

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-他-212
提出年月日	2022年10月14日

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）における多重鋼管杭の
許容限界の妥当性他

2022年10月

中国電力株式会社

目次

1. 概要	1
2. 多重鋼管杭の許容限界の妥当性	2
2.1 概要	2
2.2 水平載荷実験	5
2.2.1 実験概要	5
2.2.2 実験方法	7
2.2.3 実験結果	12
2.2.4 実験結果のまとめ	15
2.3 3次元FEM解析による実験の再現解析	16
2.3.1 概要	16
2.3.2 評価フロー	16
2.3.3 解析用物性値の設定	17
2.3.4 解析モデル及び諸元	19
2.3.5 解析結果	20
2.3.6 3次元FEM解析モデルの妥当性評価	21
2.4 実構造物スケールにおける3次元FEM解析	22
2.4.1 概要	22
2.4.2 解析用物性値の設定	22
2.4.3 解析モデル及び諸元	22
2.4.4 実構造物スケールの降伏モーメント	23
2.4.5 解析結果	24
2.5 まとめ	25
(参考1) 多重鋼管杭の一体挙動特性の把握	26
(参考2) 中詰コンクリートによる最大荷重への影響	27
3. 既設護岸と新設コンクリートの一体性確認	28
3.1 概要	28
3.2 鉄筋の引張耐力確認方針	31
3.3 模型実験	32
3.3.1 実験方法	32
3.3.2 模型実験結果	42
3.4 付着力試験	48
3.5 まとめ	50

1. 概要

本資料では、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）及び防波壁（波返重力擁壁）の設置許可審査からの申送り事項のうち、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）については「多重鋼管杭の許容限界の妥当性」、防波壁（波返重力擁壁）については「既設の護岸と新設の防波壁の一体性確認」について説明する。

上記については、今後「補足－027－08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち、「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」及び「防波壁（波返重力擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」に反映する。

2. 多重鋼管杭の許容限界の妥当性

2.1 概要

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の多重鋼管杭は、最大径の異なる4本または3本の鋼管杭を外側から内側に多重で建て込み、鋼管間はモルタルで充填し、最内管内にはコンクリートを地表面付近まで打設している。設置変更許可審査においては、類似する構造である東海第二発電所の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の構造上の相違点として、多重鋼管杭を採用すること及び鋼管杭の許容限界に降伏モーメントを設定することを抽出し、設工認段階において説明することとしている。防波壁（多重鋼管杭式擁壁）に係る設置変更許可審査からの申送り事項を表2.1-1に示す。

本資料では、「道路橋示方書（平成14年3月）」（以下「道路橋示方書」と言う。）を基に降伏モーメントを許容限界として用いることについて、多重鋼管杭の水平載荷実験及び実構造物スケールの3次元FEM解析を行うことにより確認し、多重鋼管杭の許容限界の妥当性を説明する。図2.1-1に検討フローを示す。

なお、申送り事項のうち、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の背後に設置する改良地盤の施工範囲及び仕様、並びに鋼管杭間のセメントミルクの評価については、今後、「NS2-補-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち、「防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて説明する。

表 2.1-1 多重鋼管杭に係る申送り事項

設置変更許可審査における指摘事項	回答方針 (下線部は本資料による説明内容)
<p>1. 東海第二発電所の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針を適用しているが、許容限界、セメントミルクの位置付け等、違いがある項目については選定理由を資料に記載の上説明すること。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・設置変更許可審査において、防波壁（多重鋼管杭式擁壁）と他プラントの津波防護施設との相違点として、多重鋼管杭の採用、道路橋示方書に基づく許容限界（降伏モーメント等）の設定、鋼管杭間のセメントミルクによる止水性確保を抽出し、設計への反映事項を整理した。
<p>2. 今回指摘した島根特有の技術的課題については、事業者自らが提示する課題であり、先行炉の課題解決のプロセスが考慮されるべきものであるため、今後の説明においては今回の指摘事項と先行炉の実績を踏まえて資料を十分に作り込んで提出して説明すること。</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・設計への反映事項のうち、設工認段階で説明することとして申し送った<u>多重鋼管杭の許容限界の妥当性について、多重鋼管杭の水平載荷試験及び3次元静的FEM解析を用いて説明する。</u> ・また、岩盤根入れ部の鋼管杭間に注入するセメントミルクの位置付け当については、設置変更許可審査での説明を踏まえて、「NS2-補-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において説明する。

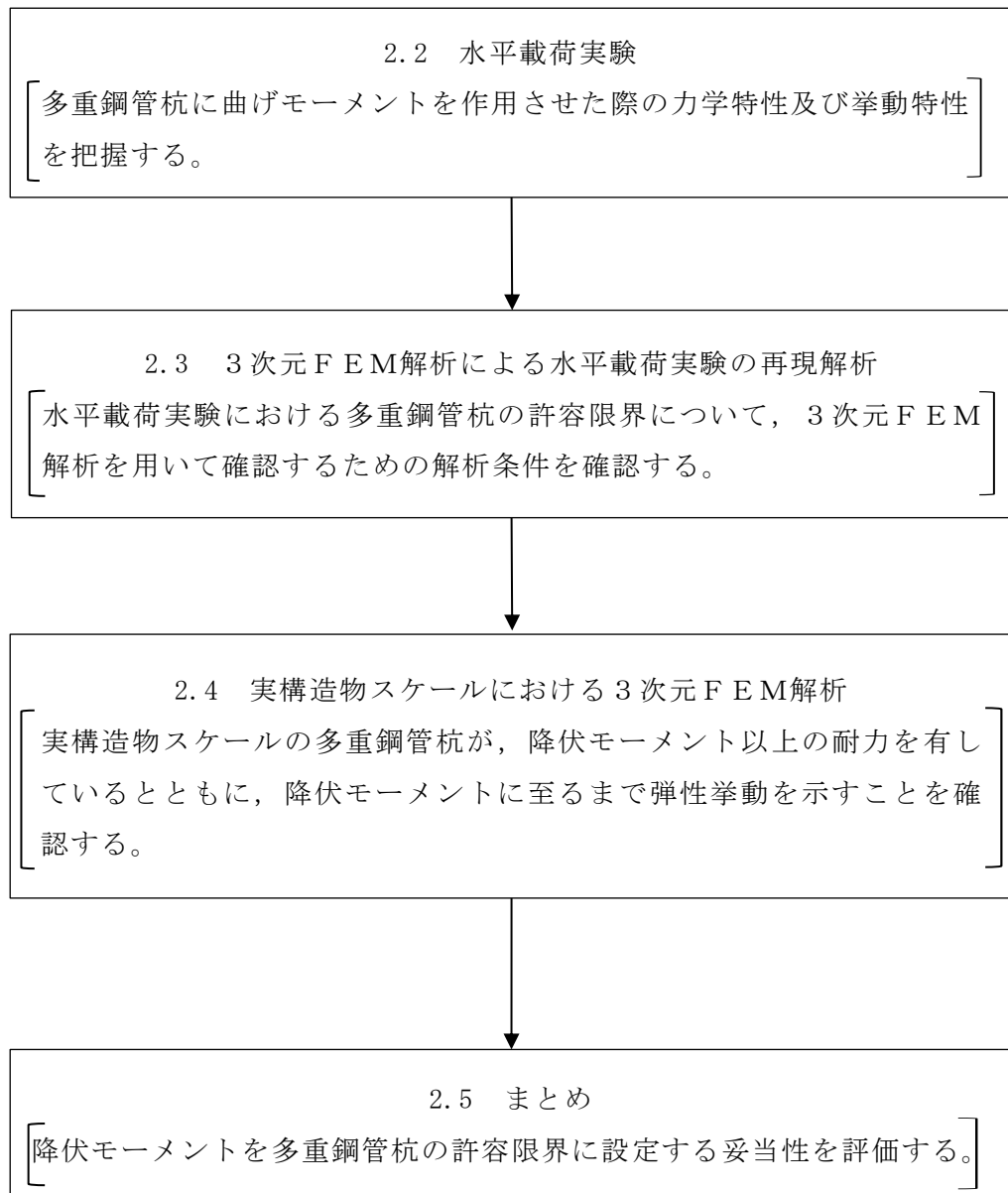


図 2.1-1 多重鋼管杭の許容限界の妥当性検討フロー

2.2 水平載荷実験

2.2.1 実験概要

現地に施工された，鋼管杭，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）で構成される多重鋼管杭を模擬した実験体を製作し，曲げモーメントを作用させた際の力学特性及び挙動特性を把握する。なお，力学特性及び挙動特性に関してスケール効果の影響はないことから，おおむね 1/4 スケールで模擬する。

多重鋼管杭式擁壁の概要図（実構造物）を図 2.2-1 に，施工中の杭頭部の状況を図 2.2-2 に示す。水平載荷実験においては，実構造物のうち杭下端から杭頭部までの範囲を模擬した実験体を製作する。

多重鋼管杭の降伏モーメントは，中詰コンクリートを無視して，道路橋示方書を基に鋼管杭 1 本当たりの降伏モーメントを合算した値とする。実験体の降伏モーメントの算出方法を表 2.2-1 に示す。併せて，降伏モーメントと同様の方法で算出した実験体の全塑性モーメントを表 2.2-2 に示す。

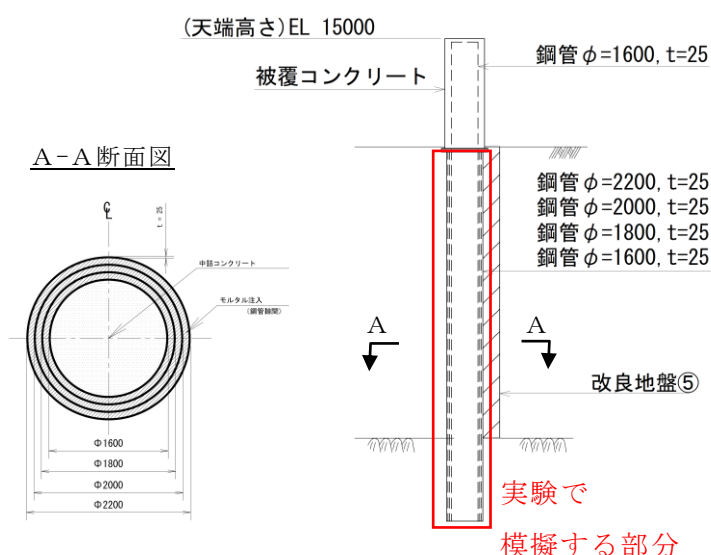


図 2.2-1 多重鋼管杭式擁壁の概要図（実構造物）



多重鋼管杭建込み状況
（モルタル（充填材）打設前）

図 2.2-2 杭頭部の状況

表 2.2-1 実験体の降伏モーメントの算出方法

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	肉厚 (mm)	断面係数 (cm ³)	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏モーメント に相当する荷重 (kN)
φ 528	400	6	1270	508	1528	2800	546
φ 480			1046	418			
φ 432			843	337			
φ 384			663	265			

表 2.2-2 実験体の全塑性モーメントの算出方法 (参考)

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	肉厚 (mm)	塑性断面係数 (cm ³)	全塑性モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	全塑性モーメント に相当する荷重 (kN)
φ 528	400	6	1635	654	1972	2800	704
φ 480			1348	539			
φ 432			1089	436			
φ 384			857	343			

降伏モーメント : $M_y = (\sigma_y - N/A) Z_e$

全塑性モーメント : $M_p = M_{p0} \cdot \cos(\alpha\pi/2)$

M_y : 降伏モーメント (kN・m)

M_p : 全塑性モーメント (kN・m)

M_{p0} : 軸力がない場合の鋼管の全塑性モーメント (kN・m)

α : モーメントがない場合の降伏軸力 N_0 と作用軸力 N の比

N_0 : モーメントがない場合の降伏軸力 (kN)

N : 作用軸力 (kN)

σ_y : 鋼材の強度 (N/mm²)

Z_e : 鋼管の断面係数 (m³)

Z_p : 鋼管の塑性断面係数 (m³)

A : 鋼管の断面積 (m²)

上記により算出した降伏モーメント及び全塑性モーメントをアーム長 (固定端から荷重の載荷位置までの距離) で除すことで, 降伏モーメントに相当する荷重 (以下「降伏荷重」と言う。) 及び全塑性荷重に相当する荷重 (以下「全塑性荷重」と言う。) を算出する。

降伏荷重 : $P_y = M_y/L$

全塑性荷重 : $P_p = M_p/L$

2.2.2 実験方法

a. 実験体

実験体は鋼管，中詰コンクリート及びモルタル（充填材）から構成され，実験体の寸法は実構造物のおおむね 1/4 スケールとし，材料強度は同等の材料を使用する。表 2.2-3 に実構造物及び実験体の使用材料を示す。

表 2.2-3 実構造物及び実験体の使用材料

材料	仕様	
	実構造物	実験体（1/4 スケール）
構造	4 重管	4 重管
	φ 2200	φ 528
	φ 2000	φ 480
	φ 1800	φ 432
	φ 1600	φ 384
材質	鋼管 SKK490	鋼管 SM490A
肉厚	25mm	6mm
引張強度	490N/mm ² 以上	490N/mm ² 以上
降伏強度	315N/mm ² 以上	315N/mm ² 以上
中詰コンクリート 一軸圧縮強度	24N/mm ² 以上	24N/mm ² 以上
モルタル（充填材） 一軸圧縮強度	24N/mm ² 以上	24N/mm ² 以上

