

交差点立体化の路上工事短縮技術の開発 に関する共同研究

－上下部一体橋梁による急速交差点立体化工法の開発－

共同研究成果報告書

平成17年3月

**独立行政法人 土木研究所
J F Eエンジニアリング 株式会社
J F Eスチール 株式会社
J F E技研 株式会社
株式会社 鴻池組**

交差点立体化の路上工事短縮技術の開発 に関する共同研究 — 上下部一体橋梁による急速交差点立体化工法の開発 — 共同研究成果報告書

独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術チーム）	主席研究員	大下 武志
独立行政法人土木研究所	構造物研究グループ（基礎チーム）	上席研究員	福井 次郎
JFE エンジニアリング株式会社	鋼構造事業部橋梁設計部	部 長	小泉 幹男
JFE スチール株式会社	建材センター建材技術部	室 長	房前 貢
JFE 技研株式会社	土木・建築研究部	主 査	長山 秀昭
株式会社鴻池組	東京本店土木技術部	部 長	谷 善友

（いずれも代表者のみ）

要 旨

都市内の交差点立体化工事において、工事中の道路交通や周辺環境への影響の少なく、急速施工が可能な交差点立体化工法の開発を目的に、独立行政法人土木研究所と JFE エンジニアリング（株）、JFE スチール（株）、JFE 技研（株）、（株）鴻池組は、平成 14 年度から約 3 年間にわたり、「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発（上下部一体橋梁による急速交差点立体化工法の開発）」に関する共同研究を実施してきた。

本報告書は、上部工と下部工の一体化構造により急速施工が可能な交差点立体化工法の開発に向けて実施してきた共同研究成果を取りまとめたものである。

キーワード： 交差点立体化、急速施工、路上工事、上下部一体橋梁、回転杭、Q C I B 工法

ま え が き

都市内の主要な平面交差点では、慢性的な交通渋滞が発生しており、都市の経済活動を阻害しているだけでなく、騒音や大気汚染等により周辺環境や地球環境へも悪影響を及ぼしている。このため、小規模な対策としては、交通容量を増やすための交差点部の拡幅、右折レーンの設置、信号現示の改良・系統化等の交差点対策が、さらに大規模な対策としては交差点の立体化等の改良工事が順次進められており、都市内の交通円滑化に効果を発揮している。

しかしながら、交差点の立体化工事は、交通量の多い既設道路上での工事であり、施工ヤード等の制約条件の厳しい場所での施工となることから、施工期間が長期間に及び、工事に伴い新たな交通渋滞を誘発することになる。さらに、既に市街化の進んだ都市内の工事となると、工事に伴う渋滞・騒音・振動・大気汚染等の影響により、周辺住民の生活環境に大きな影響を与えることになる。

これらの問題に対して、交差点の立体化工事に伴う道路交通や周辺環境への影響を極力低減できる新技術・新工法の開発が早急に望まれていた。

そこで、独立行政法人土木研究所は、民間会社 6 グループと交差点立体化工事の急速施工が可能な工法の開発を目指し、平成 14 年度から 16 年度まで「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発」に関する共同研究を以下の 6 課題に対して実施してきた。

- ・上下同時作業による交差点立体化工法の開発
- ・コンクリート・鋼複合構造による都市内交差点立体化技術の開発
- ・二次渋滞緩和を目指した急速交差点立体化工法の開発
- ・直接基礎形式等橋梁による急速交差点立体化工法の開発
- ・上下部一体橋梁による急速交差点立体化工法の開発
- ・下路式トラス桁を用いた交差点立体化施工技術の開発

その内、土木研究所と J F E エンジニアリング(株)、J F E スチール(株)、J F E 技研(株)、(株)鴻池組のグループは、上部工と下部工の一体化構造により交差点立体化工事が可能となる工法の開発を目指し、「**上下部一体橋梁による急速交差点立体化工法の開発**」に関して共同研究を実施した。

本共同研究報告書は、共同研究内で実施してきた、主要な要素技術の性能確認実験や施工法の検討結果など、一連の研究成果を取りまとめたものである。

共同研究担当者

所 属		役 職	氏 名
独立行政法人土木研究所	技術推進本部（施工技術）	主席研究員	大下 武志
		主任研究員	波田 光敬
	構造物研究グループ（基礎）	主任研究員	小野寺誠一
		上席研究員	福井 次郎
		主任研究員	竹口 昌弘
		研 究 員	梅原 剛
JFE エンジニアリング株式会社	鋼構造事業部橋梁設計部	部 長	小泉 幹男
		部 長	武田 勝昭
		副 部 長	井上 雅仁
	鋼構造事業部計画部	副 部 長	深澤 登
JFE スチール株式会社	建材センター建材技術部	室 長	房前 貢
JFE 技研株式会社	土木・建築研究部	主 査	長山 秀昭
		主任研究員	恩田 邦彦
株式会社鴻池組	東京本店土木技術部	部 長	谷 善友
		主 任	橋立 健司
	大阪本店土木技術部	課 長	河西 寛

目 次

第1章 共同研究概要	1
第2章 交差点立体化技術の課題と研究内容	2
2.1 交差点立体化技術の課題	2
2.2 Q C I B工法の概要	2
2.3 共同研究の内容	5
第3章 鋼製フーチングを用いた杭基礎の検討	7
3.1 鋼製フーチングの剛体判定	7
3.1.1 検討方法	7
3.1.2 検討条件	7
3.1.3 解析モデルと解析ケース	9
3.1.4 解析結果	10
3.2 格子梁モデルおよび3次元一体モデルによる検討	18
3.2.1 検討方法	18
3.2.2 解析モデル	18
3.2.3 杭頭鉛直反力	20
3.2.4 基礎のバネ定数	22
3.3 2次元解析モデルの適用性の検討	24
3.3.1 検討条件	24
3.3.2 検討結果	26
3.4 まとめ	29
第4章 二重管式杭頭結合構造の載荷実験	30
4.1 実験概要	30
4.1.1 基本構造	30
4.1.2 実験の位置付けと目的	31
4.2 軸力載荷実験	36
4.2.1 実験条件	36
4.2.2 実験結果	43
4.2.3 軸力載荷実験結果の考察	62
4.3 曲げせん断力載荷実験	64
4.3.1 実験条件	64
4.3.2 実験結果	70
4.3.3 曲げせん断実験結果の考察	94

4.4	まとめ	112
第5章	施工法の概要と施工計画例	114
5.1	Q C I B工法の施工法の概要	114
5.2	施工計画例	116
5.2.1	モデル現場条件と試設計結果の概要	116
5.2.2	施工計画の例	121
5.2.3	現場工期試算結果	130
5.3	まとめ	130

第1章 共同研究概要

1.1 共同研究の目的

都市内の交通の円滑化を目的として行われる交差点立体化工事では、工事に伴う交通規制により新たな交通渋滞が発生し、また、施工ヤード等の制約条件の厳しい場所での施工となることから、施工期間が長期に及び、工事に伴う道路交通の影響も長期間にわたることになる。更に、工事に伴う騒音・振動等により、周辺住民の生活環境に影響を及ぼすことになる。

このため、都市内の交差点立体化の工事において、道路交通や周辺環境への影響の少ない、大幅な工期短縮に資する技術の開発が必要であり、上部工と下部工の一体化構造により交差点立体化工事の急速施工が可能となる工法の開発を目指し、本共同研究を実施した。

1.2 共同研究体制

本共同研究は、独立行政法人土木研究所（施工技術チーム、基礎チーム）と JFE エンジニアリング(株)、JFE スチール(株)、JFE 技研(株)、(株)鴻池組との間で実施した。共同研究の体制は、以下の通りである。

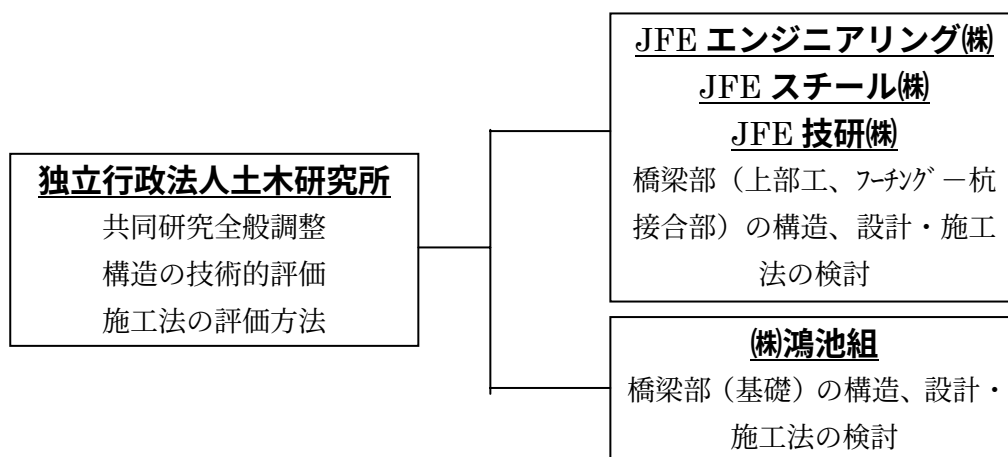


図-1.1 共同研究体制

1.3 共同研究計画

共同研究は、平成14年度～16年度の3年間実施した。

共同研究の全体計画は、以下のとおりである。

表-1.1 共同研究計画

研究項目	14年度	15年度	16年度	備考
全体構造・施工法の検討	—	—	—	
フーチングと杭との接合構造の実験		—	—	
試設計		—	—	
施工計画の検討		—	—	
道路交通への影響評価			—	

第2章 交差点立体化技術の課題と研究内容

2.1 交差点立体化技術の課題

従来の交差点立体化工事における問題に対して、現場作業工程を大幅に短縮するとともに、工事に伴う2次渋滞を緩和し、工費を従来工法と同程度以下にすることを目標に、交差点立体化技術の新工法の開発を行った。

新工法開発にあたっての技術課題を挙げると以下のとおりである。

- (1) 既設道路上という狭隘な作業ヤードを考慮して、いかに部材のプレキャスト化を図るか。
- (2) 基礎の施工と橋脚・上部構造の組立・運搬、およびそれらの接合方法としてどのような構造、施工ステップを工夫するか。
- (3) 現場作業工期を短縮（交差点部桁の短時間架設を含む）する施工計画をいかに立てるか。

これらの課題に対して、都市内交差点部の立体交差化を、基礎を含めた橋梁システム全体として迅速に施工する、上下部一体橋梁の急速立体交差化工法としてQCIB（Quick Closing Integral Bridge）工法を提案した。

2.2 QCIB工法の概要

前節で述べた技術課題を解決するため、QCIB工法の開発にあたっては、主桁、橋脚、フーチングをすべて鋼製のブロックプレキャスト構造とするとともに、回転杭などの基礎杭形式の採用を前提とした上で、上下部一体構造、鋼製橋脚と鋼製フーチングの一体化構造、および鋼製フーチングと鋼管杭の剛結構造を採用している。QCIB工法は、これらの構造面の特徴を活かした上で、交差点部の桁の送出し一括架設などの施工法の工夫を行うことにより、大幅な工期短縮、交通規制短縮と環境負荷低減を図る工法である。図-2.1には、QCIB工法の全体概要図として、側径間部で一体組みした交差点部橋桁（中央径間桁）を自走式運搬台車などによって交差点方向に一括運搬し、既に架設済みの、もう一方の側径間桁と接合するときのイメージ図を示す。

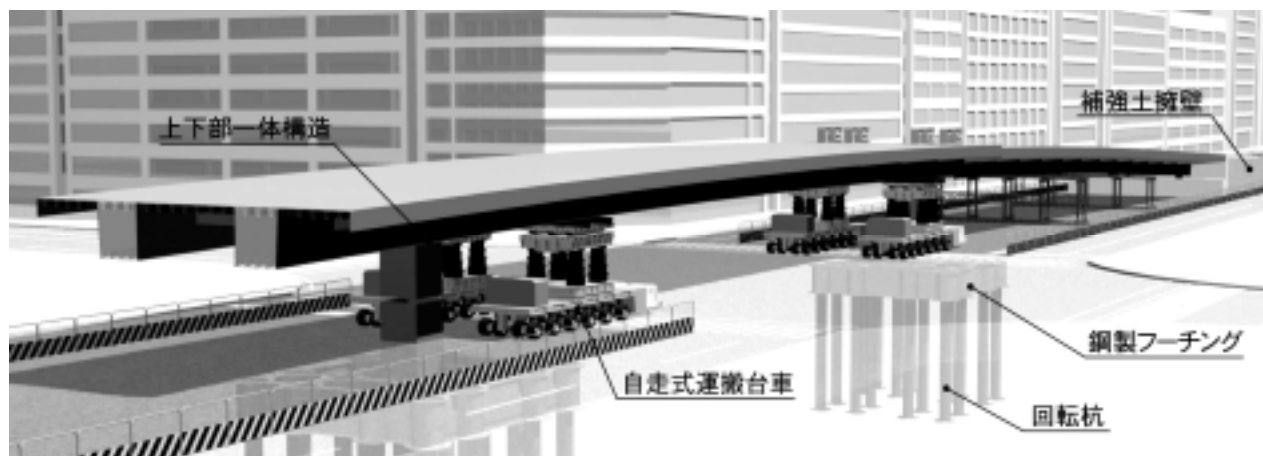


図-2.1 QCIB工法の全体概要図

以下には、QCIB工法を構成する主要構造の概要を示す。

1) 上下部一体構造

橋梁部は、従来の支承形式 RC 床版 I 桁構造に替えて、鋼床版箱桁（一箱桁または二箱桁）等と鋼製橋脚を剛結した上下部一体構造とする。図-2.2 に従来の支承形式 RC 床版 I 桁構造の例を、図-2.3、図



