

国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

VOL. 61 No. 1 June 2022

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF
MARITIME, PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

総目次

1. 伊勢湾シミュレータに実装した領域沿岸データ同化法による通年のデータ同化実験：沿岸・河口域における適切なアンサンブルを作成するための境界条件の摂動
松崎 義孝, 井上 徹教
2. PC 圧着構造を用いたユニット式プレキャスト栈橋の開発－工場製作部材による省力化施工－
田中 豊, 池野 勝哉, 石塚 新太, 田中 智宏, 金枝 俊輔, 栗原 勇樹, 前 嘉昭, 天谷 公彦
中村 堇, 川端 雄一郎, 加藤 絵万, 岩波 光保

PC 圧着構造を用いたユニット式プレキャスト栈橋の開発 —工場製作部材による省力化施工—

田中 豊*1・池野 勝哉*2・石塚 新太*2・田中 智宏*2・金枝 俊輔*3・栗原 勇樹*3
前 嘉昭*3・天谷 公彦*3・中村 董*4・川端 雄一郎*5・加藤 絵万*6・岩波 光保*7

要 旨

近年、建設現場の担い手不足を背景に、プレキャスト(PCa)部材を活用した現場施工の省力化技術が求められている。とりわけ、港湾工事における栈橋上部工のPCa施工は、海上作業を大幅に省略できるため、工期短縮以外にも、コンクリート構造物の品質確保や安全性向上などの面でメリットが大きい。一般に栈橋上部工のPCa施工では、現場内あるいは近郊の陸上ヤードにおいて、鋼管杭打設と並行して重量100～200t程度のPCa部材を製作し、鋼管杭打設後に大型起重機船によって架設するサイトPCa工法が用いられている。しかし、サイトPCa工法は比較的規模の大きな陸上ヤードの確保が必要となる事、大型起重機船の調達や入港時の地形的制約を受ける事、それらに伴うコスト増加などの問題点が指摘できる。

そこで、著者らは栈橋上部工を杭頭部材と梁部材の2種類のPCa部材とし、全てのPCa部材を工場製作および陸上運搬、現地でプレストレス(PC)により圧着接合するユニット式プレキャスト栈橋を提案している。本工法は、従来のサイトPCa工法と比べて、現地での更なる省力化が期待できるとともに、PC構造とすることで上部工の軽量化が図れるため、地震時慣性力の軽減による合理的な設計が可能となるものである。本稿では、本工法の技術的課題として①杭頭接合部の曲げ耐力、②部材接合部のせん断耐力、③PCa部材架設時の施工誤差について取り上げ、実験的なアプローチにより確認している。更に、従来の現場打ちおよびサイトPCa工法を比較対象に、コスト比較や省人化の評価、産業連関表を用いたCO₂排出量の推計を行い、本工法の優位性について示している。

キーワード：プレキャスト栈橋，PC 圧着構造，ユニット式，載荷実験，実物大実験

*1 構造研究領域 構造研究グループ 主任研究官

*2 五洋建設株式会社

*3 株式会社日本ピーエス

*4 構造研究領域 構造新技術研究グループ 研究官

*5 構造研究領域 構造新技術研究グループ グループ長

*6 構造研究領域 構造研究グループ グループ長

*7 東京工業大学大学院 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 教授

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所港湾空港技術研究所
電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 E-mail：tanaka-yu@p.mpat.go.jp

Development of Assembled Precast Pier with Crimped Construction by Prestressing -Quick and Labor-saving Construction Method with Factory-produced Precast Concrete Members-

**Yutaka TANAKA*¹, Katsuya IKENO*², Arata ISHIZUKA*², Tomohiro TANAKA*²
Shunsuke KANAEDA*³, Yuuki KURIHARA*³, Yoshiaki MAE*³, Kimihiko AMAYA*³
Sumire NAKAMURA*⁴, Yuichiro KAWABATA*⁵, Ema KATO*⁶
Mitsuyasu IWANAMI*⁷**

Synopsis

In order to increase the construction productivity, it is required to utilize precast concrete members at construction sites. In the construction of superstructures of port piers, the utilization of precast members may conduce the increase of productivity by shortening the construction work and ensuring the quality of concrete structures. Moreover, the construction site safety may be also improved by reducing the amount of work especially for marine construction sites. In this paper, the authors propose a new construction method for port piers utilizing precast concrete members.

In this method, all precast concrete members are manufactured in the factories and carried to the construction site, while the pile head members and the beam members are connected by prestressing to reduce the weight of the superstructure. Though there are many strong points in this method, some technical issues exist. In this study, to address these issues, 1/4-scale specimens were used to examine the flexural capacity of the pile connection and the shear capacity between member connections, and real-scale specimens were also used to examine the workability considering the construction error. In addition, the advantage of the proposed method was confirmed with the lower construction cost, the effect of labor saving and the less emission of CO₂.

Key Words: Precast port pier, Crimped construction by prestressing, Unit type members, Loading experiment, Real-scale experiment

*1 Senior Researcher of Structural Mechanics Group, Structural Engineering Department

*2 Penta-Ocean Construction

*3 Nippon PS Company

*4 Researcher of Frontier Technologies for structures Group, Structural Engineering Department

*5 Head of Frontier Technologies for structures Group, Structural Engineering Department

*6 Head of Structural Mechanics Group, Structural Engineering Department

*7 Professor, Department of Civil and Environmental Engineering school of Environment and Society, Tokyo Institute of Technology

3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 E-mail : tanaka-yu@p.mpat.go.jp

目 次

要 旨	3
1. まえがき	6
2. PC圧着構造を用いたユニット式プレキャスト栈橋	6
2.1 PC圧着構造	6
2.2 設計法の概要	7
2.3 施工フロー	8
2.4 栈橋上部工への適用に向けた技術的課題	9
3. 杭頭接合部の曲げ耐力に関する交番载荷実験	10
3.1 実験概要	10
3.2 実験結果および考察	11
3.3 解析的検討による考察	17
3.4 まとめ	21
4. 部材接合部のせん断耐力に関する载荷実験	23
4.1 実験概要	23
4.2 実験結果および考察	24
4.3 まとめ	27
5. 部材組立時の施工性に関する実物大実験	28
5.1 梁部材の切欠き形状に関する実験	28
5.2 杭頭部材の施工誤差が後続工程に与える影響に関する実験	29
5.3 まとめ	31
6. 省人化およびCO ₂ 排出量の推計	32
6.1 条件設定	32
6.2 省人化の評価	34
6.3 CO ₂ 排出量の推計	36
7. 結論	40
8. あとがき	40
謝辞	40
参考文献	40

1. まえがき

近年、建設現場の担い手不足を背景にプレキャスト（以下、PCa）部材を活用した現場施工の省力化技術が求められている。とりわけ、港湾工事における栈橋上部工は、鋼管杭の打設後に潮位や波浪等の外的要因を受けながら、足場・型枠支保工・鉄筋組立・コンクリート打設の海上作業を繰り返して構築されるため、上部工のPCa施工は工期短縮以外にも、品質や安全性の向上などの面でメリットが大きい。栈橋上部工のPCa施工には、一般にサイトPCa工法が用いられている¹⁾²⁾。サイトPCa工法は、現場内あるいは近郊の陸上ヤードにおいて重量100～200t程度のPCa部材を製作し、鋼管杭打設後に大型起重機船によって架設・一体化するものである。サイトPCa工法は、天候の影響を受けるものの、作業性の良い陸上ヤードで部材製作が行えるため、海上作業の縮減、コンクリート構造物の品質確保、技能労働者の労務平準化などのメリットがある。しかし、サイトPCa工法は岸壁際での陸上ヤード確保が前提条件であり、大型起重機船の調達や入港時の地形的制約を受ける事や、それらに伴うコスト増加などの問題点が指摘できる。

そこで著者らは、PCa工法の更なる適用拡大と生産性向上を目的に、現地でのPCa部材製作を省略するとともに、全てのPCa部材を工場製作および陸上運搬し、プレストレスにより部材同士を圧着接合するユニット式プレキャスト栈橋（以下、本工法）を提案³⁾している。本工法は、PCa部材を全て工場製作するため、施工現場での更なる省力化・省人化が期待できる。加えて、プレストレスの導入により上部工の軽量化が図れるため、PCa部材架設時における揚重機あるいは起重機船の調達に自由度が増し、地震時慣性力の軽減による合理的な設計が可能となるものである。本稿では、本工法の栈橋上部工への適用に向けた技術

的課題を抽出し、杭頭接合部および部材接合部における耐荷性能評価のための模型実験について述べる。さらに、本工法の施工方法や留意点、実物大実験による架設時の許容誤差について述べるとともに、省人化の効果やCO₂排出量の観点から本工法の優位性について示す。

2. PC圧着構造を用いたユニット式プレキャスト栈橋

2.1 PC圧着構造

本工法は図-2.1に示すように、2種類のPCa部材（杭頭部材、梁部材）で構成されており、それぞれ陸上運搬が可能で寸法（幅2.5m、長さ12m、高さ2.3m、重量20t以下）で工場製作される。杭頭部材と鋼管杭との接続には靴管方式⁴⁾を採用しており、鋼管杭への架設後、靴管と鋼管杭の隙間には無収縮モルタルが充填される。靴管の内径は、鋼管杭の平面位置における打設精度 $\pm 100\text{mm}$ を考慮し、鋼管杭の直径よりも+200mm程度のものを選定することで打設誤差を吸収する。梁部材は、軽量化と施工性に配慮した逆U字形断面とし、杭頭部材に梁部材を架設した後、シースを接続し、20～30mm程度の目地部に無収縮モルタルを充填する。その後、現地においてポストテンション方式のプレストレスを導入することで、鋼管杭を含む部材同士がPC圧着接合される。杭頭部材に張り出し（梁受け材）を設け、逆U字形断面の梁部材を嵌め込むように架設することで、施工時の波浪や潮流等の影響に対する安定性を確保している。本工法の上部工はプレストレスによる一体構造であり、梁部材の軽量化・長スパン化が図れるため、地震時慣性力の減少により下部工への負担を軽減できる合理的な設計が可能となる。本工法の特徴を施工・品質・環境のそれぞれの側面について示す。

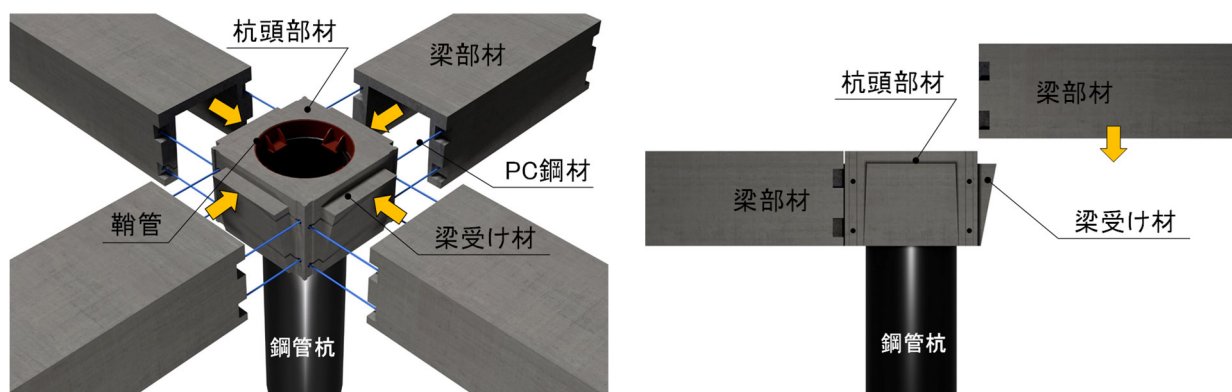


図-2.1 本工法の概要

①施工上の側面

- 全ての部材をPCa化することで、潮位や波浪等の影響を最小限に留め、海上作業の稼働率を確保できる
- 大掛かりな型枠支保工の組立解体が不要となり、海上作業が省人化されることで工期短縮と生産性の向上が図れる
- 不安定な海上作業の減少により、潜在的なリスクを回避できる
- 軽量化されたPCa部材により、揚重機あるいは起重機船の調達に自由度が増える
- 組立に必要なPCa部材数の搬入により、サイトPCa工法と比較して現地ヤードの縮小が図れる

②品質上の側面

- PC構造によるひび割れ制御、工場製作によるPCa部材の水セメント比低減および緻密化により耐塩害性の向上が図れる
- 作業環境の良好な工場製作および品質管理により、気象海象の影響による品質低下リスクを低減できる
- PC構造による断面の最適化、躯体軽量化により地震時慣性力を低減でき、杭本数の削減あるいは杭断面の縮小が図れる

③環境上の側面

- PC構造による上部工断面の最適化により、コンクリートの生成過程で発生するCO₂排出量を低減できる

- 杭本数の削減あるいは杭断面の縮小により、鋼管杭製造時および杭打設時のCO₂排出量を低減できる
- 全ての部材をPCa化することで、現地作業での型枠等の廃棄材料が減少する

2.2 設計法の概要

(1) 梁部材および杭頭部材の曲げ耐力

杭頭接合部には、地震時に正負曲げの外力モーメントが作用するため、それぞれに対して断面照査を行う。プレストレスを導入した逆U字形梁部材の終局曲げモーメント M_u は、平面保持を仮定したひずみ-応力分布の力の釣合い式から求める (図-2.2)。

(2) 梁部材のせん断耐力

プレストレスを導入したコンクリート構造物のせん断耐力は、修正トラス理論に基づきコンクリートが負担するせん断耐力と、鉄筋が負担するせん断耐力の累加により評価される⁵⁾。逆U字形梁部材では、ウェブ厚 b_w および有効高 d を図-2.2 に示す通り定義し、式(2.1)によりせん断耐力を求める。

(3) 接合部のせん断耐力

接合部のせん断耐力は、主としてプレストレスによる摩擦力に期待し、式(2.2)より評価する。この際、せん断抵抗係数は平成24年発行の道路橋示方書⁶⁾に倣い0.3としている。

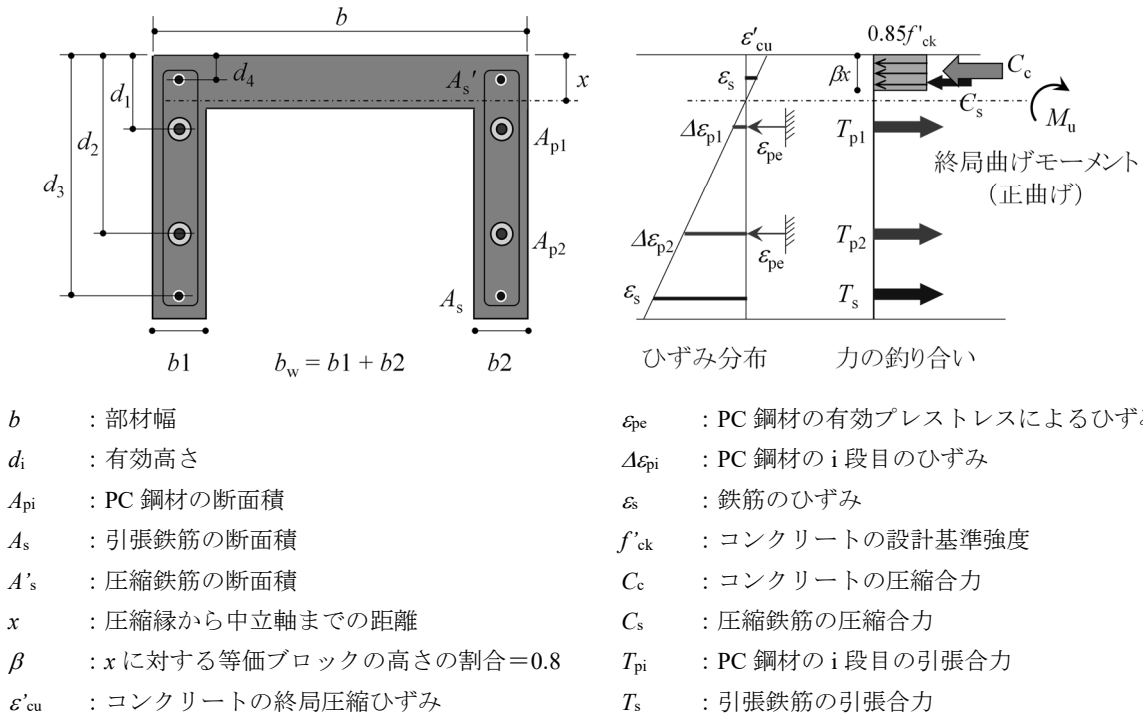


図-2.2 逆U字形梁部材のひずみ-応力分布 (正曲げの場合)

$$V_u = V_c + V_s \quad (2.1)$$

$$V_c = k\tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d}$$

$$V_s = k \left(\sum \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta_s + \cos \theta_s)}{1.15a} \right)$$

$$V_{pf} = \mu P_c \cos \theta_p \quad (2.2)$$

- V_u : 斜め引張破壊に対するせん断耐力
- V_c : コンクリートが負担できるせん断耐力
- V_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断耐力
- k : 補正係数 (1.30)
- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度
- b_w : 部材断面のウェブ厚
- d : 部材断面の有効高
- M_d : 部材断面に発生する曲げモーメント
- M_0 : ディコンプレッションモーメント
- S_d : 部材断面に発生するせん断力
- A_w : せん断補強鉄筋の断面積
- σ_{sy} : せん断補強鉄筋の降伏強度の特性値
- a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔
- θ_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度
- V_{pf} : 摩擦力が受け持つせん断耐力
- μ : せん断抵抗係数 (一般に 0.3)
- P_c : PC 鋼材による有効プレストレス
- θ_p : 有効プレストレスが接合面となす角度

2.3 施工フロー

本工法は、単独架設タイプとプレ連結架設タイプの2種類の施工方法がある。図-2.3に施工フロー、図-2.4および図-2.5にそれぞれの施工概要図を示す。

(1) 単独架設タイプ

鋼管杭打設後に杭頭部材と梁部材のそれぞれを単独に架設する施工方法である。PCa 部材の架設後 (図-2.4 (a) (b)) は、目地部および杭頭部材の鞘管と鋼管杭の隙間に無収縮モルタルを充填し、一方の PC 鋼材の緊張作業 (1次緊張) を行う (図-2.4 (c))。その後、1次緊張方向と直交する方向に対し、2次緊張を行い接合する (図-2.4 (d))。なお、2次緊張を行う梁部材は、任意のタイミングでの架設が可能である。全ての PCa 部材架設・緊張作業が完了した後、床版の設置と舗装工を行う。

単独架設タイプは、部材の最大重量が 20t 程度であるため大型揚重機を必要とせず、部材搬入車両から鋼管杭

に直接架設することができるため、陸上ヤードに限られる場合においても適用可能な工法である。また、改修工事など杭位置のずれが大きい場合、杭頭部材の鞘管径を各々に設定することで誤差を吸収することができる。

(2) プレ連結架設タイプ

現地に搬入された杭頭部材と梁部材をあらかじめ陸上ヤードあるいは台船上で組み立て (図-2.5 (a))、一方の緊張作業 (1次緊張) によって連結部材を製作する (図-2.5 (b))。この連結部材を鋼管杭へ架設し、杭頭部材の鞘管と鋼管杭の隙間に無収縮モルタルを充填する。この工程を繰り返し、すべての連結部材を架設完了後 (図-2.5 (c))、1次緊張方向と直交する残りの梁部材を架設し、PC 鋼材の緊張作業 (2次緊張) を行うものである (図-2.5 (d))。

プレ連結架設タイプは、PCa 部材を現地搬入した後、あらかじめ組み立てる必要があるため、陸上ヤードあるいは台船が必要となる。また、単独架設タイプと比べて架設重量も大きいので、吊り能力の大きな起重機船が必要となる。しかし、作業性の良い陸上ヤードであらかじめ部材を組み立て、起重機船による一括架設の工期短縮効果が期待できるため、大規模現場での採用に適している。

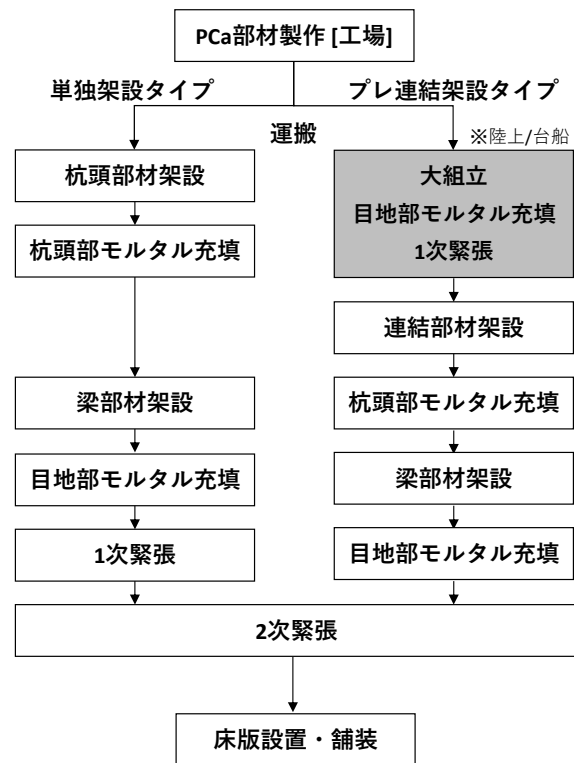


図-2.3 施工フロー

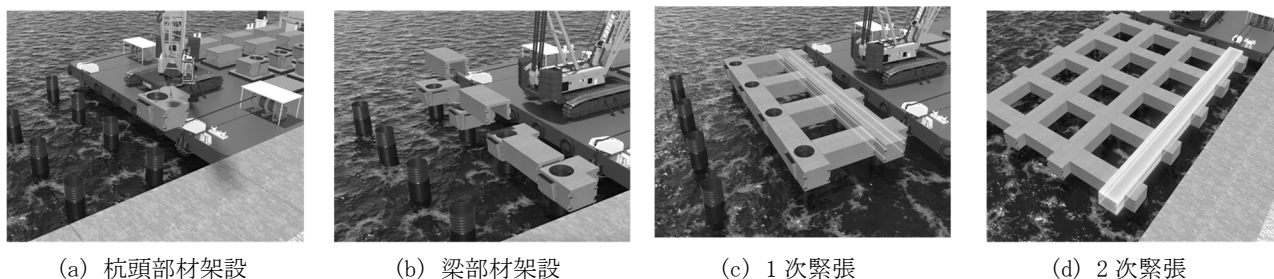


図-2.4 単独架設タイプの施工概要図

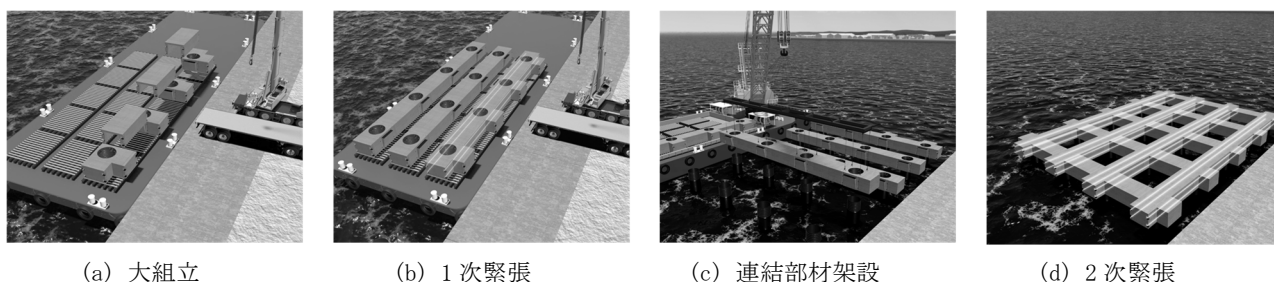


図-2.5 プレ連結タイプの施工概要図

2.4 栈橋上部工への適用に向けた技術的課題

栈橋は、鋼管杭と上部工が剛結合された多径間ラーメン構造として設計される⁷⁾ため、杭頭部に最も大きな断面力が作用する。PC圧着構造は建築分野等で適用事例があるが、栈橋は上部工が高重量のラーメン構造である点、杭径や構造物としての規模が大きい点、鋼管杭が基礎と下部工を兼ねており、直接的に上部構造を支持している点が建築構造物と異なる。また、厳しい塩害環境に曝されている点も相違点である。そのため、本構造を栈橋上部工に適用する上で、図-2.6に示す技術的課題があると考えた。これらのうち、地震時において杭頭部の曲げモーメントが最も支配的な設計外力となるため、杭頭部の剛結合（杭頭固定度）および梁部材とのプレストレスによる一体性を確認する必要がある。せん断力は、通常、栈橋において支配的な設計外力とはならないが、本構造では杭頭部材