図 2.2-3 に実験体を示す。また、図 2.2-4 に実験体構造図を示す。



図 2.2-3 実験体

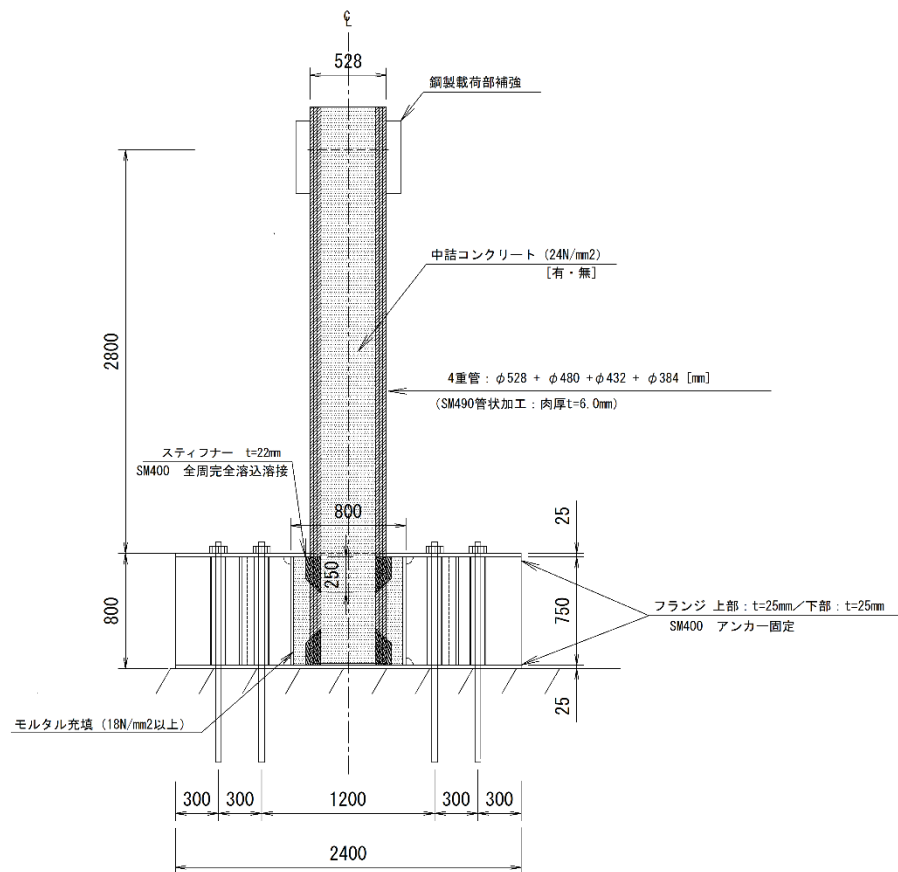


図 2.2-4 実験体構造図

b. 実験ケース

実験は、表 2.2-4 に示す 2 ケースについて行う。なお、各実験ケースにおける実験体の仕様は同一の仕様とする。

実験ケース①では、水平一方向に載荷することにより、多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性を確認する。多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性を把握する上で製作過程におけるばらつきの影響を抑制するために、3つの実験体を製作する。

実験ケース②では、地震動による繰返し荷重が多重鋼管杭に与える影響を確認するために正負交番載荷を実施する。その後、実験ケース①と同様に水平一方向載荷する。

各実験ケースの実験体の諸元を図 2.2-5 に示す

表 2.2-4 実験ケース

実験 ケース	鋼管 構造	中詰 コンクリート	載荷方法	実験数
①	4重管 φ 528 φ 480	有	水平一方向載荷	3
②	φ 432 φ 384	有	正負交番載荷後 水平一方向載荷	1

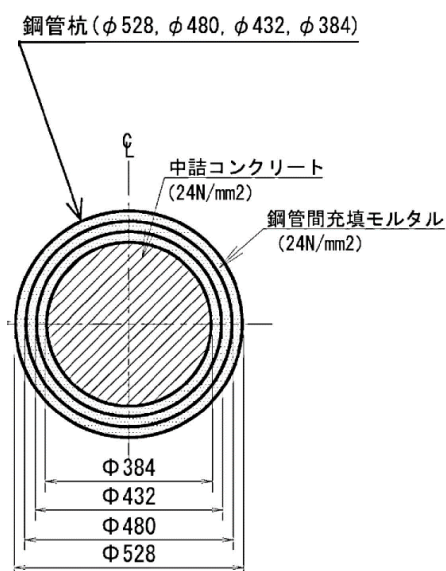


図 2.2-5 実験体の諸元

c. 荷荷方法

実験体、荷荷装置を実験概要図として図 2.2-6 に、実験状況を図 2.2-7 に示す。

(a) 水平一方向荷荷

実験ケース①において、高さ 2800mm の位置で水平に設置した 2000kN 油圧ジャッキにより、最大荷重が確認されるまで水平一方向に荷荷する。

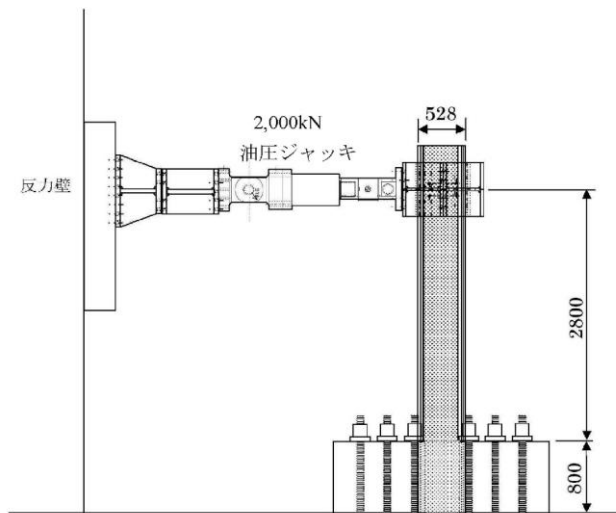


図 2.2-6 実験概要図



図 2.2-7 実験状況

(b) 正負交番載荷

実験ケース②において、地震動による繰返し荷重の作用が多重鋼管杭の耐力に与える影響を確認するため、正負交番載荷を実施する。正負交番載荷は図 2.2-8 及び表 2.2-5 に示すように、 $1 \delta_y$ 、 $2 \delta_y$ 、 $3 \delta_y$ をそれぞれ 3 回繰返し載荷する。その後、水平一方向載荷し、正負交番載荷後の多重鋼管杭の耐力を確認する。

δ_y は実験ケース①より得られた多重鋼管杭の最外管の降伏時変位を指す。鋼管杭の降伏判定は、 $\sigma = E \cdot \varepsilon_y$ より得られる計算上 ε_y (降伏ひずみ) に到達した時点とした。

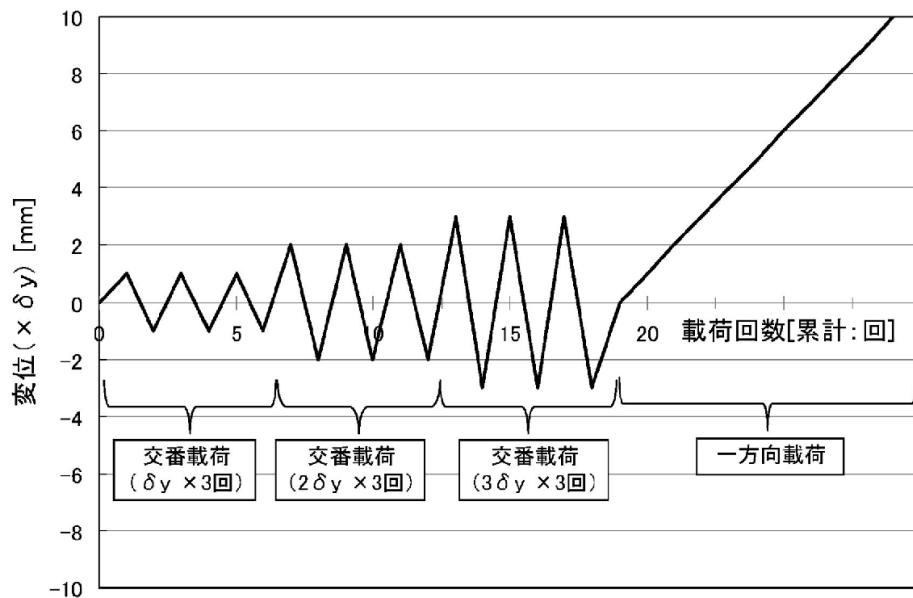


図 2.2-8 正負交番載荷の方法

表 2.2-5 正負交番載荷の振幅

	$1 \delta_y$	$2 \delta_y$	$3 \delta_y$
正負交番載荷の振幅	15mm	30mm	45mm

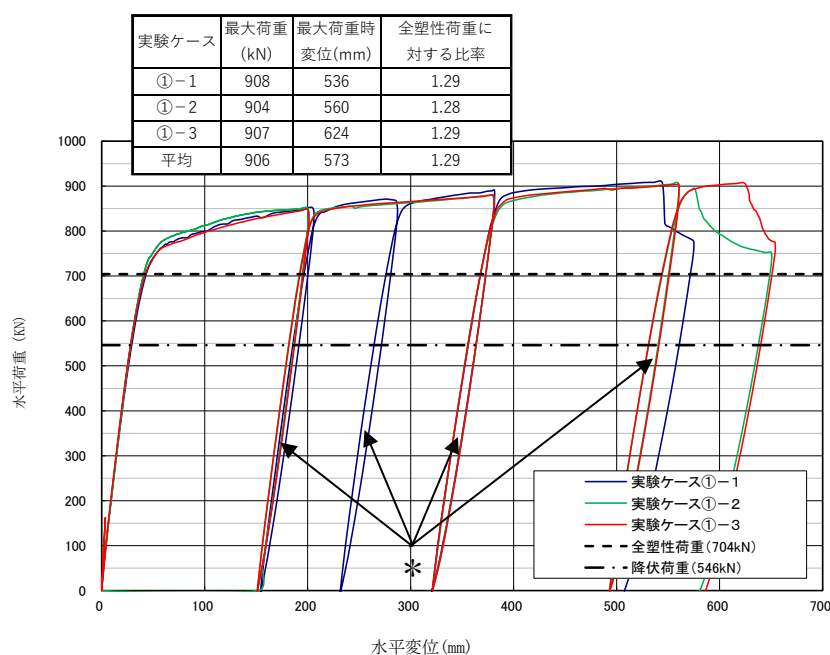
d. 計測方法

計測は荷重計及び変位計により実施し、荷重計及び変位計は載荷位置に設置する。

2.2.3 実験結果

a. 実験ケース①（水平一方向載荷）

実験ケース①の水平荷重と水平変位の関係を図 2.2-9 に、実験終了時の状況を図 2.2-10~12 に示す。降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。全塑性荷重付近で最外管の圧縮縁に局部座屈が発生した後に、荷重は緩やかに増加し、最大荷重到達後に最外管の引張縁で破断が生じて荷重が低下した。なお、本実験においては、荷重作用位置の水平変位 530~620mm で最大荷重 904~908kN となり、全塑性荷重 704kN に対して 3 つの実験体の平均で 1.29 倍であった。



注記*：実験装置の制約上、水平変位 200mm までしか載荷できないため、荷重低下が確認されない場合には、一度除荷し、調整材（100~200mm）を設置後に載荷を継続した。

図 2.2-9 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース①）

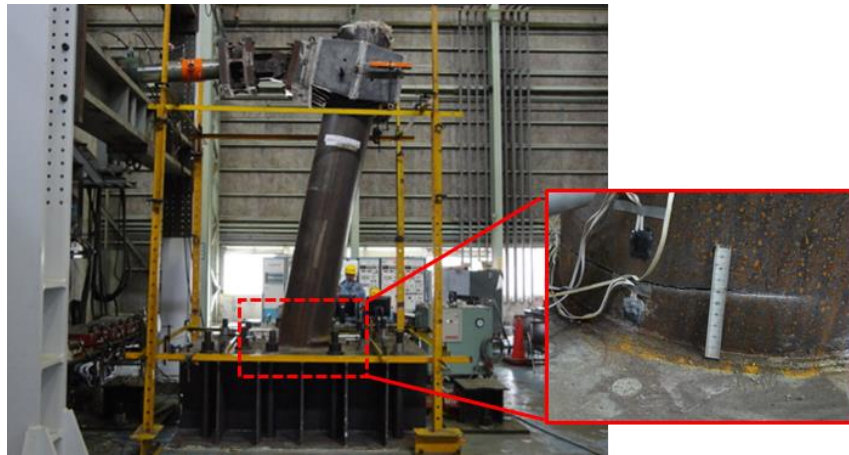


図 2.2-10 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-1）

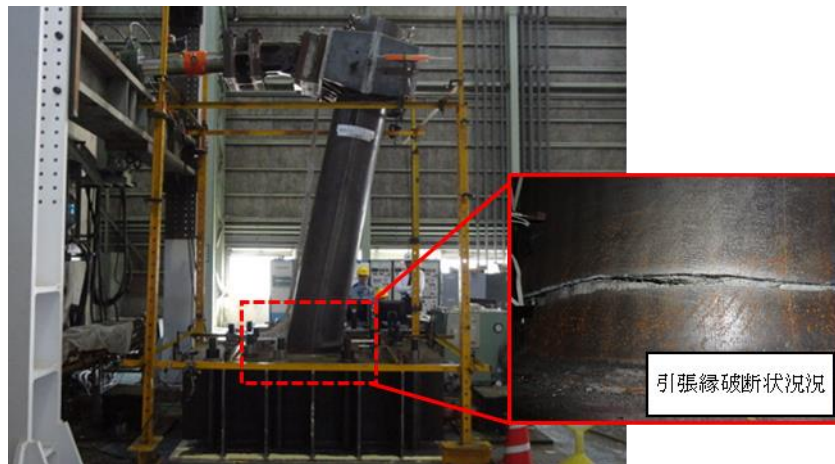


図 2.2-11 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-2）

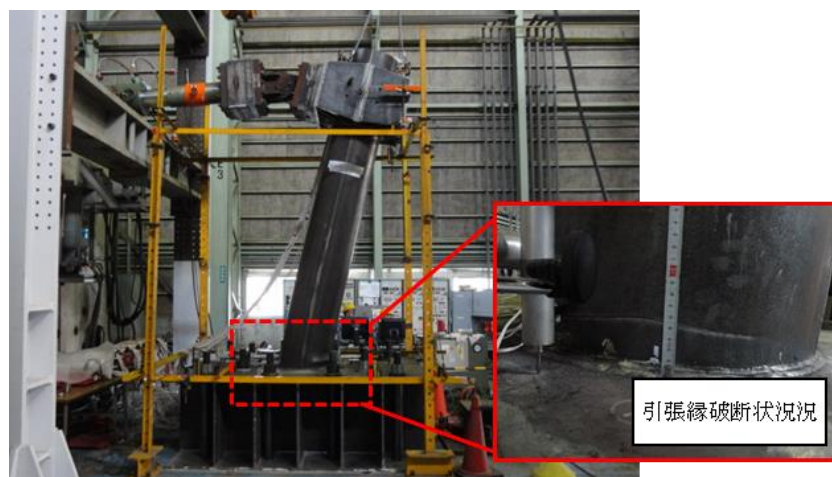
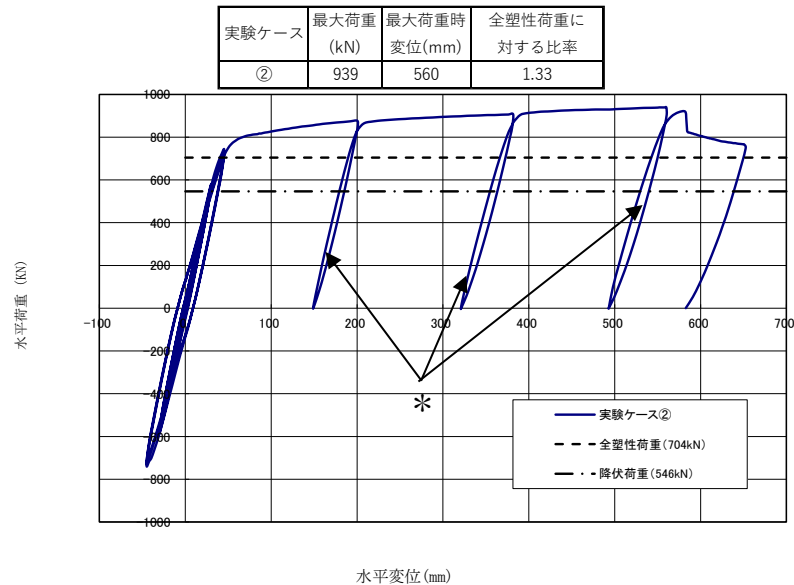