図-2.2 従来構造（支承形式 RC 床版 I 桁）



図-2.3 上下部一体構造（一箱桁）



図-2.4 上下部一体構造（二箱桁）

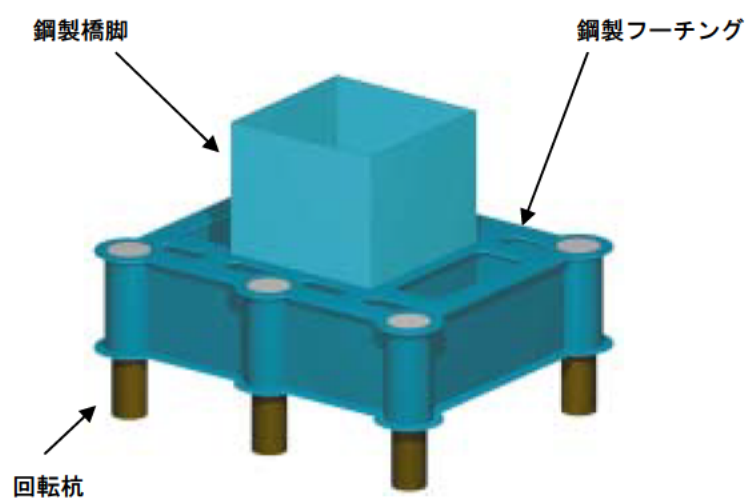


図-2.5 橋脚とフーチングの一体化構造の例

-2.4 に各々、一箱桁、二箱桁形式の上下部一体構造の例を示す。

2) 橋脚とフーチングの一体化構造

橋脚、フーチングはすべて鋼製のブロックプレキャスト構造とし、特に図-2.5 に示すように、橋脚とフーチングを一体化構造としている。

3) 回転杭の採用

都市部においては軟弱地盤が多く、杭基礎が採用されることが多い。しかも、施工時には周辺環境に与える悪影響を最小限にとどめる必要があることから、つばさ杭(写真-2.1)などの回転杭を採用する。

4) 回転杭とフーチングとの結合構造

回転杭とフーチングとの結合構造としては、施工の効率化を目的として、鋼製フーチングに取付けた、回転杭よりも一回り大径の鋼管(外鋼管)の中に回転杭を挿入し、両者の空隙と回転杭内部にコンクリートまたはモルタルを充填して剛結する方法(二重管式杭頭結合構造)を用いる。概要図を図-2.6 に示す。

5) 補強土擁壁による盛土部施工

アプローチの盛土部は、補強土擁壁などにより施工する。テールアルメによる盛土部施工例を図-2.7 に示す。テールアルメ工法は、壁面材(コンクリートスキン)を組立て後、盛土材料中にストリップと称する補強材を順次敷設することにより、盛土全体の安定性を高めた垂直な盛土を構築する工法である。



写真-2.1 つばさ杭本体

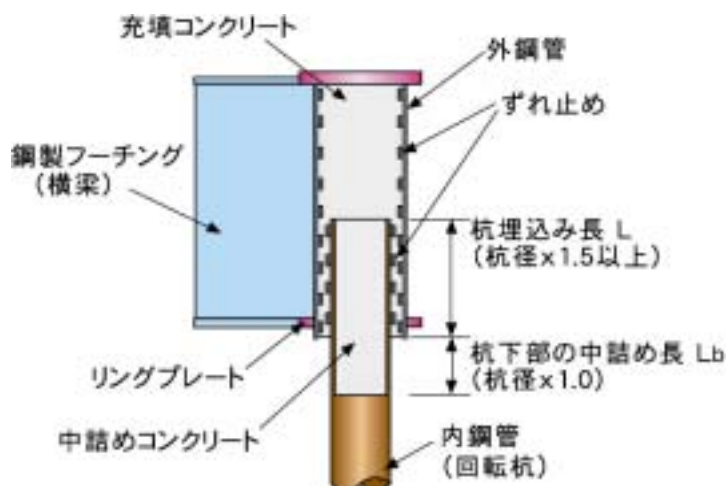


図-2.6 二重管式杭頭結合構造概要図

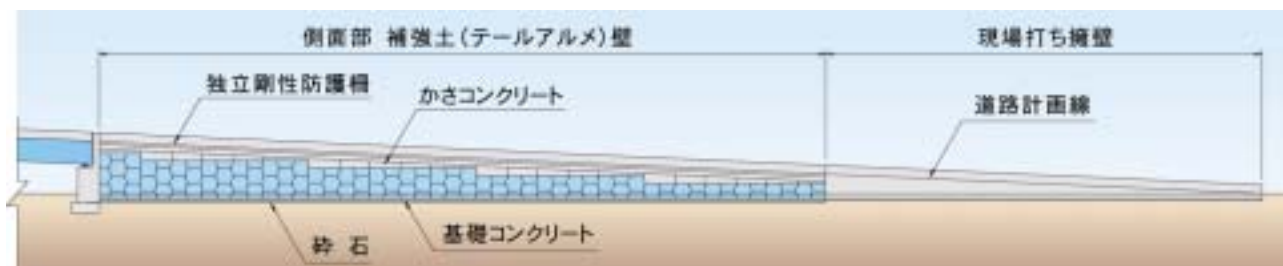


図-2.7 補強土擁壁による盛土部施工 (テールアルメの例)

2.3 共同研究の内容

前節で述べた主要構造のうち、Q C I B工法独自の特徴としては、鋼製フーチングの採用、および、鋼製フーチングと鋼管杭との二重管式杭頭結合構造が挙げられる。

鋼製フーチングは、現場工期短縮を目的として提案されたものであるが、通常の RC フーチングの場合と異なり、剛体として取り扱うことができないことが判明したため、杭の頭部を鋼製フーチングの格子梁と結合し、杭が弾性床上に支持された梁とする立体ラーメンモデルで解く方法を提案した。

また、鋼製フーチングと鋼管杭の剛結方法として提案された二重管式杭頭結合構造については、従来、ジャケット式構造物（東京湾横断道路木更津人口島など）¹⁾の鋼管トラス部分と杭との接合や、線路上空建物における杭と柱との接合²⁾などに類似の構造が用いられたことがある。しかしながら、この種の構造が鋼管杭と鋼製フーチングとの接合に用いられた例はないため、Q C I B工法に本構造を適用することを想定して、軸力試験および曲げせん断試験を実施した。

表-2.1 には、Q C I B工法の課題と研究内容の一覧を示す。この表には、「実現に向けた課題」として種々の項目が記されているが、これらのうち、実際に詳細な検討を加えたものは、鋼製フーチングの剛体判定、フーチングが弾性的挙動をするときの基礎杭の設計・照査法、ならびに、二重管式杭頭結合構造である。したがって、以下にはこれらについて詳細な報告を行う、また、最後に、これらの研究成果を活かしつつ、現場工期短縮を図るための施工計画を検討した結果の例を記述する。

【参考文献】

- 1) 藤野徹 ： 東京湾に巨大なドーナツ誕生、土木学会誌、Vol76、No.6、pp-9-11、1992.6
- 2) 蓮田常雄、国弘仁 ： 線路上空を利用した建築物の構造設計、鋼構造論文集、第2巻6号、pp-35-44、1995.6

表-2.1 Q C I B工法の課題と研究内容

着目した現状技術			新工法において開発した要素技術					備 考
構造部位	現状技術	課 題	要素技術	開発目的	実現に向けた課題	検討手法及び結果		
						手 法	結 果	
フーチング構造	RCフーチング	現場作業が主となるため、現場工期が長い。	鋼製フーチング構造	鋼製のブロックプレキャスト構造とすることによる現場工期短縮	フーチングの剛体判定	3次元FEM解析により杭の軸方向バネで支持されたRCフーチングと鋼製フーチングの杭頭部直反力分布を比較。	鋼製フーチングは通常のRCフーチングの場合と異なり、剛体として取り扱うことができないと判断した。	
					フーチングが弾性的挙動をするときの基礎杭の設計・調査法	杭頭バネで支持された格子梁モデルと、地盤バネで支持された格子梁と杭の3次元モデルによる杭頭部直反力を比較。	固有周期算定用の基礎バネ定数を算出する場合等の線形解析には杭頭バネで支持された格子梁モデルも適用可能。一方、地盤バネ等の非線形性を考慮する場合は3次元モデルの適用が不可欠。	
					鋼製フーチングの設計・調査法	断面格子梁構造とし、プレートガーダーとして設計・調査する。	断面格子梁として設計可。	
					鋼製フーチングの埋戻し工	鋼製フーチングの側面や内部等の補強が困難な箇所における埋戻し方法や材料等について検討。	流動化処理土を用いることが適切と判断し、「流動化処理土利用マニュアル」に基づいて所定の品質を確保することとした。	
					鋼板の腐食対策	従来より実績のある、鋼管杭の防食対策と同様に考える。	(1)腐食代を設ける。(2)鋼材を流動化処理して埋戻すことにより、防食性を高める。	
					結合部の設計法	(1)鋼製橋のフランジ、ウェブを鋼製フーチング下端まで延長し、格子梁の構造として、モデル化し、解析を行う。 (2)解析結果より格子梁として断面設計を行う。	断面格子梁として設計可。	
	RCフーチングと鋼製橋脚との結合(アンカーフレーム方式)	工期が長い。フーチングの厚さが大きくなり掘削土量が多い。	鋼製フーチングと鋼製橋脚の一体化構造	現場工期短縮とフーチングサイズのコンパクト化				
	RCフーチングと場所打ち杭との結合	工期が長い。フーチングの平面寸法が大きくなり、施工ヤードを広くとる必要がある。	鋼製フーチングと回転杭との新形式結合構造(二重管式杭頭結合構造)	現場工期短縮とフーチングサイズのコンパクト化	高強度・高剛性の二重管式杭頭結合構造の設計・調査法 (1)終局時における杭頭結合部の耐力調査法 (2)常時、暴風時、レベル1地震時における杭頭結合部の設計法の構築 (3)杭の施工誤差に対する設計配慮の導入	(1)杭頭結合部の要素実験(押込み・引抜き実験)および正負交差荷重試験により、API基準に準拠したずれ止めの付着強度式、鉄道標準の曲げ耐力評価式の適用性および適用範囲を設定する。 (2)杭頭結合部の正負交差荷重試験により、ずれ止めを有する鋼管とコンクリートの荷重伝達を付着力と支圧力でモデル化した評価手法を構築し、杭頭結合部材について許容応力度調査する手法を構築する。 (3)要素実験(押込み・引抜き実験)および正負交差荷重試験により、杭の施工誤差に伴う偏芯の影響を評価する。	(1)要素実験により、API基準に準拠したずれ止めの付着強度式の適用性を検証。また、杭頭結合部の正負交差荷重試験より、杭頭結合部の曲げ耐力が内鋼管(杭)耐力を上回ることを実証。さらに、前記基準値および既往の研究成果から本構造の適用範囲を設定した。 (2)正負交差荷重試験に基づき、杭頭部におけるコンクリートの付着応力度と支圧応力度、および外鋼管応力度の算定式を設定。ずれ止め部のコンクリート付着応力度について、統計的手法を用いて、許容応力度を設定し、許容応力度設計を可能とした。 (3)杭の偏芯ありの要素実験により、偏芯してもAPIの付着強度式が適用可能であることを実証。杭の偏芯ありの正負交差荷重試験より、外鋼管応力度の割増率を設定し、偏芯の影響を考慮した杭頭結合部の設計を可能とした。	

第3章 鋼製フーチングを用いた杭基礎の検討

3.1 鋼製フーチングの剛体判定

3.1.1 検討方法

本検討では、Q C I B工法に適用予定の鋼製フーチングが杭に比べて十分な曲げ剛性を有し、剛体として取り扱えるか否か、通常のR Cフーチングの場合と比較することにより検討する。

3.1.2 検討条件

(1) 鋼製フーチング

鋼製フーチングを用いた杭基礎の形状寸法および諸元を、図-3.1.1、表-3.1.1 に示す。

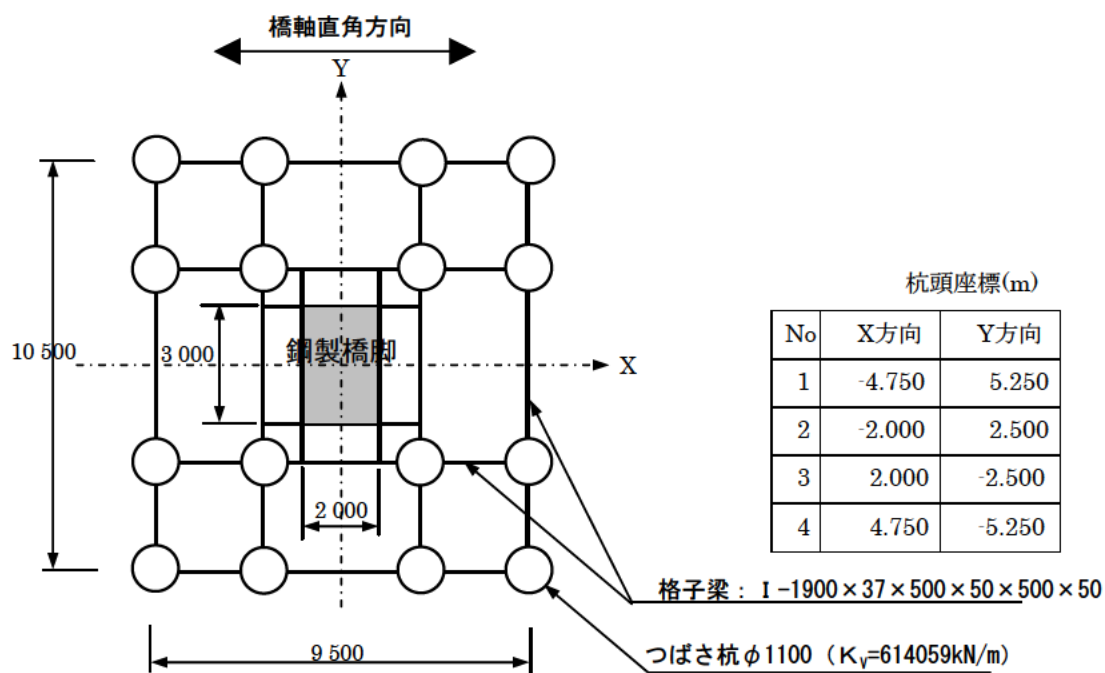


図-3.1.1 鋼製フーチング基礎の基礎伏図

表-3.1.1 格子梁の断面定数

断面積	A (m ²)	0.12030
断面2次モーメント I _y	(m ⁴)	0.06869
断面2次モーメント I _z	(m ⁴)	0.00105

注) I_y：水平軸回りの断面2次モーメント、I_z：鉛直軸回りの断面2次モーメント

(2) R Cフーチング

R Cフーチングを用いた杭基礎の形状寸法および諸元を、図-3.1.2 に示す。杭の条件は鋼製フーチングの場合と同一である。フーチングの形状は、最外周の杭中心とフーチング縁端との距離を1.25m（杭径の1.1倍程度）とし、フーチング厚は同規模基礎の標準的な厚さとして2.0mを設定する。