と梁部材が圧着接合されており、十分な一体性の確認が必要である。なお、鋼管杭には軸力が作用するため、無収縮モルタルを介した鋼管杭および鞘管の十分な付着力が必要不可欠であるが、無収縮モルタルと鋼管杭との付着力については、多くの基準^{8),9)}で紹介されているため、それらに準じて設計すればよい。

施工時には、揚重機による複数のPCa部材の架設、ジョイントシースの接続、シーソ管内へのPC鋼材の挿入、PCa部材間（目地部）の無収縮モルタルの充填等の一連の作業を行う。そのため、上記の作業を滞りなく実施可能なPCa部材架設時の許容誤差について実験的な確認が必要である。

栈橋は過酷な海洋暴露環境に供されるため、PCa部材接合部の耐久性、すなわちPC鋼材の腐食劣化が懸念される。これについては、接合部の一部を模した試験体の劣化促

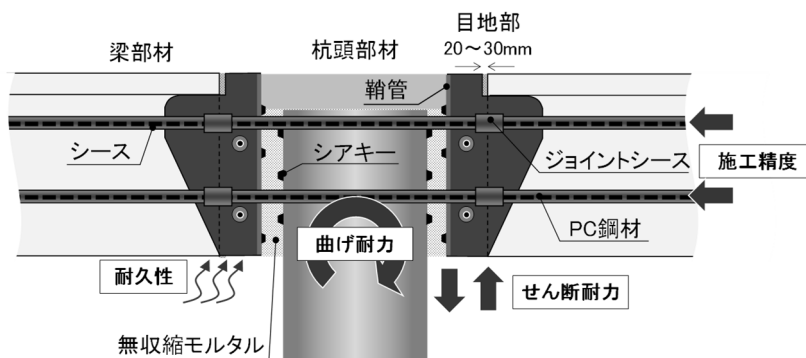


図-2.6 PC 圧着構造の技術的課題

進実験および海水シャワー暴露実験を実施しており、今後、モニタリング結果を報告する予定である。

本稿では、上述した技術的課題について、杭頭接合部の曲げ耐力を3章、部材接合部のせん断耐力を4章、部材組立時の許容精度に関して5章にて述べている。

3. 杭頭接合部の曲げ耐力に関する交番載荷実験

PC圧着構造における杭頭接合部の力学的挙動に着目し、縮尺比およそ1/4の逆T形模型を用いた交番載荷実験を実施した。実験より、杭頭部の固定度や部材損傷の状況、曲げ耐力について考察した。加えて、プレストレスによる杭頭部の拘束効果や損傷抑制、杭頭部材の梁受け材が梁部材に与える影響について解析的な考察を行った¹⁰⁾。

3.1 実験概要

(1) 実験ケースおよび試験体諸元

実験は、従来工法である現場打ちの「RC 構造」、プレストレスにより PCa 部材を圧着接合した「PC 圧着構造」の2ケースを実施した。

鋼管杭は外径 $\phi=318.5\text{mm}$ 、肉厚 $t=6.9\text{mm}$ の STK400 材であり、模型上面から載荷ジャッキ (500kN) までの突出

長を 2000mm、模型梁への挿入長は杭径程度 ($=1.0\phi$) とした。交番載荷実験の試験体概要図を図-3.1 に示す。

載荷ジャッキは、ヒンジを介したフランジを鋼管杭頭部の載荷板にボルト固定した。「RC 構造」は RC 梁 (幅 345mm、高さ 400mm、梁長 3000mm、主鉄筋 D19 \times 6 本、呼び強度 30) であり、鋼管杭の溶接プレート (板厚 $t=12.0\text{mm}$, SS400) に主鉄筋を溶接し、コンクリートを打設した。他方、「PC 圧着構造」は呼び強度 50 で製作した 2 種類の PCa 部材 (杭頭部材、梁部材) を組み立て、杭頭部材内の鞘管 (外径 $\phi=406.4\text{mm}$ 、肉厚 $t=6.4\text{mm}$ 、長さ $l=400\text{mm}$, STK400) 内に鋼管杭を $L=320\text{mm}$ 挿入し、杭頭間詰め部に無収縮モルタルを充填した。その後、PC 鋼より線 (SWPR7BL, 1S15.2) を初期引張応力度 ($\sigma_{pi}=1250\text{ N/mm}^2$) で緊張し、コンクリート部材にプレストレスを導入することによって、杭頭部材および梁部材の一体化を図った。ここで、導入したプレストレスはコンクリートの弾性変形、クリープや乾燥収縮および PC 鋼より線のリラクセーションによる減少分を考慮した有効プレストレス ($\sigma_{pe}=1015\text{ N/mm}^2$) によって、梁断面の設計曲げ終局耐力が「RC 構造」と概ね同等になる様に設定した。鋼管杭外側および鞘管内側にはシアキーとして、直径 6mm の丸鋼を 60mm ピッチで溶接した。

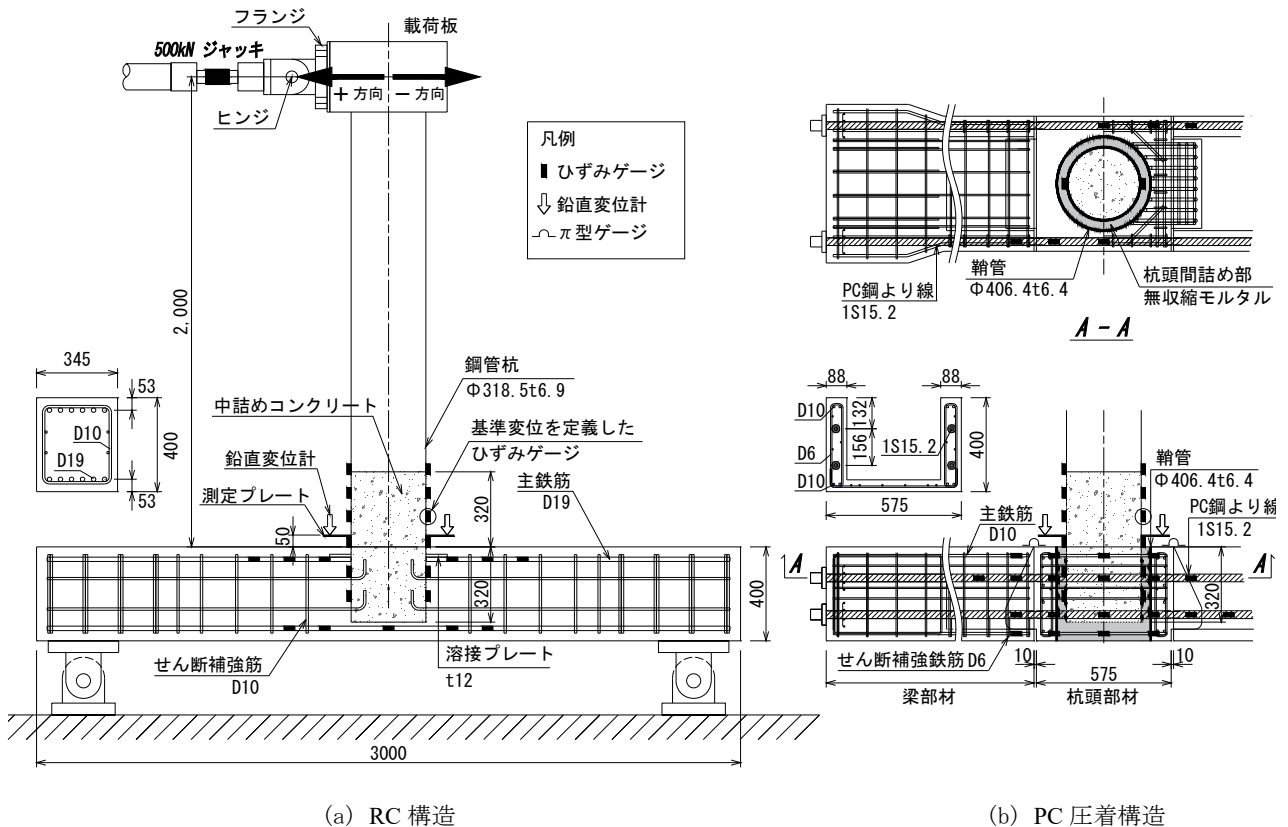


図-3.1 交番載荷実験の試験体概要図

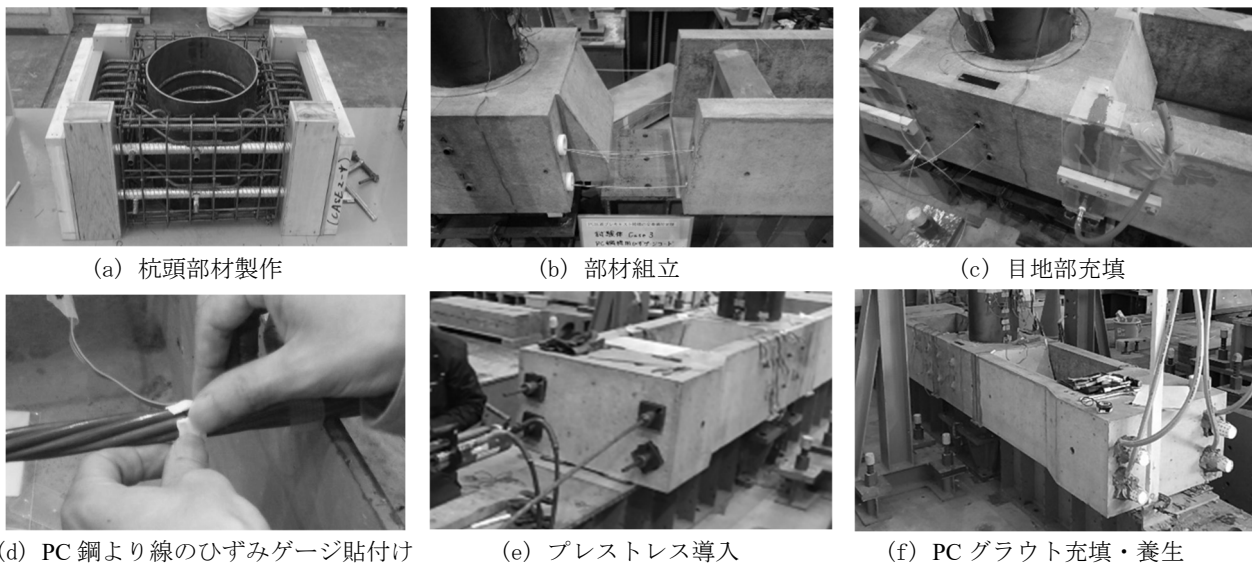


写真-3.1 PC 圧着構造の製作状況

なお、本工法により構築される実際の構造物では、杭頭部の直交 2 方向にプレストレスを導入するが、本実験においてはひび割れ観察の都合上、図-3.1 の 1 方向（面内）のみプレストレスを導入した。

写真-3.1 に「PC 圧着構造」の製作状況を示す。

(2) 荷重方法

実験は、杭頭接合部における曲げ剛性や終局耐力、杭頭部の固定度を検討するため、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実施される正負交番荷重実験に倣った¹⁾。荷重方法は、基準変位 δ_y の整数倍として $\pm 1\delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ 、 $\pm 4\delta_y$ 、 $\pm 5\delta_y$ の各ステップをそれぞれ3サイクル繰り返し、 $\pm 5\delta_y$ の荷重後も荷重低下が見られない場合は、図-3.1の+方向に実験装置の安全上、最大変位190mmまで単調荷重を実施した。ここで、基準変位 δ_y は鋼管杭基部の外縁に貼り付けた軸方向のひずみゲージが降伏ひずみ $\varepsilon_y=1,920\mu$ に達したときの水平変位として定義した。

(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-3.1、加力前日に試験したコンクリートおよびモルタルの材料試験値を表-3.2に示す。

交番荷重実験における計測項目は、荷重ジャッキの水平荷重および水平変位、鋼管杭・鞘管および鉄筋・PC 鋼より線の軸ひずみ、コンクリート部材のひび割れ性状である。また「PC 圧着構造」では、杭頭部材と梁部材の間に π 型ゲージを取り付け、部材の離間を計測した。鋼管杭基部の相対回転角を把握するため、鋼管杭基部には模型梁上面から 50mm の高さに測定プレートを取り付け、梁

部材から測定プレートの鉛直変位を測定した。なお、「PC 圧着構造」ではスペースの関係上、杭頭部材から鋼管杭の測定プレートを計測することが困難であったため、鋼管杭基部の絶対回転角から杭頭部材の絶対回転角を差し引くことで、鋼管杭基部の相対回転角を評価した。

3.2 実験結果および考察

(1) 損傷イベントの概要

実験で観察された損傷イベントの概要を図-3.2に示す。「RC 構造」は鋼管杭基部の引張側で降伏し、杭頭部

表-3.1 鋼材の機械的性質

鋼材	降伏点 f_y (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)	仕様
鋼管杭	381	461	199	$\phi 318.5 \times 6.9$
鞘管	474	581	210	$\phi 406.4 \times 6.4$
鉄筋	387	556	184	D19
	387	594	184	D10
	425	615	180	D6
PC鋼より線	1,817	2,012	194	1S15.2

表-3.2 コンクリート、モルタル等の材料試験値

コンクリート/モルタル等		圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)
RC構造	梁部材	39.4	2.9	32.9
PC圧着構造	プレキャスト部材	59.5	3.4	35.9
	杭頭間詰め部 (コンクリート)	39.4	2.9	32.9
	杭頭間詰め部 (無収縮モルタル)	71.2	4.5	27.6
	PCグラウト	99.7	3.5	20.3

の模型上面および側面においてひび割れが発生した。 $2\delta_y$ で模型上側の主鉄筋が降伏し、杭頭部のひび割れが発達するとともに、梁部への進展・拡大によって $4\delta_y$ で最大荷重を迎えた。一方、「PC 圧着構造」は鋼管杭基部の引張側で降伏した後、杭頭部材の模型上面に微細なひび割れが数本生じた。 $2\delta_y$ で杭頭部材の側面および梁部材内側にひび割れが生じたが、除荷とともにひび割れは閉じる傾向が確認された。なお、「PC 圧着構造」は $5\delta_y$ の3サイクル繰り返して荷重低下が見られなかったため、最大変位 $190\text{mm}(+9\delta_y)$ までの単調載荷を実施したところ、 $6\delta_y$ で杭頭部材の上面でせん断ひび割れ、下面で鞘管の支圧による圧壊が見られ、荷重低下に至った。両ケースとも $3\delta_y$ の変位ステップで、鋼管杭基部に面外変形の兆候(座屈)が確認された。 $3\delta_y$ 時の損傷状況を写真-3.2に示す。

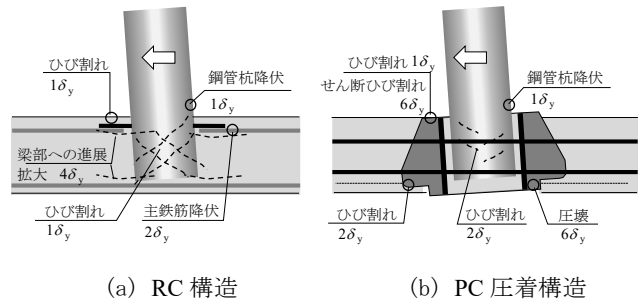


図-3.2 損傷イベント



(a) RC 構造

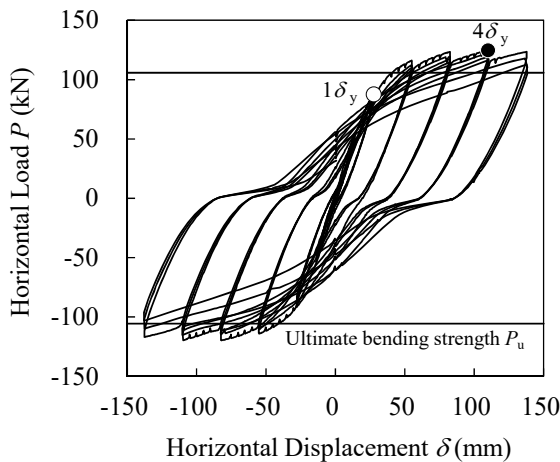


(b) PC 圧着構造

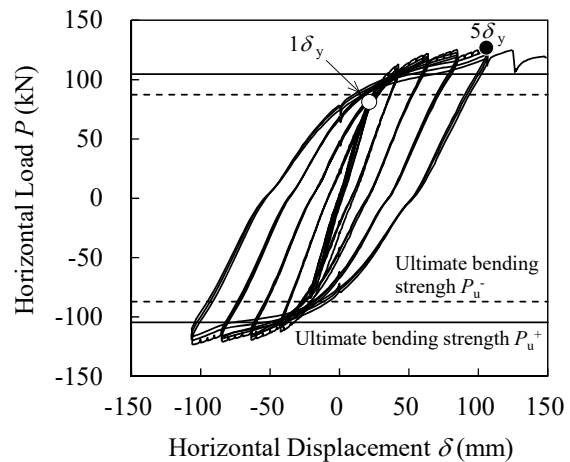
写真-3.2 $3\delta_y$ 時の損傷状況

(2) 荷重-変位関係および設計耐力との比較
 載荷位置での荷重-変位関係を図-3.3, 曲げ耐力について設計値と実験結果の比較を表-3.3に示す。ここで、設計値とは鋼管杭の引張降伏応力度 $f_{yk}=235\text{N/mm}^2$, 「RC 構造」のコンクリート圧縮強度 $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$, 「PC 圧着構造」の圧縮強度 $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ を用いて求めた値であり、計算値とは表-3.1 および表-3.2 で示した材料試験値を用いて求めた曲げ耐力である。図-3.3には鋼管杭基部が降伏した基準変位 δ_y を○, 最大荷重 P_{max} を●として示し、梁部材の計算値(曲げ耐力 P_u , 符号は正曲げ+, 負曲げ-)を併記した。

図-3.3より、「RC 構造」の履歴ループは、ややくびれた紡錘形状を示し、ステップ後半では荷重ゼロ付近で変位が進行するスリップ現象が明確に確認できる。これは、



(a) RC 構造



(b) PC 圧着構造

図-3.3 荷重-変位関係 (縦軸: 水平荷重, 横軸: 水平変位, 横線: 梁部材の計算値)

表-3.3 設計耐力と実験結果の比較

実験ケース			降伏荷重			終局荷重			実験値/設計
			設計(鋼管杭) P_y (kN)	設計(梁部) P_y (kN)	実験値 P_y (kN)	設計(鋼管杭) P_p (kN)	設計(梁部) P_u (kN)	実験値 P_{max} (kN)	
RC構造	正負曲げ	設計値	60.5	89.4	87.6	78.7	93.2	124.8	1.6
		計算値	98.1	101.6		127.6	105.7		1.2
PC圧着構造	正曲げ	設計値	60.5	68.9	81.3	78.7	97.2	127.0	1.6
		計算値	98.1	74.0		127.6	104.6		1.2
	負曲げ	設計値	60.5	64.7		78.7	81.4		1.6
		計算値	98.1	70.5		127.6	87.3		1.5

※設計値：材料公称値を用いて算出，計算値：材料試験値を用いて算出

変位ステップの進行に伴い、杭頭部および梁部へのひび割れ損傷が進展・拡大していることに起因している。一方、「PC 圧着構造」の履歴ループは、荷重ゼロ付近でのスリップ現象は見られず、残留変位の少ない紡錘形状を示している。このことから、プレストレスによる杭頭接合部の拘束によって、杭頭部や梁部のひび割れ進展・拡大が抑制（損傷制御）されていることが分かる。表-3.3 に示した設計耐力と実験結果を比較すると、「PC 圧着構造」は計算値の 1.2~1.5 倍の終局荷重が確認されており、設計耐力が安全側に評価されている。次に、履歴吸収エネルギーをサイクル毎に求め、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累積吸収エネルギーの変化を図-3.4 に示す。サイクルが進むに従い累積吸収エネルギーは増加傾向にあるが、杭頭部の損傷が顕著な「RC 構造」の方がやや大きい。同変位ステップのサイクル吸収エネルギーに着目すると、「RC 構造」は低下傾向にあるが「PC 圧着構造」は一定であり、プレストレスによる杭頭部材の損傷抑制と後述する圧着接合面の弾性的な開閉挙動によるものと推察される。

(3) ひび割れ性状

図-3.5 に+1 δ_y ~+5 δ_y の各 3 サイクル目におけるひび割れスケッチを示す。ここで、ひび割れスケッチは、+変位で生じたものを破線、-変位を実線で記している。

「RC 構造」は初期の変位ステップから杭頭部にひび割れが発生し、2 δ_y 以降では梁部の主鉄筋に沿ったひび割れが見られるなど、ひび割れが生じる範囲が梁部へと進展・拡大している。杭頭部のひび割れが拡大すると、除荷時に荷重を負担できなくなるため、図-3.3 の荷重-変位関係において荷重ゼロ付近でのスリップ現象が生じている。一方、「PC 圧着構造」は、杭頭部材に生じた微細なひび割れがプレストレスによって除荷とともに閉じるため、梁部材へのひび割れ進展は限定的であった。ただし、2 δ_y 以降で梁部材内側（図-3.5 の a 部）に梁受け材の支

