

矢板と控え杭に挟まれた地盤の変形を考慮した矢板式岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能評価に関する研究

宮下 健一郎¹・長尾 毅²

¹パシフィックコンサルタンツ

(〒206-8550東京都多摩市関戸1-7-5)

E-mail: kenichirou.miyashita@os.pacific.co.jp

²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-t92y2@ysk.nilim.go.jp

本研究は、矢板式岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能照査手法について精度向上のための検討を行ったものである。本モデルは骨組み解析と1次元地震応答解析で構成されているが、控え杭前面の地盤バネモデルを既往の研究における集中バネから分布バネに変更した。さらに、矢板と控え杭に挟まれた地盤の地盤変形による影響を考慮するため、矢板と控え杭に挟まれた地盤の地盤変位量を土圧によるせん断変位量と土圧モーメントによる変位量に分けてそれぞれモデル化し、モデル化した変位量分だけ骨組み解析の控え前面のバネを縮ませ、全体の変形を再現する。構築したモデルは2次元地震応答解析結果との比較を行うことにより妥当性を検証した。

Key Words : sheet pile quay wall, earthquake resistant design, frame model

1. はじめに

2007年に港湾の施設の技術上の基準が改定され、岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能照査法が大幅に改定された¹⁾。採用された照査法は震度法の枠組みを用いながらも、地震動の周波数特性や継続時間が岸壁の変形に及ぼす影響を考慮し、岸壁の残留変形量が許容値以内に収まるように震度の算出方法を変更したものである²⁾。この方法は簡便であるが、実際のメカニズムとの乖離という問題がある。特に本研究で対象とする控え直杭式矢板岸壁においては、レベル1地震動程度の地震動の作用に対する破壊モードは変形先行型で鋼材の降伏先行型ではないこと³⁾⁴⁾が指摘されており、鋼材の降伏に対する安全度を照査する現行基準の設計法は実際の破壊メカニズムと大きく乖離している。一方で非線形の二次元有効応力解析による性能照査は照査精度という観点からは最も望ましい方法であり、レベル2地震動に対する性能照査には精度向上の工夫が行われた⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾結果、現在実務に広く用いられている。ただし、有限要素法では初期断面の設定方法が問題になることに加えて、設定した断面が要求性能を満足していないか、または過度な性能を有することが分かったときには断面変更による再照査の必要があることを考

えると、現時点では計算負荷の問題を無視できない。さらに、レベル1地震動に対する性能を確保する断面諸元を簡便かつ適切に設定した上でレベル2地震動に対する性能照査を精緻な方法で実施するというのが標準的な実務の流れであることを考慮すると、レベル1地震動に対する性能照査法として、簡便でありながらも実際の変形メカニズムに即した手法の開発が求められているといえる。控え式矢板岸壁の変形メカニズムの特徴として、矢板と控え杭に挟まれた地盤が矢板の変形に追従して海側へ変形するために、控え杭に地盤反力が作用し難く、控え杭の変形を表現するための水平地盤反力係数は非常に小さいことが分かっている¹⁰⁾¹¹⁾。

筆者らは、骨組みモデルと1次元地震応答計算を併用することで、現行設計法と比較してより合理的ながらも簡易な耐震性能照査モデルを構築するための検討を行っており¹⁰⁾¹²⁾、既往の検討では上記の傾向を踏まえて控え杭の変形を表現するために、控え杭前面の地盤バネを分布バネではなく、地盤反力が控え杭のタイ材取付点位置1点に作用する集中バネとしてモデル化し、2次元地震応答解析結果との比較を行っている。その結果、変形量と変形モードともに概ね調和的な結果を得ることができている。しかしながら、このモデルでは集中バネとしているた

め控え杭の曲げモーメントを求めることができないという問題点があった。

本研究では、分布バネを採用し、控え杭の曲げモーメントを求めることができるモデルについて検討する。

2. 検討条件

控え直杭式矢板岸壁は、図-1 に示すような矢板、控え杭、タイ材からなる骨組み構造であり、本研究に用いる断面は3種類の水深に2種類の地盤条件を組み合わせた基本断面と基本断面の矢板控え杭間距離を変更した断面とする。各ケースの矢板控え杭間距離を表-1 に、地盤条件を表-2 に示す。地盤条件は矢板式が採用される条件として軟弱な条件 (case1) および中間の条件 (case2) を設定しており、地盤 case1 は地表面までの固有周期が 1.2s 程度、地盤 case2 は固有周期 0.8s 程度である。鋼材の構造諸元は水深ごとに設定した設計震度で標準的な方法¹⁾により設計し決定している。設計震度と鋼材の構造諸元を表-3 に示す。

本モデルの妥当性の検証は2次元地震応答解析結果と比較することにより行い、2次元地震応答解析は解析コード FLIP⁵⁾を用いる。表-2 に示したパラメータは現在標準的に用いられている設定方法¹³⁾に従って設定している。FLIP における解析手法は、控え直杭式矢板岸壁の FLIP による解析で一般的に使われている4段階解析法⁷⁾を使用した。4段階解析法とは、地盤各部の初期応力状態が実際に近い状態を再現するように、岸壁の施工過程を踏まえ自重解析を3段階に分けて行った後で動的解析を実施する手法である。また、矢板、控え杭とその前面地盤の間には JOINT 要素 (摩擦角 15 度) を設置し、相互作用バネは使用しなかった。これは、本研究はレベル1地震動を対象としており、大規模な残留変形量発生時を想定していないため、相互作用バネの使用、不使用で残留変形量に大きな差はないと判断したためである。なお、矢板と背後地盤の間は FLIP における標準的なモデル化に従い鉛直ローラー扱いとした。矢板、控え工の上部工は剛域扱いとした。

検討に用いる地震波形は、図-2 及び図-3 に示す9波形である。なお図-3 のフーリエ振幅スペクトルはバンド幅 0.2Hz の Parzen ウィンドウにより平滑化を行ったうえで最大振幅を揃えて図示している。これらの地震波は既往の研究²⁾において、周波数特性や継続時間などの点で偏りがないように選ばれたもので、過去の代表的な観測波形や模擬地震動¹⁴⁾¹⁵⁾などから選ばれているので地震動レベルとしては大小様々である。従って、これらの波形をそのままの振幅で入力するとレベル1地震動としては過大もしくは過小なケースが生じるため、本研究ではレベル1地震動に対する矢板式岸壁の標準的な変形量許容値が 15cm である¹⁾ことを考慮して各ケースについて残留変形量が 10cm 及び 20cm 程度となるように

振幅調整を行った。

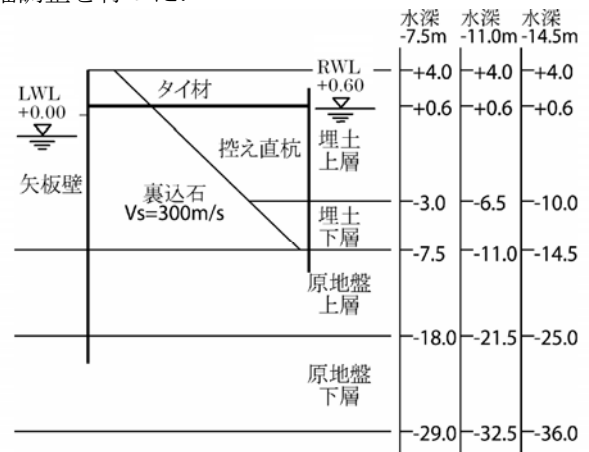


図-1 控え直杭式矢板岸壁 断面図

表-1 矢板控え間距離

水深	基本断面					
	-7.5m		-11.0m		-14.5m	
地盤	case1	case2	case1	case2	case1	case2
ケース名	ケースA	ケースB	ケースC	ケースD	ケースE	ケースF
矢板控え間距離 (m)	16.8	15	24.2	21.9	33	30.03

水深	矢板控え間距離変更断面				
	-7.5m	-11.0m			-14.5m
地盤	case1	case1			case1
ケース名	ケースG	ケースH	ケースI	ケースJ	ケースK
矢板控え間距離 (m)	22.1	29.2	34.2	39.2	38.01

表-2 地盤条件

地盤	土層区分	ρ (t/m ³)	G_m (kN/m ²)	σ_{m0} (kN/m ²)	ϕ (deg)	層中央 σ_v (kN/m ²)			N値		
						水深 -7.5m	水深 -11.0m	水深 -14.5m	水深 -7.5m	水深 -11.0m	水深 -14.5m
case1	埋土	1.8	25920	89.8	37	119.7	142.2	159.7	2.3	2.9	3.6
	原地盤	2	45000	239.8	38	249.7	284.7	319.7	10	15.7	28.7
case2	埋土	1.8	58300	89.8	38	119.7	142.2	159.7	8	9.2	10.4
	原地盤	2	72200	198.5	38	194.7	229.7	259.7	10.6	14.2	19.2
共通物性	裏込石	2	125000	279.2	39	234.7	337.2	372.2	23.4	50	50
	共通定数	2	180000	98	40	-	-	-	-	-	-

(注) G_{ma} : 基準せん断剛性, σ_{ma} : 基準拘束圧,
 ρ : 質量密度, h_{max} : 最大減衰定数, m_g : せん断剛性の拘束圧依存性を制御するパラメータ

表-3 構造諸元

水深	設計震度	地盤	矢板		タイ材		控え杭	
			根入長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)	種別	断面積 (m ² /m)	杭長 (m)	断面2次 モーメント (m ⁴ /m)
-7.5	0.10	case1	7.1	0.000266	SS400	0.00192	16.3	0.000404
		case2	6.9	0.000259	SS400	0.00192	13.9	0.000332
-11	0.15	case1	12.1	0.002150	HT-490	0.00221	21.1	0.001140
		case2	11.8	0.002080	HT-490	0.00221	17.8	0.000907
-14.5	0.20	case1	15	0.005320	HT-740	0.00221	25.1	0.002860
		case2	14.1	0.004520	HT-740	0.00221	21.3	0.002290

3. モデル概要

図-4 に控え杭の変位量と控え杭の曲率を2回積分して求めた変位量、またその差である曲率以外の変位量を示す。検討ケースはケース A で自重解析時と残留変形時について比較を行う。図より、自重解析時と残留変形時ともに曲率により求めた変位量は実際の変位量より小さく、控え杭の変位量は曲げモーメントを伴う変位と伴わない変位に分けられる

