矢板岸壁における「2段タイ材地下施工法」の 耐震・増深補強効果について

中村 泰1・佐藤 正勝2・菊池 喜昭³・菅野 高弘⁴・森川 嘉之⁵ 星野 正美6・三城 健一7

 ^{1,7}株式会社大林組 土木本部(〒108-8502 東京都港区港南2-15-2品川インターシティB棟)
 E-mail:¹nakamura.yasushi@obayashi.co.jp, ⁷miki.kenichi@obayashi.co.jp
 ²国土交通省 東北地方整備局 仙台港湾空港技術調査事務所 (〒983-0852 宮城県仙台市宮城野区榴岡5-1-35)
 E-mail:satoh-m82av@pa.thr.mlit.go.jp

^{3, 4, 5}独立行政法人 港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)
 E-mail: ³kikuchi@pari.go.jp, ⁴sugano@pari.go.jp, ⁵morikawa@pari.go.jp
 ⁶株式会社日本港湾コンサルタント 技術本部 (〒141-0031 東京都品川区五反田8-3-6TK五反田ヒ^{*}ル)
 E-mail:masami_hoshino@jportc.co.jp

2段タイ材地下施工法とは、岸壁の増深や耐震などの機能・耐力増加を図る補強工法であり、既設岸壁 下方水中部に増設タイ材を追加設置することで、矢板壁に生じる曲げモーメントや既設タイ材に発生す る張力を大幅に低減させる新工法である.タイ材を上下2段に設置した場合の岸壁の地震時挙動や耐震補 強効果に関しては、挙動が複雑なため十分な知見が得られていなかった.そこで、2段タイ材設置による 耐震補強効果の確認を目的として、大型遠心模型振動実験及び二次元有効応力解析を実施した.その結 果、増設タイ材の設置により矢板壁の発生断面力が低減できることがわかり、岸壁の耐震性向上と増深 補強に有効であることを確認した.

Key Words : Dual anchored sheet pile wall method , Effective stress analysis , Seismic retrofit Centrifuge test , Deeping

1. はじめに

近年,船舶の大型化による岸壁の大水深化や地震 被災後における物流機能確保を目的とした岸壁機能 の補強等が要請されている.しかしながら既設岸壁 は、物流・生産活動と密接に結びついており、長期 に亘って岸壁を休止できない場合が多い.

そこで岸壁の供用を阻害することなく,経済的に 改良・補強できる新工法「2段タイ材地下施工法」 を官民共同で開発し,実用化した.

2段タイ材地下施工法とは、図-1に示すように既 設岸壁のエプロン背後から、矢板壁に向けて高性能 小口径推進機を用いて斜め下方に削孔した後、増設 タイ材を設置して矢板壁の水中部に新たなタイ取付 点を設け、矢板壁に生ずる曲げモーメントや既設タ イ材に発生する張力を低減させる工法である.

控え工増設による既存矢板壁の補強工法について は、既往の実験により基礎的な有効性は確認されて いる¹⁾.しかしながら、地震時の挙動や耐震補強効



図-1 2段タイ材地下施工法の概念図

果についての実証的な検討が十分とは言えないのが 現状であった.

そこで本論文は、大型遠心模型振動実験及び二次 元有効応力解析「FLIP」²⁾を実施し、新工法「2段 タイ材地下施工法」による矢板岸壁の耐震・増深補 強効果について検討を行ったものである.

2. 大型遠心模型振動実験

(1) 実験概要

地盤工学分野における遠心模型振動実験は,縮小 模型地盤に遠心重力を作用させることで,実際の地 盤の応力状態を再現させる実験手法である.

本工法のように地盤と構造物の相互作用を解明す る場合には、必要不可欠な実験である.

実験では、本工法による補強岸壁と無補強の既存 岸壁を並列で作成し、同時に加振した結果を比較す ることで本工法の耐震効果と増深対策効果を確認し た.

(2) 大型遠心模型振動実験の装置

大型遠心模型振動実験装置は、遠心力を発生させる回転装置(図-2)と地震動を再現する振動台バケット(写真-1)で構成されている.

回転装置の最大回転半径は 7.0m, 最大搭載容量 は 7ton×100G である.

振動台バケットの搭載面寸法積は長さ2.2m,幅 1.07mであり、この種の実験装置としては世界的に も最大である.加振方向は水平一方向で、加振能力 は最大加振力1,176kN (120ton)である.



図-2 大型遠心模型振動実験装置の構成



写真-1 振動台バケットの構成

(3) 実験模型モデル

今回実験対象とした控え式矢板岸壁の模型概要を 表-1及び写真-2に示す.