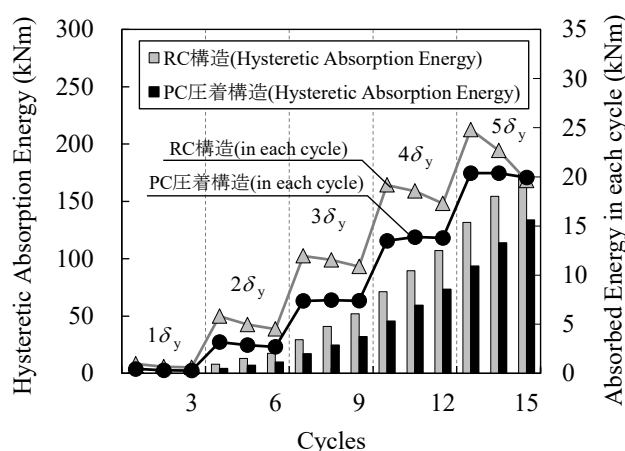


図-3.4 履歴吸収エネルギー

(左縦軸：累積吸収エネルギー，右縦軸：サイクル吸収エネルギー，横軸：サイクル)

圧が要因と推察されるひび割れが梁軸方向に生じている。「PC 圧着構造」は 5 δ_y で最大荷重を迎えた後、6 δ_y に杭頭部材の上面でせん断ひび割れ、下面で鞘管の支圧による圧壊が見られる。

(4) 杭頭固定度の評価

図-3.6 に 1 δ_y ~3 δ_y における鋼管杭基部の相対回転角、図-3.7 に「PC 圧着構造」の模型上面に取り付けた部材間 π 型ゲージの計測値を示す。図-3.6 より、「RC 構造」は変位ステップの進行に伴い、杭頭部の損傷により相対回転角が原点に対して非対称な挙動に変化しているが、「PC 圧着構造」は対称的である。図-3.7 の離間挙動を見ると、除荷時にはほぼゼロとなる原点指向を示しており、「PC 圧着構造」はこの弾性的な開閉挙動により変形を吸収し、鋼管杭基部の相対回転角は対称的な挙動を示している。杭頭部の固定条件を考察するため、図-3.6 の相対

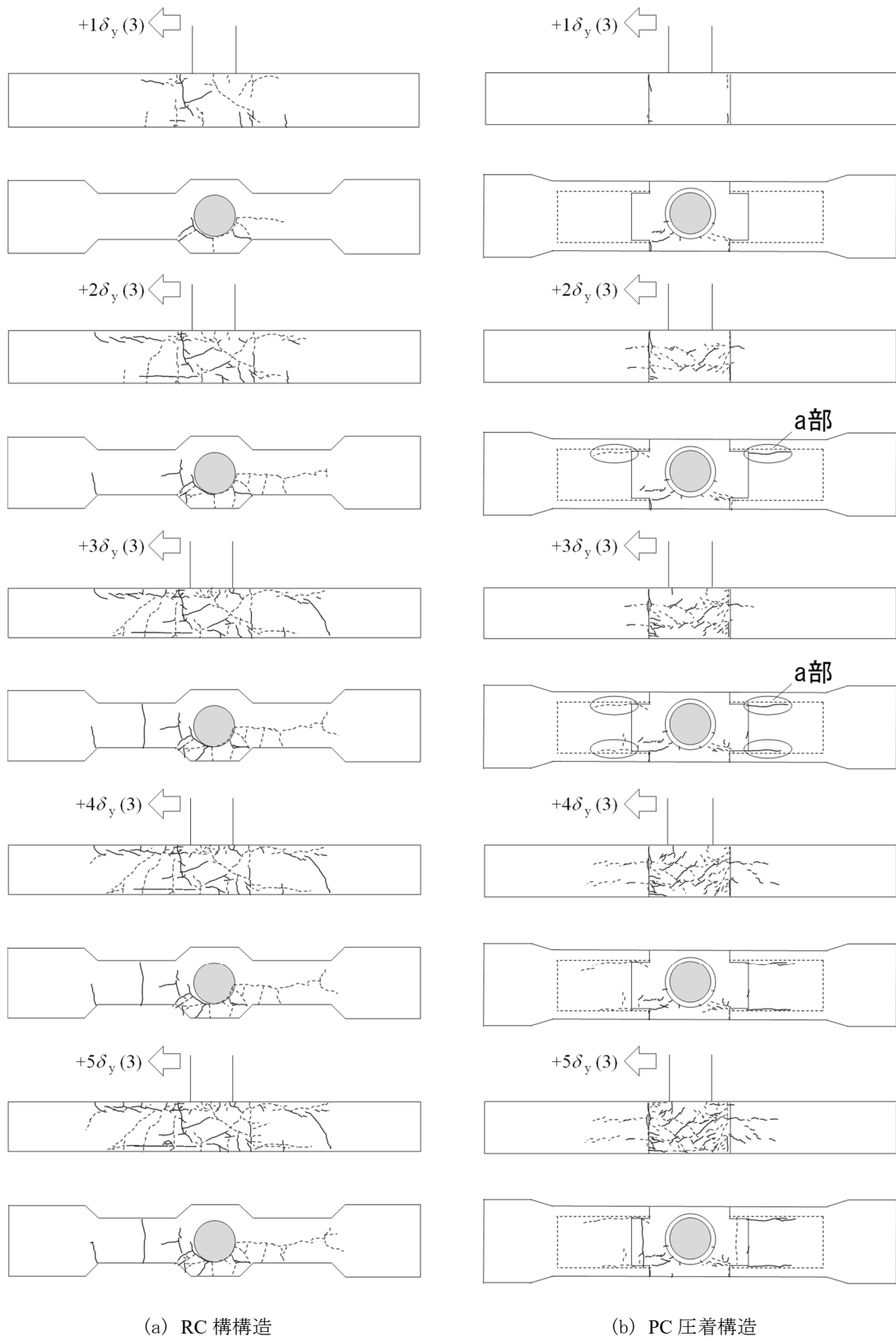


図-3.5 ひび割れ性状のスケッチ

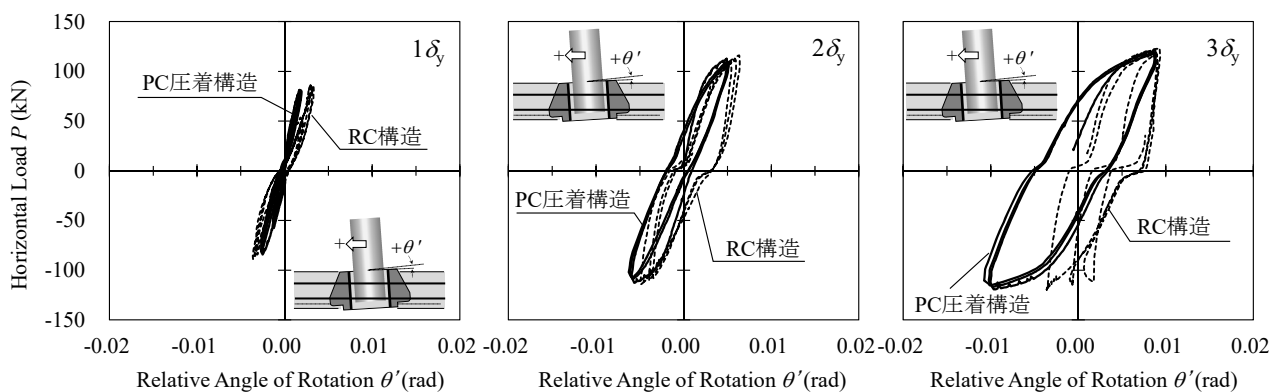


図-3.6 鋼管杭基部の相対回転角（縦軸：水平荷重，横軸：相対回転角）

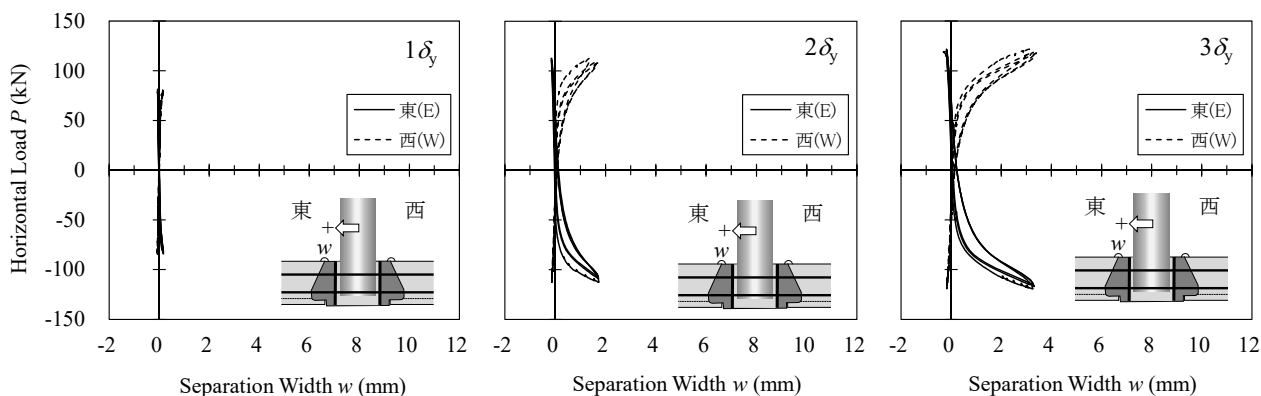


図-3.7 杭頭部材の離間幅（縦軸：水平荷重，横軸：離間幅）

回転角を用いて、式(3.1)より杭頭固定度 α を評価した。ここで、杭体の曲げ剛性 EI は中詰めコンクリートを含まない鋼管杭の物性値を用いている。杭頭固定度は突出杭の杭頭部における回転拘束の程度を表しており、 $\alpha=0.0$ のピンから $\alpha=1.0$ の剛結までを示すパラメータである⁴⁾。

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{EI}{2h^2} \times \frac{\theta'}{P}} \quad (3.1)$$

ここで、

- α : 杭頭固定度 ($0 \leq \alpha \leq 1.0$)
- P : 水平荷重
- h : 突出長 (模型上面から載荷点までの距離)
- θ' : 鋼管杭基部の相対回転角
- EI : 杭体の曲げ剛性

サイクル毎の杭頭固定度 α の変化を図-3.8に示す。実験では $3\delta_y$ において、杭頭部に面外変形の兆候(座屈)が見

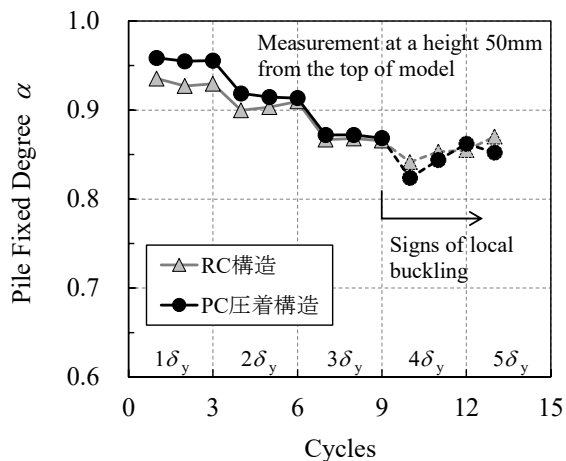


図-3.8 杭頭固定度の変化

(縦軸：杭頭固定度，横軸：サイクル)

られたことから、 $4\delta_y$ 以降は参考値として破線で示している。図中より、両ケースの杭頭固定度は概ね $\alpha = 0.85 \sim 0.95$ の範囲であり、本工法である「PC 圧着構造」の杭頭部において、従来の「RC 構造」と同等以上の固定条件が確認できる。

(5) 鋼材のひずみ分布

鋼管杭基部に貼り付けたひずみゲージを $+1\delta_y \sim +3\delta_y$ で整理した軸ひずみ分布を図-3.9に示す。両ケースとも模型梁上端 ($y=0$) をピークとしたひずみ分布を示しており、杭頭固定度が同程度であったことと概ね整合している。図-3.10に「RC 構造」の主鉄筋および「PC 圧着構造」のPC 鋼より線の軸ひずみ分布を示す。ここで、PC 鋼より線のひずみは有効プレストレスによるひずみを初

期値として考慮している。「RC 構造」では、溶接プレートに接続されている模型上側の主鉄筋 $x=272\text{mm}$ に局所的なひずみが発生し、実験では $2\delta_y$ 以降、梁部のひび割れが進展・拡大している。「PC 圧着構造」は、圧着接合面の開閉挙動により、接合面 ($x=+300\text{mm}$) 前後のひずみが大きくなる傾向があるが、付着破壊の有無については実験で確認できていない。本実験では、 $5\delta_y$ の変位ステップにおいてもひずみは、降伏ひずみ $\varepsilon_y = 9,370\mu$ の 70% 以下であり、PC 鋼より線は弾性状態であったと判断される。

以上より、「PC 圧着構造」は従来の「RC 構造」と同程度の曲げ耐力と杭頭固定度を有しており、プレストレスによる圧着接合面の弾性的な開閉挙動によって、杭頭部の損傷を軽微に抑制することが分かった。ただし、実験

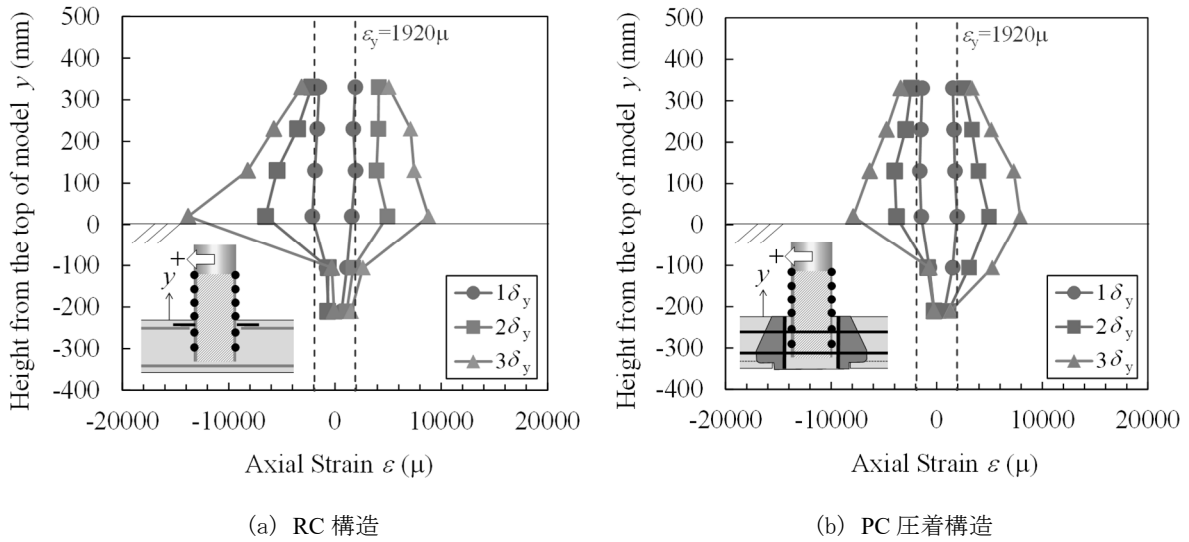


図-3.9 鋼管杭基部の軸ひずみ分布（縦軸：梁上端からの高さ，横軸：軸ひずみ）

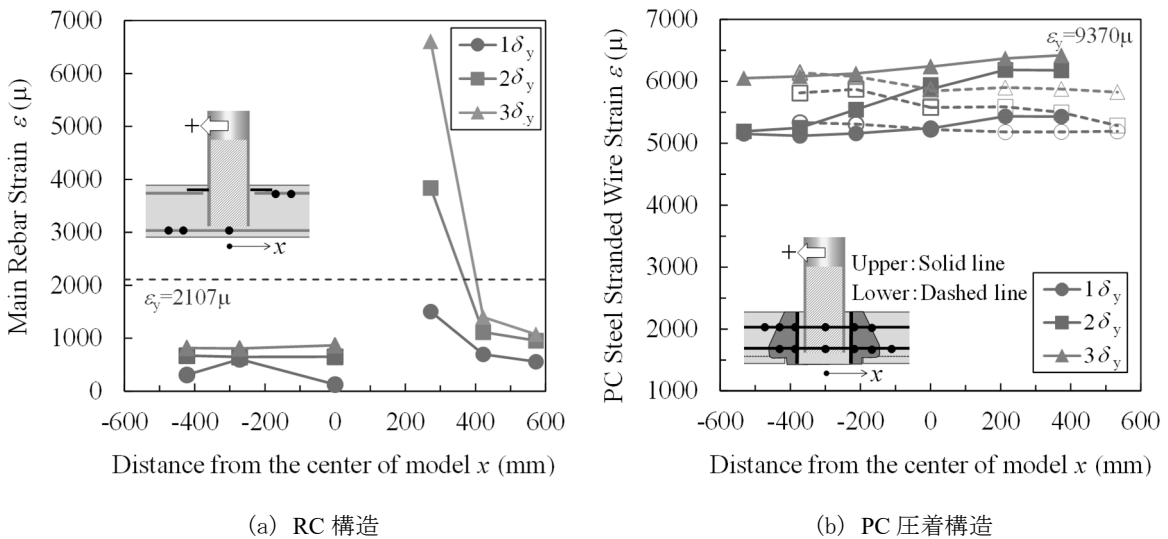


図-3.10 鋼材の軸ひずみ分布（縦軸：主鉄筋およびPC 鋼より線の軸ひずみ，横軸：中心からの距離）

では梁受け材の支圧が要因と考えられる梁部材のひび割れや、杭頭部材の損傷が耐力の決定要因となっていることから、次節ではこれらの影響について解析的な考察を行った。

3.3 解析的検討による考察

(1) 解析概要

本工法では、杭頭部に直交2方向からプレストレスを導入して杭頭部材と梁部材を一体化する。しかし、実験ではひび割れ観察の都合上、1方向のみのプレストレスを導入しており、実挙動と異なる可能性がある。実験で観察された梁受け材による梁部材のひび割れや杭頭部材の損傷は、上記の直交2方向プレストレスによる拘束効果によって、大きく影響を受けるものと予想される。そこで、幾何学および材料非線形性を考慮した三次元 FEM 解析 (DIANA ver.10.3)¹²⁾ を実施し、その影響について考察する。

解析モデルを図-3.11 に示す。解析は荷重軸を対称面とする 1/2 対称モデルとし、杭頭部材・梁部材・中詰めコンクリート・無収縮モルタル・杭頭間詰めコンクリート

を 8 節点六面体のソリッド要素、鋼管杭および鞘管を 4 節点四角形の曲面シェル要素とした。コンクリート内の鉄筋は完全付着の埋込鉄筋要素とし、PC 鋼より線はトラス要素、PC 鋼より線~PC グラウトは是永ら¹³⁾の付着-すべり関係を適用した。鋼管杭外面および鞘管内面にはシアキーとして、線インターフェース要素を離散的に配置した。荷重位置となる鋼管杭には、模型梁上端から 2,000mm 上方に剛梁要素を放射状に設け、その中心節点に実験と同様の強制変位を与えた。実験では梁両端の支承をピン条件としているため、模型梁両端の支承に剛梁要素を設け、剛梁下端にピン条件を与えた。

(2) 構成則および解析物性値

コンクリートおよび無収縮モルタルは、分散ひび割れモデル¹⁴⁾ (全ひずみ固定ひび割れモデル) を採用し、圧縮域には圧縮破壊エネルギー G_c を考慮した Feenstra の Parabolic モデル¹⁵⁾、引張域には引張破壊エネルギー G_t を考慮した Hordijk モデル¹⁶⁾ を用いた。ここで、圧縮破壊エネルギー G_c は Nakamura and Higai¹⁷⁾により算出し、引張破壊エネルギー G_t をコンクリート標準示方書¹⁸⁾に従い算出した。鋼管杭・鞘管および鉄筋には Von Mises の降

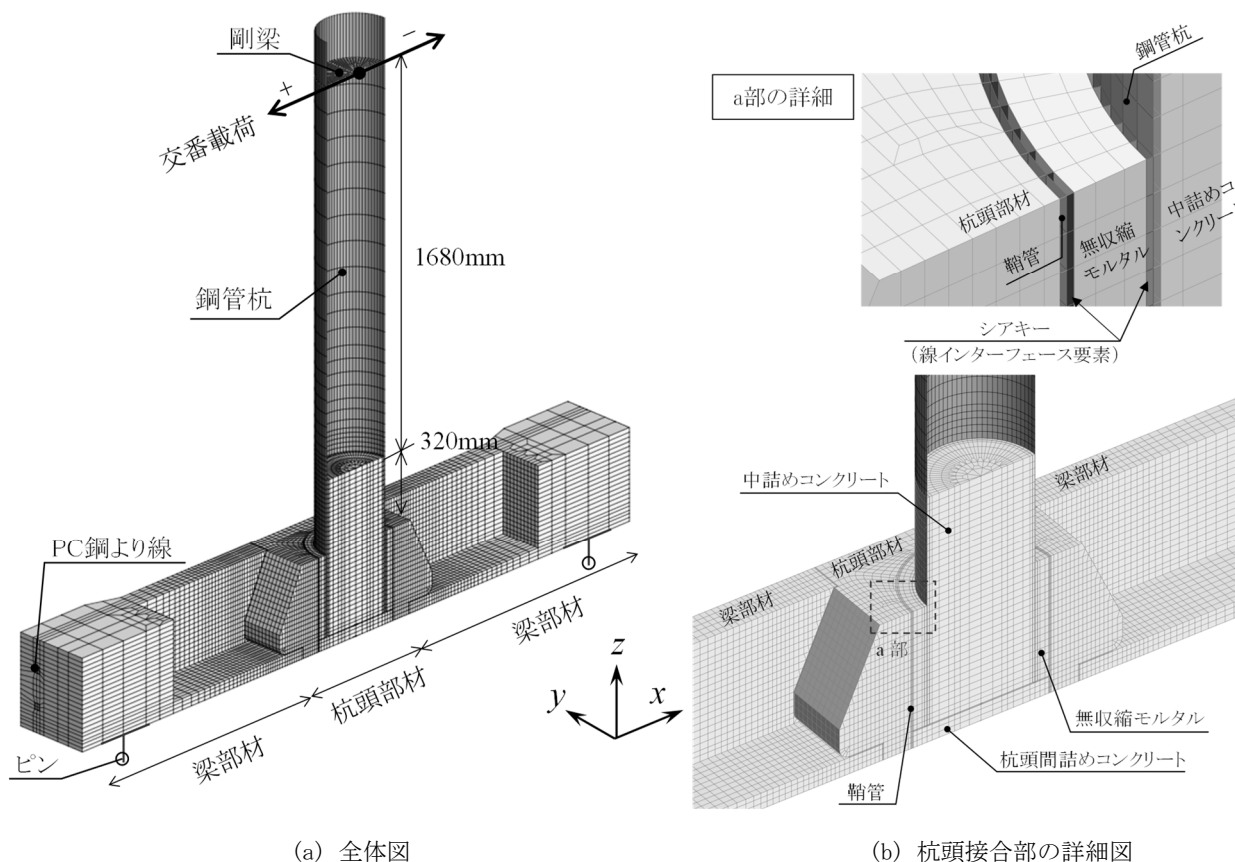


図-3.11 解析モデル

伏基準を採用し、材料引張試験より得られた応力ひずみ関係からバイリニア型（2次勾配を初期勾配 E の 1/100）の構成則とした。PC 鋼より線は、実験において弾性範囲内であったため線形材料とし、自重解析において有効プレストレス（ $\sigma_{pe}=1,015 \text{ N/mm}^2$ ）を作用させ、載荷解析で PC 鋼より線～PC グラウトの付着-すべり関係を有効にした。解析で用いた PC 鋼より線の付着-すべり関係¹³⁾を図-3.12に示す。