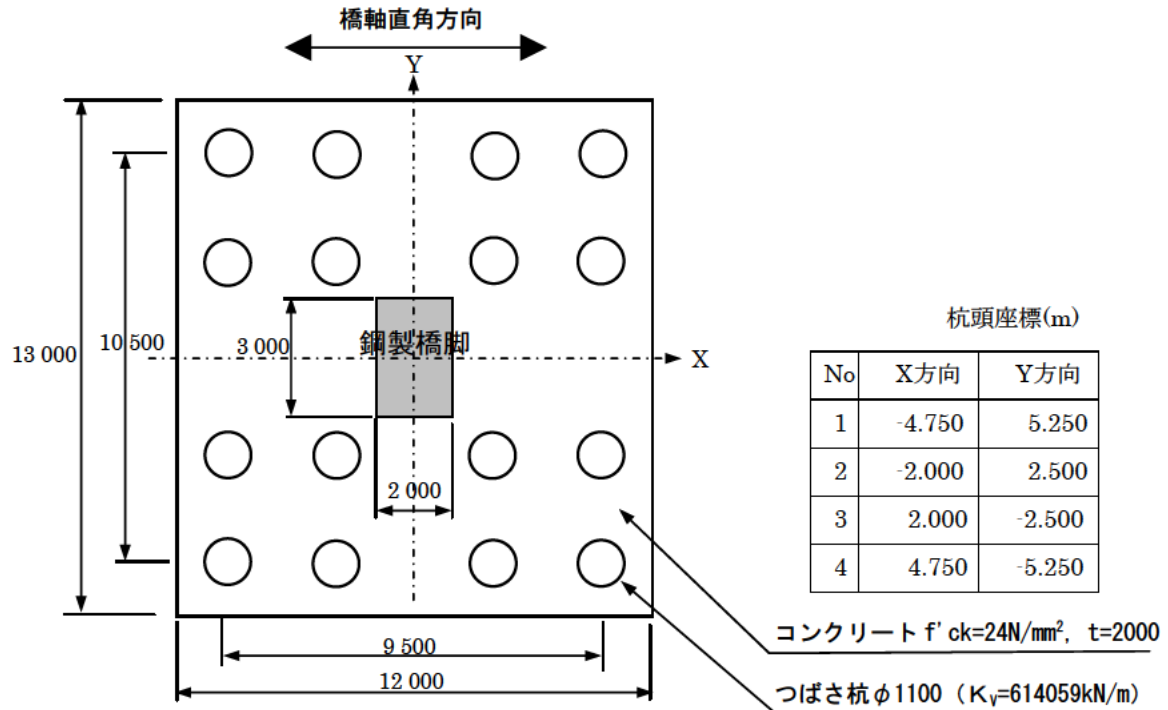


図-3.1.2 RCフーチング基礎の基礎伏図

道路橋示方書IV下部構造編 式(解 8.7.1)に従い、図-3.1.2 に示すRCフーチングの剛体判定結果を以下に示す。

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

ここで、
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3k_p}{Eh^3}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 62980}{2.5 \times 10^7 \times 2.0^3}} = 0.1753 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

k_p : 換算地盤反力係数

$$k_p = K_v \frac{nm}{DB} = 614059 \frac{4 \times 4}{12 \times 13} = 62980 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

K_v : 1本の杭の軸方向バネ定数

D : フーチングの幅

B : フーチングの奥行き

n : 杭の列数

m : 杭の行数

E : フーチングのヤング係数

h : フーチングの厚さ

λ : フーチングの換算突出長(m)で、 $\lambda = 5.0\text{m}$

$$\therefore \beta\lambda = 0.1753 \times 5.0 = 0.8766 \leq 1.0 \rightarrow \text{剛体とみなしてよい}$$

3.1.3 解析モデルと解析ケース

(1)解析モデル

本解析では、橋脚からの鉛直力とモーメントによる杭頭反力の分布について考察する。

解析モデルは、杭の軸方向バネで鉛直方向に弾性支持されたフーチングとし、RC フーチングは8 節点アイソパラメトリック立体要素（線形弾性体）、鋼製フーチングは格子骨組み要素（線形弾性体）でモデル化する。

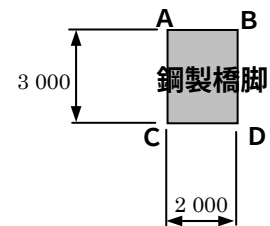
橋脚からの鉛直力とモーメントは、解析モデルにおけるフーチングと鋼製橋脚との接合面位置に剛な床を設置し、その4隅に鉛直方向の節点荷重を与えることにより、鉛直力と橋軸方向および橋軸直角方向のモーメントを表-現する。

表-3.1.2 モデル化と材料特性

	モデル化	材料特性
RC フーチング	立体要素	線形弾性体
鋼製フーチング	骨組み要素	線形弾性体
杭	バネ支承	線形弾性体

表-3.1.3 作用荷重

		鉛直力	モーメント	
			橋軸直角方向	橋軸方向
節点荷重 (kN)	A	-1000	1000	-1000
	B	-1000	-1000	-1000
	C	-1000	1000	1000
	D	-1000	-1000	1000
合計		-4000kN	4000kN.m	6000kN.m



(2)解析ケース

解析ケースは、RC フーチングと鋼製フーチングについて、鉛直力と橋軸方向および橋軸直角方向のモーメントに対する解析を行う。また、鋼製フーチングの鋼桁で囲われた内部をコンクリートで充填した場合（以下、鋼殻フーチングと呼ぶ。本解析では鋼桁の剛性は無視する）についても同様の解析を行う。

表-3.1.4 解析ケース

フーチングタイプ	作用荷重
① RC フーチング	① 鉛直力
② 鋼製フーチング	② 橋軸直角方向モーメント
③ 鋼殻フーチング	③ 橋軸方向モーメント
3 タイプ	3 ケース

解析ケース数 = 3 タイプ × 3 ケース = 9 ケース

3.1.4 解析結果

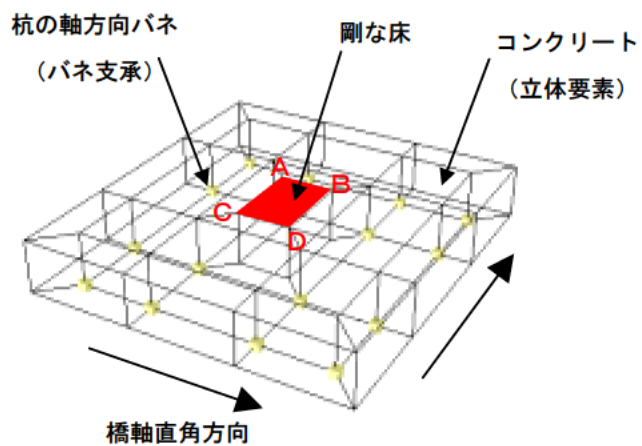
表-3.1.3 に示す荷重作用時の解析結果より、図-3.1.3 にRCフーチングの解析モデル俯瞰図と変形図を、表-3.1.5 に橋脚下端四隅の鉛直変位を示す。同様に、図-3.1.4、図-3.1.5 に鋼製フーチングと鋼殻フーチングの解析モデル俯瞰図と変形図を、表-3.1.6、表-3.1.7 に橋脚下端四隅の鉛直変位をそれぞれ示す。

また、表-3.1.8 に単位荷重作用時の各杭の杭頭鉛直反力を、図-3.1.6～図-3.1.8 にその分布を示す。

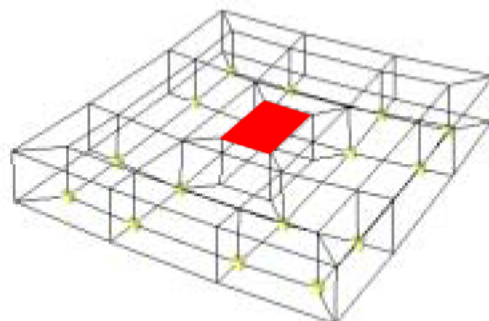
以上の結果より、橋脚からの鉛直力およびモーメントによる鋼製フーチングの杭頭反力分布には、道路橋示方書の判定式で剛体と判定されたRCフーチングの杭頭反力分布と異なる点がいくつか認められる。特に、鉛直荷重による杭頭反力分布の違いが大きく、橋脚に隣接する4本の杭頭反力がRCの場合の1.7倍程度に増加しているのに対して、フーチング4隅の杭頭反力はRCの場合の1/9程度に低下している。これらのことから、今回設定した鋼製フーチングは、そのままでは剛体として取り扱うことができないと考えられる。

剛体として取り扱えない場合でも、鋼製フーチングの曲げ変形を考慮した解析モデルを用いてフーチングの設計を行うとともに、橋梁全体系モデルの動的解析に用いる基礎のバネ定数や橋脚下端の断面力に対する杭の荷重分担等を適切に評価することにより、鋼製フーチングの適用は可能と考えられる。

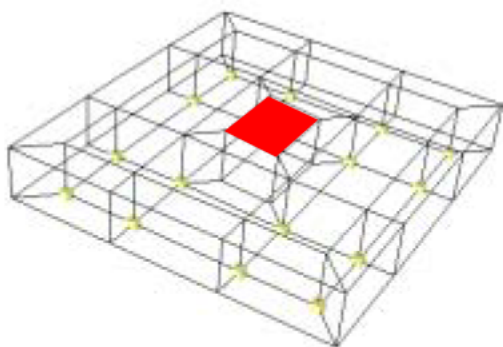
一方、鋼殻フーチングのように鋼製フーチングの内部をコンクリートで充填した場合、橋脚からの鉛直力およびモーメントによる杭頭反力分布は、RCフーチングの場合とほぼ同じであることから、剛体として取り扱うことが可能であると考えられる。ただし、この構造を採用する場合には、鋼製フレームにジベル等のずれ止めを設ける方法、ウェブに開口部を設ける方法などによって鋼製フレームと充填コンクリートの一体化を図る必要があると考えられる。



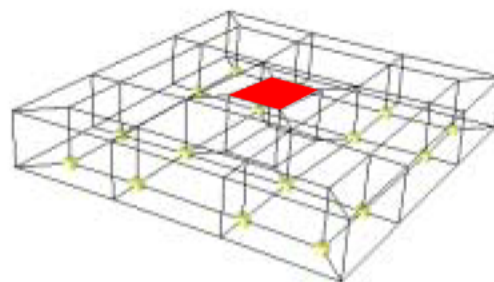
(1) 解析モデル俯瞰図



(2) 鉛直力作用時の変形図



(3) 橋軸直角方向モーメント作用時の変形図

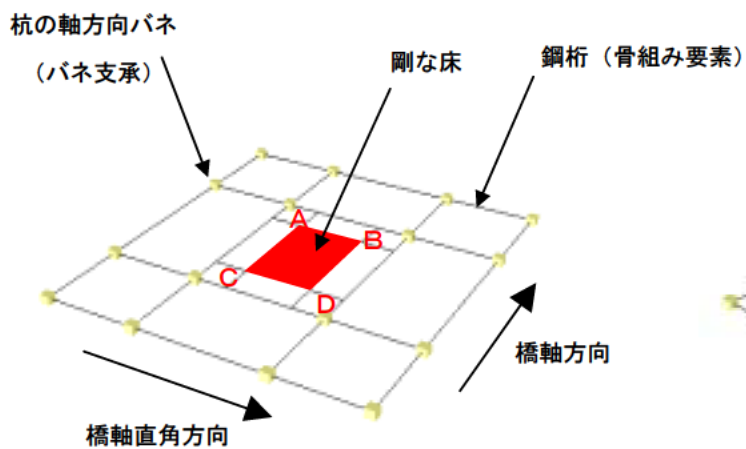


(4) 橋軸方向モーメント作用時の変形図

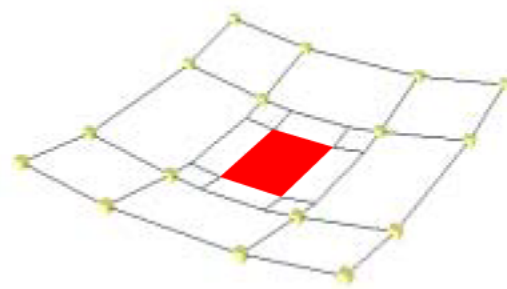
図-3.1.3 RCフーチングの解析モデルと変形図

表-3.1.5 RCフーチングにおける橋脚下端隅角部の鉛直変位(μm)

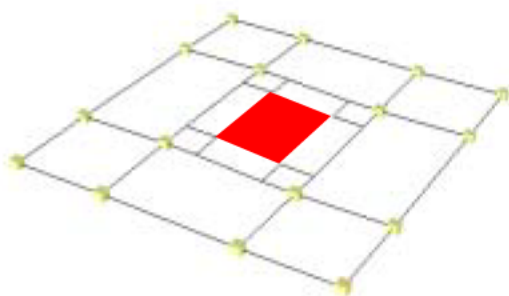
	単位鉛直力作用時	橋軸直角方向 単位モーメント作用時	橋軸方向 単位モーメント作用時
A	-0.1244	0.0147	-0.0156
B	-0.1237	-0.0147	-0.0156
C	-0.1237	0.0147	0.0156
D	-0.1244	-0.0147	0.0156