実験土槽には,長さ1.9m,高さ0.7m,奥行き0.8m の鋼製土槽を使用した.模型地盤材料には,硅砂4 号を用いて湿潤密度2.0g/cm³の地盤を作成した.

		x • 117~179	
構道	き物	実物	模型
	矢	鋼矢板 VL 型	波型鋼板
	板	(t=24.3mm)	t=0.8mm
既	控	H 形鋼杭@1.5m	板杭@50mm
設	λ I	388×402×15×15	前:8×10 後:13×13
	\$	タイロッド φ42	φ3mm 鋼棒
	イ 材	@1.5m	@50mm
	控	H 形鋼杭@1.5m	板杭@50mm
増	τ Σ	400×400×13×21	前:10×10 後:14×14
設	タ	タイロープ TR-180	φ3mm 鋼棒
	イ材	@1.5m	@50mm

表-1 構造物模型概要



写真-2 実験模型モデル全景

(4) 計測項目と機器配置

計測項目は、岸壁背面及び海底面の地表面鉛直変 位量、矢板の曲げひずみ、タイ材及び控え杭の軸ひ ずみの他、加速度、間隙水圧、土圧、矢板天端及び 矢板海底面位置の水平変位量とした(図-3).なお、 矢板の曲げひずみを計測するひずみ計は、無補強断 面深度方向に9箇所、補強断面で10箇所設置した.



図-3 実験モデル断面図と計測機器配置図

(5) 相似則

本実験は,遠心重力30Gとして模型の縮尺を1/30 とした.遠心重力場(30G場)で成立する相似則を 表-2に示す.

表-2 遠心重力場(30G場)で成立する相似則

酒日	하므	相似率	縮尺
項口	記与	(NG場)	(30G場)
長さ	1	1/N	1/30
密度	ρ	1	1
ひずみ	з	1	1
加速度	α	Ν	30
速度	ν	1	1
変位	d	1/N	1/30
応力	σ	1	1
時間	t	1/N	1/30
振動数	f	Ν	30
曲げ剛性	EI	1/N ⁴	1/304
軸剛性	EA	$1/N^2$	1/30 ²

(6) 入力地震動

入力地震動は、2 種類の地震波を用いた.一つは 対象港湾で想定される地震波(図-4)で、もう一つ は岩手宮城内陸地震(2008年)において仙台塩釜 港高松埠頭で観測された地震波(図-5)である.



(7) 模型矢板の曲げ剛性の検討(載荷試験)

矢板の発生曲げモーメントを計算するにあたり, 曲げ加工を施した模型矢板(波型鋼板)の曲げ剛性 EIを以下の載荷試験によって算出した.

幅 400mm 長さ 500mm の模型矢板を図-6 示すように支間長 400mm の単純梁として,載荷点間距離 200mm の二点載荷を行った.

載荷および除荷を段階的に行い、載荷重 ΔP (kN)のときの支間中央鉛直変位 $\Delta\delta$ (m)を計測 した.

支間中央鉛直変位 $\Delta \delta$ の理論値は、載荷重 ΔP と 曲げ剛性 EI を用いて、式(1) となる.

$$\Delta \delta = \frac{11 \times l^3}{768 \times \text{EI}} \Delta P \tag{1}$$

ここに、 Δδ :支間鉛直変位(m)

1 :支間長(m)

△P:載荷重(kN)

EI :曲げ剛性(kNm²)

この式を $\Delta y=11\Delta Pl^3/768$ として変形すると, $\Delta y=(EI)\Delta\delta$ と表すことができる.

図-7 は、計測結果から横軸を支間中央鉛直変位 $\Delta\delta$ 、縦軸を載荷重 ΔP から計算した Δy の値をプロ ットしたもので、線形近似した傾きを曲げ剛性 EI とした(自重によるたわみを無視しているため近似 曲線は原点を通っていない).

以上より模型矢板の曲げ剛性 EI は 7.679kNm²/m であることを確認した.



図-6 模型矢板載荷試験の模式図と試験状況



(8) 実験手順とケース

実験手順は、予め地盤中に設置している増設タイ 材の端部(控え杭側)を緩めた状態で、まず岸壁の 増深前水深(DL-7.5m)を模擬する遠心載荷25G場 を行い、次に一度遠心力を止めて増設タイ材の端部 を固定することで補強増深後水深(DL-9.5m)の応 力状態を再現する遠心載荷30G場を実施して、実際 の施工段階を模擬することとした。

実験は、増深時および地震時4ケースの全5ケース を行った.実験手順とケースのイメージを図-8に示 す.また計測データや部材断面力は、増深時を初期 値として、各ケースの地震時増分を足し合わせて整 理している(ただし変位量については地震時のみ).



