

既設栈橋の杭頭補強に関する交番載荷実験

Cyclic loading test on strengthening effect of pile head for port pier

宇野州彦[†], 池野勝哉^{*}, 大塚久哲^{**}

Kunihiko Uno, Katsuya Ikeno, Hisanori Otsuka

[†]博 (工), 五洋建設株式会社, 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)^{*}博 (工), 五洋建設株式会社, 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)^{**}工博, 株式会社大塚社会基盤総合研究所 (〒814-0012 福岡県福岡市早良区昭代 3-6-23-601)

With the amendment of Port and Harbor Act, the necessity of reinforcement work for piers possessed by private business operators is increasing. At the same time, construction method which can be easily applied is desiring for the demand of laborsaving in construction field these years. Based on these, authors proposed reinforcement methods focusing on pile head of piers. In this paper, cyclic loading tests towards on piers applied by these reinforcement methods are carried out to confirm the strengthening effect and validity in reinforcement design. As a result, strengthening effect and validity in design of proposed methods are verified.

Key Words: reinforcement method of pile head, strengthening effect, cyclic loading

test

キーワード: 杭頭補強工法, 補強効果, 交番載荷実験

1. はじめに

平成 25 年に港湾法が改正され, 大規模地震時等にも航路機能を確保するために, 特定技術基準対象施設を管理する民間事業者に対し, 港湾管理者が維持管理の状況等について報告聴取や立入検査を行い, 必要に応じて勧告・命令の措置を講じる制度が創設された。これにより, 港湾施設を管理する民間事業者においては, 適切な維持管理を推進していくことが求められている。また, 港湾施設に接岸する船舶の大型化や荷役機械の大型化といった栈橋機能拡張の需要も高まってきており, 機能拡張のための補強も必要となってきた。

近年, 現場の人員不足を背景に生産性向上に関する取り組みが求められており, 新設工事のみならず補強工事においても, 省力化施工が求められている。栈橋構造物の補強工法としては, 例えばストラット工法¹⁾³⁾等があるが, できるだけ水中施工にならず現場で簡単に組み立てや取り付けが可能な工法が求められている。また補強部材も極力工場製作ができるものとし, 軽量化された部材であることが望ましい。

著者らはすでに制震ダンパーを用いた補強工法⁴⁾を提

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp

案しているが, 施工時には必ず水中作業が発生することになる。したがって, 水中作業が軽減もしくは不要となるような簡易な補強工法として, 栈橋杭頭部に着目した補強工法を検討する。補強工法を概念図を図-1 に示す。これらの工法は, 事前に工場で作成した補強部材を施工現場に持ち込み, 鋼管杭側には鞘管の取り付け, 梁側には鋼板の設置およびボルトの接合のみであり, 容易に取り付けが可能な構造としている。さらに図-1(b)に示す方法であれば, 補強部材は鞘管や接合ボルトを取り付けた後の施工も可能であることから, 杭頭位置までの補強部材とその他の部材を分割して運ぶことが可能であるため, 更なる軽量化につながるものと考えている。取り付け作業は杭頭部周辺に限定されるため, 栈橋を供用しながら施工を行うことが可能であり, 取り付けが容易なことから工期短縮にも繋がり, 施工性に優れた工法であると言える。

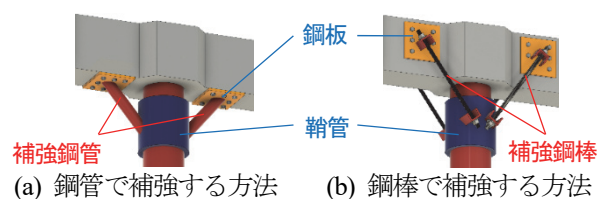


図-1 補強工法の概念図

本論文では、提案する補強工法に対し正負交番載荷実験を実施し、補強効果の確認と補強設計の妥当性に関して検討する。なお、補強部材は一般に図-1にあるような鞘管や鋼板も含めるものであるが、本論文においては図に示す補強鋼管や補強鋼棒のみを指すものとする。

2. 杭頭部のモーメント伝達機構と補強構造の検討

2.1 杭頭部の曲げモーメントと補強構造の提案

本論文では、以下に示すように想定する外力伝達機構が成立する補強構造を提案する。補強工法の諸元を以下のように設定する。

栈橋に外力が作用した際、杭頭部では鋼管杭-RC 梁間で外力に応じたモーメントが伝達される。港湾の施設の技術上の基準・同解説⁵⁾では、図-2(a)に示す杭頭部で伝達できる設計曲げモーメント M_{ud} を式(1)で表している。

$$M_{ud} = \frac{DL^2 f'_d}{6} / \gamma_b \quad (1)$$

ここで、

- M_{ud} : 杭頭部で伝達できる設計曲げモーメント
- D : 鋼管杭の外径
- L : 鋼管杭の埋込み長
- f'_d : コンクリートの圧縮強度の設計用値
- γ_b : 部材係数 (1.15)

一方で、塩害等によりコンクリートの腐食ひび割れや剥落、鉄筋腐食等が生じると、図-2(b)のように杭頭部で伝達できる曲げモーメントが M_{ud} から M_{ud}' に減少し、適切に曲げモーメントが伝達できなくなる可能性が考えられる。塩害等による鋼材腐食を考えると、梁のほか鋼管杭の減肉も考えられるが、一般的に鋼管杭の杭頭部周辺においては防食被覆されることから、本論文においては梁最下段の主鉄筋腐食に着目することとする。劣化が進行すると、杭頭部で伝達できる曲げモーメントが低減するだけでなく、杭頭部が損傷する可能性もあり、その点からも補強が必要となってくる。そこで、図-3 に示すように、杭頭部で本来伝達すべき曲げモーメントを補強部材の軸力として伝達する機構を考案した。

杭頭部において本来伝達されるべき曲げモーメントを補強部材で負担するため、式(1)で示した設計曲げ耐力を杭頭部中心位置から補強部材までのアーム長 l (図-3 に記載) で除すことで、式(2)に示す補強部材が負担すべき設計軸力を算出する。

$$F_d = M_{ud} / l \quad (2)$$

ここで、

- F_d : 補強部材で負担する設計軸力
- l : 杭頭中心位置から補強部材までのアーム長

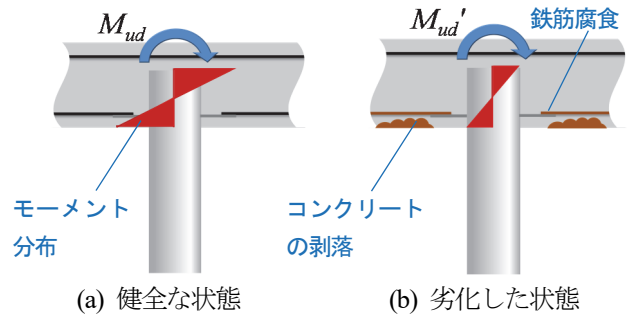
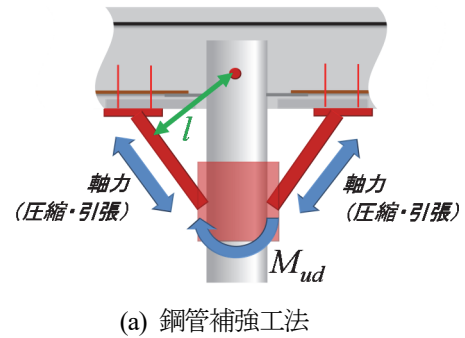
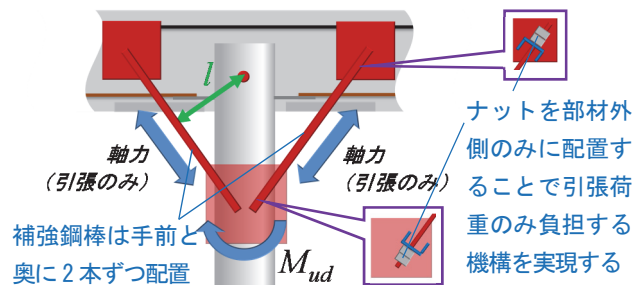


図-2 杭頭部の曲げモーメント伝達機構



(a) 鋼管補強工法



(b) 鋼棒補強工法

図-3 補強部材による応力伝達機構

なお、式(1)をもとに補強部材の検討を行うことから、本補強工法の適用範囲は弾性範囲内であることが前提となる。

2.2 補強部材および鞘管と取り付け部材の検討

図-3 に 2 種類の補強工法を示しているが、それぞれの補強部材の設計方法について以下に述べる。図-3(a)は鋼管を用いて補強を行っており、「鋼管補強工法」と呼称する。補強鋼管は、圧縮と引張の軸力を負担することとなるが、引張軸力に対しては、鋼管の降伏強度から算出された断面積が確保できるように設計する。本工法では圧縮軸力に対しては座屈の懸念があることから、必要断面積だけではなく、別途座屈検討が必要となる。座屈に対しては日本建築学会の鋼構造設計規準⁶⁾に掲載されている、座屈を考慮した長期許容圧縮応力度に基づくこととする。座屈は細長比が限界細長比より大きければ弾性座屈 (いわゆるオイラー座屈) となるが、小さい場合は非弾性座屈となる。座屈応力度を式(3)、式(4)にそれぞれ示す。

$$\sigma_{k1} = n\pi^2 \left(\frac{E}{\lambda^2} \right) \quad (\text{弾性座屈}) \quad (3)$$

$$\sigma_{k2} = \left\{ 1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2 \right\} \quad (\text{非弾性座屈}) \quad (4)$$