ひび割れ面でのせん断伝達はコンクリート標準示方書モデル¹⁹⁾を用い、ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減には Vecchio and Collins モデル²²⁾を用いた。鋼管杭外面および鞘管内面のシアキーとして配置した線インターフェース要素は圧縮方向に抵抗し、引張方向に抵抗しない剛性とし、せん断方向には式(3.2)より算定⁸⁾したせん断強度 $\tau_f = 16.5 \text{ N/mm}^2$ を上限とするバイリニア型の付着-すべり関係とした。

$$\tau_f = 1.15 + 1.72 \left(\frac{f'_c}{0.8} \right) \cdot (h/s) \quad (3.2)$$

ここで、

- τ_f : シアキーのせん断強度
- f'_c : 無収縮モルタルの圧縮強度=71.2N/mm²
- h : 丸鋼径=6mm
- s : シアキーピッチ=60mm

その他、面インターフェース要素として、鋼管杭～中

詰めコンクリートには圧縮方向に抵抗し、引張およびせん断方向に抵抗しない構成則を適用した。ここで、鋼管杭～中詰めコンクリートにはある程度の付着力が存在すると考えられるが、適切な付着力の評価が困難なことや、中詰めコンクリートの乾燥収縮による影響を考慮し、本解析では付着力を無視した滑面とした。また、鞘管～杭頭部材および杭頭部材～梁部材の面インターフェース要素には、それぞれ複合標準示方書⁸⁾およびコンクリート標準示方書²⁰⁾を参考に設定したクーロン摩擦モデルを採用した。本解析で用いた解析物性値の一覧を表-3.4～表-3.6に示す。

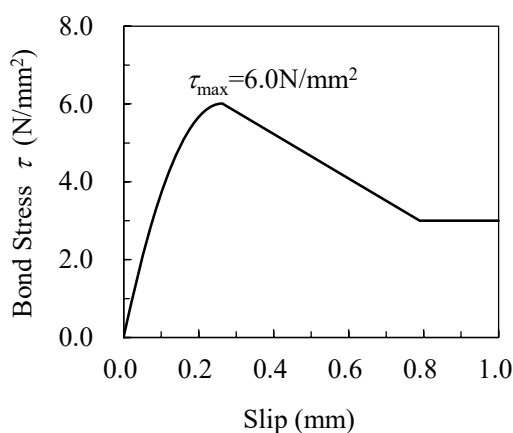


図-3.12 PC 鋼材の付着すべり関係

(縦軸：付着応力、横軸：すべり)

表-3.4 コンクリートおよびモルタル等の解析物性値

部 位	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	破壊エネルギー	
					G_c (N/mm)	G_t (N/mm)
杭頭部材、梁部材	59.5	3.4	35.9	0.2	67.7	0.0918
中詰めコンクリート 杭頭間詰め部 (コンクリート)	39.4	3.1	31.5	0.2	55.1	0.0800
杭頭間詰め部 (無収縮モルタル)	71.2	4.5	27.6	0.2	74.0	0.0563
PCグラウト	99.7	3.5	20.3	0.2	55.1	0.0629

表-3.5 鋼材の解析物性値

部 位	降伏点 f_y (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	板厚 t (mm)	断面積 A (mm ²)
鋼管杭	381	199	0.3	6.9	-
鞘管	474	210	0.3	6.4	-
鉄筋 (D10)	387	184	-	-	71.3
鉄筋 (D6)	425	180	-	-	31.7
PC鋼より線	1,817	194	-	-	138.7

表-3.6 面インターフェース要素の解析物性値

部 位	法線剛性 (N/mm ³)	せん断剛性 (N/mm ³)	粘着力 c (N/mm ²)	摩擦係数 μ
鋼管杭～ 中詰めコンクリート	1.0×10^4	1.0×10^{-6}	-	-
鞘管～ 杭頭部材	1.0×10^4	1.0×10^4	0.7 注1)	0.36 注1)
杭頭部材～ 梁部材	1.0×10^4	1.0×10^4	-	0.45 注2)

注1)複合標準示方書
注2)コンクリート標準示方書

表-3.7 検討ケース

ケース名	プレストレスの方向		梁受け材の有無	備考
	x方向	y方向		
C1	○	-	有り	実験ケース
C2	○	○	有り	2方向の影響
C3	○	○	無し	梁受け材の影響

(3) 検討ケース

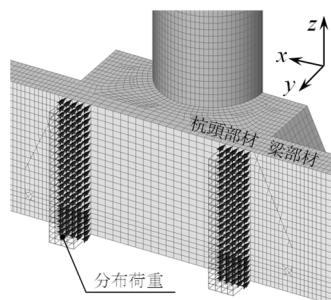
検討ケースを表-3.7に示す. C1は「PC 圧着構造」の実験ケース, C2は直交2方向(x,y方向)のプレストレスを導入したケースである. ここで,y方向のプレストレスは, 図-3.13のように便宜的にプレストレスに相当する分布荷重を一定に与えた. C3は直交2方向(x,y方向)のプレストレスを導入した上で, 梁受け材を無視したケースである.

(4) 解析モデルの妥当性

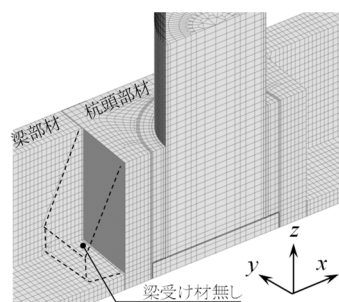
解析 C1 の荷重-変位関係を実験と比較して図-3.14に示す. また, 杭頭部材の絶対回転角および離間幅を図-3.15, 鋼管杭基部の軸ひずみ分布を図-3.16に示す. ここで, 解析 C1 は $-5\delta_y$ の除荷時に発散したため途中までの結果を示した.

図-3.14の荷重-変位関係の比較より, 初期勾配(降伏荷重/降伏変位)は両者で同程度であるものの, 解析 C1 は実験よりも荷重値が大きく, 耐力をやや過大に評価する結果となった. 図-3.15の絶対回転角や離間幅を見ると, 定性的に実験の傾向を捉えているが, 圧着接合面の開閉挙動が実験よりもやや小さい傾向がある. 図-3.16の鋼管杭基部の軸ひずみ分布は, 突出部で良好な整合が見られるが, 杭頭部材内におけるひずみは実験に比べて解析の方が小さいことから, 鋼管杭の固定条件を完全には再現しきれていないことが分かる.

図-3.17には $3\delta_y$ 時での最大主ひずみおよびPC鋼材の付着応力を示す. 中詰めコンクリートや杭頭部材上面(A部)および梁部材内側(B部)に局所的な引張ひずみが見られるが, 実験で観察されたひび割れ箇所と整合している. PC鋼材の付着応力を見ると, ピーク値である圧着接合面での $\tau=5.0\text{N/mm}^2$ は図-3.12で設定した $\tau_{\max}=6.0\text{N/mm}^2$ を超えておらず, 解析は $3\delta_y$ 時点で付着破壊していない. 今回の実験において, 接合面付近の付着破壊の有無は不明であるが, 本解析モデルで付着力をパラメータとした感度解析を実施した際, 付着力が小さくなると荷重ピークが低下する傾向を示したことから, PC鋼材の付着破壊が生じず, 接合面での開閉挙動が小さいことが荷重ピークを過大評価している要因の一つとし



(a) y方向プレストレス



(b) 梁受け材無し

図-3.13 検討モデル (C2, C3)

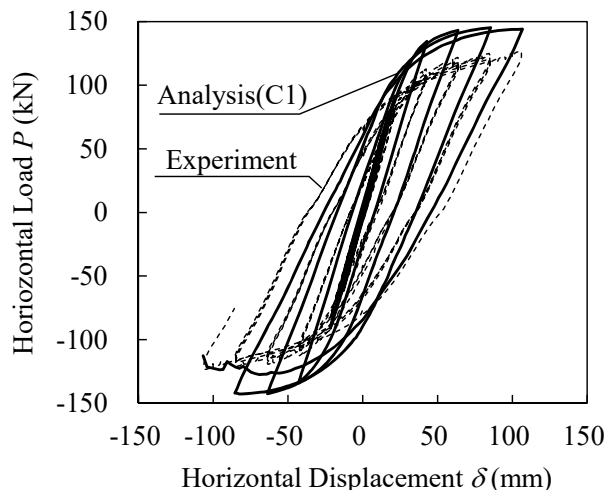


図-3.14 解析 C1 と実験の荷重-変位関係

(縦軸: 水平荷重, 横軸: 水平変位)

て考えられる.

以上より, 本解析モデルは実験を定量的に再現できていないが, 履歴ループ形状, 杭頭部材の挙動や鋼管杭のひずみ, 部材に生じる損傷箇所など基本的な傾向を捉えているものと考えられる. そこで, 以降の検討では, 本

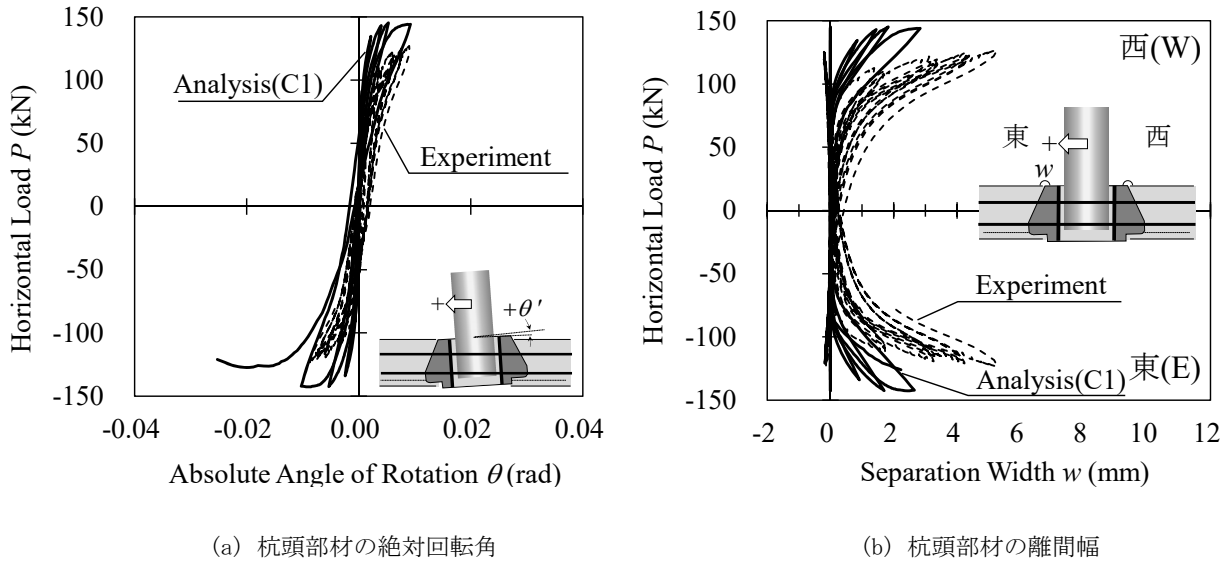


図-3.15 杭頭部材の絶対回転角および離間幅の比較 (縦軸：水平荷重，横軸：(a)絶対回転角，(b)離間幅)

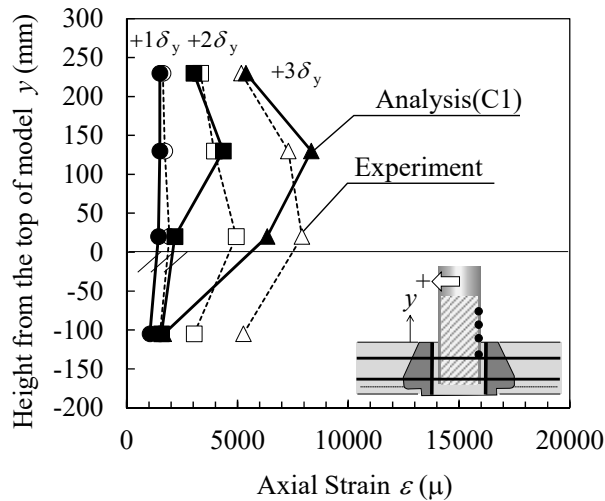


図-3.16 鋼管杭基部の軸ひずみ分布

(縦軸：梁上端からの高さ，横軸：軸ひずみ)

解析モデルを用いて直交2方向プレストレスを導入した際の杭頭部材の損傷について，定性的な考察を行うこととした。

(5) 直交2方向プレストレスの影響

解析 C1～C3 の荷重-変位関係を図-3.18， $3\delta_y$ での損傷指標 $\sqrt{J_2}$ および鋼管杭の軸ひずみコンター比較を図-3.19に示す。ここで，損傷指標 $\sqrt{J_2}$ はコンクリートの曲げひび割れや，斜めひび割れの発生といった引張損傷を評価する偏差ひずみの第2不変量であり，通常，要素分割の依存性を低減するため平均化される²⁾。本検討ではコ

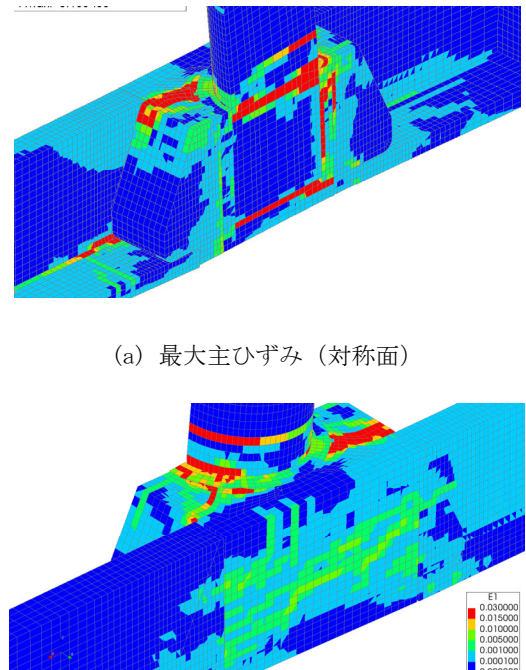
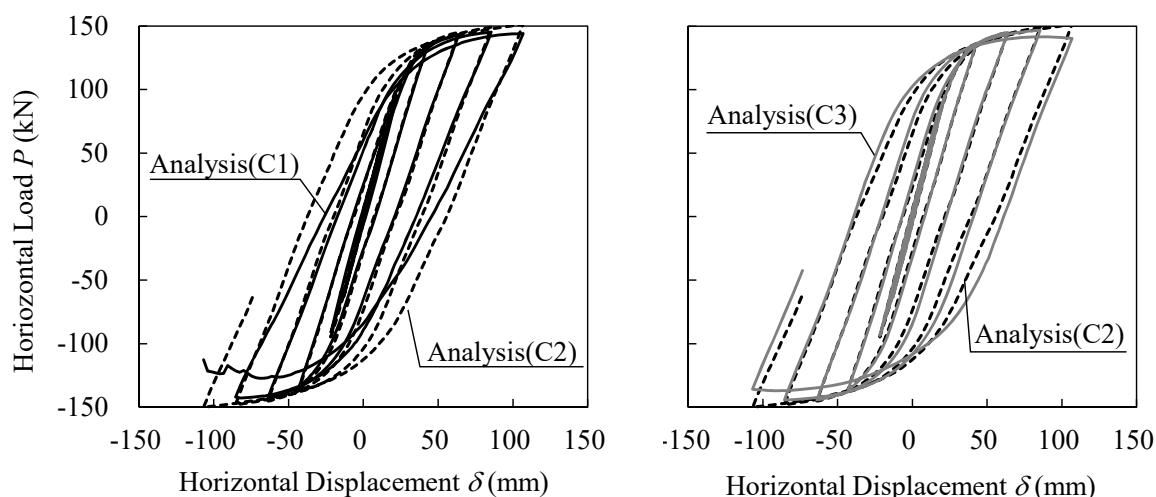


図-3.17 $3\delta_y$ 時の最大主ひずみ (変形倍率5倍)



(a) 解析 C1 と解析 C2 の比較

(b) 解析 C2 と解析 C3 の比較

図-3.18 検討ケースの荷重-変位関係 (縦軸：水平荷重，横軸：水平変位)

ンクリートの要素寸法が $15\sim 20\text{mm}$ であることを考慮し、平均化半径を 15mm とした。

図-3.18 より、1 方向プレストレスの解析 C1 は変位ステップが進むに従い、除荷勾配が変化していくが、2 方向プレストレスの解析 C2 および C3 は、除荷勾配一定のまま紡錘型の履歴ループを描いており、2 方向プレストレスの効果は、損傷が顕在化する塑性域で現れていることが分かる。図-3.19 の損傷指標 $\sqrt{I_2}$ では、解析 C2 は C1 と比べて、杭頭部材 (A 部, C 部) および梁部材 (B 部, D 部) の損傷が抑えられており、その結果、杭頭曲げモーメントは鋼管杭基部に集中するため鋼管杭の軸ひずみが大きく発生している。このように、直交 2 方向プレストレスによって杭頭部材の拘束力を高め、コンクリートの部材損傷を抑制する傾向が認められる。

(6) 梁受け材が梁部材に与える影響

図-3.18 より、 $5\delta_y$ で若干の差異は見受けられるが、梁受け材の有無が荷重-変位関係に与える影響は小さい。図-3.19 の梁部材 (B 部) に着目すると、解析 C2 は C1 に比べて損傷が軽減されており、直交 2 方向プレストレスの導入によって杭頭部材 (A 部) の損傷が抑制された結果、梁受け材の支圧力が減少したためだと考えられる。一方、解析 C3 は、杭頭部材 (C 部) の損傷範囲が解析 C2 よりも広く分布しており、梁受け材が無いと杭頭部材の損傷が広がる傾向が見られる。本検討より、梁受け材は梁部材に与える損傷要因の一つであるが、直交 2 方向のプレストレスによってその損傷が軽減される傾向を確認した。ただし、梁受け材の張り出しを必要以上に大きくすると、

梁部材の損傷が顕在化する可能性があるため、PCa 部材の架設精度を踏まえて、必要最小限の張り出しに留めるべきと考えられる。

3.4 まとめ

本実験では、PC 圧着構造の逆 T 形模型を用いた交番載荷実験を行い、杭頭部の固定度や損傷制御、曲げ耐力について評価した。更に実験では確認できなかった直交 2 方向のプレストレスによる拘束効果や、杭頭部材の梁受け材が梁部材に与える影響について解析的考察を行った。以下に主な知見を示す。

- 本構造は、従来の RC 構造と比較して、曲げ耐力および杭頭固定度は同等以上であり、プレストレスによる杭頭部材の損傷抑制や圧着接合面の優れた復元性によって、除荷後の残留変位が少ない構造であることを確認した。
- 杭頭曲げモーメント作用時、PC 圧着接合面の弾性的な開閉挙動によって、梁部材へのひび割れ進展・拡大を抑制する効果が確認された。
- 直交 2 方向のプレストレスを考慮した解析的検討より、載荷直交方向のプレストレスにより杭頭部材の拘束力が高まることで、杭頭部材および梁部材の引張やせん断に伴う損傷が抑制され、且つ、梁受け材が梁部材に与える損傷も軽減される傾向が確認された。ただし、梁受け材による梁部材の損傷を回避するためには、最小限の張り出しに留めるのが望ましい。

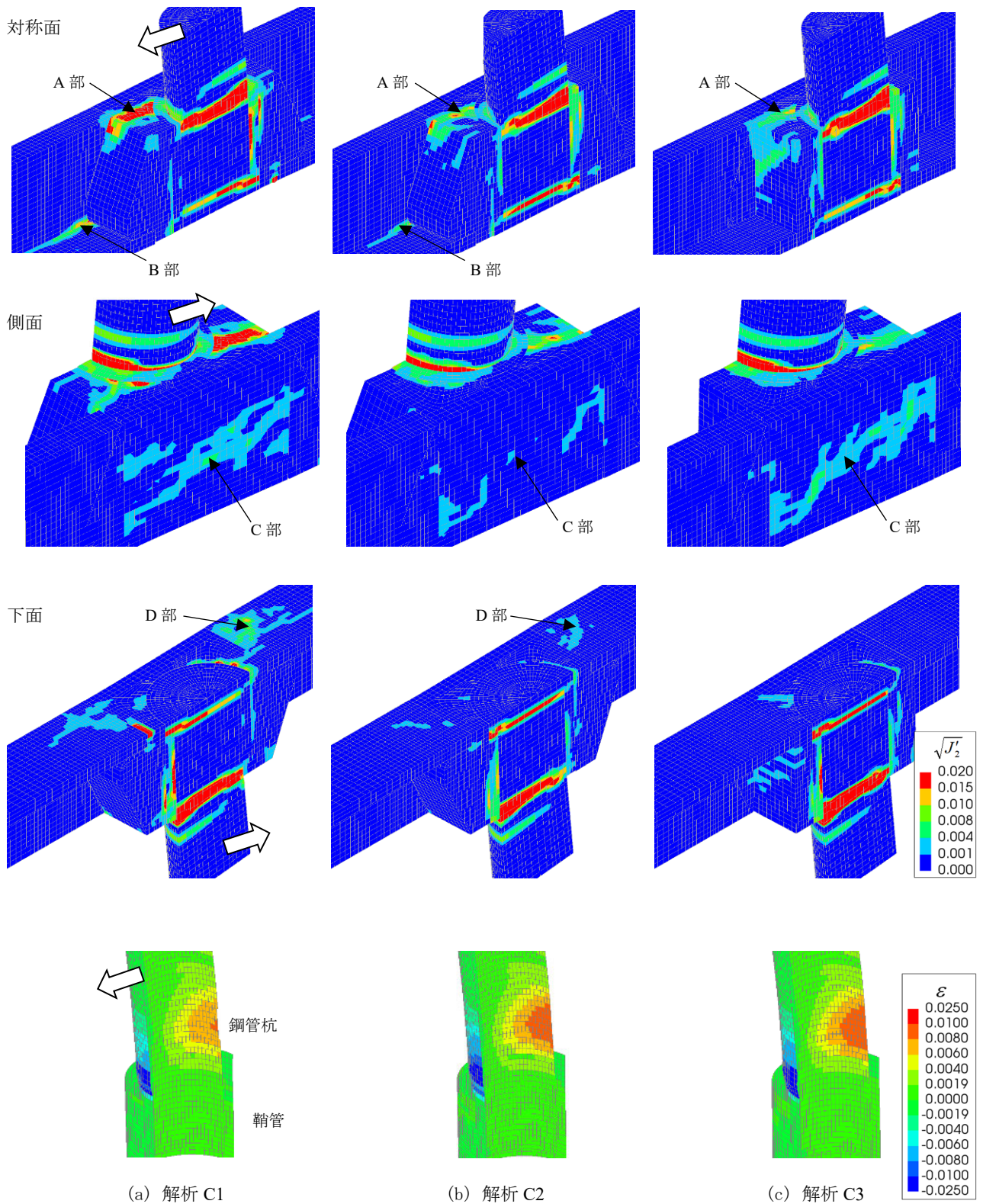


図-3.19 $3\delta_y$ 時の損傷指標および鋼管杭の軸ひずみコンター (変形倍率5倍)

