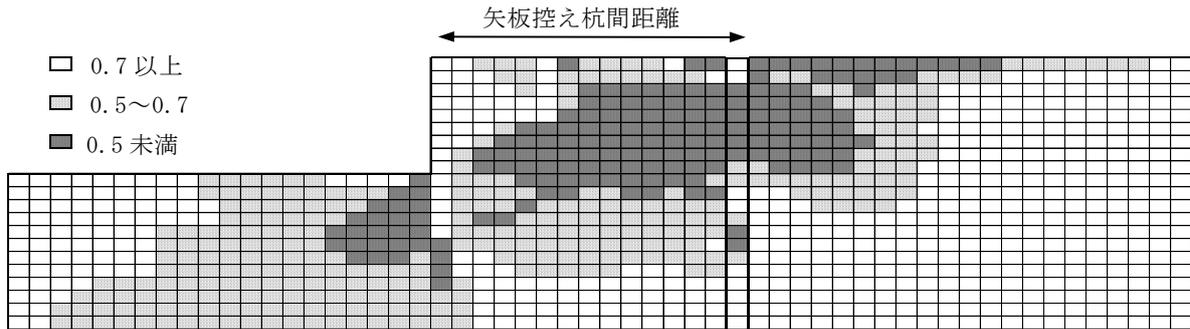


図- 50 hx0の剛性低下率断面分布

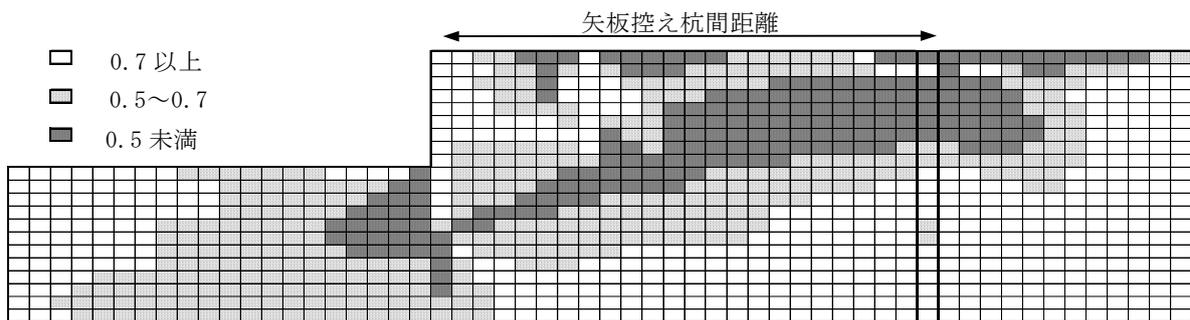


図- 51 hx3の剛性低下率断面分布

①動的解析後、矢板に働く土圧は増加している。②矢板下端は、技術基準で仮定しているような固定条件ではなく、矢板下端以深の地盤変形により海側へ変位している。これらを考慮し、本研究での簡易耐震性能照査モデルは図- 52の模式図に示すとおりとした。

7.3. 土圧のモデル化

土圧は天端高から海底面までは、図- 44により動的解析後、増加していることが分かっている。これは、地震波により地盤の剛性が低下し、土要素が変形しようとするのを矢板が抑制し、土要素が圧縮することによると考えられる。矢板に働く土圧は地盤の剛性低下や矢板の海側への変形などの土要素を伸張させる因子と、矢板剛性や根入長などの土要素が変形するのを抑制し土要素を圧縮させる因子により決定されていると考えられるが、そのような効果を考慮した土圧算出方法は未だ考案されていない。

よって、本研究では天端から海底面までは、補正地表面最大加速度¹⁴⁾ a_c (Gal) を重力加速度 g (=980Gal) で除して求めた見かけ上の震度から物部・岡部の土圧理論に基づく土圧係数を求め、土圧強度で与えることとした。ここで、 a_c とは地震波の周波数特性や継続時間など、構造物の水平残留変形量に影響のある因子で補正した地震動の最大加速度である。本研究では、 a_c は地震動の繰り返し作用による地盤剛性の低下や壁高などの影響を静的荷重にある程度換算する加速度であり、現時点ではこれを用いるのが最善と判断した。海底面より下の土圧強度については、6 動的解析後変形の骨組みモデルによる再現より、動的解析後で土圧強度の増加はほとんどないことが分かっているので、海底面より上の有効重量を上載荷重としてブシネス