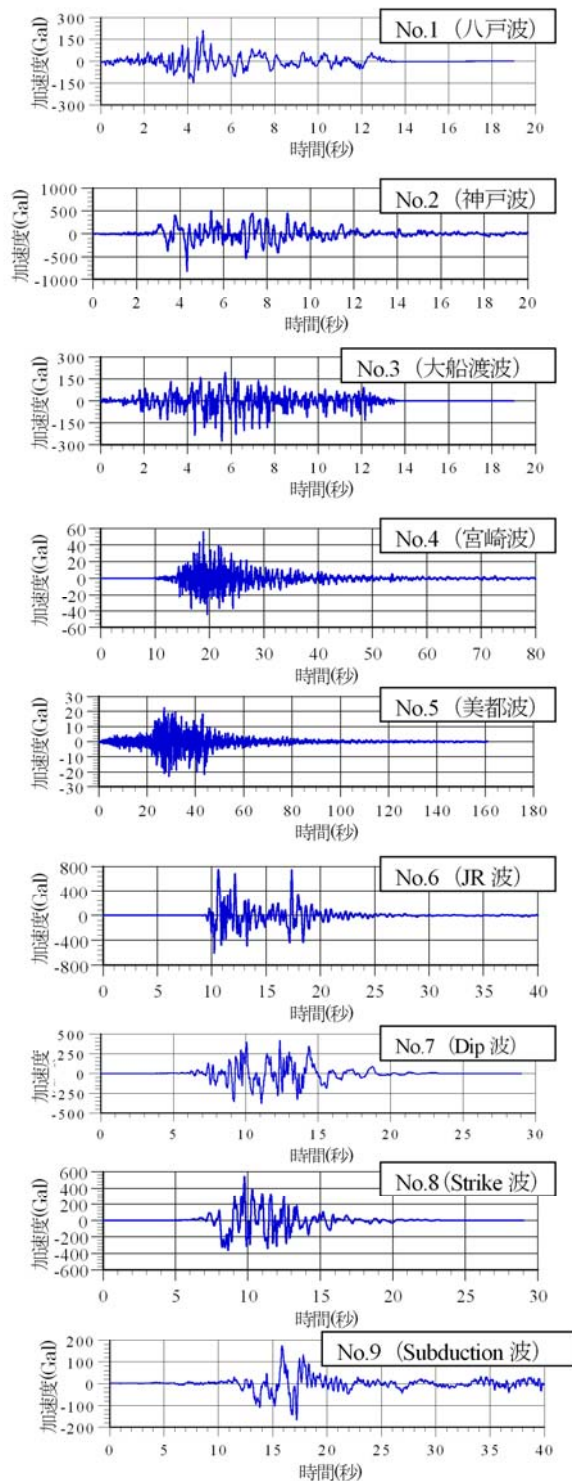


図-2 入力地震動地震波形

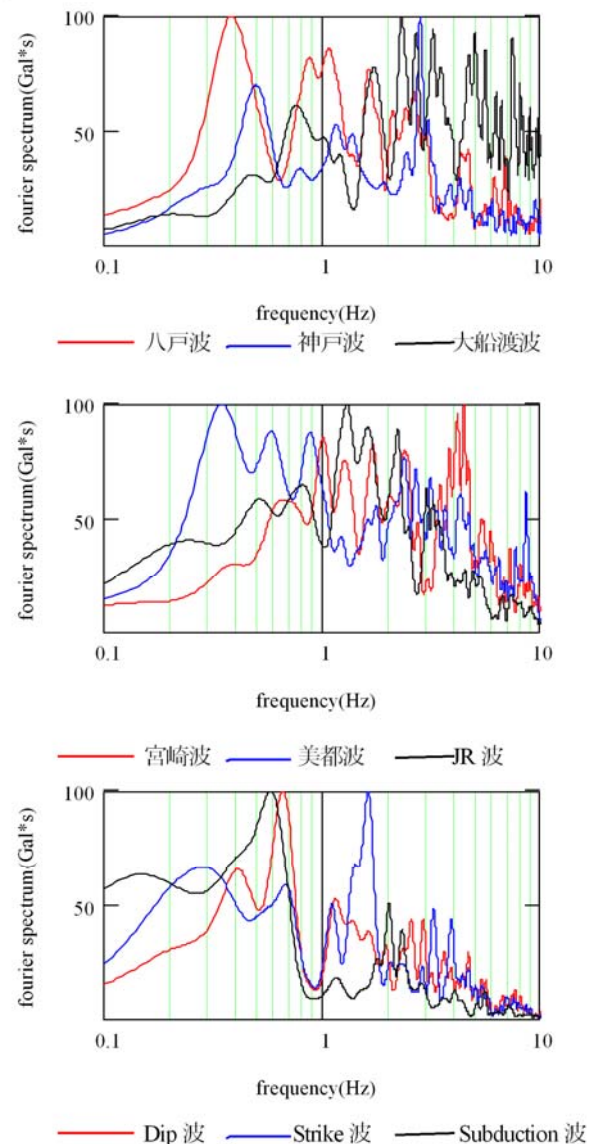


図-3 入力地震動フーリエ振幅スペクトル

ことが分かる。控え杭の変形モードとしては、地盤の変形に追従した結果生じるものと、タイ材から伝わる引張力による結果生じるものがあるが、後者は控え上部に集中した引張力が作用するため控え杭に曲げモーメントを生じさせると考えられ、前者は地盤のインピーダンスコントラストの急変部では曲げモーメントを生じさせる可能性があるものの、大局的には曲げモーメントを生じさせない変形に対する影響が強いものと考えられる。

本研究ではこの曲げモーメントの発生を伴わない変位量を矢板控え杭間地盤の変位量として取り扱い、この変位量をモデル化し、控え杭前面バネをこの変位量分だけ海側へ強制的に縮ませ、控え杭の変形を表現する。この時、矢板控え杭間地盤の変位量は直線としてモデル化し、曲げモーメントの発生を伴わない変形を表現する。

同様に、矢板岸壁は矢板下端以深の地盤変形によって海側へ変位することが分かっているが、本モデ

ルではこれを表現するため、矢板下端での変位量分だけ矢板前面バネを海側へ縮ませる。具体的にバネを縮ませる方法としては、式(1)に示すような水平地盤反力係数に矢板控え杭間地盤変位量及び矢板下端変位量を乗じた荷重を土圧とは別に矢板の海底面以深及び控え杭背後に作用させることにより縮ませる。本モデルのイメージを図-5に示す。

$$q_g = k_H \times u_g \quad (1)$$

ここで、 q_g ：バネを縮ませる荷重、 k_H ：水平地盤反力係数、 u_g ：矢板控え杭地盤の変位量及び矢板下端変位量

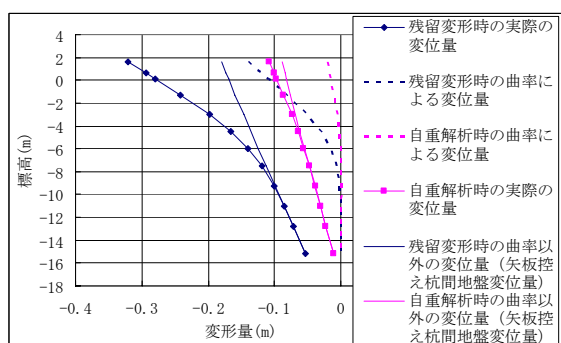


図-4 控え杭の変位量

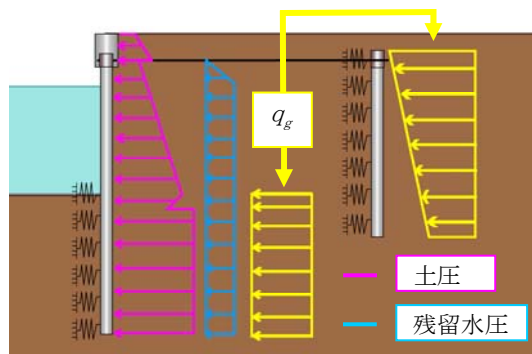


図-5 モデルのイメージ

4. 矢板控え杭間地盤変位量のモデル化

(1) 矢板控え杭間の地盤変位量のモデル化方法

矢板控え杭間地盤を1つのブロックとして考えると、矢板控え杭間地盤にはタイ材による引張力が控え杭に作用することによる控え杭からの圧縮力と、図-6のような土圧が作用すると考えられる。本モデルでは後者の影響について、図-7のようにせん断力及びモーメントによる変形としてモデル化する。以下、せん断による変位量とモーメントによる矢板控え杭間地盤の変位量について検討を行う。

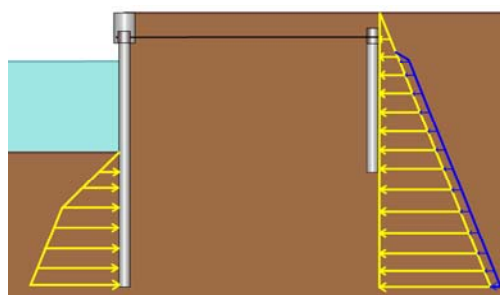


図-6 矢板控え杭間地盤に作用する土圧

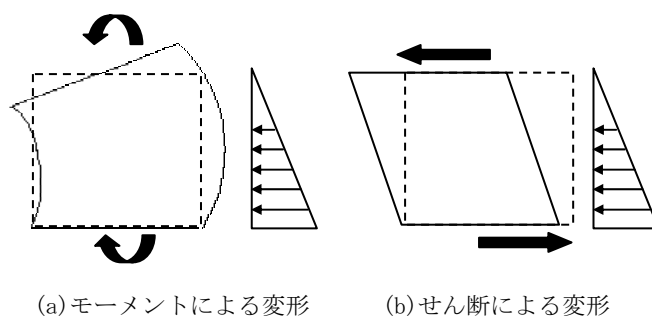


図-7 矢板控え杭間地盤の変形モード

(2) せん断による変位量

海底面におけるせん断力を評価するために2種類の方法で比較した。即ち、①2次元自重解析から得られた矢板控え杭間地盤の海底面高さに働くせん断力と2次元自重解析から得られた控え杭背後に働く天端から海底面高さまでの土圧と残留水圧の和、②控え杭背後の土圧を静止土圧($K_0=0.5$ とする)とし、他は①と同じとした場合である。両者の比較を図-8に示す。ここで、海底面高さにおけるせん断力は、矢板控え杭間地盤の海底面高さの土要素のせん断力を足し合わせた値である。図より海底面におけるせん断力と控え杭背後の土圧は概ね釣り合っている事が分かる。若干せん断力の方が小さいのは、土圧の一部は、矢板控え杭間地盤のせん断力以外に矢板と控え杭の海底面高さでのせん断力と釣り合っているためだと考えられる。また、2次元自重解析による土圧の和は静止土圧による土圧の和とほぼ等しいことが分かる。

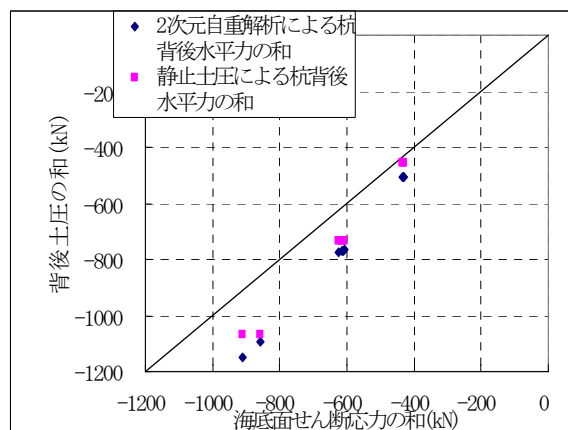


図-8 変形モードの違い

同水深かつ同地盤条件で矢板控え杭間距離が異なる断面について、矢板控え間地盤の海底面高さに働くせん断応力 τ_{xy} の分布を図-9に示す。横軸は矢板からの距離で矢板控え杭間距離で除すことにより無次元化している。矢板控え間距離が長いほどせん断応力が小さくなっており、これは矢板控え杭間距離が長いほどせん断力を負担する面積が広くなるためだと考えられる。また、矢板控え杭間地盤の中心に近い位置で大きいせん断応力が発生していることが分かる。

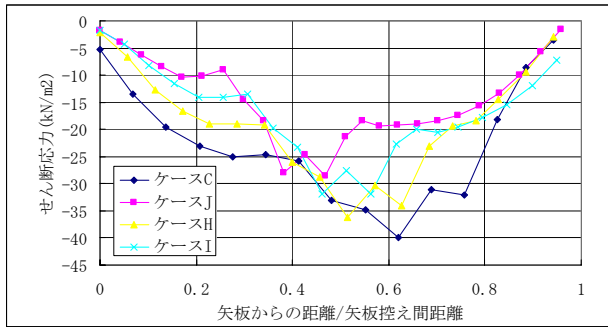


図-9 海底面高さでのせん断応力分布

本モデルでは、矢板下端以浅については各高さにおいて控え杭背後の土圧と矢板前面の土圧を算出し、これを矢板控え間距離で除すことにより τ_{xy} をモデル化する。杭背後の土圧は静止土圧、矢板前面の土圧は既往の研究¹²⁾と同様のモデルで与える。既往の研究では、静止土圧に天端から海底面までの地盤の有効重量による増加土圧を加えた値で矢板前面の土圧をモデル化しており、これにより、概ね2次元解析の矢板前面土圧を再現することができている。既往の研究において、増加土圧はBussinesqの弾性応力解を利用している。Bussinesqの問題はもともと鉛直集中力を载荷したモデルであるが、これをもとにして分布荷重を载荷した場合の解が示されており¹⁶⁾、Bussinesqの弾性応力解を利用すると、図-10のA地点で増加応力は式(2)で与えられる。よって、矢板前面の土圧は式(3)となる。ただし、上限値を受働土圧としている。

$$\Delta\sigma_x = 0.5p \quad (2)$$

$$\sigma_x = 0.5\sum \gamma' h + 0.5p \quad (\leq K_p \sum \gamma' h) \quad (3)$$