図-8 大型遠心模型振動実験のケース(イメージ図)

(9) 実験結果

実験結果は、寸法表示、断面力、変位量等全て実 物換算値によって表記している.

a) 矢板の発生曲げモーメント

地震・増深時の各ケースにおいて,補強の有無に よる矢板の発生曲げモーメント分布比較図を図-9 示す.

何れのケースにおいても補強側曲げモーメントは 増設タイロープ設置位置(DL-6.0m)付近で大きく 低減されている.これは、増設控え工の構造を組杭 形式にしたことにより、鋼矢板の変位拘束効果が発 揮されているもの類推できる.もうひとつの要因と して、増設タイロープの設置位置を、無補強常時の 発生曲げモーメント分布の最大値付近に取り付ける ことにより効果的に曲げモーメントの発生を抑えら れているためと考えられる.



図-9 矢板の発生曲げモーメント分布比較図

増設タイロープ設置位置から離れた位置において も、全体的に発生曲げモーメントの低減効果が十分 発揮されていることがこの曲げモーメント分布比較 図から分かる.

矢板の発生曲げモーメント最大値を比較すると, 本工法により補強した場合 5~6 割程度に低減され ている(表-3).

また,ひずみ計により計測された矢板の発生曲げ モーメントの時刻歴の一例として,CASE-200 (200gal入力時)の深度 DL-3.3mにおける応答波形 を図-10に示す.

b)タイ材の発生張力

実験では、無補強側と補強側の各断面で各々8列 配置しているタイ材のうち、両端を除いた6列の張 力を軸ひずみ計により計測し、6本を平均化して検 証している.

増深時・地震時のタイ材発生最大張力(平均値) を図-11と表-4に示す。

補強側の既設タイロッド張力は,無補強側の既設 タイロッド張力と比較して,増深時で6割,地震時 でも7割程度に抑えられている.

補強側の増設タイロープと既設タイロッドの荷重 分担率は、増設側の方が多く負担していることが確 認された.また、補強側の既設タイロッド張力と増 設タイロープ張力の合計値は無補強側のタイロッド 張力より大きい値となっている.

表-3 発生曲げモーメント最大値比較表

	実験ケース	CASE-000	CASE-100	CASE-200	CASE-300	CASE-600
入力地	震波の加速度最大振幅	(増深時)	100gal	200gal	300gal 600ga	
モーメント モーメント	無補強側 M ₀ (kNm/m)	207	301	547	449	728
	補強側 M (kNm/m)	123	148	261	208	364
	比率 M/M ₀	0.59	0.49	0.48	0.46	0.50







表−4	増深時	•	地震時の	タ	イ	材発生最大張力比較表
-----	-----	---	------	---	---	------------

-			-	-		
	実験ケース	CASE-000	CASE-100	CASE-200	CASE-300	CASE-600
入;	カ地震波の加速度最大振幅	(増深時)	100gal	200gal 300gal		600gal
無補強側	既設タイロッド T ₀ (kN)	108	182	261	262	308
July Tala Inst	既設タイロッド T'(kN)	64	100	180	192	233
1用5虫1則	増設タイロープ T (kN)	71	102	256	273	305
	T°+T	135	202	436	465	538
既設タイロ	ッド張力の低減率 T'/T0	0.59	0.55	0.69	0.73	0.76
補強側の増	設タイロープの荷重分担率 T/T'	1.11	1.02	1.42	1.42	1.31
全タイ材帯	カの増分比 (T'+T)/T。	1.25	1.11	1.67	1.77	1.75

c) 控え組杭の発生軸力

増深時及び地震時の控え組杭の発生最大軸力(平 均値)を図-12と表-5に示す.

補強側の既設控え組杭は、タイ材発生張力の低減 に概ね比例して、発生軸力の低減効果があることが わかる. 増深時で4割、地震時で7割程度に抑えられ ている.



図-12 増深時・地震時の控え組杭発生最大軸力

表−5	増深時・	地震時の控え組机発生最大軸刀比	取表
-----	------	-----------------	----

	実験	ケース	CASE-000	CASE-100	CASE-200	CASE-300	CASE-600	
入	カ地震波の	加速度最大振幅	(増深時)	100gal	200gal	300gal	600gal	
	無補強側	既設 N _{c0} (kN)	-108	-205	-260	-322	-357	
押	補強側	既設 N _c '(kN)	-36	-106	-189	-248	-300	
込杭		増設 N _c (kN)	-25	-95	-154	-219	-269	
	既設押込	杭の軸力低減率 N _c '/N _{c0}	0.33	0.52	0.73	0.77	0.84	
	無補強側	既設 N _{t0} (kN)	177	289	420	458	480	
引	*****/==	既設 N _t '(kN)	100	179	323	407	451	
抜杭	1用5虫1則	増設 N _t (kN)	108	154	264	330	405	
	既設引抜	杭の軸力低減率 N _t '/N _{t0}	0.56	0.62	0.77	0.89	0.94	