図 2.2-12 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース①-3）

b. 実験ケース②（正負交番载荷）

実験ケース②の水平荷重と水平変位の比較関係を図 2.2-13 に、実験終了時の状況を図 2.2-14 に示す。降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。実験ケース①と同様に全塑性荷重付近で最外管に局部座屈が発生した後に、荷重は緩やかに増加し、最大荷重到達後に最外管の引張縁で破断が生じて荷重が低下した。なお、本実験においては、荷重作用位置の水平変位 560mm で最大荷重 939kN となり、全塑性荷重 704kN に対して、1.33 倍であった。



注記*：実験装置の制約上、水平変位 200mm までしか載荷できないため、荷重低下が確認されない場合には、一度除荷し、調整材（100～200mm）を設置後に載荷を継続した。

図 2.2-13 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース②）



図 2.2-14 水平載荷実験終了時の状況（実験ケース②）

2.2.4 実験結果のまとめ

- 実験ケース①（水平一方向載荷）より，多重鋼管杭の力学特性としては，道路橋示方書を基にした降伏モーメントを上回る耐力を有していることを確認した。
- 実験ケース①（水平一方向載荷）より，多重鋼管杭の挙動特性としては，降伏モーメントに至るまでは弾性挙動を示すことを確認した。
- 実験ケース②（正負交番載荷）より，繰返し荷重を作用させることによる多重鋼管杭の耐力への影響については，降伏モーメントに至るまで弾性挙動を示すことから，実験ケース①（水平一方向載荷）により確認された挙動特性及び力学特性と同等であることを確認した。

2.3 3次元FEM解析による実験の再現解析

2.3.1 概要

水平載荷試験は実構造物に対して1/4スケールで実施しているため、実構造物スケールにおける多重鋼管杭の許容限界について3次元FEM解析を用いて確認する。実構造物スケールにおける3次元FEM解析の解析条件の設定に当たり、水平載荷試験に対する再現解析を実施する。

2.3.2 評価フロー

水平載荷試験の実験体を再現した解析モデルを用いて3次元FEM解析を実施し、水平載荷試験結果と比較することで解析条件及び解析モデルの妥当性を評価する。3次元FEM解析の評価フローを図2.3-1に示す。

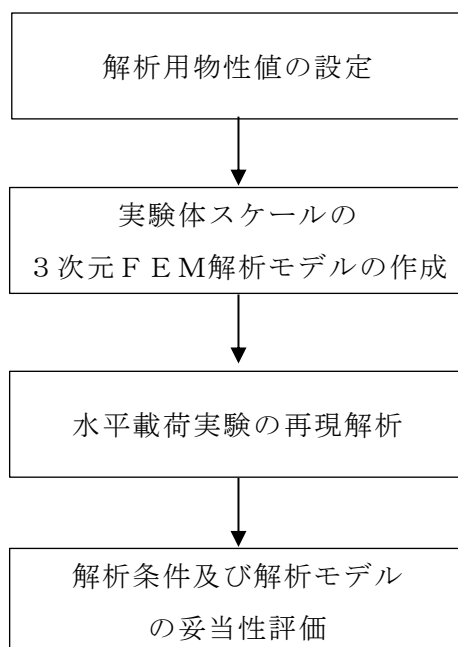


図 2.3-1 3次元FEM解析の評価フロー

2.3.3 解析用物性値の設定

a. 中詰コンクリート及びモルタル（充填材）

表 2.3-1 に中詰めコンクリート及びモルタル（充填材）の解析用物性値を示す。圧縮強度は実験体打設時に採取した供試体の強度実験結果を用い、その他の物性値は「コンクリート標準示方書（土木学会，2007年改定）」により設定する。

表 2.3-1 中詰コンクリート及びモルタル（充填材）の解析用物性値

材料	弾性係数	一軸圧縮強度	ポアソン比
中詰コンクリート	$2.5 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	53N/mm^2	0.2
モルタル（充填材）	$2.5 \times 10^5 \text{N/mm}^2$	29N/mm^2	0.2

b. 鋼材

表 2.3-2 に鋼材の解析用物性値を示す。鋼材の応力-ひずみ関係には図 2.3-2 に示すバイリニアモデルを用いる。

ここで、鋼材の降伏強度については「軸力と水平力を受ける鉄骨系柱材の弾塑性挙動に関する研究，津田圭吾，九州大学博士論文（建築），1993年）」によると、水平載荷実験で使用した実験体と同程度の径厚比で、ほとんど軸力が発生しない場合の全塑性モーメントは 0.9 倍になるとされていることから、本解析における降伏強度は鋼材の材料実験結果から得られた降伏強度を 0.9 倍して用いる。規格基準類に記載された降伏強度は実強度より安全側に設定されており、実験の再現を行うことで解析条件の妥当性を確認するとともに解析目的を踏まえて設定している。表 2.3-2 に示す降伏強度を設定した。

また、鋼管の剛性低下率は材料実験結果から算出する。

表 2.3-2 鋼材の解析用物性値

	鋼管径 (mm)	肉厚 (mm)	弾性係数 (N/mm^2)	ポアソン比	降伏強度 (N/mm^2)	剛性 低下率
ケース①	4重管 $\phi 528$	6.0	2.08×10^5	0.3	360	0.004
	$\phi 480$					
ケース②	$\phi 432$					
	$\phi 384$					

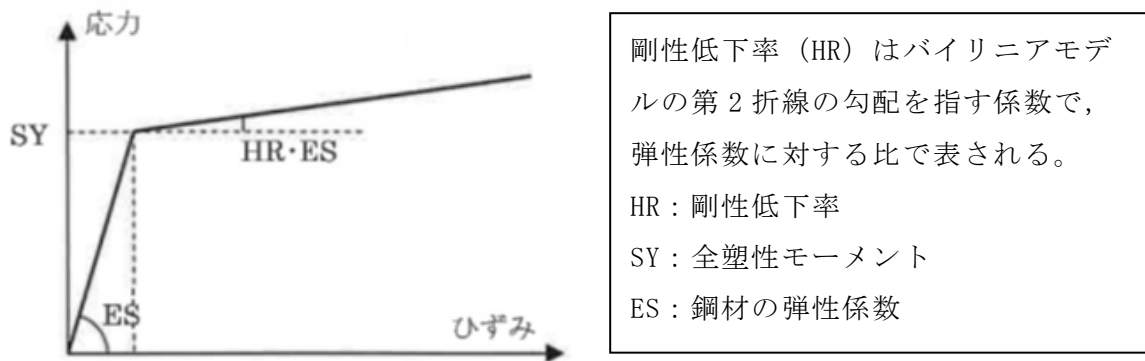


図 2.3-2 解析で適用するバイリニアモデル

c. 鋼管とコンクリートの境界設定

鋼管とコンクリートの境界設定に用いる解析用物性値を表 2.3-3 に示す。鋼管とコンクリート管の付着強度として「水平力を受ける鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価（土木学会論文集 Vol. 648/V-47, 89-108, 2000.5）」で得られた結果を用いる。本論文では、コンクリートと鋼管の間で生じる付着強度を実験的に確認するとともに、得られた付着強度を用いて、水平力を受けた鋼管及びコンクリートの複合構造体（鋼管内部をコンクリートにより中詰めする）の挙動を解析的に再現している。

表 2.3-3 鋼管とコンクリートの境界設定に用いる解析用物性値

付着強度
0.49N/mm ²

2.3.4 解析モデル及び諸元

実験体の3次元モデルを図2.3-3に示す。

a. 構造物のモデル化

鋼管杭は3次元シェル要素でモデル化する。

中詰コンクリート及びモルタル（充填材）はソリッド要素でモデル化する。

b. 境界条件及び荷重条件

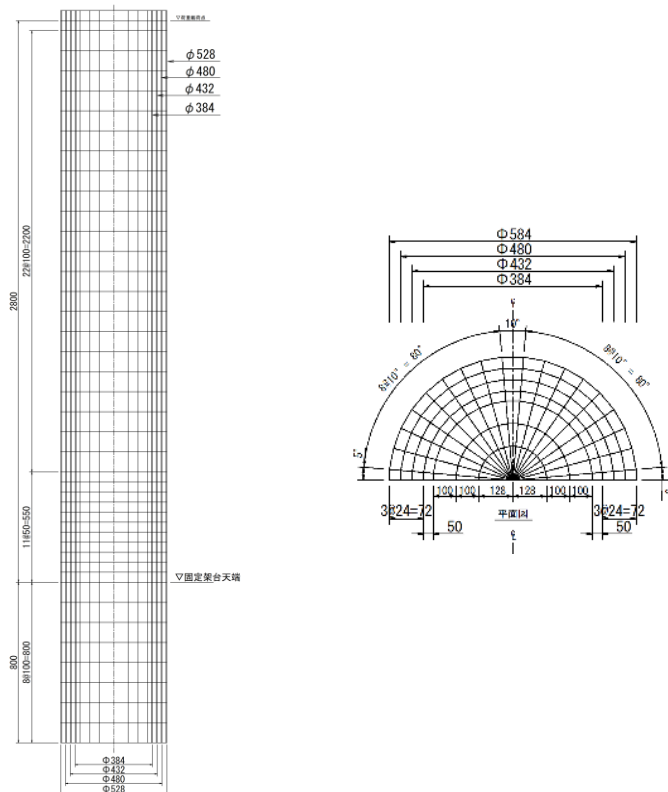
水平載荷実験では、実験体下端は実験架台により拘束しているため、モデル底面は完全拘束とする。

c. 境界条件及び荷重条件

多重鋼管杭が降伏モーメント及び全塑性モーメントに達する荷重等を参考に荷重増分法で載荷する。

d. 解析コード

解析コードは「FINAL」を使用する。



正面図（断面）

図2.3-3 3次元FEM解析モデルの概形

2.3.5 解析結果

実験ケース①及び②の実験結果と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較を図2.3-4及び図2.3-5に示す。解析結果は、実験結果とおおむね同じ挙動を示し、降伏荷重に至るまで弾性挙動を示していることを確認した。なお、実験ケース①の再現解析結果については、最大荷重908kNとなり、実験時の最大荷重平均値906kNに対して、同等の結果であった。実験ケース②の再現解析結果についても、最大荷重930kNとなり、実験時の最大荷重939kNに対して、同等の結果であった。

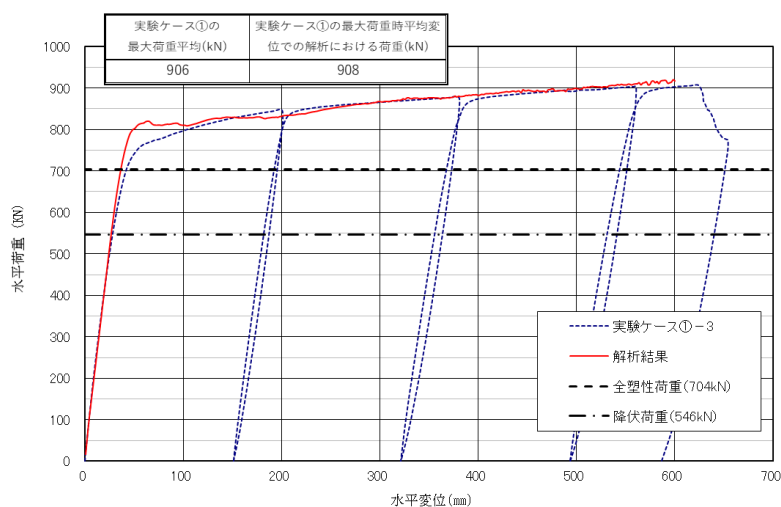


図 2.3-4 実験ケース①と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較

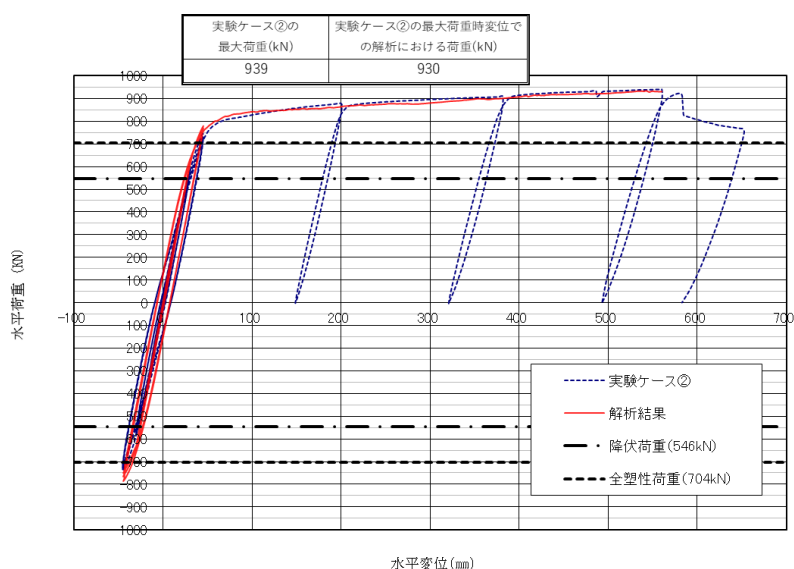


図 2.3-5 実験ケース②と3次元FEM解析の荷重－変位関係の比較

2.3.6 3次元FEM解析モデルの妥当性評価

水平載荷実験の多重鋼管杭の挙動特性及び力学特性をおおむね再現するとともに、多重鋼管杭の耐力が実験値と解析値でおおむね一致することを確認した。本検討で得られた解析条件を用いて実構造物スケールの3次元FEM解析を行い、実構造物の設計の許容限界として降伏モーメントを設定する妥当性検討を行う。