ここに、 h ：海底面からの深さ、 γ' ：土の有効単位体積重量、 p ：海底面より上の有効上載圧、 K_p ：受働土圧係数である。

矢板下端より下の τ_{xy} については、矢板下端における τ_{xy} と天端から海底面までの有効上載圧が矢板下端以深の地盤に伝播していくとして、BussinesqとCerrutiの弾性応力解により求める。Cerrutiの問題もBussinesqの問題同様、もともと鉛直集中力を载荷したモデルであるが、これをもとにして分布荷重を载荷した場合の解が示されている¹⁶⁾。この時、矢板

控え間地盤中心である図-10のB地点において、鉛直分布荷重による τ_{xy} は式(4)、水平分布荷重による τ_{xy} は式(5)で求めることができる。これを足し合わせた値を矢板下端以深での τ_{xy} とする。

$$\tau_{xy} = -\frac{p}{\pi} \cos^2 \theta \quad (4)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{q}{\pi} (2\theta - \sin 2\theta) \quad (5)$$

ここで、 q ：矢板下端での矢板控え杭間に働く平均せん断応力である。

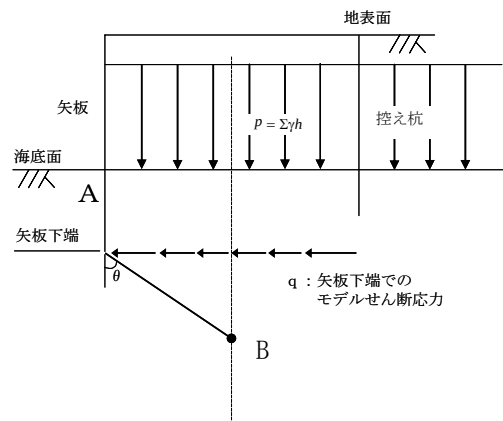


図-10 地盤内応力

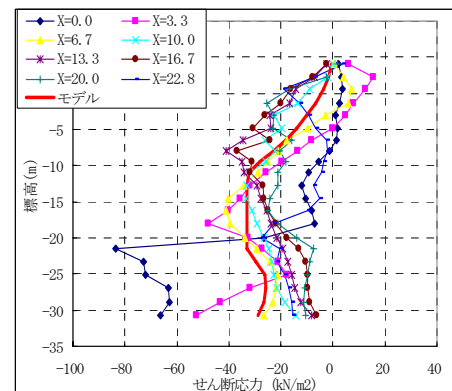
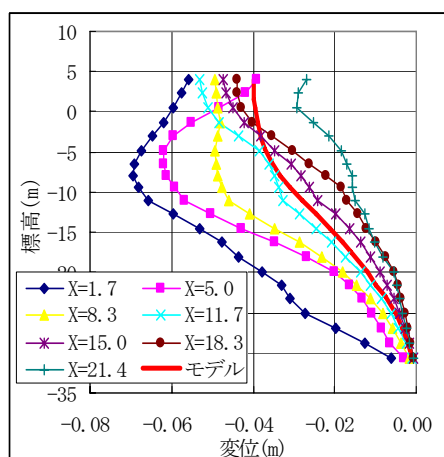


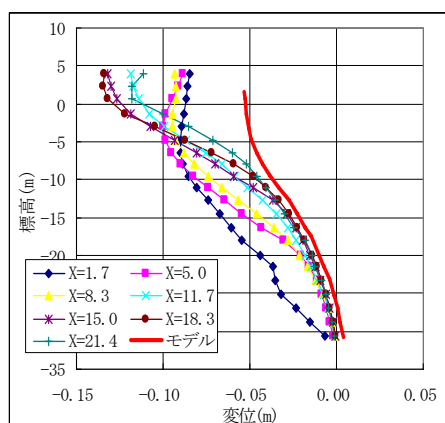
図-11 モデルと2次元自重解析の τ_{xy} の比較 (ケースC)

モデルと2次元自重解析の τ_{xy} の比較を図-11に示す。検討ケースはケースCの自重解析時であり、凡例のXは矢板からの距離(m)を表している。2次元解析において、矢板近くの τ_{xy} は矢板下端以深以外は比較的小さな値となっているが、これは矢板の剛性が地盤に比べて大きく地盤がせん断変形しにくいいため、矢板下端以深の大きな τ_{xy} は、天端から海底面までの地盤の有効重量によるものだと考えられる。控え杭前面では、タイ材取付高さ近くで大きなせん断力が働いており、控え杭の変形による影響である

と考えられる．以上のように，矢板や杭近くの τ_{xy} はそれぞれの変形による影響を大きく受けているが，ここでモデル化しようとしている τ_{xy} は，杭の変形などの影響を除いた τ_{xy} である．よって本研究では，矢板と控え杭両方から離れた矢板控え杭間地盤の中心付近の τ_{xy} とモデル τ_{xy} を比較し，モデルの妥当性を検証する．矢板控え杭間地盤の中心付近 $X=10$ あたりの2次元解析の τ_{xy} は，全体的に天端から海底面付近までは徐々に増加し，海底面から矢板下端までは減少もしくは一定値となっている．本モデルは天端から海底面までやや小さいものの，これに調和的であり，概ね矢板比控え杭間地盤の τ_{xy} を再現できている．



(a)自重解析時



(b)残留変形時

図-12 モデルと2次元解析のせん断変位量の比較（ケースC）

モデル化した τ_{xy} を強制的に発生させた1次元のFEMで自重解析と地震応答解析を行い，自重解析時と残留変形時のせん断による変位量を求める．残留変形時のせん断変位量は地震動による増加分を示しており，地震動は2次元解析の残留変位量が20cmになるよう振幅調整した地震波No1を利用する．モデルと2次元解析の比較を図-12に示す．自重解析時においてモデルの変位量は矢板控え杭間地盤の中心付

近 $X=11.7$ あたりの変位量を概ね再現できている．2次元解析の矢板近くのせん断変位量はモデルに比べて大きく，これは矢板下端以深の大きな τ_{xy} による影響であると考えられる．残留変位時において，2次元解析による変位量は矢板に近い位置以外では矢板からの距離に関わらず概ね同程度で，モデルの変位量も基盤から海底面高さ付近まではこれに近い．モデルの変位量は，海底面高さより浅い範囲では2次元解析より小さな値となっている．これは，2次元解析では控え杭による圧縮力の増加によりせん断変位量が増加するが，モデルは1次元の地震応答解析であるため，これを再現できないからである．本モデルにおいて，この控え杭の圧縮力の増加によるせん断変位量の増加は，最終的な骨組みモデルの中で控え杭の変形によって分布バネのバネが縮む量として表現する．

(3) モーメントによる変位量

図-13に矢板背後地盤の鉛直応力 σ_y の分布を示す．検討ケースはケースCの自重解析時である．凡例のYは標高(m)を示す．矢板に近づくほど大きな鉛直応力 σ_y が発生しており，また，矢板と控え杭に挟まれる範囲において概ね傾き一定で変化していることが分かる．図-14に鉛直ひずみ ε_y の分布を示す．検討ケースは σ_y と同じである．矢板と控え杭に挟まれる範囲において，矢板近傍以外では ε_y は σ_y 同様に概ね傾き一定で矢板控え杭間地盤の中心位置を中心として変化しており，図-15に示すような変形モードであることが分かる．

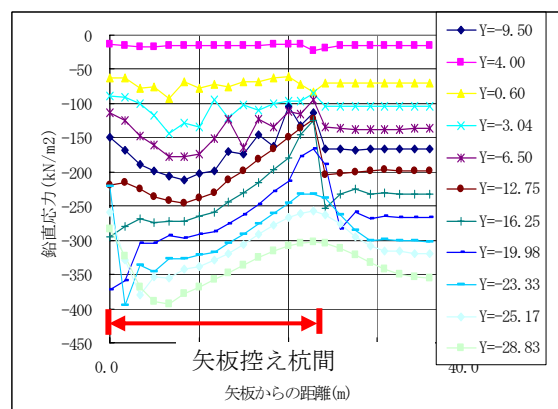


図-13 矢板背後地盤の鉛直応力分布

矢板控え杭間地盤の海底面における σ_y によるモーメントを評価するために以下の2種類の方法で比較した． σ_y によるモーメントは，平均 σ_y 発生位置まわりのモーメントである．①2次元自重解析から得られた矢板控え杭間地盤の海底面高さに働く σ_y によるモーメントと2次元自重解析から得られた控え杭背後に働く天端から海底面高さまでの土圧と残留水圧による海底面高さまわりのモーメント，②控え杭背後の土圧を静止土圧 ($K_0=0.5$ とする) とし，他は①と同じとした場合である．両者の比較を図-16に

示す．図より矢板控え杭間地盤の海底面高さに働くモーメントと控え杭背後のモーメントは概ね釣り合っている事が分かる．土圧モーメントの方が小さいのは，土圧モーメントの一部は矢板控え杭間地盤の σ_y によるモーメント以外に矢板と控え杭の断面力によるモーメントと釣り合っているためだと考えられる．また，2次元自重解析によるモーメントは静止土圧による土圧モーメントとほぼ等しいことが分かる．

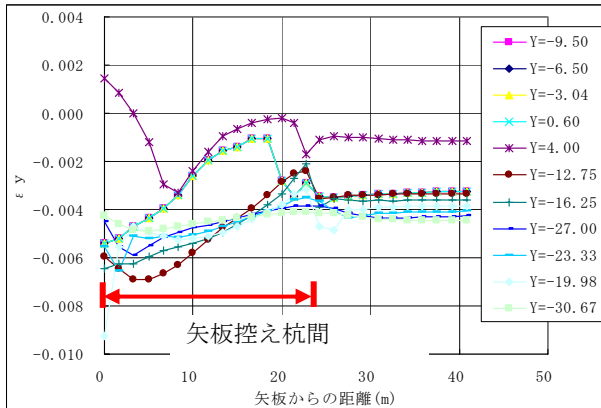


図- 14 矢板背後地盤の鉛直ひずみ分布

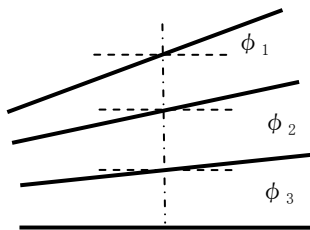


図- 15 矢板背後地盤のモーメントによる変形

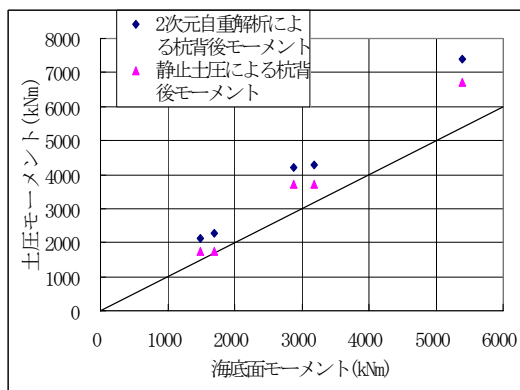


図- 16 海底面でのモーメントと土圧モーメントの比較

本モデルでは，矢板控え杭間地盤の各高さでの曲率を各高さでの土圧モーメントにより式(6)を用いて算出し，各高さでの曲率から式(7)により変位量を求めることとする．式(7)において，自重解析時