また、限界細長比は式(5)より算定する。

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6y}} \quad (5)$$

ここで、

- σ_{k1} : 弾性座屈の場合の座屈応力度
- σ_{k2} : 非弾性座屈の場合の座屈応力度
- n : 材端条件による定数 (両端固定 : 4)
- E : ヤング係数
- λ : 細長比
- Λ : 限界細長比
- y : 補強部材の降伏値

図-3(b)は鋼棒を用いて補強を行っており、「鋼棒補強工法」と呼称する。補強鋼棒は、引張軸力のみ負担する構造としている。引張軸力のみ負担させることで部材座屈の懸念がなく、合理的な設計が可能となる。ただし引張軸力のみ負担するため、外力作用時には片側の補強部材のみで抵抗することとなる。しかし、補強部材は図-1に示すように梁の手前側と奥側に設置することが可能なため、負担荷重を分散することができる。補強鋼棒は、式(2)で算定した設計軸力に対して、片側の補強鋼棒2本で抵抗するように設計すればよい。また引張軸力のみ負担する構造とすれば、材料として鋼棒だけではなく、PCケーブルや炭素繊維ケーブルの活用も考えられる。なお、この工法は補強部材に曲げモーメントが発生しない機構として考えているため、曲げが生じるような使い方が保証されている材料である必要はない。

補強部材と鋼管杭との取り付けに使用する鞘管の設計について述べる。鞘管の設計は、格点式ストラット工法技術マニュアル⁷⁾に基づいて設計することとする。鞘管は、図-4に示すように補強部材から作用する力を水平成分と鉛直成分に分け、それぞれの方向について、以下に示す照査式を満足するように設計する。まず水平方向については、鞘管の押し抜きせん断耐力が補強部材に作用する軸力の水平成分を上回るように設計する必要がある。鞘管の押し抜きせん断耐力に対する照査式を式(6)に示す。

$$\left| \frac{P_{Rd}}{P_{JTa}} \right| \leq 1.0 \quad (6)$$

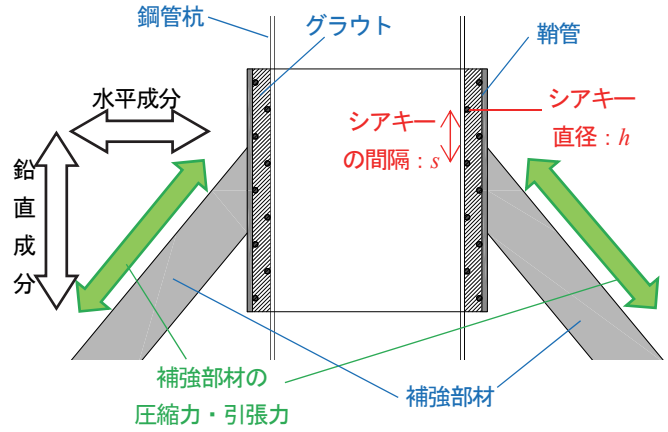


図-4 鞘管に作用する力とシアキーの配置例

ここで、

- P_{Rd} : 補強部材から鞘管に作用する設計軸力
- P_{JTa} : 軸力に対する格点部の設計耐力

なお、設計軸耐力 P_{JTa} は API RP2A-LRFD⁸⁾ を参考に式(7)にて算定する。

$$P_{JTa} = Q_u \frac{\sigma_d t_s^2}{\sin \theta} \quad (7)$$

ここで、

- σ_d : 鞘管の降伏強度
- t_s : 鞘管の肉厚
- θ : 鞘管と補強部材の交差角
- Q_u : 鞘管管径比の影響を考慮するための係数

式(7)に示される Q_u については、格点タイプにより分類されている。本論文で対象とするタイプはマニュアル⁷⁾に基づき W_p となる。タイプ W_p の場合、補強部材に引張軸力が作用する場合と圧縮軸力が作用する場合で Q_u が異なる。それぞれの Q_u は式(8)、式(9)となる。

$$Q_u = 3.4 + 19\beta \quad (\text{軸引張}) \quad (8)$$

$$Q_u = (3.4 + 13\beta)Q_\beta \quad (\text{軸圧縮}) \quad (9)$$

式(9)で示される Q_β は、以下の式(10)、式(11)で求められる。

$$Q_\beta = \frac{0.3}{\beta(1 - 0.833\beta)} \quad (\beta > 0.6) \quad (10)$$

$$Q_\beta = 1.0 \quad (\beta \leq 0.6) \quad (11)$$

ここで、

- β : $(=D_r/D_s)$
- D_r : 補強部材の外径
- D_s : 鞘管の外径

次に鉛直方向については、鞘管と鋼管杭との間隙に充填するグラウト材と鞘管および鋼管杭のずれせん断耐力が補強部材に作用する軸力の鉛直成分を上回るように設計する必要がある。鋼管杭と鞘管との間の設計ずれせん断耐力は、マニュアル⁷⁾に基づき鋼管杭とグラウト材の間のずれせん断耐力と鞘管とグラウト材の間のずれせん断耐力の小さい方とし、式(12)より算定する。

$$Q_{Jud} = \min(\pi D_p \tau_{fc} L_{ea}, \pi D_{si} \tau_{fc} L_{ea}) \quad (12)$$

ここで、

- Q_{Jud} : 鋼管杭と鞘管との間の設計ずれせん断耐力
- D_p : 鋼管杭の外径
- D_{si} : 鞘管の内径
- τ_{fc} : 鋼管とグラウト材との設計付着強度
- L_{ea} : 鞘管の有効付着長

本論文においては、設計付着強度 τ_{fc} はシアキーを用いた場合の付着強度の特性値 τ_{fu} とする。この特性値は、API RP2A-LRFD⁸⁾の極限付着強度式に準じて、式(13)により算定される。

$$\tau_{fu} = 0.248 + 1.125 f_{cu} \frac{h}{s} \quad (13)$$

ここで、

- f_{cu} : グラウト材の設計基準強度 (N/mm²)
- h : シアキー突起の径 (mm)
- s : シアキー突起の間隔 (mm)

なお、シアキーを用いた付着力確保の方法は、図-4に示すように鋼管杭と鞘管との間に一定間隔でシアキーを配するものである。

RC 梁側へはボルトを介して補強部材が接合されることになるが、接合ボルトについても水平方向および鉛直方向に検討することとなる。なお、本論文における次章以降の載荷実験についてはボルトを直接使用しているが、実橋への施工を考えると、接着系アンカーを使用することが想定されるため、以降の設計式については、接着系アンカーを使用する場合として記載することとする。

鋼管補強工法の場合、水平方向においてはせん断耐力に対する設計を行う。具体的には、アンカー鋼材のせん断耐力とコンクリートの支圧強度を基にしたせん断耐力の小さい方を水平方向の抵抗力とする。あと施工アンカーの設計⁹⁾を参考に設計式を式(14)～式(16)に示す。

$$Q_a = \min[Q_{a1}, Q_{a2}] \quad (14)$$

$$Q_{a1} = 6.86 \sigma_y \cdot a_e \quad (15)$$

$$Q_{a2} = 3.92 a_e \sqrt{\sigma_B \cdot E_c} \quad (16)$$

ここで、

- Q_a : 接着系アンカーのせん断耐力 (N)
- Q_{a1} : 鋼材で決まる場合のせん断耐力 (N)
- Q_{a2} : コンクリートの支圧強度で決まる場合のせん断耐力 (N)
- σ_y : せん断面におけるアンカー鋼材の降伏強度 (N/mm²)
- a_e : アンカー鋼材の有効断面積 (mm)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm²)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

鉛直方向においてはアンカーの引張耐力に対する設計を行う。具体的には、アンカー鋼材の引張耐力と定着したコンクリートのコーン状破壊による引張耐力、および接着系アンカーの付着耐力のうち最も小さい耐力を鉛直方向の抵抗力として設計する。あと施工アンカーの設計⁹⁾を参考に設計式を式(17)～式(20)に示す。

$$T_a = \min[T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}] \quad (17)$$

$$T_{a1} = 9.81 \sigma_y \cdot a_e \quad (18)$$

$$T_{a2} = 7.35 \sqrt{\sigma_B \cdot A_c} \quad (19)$$

$$T_{a3} = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_e \quad (20)$$

また、接着系アンカーの付着強度は式(21)より算定する。

$$\tau_a = 0.677 \sqrt{\sigma_B} \quad (21)$$

ここで、

- T_a : 接着系アンカーの引張耐力 (N)
- T_{a1} : 鋼材で決まる場合の引張耐力 (N)
- T_{a2} : コンクリートのコーン状破壊で決まる場合の引張耐力 (N)
- T_{a3} : 接着系アンカーの付着力で決まる場合の引張耐力 (N)
- σ_y : アンカー鋼材の降伏強度 (N/mm²)
- a_e : アンカー鋼材の有効断面積 (mm)
- σ_B : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm²)
- A_c : 有効水平投影面積 (mm²)
- τ_a : 接着系アンカーの引抜き力に対する付着強度 (N/mm²)

d_a : アンカー鋼材の径 (mm)
 l_e : アンカー鋼材の有効埋込み長さ (mm)

鋼棒補強工法の場合は、取り付けボルト（またはアンカー）が引き抜ける方向への外力作用は想定していないため、水平方向のみ設計することとなる。水平方向においてはせん断耐力に対する設計を行うことになるため、式(14)～式(16)により設計すればよい。