2.4 実構造物スケールにおける3次元FEM解析

2.4.1 概要

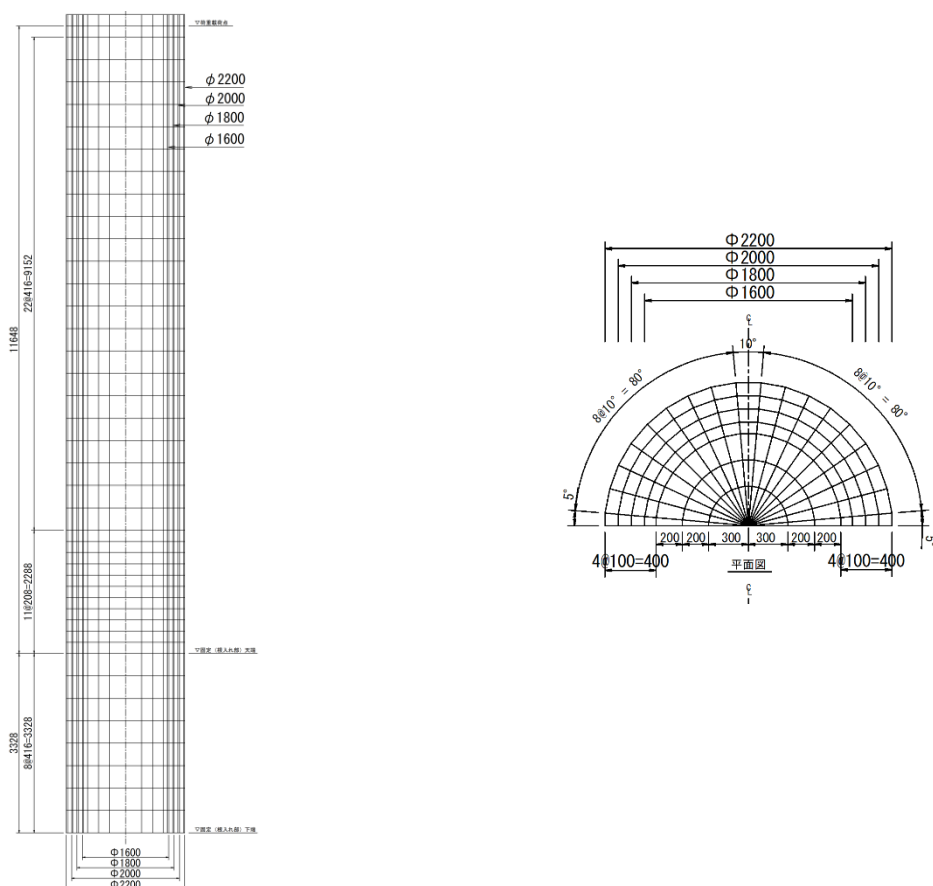
「2.3 3次元FEM解析による実験の再現解析」の検討結果より、実験の再現解析で使用した条件を用いて、実構造物スケールの多重鋼管杭の設計に用いる許容限界の妥当性を確認する。

2.4.2 解析用物性値の設定

「2.3 3次元FEM解析による実験の再現解析」の条件と同様とする。

2.4.3 解析モデル及び諸元

実構造物の3次元モデルを図2.4-1に3次元FEM解析モデルを示す。各種条件は「2.3 3次元FEM解析による実験の再現解析」の条件と同様とする。



正面図（断面）

図 2.4-1 3次元FEM解析モデル

2.4.4 実構造物スケールの降伏モーメント

実構造物スケールの降伏モーメントの算出方法を表 2.4-1 に示す。併せて、降伏モーメントと同様の方法で算出した実構造物スケールの全塑性モーメントを表 2.4-2 に示す。

表 2.4-1 実構造物スケールの降伏モーメントの算出方法

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	肉厚 (mm)	断面係数 (cm ³)	降伏モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	降伏モーメント に相当する荷重 (kN)
φ 2200	400	25	91842	36737	110583	11648	9494
φ 2000			75643	30257			
φ 1800			61015	24406			
φ 1600			47958	19183			

表 2.4-2 実構造物スケールの全塑性モーメントの算出方法 (参考)

杭径 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	肉厚 (mm)	塑性断面係数 (cm ³)	全塑性モーメント (kN・m)		アーム長 (mm)	全塑性モーメント に相当する荷重 (kN)
φ 2200	400	25	118271	47311	142635	11648	12245
φ 2000			97521	39008			
φ 1800			78771	31508			
φ 1600			62021	24808			

2.4.5 解析結果

実構造物の解析結果を図2.4-2に示す。実験及び実験の再現解析結果と同様に、降伏荷重に至るまでは弾性挙動を示すことが確認された。なお、本解析においては、荷重作用位置の水平変位 2369mm で最大荷重 15830kN となり、全塑性荷重 12245kN に対して、1.29 倍であった。

実構造物スケールにおける3次元FEM解析による結果より、道路橋示方書を基にした降伏モーメントに至るまでは、多重鋼管杭はおおむね弾性挙動を示しており、解析における降伏時の荷重は降伏モーメントを上回っていることを確認した。

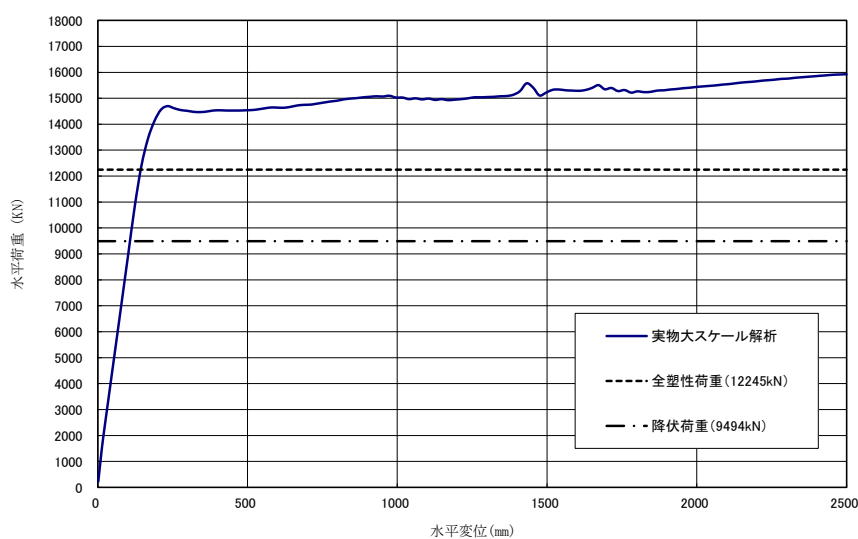


図 2.4-2 3次元FEM解析の荷重-変位関係の比較

2.5 まとめ

防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計における多重鋼管杭の許容限界について，水平載荷実験結果及び実構造物スケールの3次元FEM解析の比較結果から，以下の事項を確認した。

- ・多重鋼管杭は，道路橋示方書を基にした降伏モーメントを上回る耐力を有している。
- ・多重鋼管杭は，載荷開始から道路橋示方書を基にした降伏モーメントに至るまでは弾性挙動を示す。

以上より，防波壁（多重鋼管杭式擁壁）の設計において地震後及び津波後の再使用性を確保できるため，道路橋示方書を基にした降伏モーメントを許容限界として設定することは妥当である。

(参考 1) 多重鋼管杭の一体挙動特性の把握

多重鋼管内部の変状から荷重伝達機能を把握するために、実験ケース②の実験後の実験体を鉛直方向に切断した。切断面の状況を図 1～3 に示す。

切断面の状況として、圧縮側のコンクリートにひび割れは確認されず、圧縮側の鋼管杭の座屈による変形量は内側ほど小さく、外側から内側にかけて順番に座屈が発生したと考えられる。引張側の鋼管破断は最外管のみであり、さらに曲げ変形が進んだ場合、順次内側が破断するものと考えられる。

多重鋼管は、最外管から内側の鋼管への荷重伝達機能を有しており、一体構造として挙動し、各鋼管が荷重分担すると考えられる。また、降伏変位を大きく超える大変形に対しても段階的に最大荷重が低下する粘り強い構造であると考えられる。



図 1 実験体切断面



図 2 切断面拡大図（圧縮縁）



図 3 切断面拡大図（引張縁）

(参考 2) 中詰コンクリートによる最大荷重への影響

中詰コンクリートの有無が多重鋼管杭に作用する最大荷重に与える影響を確認する。中詰コンクリートを充填している「2.2.3 実験結果」に示した実験ケース①と、別途実施した中詰コンクリートを充填していない実験ケース(以下「実験ケース③」と言う。)との比較を図 1 に示す。

なお、実験ケース①は 3 つの実験体で同様な挙動であることから、実験ケース①-3 で代表する。

中詰コンクリートの有無に関わらず降伏モーメントに至るまでは弾性挙動を示すことを確認した。実験ケース③での最大荷重は圧縮縁の座屈発生後に確認され、最大荷重発生後は荷重の低下が確認されたが、実験ケース①では圧縮縁の座屈発生後に荷重の低下は確認されず、緩やかに荷重が増加し続け、最終的には鋼管の引張縁の破断に伴い荷重が低下した。実験ケース①は実験ケース③と比較して、最大荷重が 1.19 倍、最大変位が約 5 倍であった。

最内管がコンクリートで中詰めされることで、拘束効果により座屈の進行が抑制され、座屈発生以降も荷重が低下せず、降伏荷重及び全塑性荷重を超過する大変形しても耐力を保持することが可能であると考えられる。

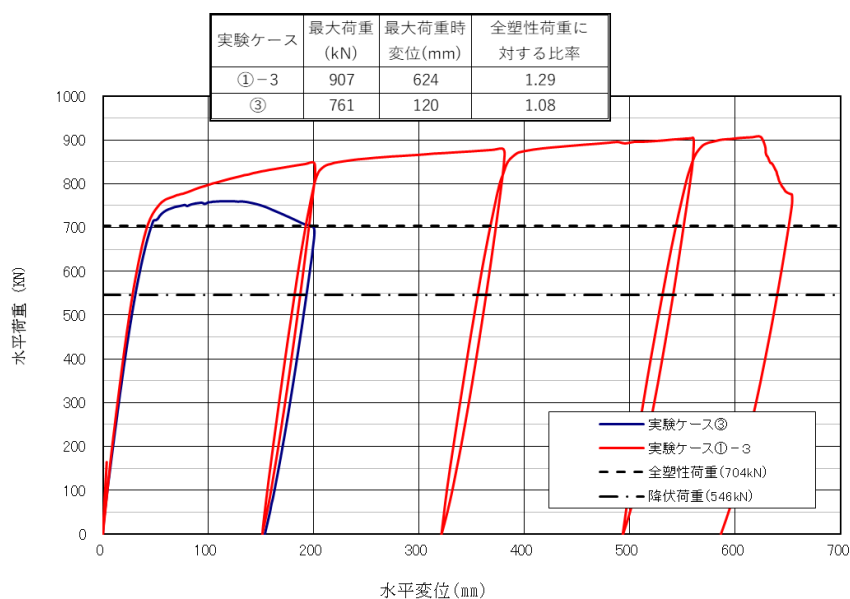


図 1 水平荷重と水平変位の関係 (実験ケース①及び実験ケース③)

3. 既設護岸と新設コンクリートの一体性確認

3.1 概要

防波壁（波返重力擁壁）は、既設護岸を嵩上げするように新設コンクリートを打設して構築している。新設コンクリートの嵩上げに当たっては、既設護岸との一体化を図るために、新設コンクリートの打設前に既設護岸のコンクリート表面を目荒らしするとともに、既設護岸のコンクリートに新設コンクリートの主筋を定着させている。防波壁（波返重力擁壁）の概要図を図 3-1 に示す。

新設コンクリートの主筋については、既設護岸のコンクリートを削孔し、陸側ではD41、海側ではD51を孔内にセメントミルクを充填して定着させている。主筋は「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002年）」に基づく定着長を確保することにより擁壁下端における主筋の引張許容応力により設計している。アンカーとみなした場合は、「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会、2010年）」において、上記の施工手順で施工されたアンカーボルトは、「その他のアンカーボルト」のうち、「型抜きアンカー」に該当すると判断できる。型抜きアンカーの許容耐力については、「実験等により確認し、使用条件及び施工条件を考慮し、本指針に準じて適切な安全率を見込んだ許容耐力をきめる」と記載がある。本資料では、参考として「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会、2010年）」に基づき新設コンクリートの主筋の定着部の損傷形態を想定して鉄筋の引張耐力の確認を行い、その結果を説明する。

また、既設護岸のコンクリート表面の目荒らしについては、新設コンクリートが既設護岸のコンクリートとの間に十分な付着強度を有するように施工することにより、一体性を確保している。そのため、本資料では、「表面保護工法 設計施工指針（案）〔工種別マニュアル編〕土木学会 断面修復工マニュアル」に基づき設定した付着強度を、新設コンクリートの打設前に実施した付着強度試験において確保できていることを説明する。