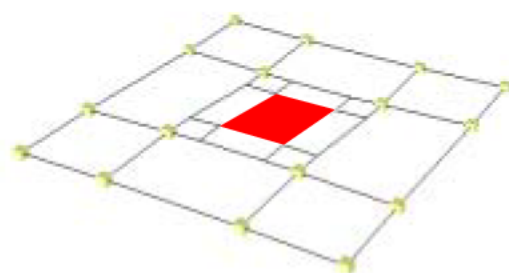
(1) 解析モデル俯瞰図



(2) 鉛直力作用時の変形図



(3) 橋軸直角方向モーメント作用時の変形図

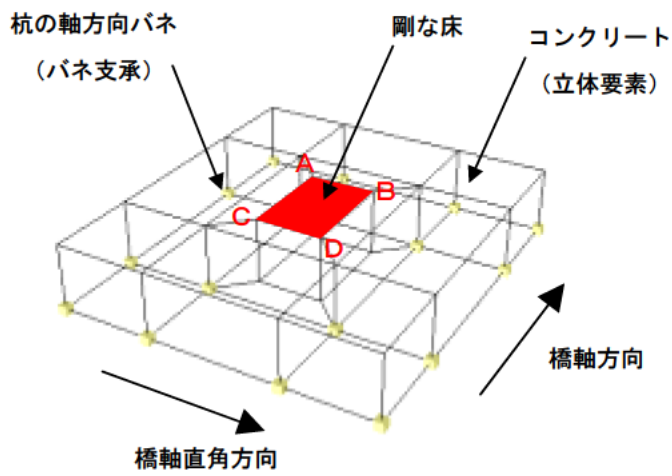


(4) 橋軸方向モーメント作用時の変形図

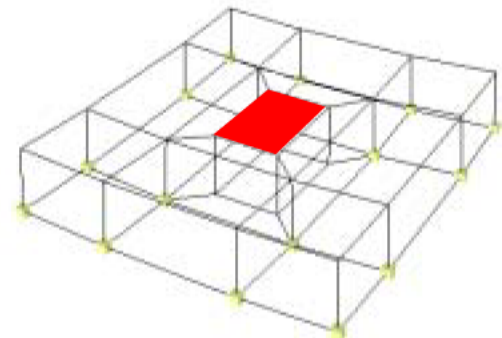
図-3.1.4 鋼製フーチングの解析モデルと変形図

表-3.1.6 鋼製フーチングにおける橋脚下端隅角部の鉛直変位(μm)

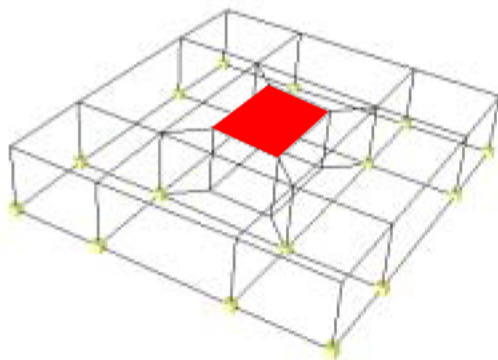
	単位鉛直力作用時	橋軸直角方向 単位モーメント作用時	橋軸方向 単位モーメント作用時
A	-0.2581	0.0235	-0.0257
B	-0.2581	-0.0235	-0.0257
C	-0.2581	0.0235	0.0257
D	-0.2581	-0.0235	0.0257



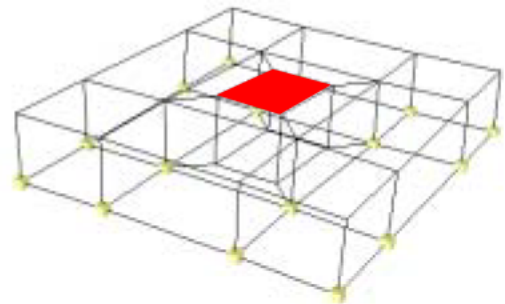
(1) 解析モデル俯瞰図



(2) 鉛直力作用時の変形図



(3) 橋軸直角方向モーメント作用時の変形図



(4) 橋軸方向モーメント作用時の変形図

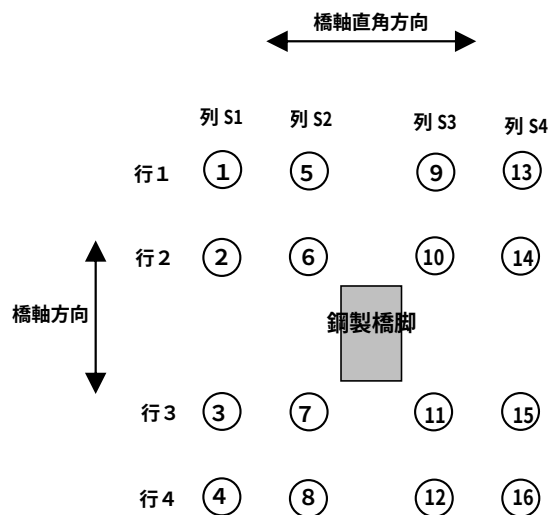
図-3.1.5 鋼殻フーチングの解析モデルと変形図

表-3.1.7 鋼殻フーチングにおける橋脚下端隅角部の鉛直変位(μm)

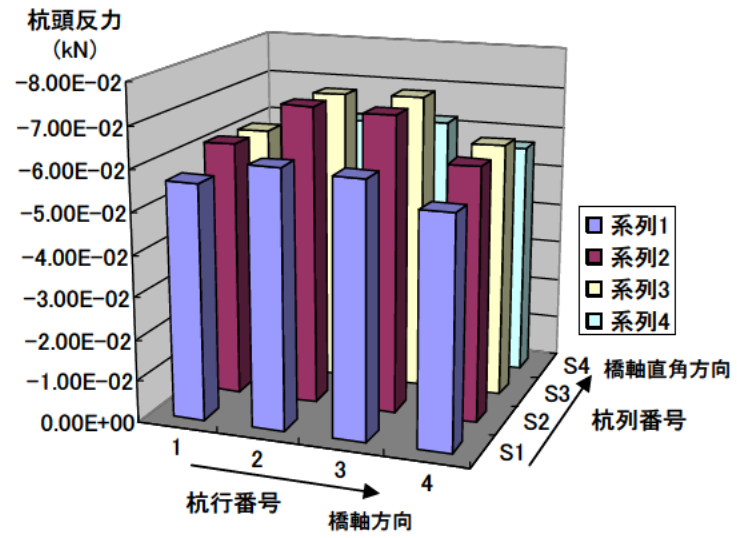
	単位鉛直力作用時	橋軸直角方向 単位モーメント作用時	橋軸方向 単位モーメント作用時
A	-0.1263	0.0150	-0.0159
B	-0.1256	-0.0150	-0.0159
C	-0.1256	0.0150	0.0159
D	-0.1263	-0.0150	0.0159

表-3.1.8 単位荷重作用時の杭頭反力

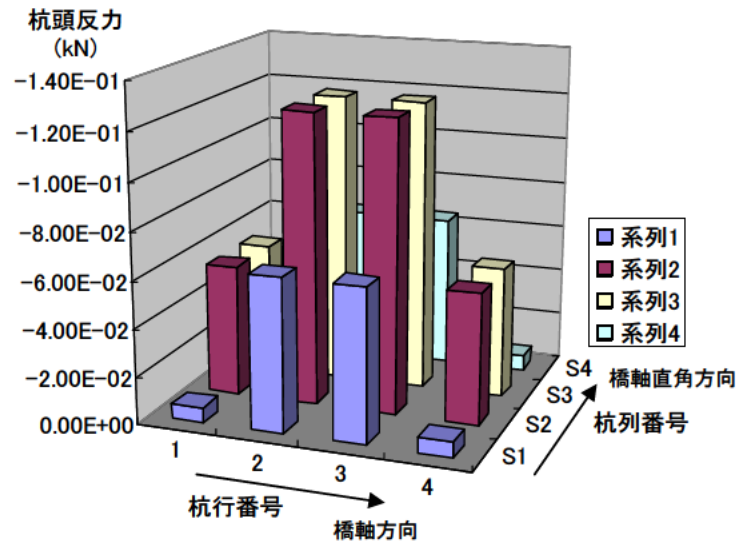
番号	単位鉛直力作用時			橋軸直角方向 単位モーメント作用時			橋軸方向 単位モーメント作用時		
	RC フーチング	鋼製 フーチング	鋼殻 フーチング	RC フーチング	鋼製 フーチング	鋼殻 フーチング	RC フーチング	鋼製 フーチング	鋼殻 フーチング
①	-0.05669	-0.00635	-0.05486	0.02108	0.01770	0.02046	-0.01820	-0.01459	-0.01769
②	-0.06185	-0.06470	-0.06251	0.02294	0.02327	0.02359	-0.00877	-0.01053	-0.00843
③	-0.06094	-0.06470	-0.06134	0.02294	0.02327	0.02359	0.00877	0.01053	0.00843
④	-0.05505	-0.00635	-0.05274	0.02108	0.01770	0.02046	0.01820	0.01459	0.01769
⑤	-0.06162	-0.05560	-0.06215	0.00895	0.01028	0.00858	-0.01989	-0.01970	-0.02043
⑥	-0.07185	-0.12336	-0.07302	0.01149	0.01741	0.01179	-0.01124	-0.01746	-0.01152
⑦	-0.07118	-0.12336	-0.07224	0.01149	0.01741	0.01179	0.01124	0.01746	0.01152
⑧	-0.06083	-0.05560	-0.06115	0.00895	0.01028	0.00858	0.01989	0.01970	0.02043
⑨	-0.06083	-0.05560	-0.06115	-0.00895	-0.01028	-0.00858	-0.01989	-0.01970	-0.02043
⑩	-0.07118	-0.12336	-0.07224	-0.01149	-0.01741	-0.01179	-0.01124	-0.01746	-0.01152
⑪	-0.07185	-0.12336	-0.07302	-0.01149	-0.01741	-0.01179	0.01124	0.01746	0.01152
⑫	-0.06162	-0.05560	-0.06215	-0.00895	-0.01028	-0.00858	0.01989	0.01970	0.02043
⑬	-0.05505	-0.00635	-0.05274	-0.02108	-0.01770	-0.02046	-0.01820	-0.01459	-0.01769
⑭	-0.06094	-0.06470	-0.06134	-0.02294	-0.02327	-0.02359	-0.00877	-0.01053	-0.00843
⑮	-0.06185	-0.06470	-0.06251	-0.02294	-0.02327	-0.02359	0.00877	0.01053	0.00843
⑯	-0.05669	-0.00635	-0.05486	-0.02108	-0.01770	-0.02046	0.01820	0.01459	0.01769



(a) R C フーチング



(b) 鋼製フーチング



(c) 鋼殻フーチング

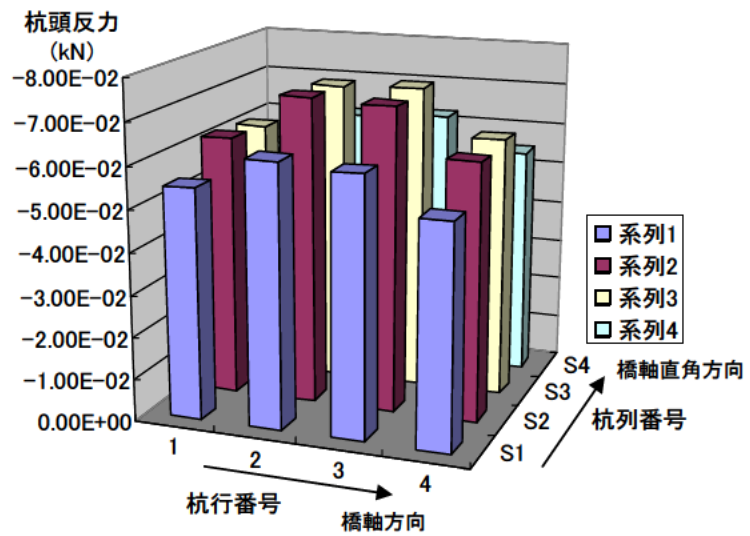
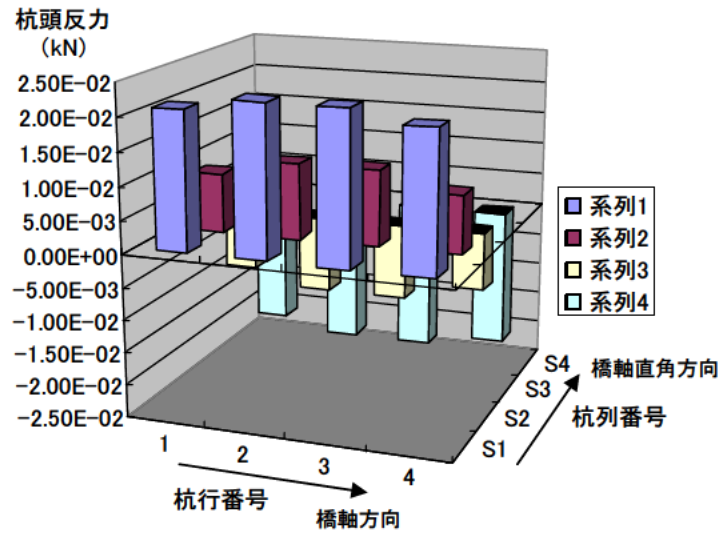
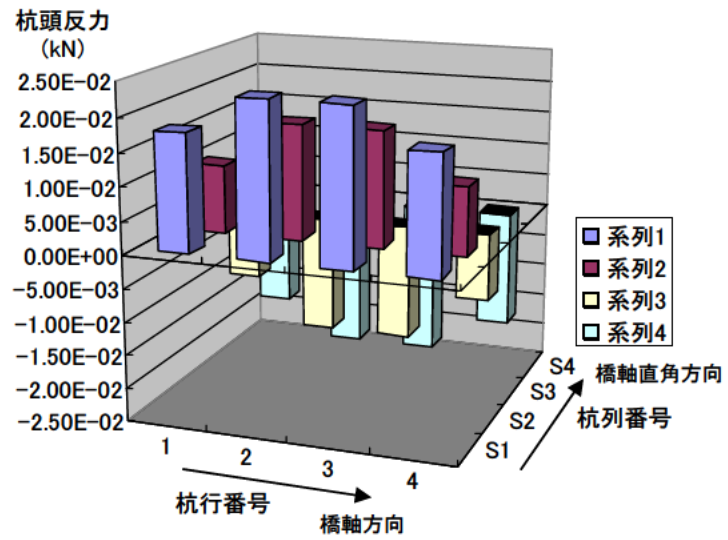