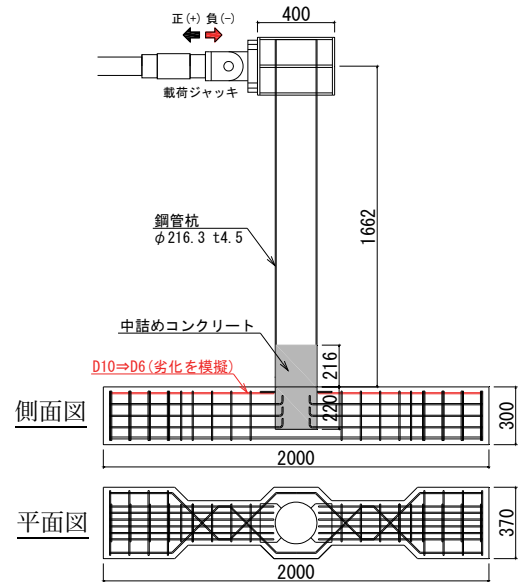
なお、どちらの工法においても、アンカーを隣接して複数本配置することが考えられるので、群効果を考慮する必要がある。隣接するアンカーの有効水平投影面積が重複する場合には、重複する領域を累加しないようにして有効水平投影面積を求めなければならない。

鋼板については、取り付けボルト（またはアンカー）のせん断抵抗力が確実に発揮されるよう、ボルト（またはアンカー）のせん断耐力以上の耐力を有する鋼板断面とする。

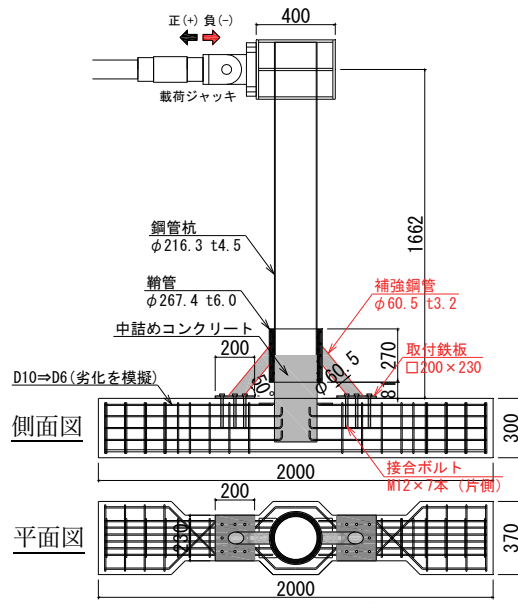
3. 杭頭補強工法の交番载荷実験

3.1 実験概要

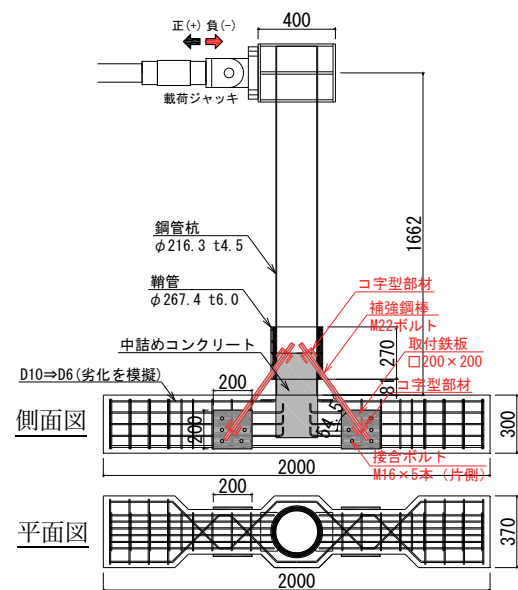
鋼管および鋼棒による補強工法の構造性能を確認するため、実栈橋を概ね縮尺比 1/6 としてモデル化し、天地を返した逆 T 型の試験体における正負交番载荷実験を実施した。対象とする実栈橋は、鋼管杭の杭径 $D=1.4$ m、RC 梁の梁幅 $B=1.4$ m、梁高さ $H=1.8$ m を想定している。実験では梁最下段（逆 T 型試験体では最上段）の鉄筋が腐食により断面減少していることを表現するため、設計で求めた D10 鉄筋を用いるのではなく D6 鉄筋を配し、また鉄筋をビニールテープで被覆することで鉄筋とコンクリートとの付着を除去した状態とした。D6 鉄筋の選定理由としては、鉄筋の入手のしやすさから決定している。断面減少率は 56% であり、例えば港湾の施設の技術上の基準・同解説⁵⁾における鋼管杭の陸上大気中の腐食速度を適用すると、約 16 年経過相当となるが、鉄筋はコンクリート内に配置されているので、実際にはこの年数以上の時間経過相当であると考えられる。減少率としては大きいものの、極端な腐食として D6 鉄筋を用いた試験体を実験対象とすることで、設計法の妥当性がより明確になるとも考えている。一方で、溶接プレートと鉄筋は溶接した状態としている。劣化が進行しても溶接プレートと鉄筋との溶接が切れることは考えにくいため溶接した状態としているが、鉄筋径を細くしたことにより、鋼管杭よりも先に RC 梁が降伏に至る可能性は考えられる。この劣化を模擬した試験体を 1 体 (Case1) と、Case1 を鋼管により補強した試験体 (Case2)、および鋼棒により補強した試験体 (Case3) の合計 3 体を使用した。その他の鉄筋は、最下段に D10 鉄筋を配し、それ以外の主鉄筋およびスターラップには D6 鉄筋を配した。スターラップは一部を除き 100 mm ピッチで配置しているが、杭頭



(a) Case1 試験体 (劣化を模擬)



(b) Case2 試験体 (鋼管補強工法)



(c) Case3 試験体 (鋼棒補強工法)

図-5 試験体の側面図・平面図 (単位: mm)

部周辺は図にあるように配置していない。鉄筋と鋼管との接合に関して、逆 T 型試験体の向きにおける最上段鉄筋は、予め鋼管に溶接されたプレートを介してそのプレートと鉄筋とをフレア溶接している。それ以外の主鉄筋は鋼管近傍で 90 度に折り曲げ、鋼管に直接溶接している。なおこの接合方法は、栈橋構造物における一般的な設計施工方法に従っている。

なお、本論文では試験体の逆 T 型を正置として以下、鉄筋位置等を呼称することとする。

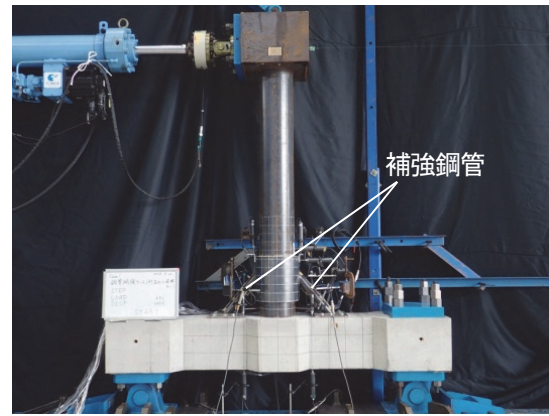
(1) 実験ケース

試験体の側面図および平面図を図-5 に示す。試験体は、鋼管杭として外径 $D=216.3$ mm, 肉厚 $t=4.5$ mm, 材種 STK400 と, RC 梁として梁幅 $B=230$ mm, 梁高さ $H=300$ mm, 長さ $L=2000$ mm が接合された逆 T 型試験体である。実物における径厚比 D/t は 63, 試験体の径厚比は 48 である。なお鋼管杭は RC 梁に杭径程度 (≈ 220 mm) 挿入し、梁上面位置より杭径程度 (≈ 216 mm) の高さまで中詰めコンクリートを打設している。

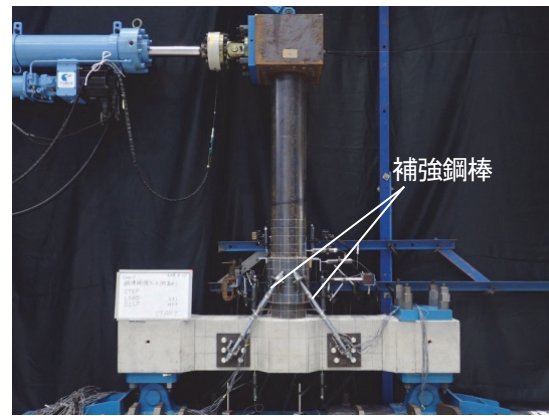
Case2 および Case3 は補強部材を設置するため、鋼管杭側取り付け部に鞘管を用いている。鞘管は、外径 $D=267.4$ mm, 肉厚 $t=6.0$ mm, 長さ $L=270$ mm, 材種 STK400 であり、鋼管杭と鞘管の間隙に無収縮グラウトを打設して一体化を図っている。またこの間隙にはシアキーとして直径 6 mm の丸鋼を 60 mm 間隔で配置している。RC 梁側取り付け部には鋼板 (SS400) を使用しており、Case2 では 200 mm \times 230 mm, Case3 では 200 mm \times 200 mm としている。RC 梁との接合には、Case2 では片側当り M12 ボルトを 7 本 (首下長さ 162 mm), Case3 では片側当り M16 ボルト 5 本 (首下長さ 92 mm) を使用している。

Case2 で使用する補強部材は、外径 $D=60.5$ mm, 肉厚 $t=3.2$ mm, 材種 STK400 の鋼管である。実スケールにおける径厚比は 33, 細長比は 4.3 であり、試験体の径厚比は 19, 細長比は 11 である。補強鋼管は、縮尺比を 1/6 とした試験体に対して、提案する伝達機構を実現できるように設計しており、また鋼管の入手性からも必ずしも実スケールにおける座屈に対する性能と同等のものとはならないが、本工法における適用範囲が弾性範囲内であることを考えると、設計想定内の発生軸力であればさほど問題ないと考えている。