の軸差応力による割線剛性 G_d は，1次元FEMの解析結果より，式(8)により求める．残留変形時においては，本モデルは1次元のFEMによるモデルであるため，地震により低下した割線剛性は求めることができないので，式(9)に示すように， G_d の自重解析時と残留変形時の比が，せん断応力とせん断ひずみによる割線剛性 G_{xy} の自重解析時と残留変形時の比に関係しているとして，せん断による変位量の算出時に得られる G_{xy} の自重解析時と残留変形時の比の2倍としてモデル化することとした．

$$\phi_i = \frac{6M_i}{(1 + G_{di})L^3} \quad (6)$$

$$u_r = \sum_{j=1}^i \left\{ 0.5 \left(\sum_{k=1}^{j-1} \phi_k dy_k + \sum_{k=1}^j \phi_k dy_k \right) dy_j \right\} \quad (7)$$

$$(G_{di})_{ini} = \frac{\tau_{di}}{\gamma_{di}} \quad (8)$$

$$(G_{di})_{res} = \alpha_d (G_{di})_{ini} \quad (9)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{\Delta p}{\pi} [\theta + 0.5 \sin 2\theta] + \frac{\Delta pz}{\pi L} [\cos 2\theta - 1] \quad (10)$$

ここで，添え字 i は各要素を示し， res は残留変形時を ini は自重解析時を表す． ϕ ：曲率， u_r ：矢板控え間地盤のモーメントによる変形量， τ_d ：軸差応力， γ_d ：軸差ひずみ， dy ：要素高さ， M ：矢板控え間地盤に作用する土圧モーメント， L ：矢板控え間地盤の回転距離（矢板近くでは，曲率一定でないことを考慮し， $0.9 \times$ 矢板控え杭間距離とする）， α_d ： G_d の剛性低下率で G_{xy} の自重解析時と残留変形時の比の2倍とする．

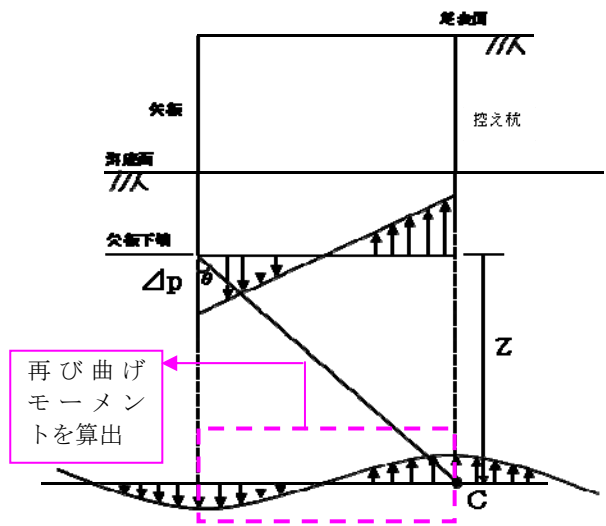


図- 17 矢板下端以深のモーメントのイメージ

土圧モーメントは，矢板下端以浅については杭背後と矢板前面土圧によるモーメントの差し引きにより算出し，矢板前面と杭背後の土圧は，せん断による変位量のモデル化に使用するモデルと同じとする．

矢板下端以深のモーメントはモーメントにより発生している矢板下端位置での σ_y が矢板下端以深の地盤に伝播していくとして、ブシネスクの弾性応力解により矢板下端以深の各深さの矢板位置から控え杭位置までの σ_y を算出し、再びこれをモーメントに戻して求める。矢板下端以深のモーメント算出のイメージを図-17に示す。図-17においてC地点の σ_y の増加分は式(10)で求めることができる。モデルの土圧モーメントと2次元解析の矢板位置から控え杭位置の σ_y による平均 σ_y 発生位置まわりモーメントの比較を図-18に示す。検討ケースはケースCの自重解析時である。矢板下端以深(標高-23m)でややモデルの方が大きな値となっているが、概ね2次元解析のモーメントを再現できている。

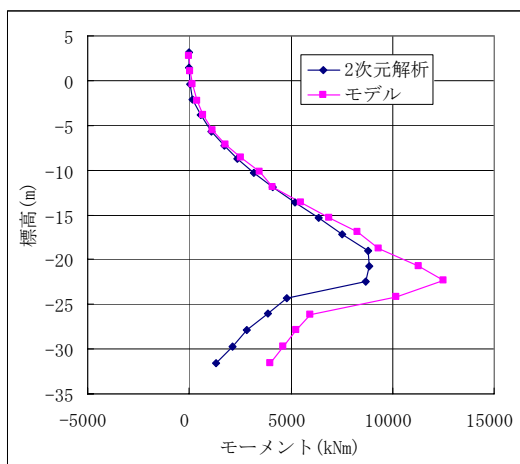
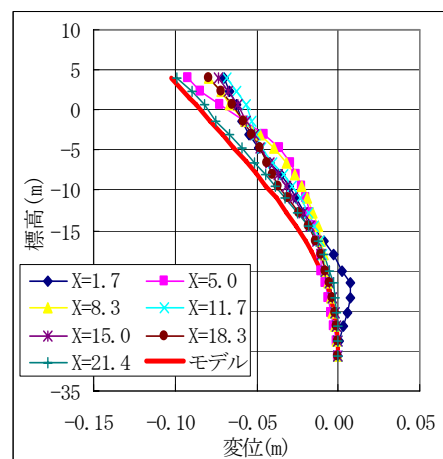


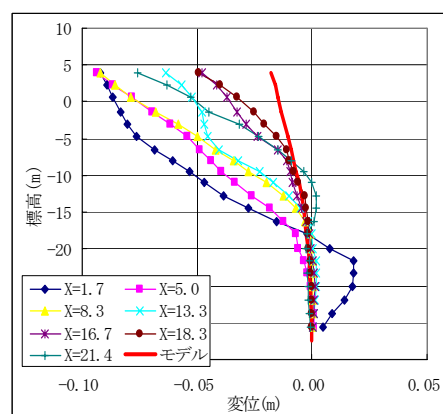
図-18 モーメントの比較

次にモデルと2次元解析のモーメントによる変位量の比較を行うが、比較を行うにあたって、2次元解析は解析結果からモーメントによる変位量を抽出することができないので、全変位量からせん断による変位量を差し引いた変位量をモーメントによる変位量としてモデル変位量と比較することとする。2次元解析の変位量は、せん断による変位量とモーメントによる変位量以外に、圧縮による変位量によって構成されているが、本研究では、既往の研究¹⁰⁾より控え杭前面地盤はタイ材取付点から海底面までの範囲では主働側の状態にあることが分かっているため、圧縮による影響は小さいと判断している。

モデルと2次元のモーメントによる変位量の比較を図-19に示す。検討ケースはケースCの自重解析時と残留変形時で、地震動は2次元解析の残留変形量が20cmになるよう振幅調整した地震波No1を利用する。凡例のXは矢板からの距離(m)を表す。残留変形時の変位量は自重解析時からの増加量を示している。自重解析時の2次元解析のモーメントによる変位量は矢板からの距離の違いで大きな違いは見られず、図-15で想定しているように、矢板からの距離に関係なく同程度の曲率で地盤が変形していること



(a)自重解析時



(b)残留変形時

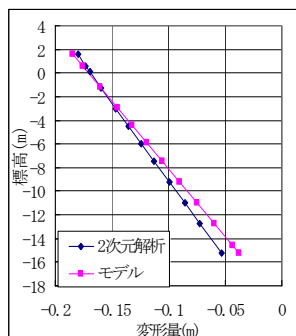
図-19 モデルと2次元解析のモーメント変位量の比較 (ケースC)

が分かる。せん断変位量の検討同様、矢板控え杭地盤の中心付近X=11.7あたりでの変位量と比較すると、モデルの変位量はやや大きい結果となっているが、変位量は基盤から標高-20mまではあまり増加せず、標高-20mから海底面(標高-11m)までの間で大きくしなるように増加し、海底面より浅い範囲では直線的に増加するという変形モードで、概ね2次元解析結果と調和的である。残留変形時の2次元解析のモーメントによる変位量は、海底面以深では特に海底面から標高-20mの範囲で矢板からの距離によって変形モードが異なっており、同高さで異なる曲率で、図-15のような変形モードとはなっていない。しかしながら、海底面以浅では各位置の変位量が平行しており矢板からの距離にかかわらず同程度の曲率で変位していることと、モデルの変位量が、基盤から海底面付近までは変位量と変形モードともに矢板控え杭間地盤の中心付近X=13.3あたりの変位量に近いことなどから、式(6)式(7)の適用は可能と判断している。モデルの変位量は海底面より浅い範囲では、2次元解析結果より小さい。これはモデルによるせん断変位量と同様に、本モデルでは控え杭の圧縮力の増加によるモーメントによる変位量の増加を

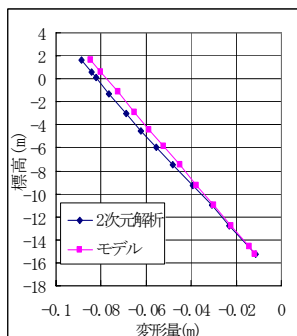
考慮できないためであり、本モデルにおいてこの変位量の増加は、最終的な骨組みモデルの中で分布バネのバネの縮む量として表現する。

5. 土圧のモデル化

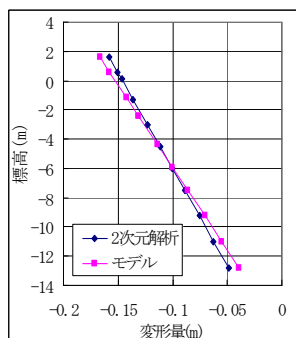
矢板に作用する土圧モデルについては、既往の研究¹²⁾における土圧のモデルと同様のモデルとする。既往の土圧モデルでは、矢板天端からタイ材取付点までは受働土圧の0.3倍、タイ材取付点から矢板前面のモデル土圧が受働土圧の範囲までは、補正加速度 α_c ²⁾を用いた地震時土圧、それ以深は海底面位置での静止土圧としており、このモデルにより概ね2次元解析の土圧を再現できている。矢板天端からタイ材取付点までは受働土圧の0.3倍としているのは、既往の研究において、タイ材より浅い部分は陸側へ傾斜するような変形モードとなって一種の受働状態