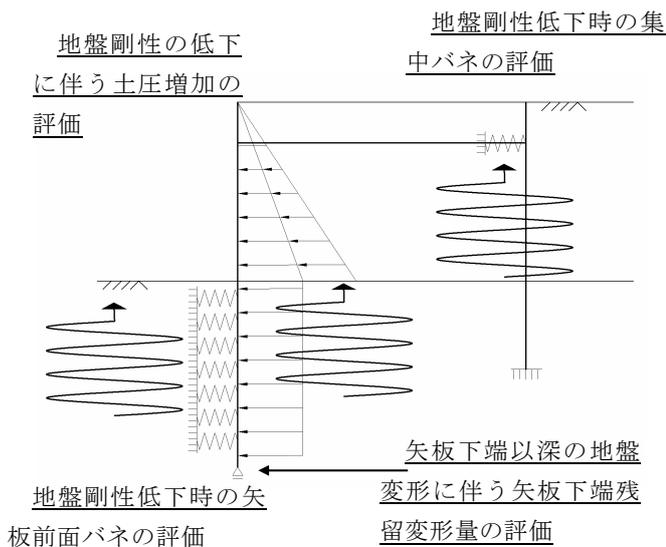
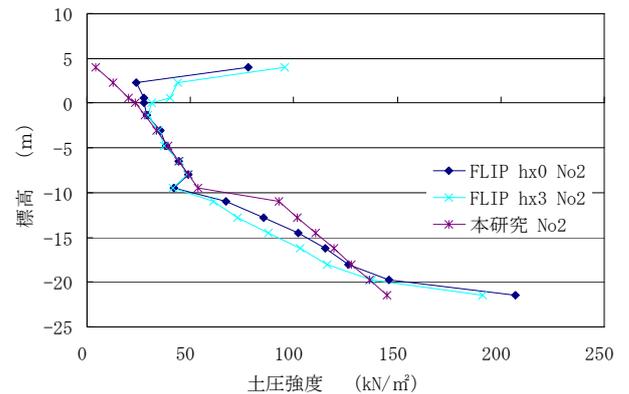


図- 52 簡易耐震性能照査モデル模式図

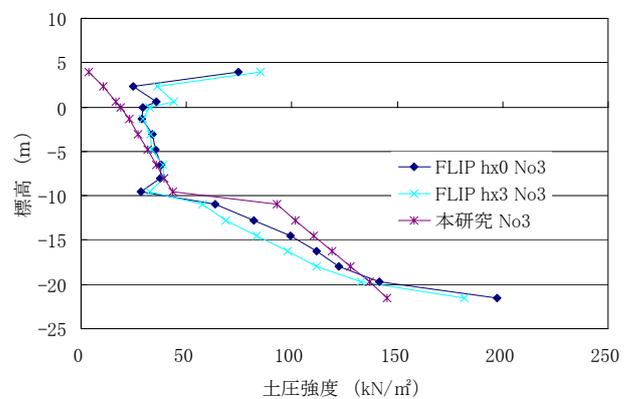
クの弾性応力解から得られる土圧係数 $K_0=0.5$ で与えることとした。ただし、骨組みモデルに作用させる土圧強度は受動側からも土圧係数 $K_0=0.5$ での土圧強度が作用するため、これを差し引いた値となり、結局等分布荷重となる(図-36 参照)。表-9 に各地震動の α_c と α_e を g で除した見掛けの震度 k_h を示す。 α_c は一次元の FLIP による地震応答解析より求めた。図-53 に本研究での地盤ケース 1, 水深-11.0m のモデル土圧分布と FLIP 結果から逆算した土圧分布の比較を示す。矢板頭部以外は、本モデルによる土圧強度で FLIP 結果の土圧強度を良く再現できていた。

表-9 入力地震動の α_c と k_h

No	地震波名	水深	地盤	α_c (Gal)	k_h
No1	宮崎波	-7.5	case1	32.5	0.033
			case3	22.3	0.023
		-11	case1	40.4	0.041
			case3	32.7	0.033
		-14.5	case1	47.5	0.048
			case3	43.2	0.044
No2	八戸波	-7.5	case1	106.3	0.109
			case3	82.5	0.084
		-11	case1	141.0	0.144
			case3	118.2	0.121
		-14.5	case1	175.0	0.179
			case3	153.5	0.157
No3	大船渡波	-7.5	case1	59.0	0.060
			case3	41.1	0.042
		-11	case1	78.2	0.080
			case3	59.4	0.061
		-14.5	case1	96.0	0.098
			case3	77.7	0.079