4. 部材接合部のせん断耐力に関する載荷実験

PC 圧着構造における部材接合部のせん断耐力を確認するため、縮尺比およそ1/4の模型を用いたせん断載荷実験を実施した。実験では、図-4.1に示す両端固定の建研式加力²³⁾により、模型に様なせん断力を作用させ、部材接合部のせん断耐力や部材損傷状況について考察した²⁴⁾。

4.1 実験概要

(1) 実験ケースおよび試験体諸元

実験は、連続梁および試験体中央で接続した接合梁（梁受け材有り、梁受け材無し）の3ケースを実施した。試験体の概要図を図-4.2に示す。接合梁では、逆U字形断面の梁部材と杭頭部材を模した矩形充実断面の梁部材端部を隙間10mmで突合せ、無収縮モルタルを充填した。その後、片引きのポストテンション方式で4本のPC鋼棒（17mmB種1号）にそれぞれ有効プレストレス（目標140kN）を導入し、反力固定のためのスタブと梁部材とを一体化させた後、シーとPC鋼棒の隙間にPCグラウトを充填した。ここで、PC 圧着構造では図-4.3に示すように、せん断力の作用方向によっては、梁受け材がせん断耐力に影響を及ぼすものと考えられる。そのため、接合梁では梁受け材有り、梁受け材無しの2ケースを実施した。図中のa方向にせ

ん断力が作用した場合が梁受け材有り、b方向は梁受け材無しに相当する。梁部材のせん断補強筋は、連続梁でD6を200mm間隔、接合梁では連続梁の2倍としてD6を100mm間隔とし、梁中央の接合部にせん断破壊が生じるよう配置した。実験ケースの一覧を表-4.1に示す。

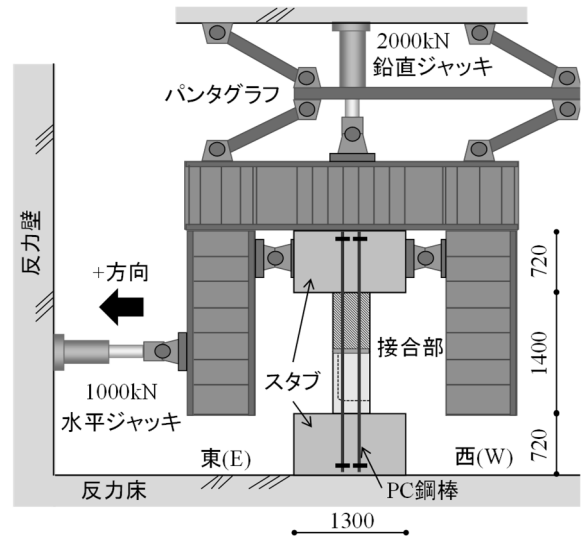
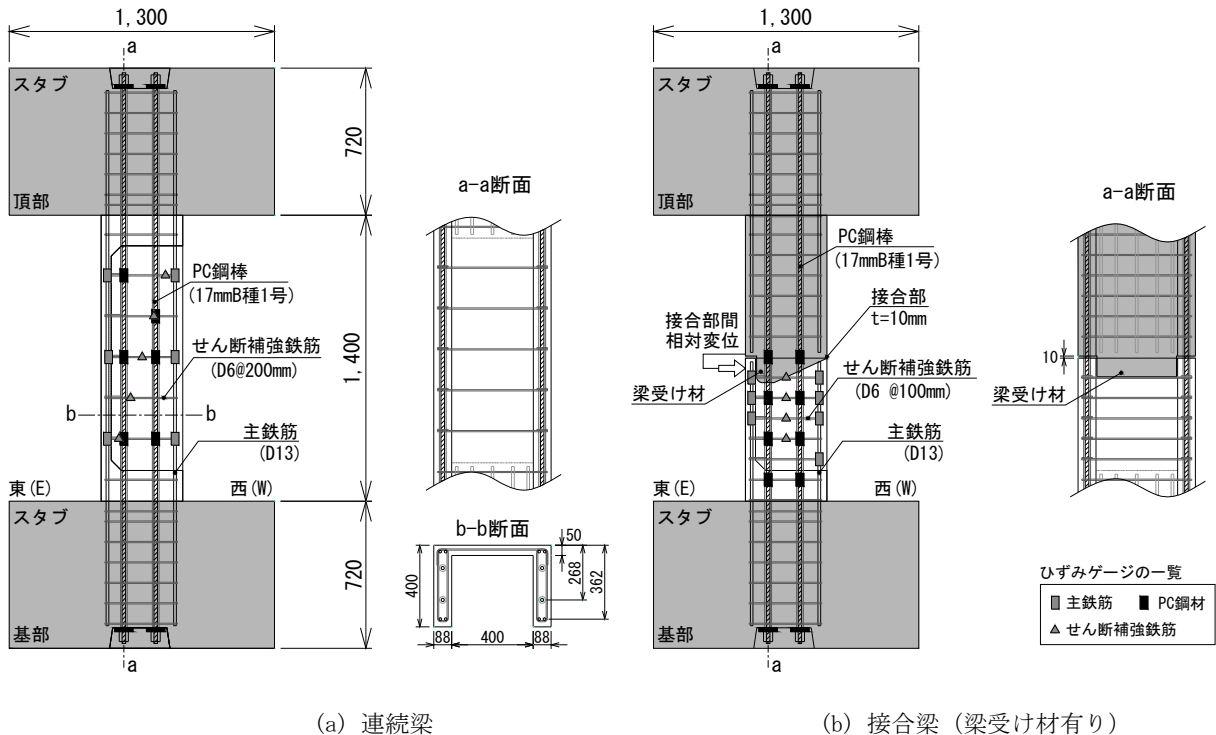


図-4.1 建研式加力²³⁾の概要



(a) 連続梁

(b) 接合梁（梁受け材有り）

図-4.2 せん断実験の試験体概要図

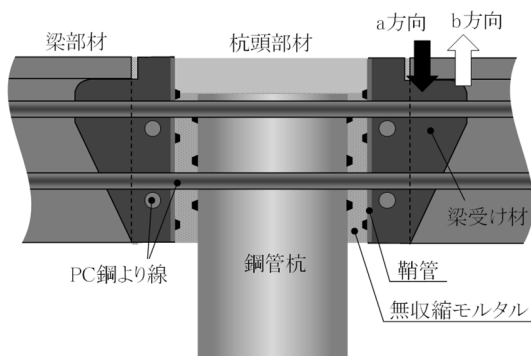


図-4.3 PC 圧着構造に作用するせん断方向

(2) 荷重方法

試験体のスタブ下端を反力床に固定し、スタブ上端をパンタグラフで回転拘束した門形治具により固定した。荷重は反力フレームに取り付けた 1000kN の油圧ジャッキにより接合部にせん断力を作用させた。連続梁は式(2.1)から算出される斜め引張破壊によるせん断耐力 $V_{ud}=207\text{kN}$ 、接合梁は式(2.2)から算出されるプレストレスの摩擦力による接合部のせん断耐力 $V_{upd}=160\text{kN}$ の設計値に対して、それぞれ 50%および 100%で荷重・除荷を 3 回ずつ繰り返した後、荷重低下が見られるまで概ね 0.02mm/s の速度で一方向に荷重した。実験状況を写真-4.1 に示す。

(3) 使用材料および測定項目

実験で使用した鋼材の機械的性質を表-4.2、加力前日におけるコンクリートおよびモルタルの材料試験値を表-4.3 に示す。測定項目は、荷重点における水平荷重-水平変位関係、鉄筋および PC 鋼棒の軸ひずみ、接合部間の相対変位、ひび割れ性状である。

4.2 実験結果および考察

(1) 荷重-変位関係

表-4.4に設計耐力と実験結果の比較を示す。ここで、表中の設計値はコンクリート圧縮強度 $f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$ 、有効プレストレス $P_{ek}=140\text{kN}$ として求め、計算値は表-4.2および表-4.3の材料試験値を用い、有効プレストレスをそれぞれ $P_e=158\text{kN}$ (連続梁)、 $P_e=167\text{kN}$ (接合梁) として求めている。なお、斜めひび割れ破壊に対するせん断耐力は、連続梁と接合梁でせん断補強鉄筋量が違うため異なる値となる。

いずれのケースも荷重初期にスタブ基部における引張縁に曲げひび割れが発生した後、試験体中央付近から斜めひび割れが発生した。その後、せん断補強鉄筋が降伏し、

表-4.1 実験ケースの一覧

	連続梁	接合梁	
		梁受け材有り	梁受け材無し
概要図			
PC鋼棒	17mm B種1号		
主鉄筋	SD345_D13		
せん断補強鉄筋	SD345_D6@200	SD345_D6@100	

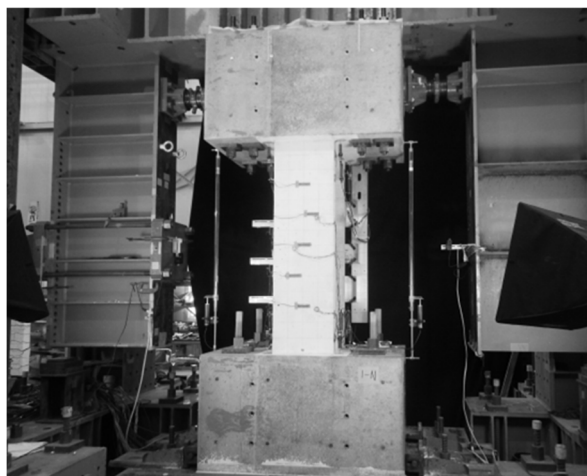


写真-4.1 実験状況

表-4.2 鋼材の機械的性質

鋼材	降伏点 f_y (N/mm ²)	引張強度 f_t (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)	仕様
PC鋼棒	991	1,123	203	17mmB種1号
主鉄筋	373	528	186	SD345_D13
せん断補強鉄筋	447	594	187	SD345_D6

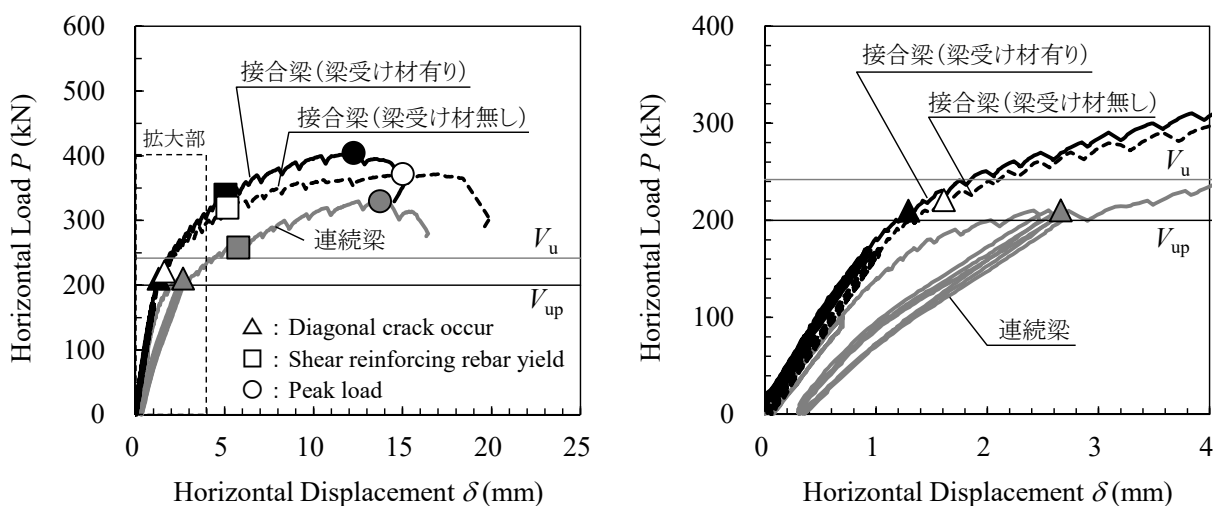
表-4.3 コンクリートおよびモルタル等の材料試験値

コンクリートおよびモルタル等		圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	割裂引張強度 σ_t (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)
連続梁	コンクリート	72.5	5.1	37.3
	PCグラウト	109	4.2	21.3
接合梁 梁受け材有り	コンクリート	74.1	4.7	37.9
	無収縮モルタル	83.7	3.6	29.1
	PCグラウト	116	3.4	21.2
接合梁 梁受け材無し	コンクリート	71.5	4.3	37.4
	無収縮モルタル	80.4	5.0	27.9
	PCグラウト	102	3.0	19.2

表-4.4 設計耐力と実験結果の比較

	連続梁		接合梁			
	設計値	計算値	梁受け材有り		梁受け材無し	
			設計値	計算値	設計値	計算値
① 斜め引張破壊に対するせん断耐力 V_u (kN)	$V_{ud}=207$	$V_u=242$	$V_{ud}=280$	$V_u=342$	$V_{ud}=280$	$V_u=343$
② 接合部の摩擦力によるせん断耐力 V_p (kN)	—	—	$V_{upd}=160$	$V_{up}=198$	$V_{upd}=160$	$V_{up}=200$
③ 実験値 V_{max} (kN)	330		404		372	
実験値 / 計算値	V_{max}/V_u		1.4		1.1	
	V_{max}/V_{up}		—		2.0	
破壊形態	斜め引張破壊		斜め引張破壊			

※設計値：材料公称値を用いて算出，計算値：材料試験値を用いて算出



(a) 全体挙動

(b) 拡大部

図-4.4 荷重-変位関係（縦軸：水平荷重，横軸：水平変位，横線：計算値）

斜めひび割れが試験体の右斜め上方向に進展して荷重低下に至った。連続梁および接合梁ともに破壊形態は斜め引張破壊となり、接合梁においても、最大荷重時に東西方向の接合面に沿ったひび割れの貫通は確認されなかった。

各ケースの荷重-変位関係について、全体挙動および繰り返し荷重の拡大部を図-4.4に示す。図-4.4には斜めひび割れ発生時を△、せん断補強鉄筋降伏時を□、最大荷重時を○として示し、表-4.4のせん断耐力（計算値、 $V_u=242\text{kN}$ 、 $V_{up}=200\text{kN}$ ）を水平線で示した。

連続梁は、斜め引張破壊に対するせん断耐力 V_{ud} の 50% 繰り返し荷重に対して概ね弾的に挙動したが、その後斜めひび割れが発生し、 V_{ud} の 100% の繰り返し荷重によって初期剛性が低下する傾向が確認された。その後、せん断補強鉄筋が降伏し、荷重 330kN （計算値 V_u の 1.4 倍）

で斜め引張破壊によって荷重低下した。一方、接合梁は、接合部の摩擦力によるせん断耐力 V_{upd} の 100% の繰り返し荷重に対して弾的に挙動し、梁受け材有りは荷重 404kN （計算値 V_{up} の 2.0 倍）、梁受け材無しは荷重 372kN （計算値 V_{up} の 1.9 倍）で斜め引張破壊によって荷重低下した。本実験において接合梁は、接合部にプレストレスの摩擦力による十分なせん断抵抗力が発揮されたことで、梁部材の斜め引張破壊に至ったものと考えられる。また、実験値は、梁受け材有りの方が梁受け材無しよりも 1 割程度大きく、梁受け材による抵抗力が累加されて接合部のせん断抵抗力が向上したものと考えられる。ただし、接合部のせん断力は地震時において、その作用方向を限定できないため、設計時は梁受け材無しとして評価すべきである。

図-4.5 に荷重と接合梁の接合部間における相対的な水平変位（接合ずれ δ_r ）の関係を示す。図中より、梁受け材無しは 250kN 付近から接合ずれが緩やかに増え始め、300kN 付近から顕著に増大していることが分かる。一方、梁受け材有りは接合ずれが全く生じておらず、梁受け材が梁部材内側に接触し、抵抗しているものと推察される。なお、接合部の摩擦力によるせん断耐力 V_{up} 以下の荷重範囲においては、梁受け材の有無にかかわらず接合ずれが発生していないため、接合部は一体となって挙動していたものと判断される。

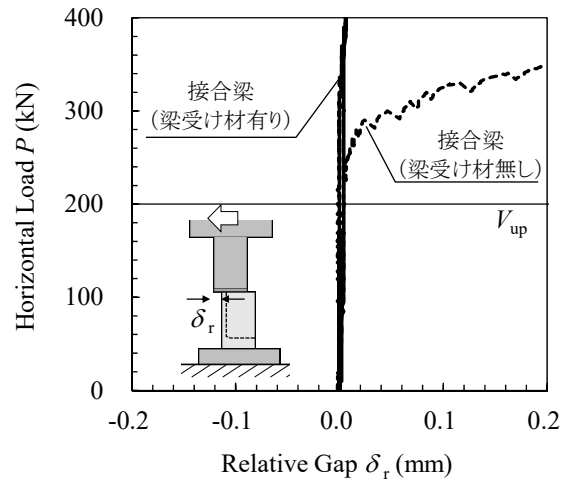
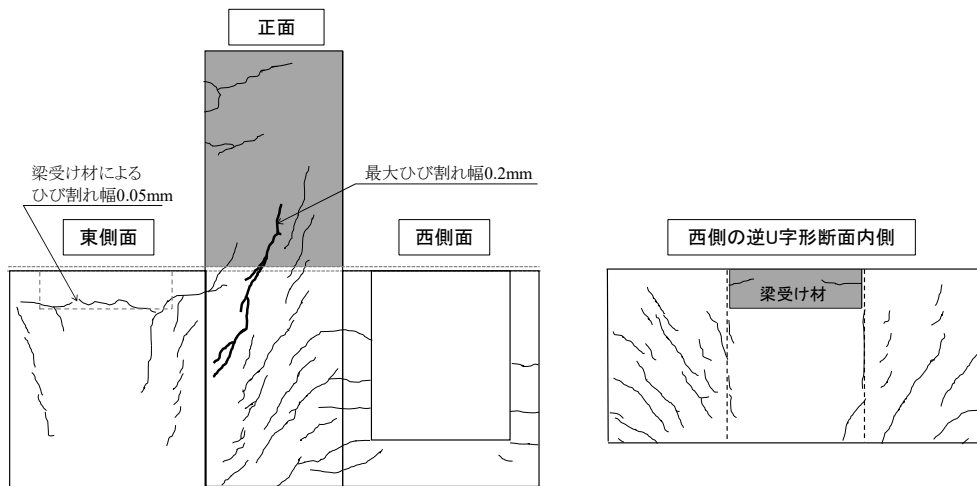


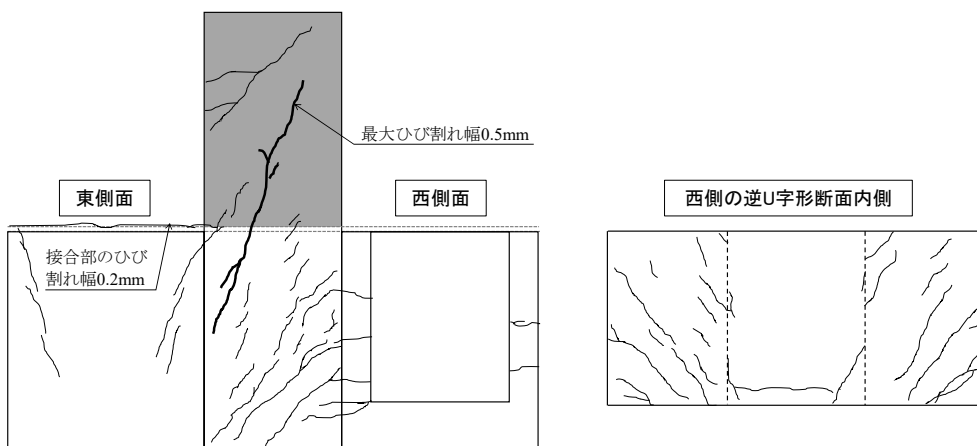
図-4.5 荷重と接合ずれの関係

(2) ひび割れ性状

接合梁について、水平変位 $\delta=6\text{mm}$ （せん断補強鉄筋降伏直後）のひび割れ性状を図-4.6 に示す。図示するひび割れ性状は、正面、東西側面および逆 U 字形断面内側の展開図である。接合部のひび割れ幅と比較して、試験体中央に発生する斜めひび割れ幅が梁受け材有り 0.2mm、



(a) 接合梁（梁受け材有り）



(b) 接合梁（梁受け材無し）

図-4.6 せん断補強鉄筋降伏直後のひび割れ展開図（水平変位 $\delta=6\text{mm}$ ）

梁受け材無し 0.5mm と大きく、実験における接合梁の損傷は主として斜め引張破壊によるものである。梁受け材有りでは、東側面に梁受け材の支圧の影響と推察されるひび割れが水平方向に見受けられるが、ひび割れ幅は 0.05mm であり、最大荷重時においても大きく進展していないことからせん断耐力の決定要因ではないと考えられる。各ケースの最大荷重時における正面のひび割れ性状を写真-4.2 に示す。接合梁は最大荷重時において、東西方向の接合面に沿ったひび割れの貫通は認められない。

4.3 まとめ

本実験では、PC 圧着構造の接合部にせん断力を作用させた載荷実験を行い、部材接合部のせん断耐力を評価した。以下に主な知見を示す。

- ・ プレストレスによる摩擦力により、接合部に十分なせん断耐力が発揮されるため、接合梁の破壊形態は斜め引張破壊となった。
- ・ 接合部の摩擦力によるせん断耐力 V_{up} 以下では、接合ずれが発生しておらず、最大荷重時においても接合面に沿ったひび割れの貫通は認められないため、一

体となって挙動していると判断された。

- ・ 接合部のせん断耐力は、せん断抵抗係数 $\mu=0.3$ とした摩擦力により安全側の評価が可能であることを確認した。
- ・ 地震時には、接合部のせん断力は正負に作用するため、梁受け材が無い摩擦力のみのせん断耐力 V_{up} により、接合部のせん断耐力を評価すべきと考えられる。