また Case3 で使用する補強鋼棒は M22 のボルトで、これらの補強部材の諸元は前章に示す設計法に基づいて算定した。この補強部材は鞘管および RC 梁側の鉄板とコ字型の部材を介して取り付けられている。ここで、コ字型部材の位置でナットを用いて固定をしているが、外側にのみナットを使用することで引張軸力が作用した場合のみ抵抗し、圧縮軸力は負担しない構造としている。さらに、コ字型部材には $\phi 30$ mm の孔をあけて補強部材を通すことで十分なクリアランスを確保し、荷重変位が大きくなることで補強部材がコ字型部材に引っ掛りそれにより補強部材に圧縮軸力が作用してしまうことを防いでい



(a) Case2 試験体



(b) Case3 試験体

写真-1 試験体のセットアップ状況

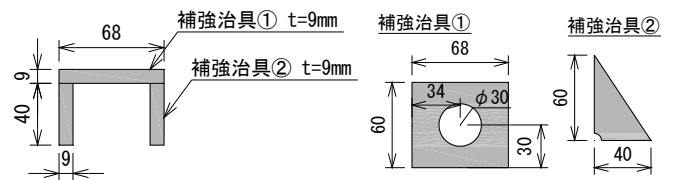


図-6 コ字型部材の形状 (単位: mm)

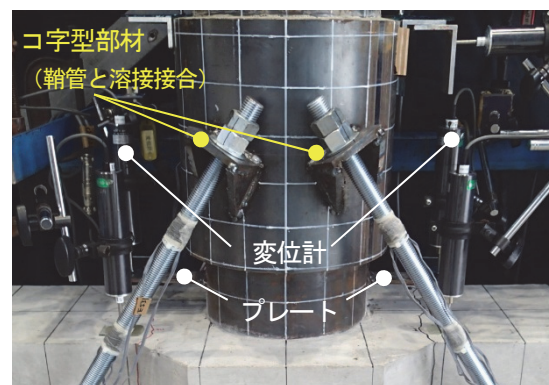


写真-2 コ字型部材の設置状況と計測プレートおよび変位計

る。さらに鞘管の直径と梁幅が異なることから補強鋼棒の設置に際して荷重直角方向にも角度が付くことが想定

表一 鋼材の機械的性質

	降伏点 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²
鋼管杭 φ216.3 t4.5	419.0	510.9	226.8
鞘管 φ267.4 t6.0	362.4	457.2	189.7
補強鋼管 φ60.5 t3.2	378.5	446.9	194.2
補強鋼棒 M22	338.8	405.8	178.8
鉄筋 D10(最下段主鉄筋のみ)	382.2	560.9	187.8
鉄筋 D6(最下段主鉄筋以外)	385.0	561.2	181.8

表二 コンクリートと無収縮グラウトの材料特性

	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 ×10 ³ N/mm ²	養生期間 日
コンクリート Case1	41.1	34.4	41
コンクリート Case2, Case3	37.9	30.8	36
無収縮グラウト Case2, Case3	70.5	26.1	31

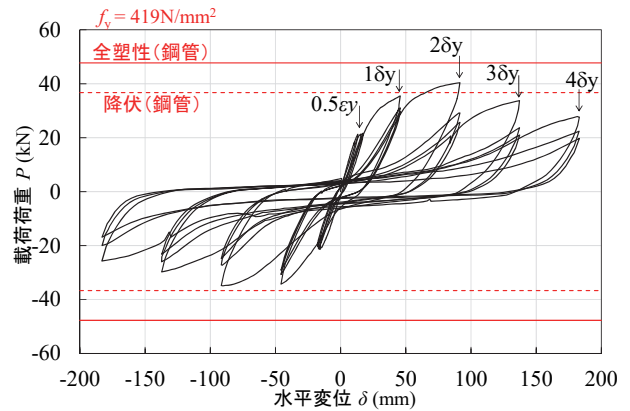
されるため、鞘管側のコ字型部材の設置位置を調整し、角度が付かないようにしている。実施工においては、さらにコ字型部材等の補強治具の高さ等も調整することで、角度の付かない施工は可能であると考えている。Case2 および Case3 のセットアップ状況を写真-1、コ字型部材の部材形状を図-6、コ字型部材と鞘管との取り付け状況を写真-2 に示す。なお、RC 梁は梁両端ともにクレビス上にボルト固定した両端ピン条件としている。

(2) 荷重方法

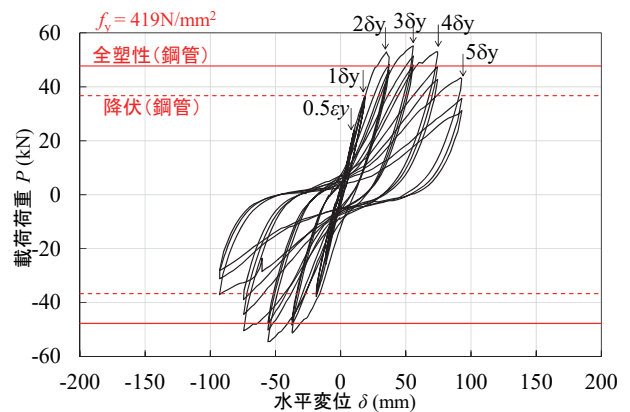
実験方法は、劣化した栈橋杭頭部に対する補強工法の効果を比較検討するため、構造部材の変形性能やエネルギー吸収性能を評価するために通常実施される正負交番荷重実験を実施した¹⁰⁾。実験に際しては、鋼管杭基部の外縁に貼付したひずみゲージが降伏ひずみ ϵ_y に達した際の変位を基準降伏変位 δ_y として定義した。荷重方法は、荷重ジャッキ(1000 kN)を模型梁の上面から高さ $H=1662$ mm に設置し、試験体の弾性範囲内での応答性状を確認するため、鋼管杭基部の外縁に貼付したひずみゲージが降伏ひずみ ($\epsilon_y=1847\mu$) の半分である $0.5\epsilon_y$ となる荷重を3サイクル繰り返し荷重した。その後、基準降伏変位 δ_y の整数倍として、 $\pm 1\delta_y$, $\pm 2\delta_y$, ..., $\pm 5\delta_y$ をそれぞれ3サイクル繰り返し荷重した。なお、Case1 は荷重変位が増大するに伴い損傷が著しくなったため、荷重変位は $\pm 4\delta_y$ までとしている。また荷重条件として、実栈橋には鋼管杭に上部工死荷重や積載荷重による軸力が作用するが、陸上構造物における杭基礎に比べ小さく、栈橋杭頭部においては支配的ではない場合が多いため、本実験においては考慮していない。

(3) 使用材料および計測項目

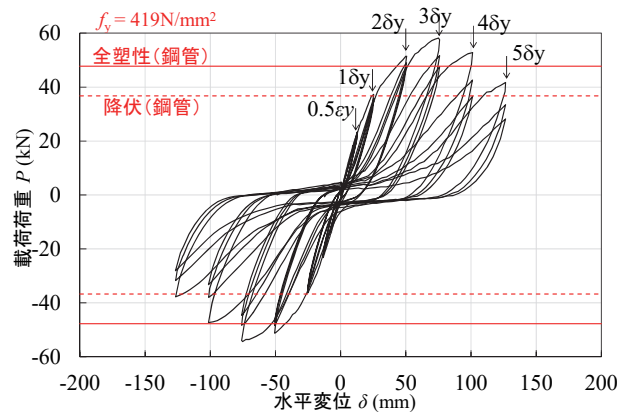
実験で使用した鋼材の機械的性質を表一に、コンクリートおよび無収縮グラウトの材料特性を表二にそれぞれ示す。鋼材の引張試験やコンクリートの圧縮試験および静弾性係数試験は JIS 規格に準じて実施している。コンクリートは、Case1 のみ打設日が異なっているため (Case2 と Case3 の打設日は同じ)、材料試験はそれぞれ



(a) Case1



(b) Case2



(c) Case3

図-7 各試験体の荷重-変位関係

で実施している。材料試験実施日は、Case1 については Case1 の荷重実験日、Case2 および Case3 については、Case2 の荷重実験日に実施している。なお Case3 の荷重実験日は、Case2 の3日後である。なお、無収縮グラウトはいずれの試験体も同日に打設しているため、Case2 の荷重実験日に材料試験を実施している。

計測項目は、鋼管杭および鞘管のひずみ、鉄筋ひずみ、荷重ジャッキの水平荷重、鋼管杭の水平変位、RC 梁のひび割れ性状である。Case2 および Case3 については、補強部材のひずみも計測している。また、杭頭部における

固定度を評価するため、模型梁の上面から 50mm 上方の鋼管杭位置にプレートを取り付け、プレートの鉛直変位を計測することで、杭頭部の相対回転角を評価した（写真-2 参照）。

3.2 実験結果および考察

(1) 荷重－変位関係

各試験体における載荷位置での荷重－変位関係を図-7 に示す。図中には、STK400 材の引張降伏応力強度 $f_y=419$ N/mm² とした際の杭頭部における降伏荷重および全塑性荷重を併記している。図より、Case1 は 2 δ_y から変位が大きく増加し始めていることが分かる。2 δ_y の 1 サイクル目で最大荷重を迎え、3 δ_y からは荷重や剛性が低下していく傾向が見られた。一方で補強を行った Case2 および Case3 については、変位量が大幅に低減されていることが分かる。最大荷重は 3 δ_y で迎え、Case1 に比べて約 4～5 割程度大きくなっている。履歴形状に着目すると、全てのケースで逆 S 字形状を示している。紡錘形状ではないため、エネルギー吸収量としてはさほど大きくないものと思われる。