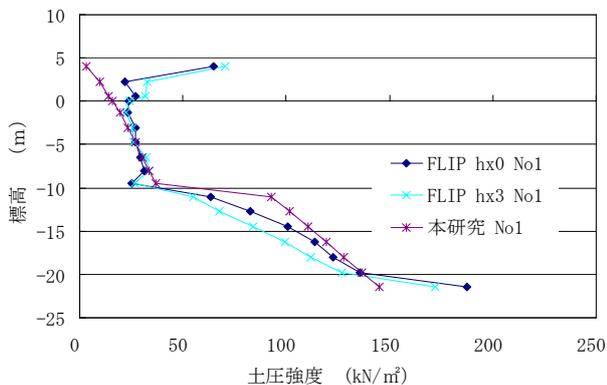


(b) No2 八戸波



(c) No3 大船渡波

図-53 モデル土圧



(a) No1 宮崎波

7.4. 矢板前面の地盤パネのモデル化

矢板前面の地盤パネは、一次元の FLIP により地震動による地盤の剛性の低下を評価し与える。すなわち、一次元の FLIP によりせん断ひずみを求め、式(7)によって水平地盤反力係数より与える。ここで、せん断ひずみは、矢板前面要素は 4 変形モードの検討より、初期応力の影響によって、地震動作用時間中に急増することが分かっている。そこで本研究では、初期応力の影響を考慮するため、自重解析後における矢板前面要素の残留変形量推定式を作成し、この推定式により算出する変形量を一次元の FLIP 解析の初期条件として与え、矢板前面の初期応力状態を模擬する。その後、その初期条件で一次元の FLIP 解析を行い、せん断ひずみを求めることとする。また、せん断ひずみは、1 次元の地震応答解析結果の最大ひずみに係数 0.65 を乗じた有効ひずみとすることとした。有効ひずみは、1 次元の地震応答解析を等価線形で行う場合に用いられる手法で、不規則な地震動の最大振幅を調和振幅に換算する係数であり、一般的に 0.65 が良く用いられる。

1) 矢板前面要素変形量推定式

矢板前面要素変形量推定式は、FLIP 解析結果の自重解析後の変形量を重回帰分析することにより作成する。重回帰分析に使用した FLIP の検討ケースは、-7.5m, -11.0m, -14.5m, -16.0m の4つの水深において、それぞれ固有周期が 1.2s 程度の比較的緩い地盤(第Ⅲ種地盤相当)である地盤ケース 1, 固有周期が 0.8s 程度のやや締まった地盤(第Ⅱ種地盤相当)である地盤ケース 2, 固有周期が 0.6 以下の締まった地盤(第Ⅰ種地盤相当)である地盤ケース 3 の地盤条件を用意し、各水深に表 - 10 に示す設計震度を設定して技術基準³⁾により設計した断面で、全 24 ケースである。

表 - 10 検討ケース

		水深			
		-7.5m	-11.0m	-14.5m	-16.0m
設計震度	0.10	○	○		
	0.15	○	○		
	0.20		○	○	
	0.25			○	○

矢板前面要素変形量推定式は、まず海底面における残留変形量推定式を作成し、その後、海底面残留変形量以深の変化量推定式を作成して、それらを合わせることで作成することにした。重回帰分析により求めたに矢板前面要素変形量推定式を、式(11)~式(13)に示す。

$$u_{stat} = u_{sb} - \Delta u \quad (u_{sb} < \Delta u) \quad (11)$$

$$= 0 \quad (u_{sb} > \Delta u)$$

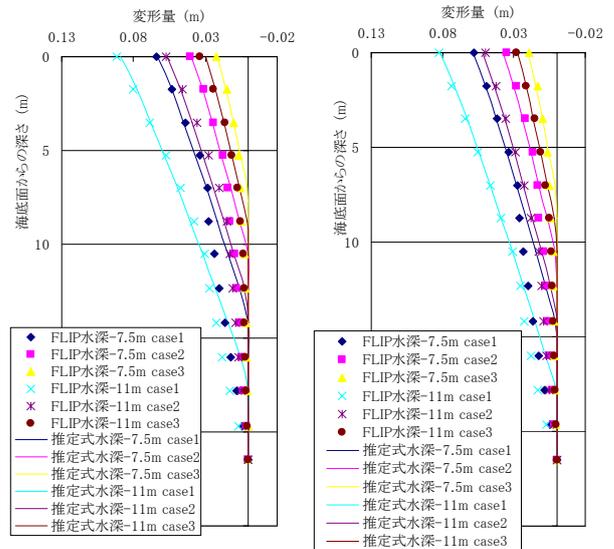
$$u_{sb} = 56.5H^{1.22}(X/H)^{-0.695}G_{98}^{-0.927} \quad (12)$$

$$\Delta u = 0.703y^{0.903}H^{0.477}(X/H)^{-0.983}G_{98}^{-0.543} \quad (13)$$

ここで、 u_{surf} : 海底面残留変形量(m), Δu : 海底面残留変形量以深の変化量(m), H : 壁高(m), X/H : 矢板控え杭間距離を壁高で除したパラメータ, y : 海底面からの鉛直長さ, G_{98} : 矢板前面土要素の有効拘束圧 98kN/m²におけるせん断剛性(kN/m²)である。せん断剛性の大きさは有効拘束圧に依存するため、ある有効拘束圧下の値に指定する必要がある。ここでは、有効拘束圧 98kN/m²のせん断剛性 G_{98} を用いることにした。なお、 G_{98} は FLIP の地盤パラメータ簡易設定法¹¹⁾において、N 値から求められるせん断剛性として扱われている。