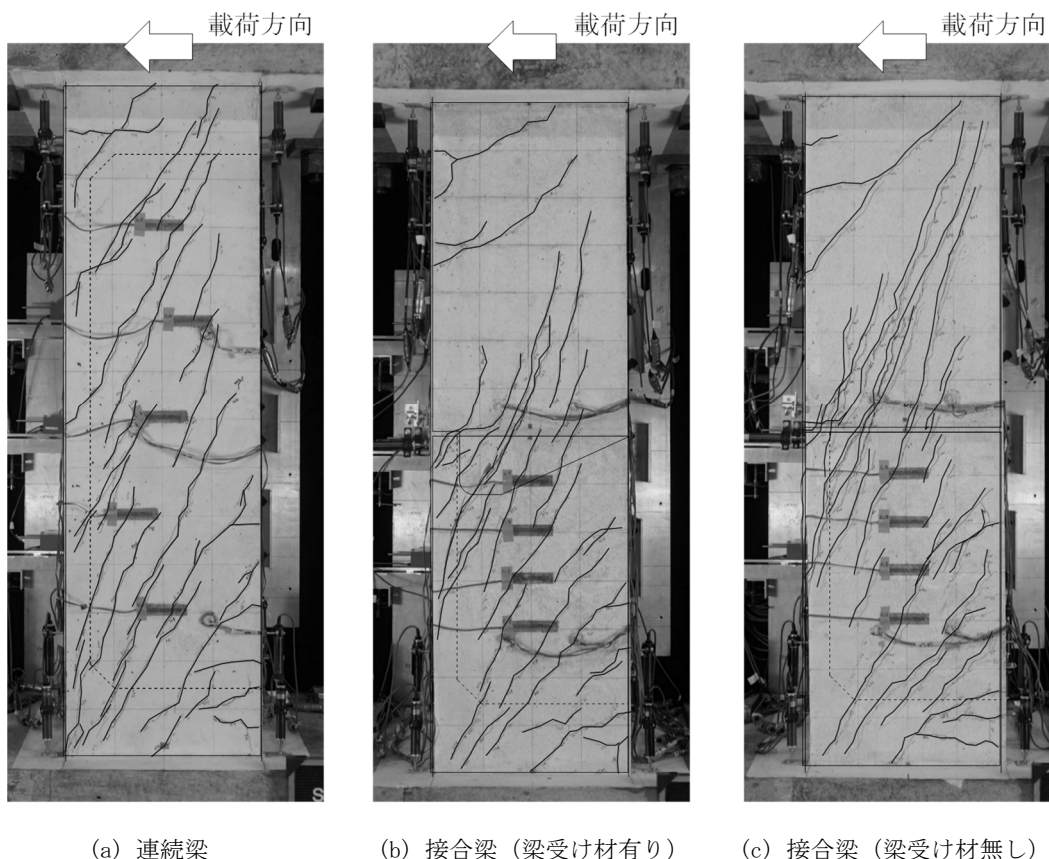


写真-4.2 最大荷重時のひび割れ性状

5. 部材組立時の施工性に関する実物大実験

本工法の施工性の観点から、2つの技術的課題が挙げられる。1つ目は、シースを接続するため梁部材に設ける切欠き部の形状の設定である。杭頭部材と梁部材間にジョイントシースを接続した後、切欠き部には無収縮モルタルが充填される。PC鋼材の腐食防止や荷重伝達性能を担保するため、切欠き部へは確実にモルタルが充填されることが必須となる。そのため、梁部材には適切な切欠き形状を設ける必要がある。2つ目は、設置された杭頭部材間において施工誤差により生じた相対的なずれが、後続の施工工程に与える影響である。具体的には、(a)梁部材の架設、(b)ジョイントシーすおよびPC鋼材の挿入、(c)部材目地部への無収縮モルタル充填、という3工程に悪影響を及ぼすことが懸念される。

そこで本章では、上記2つの課題に対し実物大のモデル試験体を用いた実験的な検討について述べる。

5.1 梁部材の切欠き形状に関する実験

(1) 実験概要

モルタルの充填性が確保できる適切な切欠き形状を調べるため、無収縮モルタルの充填性に関する確認実験を行った。試験体の概要図を図-5.1に、試験体諸元を図-5.2に示す。実物大の杭頭部材と梁部材の接合部を部分的に切り出した試験体を製作し、上面形状を変化させた3パターンの切欠きを設けた。パターン①は上面テーパ無し、パターン②は上面テーパ有り、パターン③は上面テーパ有りに加えエア抜き孔を設けた。杭頭部材と梁部材間の目地幅を30mmとして組み立て、目地部上方から無収縮モルタルを充填し、切欠き部へモルタル充

填状況や空隙の有無について確認した。

(2) 実験結果

充填性の検討結果を写真-5.1に示す。パターン①は、上面隅角部において未充填の空隙が視認され、充填中および硬化後の充填不足が確認された。パターン②は、未充填の空隙は確認されず、充填中および硬化後において確実な充填がなされており、良好な結果であった。パターン③は充填中においてはパターン②と同様、切欠き部への充填が確認された。しかし、充填したモルタルはエア抜き孔を通じて排出されなかった。これは、モルタルは自然流下による充填であり水頭差程度の圧力しか生じないことから、モルタルがエア抜き孔に流入するほどの水頭圧が得られなかったためだと考えられる。また硬化

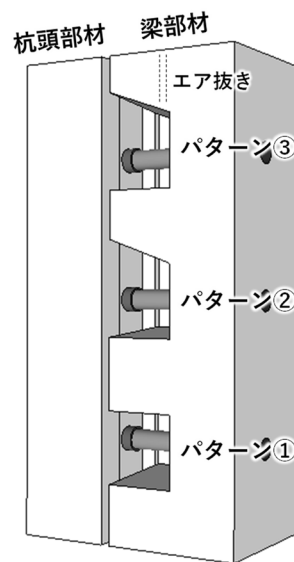


図-5.1 試験体概要図

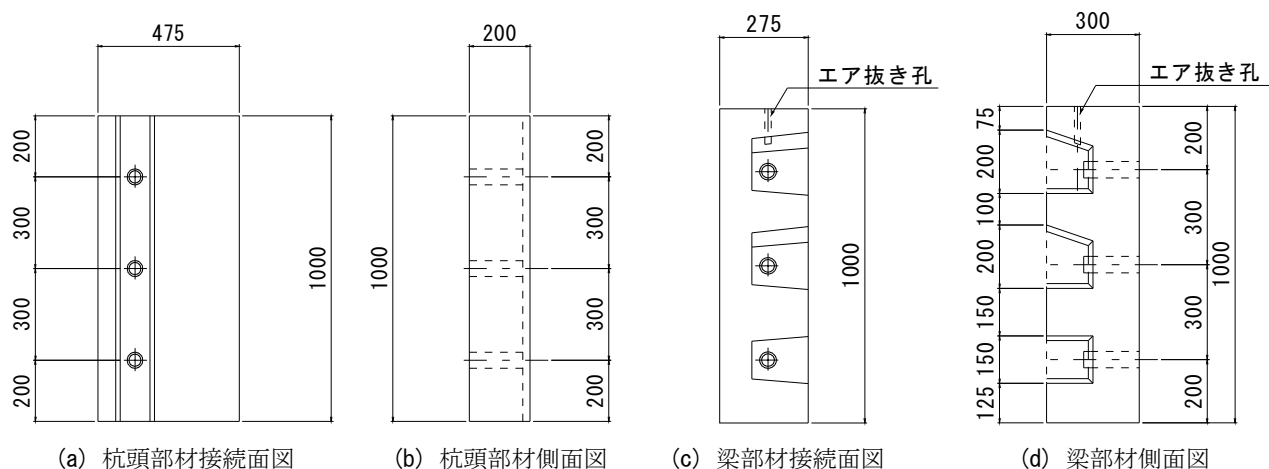


図-5.2 試験体諸元 (単位: mm)

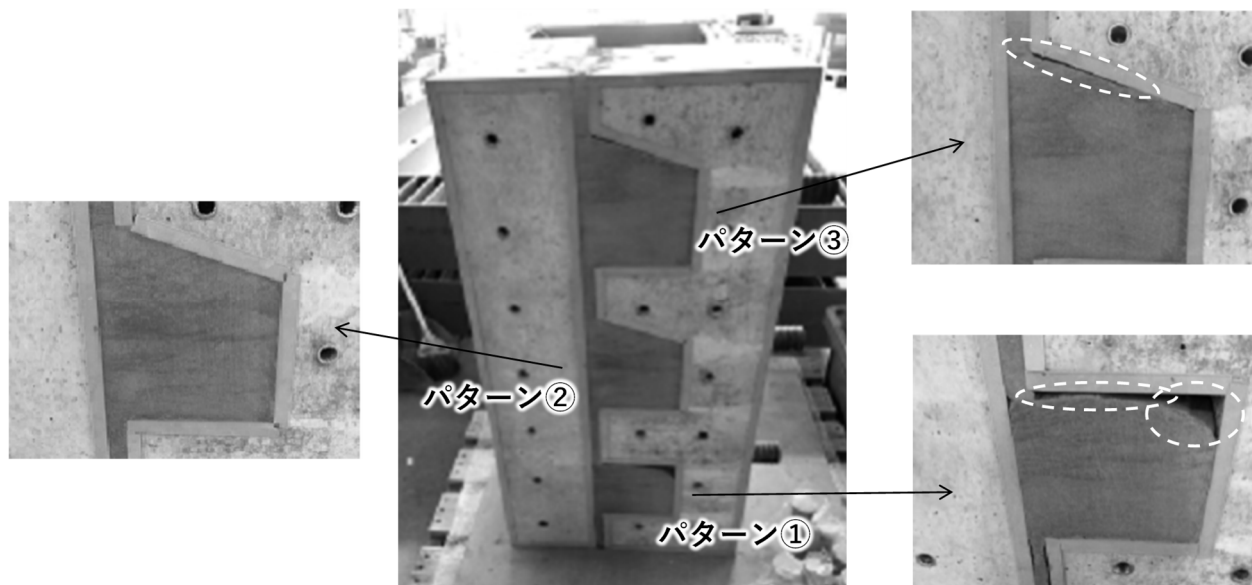


写真-5.1 梁部材切欠き部におけるモルタル充填状況

後における充填状況を観察すると、上面テーパ部の一部に空隙が生じていることが視認された。これは、無収縮モルタルが時間経過とともに充填されていないエア抜き孔に移動したことによると考えられる。

以上の結果より、梁部材に設ける切欠き部はパターン②のように、上面にテーパを設けた形状とすることで、確実なモルタルの充填が図れることが確認された。

5.2 杭頭部材の施工誤差が後続工程に与える影響に関する実物大実験

(1) 実験概要

実験は、図-5.3に示す実物大規模の杭頭部材および梁部材を用いて実施した。部材に予め埋め込んだシース (PEシース) の直径は $\phi 95$ 、梁部材と杭部材の接合部のジョイントシースの直径は $\phi 80$ である。両シースとも材質は、塩化物イオンや水、空気等の遮蔽性能が高いポリエチレン製である。梁部材の切欠き部は、前節の実験結果を反映し、上面にテーパを設けた形状とした。

実験は、杭頭部材間に相対的なずれ (以下、相対誤差) が生じた場合を想定した。実験概要図を図-5.4に示す。

設定した相対誤差は、出来形基準が示された港湾工事共通仕様書²⁵⁾に基づいた。栈橋上部工の出来形基準は、法線に対する出入として $\pm 30\text{mm}$ 、鉛直方向 $\pm 20\text{mm}$ と規定されている。そこで、杭頭部材間に生じ得る最大の平面ズレ 60mm および鉛直段差 40mm を設けた (図-5.4でy方向に 60mm 、z方向に 40mm)。

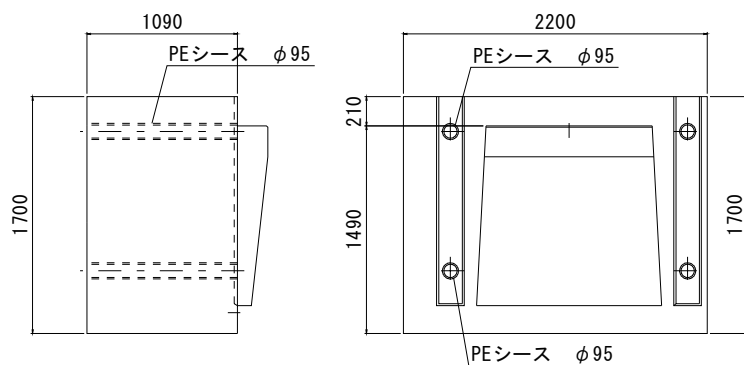
杭頭部材と梁部材間における目地幅の設計値は 30mm

と設定し、杭頭中心間距離を $4,950\text{mm}$ とした。杭頭部材はPC鋼棒を用いて、反力床に固定した。杭頭部材と梁部材間の目地部には、無収縮モルタル充填前に梁外面および底面に型枠を設置した。また、梁部材内面への型枠工程を省略する目的で、予め杭頭部材の梁受け材側にシール材を設置した。シース内へのPC鋼材挿入確認においては、写真-5.2に示すプランジャーと呼ばれる直径約 60mm の模擬PC鋼材 (断面積約 $2,827\text{mm}^2$)を用いた。

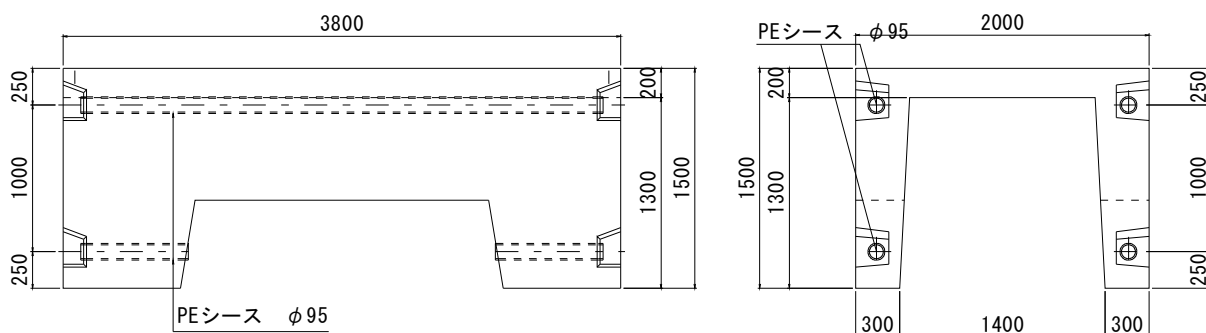
実験は図-5.5に示す実験フローに沿って実施した。梁部材架設では、架設時における梁部材と杭頭部材の接触や干渉の有無を確認した。ジョイントシース接続では、容易にジョイントシースが接続できるか否かを確認した。プランジャー挿入では、シースの連続性およびPC鋼材の挿入可否を確認した。無収縮モルタルの充填では、梁外面および底面型枠、梁内面シール材からの漏出について確認した。

(2) 実験結果

実験状況を写真-5.3に示す。杭頭部材に最大の相対誤差を与えた状況下において梁部材を架設した結果、梁部材は杭頭部材との接触や干渉が生じることなく架設できることが確認された (写真-5.3(b))。杭頭部材と梁部材間の目地幅は設計値 30mm に対し、架設完了時に最も狭い部分で 12mm 、最も広い部分で 51mm となり、無収縮モルタル充填のための隙間を確保できたことが確認された。これらのことより、杭頭部材と梁部材間における目地幅 30mm を確保すれば、杭頭部材間に最大の相対誤差が生じても梁部材を架設できることが分かった。ジョイント

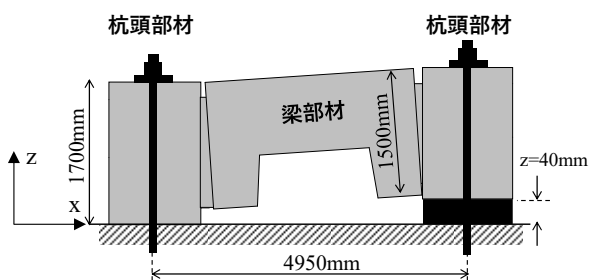


(a) 杭頭部材の側面図および正面図

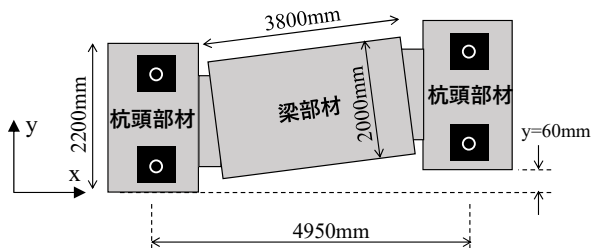


(b) 梁部材の側面図および正面図

図-5.3 試験体諸元 (単位: mm)



(a) 側面図



(b) 平面図

図-5.4 試験体概要図

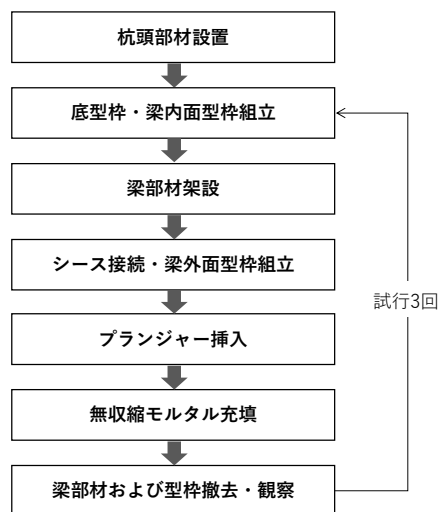


図-5.5 実験フロー



写真-5.2 プランジャー

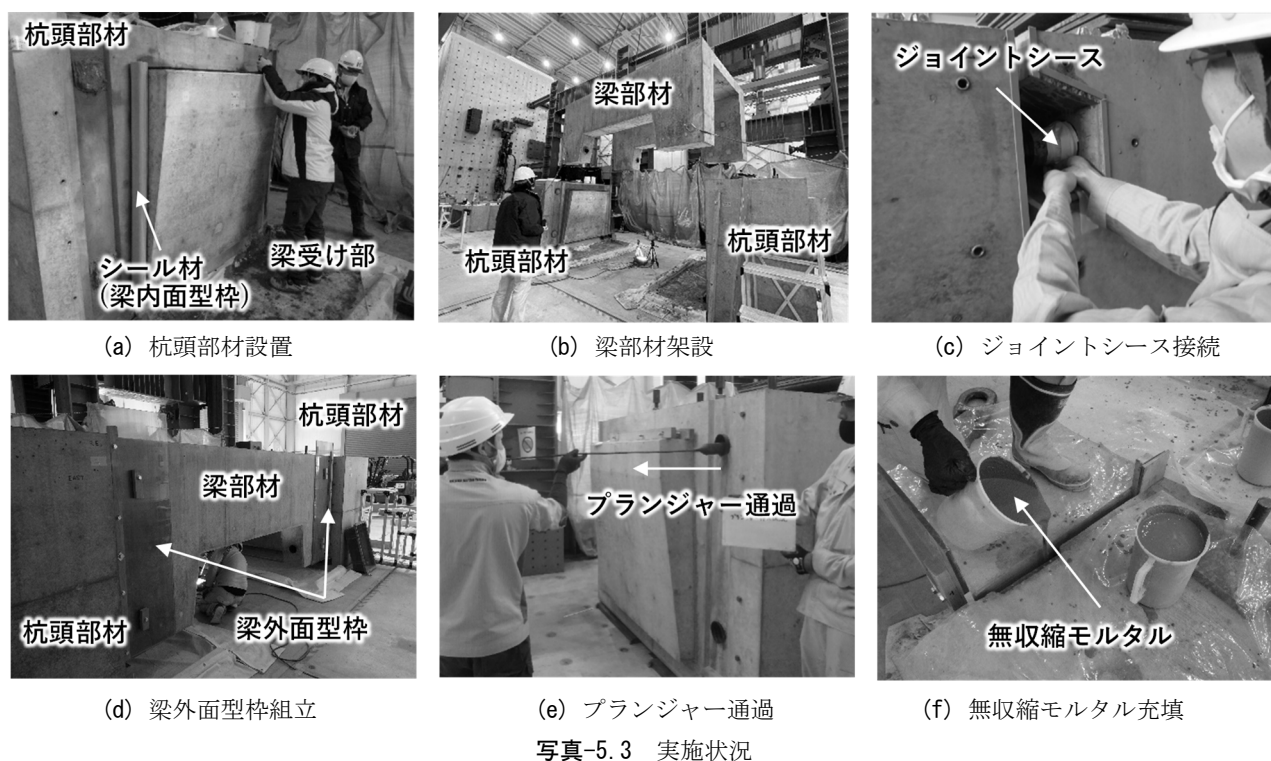
シースの接続については、接続部から無収縮モルタルの流入は認められず、シース内部の閉塞は生じなかった(写真-5.3(c)). 続いてシース内に挿入したプランジャーの通過を確認した(写真-5.3(e)). プランジャーは、本工法で使用することが想定されるPC鋼材(PC鋼より線12S15.2B, 総断面積1,664 mm²)の約1.7倍大きい断面積であるにもかかわらず、最大の相対誤差が生じた状況下であっても問題なく通過することが確認された。これらのことより、ジョイントシース接続の連続性に問題がないことおよびPC鋼材の挿入が可能なが確認された。部材目地部への無収縮モルタル充填工程においては、繰返し試行した3回いずれにおいても、梁外面および底面の型枠からモルタルの漏出は認められなかった。また、梁内面型枠の代替として杭頭部材の梁受け部に設置したシール材は梁部材の架設中に剥がれることなく、架設の障害となることもなかった。モルタル充填完了後も不具合なく代替型枠として機能し、部材との接触面からモルタルの漏出は確認されなかった(写真-5.3(f)). 実験終了後に梁部材を撤去したところ、部材目地部にはモルタル充填の痕跡が残り、未充填の箇所は見受けられなかった。

る実験を行った。以下に主な知見を示す。

- 確実なモルタル充填を図るため梁部材に設ける切欠き部は、その上面にテーパーを設けた形状が良好であることを確認した。
- 杭頭部材間において許容される最大の施工誤差が生じて、梁部材の架設工程、ジョイントシースの接続およびPC鋼材の挿入工程、部材間目地部への無収縮モルタル充填工程に対して影響を及ぼさず、確実に施工できることを確認した。

5.3 まとめ

本実験では、実物大の試験体を用いた梁部材の切欠き形状に関するモルタル充填性確認実験を行った。また、杭頭部材の施工誤差が後続の施工工程に与える影響に関する



6. 省人化およびCO₂排出量の推計

本章では、典型的な栈橋モデルおよび施工条件を設定し、コスト比較および省人化の評価を行った。続いて、産業連関表からインベントリーデータを設定し、栈橋PCa工法の建設時におけるCO₂排出量の比較を行った。

6.1 条件設定

(1) 栈橋モデルおよび検討ケース

栈橋モデルを図-6.1に示す。幅33m×長さ25mの直杭式栈橋であり、鋼管杭(φ1400×t14, SKK490)は1ブロック当たり5×6本(5ブロックで計150本)である。

検討ケースを表-6.1に示す。ここでは、従来工法のRC-現場打ちとPCa工法(RC-サイトPCa, PC-工場PCa)の3ケースについて比較を行った。RC-サイトPCaは、PCa部材を60~80t程度、部材間の現場打ち部を2.0mと仮定した。PC-工場PCaは、工場製作した杭頭部材および梁部材をトレーラーで陸上輸送し、現地ヤードで海陸方向の梁を大組立した後、起重機船で鋼管杭に架設する「プレ

連結架設タイプ」とした。なお、本ケースでは上部工がPC構造となるため梁部材の軽量化(約20%減)が可能であり、地震時慣性力が低減することを踏まえ、下部工の性能照査を再度実施した。その結果、下部工の鋼管杭は厚さが増すもの(φ1400×t14 → φ1400×t16), 4×5本(5

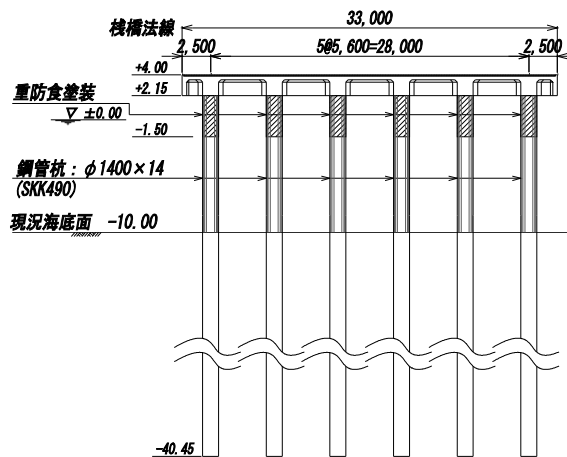


図-6.1 栈橋モデル

表-6.1 検討ケース

	従来工法	PCa栈橋工法	
	RC-現場打ち	RC-サイトPCa	PC-工場PCa
杭頭接合			
施工イメージ			
平面図			
	コンクリート配合: 30-12-25BB	PCa部材 80t PCa部材 60t 現場打ち部	杭頭部材 梁部材 PC鋼材: 12S12.7B 各4段配置 コンクリート配合: 50-12-20H

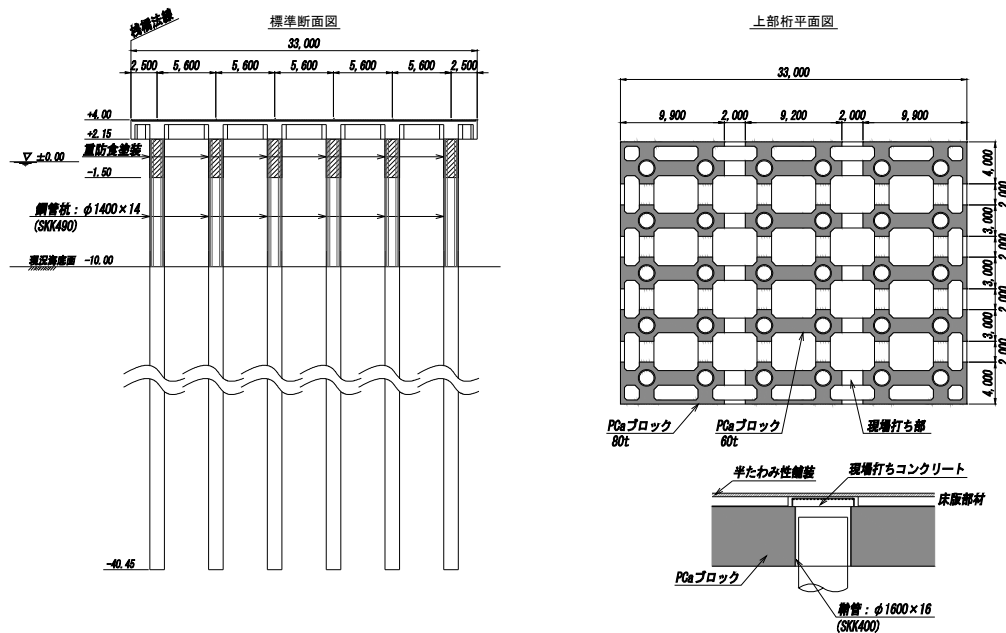
ブロックで計 100 本) で RC-現場打ちおよび RC-サイト PCa 工法による栈橋と同等の耐荷性能となった. RC-サイト PCa および PC-工場 PCa の栈橋モデルを図-6.2 に示す.