d) 矢板の水平変位量

11/10000-01

増深時及び地震時の矢板水平変位量(既設タイロ ッド取付点と海底面の2点)を図-13と表-6に示す. 既設タイロッド取付点変位,海底面変位とも全体 の変位量が補強側において小さくなっており,矢板 壁の変位量の抑制に対して補強効果が発揮されてい ることがわかった.

岸壁上部既設タイロッド取付点と海底面付近の 2 点で計測した変位から、矢板壁の鉛直方向の傾きを 図-14 に示す.無補強側では既設タイロッド取付点 変位と海底面変位が平行に増加し、矢板壁が立った 状態で前面に平行移動しているのに対し、補強側で は既設タイロッド取付点変位と海底面変位の差が広 がっている. つまり増設タイロープの補強により, 既設タイロッド取付点変位に比べて海底面変位が抑 えられ、矢板壁が傾いた状態で変位している.



図-13 増深時・地震時の矢板変位量

表-6 増深時・地震時の矢板変位量比較表

実	験ケース	CASE-000	CASE-100	CASE-200	CASE-300	CASE-600
入力 加速	〕地震波の 度最大振幅	(増設時)	100gal	200gal	300gal	600gal
無诸論側	既設タイロッド 取付点変位(mm)	12.5	20.2	65.3	93.4	231.0
州市加加河	海底面変位(mm)	5.9	9.0	40.6	64.2	195.1
補強側	既設タイロッド 取付点変位(mm)	13.5	18.5	57.6	82.2	189.1
	海底面変位(mm)	0.6	1.1	25.3	46.3	112.0



e) 地表面地盤の鉛直変位量

実験前後における岸壁背面地盤の地表面の鉛直変 位分布を図-15 に示す.

地表面の変位測定は600gal加振後の遠心載荷実験 終了後に1G場において計測したものである.無補 強側の変位量分布を見ると既設控え組杭背面が大き く沈下している.それに対して補強側では,矢板背 面,既設控え組杭背面ともに無補強の場合に比べて 沈下量は小さく,増設タイロープと増設控え工の効 果により全体的に沈下が抑えられている傾向にある.



f)土圧分布

図-16, 17 は増深時(CASE-000), 地震時 (CASE-200)の土圧分布であり, プロットは計測 値, 破線は極限土圧の理論計算値を示す.

DL-7.5m 位置での背面土圧は,無補強側より補強 側の方が大きい値となっている.この理由として, 控え工増設による前面矢板の拘束効果により,土圧 増加が生じているためと考えられる.

破線は、内部摩擦角を $\varphi=38^{\circ}$ (硅砂 4 号)としたときのクーロン土圧理論値であるが、主働側・受働側とも計測値は小さめの値となっている.ちなみに地震時土圧算定の水平震度(kh)は、地表面に設置した応答加速度最大値より式(2)より算出した.

$$kh = \frac{1}{3} \left(\alpha / g \right)^{\frac{1}{3}} \qquad \alpha > 200 \text{gal} \qquad (2)$$









図-17 地震時(CASE-200) 土圧分布

(10) 実験のまとめ(耐震・増深補強効果の確認)

今回の遠心模型載荷実験により,2段タイ材地下 施工法について,以下の耐震・増深補強効果が確認 できた.

①矢板の発生曲げモーメント

- ・2 段タイ材地下施工法の補強により,最大発生 曲げモーメントを5~6割低減できた.
- ・増設タイロープの取付位置を無補強側の発生最 大曲げモーメント付近とし,控え工を組杭とし たことで矢板の変位拘束を効果的に発揮した.
- ・増設タイロープ取付点の周囲だけでなく、全体 的に発生曲げモーメントを抑制することができ た.
- ②タイ材の発生張力
 - ・補強側の既設タイロッド発生張力は,控え工の 増設により,無補強側と比べて7割程度に低減 できた.
 - ・補強側の増設タイロープと既設タイロッドとの 荷重分担率は 1.4 倍程度となり,増設タイロー プが既設タイロッドより大きな張力を負担する ことで矢板の変位拘束を効果的に発揮した.