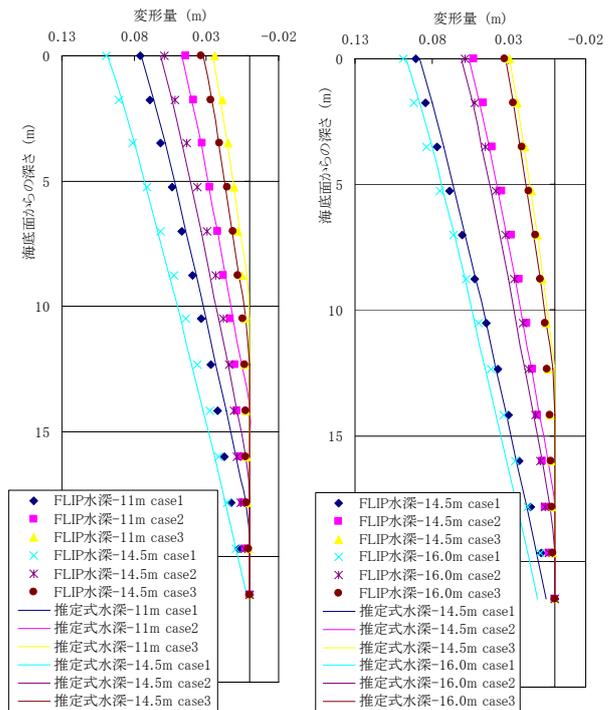
図 - 54 に矢板前面要素変形量推定式と 2次元 FLIP の矢板前面土要素の残留変形量を比較したグラフを示す。推定式による変形量は水深-7.5m 地盤ケース 1 において、海底面から 10m の深さあたりで、やや 2次元 FLIP の結果と差があるものの、概ね 2次元 FLIP の結果と同程度の変形量を算

出している。



(a) 設計震度 0.10

(b) 設計震度 0.15



(c) 設計震度 0.20

(d) 設計震度 0.25

図 - 54 矢板前面要素変形量推定式と FLIP 結果の比較

7.5. 控え杭の集中パネのモデル化

控え杭の集中パネ k_{hd} は、自重解析後の変形を表現できる集中パネ k_{hs} に低減率を乗じることで求める。(式(14)参照)。 k_{hs} は骨組み解析と集中パネ位置変形量推定式により求める。すなわち、まず k_{hs} を仮定し、それを用いて骨組み解析で自重解析後の変形の再現を行い、集中パネ

位置の残留変形量が集中バネ位置変形量推定式による残留変形量と等しくなる k_{hs} を繰り返し計算により求める (図 - 55 参照)。

$$k_{hd} = \alpha k_{hs} \quad (14)$$

ここで、 k_{hd} : 控え杭の集中バネ, k_{hs} : 自重解析後の変形を表現する集中バネ, α : 集中バネ低減率である。

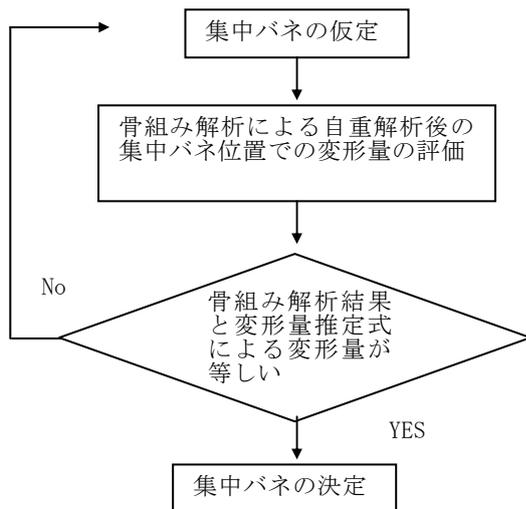


図 - 55 k_{hs} の算出

1) 集中バネ位置変形量推定式

集中バネ位置変形量推定式は, FLIP 解析結果の自重解析後の変形量を重回帰分析することにより作成する. 重回帰分析に使用した FLIP の検討ケースは, -7.5m, -11.0m, -14.5m, -16.0m の 4 つの水深において, それぞれ固有周期が 1.2s 程度の比較的緩い地盤 (第Ⅲ種地盤相当) である地盤ケース 1, 固有周期が 0.8s 程度のやや締まった地盤 (第Ⅱ種地盤相当) である地盤ケース 2, 固有周期が 0.6 以下の締まった地盤 (第Ⅰ種地盤相当) である地盤ケース 3, 3 の地盤条件を用意し, 各水深に表 - 10 に示す設計震度を設定して技術基準³⁾により設計した断面で, 全 24 ケースである.