表-3 に各試験体の降伏荷重 P_y 、基準降伏変位 δ_y 、降伏荷重後の残留変位 δ_r 、降伏荷重 P_y を基準降伏変位 δ_y で除した見かけの剛性（剛性比）、および最大荷重 P_{max} を示す。ここで示している変位は、荷重載荷点における水平変位である。降伏荷重はいずれも同程度であるが、降伏変位が Case1 は Case2 の約 2.5 倍、Case3 の約 1.8 倍である。残留変位においてはさらに大きな開きがある。本補強工法を用いることで発生変位量だけではなく、残留変位も抑制されていることが確認できた。なお、降伏時の変位量を低減できていることは見かけの剛性比にも現れている。

図-8 に 1 δ_y から 3 δ_y までの各 3 サイクル目におけるひび割れスケッチを示す。各ケースのスケッチ上方に配筋図も併せて示す。紙面左向きに載荷した際に発生したひび割れを黒線、逆に載荷した場合を薄青線で示している。また、側面図においては港湾の施設の技術上の基準・同解説⁹⁾に基づき、設計ひび割れ幅の限界値を超えた有害なひび割れ幅（=0.12 mm）以上となるものを実線、有害なひび割れ幅に到達していないひび割れを破線で示し、ひび割れの影響を表現した。梁上面はひび割れ幅の計測を行っていないため、全て実線としている。Case1 は 1 δ_y の時点で杭頭部周辺に多くのひび割れが発生しており、有害なひび割れ幅を超えているものもある。2 δ_y では RC 梁の上面においてコンクリートかぶり剥落（図のハッチングの箇所）、変位が増大したものと推察される。実栈橋には直交方向にも梁が存在するため側面に発生したひび割れは実際には発生しにくいものの、梁上面にもひび割れが多く発生していることから、杭頭部においては大きな損傷が生じていると言える。Case2 や Case3 においては、1 δ_y ではひび割れ本数も Case1 に比べ少なく、

また有害なひび割れ幅にもほぼ至っていない。本工法の適用範囲を超える 2 δ_y 以上になると、補強部材の取り付け位置からひび割れがさらに進展していく状況が窺える。側面図を見ると Case1 に比べ広い範囲にひび割れが分散しているがひび割れ幅は小さく、また平面図ではひび割れはさほど多くはない。Case1 では鋼管杭から放射状にひび割れが発生しているが、Case2 や Case3 ではそのようなひび割れは少ないことが分かる。以上のことから、補強工法により杭頭部周辺の損傷は低減できているものと推察される。なお、梁のせん断耐力が小さい場合には、取り付け部のボルト等から容易にせん断破壊しやすい状況であるため、2 章で示したボルトの設計を満足するように、必要に応じてボルト周辺にせん断補強筋の追加等を行うことが望ましい。

(2) エネルギー吸収性能

本項では、履歴吸収エネルギーを載荷サイクル毎に求め、そのサイクルで吸収したエネルギーとその前までに吸収したエネルギーの累積値を区別して図-9 に示す。図から、Case1 に比べ Case2 や Case3 は吸収量が少ないことが分かる。13 サイクル目の累積値では、Case1 に比べ Case2 では約 46%、Case3 では約 37% 吸収量が低下している。補強部材を用いることで、鋼管杭や RC 梁の損傷を低減することができたため、エネルギー吸収量も低下したと考えられる。

(3) 鉄筋ひずみ分布

各試験体において各変位ステップで鉄筋に発生するひずみ分布を図-10 に示す。Case1 では 1 δ_y で中上段鉄筋が降伏に至り、2 δ_y 以降では最下段鉄筋以外の主鉄筋全てが降伏に至った。また、杭頭部に近い位置ほど大きなひずみが発生していることが分かる。このことから杭頭部周辺に損傷が集中していることが窺える。これは、図-8 のひび割れ性状とも整合する結果である。Case2 も 2 δ_y 以降から鉄筋降伏が見られる。ただし Case1 と異なるのは、最上段鉄筋および中上段鉄筋においては、杭頭部から離れた位置の方が大きなひずみ値を示していることである。これは補強部材の取り付け位置と関係している。大きなひずみが発生した箇所は、接合ボルトの位置と近く、載荷荷重が増える毎にボルトが上方に向かって引き抜けようとする。この際に、周囲の鉄筋に引抜きに伴う荷重が作用することから特に大きなひずみが発生したものと考えられる。図-8 のひび割れ性状においても、補強部材取り付け位置から杭の埋め込み部の中心に向かってひび割れが発生しており、この位置にあるひずみゲージの応答が大きくなっていると考えられる。Case3 では 2 δ_y 以降で中上段鉄筋が降伏に至っている。なお 3 δ_y までに降伏に至ったのは、この箇所のみである。中上段鉄筋が降伏した理由についても、Case2 と同様に補強部材の取り付けボルト位置の直上にあるため、大きなひずみが発生したと考えられる。このことはひび割れ性状からも確認できる。ただし、RC 梁にとって荷重伝達の上で

表-3 各試験体の荷重および変位結果

試験体	降伏荷重 P_y kN	基準降伏変位 δ_y mm	残留変位 δ_r mm	剛性比 P_y/δ_y kN/mm	最大荷重 P_{max} kN
Case1	35.5	45.7	15.1	0.8	40.3
Case2	36.4	18.4	1.9	2.0	55.1
Case3	37.3	25.3	3.7	1.5	58.2

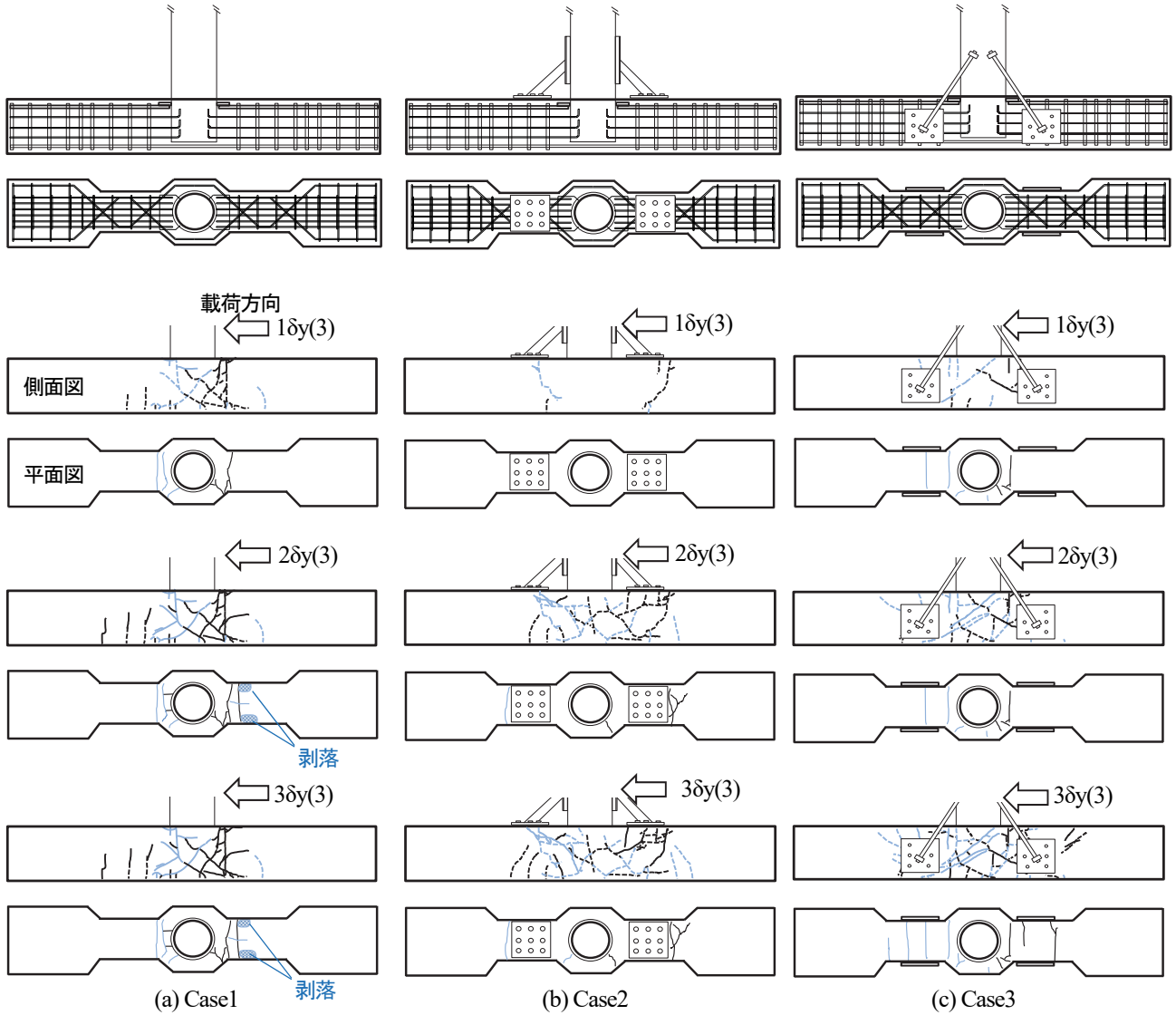


図-8 各試験体のひび割れスケッチ (1δy~3δy)