③控え組杭の発生軸力

- ・既設タイロッドの発生張力が低減したことにより、既設控え組杭の発生軸力を抑制できた。
- ・増設タイロープが既設タイロッドより大きな張 力を負担するため、増設控え組杭には既設控え 組杭より大きな軸力が発生することがわかった。

④矢板の水平変位量

- ・2 段タイ材地下施工法により,特に海底面での 矢板水平変位量を低減できた.
- ・増設控え工と既設控え工が一体となって抵抗す ることにより、矢板天端から海底面まで全体に 渡って水平変位量を抑制することができた.
- ⑤地表面地盤の鉛直変位量
 - ・2 段タイ材地下施工法により,岸壁背面の地表 面沈下量を抑えることができた.
 - ・補強により既設控え組杭背面の局所的な沈下の 発生を抑え、岸壁背面地盤の全体にわたって局 所的な沈下が発生しなかった。

⑥土圧分布

・2 段タイ材地下施工法では、増設タイロープ設 置位置付近の土圧増加が確認された.

3. 二次元有効応力解析(FLIP)

2段タイ材地下施工法の耐震補強効果については、 大型遠心模型振動実験で確認された.本解析は、そ の実験モデルに基づき二次元有効応力解析「FLIP」 を用いたシミュレーションを実施し、本工法に対す る耐震性能照査手法を検討することを目的とした.

(1) 解析モデル

検討対象断面の模型寸法と()内に実物換算寸法を 図-18に示す.実際の地盤では半無限に広がる自由 地盤部を想定して底面・側面とともに粘性境界が用 いられるが、今解析は、大型遠心模型振動実験モデルのシミュレーション解析であるため、底面境界・ 側面境界共に固定境界として解析を実施した.



(2)入力地震動と解析ケース

解析に用いた入力地震波形は、大型遠心模型振動 実験の基盤において実際に計測した値(E+F)とし た.FLIP 解析は、実験 CASE-200 (200gal 加振)と CASE-600 (600gal 加振)の2ケースについて実施 し、入力地震動を図-19,20に示す.

また解析ケースを表-7に示す.







(3) 各種パラメータの設定

部材解析パラメータは、実験で用いた鋼材の諸元 を基に設定した.部材解析パラメーター覧を表-8に 示す.

地盤パラメータは,模型地盤で用いた砂は硅砂4 号,N値30,湿潤密度20.0kN/m³を基に簡易設定法³⁾ より設定した.なお設定地盤は,N値30の強固な砂 質地盤のため非液状化地盤としている.

地盤パラメータ一覧を表-9に示す.

表-7 FLIP 解析ケース

FLIP 解析 ケース	入力地震動の 最大加速度	備考
CASE-A200	72.6 m/s ² (7260 gal)	遠心載荷実験 CASE-200 のシミュレーション
CASE-A600	218.7 m/s ² (21870 gal)	遠心載荷実験 CASE-600 のシミュレーション

表-8 部材解析パラメータ一覧

No	ボテクチ	细针女称	位置 DL(m)			廿雪	σy	幅	奥行き 1m 当り	部材高 h	部材幅 B
INO.	即回右か	9円 11 1그 1가	上端	~	下端	竹貝	(kN/m ²)	(m)	1.0/幅(基)	(m)	(m)
1	鋼矢板	波形鋼板	0.10	~	-0.55	SY295	295000	0.033	30.000		
2	既設 海側杭	板杭	0.05	~	-0.27	SS400	235000	0.05	20.000	0.008	0.010
3	既設 陸側杭	板杭	0.05	~	-0.27	SS400	235000	0.05	20.000	0.013	0.013
4	増設 海側杭	板杭	0.06	~	-0.31	SS400	235000	0.05	20.000	0.010	0.010
5	増設 陸側杭	板杭	0.06	~	-0.31	SS400	235000	0.05	20.000	0.014	0.014

	-	-			-									
			単位量		奥行き 1m 当り									
No.	断面 名称	断面積 A	2 次モーメント I	断面係数 Z	断面積 A	2 次モーメント I	塑性断面 係数 Zp	曲げ剛性 EI	全塑性 モーバント Mp	降伏軸力 Ny				
		(m ²)	(m ⁴)	(m ³)	(m ²)	(m ⁴)	(m ³)	(kNm ²)	(kNm)	(kN)				
1	鋼矢板	3.830E-05	9.293E-10	1.393E-07	1.149E-03	3.838E-08	5.754E-06	7.679E+00	1.697E+00	2.700E+02				
2	既設 海側杭	8.000E-05	6.667E-10	1.333E-07	1.600E-03	1.333E-08	2.667E-06	2.667E+00	6.267E-01	3.760E+02				
3	既設 陸側杭	1.690E-04	2.380E-09	3.662E-07	3.380E-03	4.760E-08	7.327E-05	9.520E+00	1.721E+00	7.943E+02				
4	増設 海側杭	1.000E-04	8.333E-10	1.667E-07	2.000E-03	1.667E-08	3.333E-06	3.333E+00	7.833E-01	4.700E+02				
5	増設 陸側杭	1.960E-04	3.201E-09	4.573E-07	3.920E-03	6.403E-08	9.147E-06	1.281E+01	2.149E+00	9.212E+02				