説明変数を, X/H : 矢板控え杭間距離を壁高で除したパラメータ, G_{98} : 矢板前面土要素の拘束圧 98kN/m² におけるせん断剛性 (kN/m²), h_T : 海底面から集中バネ取付位置までの距離として重回帰分析を行った. 集中バネ位置残留変形量推定式を式 (15) に示す.

$$u_{tie} = 342(X/H)^{-1.30} h_T^{0.408} G_{98}^{-0.829} \quad (15)$$

ここで, u_{tie} (m): 自重解析後の集中バネ位置での残留変形量推定値である. 集中バネ位置残留変形量推定式による残留変形量推定値と 2 次元 FLIP の自重解析後の集中バネ位置での残留変形量を比較したグラフを図 - 56 に示す.

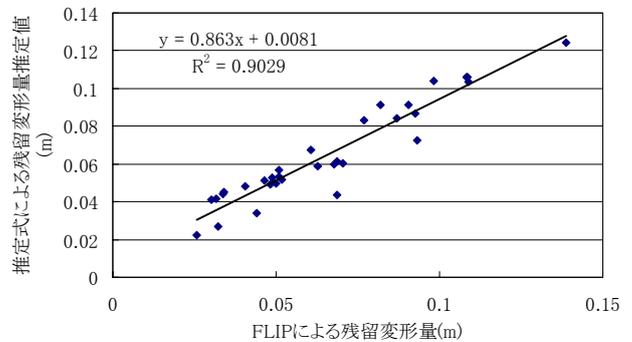


図 - 56 推定式による残留変形量推定値と FLIP 結果の比較

2) 集中バネ低減率の検討

k_{hs} を骨組み解析の繰り返し解析にて求めたあと, 集中バネ低減率を乗じ, k_{hd} を算出する. ここでは, 集中バネ低減率について検討を行う. 本研究における簡易モデルでは, 控え杭に対する地盤の抵抗を, 変形メカニズムの観点から集中バネに集約して表現し, 控え直杭式矢板岸壁の残留変形を再現している. そのため, 集中バネ低減率は, 杭前面土要素全体の地盤剛性の地震動による低下を考慮したものである必要がある. よって, 本研究において集中バネ低減率は, 控え杭位置の地盤条件で 1 次元の FLIP 解析を行い, 天端から控え杭下端までの平均の剛性低下率を求め, 以下の式 (16) より集中バネ低減率を求めることとした. 剛性低下率は, せん断ひずみと式 (8) により求め, せん断ひずみは, 1 次元の地震応答解析結果の最大ひずみに係数 0.65 を乗じた有効ひずみとすることとした.

$$\alpha = 0.8981 (G/G_0)_{ave} \quad (16)$$

ここで, G : 1 次元の FLIP 解析後のせん断剛性, G_0 : 初期せん断剛性, $(G/G_0)_{ave}$: 平均せん断剛性低下率である.

式 (16) は, 1 次元 FLIP による平均せん断剛性低下率と 2 次元 FLIP 結果による集中バネ低減率の相関関係より求めた (図 - 57 参照). 2 次元 FLIP 結果による集中バネ低減率は, 動的解析後の集中バネ値を自重解析後の集中バネ値で除すことにより求めた. 各集中バネ値はタイロッド取付点位置 (簡易モデルでの集中バネ設置位置) でのタイロッド張力を残留変形量で除すことにより求めた. 使用した

2次元FLIPの検討ケースは、7.1 検討ケースでの検討ケースと等しく、入力地震波は表-11に示す周波数特性や継続時間異なるが9つの地震波を残留変形量が10cm, 15cm, 20cmとなるよう振幅調整し使用している。

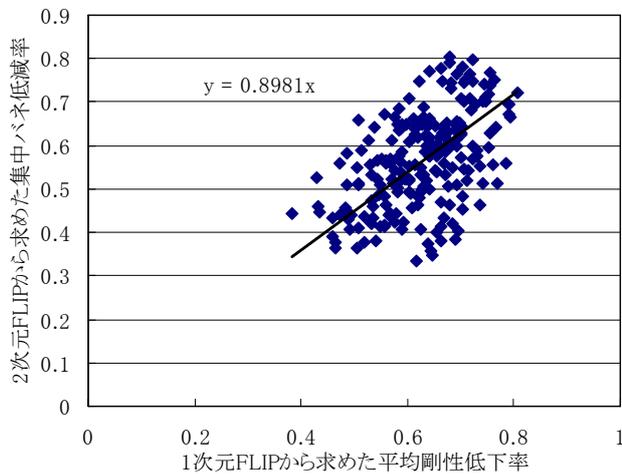


図-57 一次元FLIPから求めた平均剛性低下率と集中パネ低減率の関係

表-11 集中パネ低減率検討時 地震波

No.	地震波名	卓越周波数 (Hz)	継続時間 (s)
No.1	宮崎波	4.55	80
No.2	美都波	0.37	161
No.3	JR波	1.34	40
No.4	Dip波	0.68	29.1
No.5	八戸波	0.39	19
No.6	神戸波	2.88	20
No.7	大船渡波	2.34	19
No.8	Strike波	1.66	29.1
No.9	Subduction波	0.67	40