既設護岸と新設コンクリートの一体性確認に係る設工認段階への設置変更許可審査からの申送り事項を表 3-1 に示す。

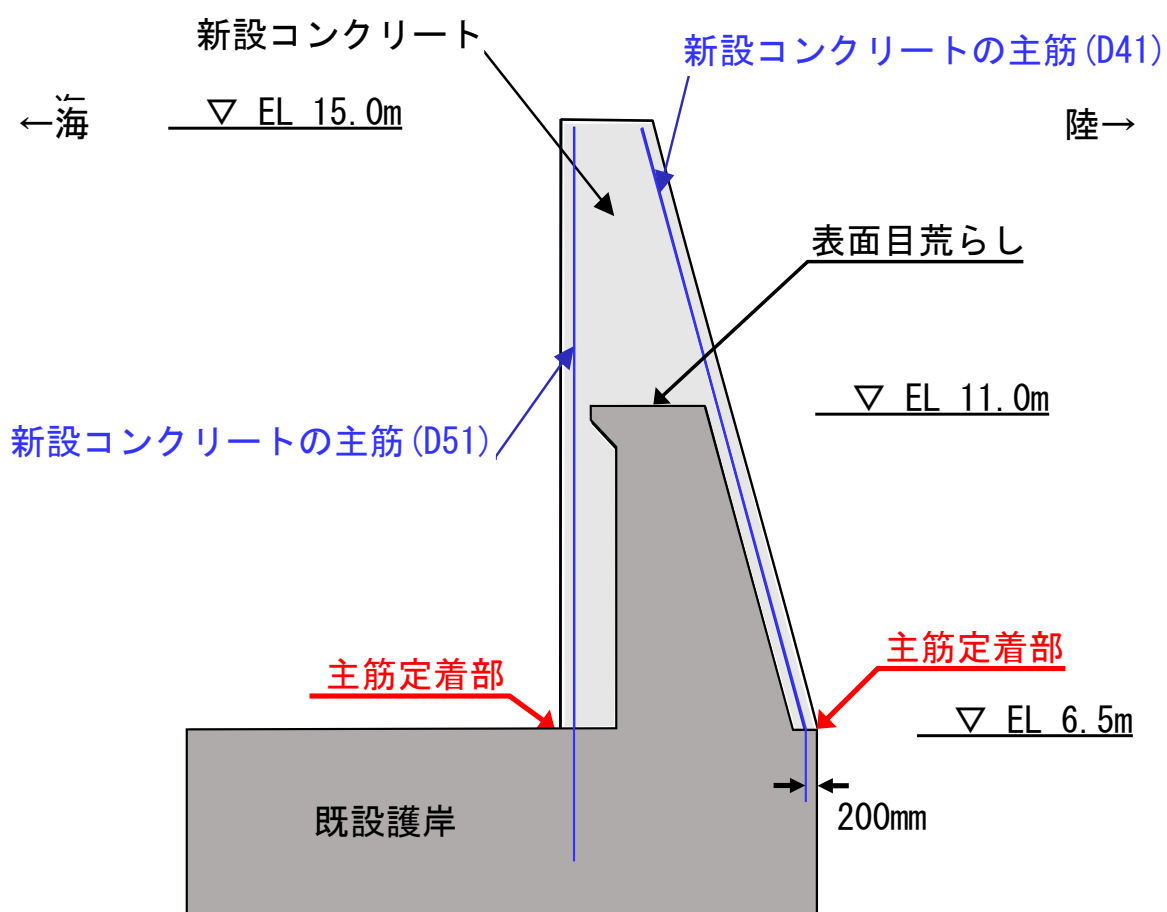


図 3-1 防波壁（波返重力擁壁）の概要図

表 3-1 既設護岸と新設コンクリートの一体性確認に係る
 設工認段階への設置変更許可審査からの申送り事項

設置変更許可審査段階における指摘事項	回答方針 (下線部は本資料による説明内容)
<p>1. 波返重力擁壁の壁体構造について、既設部分と新設部分の一体化を前提として設計する方針を明確にし、基準、指針類、事業者独自の管理基準等の適用により一体化と評価する方針であることを説明すること。</p> <p>防波壁陸側における新設のコンクリートの鉄筋定着について、フーチング隅角部の荷重伝達及び損傷形態を評価し、定着方法及び定着長の設定方針の妥当性を説明すること。</p>	<p>設置変更許可申請において、擁壁下端の主筋の定着部に関して「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002年）」に基づく定着長を確保し、許容応力により設計する方針であることを説明していた。</p> <p>設工認段階においては、<u>「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会、2010年）」に基づき、施工状況を模擬した模型実験により引張耐力を確認した結果を説明する。</u></p>
<p>2. 波返重力擁壁の壁体構造について、ジベル筋等により既設部と新設部が物理的に接合されていない壁体について、せん断応力の伝達モードを評価し、既往のせん断耐力評価式の適用性を説明すること。</p>	<p>擁壁のせん断破壊に対しては、既設コンクリートと新設コンクリートを一体として設計を行うが、既設コンクリートのみで照査を行った結果についても「浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」において、評価結果を踏まえて説明する。</p>
<p>3. 波返重力擁壁の壁体構造について、既設部分と新設部分を一体化と評価できる根拠及び設計・施工上の配慮事項を説明すること。</p>	<p>設置変更許可申請において、既設護岸のコンクリート表面の目荒らしについては、「表面保護工法 設計施工指針（案）〔工種別マニュアル編〕土木学会 断面修復工マニュアル」に基づき設定した付着強度を有するように施工していることを説明した。</p> <p>設工認段階において、<u>新設コンクリートの打設前に実施した付着強度試験において設定した付着強度を確保できていることを説明する。</u></p>

3.2 鉄筋の引張耐力確認方針

「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年）」によると，鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態は，鉄筋の降伏または破断，コンクリートのコーン状破壊，鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊の4形態である。鉄筋の引抜き時に想定される破壊形態を図3-2に示す。

新設コンクリートの主筋の定着部においていずれの破壊形態の損傷が生じるか，新設コンクリートの鉄筋の定着部を模擬した実物大の模型実験を行うことにより確認する。

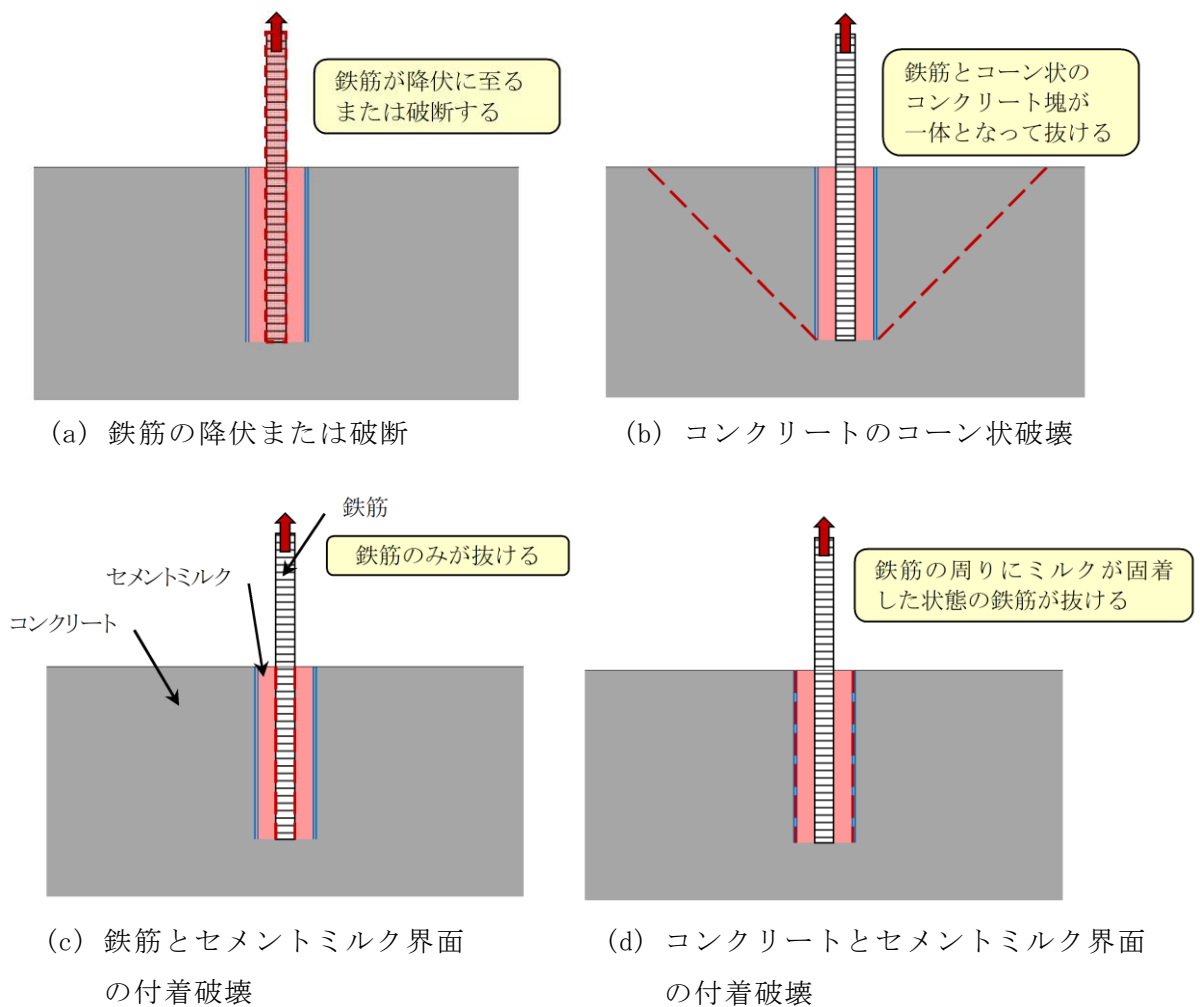


図3-2 鉄筋の引抜きに伴い想定される破壊形態

3.3 模型実験

3.3.1 実験方法

(1) 概要

新設コンクリートの主筋の定着部を模擬した実験体を2体作成し、引張耐力を実験で確認する。

新設コンクリートの海側の主筋は既設護岸のコンクリートの側面から離れた位置に定着されているため、施工状況を模擬した実験体①を用い、引張耐力を確認する実験を行った。

新設コンクリートの陸側の主筋は既設護岸のコンクリートの側面に近い位置に定着されているため、施工状況を模擬した実験体②を用い、引張耐力を確認する実験を行った。

模型実験においては、鉄筋に作用する荷重及び変位等を計測し、いずれかの破壊が生じたと判断されるまで載荷する。

作成した実験体の概要図を図3-3に、作成した実験体を図3-4に示す。以降、鉄筋中心からコンクリートの側面までの距離をへりあきという。

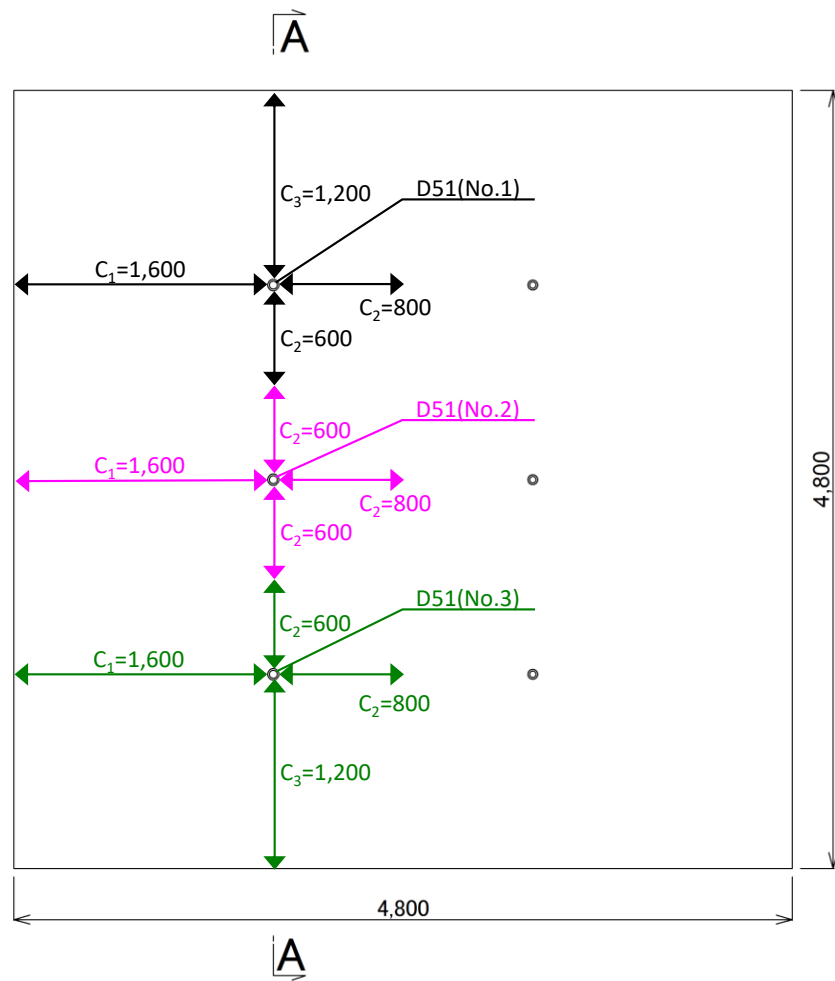


図 3-3(1) 実験体の構造図* (供試体①の平面図)

注記* : C_n はへりあき寸法またはアンカーボルトのピッチの 1/2

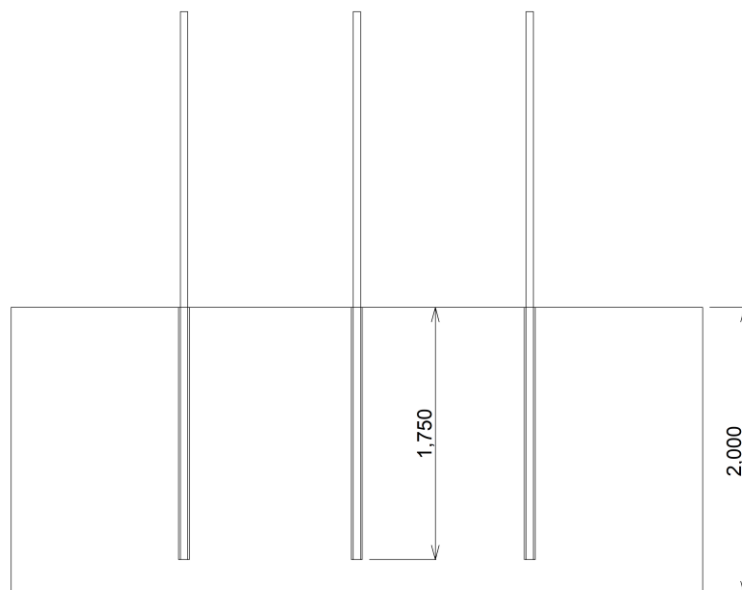


図 3-3(2) 実験体の構造図 (A-A 断面)