(2) 施工条件

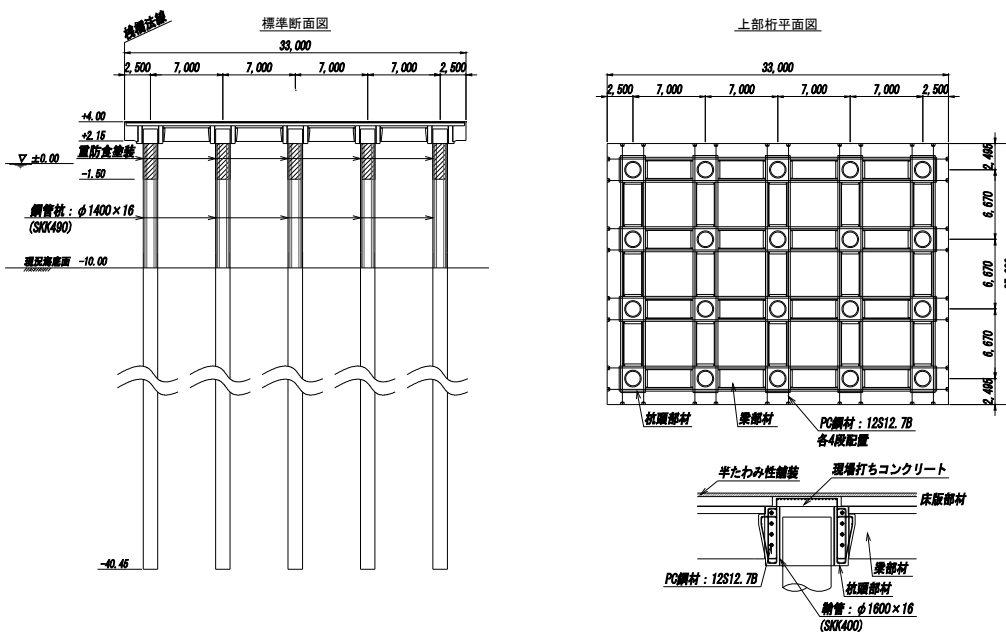
本検討で設定した施工条件を表-6.2 に示す. 港湾ランク 1 ($\alpha=1.65$), 非航杭打ち船 (H-150, えい航 12 漕), 非航起重機船 (400t 吊, 回航 332 漕), 陸上ヤードは施工場所から 5km 範囲内で海上輸送できるものとし, PCa 工場

表-6.2 施工条件

	RC-現場打ち	RC-サイト PCa	PC-工場 PCa
施工場所	東京港(港湾ランク 1) $\alpha=1.65$		
杭打ち船	H-150, えい航距離=12 漕		
起重機船	-	非航旋回 400t 吊り, 回航距離=332 漕	
陸上ヤード	-	海上輸送距離=5km	
PCa 工場	-	-	陸上輸送距離=300km



(a) RC-サイト PCa



(b) PC-工場 PCa

図-6.2 PCa 工法の栈橋モデル

からの陸上輸送距離は300kmと仮定した。梁および床版の設計基準強度は、RC-現場打ちおよびRC-サイトPCaは30N/mm²、PC-工場PCaは50N/mm²と仮定した(表-6.1参照)。

6.2 省人化の評価

(1) コスト比較

積算には、「港湾土木請負工事積算基準 平成28年度改訂版」²⁶⁾ および「積算資料 土木施工単価’21-10」²⁷⁾を用いた。主な適用工種を表-6.3に示す。

5ブロック当たりのコスト比較を表-6.4に示す。ここで、仮設工はPCa部材製作におけるヤード整備であり、付属工および舗装工はその他として計上している。また、間接費は杭打ち船のえい航費、起重機船の回航費、クローラー組立解体輸送費およびヤード借地料を計上した積上分である。RC-サイトPCaは、陸上ヤードでPCa部材を製作するため広いヤード整備が必要となり、その費用が仮設工に計上されている。なお、PC-工場PCaにおい

て、PCa工場からの陸上運搬および現地での大組立費用は上部工に含まれている。

直工費(直接工事費)を見ると、PCa工法(RC-サイトPCa、PC-工場PCa)がRC-現場打ちよりも安く、間接費(間接工事費)を含めた工事費全体では、RC-サイトPCaがヤード借地料および起重機船の回航費によって、若干高い結果となっている。一方、PC-工場PCaは他ケースよりも杭本数が少ないため下部工が安く、上部工を含めた工事費全体として最も安価となっている。なお、RC-サイトPCaの下部工がRC-現場打ちよりも若干高くなる要因は、PCa部材架設に伴う受鋼材や杭頭処理費によるものである。

RC-現場打ちに対するコスト比較を工種毎に分けて図-6.3に示す。PC-工場PCaは、上部工のコスト増よりも下部工のコスト減の効果が大きく、工事費全体としてRC-現場打ちの6%減での施工が可能である。図-6.4はRC-現場打ちの上部工に対するコスト比較として、陸上/海上/工場作業の内訳を示したものである。PC-工場

表-6.3 主な工種

	RC-現場打ち	RC-サイトPCa	PC-工場PCa
仮設工	—	ヤード整備	ヤード整備
下部工	鋼管杭打設	鋼管杭打設	鋼管杭打設
	杭頭処理	杭頭処理	杭頭処理
上部工	足場	サイト製作	工場製作
	支保	部材横持ち	陸上運搬
	鉄筋	海上運搬架設	大組立
	型枠	無収縮モルタル充填	部材横持ち
	コンクリート打設	接続用コンクリート打設	海上運搬架設
			無収縮モルタル充填
			PC緊張
その他	係船柱、防舷材、車止め、電気防食、舗装		

表-6.4 コスト比較 (5ブロック当たり)

	RC-現場打ち	RC-サイトPCa	PC-工場PCa
仮設工	0	37,751,681	955,831
下部工	788,895,900	817,369,320	547,022,880
上部工	620,646,617	526,235,364	743,935,852
その他	115,836,773	115,836,773	115,836,773
直工費	1,525,379,290	1,497,193,138	1,407,751,336
間接費	1,451,913	50,304,916	29,222,894
工事費	1,526,831,203	1,547,498,054	1,436,974,230

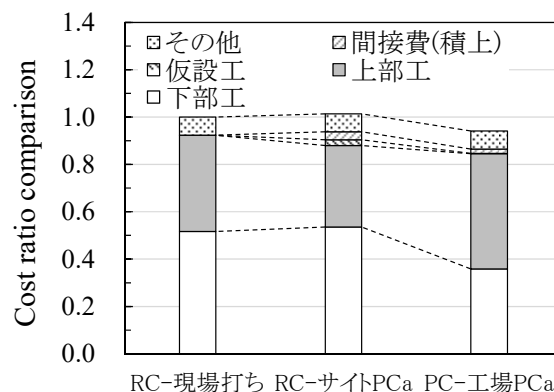


図-6.3 RC-現場打ちに対するコスト比較

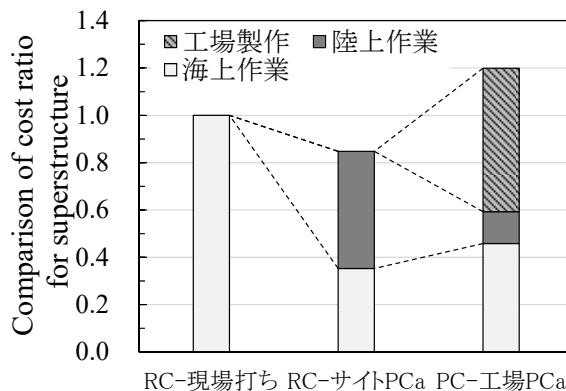


図-6.4 RC-現場打ち上部工に対するコスト比較

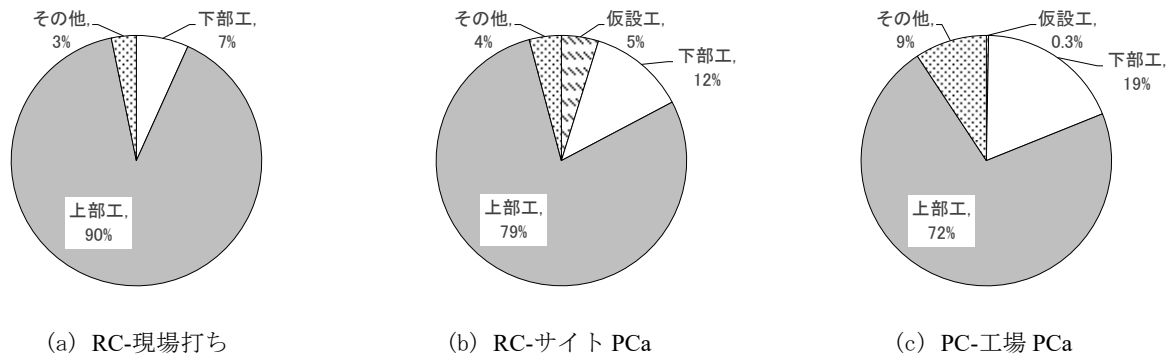


図-6.5 現地労働者数の割合

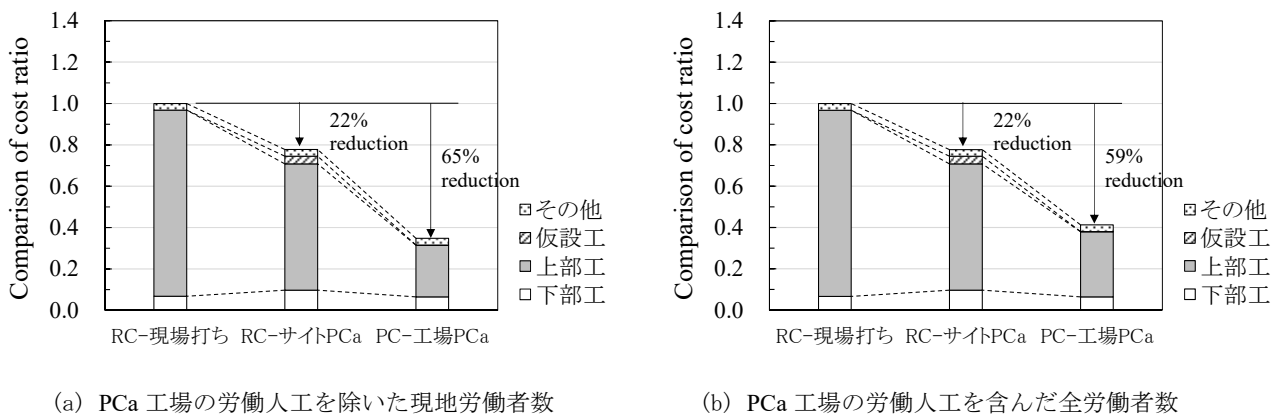


図-6.6 労働者数の割合（縦軸：RC-現場打ちを1.0とした場合のコスト比較）

PCaの上部工は、RC-現場打ちの1.2倍のコストをかけて、不安定な海上作業の占める割合を削減している。

(2) 省人化の評価

工種別の現地労働者数の割合を図-6.5に示す。ここで、現地労働者数とは現地（PCa工場を除く）での労働人工を積算結果から集計したものである。なお、市場単価で見積もった工種については、単位あたりの施工単価（労務費のみ）を該当工種の労務費で除したものに施工数量を乗じて算定した。例えば、鉄筋工の施工数量が100t、単位あたりの施工単価65,000円、鉄筋工の労務費が27,600円の場合、 $65,000 \text{円} / \text{t} \div 27,600 \text{円} / \text{人工} = 2.4 \text{人工} / \text{t}$ 、 $2.4 \text{人工} / \text{t} \times 100 \text{t} = 240 \text{人工}$ となる。また、RC-現場打ちに対する比率として、労働者数の比較を図-6.6に示す。ここでは、PCa工場での労働人工を省いた現地労働者数と、PCa工場での労働人工を考慮した全労働者数のそれぞれを示している。RC-現場打ちは現地労働者数の9割が上部工に従事しており、PCa工法によってその割合は7~8割程度に削減されている。現地労働者数はRC-現場打ちを1.0とすると、RC-サイトPCaは0.79、PC-工場PCaは0.35であり、PCa工場での労働人工を考慮した全労働者数で比較しても、PC-工場PCaは0.41と少ない労働者

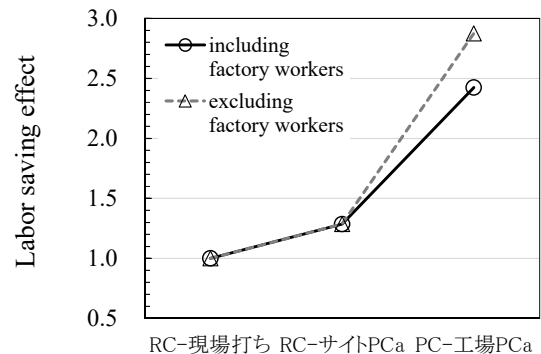


図-6.7 省人化の効果

数になっている。

次に、生産物量単位（栈橋5ブロック）あたりの労働者数（=労働者数の逆数）を省人化効果として定義し、RC-現場打ちに対する比率として図-6.7に示す。栈橋としての価値を提供する生産物量は同じであるので、労働者数が少ないほど、省人化の効果が高いことを表す。図中より、本工法のPC-工場PCaは、RC-現場打ちに比べて2.4~2.9倍、RC-サイトPCaと比較しても1.9~2.2倍の省人化効果が期待できる。

6.3 CO₂排出量の推計

世界的に脱炭素化に向けた動きが活発化する中、我が国の港湾分野においても建設時における低炭素化の重要性が高まっている。低炭素化を効率的に進めるためには、施工者自らの直接排出だけではなく、事業全体のサプライチェーン排出量を把握し、特に排出割合が多いとされる材料に起因する上流側の間接排出を考慮することが重要である。

サプライチェーン排出量とは、原材料の調達から製造、物流、供用、解体などの一連の流れから発生する温室効果ガス排出量を指しており、優先的に削減すべき対象を特定しやすくなるとともに、他事業者との連携により環境負荷低減施策の選択肢が増える等の効果が期待される。

図-6.8にサプライチェーン排出量の概念²⁸⁾を示す。上流から自社、そして下流までのフェーズにおいて、Scope1：事業者自らによる温室効果ガスの直接排出（燃料の燃焼、工業プロセス）、Scope2：他社から供給された電気、熱・蒸気の使用に伴う間接排出、Scope3：Scope1およびScope2以外の間接排出（事業者の活動に関連する他社の排出）の

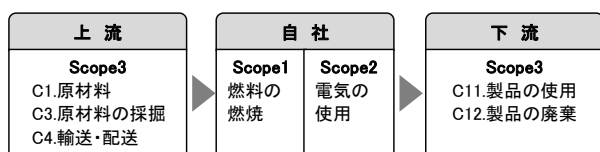


図-6.8 サプライチェーン排出量の概念²⁸⁾

合計を求めることになる。なお、Scope3は表-6.5に示す15のカテゴリに分類されている²⁸⁾。事業者は、地球温暖化対策の推進に関する法律に基づく温室効果ガス算定・報告・公表制度において、主にScope1およびScope2に対する排出責任を持つが²⁹⁾、Scope3は企業の環境経営指標や格付け機関等による調査項目に取り入れられる等幅広く使用されており、Scope3を含むサプライチェーン排出量を算定することが重要となっている。

本検討では、前節で示した3ケース（RC-現場打ち、RC-サイトPCa、PC-工場PCa）の積算結果を用いて、栈橋工事の建設時におけるCO₂排出量の推計を行う。すなわち、建設機械の直接排出量のみならず、工事で購入した製品・サービスとして、鋼管杭やコンクリート等の資材生産、PCa工場の稼働、燃料採掘など、上流での間接排出も評価する。港湾構造物の建設時におけるCO₂排出量の算定方法については、港湾空港技術研究所資料No.1399にまとめられており³⁰⁾、本検討ではこれを参考にしている。

(1) 検討対象の工種

本検討で対象とする施工フローを図-6.9に示す。各工種の横側から矢印で主要な資材の流れを併記している。矢印の上段には資材生産、下段には資材輸送に伴うCO₂排出量について、考慮している場合は○、考慮していない場合は×で明示した。鋼管杭や鉄筋および鋼材等の資材は、積算数量から生産時のCO₂排出量が把握できるが、それらの輸送経路や手段について仮定が難しいため考慮できていない。生コンについては、現場周辺10kmから供給され

表-6.5 Scope3のカテゴリ²⁸⁾

Scope3 カテゴリ	該当する活動(例)
C1 購入した製品・サービス	原材料の調達、パッケージの外部委託、消耗品の調達
C2 資本財	生産設備の増設(複数年にわたり建設・製造されている場合には、建設・製造が終了した最終年に計上)
C3 Scope1,2に含まれない燃料及びエネルギー活動	調達している燃料の上流工程(採掘、精製等) 調達している電力の上流工程(発電に使用する燃料の採掘、精製等)
C4 輸送、配送(上流)	調達物流、横持物流、出荷物流(自社が荷主)
C5 事業者から出る廃棄物	廃棄物(有価のものは除く)の自社以外での輸送(※1)、処理
C6 出張	従業員の出張
C7 雇用者の通勤	従業員の通勤
C8 リース資産(上流)	自社の賃借しているリース資産の稼働 (算定・報告・公表制度では、Scope1, 2に計上するため、該当なしのケースが大半)
C9 輸送、配送(下流)	出荷輸送(自社が荷主の輸送以降)、倉庫での保管、小売店での販売
C10 販売した製品の加工	事業者による中間製品の加工
C11 販売した製品の使用	使用者による製品の使用
C12 販売した製品の廃棄	使用者による製品の廃棄時の輸送(※2)、処理
C13 リース資産(下流)	自社が賃貸事業者として所有し、他者に賃貸しているリース資産の稼働
C14 フランチャイズ	自社が主宰するフランチャイズの加盟者のScope1, 2に該当する活動
C15 投資	株式投資、債券投資、プロジェクトファイナンスなどの運用

※1 Scope3基準及び基本ガイドラインでは、輸送を任意算定対象としている

※2 Scope3基準及び基本ガイドラインでは、輸送を算定対象外としているが、算定しても構わない

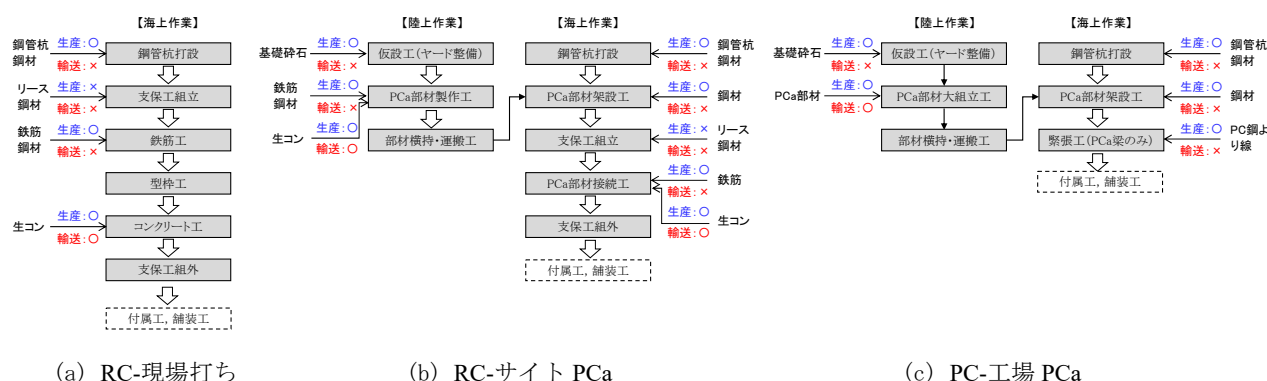


図-6.9 施工フロー

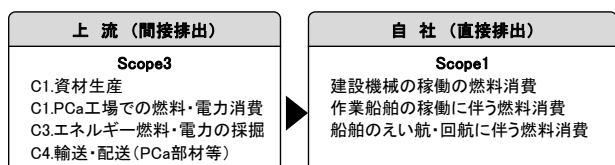


図-6.10 棧橋の建設時におけるサプライチェーン

るものとして、アジテーター車による輸送を考慮している。また、棧橋工事には係船柱や防舷材などの付属工や舗装工があるが、本検討において共通する工種であるため（厳密には鋼管杭の仕様や本数が異なれば、アルミニウム陽極や被覆防食に由来するCO₂排出量が異なる）、CO₂排出量の推計対象から除外している。