7.6. 矢板下端残留変形量の評価

矢板下端は、矢板下端以深の地盤が地震動により変形するため残留変形量が発生し、現在の技術基準³⁾で想定しているような固定条件とはならない。

本研究では、簡易モデルの海底面下において、式(17)に示す荷重を与えることによって、矢板下端以深の地盤変形により、海底面以深の矢板が海側へ平行移動するのを簡易モデルで表現する。

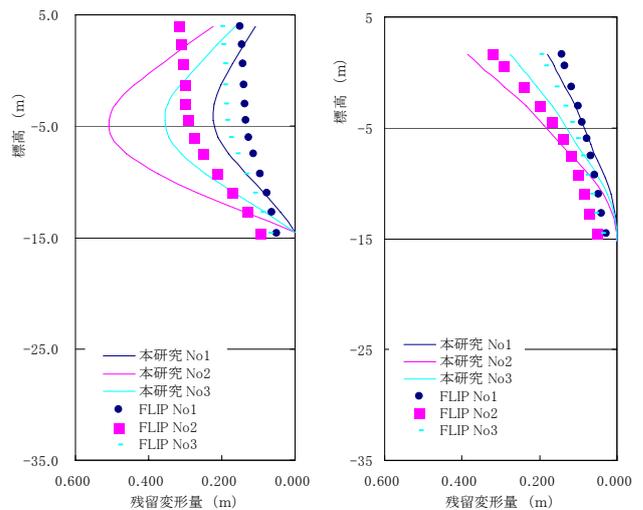
$$p_b = k_h u_b \quad (17)$$

ここで、 p_b ：矢板下端以深の地盤の変形により海底面以深の矢板が海側へ変形するのを表現する荷重(kN/m²)、 k_h ：水平地盤反力係数(kN/m³)、 u_b ：矢板下端での残留変形量(m)

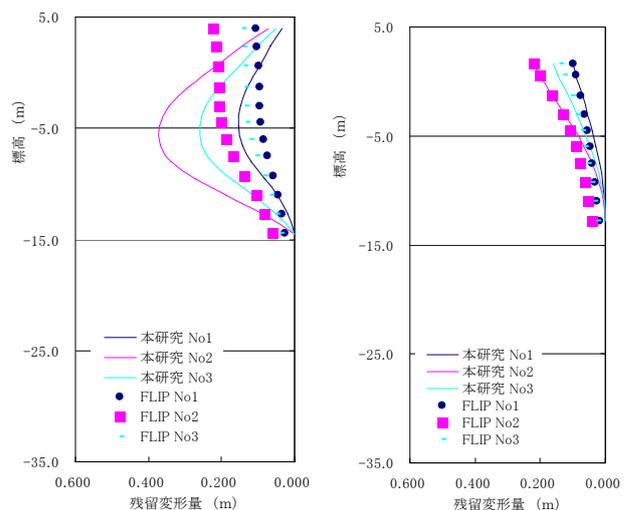
である。 u_b は、矢板前面の水平地盤反力係数の算出方法同様、1)矢板前面要素変形量推定式で求めた矢板前面要素変形量推定式により初期応力を考慮した1次元FLIP解析を行い、矢板下端位置での残留変形量を算出し、これを利用する。