図-3.1.6 単位鉛直荷重作用時の杭頭鉛直反力分布

(a) R C フーチング



(b) 鋼製フーチング



(c) 鋼殻フーチング

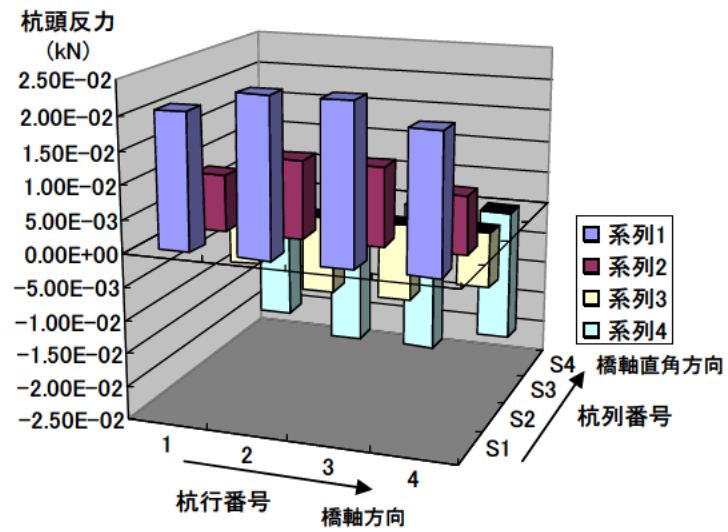
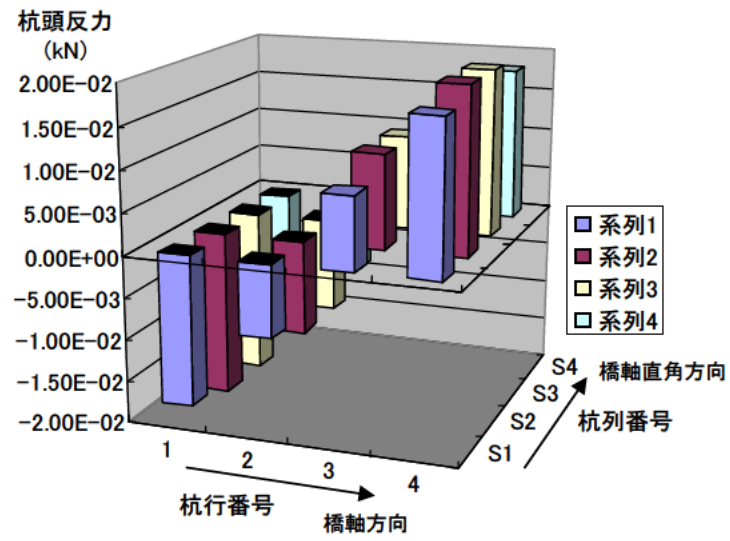
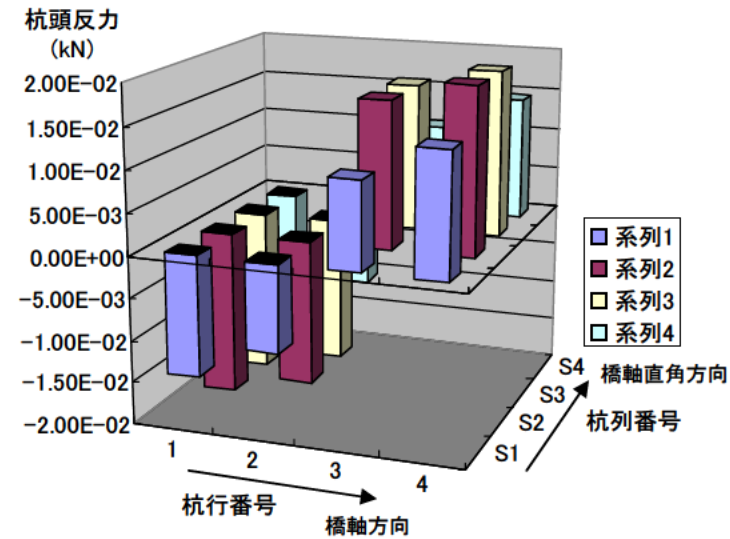


図-3.1.7 橋軸直角方向単位モーメント作用時の杭頭鉛直反力分布

(a) R C フーチング



(b) 鋼製フーチング



(c) 鋼殻フーチング

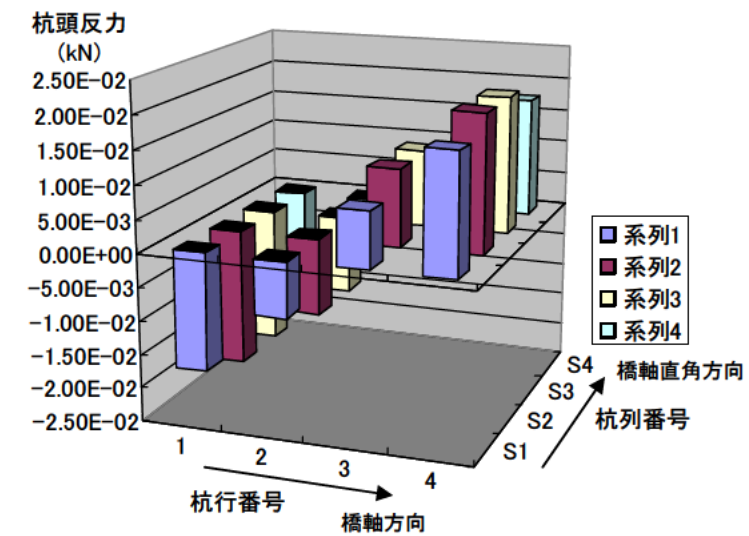


図-3.1.8 橋軸方向単位モーメント作用時の杭頭鉛直反力分布

3.2 格子梁モデルおよび3次元一体モデルによる検討

3.2.1 検討方法

鋼製フーチング基礎は、鋼製格子梁の交点に杭径よりも大きい鋼管を配置し、これを外鋼管として杭を接合する方式（2重鋼管方式）のフーチング構造である。鋼製フーチングは、鉄筋コンクリート造フーチングよりも剛性が小さく、フーチングを剛体と仮定した従来の設計法を適用することが困難な場合がある。

本検討では、鋼製フーチングの弾力的な挙動を考慮した杭基礎の設計法の開発に資するため、2種類の解析モデルを選定し、各種荷重に対する挙動や応答値について分析検討する。

3.2.2 解析モデル

検討の対象とする鋼製フーチング基礎と解析モデルの概要を図-3.2.1～図-3.2.3にそれぞれ示す。

格子梁モデルは、鋼製フーチングを3次元梁要素に置換した骨組み構造にモデル化し、この骨組み構造の杭位置の節点に単杭の鉛直方向バネ、水平方向バネ、回転バネおよび水平と回転の連成バネと等価なバネ定数を有するバネ支承を配置した解析モデルである。解析モデルの構造物節点は6自由度（3軸方向の変位と3軸回りの回転）を有している。

3次元一体モデルは、鋼製フーチングと杭を3次元梁要素に置換した立体骨組み構造にモデル化し、杭の節点に地盤の水平バネ（橋軸直角方向と橋軸方向の2方向に付く）、杭頭の節点に杭の軸方向バネと等価なバネ定数を有するバネ支承を配置した解析モデルである。解析モデルの構造物節点は格子梁バネモデルと同様に6自由度を有している。