次に、棧橋の建設時におけるサプライチェーンを図-6.10に示す。上流には資材生産（PCa工場での燃料・電力消費含む）、燃料・電力の採掘、生コンやPCa部材の輸送・配送に伴う間接排出を対象とし、自社として建設機械（作業船舶を含む）の燃料消費、船舶のえい航・回航に伴う燃料消費を直接排出として対象とした。なお、小型機械（鉄筋加工機、手動アーク溶接等）の使用や、事務所での電力使用など、サプライチェーンにおいて大きな影響を及ぼさないものは除外している。

(2) CO₂排出原単位の作成方法

CO₂排出原単位の作成方法は、各段階における実際の排出量データを積み上げて算定する「積み上げ法」と、国内全体の生産・販売活動の流れに基づき環境負荷量を算定する「産業連関法」によるものがある。

「積み上げ法」は実態に即した排出量の評価が可能であるが、各単位プロセスの環境負荷データを積み上げるためには網羅的なデータ収集が必要であり、推計者によって排出原単位が異なる可能性がある。一方、「産業連関法」は総務省が公開する一定期間（通常は1年）に行わ

表-6.6 CO₂排出原単位の対象品目

種別	品目	
資材	鋼材	鋼管杭, 異形棒鋼, 鋼板, H形鋼, PC鋼より線
	コンクリート	ポルトランドセメント, 混和材, 細骨材, 粗骨材 無収縮モルタル, PCa部材
	その他	基礎砕石
建設機械	作業船舶	非航杭打船(油圧ハンマ式), 非航起重機船 揚錨船, 引船, クレーン付台船, 潜水土船
	陸上機械	クローラー・ラフタークレーン, ポンプ車, バックホウ 発電機, ダンプトラック
	輸送・配送	アジテーター, トレーラー
燃料・電力	軽油, A重油, PCa工場での燃料・電力	

れた財・サービスの産業間取引を行列形式で示した産業連関表を用いる方法であり、国立環境研究所が作成している産業連関表による環境負荷原単位データブック(3EID)^{31), 32)}を用いて排出原単位を算定することができる。3EIDは原単位の推計過程が公開された透明性の高いデータであり、各部門の単位生産活動(百万円相当の生産)に伴い発生する環境負荷量が示されている。産業連関表に付帯の部門別品目別国内生産額表を併用することにより、単位あたりのCO₂排出原単位(t-CO₂/unit)を求めることができる。なお、「産業連関表」は経済的な取引に基づく同一条件のもと、直接および間接的な環境負荷量を網羅的に把握することができるが、コンクリート配合の違いなど、詳細な技術的評価への適応性が低いことが課題として指摘されている。

本検討では表-6.6に示す対象品目に対して、主として「産業連関法」による方法を採用し、コンクリート配合による違いは、別途「積み上げ法」で算定することとした。資材（鋼管杭、コンクリート、エネルギー燃料等）の生産に伴うCO₂排出原単位の作成方法を図-6.11に示す。資材単位(*)あたりの生産額(百万円)に3EIDの原単位(t-CO₂/百万円)を乗じて、CO₂排出原単位(t-CO₂/*)

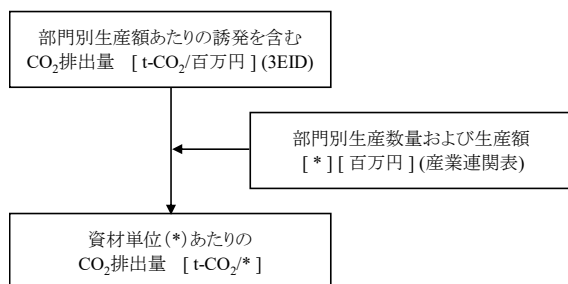


図-6.11 資材の生産に伴う CO₂ 排出原単位

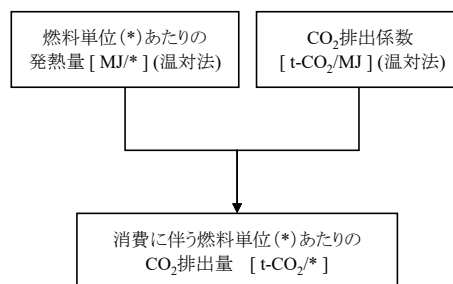


図-6.12 エネルギー燃料の消費に伴う CO₂ 排出原単位

を算定する。エネルギー燃料（軽油，A 重油等）は生産と消費のそれぞれにおいて CO₂ 排出原単位を求め，消費に伴う排出原単位は図-6.12 に示すように，地球温暖化対策の推進に関する法律施行令第三条の発熱量（MJ/*）および CO₂ 排出係数（t-CO₂/MJ）を用いて算定する。なお，生産に伴う CO₂ 排出原単位は図-6.11 と同様の方法で算定する。

PCa 部材の陸上輸送に伴う CO₂ 排出量は，輸送車両毎に輸送距離を考慮したトンキロ法²⁸⁾より燃料消費を求め，燃料別の CO₂ 排出原単位を乗じて算定する。トンキロ法は，積載率別の燃料使用量に輸送トンキロ（貨物重量(t)×輸送距離(km)）を乗じて算定する方法であり，本検討での貨物重量は PCa 部材の重量，輸送距離は積算条件と同様の 300km である。

(3) CO₂ 排出原単位の一覧

上述の方法で作成した CO₂ 排出原単位を表-6.7 および表-6.8 に示す。ここで，電力の生産に伴う CO₂ 排出原単位は，環境省が公表している「サプライチェーンを通じた温室効果ガス排出等の算定のための排出原単位データベース」の Ver.3.1（2021.3 リリース）から 68.2t-CO₂/百万 kWh，消費に伴う CO₂ 排出原単位は R2.1.7 環境省・経済産業省公表の「電気事業者別排出係数（特定排出者の温室効果ガス排出量算定用）」から代替値 448t-CO₂/百万 kWh を使用した。コンクリートについては表-6.9 に示す配合に基づき，「積み上げ法」により CO₂ 排出原単位を算定した。

(4) 推計結果

5ブロック当たりの CO₂ 排出量の推計結果を図-6.13 に示す。本検討におけるサプライチェーン排出量は，現場打ちに対してサイト PCa が 1.1 倍，工場 PCa が 0.75 倍であった。内訳を見ると，サプライチェーン排出量の約 95% が資材生産に伴う間接排出であり，鋼管杭や鉄筋等の鋼材系が占める割合が多いことが分かる。図-6.14 に示すように資材生産に伴う CO₂ 排出量のうち，78～87% が鋼管杭や鉄筋等

表-6.7 主要資材の CO₂ 排出原単位

	単位	資材単位あたりの CO ₂ 排出量 [t-CO ₂ /*]
鋼管杭	産 t	1.923
鋼板	産 t	1.825
H形鋼	産 t	1.845
異形棒鋼	産 t	1.454
PC鋼より線	産 t	4.258
コンクリート(50-12-20H)	積 m ³	0.426
コンクリート(30-12-25BB)	積 m ³	0.257
ポルトランドセメント	産 t	0.776
ポルトランドセメント(早強)	産 t	0.950
高炉セメント	産 t	0.759
砂利, 砂	産 千t	8.176
砕石	産 千t	8.023

産:産業連関表, 積:積み上げ法

表-6.8 エネルギー燃料の CO₂ 排出原単位

	単位	生産に伴う燃料単位あたりの CO ₂ 排出量 [t-CO ₂ /*]	消費に伴う燃料単位あたりの CO ₂ 排出量 [t-CO ₂ /*]
重油 2号A	kl	0.321	2.756
軽油 免税	kl	0.325	2.621
軽油 JIS2号	kl	0.514	2.621
電力	百万kWh	68.2	488.0

表-6.9 コンクリートの配合

配合	設計基準強度 (N/mm ²)	W/C (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)				
				W	C	S	G	Ad
30-12-25BB	30	45.5	39.6	145	319	714	1116	2.87
50-15-20H	50	36.0	42.5	156	433	731	1068	2.73

※セメント(C), 細骨材(S), 粗骨材(G), 混和剤(Ad)

の鋼材系であり，とりわけ栈橋工事の低炭素化において，下部工（鋼管杭）の削減が最も効果的であることを示唆している。なお，資材生産でサイト PCa の CO₂ 排出量が多い要因は，鞘管等の鋼材使用が増えているためであり，工場 PCa は杭本数が少ないため資材生産のトータルは最も低く推計される。

燃料消費による直接排出は、サプライチェーン排出量の約4%に満たないが、サイトPCaは現場打ちに比べておよそ作業船舶の回航に伴うCO₂排出量が多く、工場PCaは上部工の軽量化および下部工の杭本数減により、燃料消費に伴うCO₂排出量が最も少ない結果となっている。

輸送・配送による間接排出は、サプライチェーン排出量の約2%に満たないが、中でもPCa部材の陸上輸送に伴う工場PCaが最も多い。しかし、一般に工場からの輸送距離が約100km（メーカーヤリングより）であることを考えれば、本検討条件の輸送距離300kmはやや過大に評価してい

るものと考えられる。なお、本検討では、鋼管杭や鉄筋等の資材輸送を考慮できておらず、輸送・配送は生コンおよびPCa部材を対象とした推計となっている。

このように工場PCaは、上部工にプレストレスを導入することで、主要資材（鋼管杭、コンクリート等）の使用数量を抑えることができるため、サプライチェーン排出量の観点から優位な栈橋構築工法であることが示された。

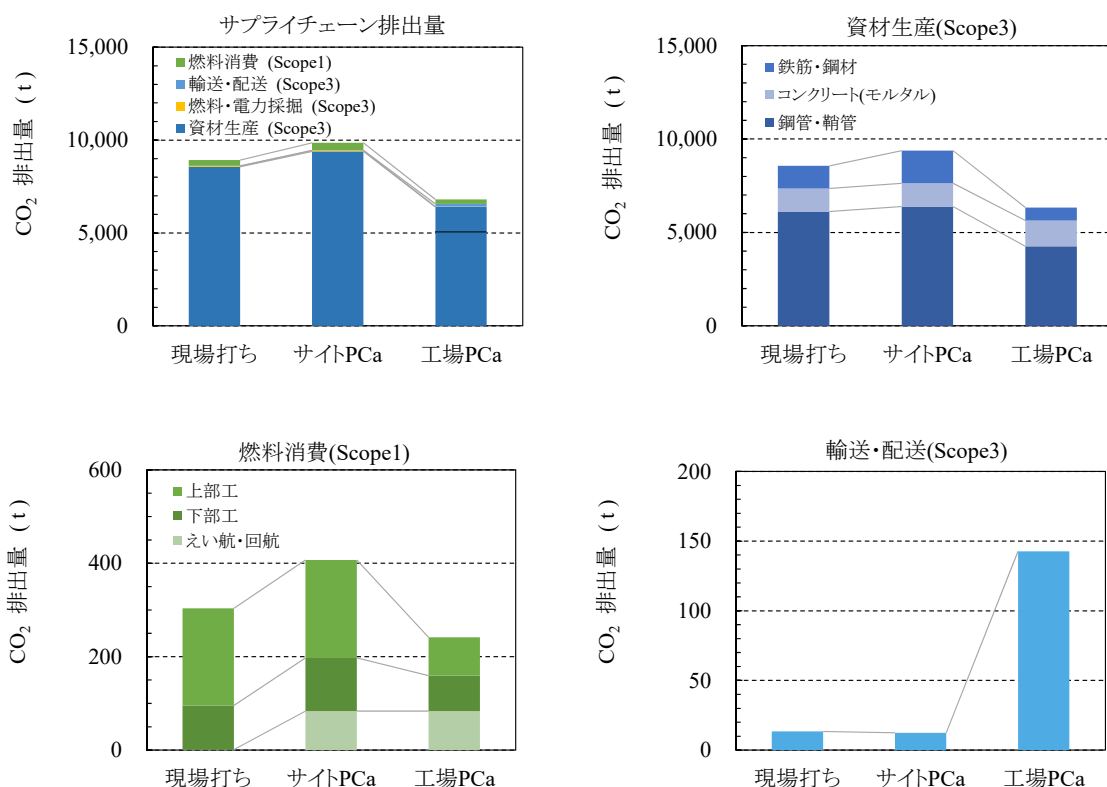


図-6.13 CO₂排出量の推計結果（縦軸：CO₂排出量）

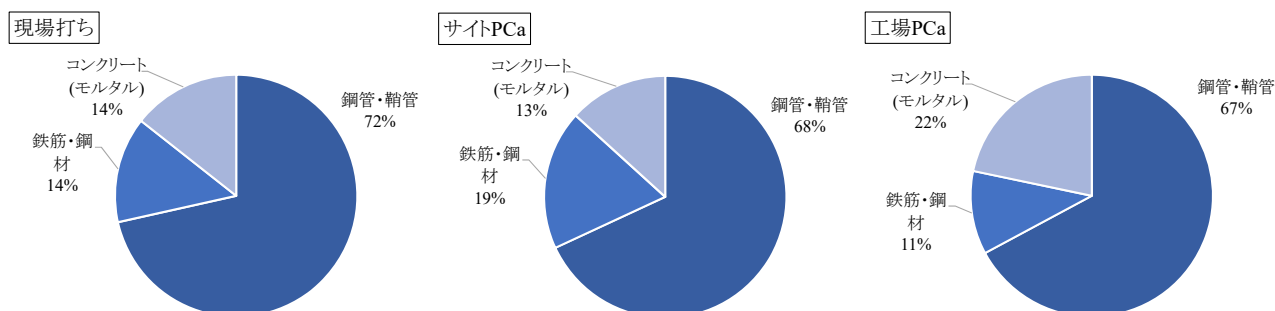


図-6.14 資材生産に伴う CO₂排出量の内訳

7. 結論

本研究では、栈橋上部工におけるPCa工法の更なる適用拡大と生産性向上を目指して、全てのPCa部材を工場製作および陸上運搬し、現地でプレストレスにより圧着接合するユニット式プレキャスト栈橋を開発した。栈橋上部工への適用に向けて、杭頭接合部における曲げ耐荷性能を評価するため交番載荷実験を行うとともに、非線形FEM解析を通して耐荷メカニズムの考察を行った。続いて、部材接合部の一体性に着目したせん断耐力実験を行い、梁受け材による影響の把握や、接合面に作用するプレストレスによる摩擦力でのせん断耐力について考察した。部材組立時の施工性に関する実物大実験では、PCa部材の架設精度に関する許容値 (x, y, z) を確認し、部材間をまたぐシース内へのPC鋼材挿入が可能であること、目地間の無収縮モルタルが漏れなく充填できることを確認した。最後に典型的な栈橋モデルおよび施工条件を設定し、省人化の評価、サプライチェーンの観点からCO₂排出量の比較を行った。

本研究で得られた結果を以下に示す。

- 杭頭接合部の曲げ耐荷性能は、従来のRC構造と比較して同等以上であり、設計値および杭頭固定度の観点から十分な耐力を示していた。
 - プレストレスの効果によって、杭頭部材の損傷が抑制されるとともに、圧着接合面の優れた弾性的な開閉挙動によって、梁部材へのひび割れ進展や拡大が抑制され、且つ除荷後の残留変位が少ない構造であることを確認した。
 - 実験では未実施である直交2方向のプレストレスを考慮したFEM解析を行い、杭頭部材や梁部材の引張、せん断による損傷が抑制される効果や梁受け材が梁部材に与える影響が軽減される傾向を確認した。ただし、曲げ耐荷性能の観点からは、梁受け材による梁部材の損傷を極力回避するため、梁受け材の張り出しを最小限に留めるのが望ましい。
 - 部材接合部は、プレストレスによる摩擦力により圧着接合面には十分なせん断耐力が発揮され、一体性が確認された。部材接合部のせん断耐力は、せん断抵抗係数 $\mu=0.3$ とした摩擦力により安全側の評価が可能であることを確認した。
 - 部材組立時の施工性に関する実物大実験により、PCa部材の架設時の許容誤差は平面 $\pm 30\text{mm}$ （最大ズレ 60mm ）、高さ $\pm 20\text{mm}$ （最大段差 40mm ）であり、シースの接続およびPC鋼材の挿入、無収縮モルタルの充填が可能であることを確認した。
- 本工法の上部工は、工場製作（陸上運搬）によるPCa部材であることや、鋼管杭への架設後に緊張作業が必要なことからコストは増加する傾向にあるが、上部工の軽量化により下部工の鋼管杭を削減できることから、工事費は従来と同等以下に抑えられた。
 - 本工法による労働者数は、従来の現場打ちより約1/3、サイトPCa工法よりも約1/2に省人化できることを確認した。
 - CO₂排出量を推計した結果、本工法はPCa部材の陸上輸送を考慮しても、プレストレスの導入による主要資材量（鋼管杭、コンクリート）の削減により、従来と比較してサプライチェーン排出量の少ない栈橋構築工法であることを確認した。

8. あとがき

本工法は、プレストレス導入前の架設時において、PCa部材の取り扱いに配慮が必要である。例えば、長スパンの梁部材は架設時、RC構造であるため自重による部材のひび割れ等が発生しない様、補強筋の配置を検討する必要がある。また、PCa部材における接合部の耐久性、すなわちPC鋼材の腐食劣化については十分な検討が必要である。現在、接合部の一部を模した試験体の劣化促進試験および海洋暴露試験を実施中である。

PCa施工は、工期短縮以外にもコンクリート品質の確保や安全性の向上など定量的に評価できていないメリットがある。今後、港湾工事においてPCa施工を普及させるためには、これらの定量的な評価の枠組みを構築することが重要である。

(2022年4月26日受付)

謝辞

本稿は、港湾空港技術研究所、五洋建設株式会社、株式会社日本ピーエスおよび東京工業大学による共同研究「プレキャストPC栈橋構造に関する研究」の研究成果をとりまとめたものである。共同研究に関わる全ての関係各位に対して、ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 池野勝哉, 伊野同, 岩波光保, 川端雄一郎, 加藤絵万: プレキャスト化による栈橋施工の生産性向上, 土木学会建設技術発表会2018概要集, pp.79-85, 2018.
- 川俣奨: 栈橋上部工受梁のプレキャスト化施工について, Marine Voice21, Vol.302, pp.12-15, 2018.

- 3) 石塚新太, 天谷公彦, 加藤絵万, 岩波光保: オール工場製作による組立式PCa栈橋の提案-PC圧着構造の耐荷性能に関する検討-, プレストレストコンクリート工学会誌, Vol.64, No.1, pp.37-44, 2022.
- 4) 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.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋・コンクリート部材編, pp.149-173, 2017.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編, pp.304-306, 2012.
- 7) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(中巻), 日本港湾協会, pp.1199-1218, 2018.
- 8) 土木学会: 複合構造標準示方書[設計編], 丸善, pp.476-480, 2014.
- 9) 国土交通省鉄道局監修: 鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 丸善, pp.365-368, 2016.
- 10) 池野勝哉, 石塚新太, 天谷公彦, 前嘉昭, 川端雄一郎, 加藤絵万, 岩波光保: PC圧着した栈橋杭頭接合部の力学的挙動に関する実験および解析的検討, 構造工学論文集, Vol.67A, pp.605-618, 2021.
- 11) 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, 第4023号, 2006.
- 12) DIANA FEABV: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, release 10.3, 2019.
- 13) 是永健好, 渡辺英義: PC鋼より線とグラウト材の付着特性評価, 日本建築学会学術講演梗概集(中国), pp.1083-1084, 1999.
- 14) Selby, R. G. and Vecchio, F. J.: Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete, Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, Dept. Civil Eng., Toronto, Canada, 1993.
- 15) Feenstra, P. H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete, PhD-thesis, Delft University of Technology, 1993.
- 16) Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD-thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 17) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads*, ASCE, pp. 471-487, 2001.
- 18) 土木学会: 2017年制定 コンクリート標準示方書[設計編], pp. 41-42, 丸善, 2018.
- 19) 同上, pp.485-486, 丸善, 2018.
- 20) 同上, pp.462, 丸善, 2018.
- 21) 同上, pp.507-513, 丸善, 2018.
- 22) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: Compression response of cracked reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.119, No.12, pp.3590-3610, 1993.
- 23) 尾崎昌凡, 藤沢正視: 鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その2: 既往の実験方法と建研式加力方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1415-1416, 1973.
- 24) 石塚新太, 池野勝哉, 天谷公彦, 前嘉昭, 川端雄一郎, 加藤絵万, 岩波光保: プレストレスにより圧着した栈橋プレキャスト接合部のせん断耐力評価, 土木学会論文集B3(海洋開発), Vol.77, No.2, pp.I_385-I_390, 2021.
- 25) 国土交通省港湾局: 港湾工事共通仕様書, 2021.
- 26) 国土交通省港湾局監修: 港湾土木請負工事積算基準平成28年度改訂版, 日本港湾協会, 2016.
- 27) (財)経済調査会: 土木施工単価 '20-10, 2020.
- 28) 環境省, 経済産業省: サプライチェーンを通じた温室効果ガス排出量算定に関する基本ガイドライン ver.2.3, 2017.
- 29) 環境省, 経済産業省: 温室効果ガス排出量算定・報告マニュアルver.4.7, 2021.
- 30) 中村堇, 川端雄一郎, 辰巳大介: 港湾構造物の建設時におけるCO₂排出量算定に関する基礎的検討-工事実施前でのCO₂排出量推定のための手法の整理と試算-, 港湾空港技術研究所資料, No.1399, 2022.
- 31) 南齊規介: 産業連関表による環境負荷原単位データベース(3EID), 国立研究開発法人国立環境研究所, <http://www.cger.nies.go.jp/publications/report/d031/index.html>, 2019.
- 32) Keisuke Nansai, Jacob Fry, Arunima Malik, Naoki Kondo, Carbon footprint of Japanese health care services from 2011 to 2015, *Resources, Conservation & Recycling*, 152, 104525, 2020.

港湾空港技術研究所報告 第61巻 第1号

2022. 6

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

Copyright © (2022) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

CONTENTS

1. Data Assimilation Experiment by Regional Coastal Data Assimilation Method for Ise Bay Simulator throughout the Year : Perturbation of Boundary Conditions to Create Appropriate Ensembles in Coastal Estuary Modeling
Yoshitaka MATSUZAKI • Tetsunori INOUE
2. Development of Assembled Precast Pier with Crimped Construction by Prestressing
-Quick and Labor-saving Construction Method with Factory-produced Precast Concrete Members-
Yutaka TANAKA • Katsuya IKENO • Arata ISHIZUKA • Tomohiro TANAKA • Shunsuke KANAEDA
Yuuki KURIHARA • Yoshiaki MAE • Kimihiko AMAYA • Sumire NAKAMURA • Yuichiro KAWABATA
Ema KATO • Mitsuyasu IWANAMI