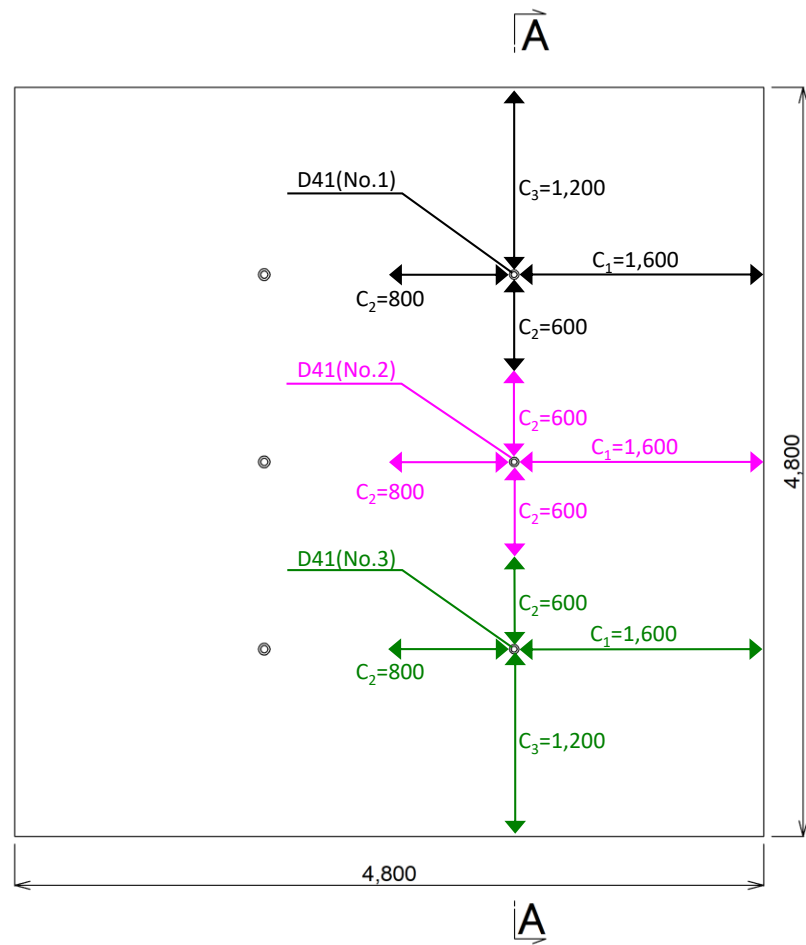


図 3-3(3) 実験体の構造図* (供試体①の平面図)

注記* : C_n はへりあき寸法またはアンカーボルトのピッチの 1/2

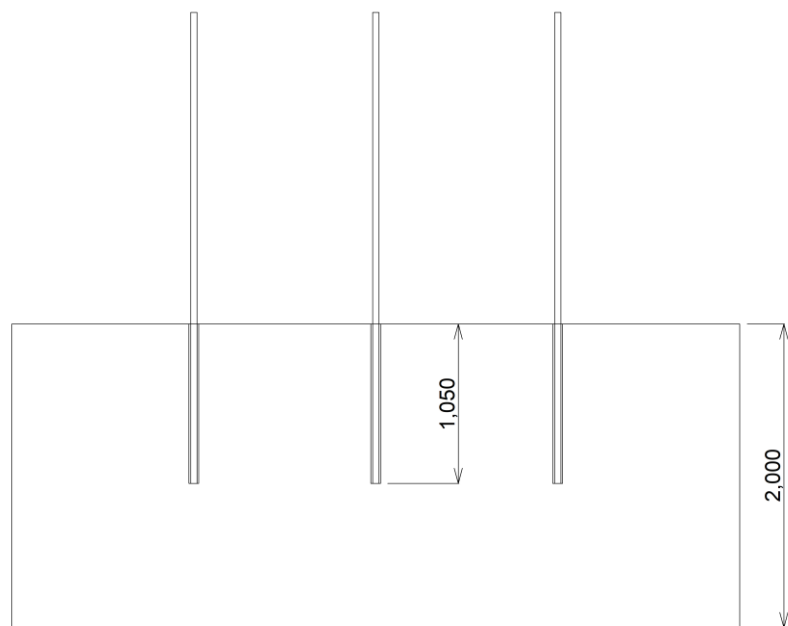


図 3-3(4) 実験体の構造図 (A-A 断面)

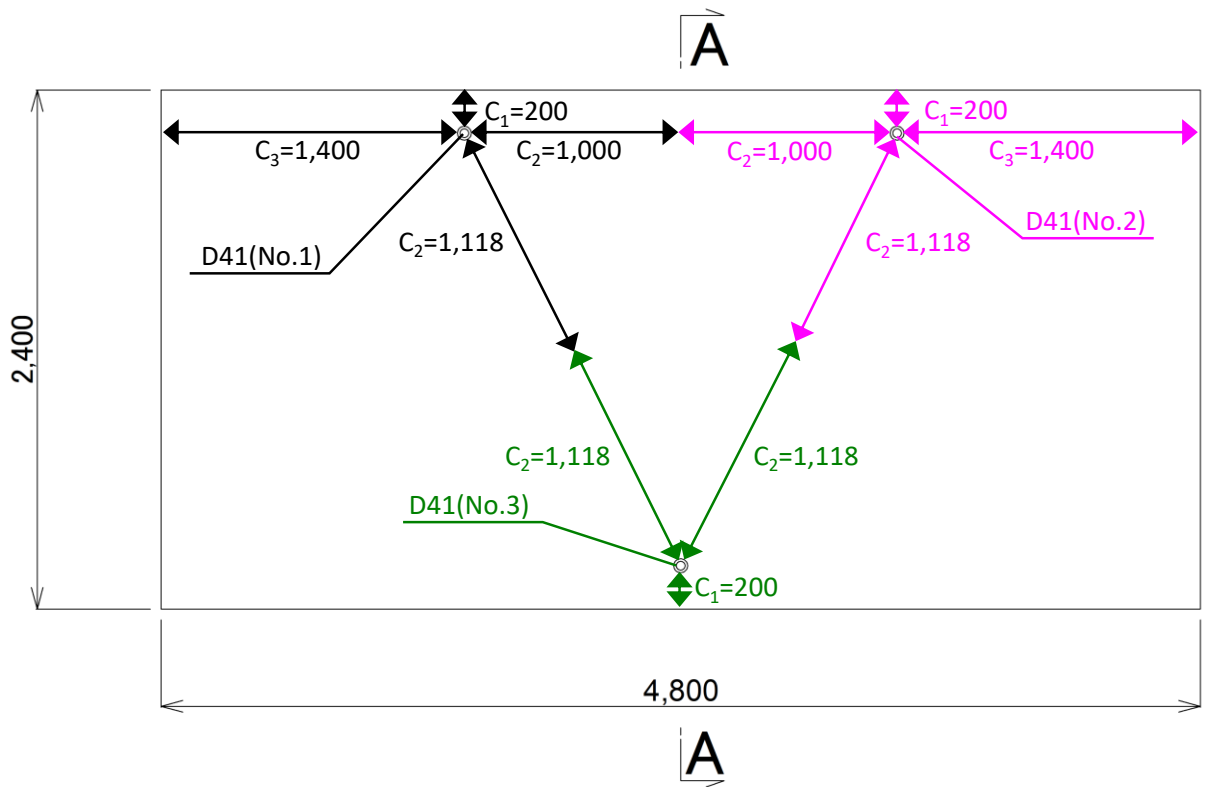


図 3-3(5) 実験体の構造図* (供試体②の平面図)

注記* : C_n はへりあき寸法またはアンカーボルトのピッチの 1/2

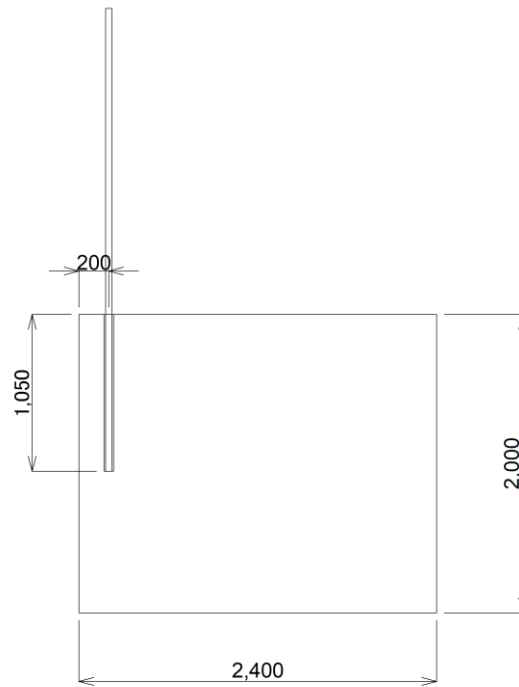


図 3-3(6) 実験体の構造図 (A-A断面)



図 3-4 実験体（右：実験体①，左：実験体②）

(2) 実験体

a. 使用材料

新設コンクリートの主筋の定着部を模擬して実験を行うため、実験体の材料のうちコンクリートについては実構造物と同強度のものとし、鉄筋についても実構造物と同仕様とした。

実験体の使用材料を表 3-2 に示す。

表 3-2 防波壁（波返重力擁壁）及び実験体の使用材料

材料	仕様	
	防波壁（波返重力擁壁）	実験体
コンクリート	・ 設計基準強度 24N/mm ²	・ 設計基準強度 24N/mm ²
鉄筋（陸側）	・ SD345, D41	・ SD345, D41
鉄筋（海側）	・ SD345, D51	・ SD345, D51

b. 鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

陸側の主筋の削孔径はφ65mmとし、海側の主筋の削孔径はφ75mmとした。また、主筋の定着部について、コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会、2002年）に基づく鉄筋の定着長を踏まえ、陸側の主筋の削孔深さは1,050mm、海側の主筋の削孔深さは1,750mmとした。鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さは実験体①及び実験体②ともに実構造物と同じ設定としている。

防波壁（波返重力擁壁）と実験体の鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さを整理し、表3-3に示す。

表3-3 鉄筋定着部の削孔径及び削孔深さ

対象	設置箇所	鉄筋	削孔径	削孔深さ
防波壁 (波返重力擁壁)	陸側	D41	65mm	1,050mm
	海側	D51	75mm	1,750mm
実験体	陸側	D41	65mm	1,050mm
	海側	D51	75mm	1,750mm

c. へりあきの設定

陸側の主筋の定着部については、既設護岸のコンクリートのへりあきが小さいことから、実構造のへりあきを実験体②において設定した。なお、実験体①のD41鉄筋は、へりあきが定着部のコンクリートの損傷に影響しないよう、へりあき面からの距離を十分に確保し、実験体②に鉄筋の定着部のコンクリートの損傷が生じた場合に、引張耐力に対するへりあきの影響を検証するために設定した。

へりあきまたはアンカーピッチの考え方を図3-5に、実験体①及び実験体②において設定したへりあき及びアンカーピッチについては図3-5に示す。

c_n : へりあき寸法, または, アンカーボルトピッチ a の $1/2$ で $c_n = a_n/2$ ($n = 1 \sim 3$) とする. もっとも小さい寸法となる 3 面までを考慮する [図 9 参照].

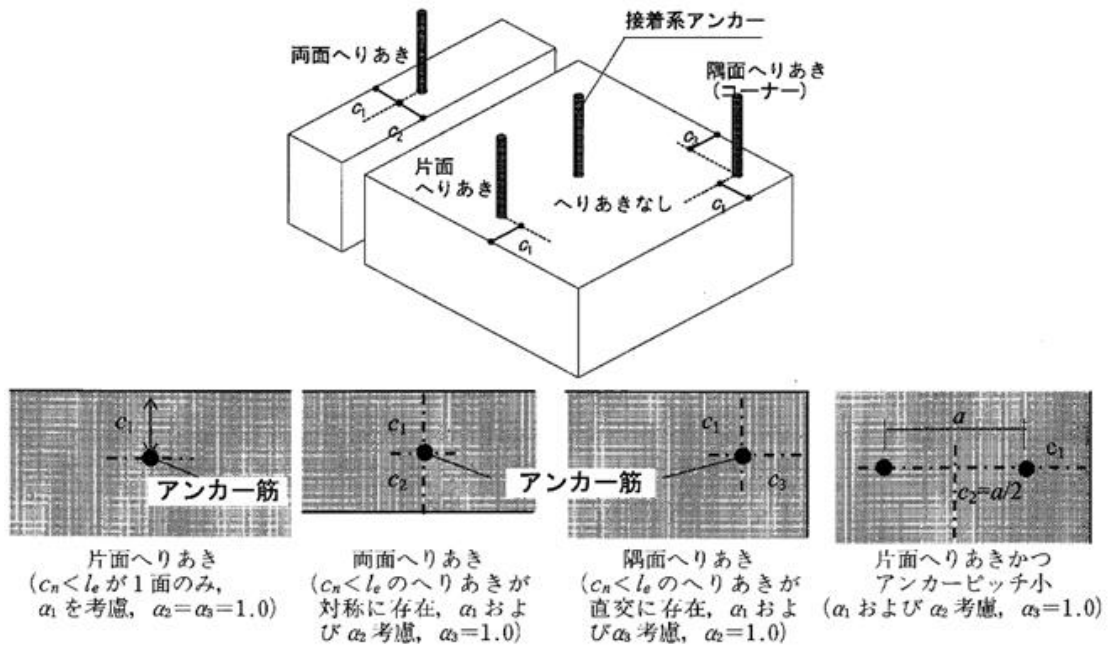


図 9 接着系アンカーのへりあき面とへりあき寸法

図 3-5 へりあきまたはアンカーピッチの考え方

(各種合成構造設計指針・同解説 (日本建築学会, 2010 年) より抜粋)

(3) 実験ケース

実験体①を用いた模型実験としては、新設コンクリートの海側の主筋の施工状況を模擬し、鉄筋の定着長に対して十分なへりあきを確保して鉄筋引張試験を行うことにより、破壊形態及び引張耐力を確認する。これを海側検討ケースとする。併せて、新設コンクリートの陸側の主筋において、鉄筋の定着長に対して十分なへりあきが確保できている場合を仮定した鉄筋引張試験を行い、破壊形態及び引張耐力を確認する。これを陸側検討ケース①とする。