表-3.2.1 に鋼製フーチングの材料諸元と断面定数、表-3.2.2 に杭の材料諸元とバネ定数、表-3.2.3 に地盤の水平方向バネ定数をそれぞれ示す。

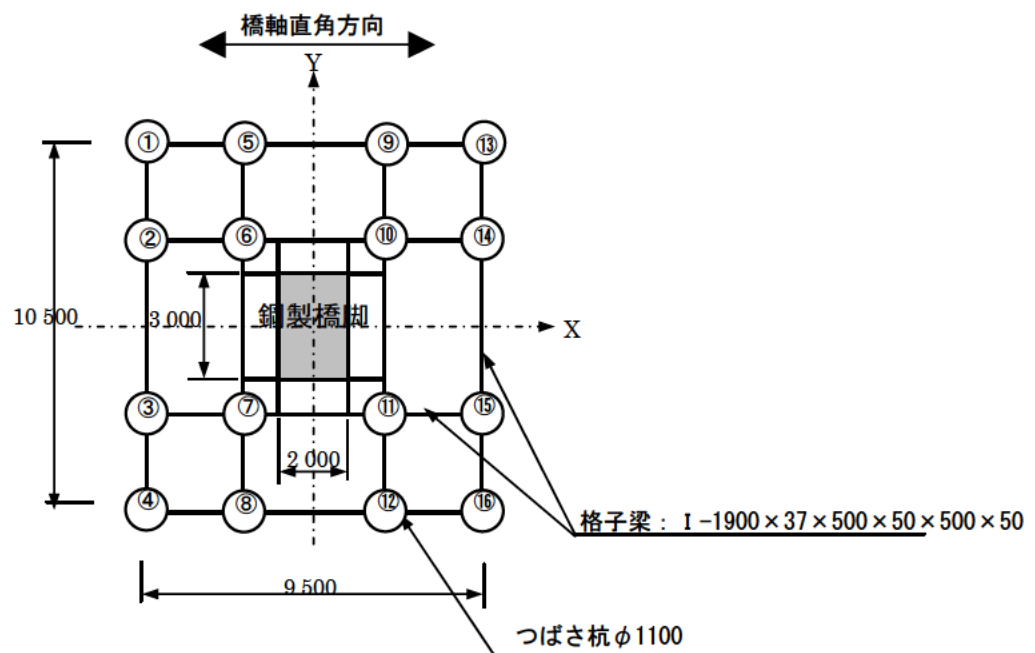


図-3.2.1 鋼製フーチング基礎の構造概要（寸法単位：mm）

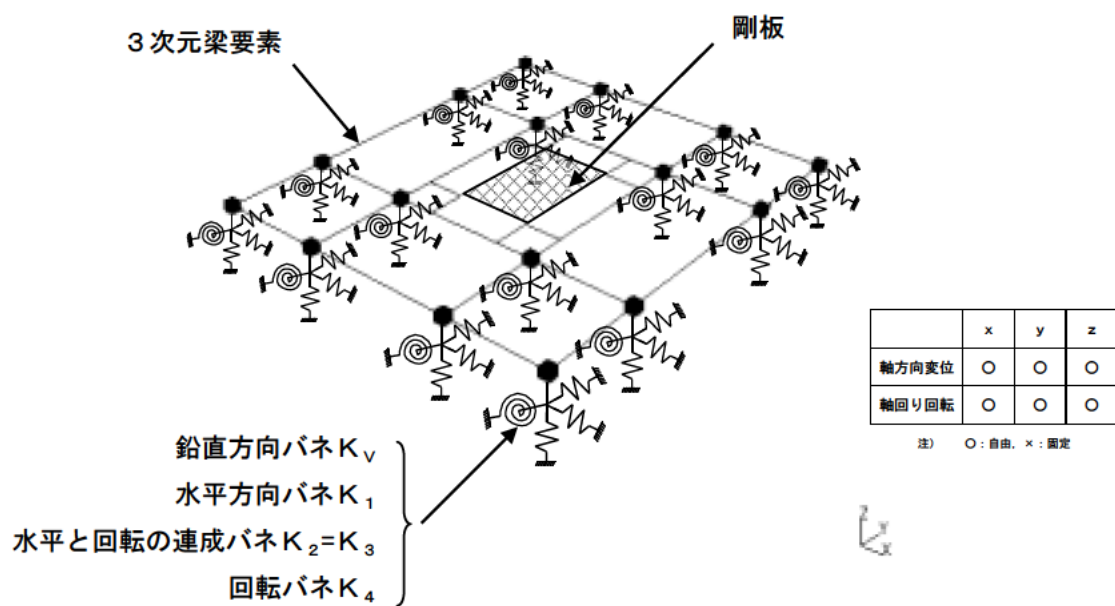


図-3.2.2 格子梁モデル

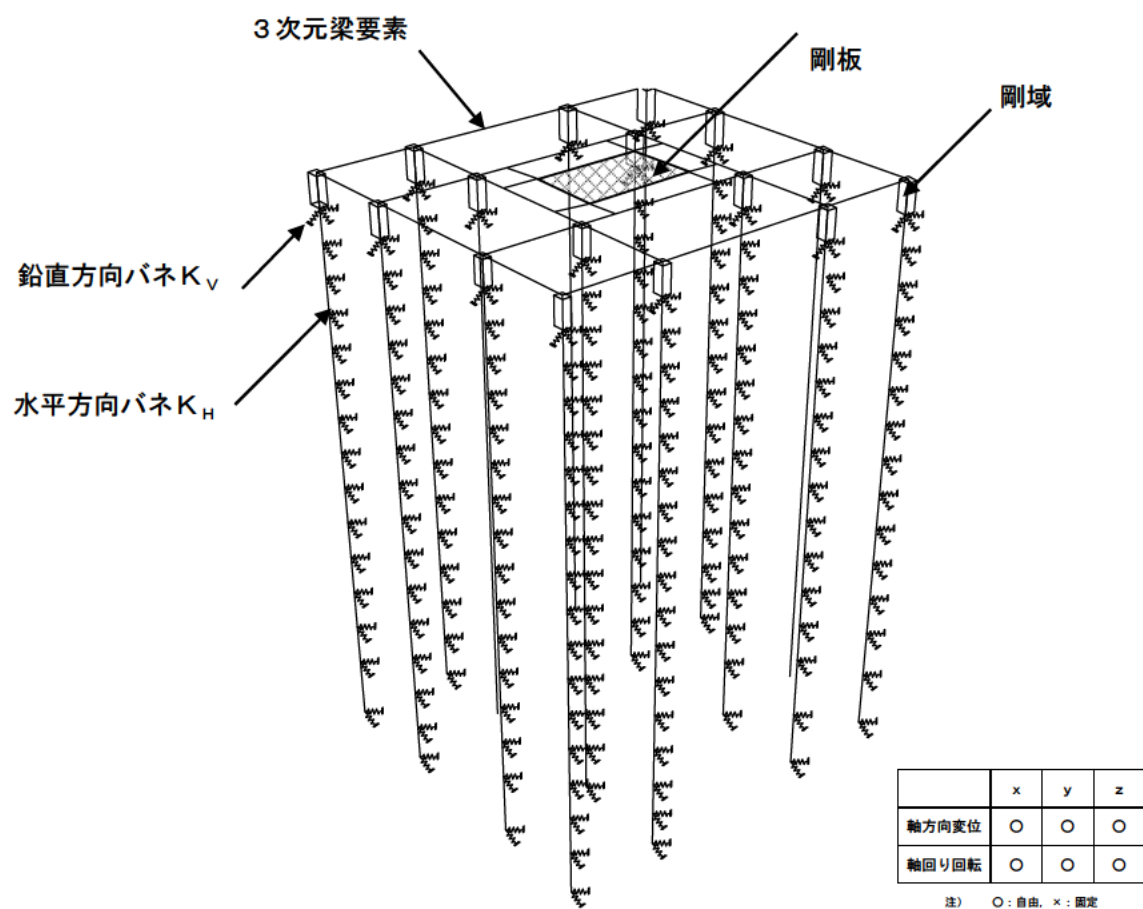


図-3.2.3 3次元一体モデル

表-3.2.1 鋼製フーチング（格子梁）の材料諸元と断面定数

格子梁断面寸法		mm	I-1900×37×500×50×500×50
弾性係数		N/mm ²	200
ポアソン比			0.333
軸方向断面積 A		m ²	0.12030
断面 2 次 モーメント	I _x	m ⁴	7.375×10 ⁻⁵
	I _z	m ⁴	0.00105
	I _y	m ⁴	0.06869

表-3.2.2 杭の材料諸元と単杭のバネ定数

項 目			格子梁モデル	3次元一体モデル
杭断面諸元		mm	φ1100、t=17	
弾性係数		N/mm ²	200	200
単杭のバネ定数	常時	Kv	kN/m	354826
		K1	kN/m	28329
		K2	kN/rad	76439
		K3	kN.m/m	76439
		K4	kN.m/rad	481759
	地震時	Kv	kN/m	354826
		K1	kN/m	50258
		K2	kN/rad	113420
		K3	kN.m/m	113420
		K4	kN.m/rad	575998

表-3.2.3 地盤の水平方向バネ定数

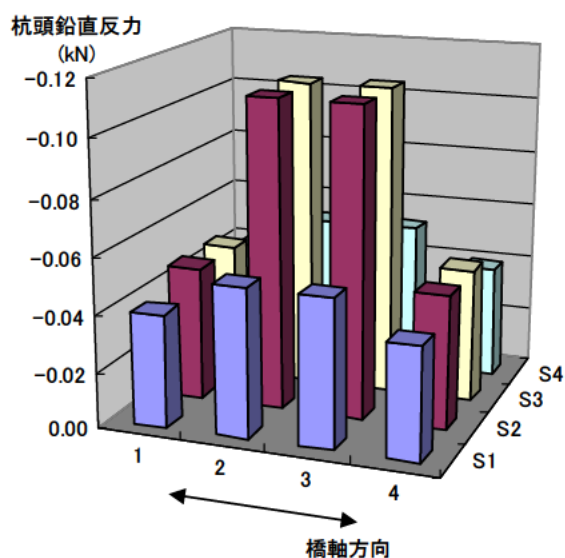
	土質	層厚(m)	N 値	$\alpha \cdot E_0$ (kN/m ²)	k_H (kN/m ³)
1	砂質土	2.60	3	16800	11121
2	粘性土	2.50	2	11200	7414
3	粘性土	8.10	1	5600	3707
4	砂質土	2.10	50	280000	185348

3.2.3 杭頭鉛直反力

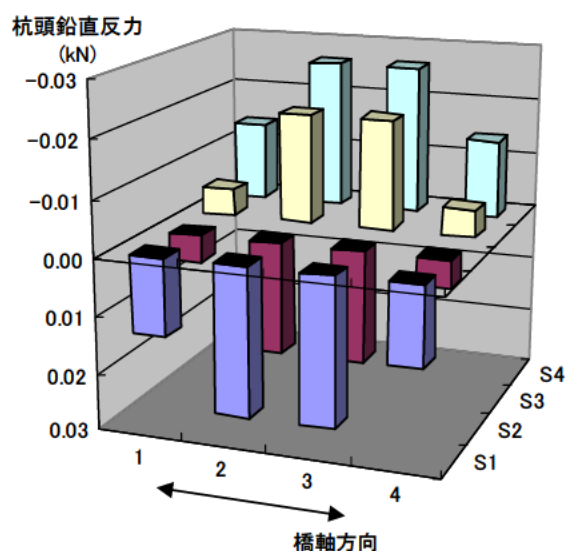
格子梁モデル、3次元一体モデルに単位鉛直力および単位モーメントを作用させたときの杭頭鉛直反力分布を図-3.2.4～図-3.2.5 に示す。

これより、格子梁モデルと3次元一体モデルの結果はほぼ等しいことがわかる。したがって、線形解析によって常時やレベル1地震時荷重作用時の断面力や変位を算定する場合、橋梁全体系モデルの固有周期算定に用いる基礎のバネ定数を算出する場合には、格子梁モデルと3次元一体モデル両者と

も適用可能と考えられる。しかし、レベル2地震時の耐震計算のように構造物躯体や地盤の非線形性を考慮する場合には、格子梁モデルの適用は困難であり、3次元一体モデルを適用する必要があると考えられる。

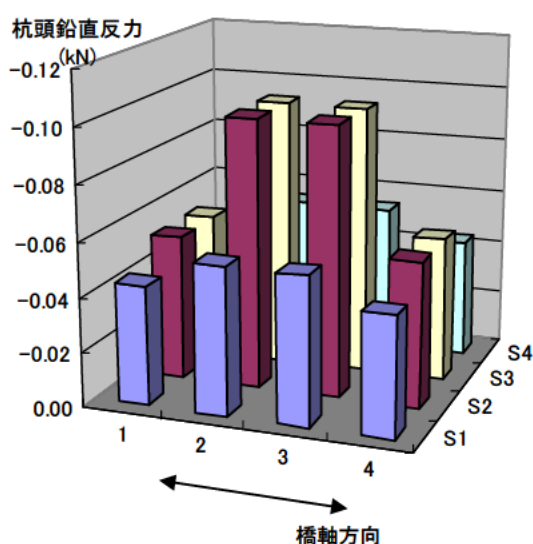


(a)単位鉛直荷重作用時

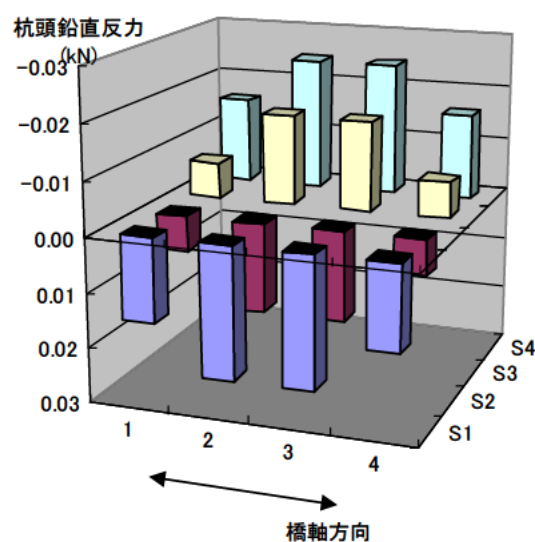


(b)橋軸直角方向単位モーメント作用時

図-3.2.4 単位鉛直力および単位モーメント作用時の杭頭鉛直反力分布（格子梁モデル）



(a)単位鉛直荷重作用時



(b)橋軸直角方向単位モーメント作用時

図-3.2.5 単位鉛直力および単位モーメント作用時の杭頭鉛直反力分布（3次元一体モデル）

3.2.4 基礎のバネ定数

橋梁全体系モデルを用いた静的および動的解析では、杭基礎は集約型のバネに置換されることが一般的である。

ここでは、3次元一体モデルに単位荷重を作用させたときの変位と回転角から、次式により基礎のバネ定数を算定するとともに、フーチングを剛体と仮定して算定した基礎のバネ定数と比較する。

$$A_{vv} = \frac{1}{\delta_{0v}}$$

$$A_{ss} = \frac{\theta_{0M}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}}$$

$$A_{sr} = \frac{-\delta_{0M}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}}$$

$$A_{rs} = \frac{-\theta_{0H}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}}$$

$$A_{rr} = \frac{\delta_{0H}}{\delta_{0H}\theta_{0M} - \delta_{0M}\theta_{0H}}$$

ここに、

A_{vv} : 基礎の鉛直方向バネ定数 (kN/m)

A_{ss} : 基礎の水平方向バネ定数 (kN/m)

$A_{sr} = A_{rs}$: 基礎の水平と回転の連成バネ定数 (kN/rad、kN.m/m)

A_{rr} : 基礎の回転バネ定数 (kN.m/rad)

δ_{0v} : 基礎天端に単位鉛直力を与えたときに基礎天端に生じる鉛直変位 (m/kN)

δ_{0H} 、 θ_{0H} : 基礎天端に単位水平力を与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角 (m/kN、rad/kN)

δ_{0M} 、 θ_{0M} : 基礎天端に単位モーメントを与えたときに基礎天端に生じる水平変位と回転角 (m/kN.m、rad/kN.m)

表-3.2.4 に3次元一体モデルにより算定した鋼製フーチング基礎のバネ定数とフーチングを剛体と仮定した基礎のバネ定数、および後者に対する前者の比率を示す。

これより、3次元一体モデルにより算定した鋼製フーチング基礎のバネ定数はフーチングを剛体と仮定した基礎のバネ定数の 1/4～2/3 程度になっていることがわかる。

表-3.2.4 鋼製フーチング基礎のバネ定数

				単位	常時荷重時	L1地震時 (静的解析)	固有周期算定用 (動的解析)	
① 詳細 3次元梁バネモデル	基礎天端の変位量	単位鉛直力による鉛直変位		δ_v	m/kN	3.197E-07	3.133E-07	2.957E-07
		橋軸方向	単位水平力による水平変位と回転角	δ_{0H}	m/kN	2.900E-06	1.824E-06	8.804E-07
				θ_{0H}	rad/kN	2.471E-08	2.132E-08	1.727E-08
			単位モーメントによる水平変位と回転角	δ_{0M}	m/kN.m	2.471E-08	2.132E-08	1.727E-08
				θ_{0M}	rad/kN.m	2.218E-08	2.193E-08	2.119E-08
		橋軸直角方向	単位水平力による水平変位と回転角	δ_{0H}	m/kN	2.922E-06	1.840E-06	8.921E-07
				θ_{0H}	rad/kN	3.630E-08	3.164E-08	2.618E-08
			単位モーメントによる水平変位と回転角	δ_{0M}	m/kN.m	3.630E-08	3.164E-08	2.618E-08
				θ_{0M}	rad/kN.m	2.949E-08	2.910E-08	2.798E-08
	基礎のバネ定数	鉛直方向バネ		A_{VV}	kN/m	3.127E+06	3.192E+06	3.382E+06
		橋軸方向	水平方向バネ	A_{SS}	kN/m	3.481E+05	5.546E+05	1.154E+06
			水平と回転の連成バネ	A_{Sr}	kN/rad	-3.878E+05	-5.393E+05	-9.409E+05
				A_{rS}	kN.m/m	-3.878E+05	-5.393E+05	-9.409E+05
			回転バネ		A_{rr}	kN.m/rad	4.552E+07	4.613E+07
		橋軸直角方向	水平方向バネ	A_{SS}	kN/m	3.476E+05	5.538E+05	1.153E+06
			水平と回転の連成バネ	A_{Sr}	kN/rad	-4.279E+05	-6.022E+05	-1.078E+06
				A_{rS}	kN.m/m	-4.279E+05	-6.022E+05	-1.078E+06
			回転バネ		A_{rr}	kN.m/rad	3.444E+07	3.502E+07
		② 剛体フーチングの場合	基礎のバネ定数	鉛直方向バネ		A_{VV}	kN/m	5.677E+06
橋軸方向	水平方向バネ			A_{SS}	kN/m	4.533E+05	8.041E+05	2.229E+06
	水平と回転の連成バネ			A_{Sr}	kN/rad	-1.223E+06	-1.815E+06	-3.937E+06
				A_{rS}	kN.m/m	-1.223E+06	-1.815E+06	-3.937E+06
	回転バネ			A_{rr}	kN.m/rad	1.037E+08	1.052E+08	1.099E+08
橋軸直角方向	水平方向バネ			A_{SS}	kN/m	4.533E+05	8.041E+05	2.229E+06
	水平と回転の連成バネ			A_{Sr}	kN/rad	-1.223E+06	-1.815E+06	-3.937E+06
				A_{rS}	kN.m/m	-1.223E+06	-1.815E+06	-3.937E+06
	回転バネ		A_{rr}	kN.m/rad	8.311E+07	8.462E+07	8.936E+07	
①／②	基礎のバネ定数		鉛直方向バネ		A_{VV}		0.551	0.562
		橋軸方向	水平方向バネ	A_{SS}	0.768	0.690	0.518	
			水平と回転の連成バネ	A_{Sr}	0.317	0.297	0.239	
				A_{rS}	0.317	0.297	0.239	
			回転バネ		A_{rr}	0.439	0.439	0.436
		橋軸直角方向	水平方向バネ	A_{SS}	0.767	0.689	0.517	
			水平と回転の連成バネ	A_{Sr}	0.350	0.332	0.274	
				A_{rS}	0.350	0.332	0.274	
			回転バネ		A_{rr}	0.414	0.414	0.411