7.7. 検討結果

2次元FLIPの結果を本研究の簡易耐震照査方法で再現した結果を図-58に示す。



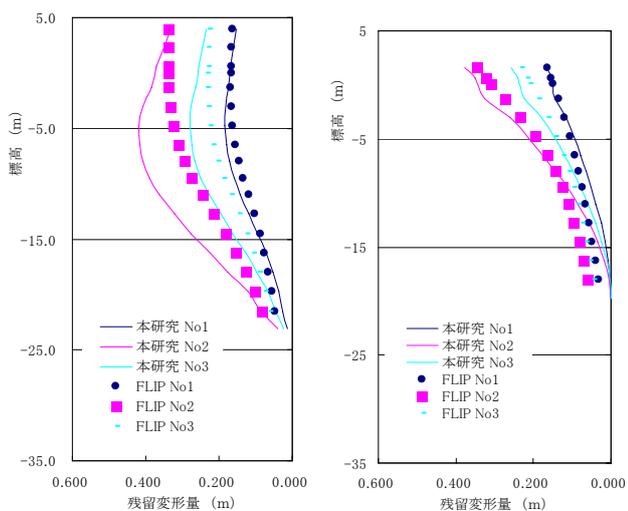
(a) 矢板 (b) 控え杭
(i) 地盤ケース1



(a) 矢板 (b) 控え杭
(ii) 地盤ケース2

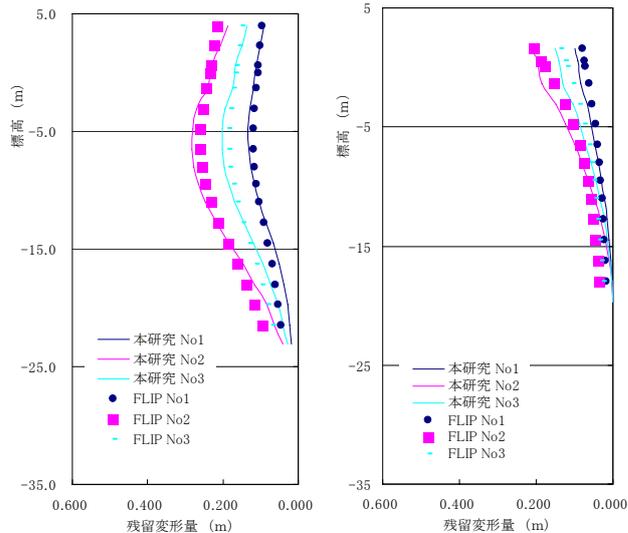
(ア) 水深-7.5m

図-58 簡易モデルによる再現結果



(a) 控え杭 (b) 矢板

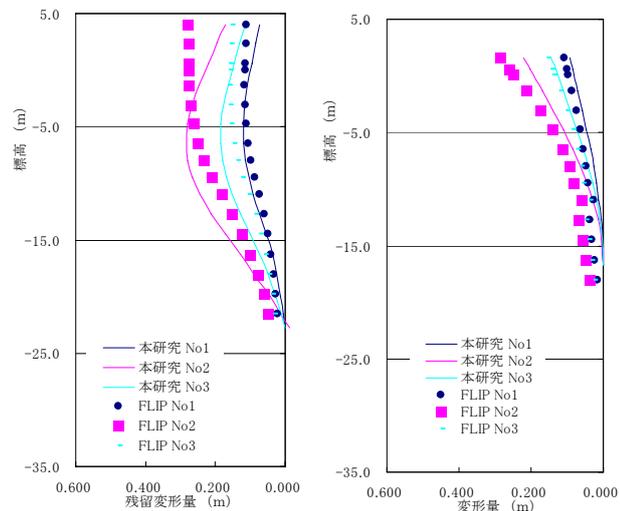
(i) 地盤ケース 1



(a) 矢板 (b) 控え杭

(i) 地盤ケース 1

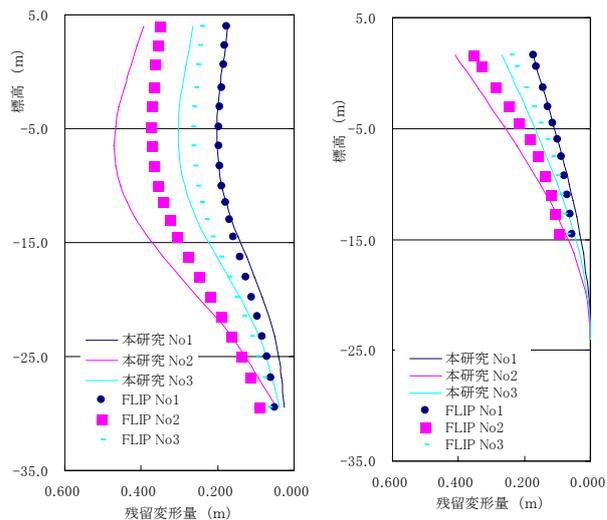
(ウ) 水深-11.0m(hx3)



(a) 矢板 (b) 控え杭

(ii) 地盤ケース 2

(イ) 水深-11.0m(hx0)



(a) 矢板 (b) 控え杭

(i) 地盤ケース 1

図- 58 簡易モデルによる再現結果 (続き 1)

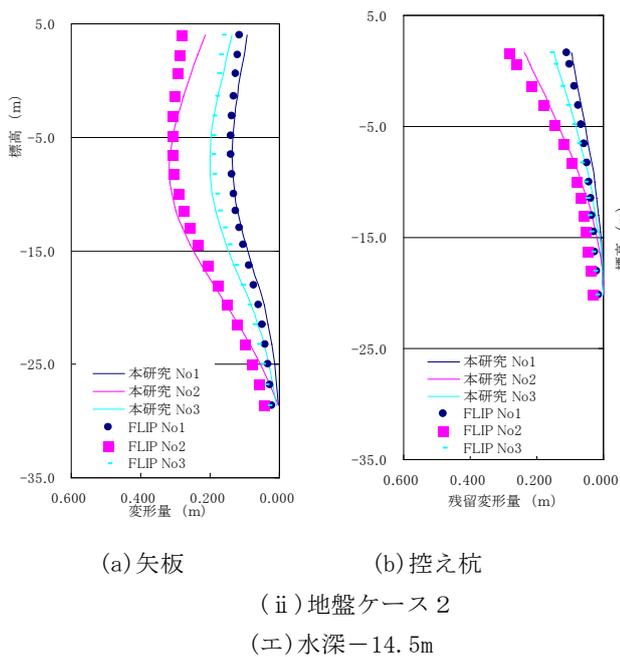


図- 58 簡易モデルによる再現結果 (続き 2)