表-9 地盤パラメーター覧

No.	土質	標高 (m)	層厚 (m)	中心 深度 (m)	単位体積重 量(湿潤)	有効単位 体積重量	N值	内部 摩擦角	粘着力	基準とな る平均有 効拘束圧	基準とな る初期せ ん断剛性	基準とな る初期体 積剛性	ポアソン 比	間隙率	最大減衰
					$\frac{\gamma_t}{(kN/m^3)}$	γ_t ' (kN/m ³)		φ (度)	C (kN/m ²)	σ_{m0} ' (kN/m ²)	Gm ₀ (kN/m ²)	Km ₀ (kN/m ²)	ν	n	h _{max}
1	砂地盤(硅砂)	0.00	0.10	0.050	20.0	20.0	30	38.0		98.00	192,141	501,074	0.33	0.45	0.24
2	座前 石 I 砂地盤(硅砂)	0.22	0.22	0.210	20.0	10.0	20	28.0		08.00	102 141	501.074	0.22	0.45	0.24
2	陸側 右 2	-0.52	0.32	0.210	20.0	10.0	30	58.0		98.00	192,141	301,074	0.33	0.43	0.24
3	砂地盤(硅砂) 陸側 右 3	-0.55	0.23	0.325	20.0	10.0	30	38.0		98.00	192,141	501,074	0.33	0.45	0.24
4	砂地盤(硅砂) 海側 左 3	-0.55	0.23	0.160	20.0	10.0	30	38.0		98.00	192,141	371,487	0.33	0.45	0.24

(4) 解析手順

解析は,実験模型の加振過程に合わせ,以下の手 順で実施した.

STEP1:海底面以深の部分で自重解析を実施.

- ↓ STEP2: 既設タイ材取付け点の水平方向を拘束して 海底面以上の地盤自重解析を実施.
- STEP3: 既設タイ材を加え,STEP2で求めたタイ材 取付け点反力を既設タイ材に張力として与 える.この段階で既設控え工の剛性と受働 側ジョイント要素 Ks を考慮.

 \downarrow

 STEP4:
 増設タイ材,増設控え工を加えて自重解析 を実施.STEP1~STEP3 で既に自重解析を おこなっているので,STEP4 では地盤や構 成部材の密度は0とする.

STEP5:地震応答解析を実施.

(5) 解析結果

解析結果の岸壁の最大変位図,残留変形図について、ここでは一例としてCASE-A200の場合を図-21 ~22に示す. この変形モードは、大型遠心模型振動実験と酷似している.

なお、大型遠心模型振動実験とFLIP解析結果比較 (時刻歴応答波形など)の整合性については、次項 で述べる。







4. 実験結果と解析 (FLIP) 結果の比較

(1)時刻歴応答波形の比較

遠心載荷実験結果とFLIP解析結果の水平変位量及 び部材断面力の時刻歴応答波形比較を,ここでは一 例としてCASE-200の場合を図-23~32に示す.





(2) 実験結果と解析結果の比較とまとめ

各部材の水平変位量や断面力について、大型遠心 模型振動実験(CASE-200, CASE-600)により得ら れた実験値と FLIP(CASE-A200, CASE-A600)に よる解析値を実物換算値で比較した結果を表-10 に 示す.

主な結論は、

- ①鋼矢板天端の応答加速度は,FLIP 解析値の方が 実験値より若干小さい値となっている.
- ②水平変位量,鋼矢板の発生曲げモーメント及びタ イ材張力は,解析結果が実験結果に比べて 1.1 倍 ~1.9倍程度大きくなっている.
- ③控え組杭軸力は,解析結果が実験結果に比べて 1.3倍~4.7倍程度大きくなっている.
- ④各部材とも、実験と FLIP 解析の時刻歴応答波形の形状は、概ね一致した波形となっている(図-24~図-32).

いずれのケースにおいても, FLIP による解析が 実験結果より,変位量・断面力とも大きな値となっ ている.鋼矢板の天端応答加速度,水平変位量,最 大発生曲げモーメントの相関性は良いが、タイ材張 力,控え組杭の最大値は乖離した結果となった.