3.3 2次元解析モデルの適用性の検討

3.3.1 検討条件

(1)一般構造図

回転杭（つばさ杭）を用いた鋼製フーチング基礎の構造概要図を図-3.3.1 に示す。

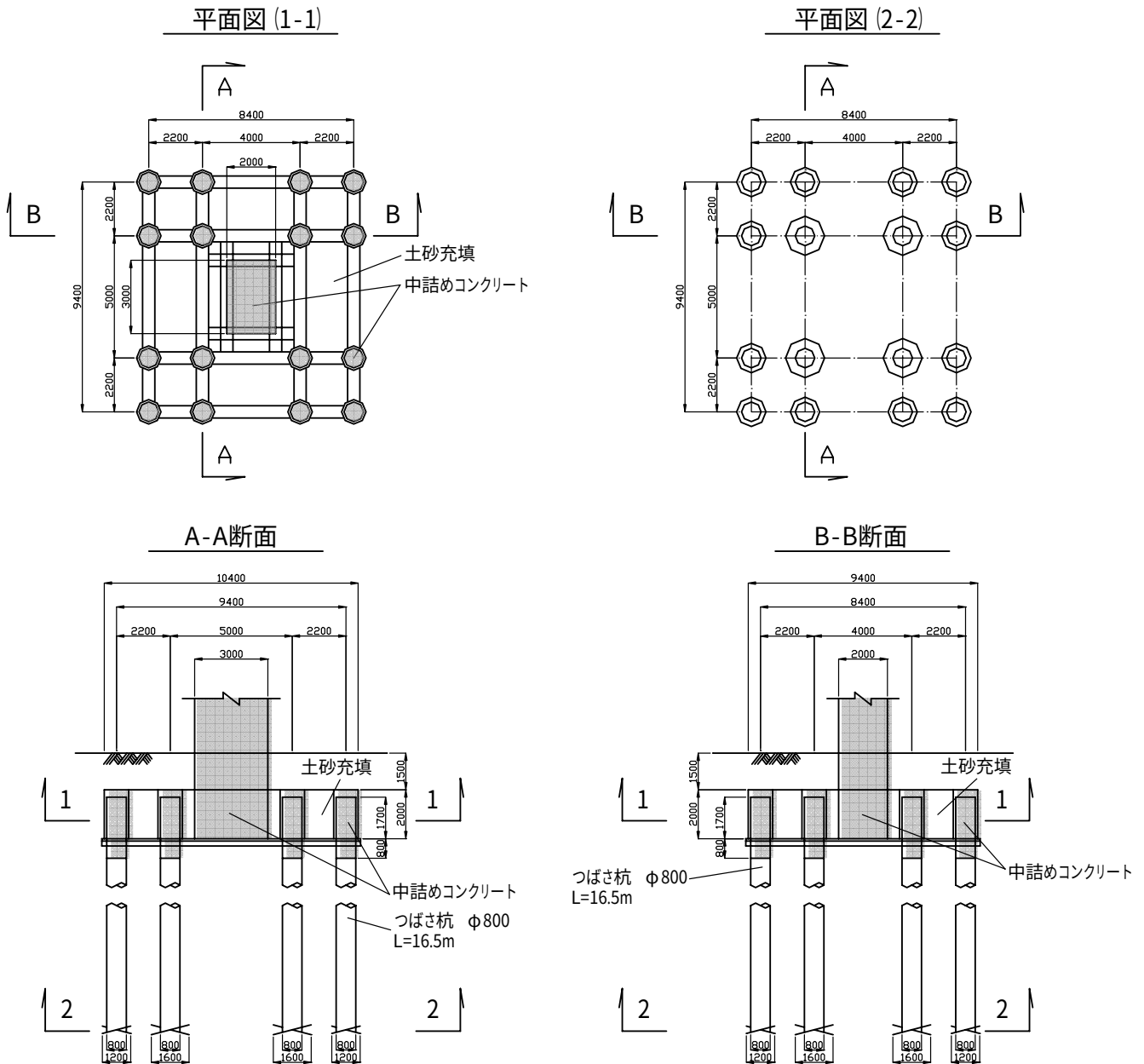


図 3.3.1 検討対象とした基礎の構造概要図

(2) 解析モデル

図-3.3.2～図-3.3.3 に比較検討の対象とした解析モデルの概要を示す。

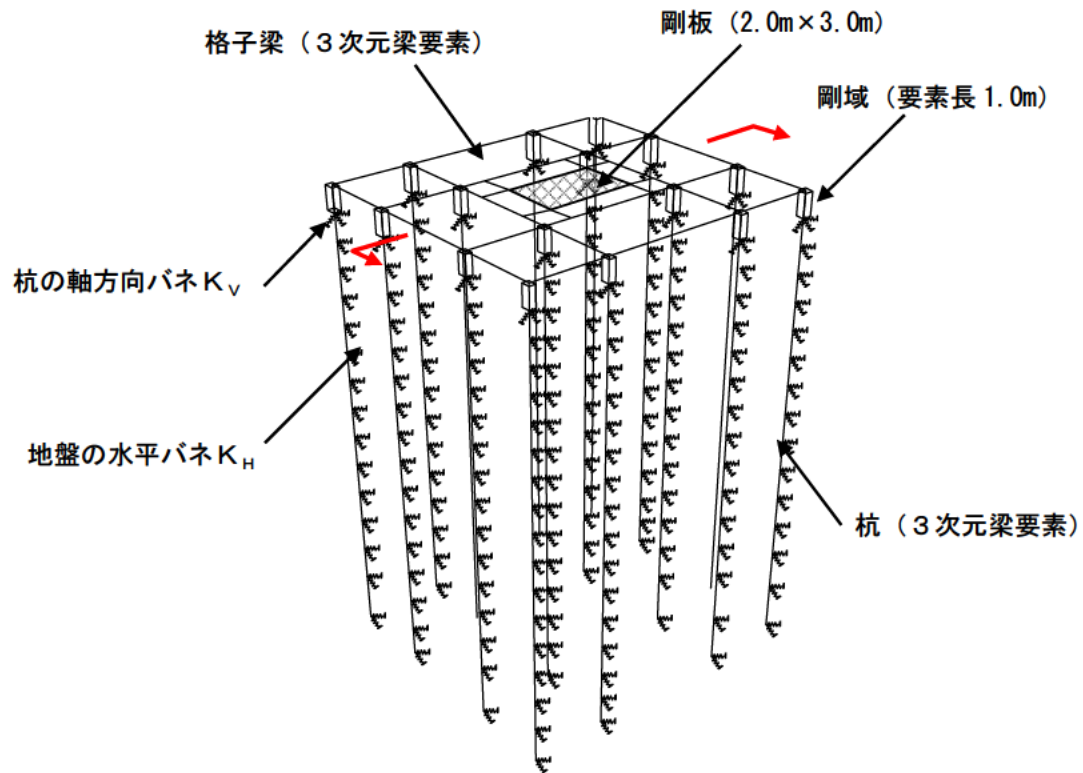


図 3.3.2 3次元一体モデル (3D)

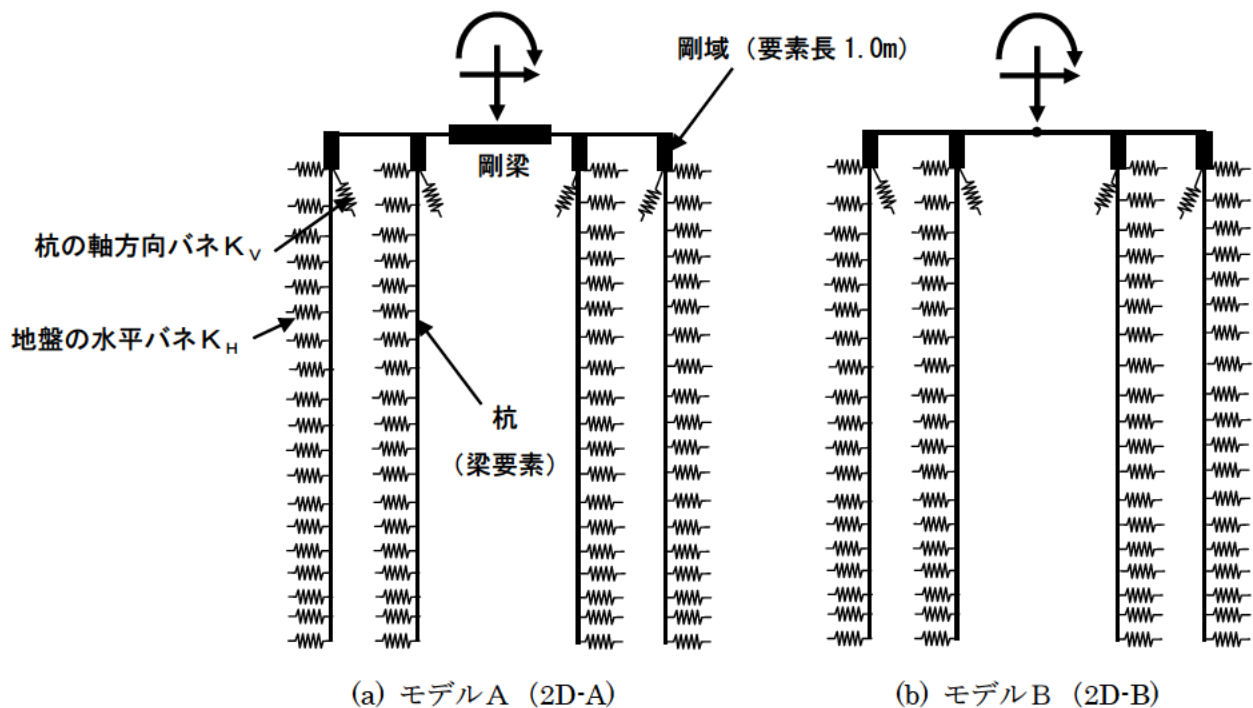


図 3.3.3 2次元解析モデル

(3)解析条件

地盤および構造物は線形弾性体として取り扱う。表-3.3.1～表-3.3.3 に解析に用いた地盤および構造物の入力物性値を示す。

作用荷重は、解析モデルのフーチング中心に水平、鉛直およびモーメントの単位荷重（杭 1 本当たりの大きさが 1.0 の荷重であり、3 次元解析では 16.0、2 次元解析では 4.0 となる）をそれぞれ個別に節点荷重として与えて解析する。

表-3.3.1 地盤の水平方向地盤反力係数 k_H

No.	土質	層厚(m)	k_H (kN/m ³)
2	砂質土	2.60	13226
3	粘性土	2.50	8817
4	粘性土	8.10	4409
5	砂質土	2.10	220432

表-3.3.2 杭の軸方向バネ定数 K_v (kN/m)

中央部杭（翼径 1.6m）	その他の杭（翼径 1.2m）
412432	590649

表-3.3.3 杭とフーチングの材料定数および断面定数

			3 次元解析		2 次元解析	
			杭	鋼桁	杭	鋼桁
弾性係数	kN/m ²		2.0×10^8	2.0×10^8	2.0×10^8	2.0×10^8
ポアソン比			0.3	0.3	0.3	0.3
軸方向断面積 A	m ²		0.0585	0.0975	0.0585	0.0975
断面 2 次 モーメント	I_x	m ⁴	0.00882	5.156×10^{-5}	0.00441	0.06183
	I_y	m ⁴	0.00441	0.00104		
	I_z	m ⁴	0.00441	0.06183		

注) I_x ：部材軸回りのねじり定数、 I_y 、 I_z ：部材の弱軸回りと強軸回りの断面 2 次モーメント

3.3.2 検討結果

表-3.3.4～表-3.3.6 に単位荷重作用時の基礎中心の変位量、杭頭鉛直反力および杭体の最大曲げモーメントを示す。また、表-3.3.7～表-3.3.9 には単位荷重作用時の結果より算定したレベル 2 地震時の荷重（地震時増分荷重で、以降「L2 地震荷重」と呼ぶ）作用時における基礎中心の変位量、杭頭鉛直反力および杭体の最大曲げモーメントを示す。

以上の結果より、2 次元解析ではレベル 2 地震時の設計を左右するモーメントによる杭頭鉛直反力を約 20%、水平荷重による基礎中心の水平変位や杭体の最大曲げモーメントを約 15%近く過小評価する計算結果（表-3.3.6～表-3.3.9 の斜体文字）になっているため、鋼製フーチング基礎の耐震計算に 2 次元解析モデルを適用することは困難と考えられる。

表-3.3.4 単位荷重作用時の基礎の変位量

	単位水平荷重作用時			単位鉛直荷重作用時			単位モーメント作用時		
	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B
水平変位(mm)	0.036	0.031	0.031	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
鉛直変位(mm)	0.000	0.000	0.000	-0.004	-0.003	-0.004	0.000	0.000	0.000
回転角(rad)	-2.06E-07	-2.25E-07	-1.31E-07	-2.13E-19	1.99E-20	5.01E-20	3.00E-07	1.85E-07	3.48E-07

表-3.3.5 単位荷重作用時の杭頭鉛直反力：単位(kN)

	単位水平荷重作用時			単位鉛直荷重作用時			単位モーメント作用時		
	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B
最前列杭	-1.088	-1.120	-1.128	0.737	0.994	0.772	0.252	0.328	0.319
	-1.113			0.935			0.386		
	-1.113			0.935			0.386		
	-1.088			0.737			0.252		
2列目杭	-0.375	-0.274	-0.254	0.953	1.006	1.228	0.137	0.173	0.194
	-0.244			1.375			0.243		
	-0.244			1.375			0.243		
	-0.375			0.953			0.137		
3列目杭	0.375	0.274	0.254	0.953	1.006	1.228	-0.137	-0.173	-0.194
	0.244			1.375			-0.243		
	0.244			1.375			-0.243		
	0.375			0.953			-0.137		
4列目杭	1.088	1.120	1.128	0.737	0.994	0.772	-0.252	-0.328	-0.319
	1.113			0.935			-0.386		
	1.113			0.935			-0.386		
	1.088			0.737			-0.252		