実験体②を用いた模型実験としては、新設コンクリートの陸側の主筋の施工状況を模擬し、既設護岸のコンクリートのへりあきを設定して鉄筋引張試験を行うことにより、破壊形態及び引張耐力を確認する。これを陸側検討ケース②とする。

いずれのケースにおいても、3回試験を実施した。試験ケースを表3-4に示す。

表3-4 試験ケース

ケース名	実験体	番号	鉄筋径	へりあきの考慮
海側検討ケース	①	No.1	D51	十分なへりあきを確保
		No.2		
		No.3		
陸側検討ケース①	①	No.1	D41	十分なへりあきを確保
		No.2		
		No.3		
陸側検討ケース②	②	No.1	D41	耐力の低減を考慮するへりあきを設定
		No.2		
		No.3		

(4) 計測

模型実験においては、鉄筋の引抜荷重、鉄筋のひずみ及び油圧ジャッキの変位量を計測した。

鉄筋の引抜荷重は、引張耐力の評価のために計測した。鉄筋のひずみは、鉄筋の降伏の発生を確認するために計測した。油圧ジャッキの変位量については、鉄筋の降伏、コンクリートのコーン状破壊及びセメントミルクとコンクリート間またはセメントミルクと鉄筋間の付着破壊のいずれの破壊形態が発生しているかを判断するために計測した。

模型実験における荷重載荷装置を図 3-6 に、計測機器設置状況を図 3-7 に示す。

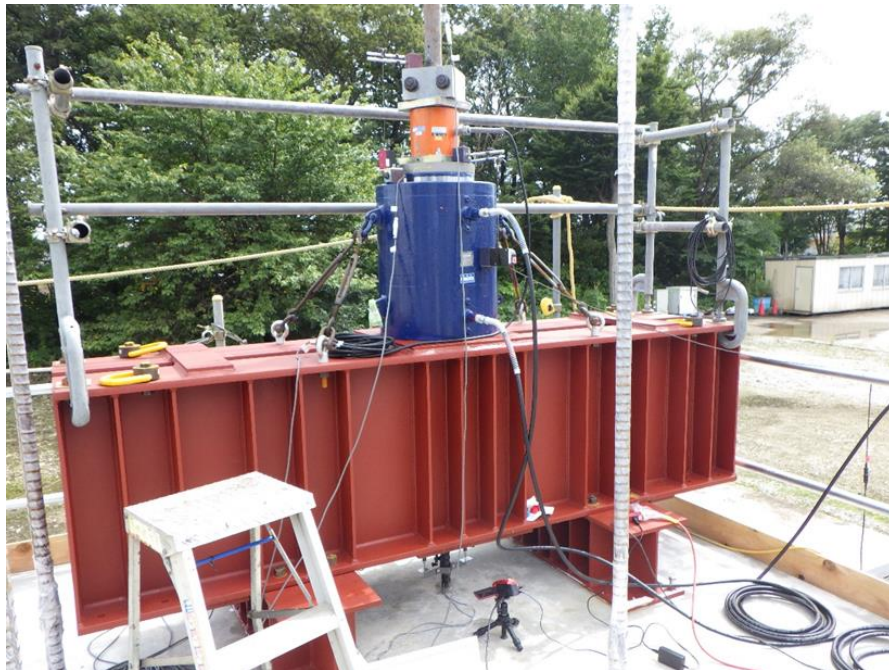


図 3-6 模型実験における荷重載荷装置



図 3-7 計測機器設置状況

3.3.2 模型実験結果

(1) 海側検討ケースにおける実験結果

海側検討ケースにおける模型実験結果を図 3-8 に示す。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係から、鉄筋は弾性挙動を示していることが確認できた。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

引張荷重とジャッキ変位の関係から、ジャッキの変位増加に伴って引張荷重が線形的に増加し、鉄筋の降伏に達した以降は鉄筋の降伏荷重を保ったままジャッキの変位が増大していることを確認できた。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

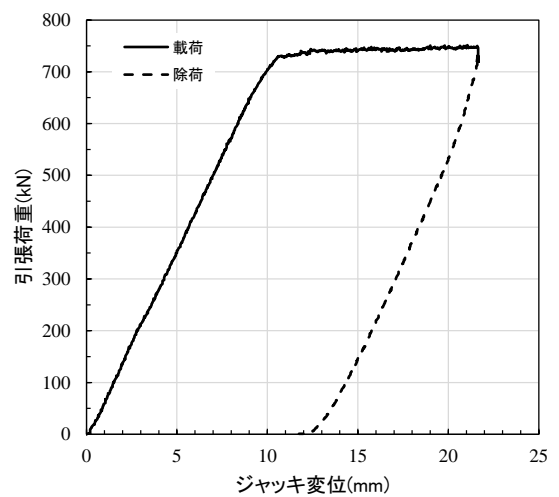
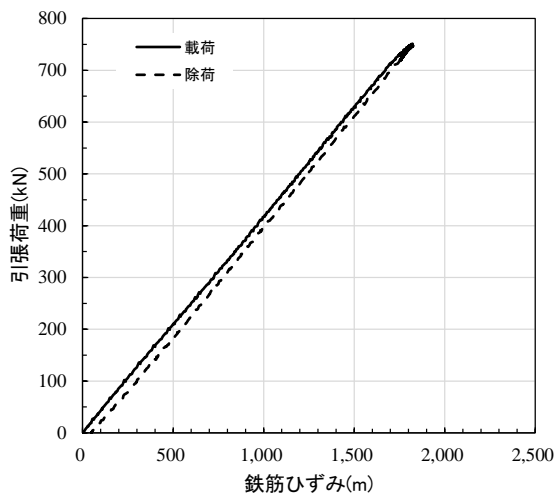


図 3-8 (1) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 1)

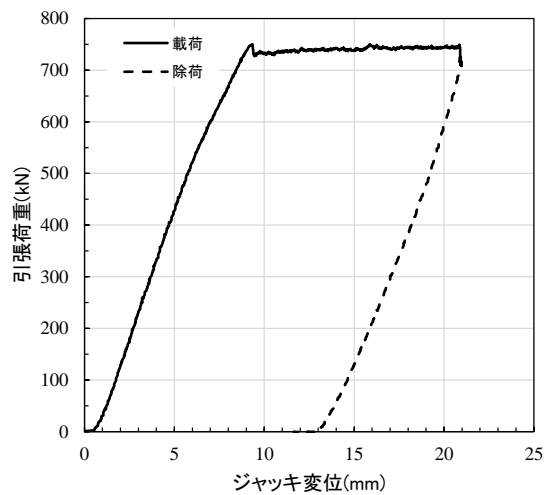
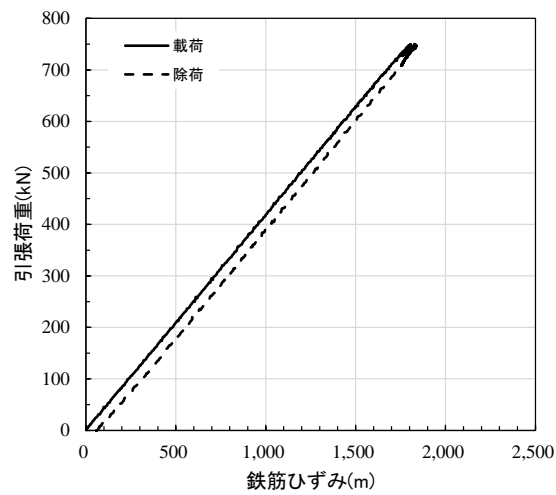


図 3-8 (2) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 2)

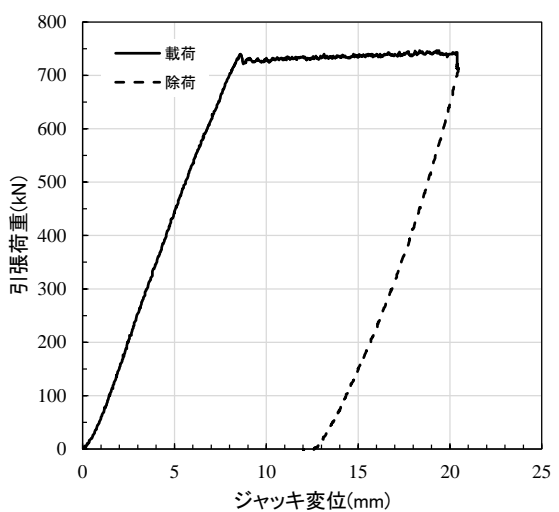
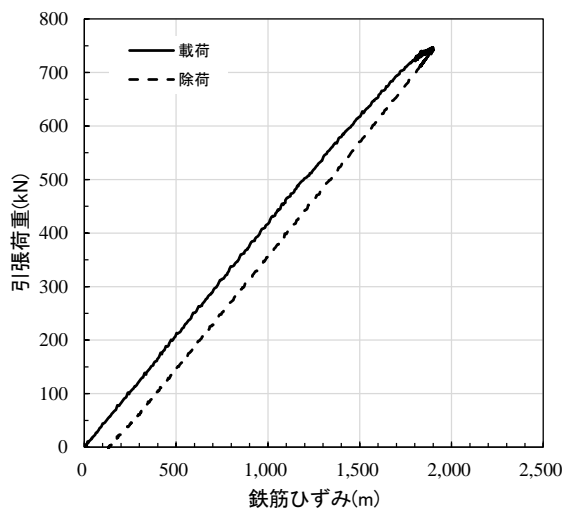


図 3-8 (3) 模型実験結果 (海側検討ケース, No. 3)

(2) 陸側検討ケース①における実験結果

陸側検討ケース①における模型実験結果を図 3-9 に示す。なお、図中の実線は載荷過程、破線は除荷過程を意味する。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係から、鉄筋は弾性挙動を示していることが確認できた。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

引張荷重とジャッキ変位の関係から、ジャッキの変位増加に伴って引張荷重が線形的に増加し、鉄筋の降伏に達して以降は鉄筋の降伏荷重を保ったままジャッキの変位が増大していることを確認できた。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

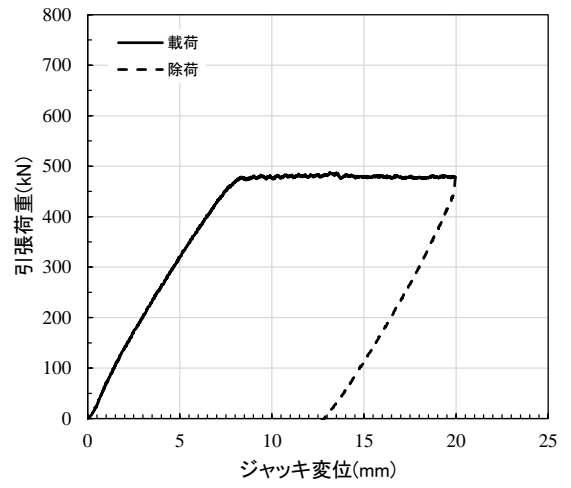
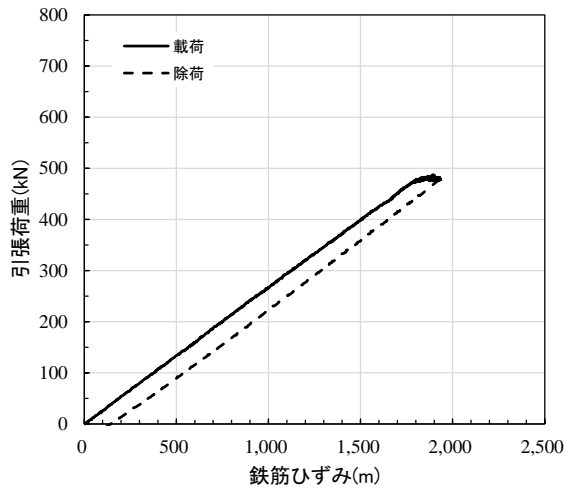


図 3-9 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース①, No. 1)

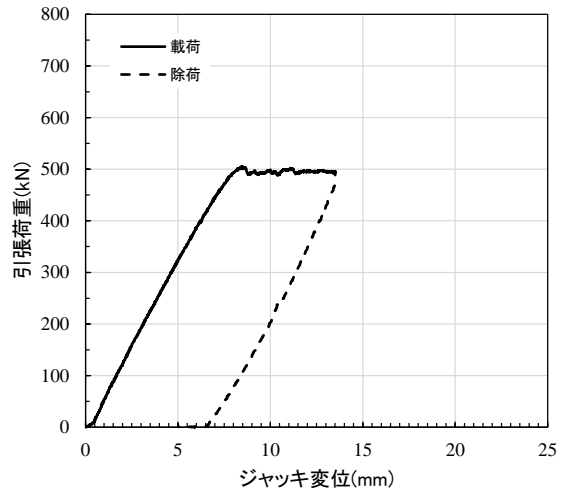
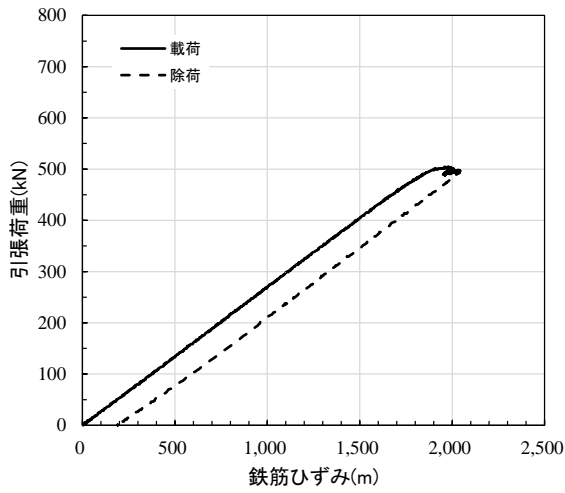


図 3-9 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース①, No. 2)