- この主な理由は,
- ・模型実験では、土層を一律 N 値 30 として作成す る際、控え組杭模型の周辺の狭隘な部分の締固め が十分でなく設定の地盤強度になっていなかった 可能性があること.
- 実験は、地震動を短時間で段階的に繰り返し加振したことで各部材や地盤の初期応力状態が異なったこと。
- 実験データの整理において、地震履歴における残留分は考慮せず、増深時と地震時増分を足し合わせて部材断面力としたこと(図-8参照).
- ・解析上の課題として、実験地盤と解析地盤定数の 乖離があったこと.などが考えられる.

表-10 遠心載荷実験計測値と FLIP 解析値の比較表

比較項目		CASE-A200 CASE-200			CASE-A600 CASE-600			備多
		解析值(A) CASE-A200	実験値(B) CASE-200	比率(A/B)	解析值(A) CASE-A600	実験値(B) CASE-600	比率(A/B)	בי ניוע
鋼矢板天端の応答加速度 (gal)		276	336	0.82	487	505	0.96	
水平変位量	既設タイロッド取付点	-63	-44	1.43	-213	-176	1.21	加振時の
(mm)	海底面	-44	-25	1.77	-144	-111	1.29	増分のみ
鋼矢板の最大発生曲げモーメント (kN・m/m)		293	261	1.12	447	364	1.23	
タイ材の最大張力	既設タイロッド	292	180	1.62	378	233	1.62	
(kN/本)	増設タイロープ	444	256	1.73	590	305	1.94	増深時断面力
既設控え組杭の最大反力	押込力	-460	-189	2.44	-595	-300	1.98	+
(kN/本)	引抜力	461	323	1.43	595	451	1.32	加振時増分
増設控え組杭の最大反力	押込力	-722	-154	4.69	-952	-269	3.54	
(kN/本)	引抜力	544	264	2.06	711	405	1.76	

5. 仙台塩釜港 雷神埠頭への適用事例

(1) 工事概要

国際拠点港湾である仙台塩釜港仙台港区雷神埠頭 は、現在完成自動車の運搬拠点になっている.

そのため、完成自動車輸送量の拡大による大型自動車運搬船(10,000DWT)に対応するため-7.5m岸壁3バース延長390mを、2段タイ材地下施工法により1.5m増深して-9.0m岸壁2バース延長440mとし、沖側を耐震強化岸壁として整備するものであった。

雷神埠頭は、1日おきに大型自動車運搬船が入港 して新車の荷降ろしや積込み作業が行われることか ら、岸壁の供用を妨げることなく、かつ経済性の観 点からも優れている「2段タイ材地下施工法」が日 本で初めて採用された.

平成21年8月から陸側220mの改良工事が始まり, 平成22年11月に完成し新バースとして供用を開始し ている.

雷神埠頭の位置を**写真−3**,岸壁補強断面図を**図−** 33に示す.



写真-3 仙台塩釜港 雷神埠頭位置



(2) 実施設計概要

本工法を採用した当該岸壁は,一部を緊急物資輸 送対応の耐震強化施設(特定)として改良するもの である.

設計では、新工法である2段タイ材地下施工法の

部分係数に関する知見がないため、形式的な部分係 数を新たに設定し、永続状態及び変動状態(レベル 1地震時)の性能照査を実施した.

偶発状態(レベル2地震時)に対しては,前述の とおり適用性が確認されている二次元有効応力FLIP により耐震性能を検証した.

(3) 東北地方太平洋沖地震直後の雷神埠頭

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖 地震は,強い地震動と巨大津波により東北地方の港 湾施設に甚大な被害をもたらした.

仙台塩釜港雷神埠頭の周辺も,震度6強の地震と 約8mの巨大津波が来襲し,甚大な被害をもたらした(写真-4).



写真-4 仙台塩釜港雷神埠頭 周辺の被害状況 (平成 23 年 3 月 19 日撮影)

東北地方太平洋沖地震において当該岸壁近傍のK-NET仙台(NS), K-NET塩釜(NS)で観測された 地表面地震波を図-34に示し,設計で考慮したレベ ル2地震動(4波;工学的基盤2E波)を図-35に示す. 参考までに,東北地方太平洋沖地震における観測 波と設計で考慮したレベル2地震動の加速度応答ス ペクトルを比較する(図-36).今回の東北地方太 平洋沖地震 K-NET塩釜の観測波は,設計で想定し ていた宮城県沖(連動型)に近似していることがわ かる.また,K-NET仙台の観測波は,設計地震動に 比べ0.4secより長い周期帯で,大きな加速度応答と なっている.