(2007年2月14日受付)

水深-7.5mの矢板以外のケースについては、本研究のモデルにより2次元FLIPの結果を良く再現することができた。水深-7.5mの矢板については、地盤ケース1、地盤ケース2ともに、本研究のモデルがの結果が、FLIP結果に比べて標高-5.0m付近で非常に大きく、変形モードも本研究のモデルが海側へ凸な変形モードであるのに比べ、FLIPの結果は矢板頭部がやや海側へ押むような変形モードであり、異なる結果となった。再現性が悪かった原因としては、本モデルの控え杭の残留変形がFLIPの結果とあまり変わらないことを考慮すると、矢板前面の水平地盤反力係数がFLIPの結果を再現するにはやや小さ過ぎたことが考えられる。

8. まとめ

本研究における主な結論は以下のとおり。

控え直杭式矢板岸壁の矢板・控え直杭の剛性、矢板・控え直杭の根入れ長さ、矢板控え間距離のうち、最も変形に影響を与えているパラメータは矢板控え杭間距離であった。

控え直杭式矢板岸壁の控え杭前面土要素の上下節点間の変形モードは回転による変形の影響が大きく、また、左右節点間の変形モードは、杭頭部以外、伸張の影響が大きかった。そのため、控え杭前面ではせん断応力や直応力が小さいと考えられ、控え杭に作用する地盤反力は杭頭部以外、杭頭部と比較して非常に小さかった。そのため、2次元FLIPの結果を簡易な骨組モデルで表現しようとする場

合、杭に作用させる地盤バネは、杭全体に作用する分布バネではなく、タイロッド取付点に一点に作用させる集中バネの方が適していた。

集中バネを用いた骨組モデルと1次元のFLIPによる簡易耐震性能照査方法を提案した。すなわち地震動による地盤の剛性の低下を1次元FLIPで評価し、その結果を集中バネを用いた骨組モデルのバネ値で表現することにより、残留変形量を算出する手法を提案した。

本研究における簡易耐震性能照査方法と2次元FLIPの比較を-7.5m、-11.0m、-14.5m、3つ水深の断面を用いて行った結果、水深-7.5mの断面以外は、矢板、控え杭とも、本研究における簡易耐震性能照査方法で2次元FLIPと同等の残留変形量を評価することができた。

今後の課題としては、本研究の簡易耐震性能照査モデルは、控え杭のバネを集中バネで表現しているため、控え杭の曲げモーメントを算出できない。よって、控え杭の曲げモーメントの評価法などが挙げられる。

参考文献

- 1) 長尾毅, 川名太: 港湾構造物の設計法の性能規定化について, 第60回土木学会年次学術講演会, CD-ROM, 2005
- 2) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, (社)日本港湾協会, 1999
- 3) 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 海洋開発論文集, 第20巻, pp. 443-448, 2004
- 4) 井合進, 龍田昌毅, 小堤治, 溜幸生, 山本裕司, 森浩章: 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 809-812, 2001
- 5) 岡由剛, 三輪滋, 石倉克真, 平岡慎司, 松田英一, 吉田晃: 鋼矢板岸壁の被災事例による有効応力解析における初期応力状態のモデル化手法の検証, 第26回地震工学研究発表会, pp. 813-816, 2001
- 6) 三輪滋, 小堤治, 池田隆明, 岡由剛, 井合進: 初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 369-380, 2003
- 7) 長尾毅, 尾崎竜三: 控え直杭式矢板岸壁のレベル1地震動に対する性能規定化に関する研究, 地震工学論文集, CD-ROM, 2005

- 8) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No638/III-49, pp. 71-89, 1999.
- 9) Hayashi, K., Matsui, T. and Oda, K. : Simplified prediction method for behavior of sheet pile quay wall on liquified ground, Proc. 12th International Offshore and Polar Engineering Conference, pp.536-541, 2002.
- 10) 山口柏樹: 土質力学, 技報堂, 1998
- 11) 森田年一, 井合 進, H. 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, 港湾技研資料 No. 869, 1997
- 12) 長尾毅, 岩田直樹, 藤村公宜, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定方法, 国土技術政策総合研究所資料, No310, 2006
- 13) 日本道路協会: 道路土工—仮設構造物工指針, 2000
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説—IV下部工編, 2002
- 15) Vesic, A.B. : Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid, ASCE, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1961
- 16) Francis, A.J. : Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.1-32, 1964
- 17) Yoshida, I. and Yoshinaka, R. : A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for a Pile, Soils and foundations, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1972