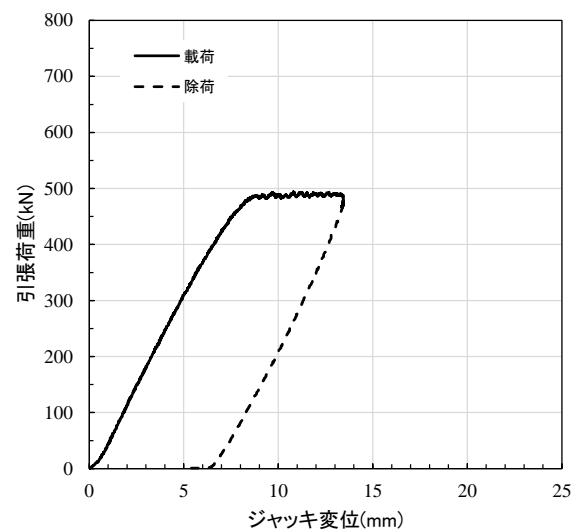
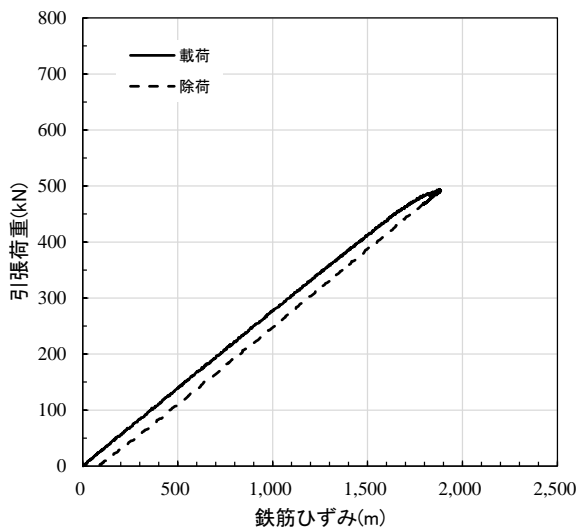


図 3-9 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース①, No. 3)

(3) 陸側検討ケース②における実験結果

陸側検討ケース②における模型実験結果を図 3-10 に示す。なお、図中の実線は載荷過程、破線は除荷過程を意味する。

引張荷重と鉄筋のひずみの関係から、鉄筋は弾性挙動を示していることが確認できた。鉄筋の降伏荷重に至るまでに大きな荷重の低下は見られないことから、コンクリートのコーン状破壊、鉄筋とセメントミルク界面の付着破壊及びコンクリートとセメントミルク界面の付着破壊は生じていない。

引張荷重とジャッキ変位の関係から、ジャッキの変位増加に伴って引張荷重が線形的に増加し、鉄筋の降伏以降は鉄筋の降伏荷重を保ったまま変位が増大していることを確認できた。

以上より、鉄筋定着部の破壊形態は、鉄筋の降伏と判断できる。

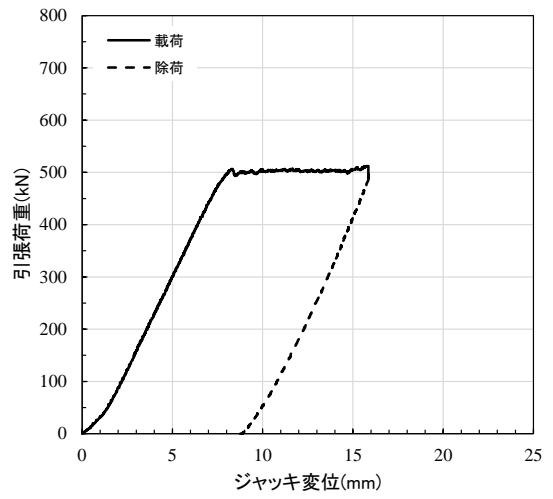
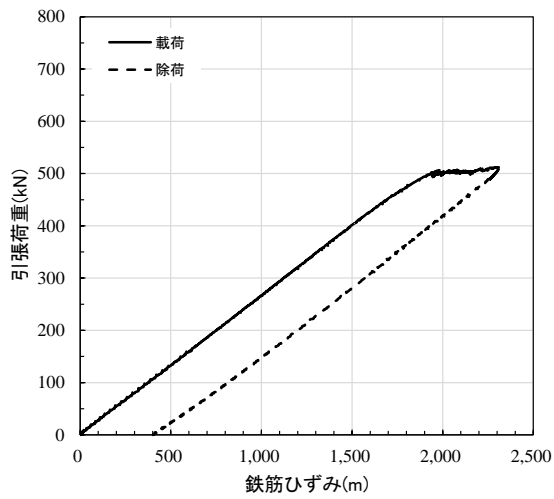


図 3-10 (1) 模型実験結果 (陸側検討ケース②, No. 1)

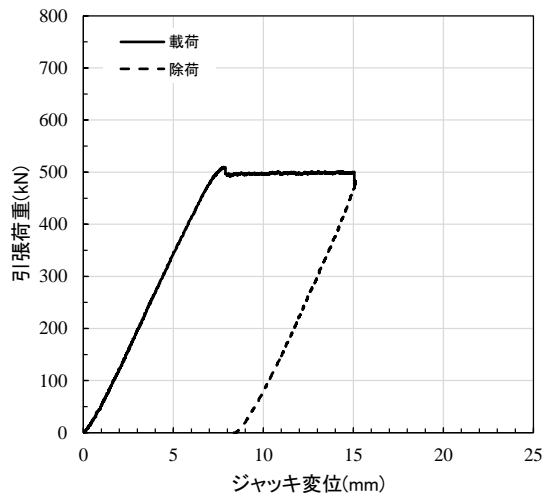
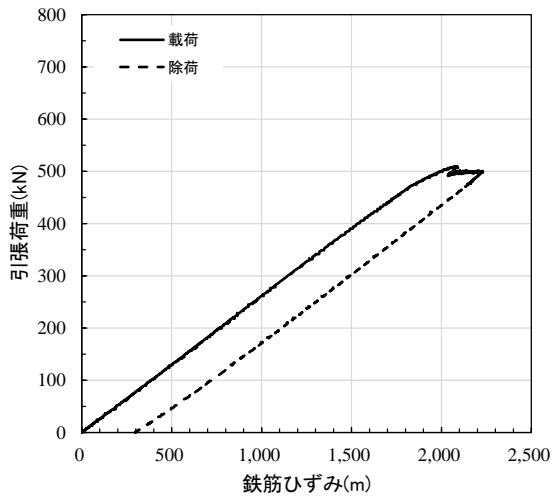


図 3-10 (2) 模型実験結果 (陸側検討ケース②, No. 2)

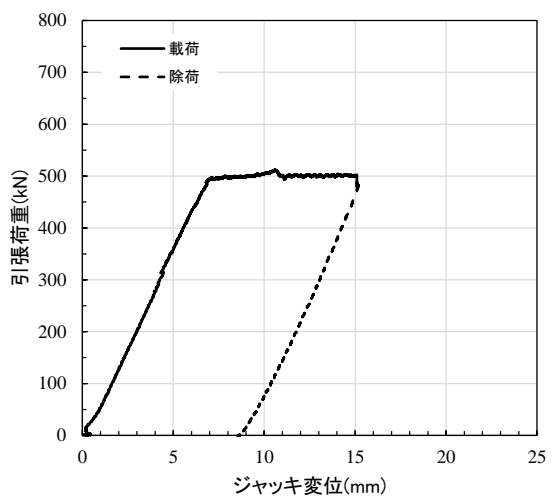
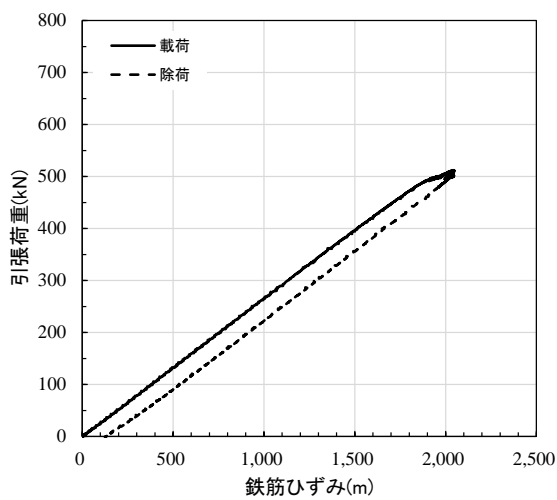


図 3-10 (3) 模型実験結果 (陸側検討ケース②, No. 3)

3.4 付着力試験

新設コンクリートと既設護岸のコンクリート間の付着力を高め、既設と新設の一体化を確実なものとするため、既設護岸のコンクリート表面の目荒らしを実施している。

目荒らしの施工管理においては、目標とする付着強度を「表面保護工法 設計施工指針（案）[工種別マニュアル編] 土木学会 断面修復工マニュアル p221」を参考に設定し、同指針（案）で示されている $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ に裕度を加えた $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ を管理基準とした。

付着強度については、新設コンクリートの打設前に付着強度確認試験を実施し、目荒らし後の付着強度が $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であることを確認した。付着強度確認試験の試験手順を図 3-11 に、試験場所を図 3-12 に、試験イメージ図及び試験状況写真を図 3-13 に、試験結果を表 3-5 に示す。

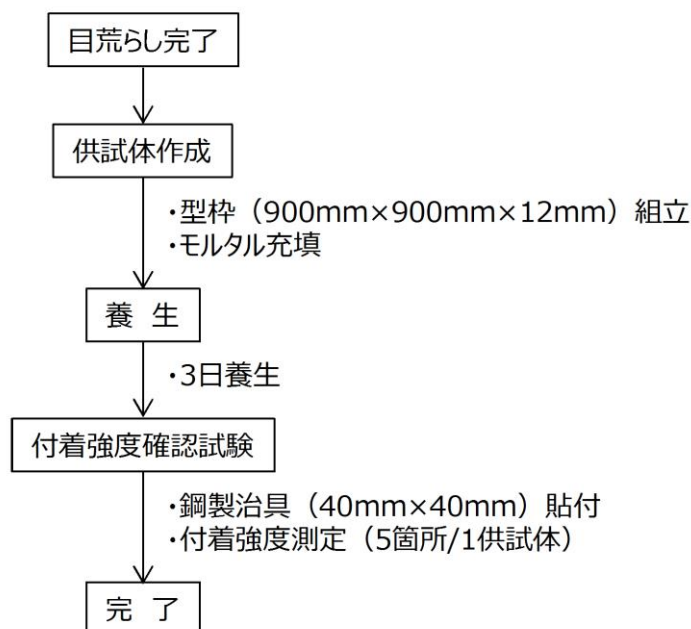


図 3-11 付着強度確認試験の試験手順

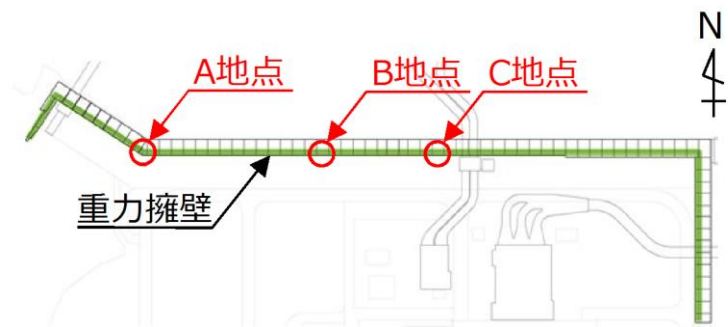


図 3-12 付着強度確認試験の試験場所

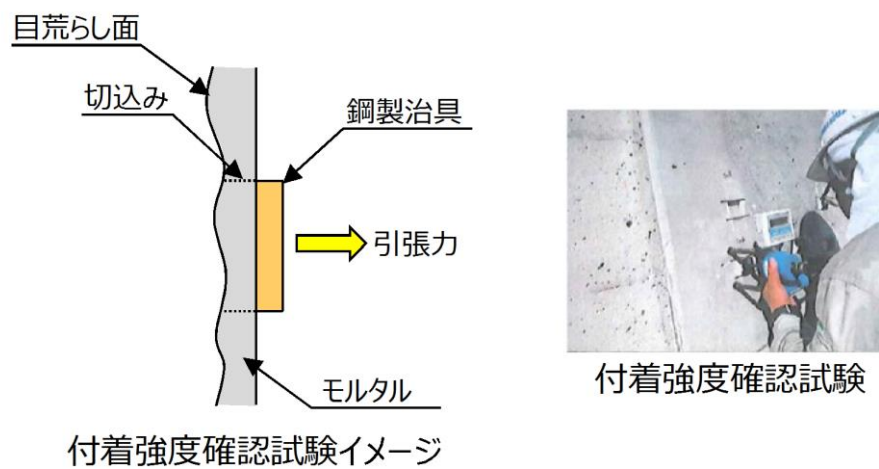


図 3-13 付着強度確認試験の試験イメージ図及び試験状況写真

表 3-5 付着強度確認試験の試験結果

単位：N/mm²

供試体 NO	試験場所		
	A地点	B地点	C地点
1	1.71	1.78	1.76
2	1.61	1.66	1.72
3	1.72	1.88	1.66
4	1.74	1.63	1.84
5	1.60	1.99	1.58

3.5 まとめ

本資料では、参考として「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010年）」に基づき新設コンクリートの主筋の定着部の損傷形態を想定して鉄筋の引張耐力の確認を行い、既設護岸のコンクリートと新設コンクリートの一体性について確認した。

防波壁（波返重力擁壁）の新設コンクリートの主筋の定着部について、実構造物の施工条件を模擬した模型実験を行うことにより、破壊形態の確認及び引張耐力の評価を行った。

新設コンクリートの海側の主筋（D51）の定着部を模擬した模型実験においては、鉄筋の降伏荷重まで引張荷重が低下することなく載荷され、実験体のコンクリート上面には載荷終了後に大きな損傷は見られなかったことから、コンクリートのコーン状破壊等は発生せず、鉄筋の降伏による破壊形態となったことを確認した。

新設コンクリートの陸側の主筋（D41）の定着部を模擬した模型実験においては、鉄筋の降伏荷重まで引張荷重が低下することなく載荷され、実験体のコンクリート上面及びへりあき面には載荷終了後に大きな損傷は見られなかったことから、コンクリートのコーン状破壊等は発生せず、鉄筋の降伏による破壊形態となったことを確認した。

また、新設コンクリートと既設護岸のコンクリート間の付着力を高め、既設と新設の一体化を確実なものとするために実施された目荒らしによる効果を、付着強度確認試験を実施し、目荒らし後の付着強度が確保されていることを確認した。

上記より、既設と新設コンクリートの一体化は図れていることから、新設コンクリート部下端の主筋において「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会，2002年）」に基づく許容応力度設計を行うことは妥当であると判断した。