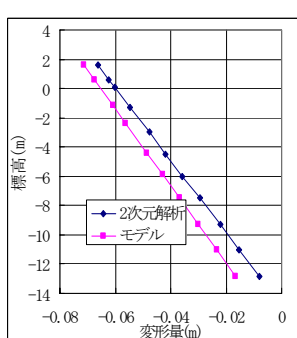
(a) ケースA残留変形時



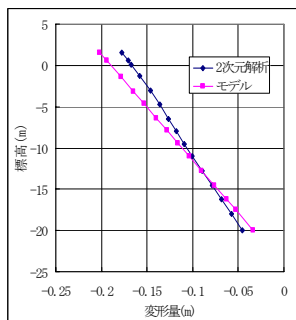
(b) ケースA自重解析時



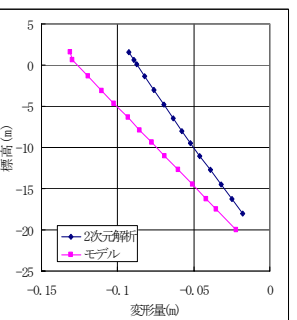
(c) ケースB残留変形時



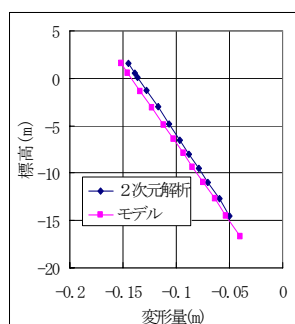
(d) ケースB自重解析時



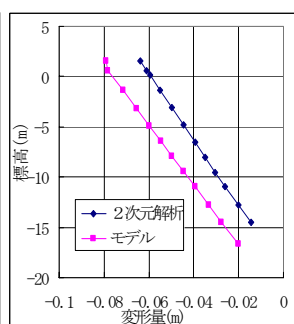
(e) ケースC残留変形時



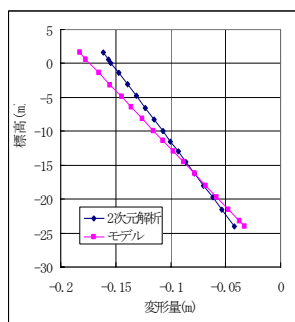
(f) ケースC自重解析時



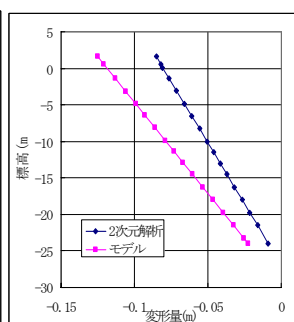
(g) ケースD残留変形時



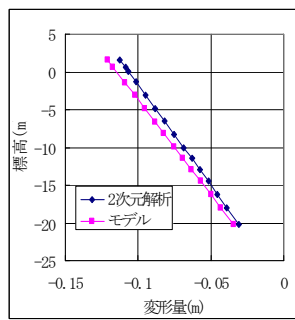
(h) ケースD自重解析時



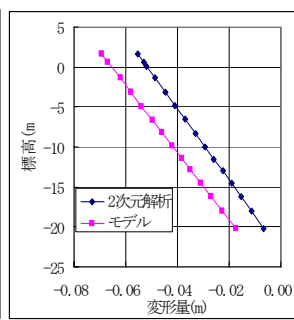
(i) ケースE残留変形時



(j) ケースE自重解析時



(k) ケースF残留変形時



(l) ケースF自重解析時

図-20 モデルと2次元解析の矢板控え杭間地盤変位量の比較

に近くなり、2次元解析では非常に大きな荷重強度が算出される傾向があることが分かったからである。また、補正加速度とは、岸壁の変形に関する地震動の周波数特性の影響や繰り返しサイクル数の影響を考慮して、地表面の加速度応答をもとにフィルター処理を行うことなどにより得られる加速度最大値である。震度法により岸壁の照査用震度を算出する際にこの補正加速度を用いることが提案されているものであり、港湾基準¹⁾においても採用されている。

6. 控え杭前面バネのモデル化

(1) 水平地盤反力係数

控え杭前面の地盤バネは、控え杭前面地盤の応力状態をモデル化した1次元FEMより割線剛性を求め、割線剛性より道路土工—仮設構造物工指針¹⁷⁾や道路

橋示方書¹⁸⁾などに採用されている水平地盤反力係数の算出式である式(11)により求める。

$$k_{H1} = \frac{2(1+\nu)G_1}{B_0} \left(\frac{B_H}{B_0} \right)^{-3/4} \quad (11)$$

ここに、 k_h ：水平地盤反力係数（ kN/m^3 ）， G_1 ：主応力の軸差応力による割線剛性， ν ：ポアソン比 $=0.33$ ， B_0 ：基準載荷幅（ $=0.3\text{m}$ ）， B_H ：換算載荷幅（ $=10\text{m}$ ）。換算壁体幅は、2次元解析において杭は単位奥行き幅あたりの剛性が等しい連続壁としてモデル化しており、2次元解析との比較の観点から連続壁の条件 $=10\text{m}$ とすることとする。

控え杭前面地盤は、杭の変形などにより水平成層地盤に比べて拘束圧が大きく変化している。本モデルでは、これらを考慮して1次元FEMを行う。具体的には以下のように行う。まず、モデル化した σ_x 、 σ_y により拘束圧 σ_m を式(12)により求め、その拘束圧を用いて最大せん断強度を式(13)により、初期せん断剛性を式(14)により求める。求めた初期せん断剛性、最大せん断強度の地盤条件でモデル τ_{xy} を強制的に発生させた後、1次元FEMによる自重解析、地震応答解析を行う。ここで、1次元FEMにおける σ_x 、 σ_y については水平成層条件（ $K_0=0.5$ ）とする。これは、1次元有限要素解析であるので複雑な σ_x 、 σ_y を与えると要素幅が変化することなどにより安定的な解が得られないためである。従って、上記の σ_x 、 σ_y のモデル化はせん断強度と初期せん断剛性の評価においてのみ反映する。

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_x' + \sigma_y'}{2} \quad (12)$$

$$\tau_f = \sigma_m' \sin \phi \quad (13)$$

$$G_0 = G_{0r} \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{mr}} \right)^{1/2} \quad (14)$$

ここで、 G_{0r} ：各土層の基準せん断剛性， σ_{mr} ：基準有効拘束圧。

以下、各応力のモデル化方法を示す。 τ_{xy} のモデル化は矢板控え間地盤に発生しているせん断ひずみ（ γ_{xy} ）_gに控え杭の変形によるせん断ひずみ $\Delta\gamma_{xy}$ が加わるとして式(15)によりせん断ひずみ γ_{xy} をモデル化し、これを τ_{xy} と γ_{xy} の非線形性が双曲線型であるとして式(16)に γ_{xy} を代入し求める。ただし、控え杭と地盤の滑りを考慮し、杭と地盤の間の最大摩擦力を上限値とする。控え杭の変形による $\Delta\gamma_x$ は、自重解析時を想定した骨組み解析結果の控え杭の節点間相対変位量を節点間距離で除すことにより算出する。

σ_x のモデル化は、杭の変位による地盤反力を静止土圧に加えた値と、静止土圧の平均値としてモデル化する。 σ_x を平均値としたのは、控え杭前面の

地盤バネは控え杭から矢板方向へ少し離れた静止土圧状態に近い地盤の拘束圧の影響も考慮した方がよいと判断したためである。この時 σ_x は式(17)により求めることができる。ところで、自重解析時を想定した骨組み解析には控え杭前面の水平地盤反力係数が必要となるため、結局、控え杭前面の水平地盤反力係数は図-21に示す繰返し作業により求めることとなる。

σ_y は矢板控え杭間地盤に働く土圧モーメントにより、 σ_y が減少するとしてモデル化する。すなわち、水平成層地盤における σ_y から式(18)で与えられる土圧モーメントによる σ_y 減少量を差し引いた値でモデル化する。

$$\gamma_{xy} = (\gamma_{xy})_g + \Delta\gamma_{xy} \quad (15)$$

$$\tau_{xy} = \frac{G_0 \gamma_{xy}}{1 + \frac{G_0 \gamma_{xy}}{\sigma_m \sin \phi}} (\leq \sigma_x \tan \delta) \quad (16)$$

$$\sigma_x = 0.5(k_H \times u_h + 2K_0 \sum \gamma' h) \quad (17)$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{6M}{L^2} \quad (18)$$

ここで、 $(\tau_{xy})_g$ ：矢板控え杭間地盤におけるモデル τ_{xy} ， u_h ：控え杭の変位量

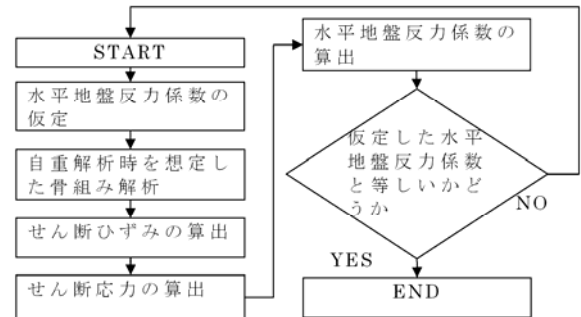


図-21 水平地盤反力係数決定までの繰返しフロー

モデル化した応力の2次元解析との比較を行う。検討ケースはケースCの自重解析時である。 τ_{xy} の比較を図-22に示す。2次元解析の比較対象は控え杭に最も近い要素である $X=22.8$ とする。モデルの τ_{xy} は天端からタイ材取付点までは、 $X=22.8$ の応力状態に近いが、それ以降は $X=22.8$ に比べて非常に大きく、 τ_{xy} を過大評価している。 σ_x の比較を図-23に示す。 σ_x は2次元解析の他、静止土圧（ $K_0=0.5$ ）とも比較を行う。2次元解析では矢板近くの海底面以浅で範囲での値が比較的小さく、これは矢板の変位により地盤が主働側の状態になっているためだと考えられる。また、控え杭近くでは、タイ材取付点近くで比較的大きな値となっており、控え杭の変形の影響だと考えられる。それ以外の範囲では概ね静止土圧に

近い。モデルの σ_x は、本モデルが再現を目指す控え杭近くの要素である $X=22.8$ と比較すると、標高-5 m 以浅において小さく拘束圧を過小評価している。 σ_y の比較を図-24に示す。2次元解析の σ_y は控え杭に近づくほど小さく、控え杭に最も近い要素 $X=22.8$ は、海底面（標高-11 m）から減少し始め、標高-20 m 付近からまた増加始めるが、これは本モデルと概ね調和的である。

控え杭前面の応力モデルは、 σ_y については概ね2次元解析を再現していたが、 σ_x はタイ材取付点近くで過小評価、 τ_{xy} は海底面近くで過大評価しており、今後精度を向上させる必要がある。

(2) バネの非線形性

ケースCの図-25に示す要素とモデルの同高さの要素の主応力による軸差応力の履歴曲線の比較を図-26に示す。主応力による軸差応力によって比較を行うのは、モデルのような1次元解析では地震動の作用によりXY平面の γ_{xy} が進行するが、2次元解析では例えば杭の変形になどにより、直応力によるひずみが進行する場合もあるため、ひずみの進行をXY平面の γ_{xy} だけで比較することは出来ないからである。主応力によるせん断面での比較により、応力状態に関係なくひずみの進行を比較することができる。着目要素は控え杭に最も近い要素のうち、天端

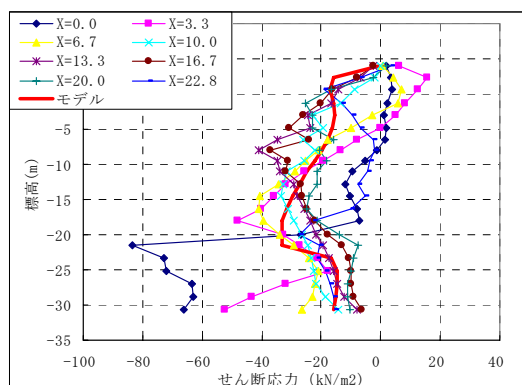


図-22 モデルと2次元解析のせん断応力比較

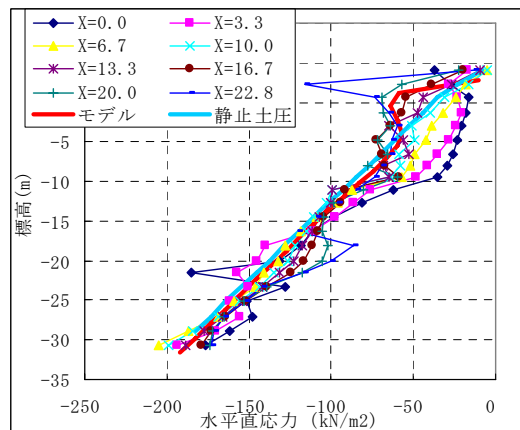


図-23 モデルと2次元解析の水平直応力の比較

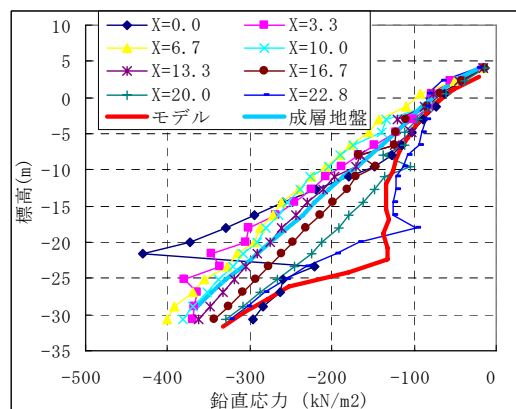


図-24 モデルと2次元解析の鉛直応力の比較

から3つ目の要素、5つ目の要素、7つ目の要素である。モデルの天端から3つ目の要素は、2次元解析に比べて応力が小さく、拘束圧を過小評価しており、逆に7つ目の要素は2次元解析に比べて応力が大きく拘束圧を過大評価している。これらは、控え杭前面の応力モデルが2次元解析を精度良く再現できていないことに由来している。また、3つ目と5つ目の要素は2次元解析に比べてひずみが小さい。これは、3つ目と5つ目のようなタイ材取付点に近い要素は、杭の変形に伴い地盤反力が増加するため、ひずみが増加すると考えられるが、モデルのひずみにはこの増加分が含まれていないからである。本モデルでは、この地盤反力の増加に伴うひずみの増加は最終的な骨組みモデルの中で、自重解析からの地盤反力の増加分により分布バネが縮む量として表現する。本研究では、地震動によるひずみが最大になっている時に、杭の変形による地盤反力が増加して、ひずみが増加すると仮定し、骨組みモデルにおいて、残留変形時の地盤反力の増加分を受け持つ水平地盤反力係数は、控え杭前面地盤を想定した1次元FEMの地震応答解析による最大ひずみ発生時の骨格曲線の接線を式(19)により算出し、これを式(11)に代入することにより与える。さらに、バネの上限値を受働土圧とし、トリリニアモデルとする。また、本モデルでは、控え杭に q_g を作用させ、矢板控え杭間地盤の変位量分バネを縮ませるが、この荷重により、バネの非線形化が進まないよう、バネの傾き変化点を q_g だけ大きくする。本研究でのバネの非線形性を図-27に、バネ算出に利用する割線剛性及び最大ひずみ発生時の接線の算出例を図-26(b)に示す。

$$G_2(\gamma) = \frac{\partial}{\partial \gamma} \left(\frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{G_0 \gamma}{\tau_f}} \right) \bigg|_{\gamma = \gamma_{\max}} \quad (19)$$