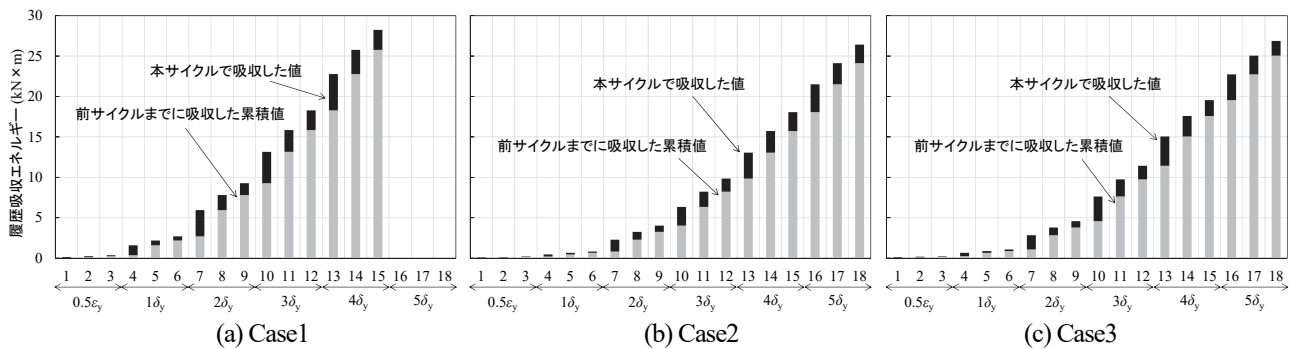


図-9 各試験体のエネルギー吸収性能

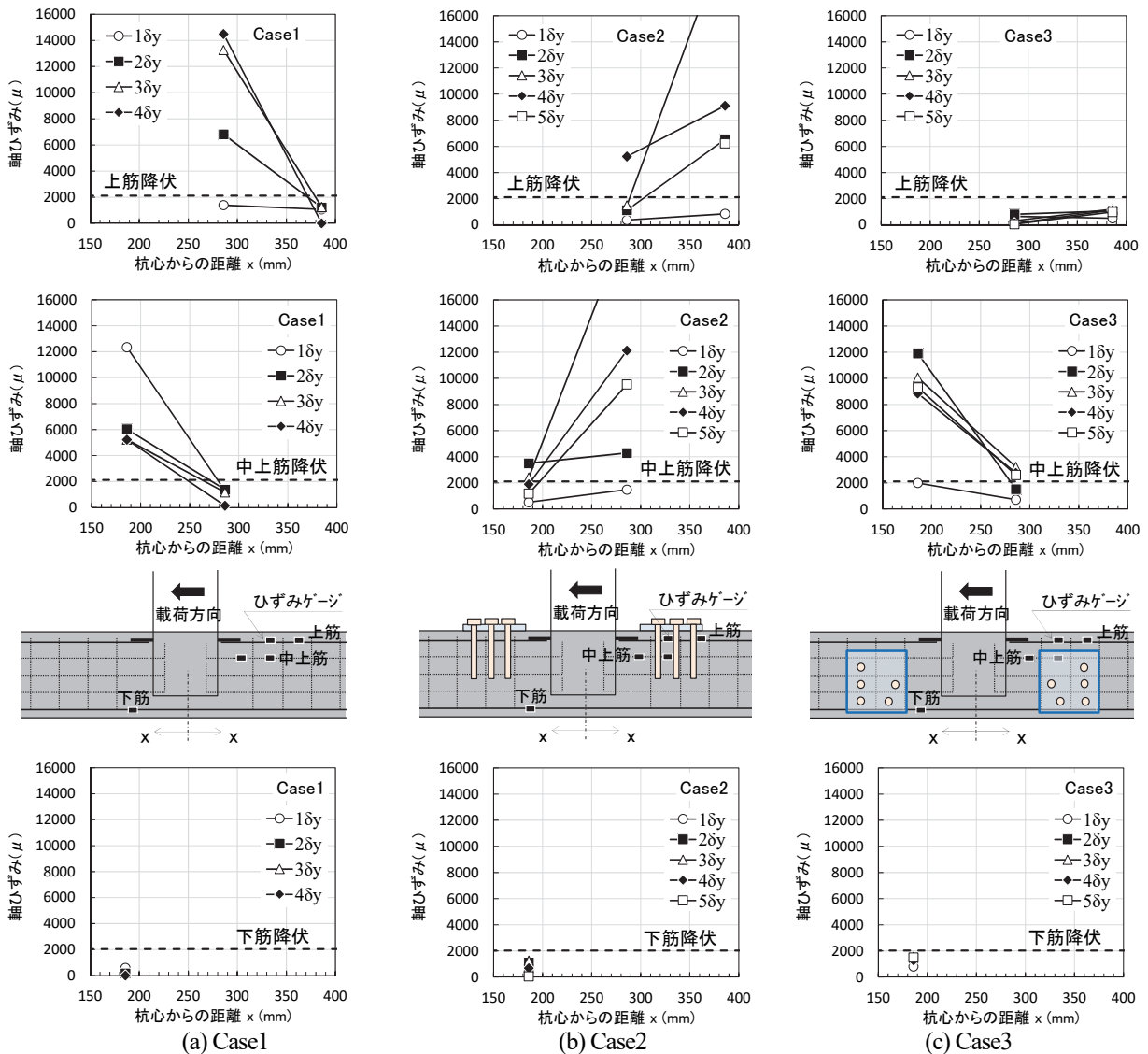


図-10 各試験体の鉄筋ひずみ分布

必要な最上段鉄筋は、5 δ_y に至るまで弾性範囲内であった。想定外力以上の変位 (2 δ_y 以上) が発生しても最上段鉄筋を降伏させないという点では、梁側面に取り付ける補強方法は有効であると考えられる。

(4) 鋼管ひずみ分布

各試験体において各変位ステップで鋼管杭に発生するひずみ分布を図-11 に示す。載荷方向毎にグラフを分けて表示している。各グラフの左列は鋼管杭の左側面の結果、右列は右側面の結果を示している。載荷方向により、圧縮ひずみが発生した箇所が引張りひずみの発生と変化する。右列のグラフのひずみ軸は正負を反転して表示している。また図中に緑色の枠で鞘管位置を、灰色のハッチングで RC 梁をそれぞれ示している。赤色の破線で示しているのは、鋼管の降伏ひずみである。

Case1 は梁内部で鋼管が降伏したものの、それ以外の箇所では降伏に至らなかった。Case1 はひび割れ性状や鉄筋ひずみの応答からも明らかのように、早い段階から RC 梁側の損傷が進行していき、劣化を模擬した梁に比べ相対的に剛性の高い鋼管杭へは損傷が進展しなかった

ものと推察される。Case2 は、鞘管の直上に大きなひずみが発生しており、引張りひずみ発生時には鞘管内でも降伏を超えるひずみが発生した。ただし、鞘管直上において鋼管座屈は目視では確認できなかった。鞘管直上にひずみが集中し、鞘管直下にはひずみがさほど生じていないのは、補強部材と杭頭部が一体となって挙動していることを示している。杭頭部周辺には外力が作用していないため、鞘管直下の鋼管杭にはひずみがさほど発生しなかったと考えられる。Case3 では、Case2 と同様に鞘管の直上と、さらに直下にも降伏を超えるひずみが発生している。Case3 では Case2 と異なり、補強部材のみで外力を負担するのではなく、杭頭部においても負担している状況が窺える。

(5) 杭頭固定度の評価

本項では、各試験体の杭頭固定度を評価する。池野ら¹¹⁾は、栈橋杭頭部における杭頭固定度 α に関して、鋼管杭の基礎接合部に関して杭の固定度を評価した秋山らの方法¹²⁾を参考に、以下に示す式(22)を導出している。

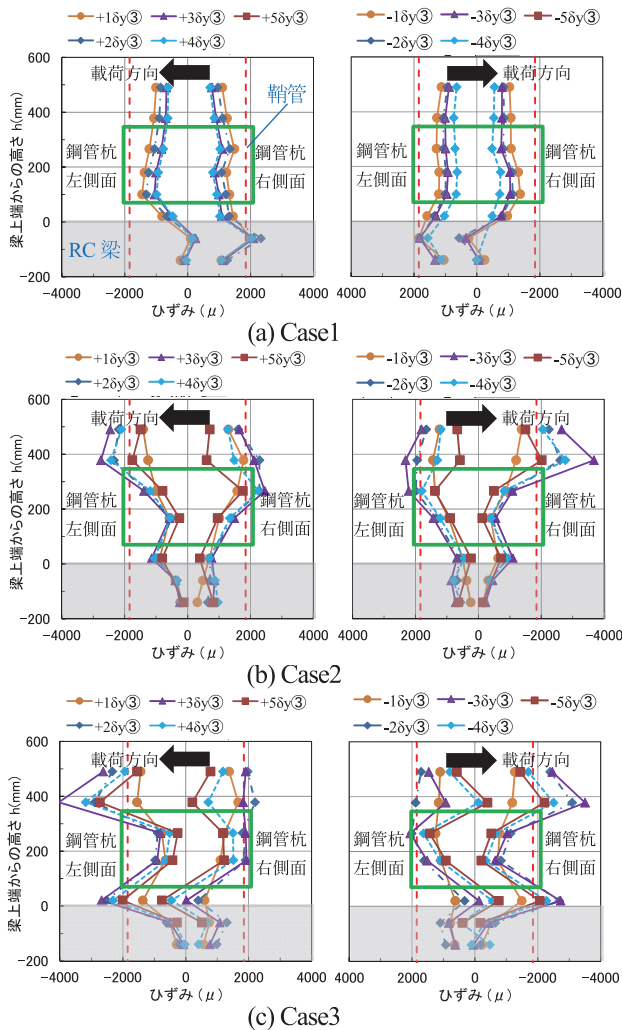


図-11 各試験体の鋼管ひずみ分布

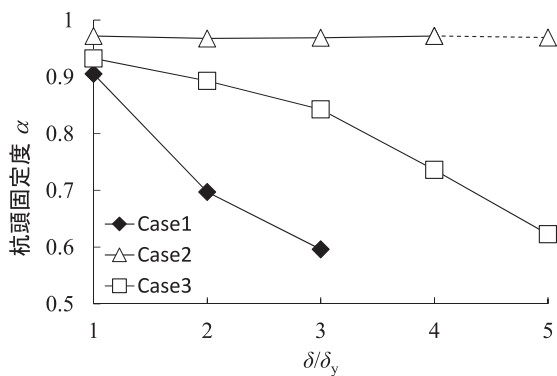


図-12 各試験体の杭頭固定度

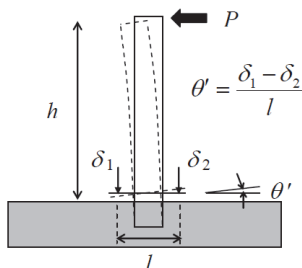


図-13 実験における杭頭回転角 θ' の算定方法

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{EI\beta}{(1 + \beta h)K_\theta}} = \frac{1}{1 + \frac{EI\theta'}{2Ph^2}} \quad (22)$$