図-34 東北地方太平洋沖地震K-NET仙台 (NS) およびK-NET塩釜 (NS) 観測波形



図-36 設計で考慮したレベル2地震波と東北地方太平 洋沖地震K-NET仙台, K-NET塩釜観測波の加 速度応答スペクトル比較

雷神埠頭は、平成22年11月に本工法によって、耐 震強化岸壁の改良工事が完成していたため、エプロ ン部の10cm程度の沈下があったが、特段の被害は なく岸壁の供用が可能であった(写真-5).

そして大震災直後3月18日に,緊急物資運搬用の 巡視船等が接岸し,震災支援活動が開始され,本工 法による耐震補強の効果が発揮された.



写真-5 雷神埠頭 東日本大震災直後の状況 (平成23年3月14日撮影)

6. まとめ

新工法「2段タイ材地下施工法」の耐震・増深補 強効果と地震時挙動を明らかにすることを目的とし て大型遠心模型振動実験を実施し,さらに本工法に 対する解析手法の適用性を目的とした二次元有効応 力解析「FLIP」の検討を行った.

その結果,得られた主な知見を以下に示す.

- ・2段タイ材地下施工法による補強で、前面矢板の 最大発生曲げモーメントを約5割程度低減できる.
- ・2段目のタイ材設置位置を,前面矢板の発生最大 曲げモーメント付近とすることで,効果的に前面 矢板の発生曲げモーメントを低減できる.
- ・増設タイロープを設置することにより、既設タイ ロッドの発生張力を7割程度に低減できる.
- ・増設控え工を組杭とすると、既設前面矢板の変位 拘束が効果的となる。
- ・2段タイ材地下施工法の補強により,海底面での 矢板水平変位量を低減できる.

謝辞:本開発は、国土交通省 東北地方整備局,独 立行政法人 港湾空港技術研究所,㈱大林組,㈱日 本港湾コンサルタントの4機関による官民共同で実 施したものである.その開発から雷神埠頭改良工事 の実現まで,国土交通省 北海道局 山本 浩氏,国 土交通省 東北地方整備局 津田 修一氏,大林組 技 術研究所 樋口 俊一氏には,多大なご協力とご指導 をいただいた.なお、東北地方太平洋沖地震の観測 波形は,独立行政法人 防災科学研究所が運用して いるK-NETのデータを利用させていただいた.ここ に,記して謝意を表します.

参考文献

- 森川 嘉之,菊池 喜昭,水谷 崇亮:既存矢板壁に対 する控え工増設の補強効果とその評価法の開発,港湾 空港技術研究所報告, Vol.50, No.4. Dec2011.(印刷 中)
- Susumu Iai, Yasuo Matunaga, Tomohiro Kameoka : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp. 27-56, 1990.
- 3) 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, Jul. 1997.
- 4) 三城 健一, 樋口 俊一, 野田 和久:遠心模型振動実 験による「2段タイ材地下施工法」の適用性確認, 第

65回土木学会年次学術講演会, 2010.

- 5) 中村 泰,野田 和久,星野 正美:「2段タイ材地下施 工法」の動的地震応答解析(FLIP)について,第65回土 木学会年次学術講演会,2010.
- 6) 星野 正美,松田 修二:仙台塩釜港における「2段タイ材地下施工法」のレベル2耐震性照査(1)(遠心模型振動実験),第66回土木学会年次学術講演会,2011.
- 7) 星野 正美,松田 修二,大塚 正和:仙台塩釜港における「2段タイ材地下施工法」のレベル2耐震性照査 (2)(動的地震応答解析),第66回土木学会年次学術講演会,2011.
- 池田 秀文,及川 恵悦,野田 和久,中村 泰:仙台塩 釜港における「2段タイ材地下施工法」の施工事例, 第66回土木学会年次学術講演会,2011.

DEVELOPMENT OF DUAL ANCHORED SHEET PILE WALL METHOD TO INCREASE FRONT WATER DEPTH AND SEISMIC RESISTANCE OF EXISTING QUAY

Yasushi NAKAMURA, Masakatsu SATO, Yoshiaki KIKUCHI, Takahiro SUGANO, Yoshiyuki MORIKAWA, Masami HOSHINO and Kenichi MIKI

Recently the dual anchored sheet pile wall method has been developed to increase a front water depth and seismic resistance of existing quay walls by providing an additional anchor in the lower level of them to reduce a flexural moment of the sheet piles and a tension of the anchors. The existing technical information is not enough to evaluate the seismic behavior and the retrofit of the quay walls with anchors at two different levels. Therefore the experiments with a scale model set on the vibration table of the centrifugal apparatus as well as two dimensional effective stress analyses have been mobilized to investigate the seismic retrofit of the dual anchored sheet pile wall. The experiments and analyses demonstrate the increase the earthquake resistance of quay walls, because they showed the additional anchor can reduce the stress of the sheet walls to one half.