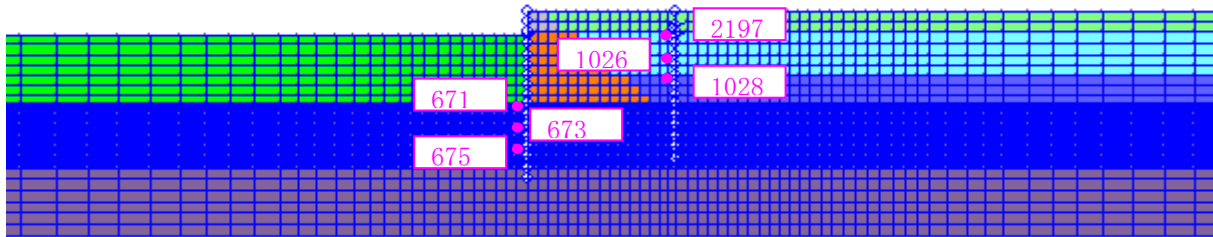
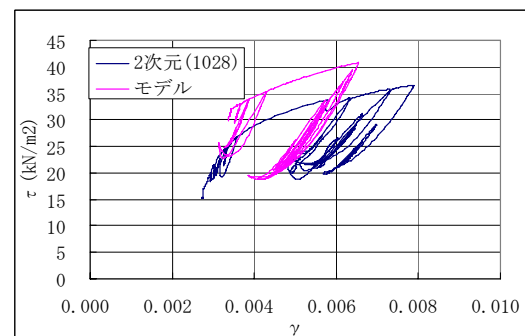


図- 25 履歴曲線着目点

7. 矢板前面バネのモデル化

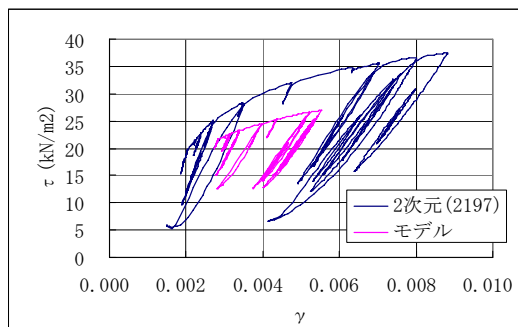
(1) 水平地盤反力係数

矢板前面バネも控え杭前面の地盤バネ同様、矢板前面地盤の拘束圧の変化を考慮した1次元FEMより割線剛性を求め、式(11)により求める。応力モデルは、矢板下端以浅の τ_{xy} 以外は、既往の研究同様の方法でモデル化する。既往の研究では、矢板下端以深では、 τ_{xy} と σ_x は、天端から海底面までの有効重量により式(20)(21)に示すBussinesqの弾性解による増加応力が水平成層地盤での各応力に加わるとしてモデル化し、 σ_y は矢板下端での鉛直応力 σ_{y1} に式(20)による増加応力と矢板下端からの単位体積重量による増加応力加わるとしてモデル化している。

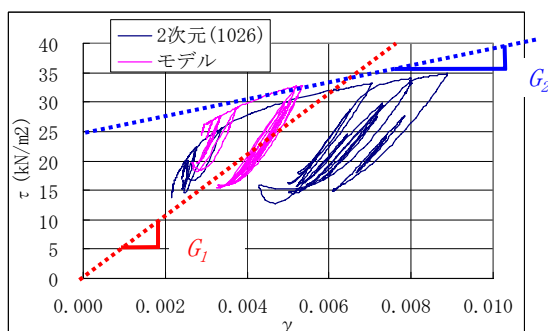


(c) 着目点 1028

図- 26 控え前面における主応力の軸差応力履歴曲線



(a) 着目点 2197



(b) 着目点 1026

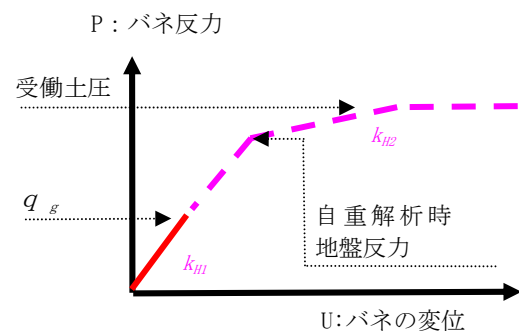


図- 27 バネの非線形性

矢板下端以浅の σ_x は矢板控え杭間地盤変位量のモデル化で使用する式(3)により、鉛直応力は τ_{xy} と σ_x より式(21)により与え、概ね2次元の応力状態を再現できている。矢板下端以浅の τ_{xy} は、既往の研究では σ_x と矢板と地盤の間の摩擦係数を乗じた値でモデル化していたため、矢板下端においても矢板と地盤間の最大摩擦力が τ_{xy} として作用していた。本モデルでは控え杭前面でのモデル化同様、図- 21に示す骨組み解析を用いた繰返し計算により、式(16)により与える。これにより、矢板の変形に対応した τ_{xy} をモデル化することができる。ただし、上限値は矢板の滑りを考慮し、矢板と地盤の間の最大摩擦

力とする．モデルと2次元解析の τ_{xy} の比較を図-28に示す．検討ケースはケースCの自重解析時である．2次元解析の比較対象は最も矢板に近い $X=1.7$ とする．2次元解析の τ_{xy} は矢板に近いほど大きく、 $X=1.7$ の τ_{xy} に着目すると、海底面から標高-15mまで徐々に増加し、標高-15mから矢板下端までは一定値に近くなり、矢板下端以深で急増する．本モデルは矢板下端での τ_{xy} が $X=1.7$ m の τ_{xy} に比べて小さいが、 τ_{xy} の増加が標高-15m付近で止まることや矢板下端以深で急増するところなど、概ね調和的である．

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.5p \quad (20)$$

$$\tau_{xy} = \frac{p}{\pi} \quad (21)$$

$$\sigma_y = \sigma_{yl} + \sum \gamma' h_l + 0.5p \quad (22)$$

$$\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \sin \phi \right)^2 = \tau_{xy}^2 + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 \quad (23)$$

ここに、 σ_{yl} ：矢板下端の深さにおける σ_y （式(23)による）、 h_l ：矢板下端からの深さ

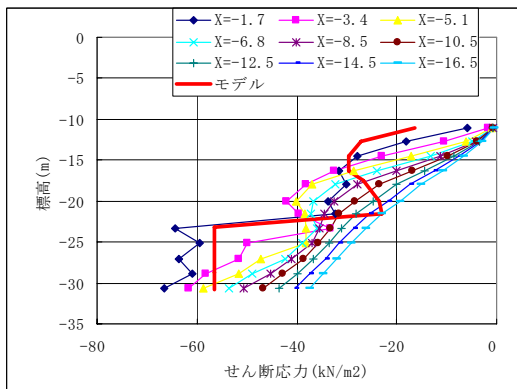


図-28 モデルと2次元解析のせん断応力比較

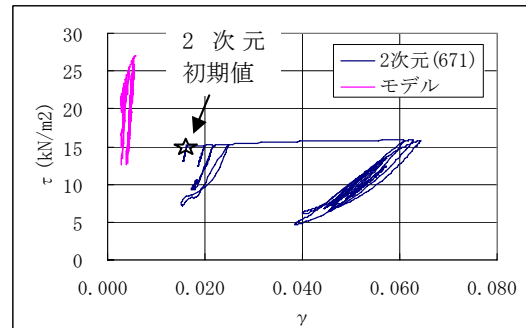
(2) バネの非線形性

2次元解析とモデルの主応力による軸差応力の履歴曲線を比較する．検討ケースはケースCであり、着目要素は図-25に示す矢板に最も近い要素のうち、海底面に接している要素No671、海底面から3つ目の要素No673、5つ目の要素No675である．比較結果を図-29に示す．モデルは2次元解析と同高さの要素の履歴曲線である．モデルの海底面に接している要素は2次元解析に比べてかなり大きな τ_{xy} となっている．これは拘束圧を2次元解析に比べて大きく評価しているためであり、モデルはバネ値を過大に評価している．しかしながら、2次元解析を見ると、履歴曲線の τ_{xy} の初期値はほぼ上限値に達しており、自重解析時にすでに受働土圧となっていることが分かる．モデルの骨組み解析においても海底面近くのバネ値は受働土圧に達していると考えられ、地盤バ

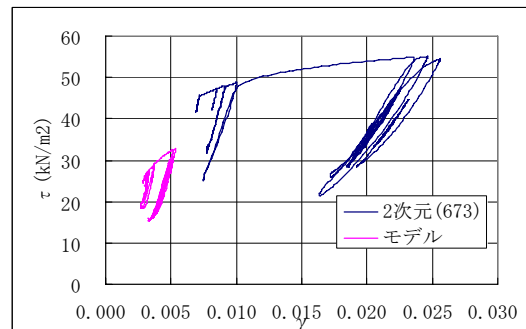
ネの大小に関わらず、地盤反力は受働土圧となる．よって、本研究では海底面近くでの地盤バネの過大評価の影響はあまり大きくないと判断している．海底面から3つ目の要素は控え杭前面同様、2次元解析のひずみはモデルに比べて大きく、地盤反力の増加の影響が見られる．よって、矢板前面バネも控え杭前面バネ同様に図-27に示すようなトリリニアの非線形モデルとする

8. 矢板下端変位量のモデル化

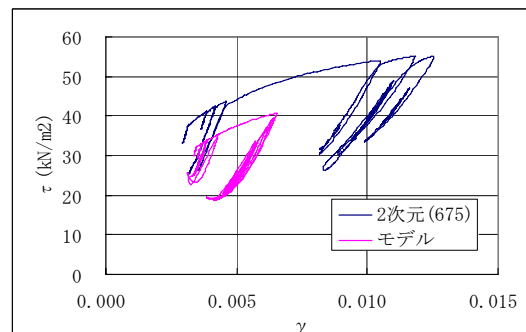
矢板下端変位量は、矢板前面バネの検討時の1次元FEM結果から矢板下端位置での変位量を求め、これを利用する．