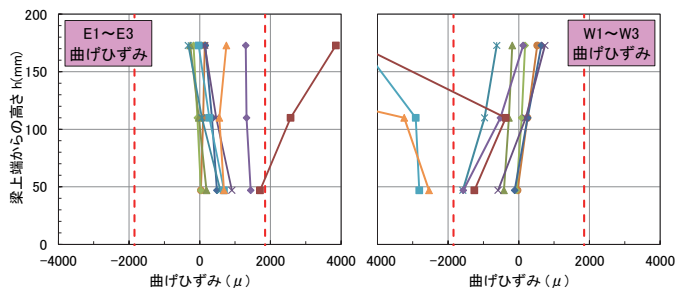
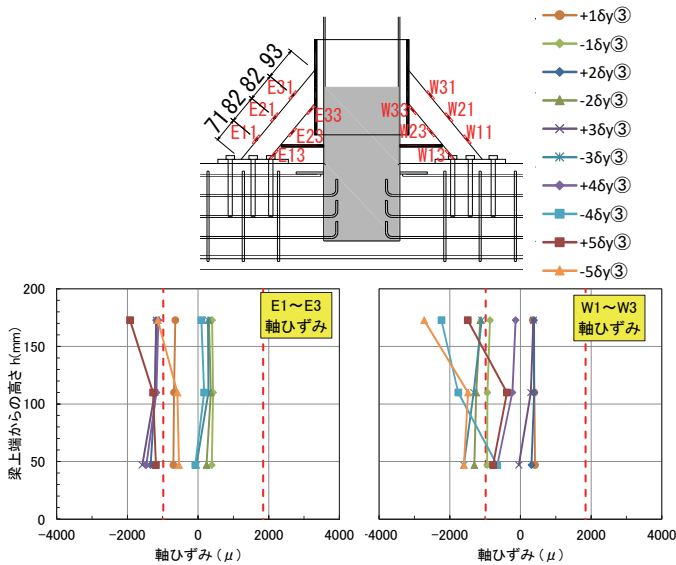
ここで、

- α : 杭頭固定度
- P : 水平荷重
- h : アーム長
- β : 杭の特性値
- K_θ' : 実験における杭頭回転ばね
- θ' : 実験における杭頭回転角

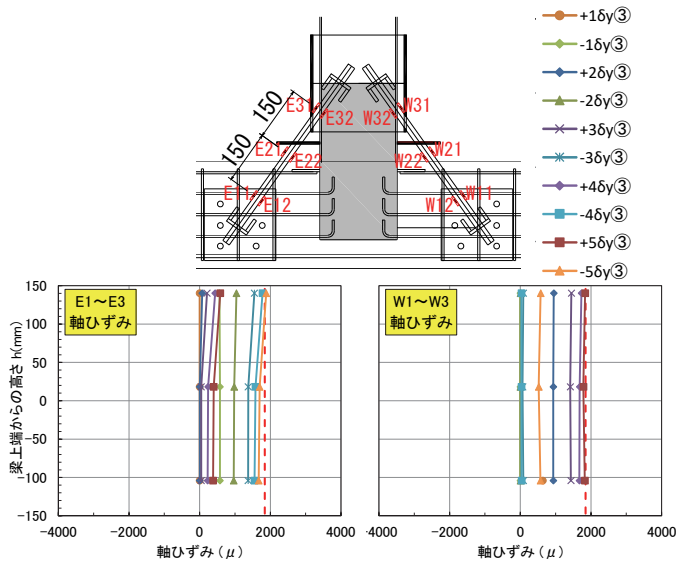
式(22)で求めた各試験体の杭頭固定度を図-12 に示す。実験の杭頭回転角 θ' は、前述したように鋼管杭基部に設置したプレートにて測定した鉛直変位から算定した。算定方法を図-13 に示す。Case1 は $2\delta y$ で杭頭固定度が顕著に低下している。 $2\delta y$ では中段より上方の鉄筋が全て降伏に至っていたことから、著しい損傷が生じたことで杭頭固定度が低下したものと推察される。なお、Case1 の $4\delta y$ は梁上面の損傷度と損傷面積が非常に大きかったため適切な測定ができないと判断し、杭頭固定度を算定していない。Case2 では $4\delta y$ 以降は RC 梁側の接合ボルトの引抜きが見られたため、適切な杭頭固定度の評価が難しいと判断し、 $4\delta y \sim 5\delta y$ の区間は破線で表示している。適切な評価が可能と判断した $4\delta y$ までにおいて、固定度はほとんど低下することないことから、杭頭部ではほとんど荷重を負担せず補強部材で負担していたことが窺える。この結果は鋼管ひずみ分布の結果とも整合する。Case3 は緩やかに杭頭固定度が低下していく結果となった。鋼管ひずみ分布の結果からも、鞘管直上のみならず直下でも荷重の増加に伴いひずみ量が増えていたことから、補強部材だけではなく、杭頭部においても荷重を負担していたことが考えられる。このことが緩やかな杭頭固定度の低下に繋がっているものと推察される。

(6) 補強部材のひずみ分布

各変位ステップで補強部材に発生したひずみ分布を図-14 に示す。ひずみ分布とともに補強部材へのひずみゲージ貼付位置図も掲載している。また図中の赤色の破線は、図-14(a)は正側(引張側)では降伏ひずみを、負側(圧縮側)では座屈を考慮した限界ひずみをそれぞれ示しており、図-14(b)は正側(引張側)に降伏ひずみのみを示している。Case2 ではそれぞれのひずみ値から軸ひずみおよび曲げひずみを算出している。なお、曲げひずみは紙面左側への曲げを正としている。軸ひずみについては、荷重が増加していくにつれ引張ひずみはほとんど増加せず、圧縮ひずみが増加していく結果となっている。これは補強部材と RC 梁を接合しているボルトに、 $4\delta y$ 以降において引抜きが発生している影響であると考えられる。写真-3 には Case2 の $+5\delta y$ における荷重状況を示している。この写真からも分かるように、引張が作用する



(a) Case2



(b) Case3

図-14 補強部材ひずみ分布

補強鋼管側のボルトが引き抜けようとしている状況が窺える。一方、圧縮が作用している補強鋼管側のボルトも梁上面から若干浮いているように見える。引張荷重作用時に引抜き変位が発生したボルトは、圧縮荷重が作用しても完全には元に戻れない状況が確認できる。すなわち繰り返し荷重が作用することで、梁側の取り付けプレートが上方に変位し鞘管と梁側の取り付けプレートの距離

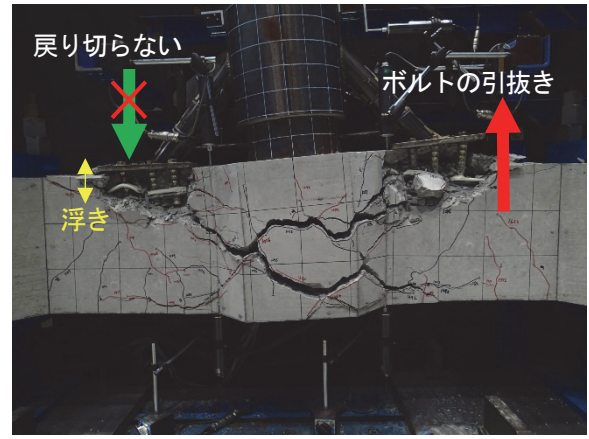
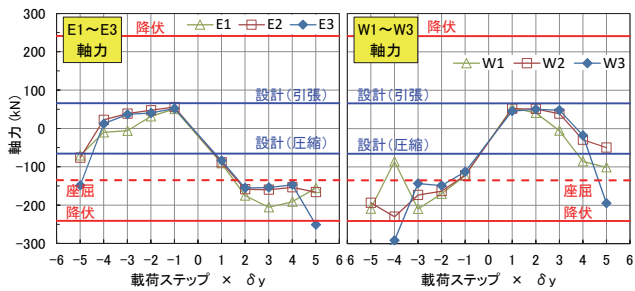


写真-3 Case2の終局時 (+56y③)