(a) 着目点 671



(b) 着目点 673



(c) 着目点 675

図-29 矢板前面における主応力の軸差応力履歴曲線

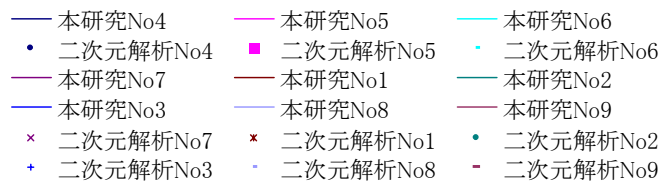
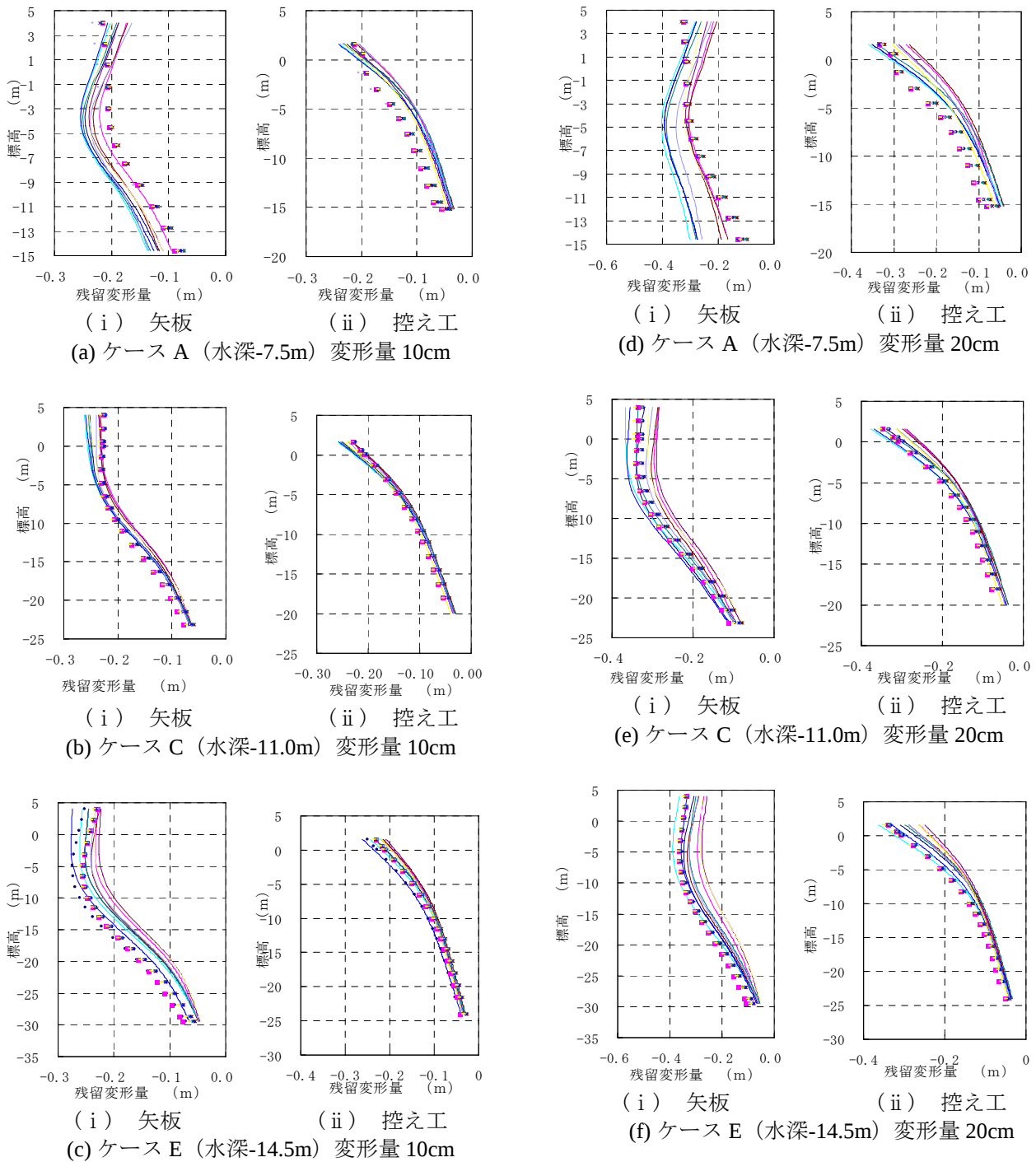


図-30 矢板および控え工の変形の比較 (地盤 case1)

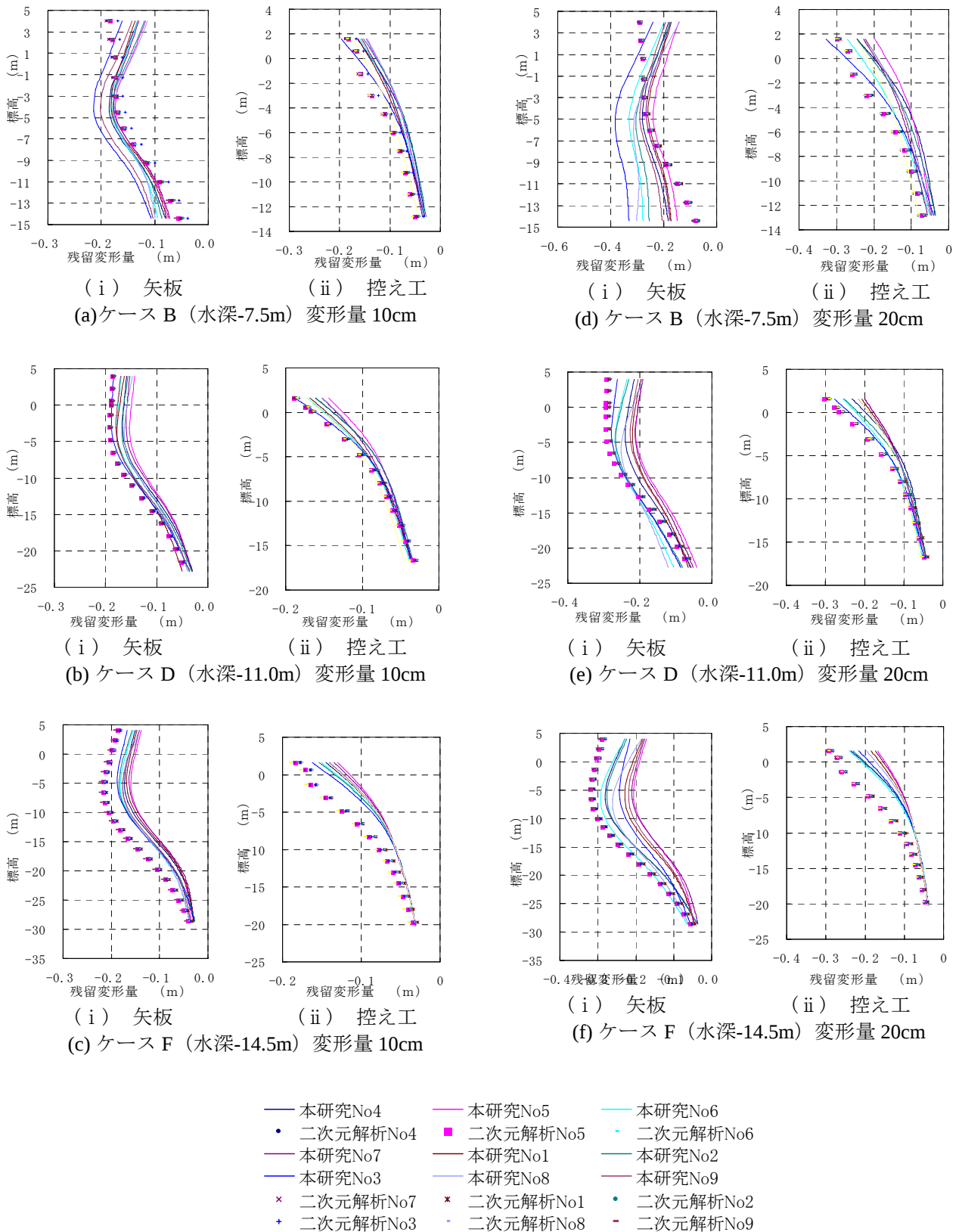


図-31 矢板および控え工の変形の比較 (地盤 case2)

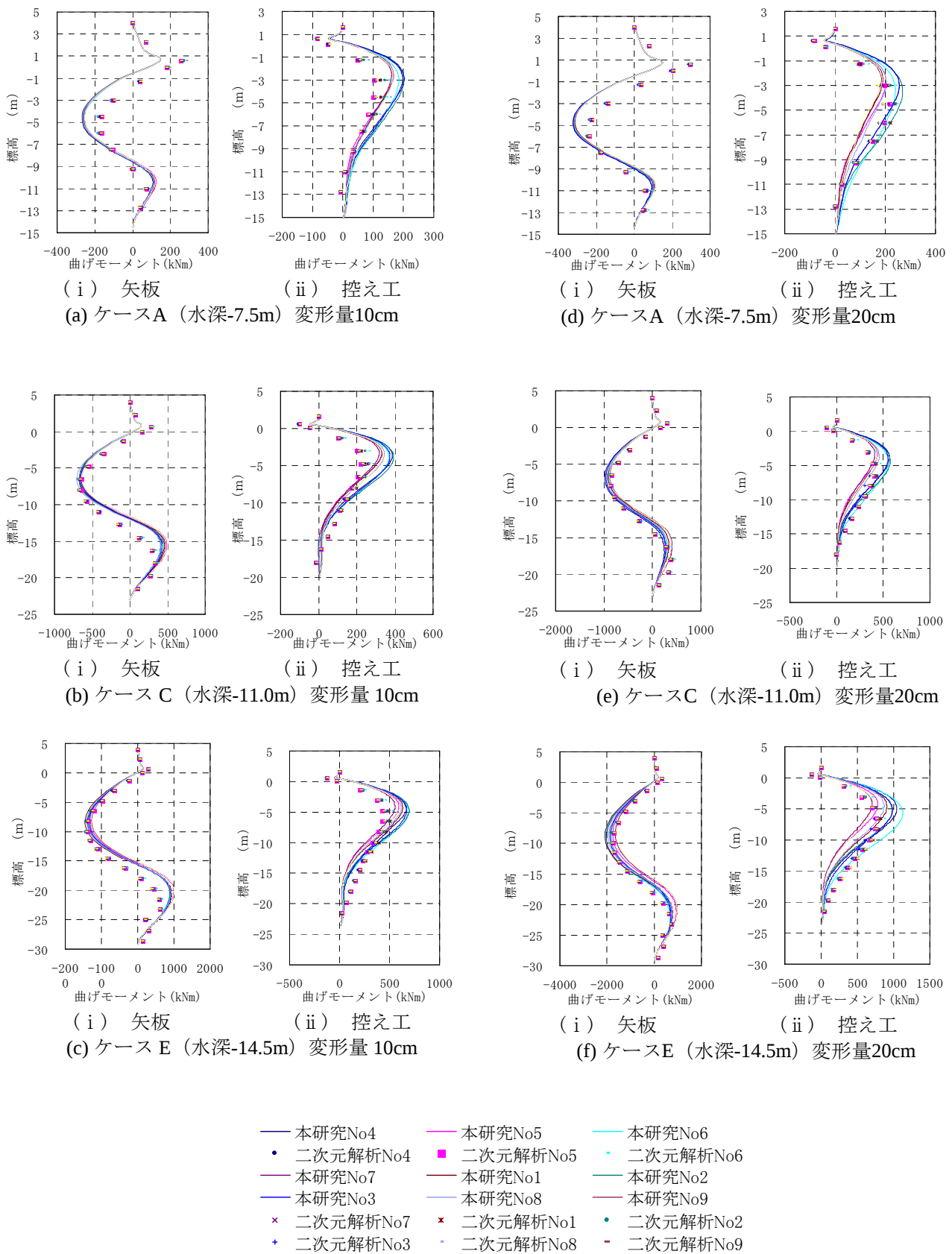


図-32 矢板および控え工の曲げモーメントの比較 (地盤 case1)