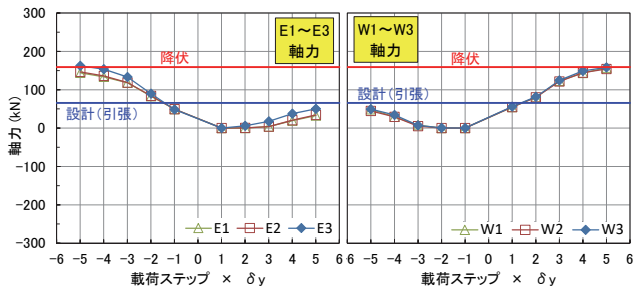
が短くなるため、補強鋼管には常に圧縮荷重が作用している状況になっていると考えられる。その結果、図-14に示されるように発生軸ひずみが圧縮側へシフトしていると推察される。また曲げひずみも荷重が増加することで大きくなっている。補強部材を設計した際には軸力のみ負担することを想定し、曲げ荷重については検討していなかったが、先ほど示したボルトの引抜きにより補強鋼管に曲げ荷重が作用したものと考えられる。

設計照査の観点で考えると、軸応力と曲げ応力の合成応力によって、降伏を超えているかどうかの判定が必要となってくる。具体的には、 $[(\text{発生軸応力}) / (\text{座屈を考慮した応力})] + [(\text{発生曲げ応力}) / (\text{降伏応力})]$ が1に達しないことを照査すればよい。圧縮軸力が作用すると座屈の懸念があるため、断面二次半径と補強鋼管の長さの比(細長比)を考慮した応力で発生軸応力を除することとする。16y では、座屈応力に対する発生軸応力の比が0.71、曲げ降伏応力に対する発生曲げ応力の比が0.08で合わせて0.79となり、降伏には達していないと判定される。また軸応力比に比べ、曲げ応力比は非常に小さいことが分かり、本工法の適用範囲内においては軸力のみで設計してもさほど問題ないことが分かった。また、適用範囲を超える26y以上となると合成応力比は1を超える結果となった。

Case3についても同じ部材軸高さにひずみゲージを2枚ずつ貼付しているため、それらを平均して軸ひずみを算定している。さらに補強鋼棒は紙面の手前側と奥側に合計4本配置されていることから、手前側と奥側のひずみを平均して図に示している。いずれの分布においても圧縮ひずみが発生していないことから、当初設計の通り、引張荷重のみを負担する補強部材として成立している。補強部材は56yにおいてもほぼ弾性範囲内であった。これは鋼管杭のひずみ分布や杭頭固定度が示すように、荷重が大きくなると杭頭部においても荷重を負担していたことから、補強部材には降伏に至るほどの荷重が作用しなかった可能性が考えられる。



(a) Case2



(b) Case3

図-15 補強部材に発生した軸力

4. 補強部材設計の妥当性の検討

本章では、2章で示した補強部材の設計についてその妥当性を実験結果から考察する。

図-14で示した軸ひずみから、補強部材に作用した軸力を算定しプロットしたものを図-15に示す。また、設計時に想定した耐力（弾性状態）、設計で算定した座屈耐力、および降伏耐力を併記している。なおCase2では、設計想定耐力が65.7 kN、座屈耐力が135 kN、降伏耐力が241 kNである。またCase3では、設計想定耐力が65.7 kN、降伏耐力が159 kNである。ここで示している耐力は、試験体全体の耐力（図-7で示す発生荷重）ではなく、あくまで補強部材の耐力を示している。

Case2は、 $1\delta_y$ においてほぼ設計荷重相当の軸力が発生しており、補強部材において想定通りの負担ができていることが確認できる。ただし本工法の適用範囲を超える $2\delta_y$ 以降で座屈耐力を超える軸力が発生し、 $4\delta_y$ では圧縮側の降伏耐力を超える軸力も発生している。適用範囲を超える外力が作用する場合には、栈橋本体に重大な損傷を生じさせないように、例えば補強部材が先行して塑性化に至るようにする等を検討しておく必要がある。

Case3もCase2と同様に、 $1\delta_y$ においてほぼ設計荷重相当の軸力が発生しており、補強部材において想定通りの負担ができていたことが示された。補強部材は本工法の適用範囲を超える $5\delta_y$ までほぼ弾性範囲内の応答に収まり、優れた補強工法であることが示された。

以上のことから、想定される外力に対して、概ね設計通りの軸力を補強部材で負担できていることが分かり、補強構造の設計が妥当なものであったことが実験から明らかとなった。

5. 結論

本論文では、より簡易な補強工法として、栈橋杭頭部に着目した補強工法を提案し、正負交番荷重実験を実施することで耐荷性能等の補強効果を確認した。また補強部材の設計について、その妥当性を検証した。

本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 鋼管補強工法、鋼棒補強工法のいずれにおいても、劣化した栈橋構造の耐荷性能を回復させることが可能な工法であることが明らかになった。外力が作用した際の変位も抑制できる効果もあると考えられる。
- 2) 鋼管補強工法は、杭頭固定度がほとんど低下せず変位抑制効果も見られるため、杭頭部に著しい損傷がある場合の補強工法として有効である。一方、本工法の適用範囲を超える外力が作用する場合には、RC梁部の接合ボルトが引き抜けようとするため、主鉄筋に有害な応力を発生させる可能性がある。適用範囲を超える外力が作用する場合には、補強部材が栈橋本体に重大な損傷を生じさせないように、補強部材が先行して塑性化に至るようにする等の検討が必要であると考えられる。
- 3) 鋼棒補強工法は、荷重伝達に必要な主鉄筋に影響を与えない補強工法として有効であることが示された。一方、本工法の適用範囲を超えると杭頭固定度は外力が増加するにつれて緩やかに低下しており、杭頭部にある程度荷重を負担させていることが考えられるため、杭頭部で大きな損傷とならないような補強部材の性能を検討しておく必要がある。
- 4) 2種類の補強工法に関して、補強部材をはじめとする補強構造の設計法を示し、実験結果からその妥当性を確認した。本工法の適用範囲である弾性範囲内においては、補強部材では概ね設計通りの軸力を負担しており、本論文で提案した補強構造の設計が妥当であることが示された。

本研究では、概ね1/6縮尺の試験体を用い正負交番荷重実験を行って提案する工法の補強効果を示した。本工法の適用範囲は弾性範囲内であり、地震力で考えるとレベル1地震動相当となるが、補強後の供用中に想定外力以上の地震力等が発生する可能性も考えられる。その際に今回設計した補強部材の性能では、場合によっては栈橋本体に大きな損傷を発生させる可能性もある。そこで想定外力以上の地震力等が発生した場合に、栈橋本体よりも先行して補強部材が塑性化に至るようにする等、栈橋本体に大きな損傷を補強部材が与えないよう留意する必要があると考えている。また実験では一方向の繰り返し荷重を実施したが、実際にはあらゆる方向からの外力に対する補強効果の確認も必要である。さらに、実験にお

いては補強部材の材質として鋼材を使用した。炭素繊維ケーブルの活用等、軽量化についても更なる検討を考えている。また本補強工法は栈橋を対象としており、厳しい腐食環境に曝されるため、補強部材や鞘管には防食塗装を施す等の対策や、補強部材については耐食性の高い、もしくは腐食しない材料の選定、点検や取り換えが容易な部材構造とすること等も望まれる。なお鞘管は実施工においては、鞘管を2分割する必要がある、分割箇所については補強部材の取り付けに影響がないよう配慮する必要がある。鞘管の閉合はボルト接合が想定されるため、鞘管の断面剛性を上回るようにボルトの径と本数を決定する必要がある。さらに鞘管と上部工とのクリアランスについても耐荷性能にどのような影響を与えるのか検討が必要である。今後は非線形有限要素解析を実施し、さらに合理的な補強部材の選定等について検討する予定である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、五洋建設株式会社の白氏にご協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) JFE エンジニアリング(株)：栈橋の深梁・ストラットによる増深・耐震補強技術，<http://www.jfe-eng.co.jp/products/link/kanren02.html/> (2019年9月2日閲覧)
- 2) 日本製鉄(株)：水中ストラット工法，<https://www.nipponsteel.com/product/construction/list-construction/25.html/> (2019年9月2日閲覧)
- 3) あおみ建設(株)：Re-Pier (伸縮ストラット) 工法，<https://www.aomi.co.jp/tech/disaster/strut.html/> (2019年9月2日閲覧)
- 4) 宇野州彦，三好俊康，荒水照夫，大塚久哲：鋼管杭式栈橋に制震ダンパーを適用した耐震補強工法の開発に関する実験的研究，土木学会論文集B3(海洋開発)，Vol.72, No.2, pp.I_467-I_472, 2016.
- 5) (公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2018.
- 6) (一社)日本建築学会：鋼構造設計規準，2005.
- 7) (財)沿岸開発技術研究センター：格点式ストラット工法技術マニュアル，沿岸開発技術ライブラリーNo.8, 2000.
- 8) American Petroleum Institute: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Load and Resistance Factor Design, API Recommended Practice, 20th Edition, 1993.
- 9) 岡田恒男，田中礼治，松崎育弘，坂本功，河村壮一：あと施工アンカー – 設計と施工 –，技術書院，第1版第6刷，1999.
- 10) 土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム：橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)(橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法)，土木研究所資料，No.4023, 2006.
- 11) 池野勝哉，岩波光保，川端雄一郎：鞘管方式による栈橋鋼管杭の杭頭接合部に関する交番載荷実験，構造工学論文集 Vol.64A, pp.724-733, 2018.
- 12) 秋山宏，棚橋秀光，加藤征宏，桐原英秋，牧野俊雄，多賀謙造：水平力を受ける鋼管くい基礎接合部に関する実験(その5 接合部の固定度)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1003-1004, 1985.

(2019年9月20日受付)

(2020年2月1日受理)