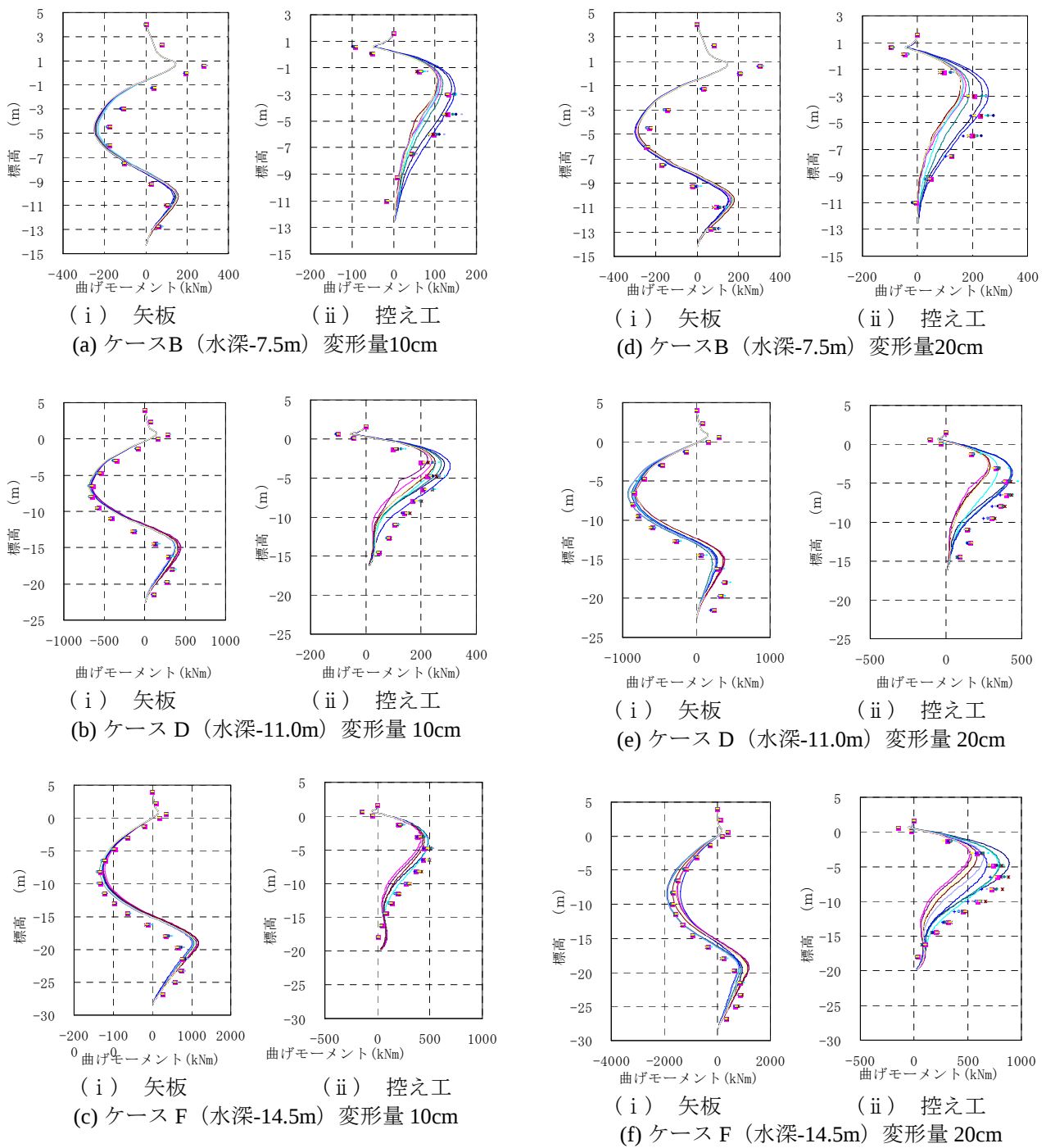


図-33 矢板および控え工の曲げモーメントの比較 (地盤 case2)

9. モデルの精度検討

上述までの方法で求めた土圧、矢板前面バネ、控え杭前面バネで構成した骨組みモデルに、 q_s による荷重を作用させ、矢板と控え杭の残留変形時の変位量及び曲げモーメントを算出し、2次元解析の結果と比較する。検討ケースは基本断面全てで、地震動も9つの波形を2次元解析の残留変位量が10cmと20cmになるよう振幅調整した全てを利用する。変位の結果を図-30と図-31に、曲げモーメントの結果を図-32と図-33に示す。

変位量は、地盤caseによらず例えば地震波No3やNo6は変位量が大きく、地震波No5は変位量が小さいなど地震動による傾向が見られ、地震動の周波数や継続時間により精度にバラツキが見られる。地盤caseごとに見ると、地盤case1においては水深-7.5mについては、全体的に変形モードが「くの字」になっておりやや精度が悪い。地震波No3やNo6を作用させたケースは、加速度が大きい2次元解析の残留変位量が20cmのケースで、矢板の海底面以深の変位量が2次元解析に比べて大きくなっており、矢板前面バネを過小評価している。しかしながら、水深-7.5m以外は、矢板と控え杭ともに変位量、変形モードは概ね2次元解析を再現できている。地盤case2も水深-7.5mについては地盤case1と同様の傾向である。水深-7.5m以外は、変位量は2次元解析に比べて小さいケースが幾つか見られたが、変形モードは概ね2次元解析結果に近い結果となっている。

曲げモーメントは、矢板については概ね2次元解析を再現できしており、また地震動による精度のバラツキも見られなかった。控え杭については地震動による傾向が見られ、例えば地震波No3やNo6は曲げモーメントを大きくし、地震波No5は小さくする傾向が多かった。地盤caseごとに見ると、地盤case1ではモデルの控え杭曲げモーメントは、全体的には2次元解析に比べて大きめの値となっており、地盤case2では全体的に2次元解析に比べて小さめの値となっている。つまり、地盤case1では控え前面バネを過小評価、地盤case2では過大評価している。控え前面バネの問題は、控え前面の応力モデルの再現性があまり良くないことによるものと考えられる。

しかしながら、水深-14.5m地盤case2の残留変位量10cmや、各ケースで地震動によっては比較的再現性が良いケースもあり、なお一層の精度の向上が必要であるが、矢板岸壁の変形性能と同時に矢板及び控え杭の耐力性能の評価を行うことができるモデルとして有益であると考えられる。

10. まとめ

本研究では、矢板式岸壁の残留変形量の評価と

もに、矢板及び控え杭の曲げモーメントの評価を行うことができるモデルについて検討を行った。本研究で得られた主要な結論は以下のとおりである。

①控え直杭式矢板岸壁の控え杭の曲率を2回積分して求めた変位量は、控え杭の実際の変位量より小さく、控え杭の変位量は曲げモーメントを伴う変位と伴わない変位に分けられる。

②この曲げモーメントの発生を伴わない変位量は、矢板控え杭間地盤が矢板の変形に追従して海側へ変形することによる影響が強いと考えられ、本研究ではこの曲げモーメントの発生を伴わない変位量を矢板控え杭間地盤の変位量として取り扱い、この変位量をモデル化し、控え杭前面バネをこの変位量分だけ海側へ強制的に縮ませることにより控え杭の変形を再現するモデルを構築した。

③本モデルにおける矢板控え杭間地盤変位量は、矢板控え杭間地盤を1つのブロックとして考え、ブロックに作用するせん断力とモーメントによりモデル化した。せん断力とモーメントは、矢板下端以浅については控え杭背後からの土圧と矢板前面の土圧によって、矢板下端以深は、BussinesqとCerrutiによる弾性応力解によって求めた。その結果、概ね2次元解析の矢板控え杭間地盤変位量を再現することが出来た。

④骨組みモデルのバネは、地震によるひずみの増加と杭の変形によるひずみの増加が同時に作用すると仮定し、第1勾配を矢板及び控え杭の前面地盤を想定した1次元地震応答解析での残留変形時の割線剛性による水平地盤反力係数、第2勾配を土の構成則の最大ひずみ発生時の接線による水平地盤反力係数としたトリリニアモデルでモデル化し、モデルと2次元解析の残留変位量及び残留曲げモーメントを比較した。変位量については、地震動の周波数や継続時間により精度にバラツキが見られ、水深-7.5mのケースでやや精度が悪かったものの、その他のケースについては概ね2次元解析を再現することができた。

⑤曲げモーメントは、矢板については地震動による精度のバラツキもなく、概ね2次元解析を再現できた。

⑥控え杭の曲げモーメントについては地震動による精度のバラツキが見られ、また、地盤caseによって曲げモーメントの過大評価や過小評価が見られた。これは、控え杭前面バネの問題であり、控え前面の応力モデルの再現性があまり良くないことによるものと考えられる。しかしながら、水深-14.5m地盤case2の残留変位量10cmや、各ケースで地震動によっては比較的再現性が良いケースもあり、なお一層の精度の向上が必要であるが、矢板岸壁の変形性能と同時に矢板及び控え杭の耐力性能の評価を行うことができるモデルとして有益であると考えられる。

謝辞

本研究で用いた地震波の一つは防災科学技術研究所の基盤強震観測網（KiK-net）によるものを使用しました。ここに感謝します。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修, (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 2) 長尾 毅, 岩田直樹: 重力式及び矢板式岸壁のレベル 1 地震動に対する耐震性能照査用震度の設定方法, 構造工学論文集 Vol.53A, pp.339-350, 2007
- 3) 北島昭一, 上部達生: 矢板岸壁地震時被災の分析, 港湾技術研究所報告, Vol.18, No.1, pp.67-127, 1979
- 4) 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
- 5) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 宮下健一朗, 長尾 毅: 控え直杭式矢板岸壁のレベル 1 地震動に対する簡易耐震照査法に関する基礎的研究, 応用力学論文集, Vol.10, pp.601-611, 2007
- 11) 荒井秀夫: 矢板壁の模型振動実験—控え壁が変位する場合—, 港湾技術研究所資料, No.296, 1978
- 12) 長尾 毅, 宮下健一朗: 骨組みモデルを用いた控え直杭式矢板岸壁のレベル 1 地震動に対する変形性能評価の高度化に関する研究, 第 55 回構造工学論文集, Vol.55A, pp.421-434, 2009
- 13) 森田年一, 井合 進, H. Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液化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
- 14) 香川敬生, 江尻譲嗣: 震源断層の破壊過程を考慮した震源近傍地震動の試算, 土構造物の耐震設計に用いるレベル 2 地震動を考えるシンポジウム発表論文集, pp.1-6, 1998
- 15) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 耐震設計, 丸善株式会社, 1999
- 16) 例えば, (社)地盤工学会: 土質工学ハンドブック, 1982
- 17) 日本道路協会: 道路土工—仮設構造物工指針, 2000
- 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説—IV 下部工編, 2002

A STUDY ON THE FRAME MODEL FOR THE EVALUATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF SHEET PILE QUAY WALL WITH VERTICAL ANCHORAGE AGAINST A LEVEL-ONE EARTHQUAKE GROUND MOTION CONSIDERING THE GROUND DEFORMATION BETWEEN SHEET PILE AND PILE ANCHORAGE

Kenichirou MIYASHITA and Takashi NAGAO

The present study aims at elaborating the frame model for the evaluation of the seismic performance of sheet pile quay wall with vertical anchorage against a level-on earthquake ground motion considering the ground deformation between sheet pile and pile anchorage. The frame model proposed by the previous study employs the concentrated soil spring for pile anchorage in order to express the small subgrade reaction against the pile anchorage during earthquake. The previous model well evaluates the deformation of quay wall, however, the bending moment acting on the pile anchorage cannot be evaluated. The modified model employs the distributed soil spring for pile anchorage and evaluates the deformation of quay walls considering the ground deformation between sheet pile and pile anchorage. The accuracy of the modified model was assessed by the comparison of the results by the two-dimensional earthquake response analyses.