表-3.3.6 単位荷重作用時の杭体の最大曲げモーメント：単位(kN.m)

	単位水平荷重作用時			単位鉛直荷重作用時			単位モーメント作用時		
	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B
最前列杭	1.685	1.911	1.906	0.074	0.159	0.316	0.066	0.005	0.005
	2.132			0.344			0.073		
	2.132			0.344			0.073		
	1.685			0.074			0.066		
2列目杭	1.790	2.040	2.034	0.052	0.095	0.284	0.046	0.027	0.020
	2.288			0.271			0.075		
	2.288			0.271			0.075		
	1.790			0.052			0.046		
3列目杭	1.790	2.040	2.034	0.052	0.095	0.284	0.046	0.027	0.020
	2.288			0.271			0.075		
	2.288			0.271			0.075		
	1.790			0.052			0.046		
4列目杭	1.685	1.911	1.906	0.074	0.159	0.316	0.066	0.005	0.005
	2.132			0.344			0.073		
	2.132			0.344			0.073		
	1.685			0.074			0.066		

表-3.3.7 L2 地震荷重作用時の基礎中心の変位量

	水平荷重作用時			鉛直荷重作用時			モーメント作用時		
	H= 909 (kN/本)			V= 130 (kN/本)			M= 4,826 (kN.m/本)		
	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B
水平変位(mm)	32.6	28.1	28.3	0.0	0.0	0.0	-1.0	-1.1	-0.6
鉛直変位(mm)	0.0	0.0	0.0	-0.5	-0.3	-0.5	0.0	0.0	0.0
回転角(rad)	-0.00019	-0.00020	-0.00012	0.00000	0.00000	0.00000	0.00145	0.00089	0.00168

表-3.3.8 L2 地震荷重作用時の杭頭鉛直反力：単位(kN)

	水平荷重作用時			鉛直荷重作用時			モーメント作用時		
	H= 909 (kN/本)			V= 130 (kN/本)			M= 4,826 (kN.m/本)		
	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B
最前列杭	-989	-1,018	-1,026	96	129	100	1,217	1,582	1,539
	-1,012			121			1,861		
	-1,012			121			1,861		
	-989			96			1,217		
2列目杭	-341	-249	-231	124	130	159	661	834	936
	-222			178			1,174		
	-222			178			1,174		
	-341			124			661		
3列目杭	341	249	231	124	130	159	-661	-834	-936
	222			178			-1,174		
	222			178			-1,174		
	341			124			-661		
4列目杭	989	1,018	1,026	96	129	100	-1,217	-1,582	-1,539
	1,012			121			-1,861		
	1,012			121			-1,861		
	989			96			-1,217		

表-3.3.9 L2 地震荷重作用時の杭体の最大曲げモーメント：単位(kN.m)

	水平荷重作用時			鉛直荷重作用時			モーメント作用時		
	H= 909 (kN/本)			V= 130 (kN/本)			M= 4,826 (kN.m/本)		
	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B	3D	2D-A	2D-B
最前列杭	1,532	1,737	1,732	10	21	41	319	24	22
	1,938			45			352		
	1,938			45			352		
	1,532			10			319		
2列目杭	1,627	1,854	1,849	7	12	37	224	129	98
	2,079			35			361		
	2,079			35			361		
	1,627			7			224		
3列目杭	1,627	1,854	1,849	7	12	37	224	129	98
	2,079			35			361		
	2,079			35			361		
	1,627			7			224		
4列目杭	1,532	1,737	1,732	10	21	41	319	24	22
	1,938			45			352		
	1,938			45			352		
	1,532			10			319		

3.4 まとめ

本章では、鋼製フーチングを用いた杭基礎の設計法の開発に資するため、はじめに鋼製フーチングが杭に比べて十分な曲げ剛性を有し、剛体として取り扱えるか否か、通常のRCフーチングの場合と比較することにより検討した。その結果、今回設定した鋼製フーチングは、そのままでは剛体として取り扱うことができないことが判明した。

剛体として取り扱えない場合でも、鋼製フーチングの弾性的な挙動を考慮した解析モデルを用いてフーチングの設計を行うとともに、橋梁全体系モデルの動的解析に用いる基礎のバネ定数や橋脚下端の断面力に対する杭の荷重分担等を適切に評価することにより、鋼製フーチングの適用は可能と考えられる。

そこで、鋼製フーチングの弾性的な挙動を考慮した杭基礎の設計法の開発に資するため、2種類の解析モデル（格子梁モデルと3次元一体モデル）を選定し、各種荷重に対する挙動や応答値について分析検討した。その結果、線形解析では格子梁モデルと3次元一体モデルの結果はほぼ一致することが分かった。しかし、レベル2地震時の耐震計算のように構造物躯体や地盤の非線形性を考慮する場合には、格子梁モデルの適用は困難であり、3次元一体モデルを適用する必要があると考えられる。

一方、3次元一体モデルにより算定した鋼製フーチング基礎のバネ定数はフーチングを剛体と仮定した基礎のバネ定数の1/4～2/3程度になることが判明した。

最後に、3次元一体モデルと比較することにより2次元解析モデルの適用性について検討した結果、鋼製フーチング基礎の設計に2次元解析モデルを適用することは困難であることが分かった。

第4章 二重管式杭頭結合構造の載荷実験

4.1 実験概要

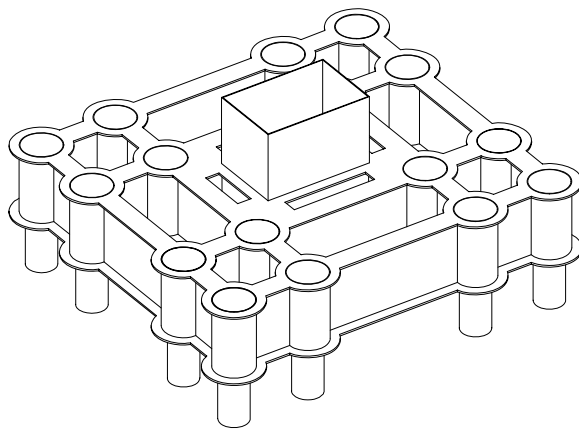
4.1.1 基本構造

図-4.1.1 に示す二重鋼管による結合方式とする。内鋼管（回転杭）の埋込み長は $1.5D$ 以上（ D ：回転杭の径）、杭下部の中詰め長 $1.0D$ とし、外鋼管と内鋼管（回転杭）の間にコンクリートあるいはモルタルを充填し、ずれ止めにより荷重伝達する。

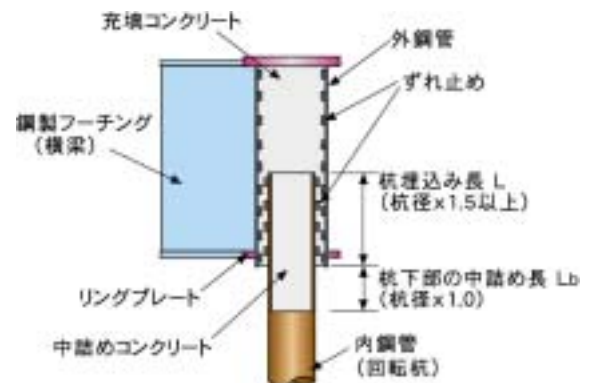
外鋼管：外鋼管内側に平鋼（ずれ止め）を複数段取付るか、または内面リブ付き鋼管を使用。

内鋼管（回転杭）：回転杭をはじめとした鋼管杭で、杭外面にずれ止め複数段、取付る。

リングプレート：外鋼管外周に補強リングとして溶接し、外鋼管から横梁に荷重を伝達する。



(a)一般図



(b)構造詳細図

図-4.1.1 杭頭結合構造

4.1.2 実験の位置付けと目的

二重管式杭頭結合構造に関して、道路橋基礎としての要求性能を満足する設計法の構築ならびに本構造の耐荷特性（弾性状態、終局状態）の把握を目的として、軸力載荷実験、曲げせん断力載荷実験を実施した。二重管式杭頭結合構造の設計の基本方針、および設計法構築にあたっての着眼点は下記のとおりである。

【設計の基本方針】

- (1) 杭とフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合とし、杭頭結合部が、杭基礎に先行して降伏することのないように設計を行うこととする。
- (2) 常時、暴風時、レベル1地震時において、杭頭結合部を構成する部材は、弾性状態を保持することを原則とする。
- (3) 杭頭結合部は、杭の施工誤差（偏芯）を考慮して、適切に設計を行う。

【設計法構築にあたっての着眼点】

- ①終局時における杭頭結合部の耐力照査法（杭体が先行降伏）の構築、或いは導入
- ②常時、暴風時、レベル1地震時の設計法として、「弾性状態の保持を検証する設計法」の構築
- ③杭の施工誤差に対する設計的配慮の導入

4.1.2.1 設計法構築にあたっての課題の整理

(1) 既往のシアキー方式（二重管式結合）の構造形式と設計法の特徴

本構造に類似する既存構造の設計法および既往実験結果を再検討して、可能な範囲で、本構造への適用を試みる。

① A P I 基準のシアキー結合構造²⁾

→二重管式結合により軸力伝達する構造であり、シアキー方式のコンクリート付着強度評価式が実験結果に基づいて設定されている。

② 鉄道標準のソケット結合構造¹⁾

→二重管式結合により曲げせん断力、軸力を伝達する構造。設計法は、終局強度評価（実験により検証）のみ構築されており、弾性設計法は提示されていない。なお、鉄道標準でもシアキーの付着強度評価手法は①に準拠している。

(2) 設計法構築にあたっての課題

① 押込み・引抜き力に対する設計評価手法

- ・終局耐力の評価は、A P I 基準の付着強度式²⁾を準用→本構造への適用性の検証が必要。
- ・使用限界（弾性域）における設計法の新たな構築。
- ・内鋼管（杭）の偏芯による影響に対する検討。
- ・内鋼管（杭）の径厚比の適用範囲の拡大

A P I 基準： $D_p / t_p \leq 40$ (D_p ：内鋼管外径、 t_p ：内鋼管板厚)

本構造：通常の鋼管杭の適用を考慮し、 $D_p / t_p > 40$ の適用を可能とする。

⇒内鋼管にコンクリート中詰めをすることで、適用範囲を拡大可能なことを確認

②曲げせん断力に対する設計評価手法

- ・終局耐力の評価は、鉄道標準の式¹⁾を準用→本構造への適用性の検証が必要。
- ・使用限界（弾性域）における設計法の新たな構築。
- ・内鋼管（杭）の偏芯による影響に対する検討。

4.1.2.2 実験の目的

（１）軸力載荷実験における着眼点

①A P I 基準の付着強度式²⁾の適用性確認

- ・A P I 基準の付着強度式を用いて、「設計の基本方針」通りに、杭頭結合部耐力＞杭体耐力として、設計した試験体が想定どおりの破壊形態をとることを確認する。

②使用限界（弾性域）における設計法の新たな構築

- ・弾性域において、外鋼管、内鋼管などの応力を計測し、荷重伝達機構を解明し、充填コンクリートおよび外鋼管に作用する応力度の評価方法を提案する。

③内鋼管（杭）の偏芯による影響に対する検討

- ・内鋼管と外鋼管が接するまで偏芯させた状態で、載荷を実施し、外鋼管、内鋼管およびリングプレートなどの各部材の応力を計測し、杭の施工誤差に伴う偏芯の影響を評価する。

④内鋼管（杭）の径厚比の適用範囲の拡大

- ・内鋼管の径厚比を $D_p / t_p > 40$ とし、内鋼管にコンクリート中詰めした試験体を用いて、載荷をおこない、内鋼管に弾性座屈が発生しないことを確認する。既往実験結果⁹⁾とあわせて、内鋼管（杭）の径厚比の適用範囲の拡大できることを検証する。

（２）曲げせん断力載荷実験における着眼点

①鉄道標準の二重管式結合構造耐力式¹⁾の適用性確認

- ・鉄道標準の耐力式を用いて、「設計の基本方針」通りに、杭頭結合部耐力＞杭体耐力として、設計した試験体が想定どおりの破壊形態をとることを確認する。

②使用限界（弾性域）における設計法の新たな構築

- ・弾性域において、外鋼管、内鋼管などの応力を計測し、荷重伝達機構を解明し、充填コンクリートおよび外鋼管の応力度の評価方法を設定する。

③内鋼管（杭）の偏芯による影響に対する検討

- ・内鋼管と外鋼管が接するまで偏芯させた状態で、載荷を実施し、外鋼管、内鋼管およびリングプレートなどの各部材の応力を計測し、杭の施工誤差に伴う偏芯の影響を評価する。

4.1.2.3 実験条件概要

実験条件の概要を以下に示す。

① 軸力載荷実験

表-4.1.1 試験体の条件（軸力載荷実験）

試験体	A-1	A-2	A-3
内鋼管(杭径: D_p)	STK400 ($\phi 508 \times t12$)	STK400 ($\phi 508 \times t12$)	STK400 ($\phi 508 \times t12$)
外鋼管	SKK400 ($\phi 711 \times t12$)	SKK400 ($\phi 711 \times t12$)	SKK400 ($\phi 711 \times t12$)
中詰めコンクリート強度	$\sigma_c = 39.8 \text{ N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c = 41.4 \text{ N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c = 33.4 \text{ N/mm}^2$ (早強)
ずれ止め	厚さ 12mm $\times$ 幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm $\times$ 幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm $\times$ 幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段
埋込み長	1.5 D_p	1.5 D_p	1.5 D_p
載荷方式	押込み	引抜き	押込み
偏芯の有無	無	無	有(70mm)

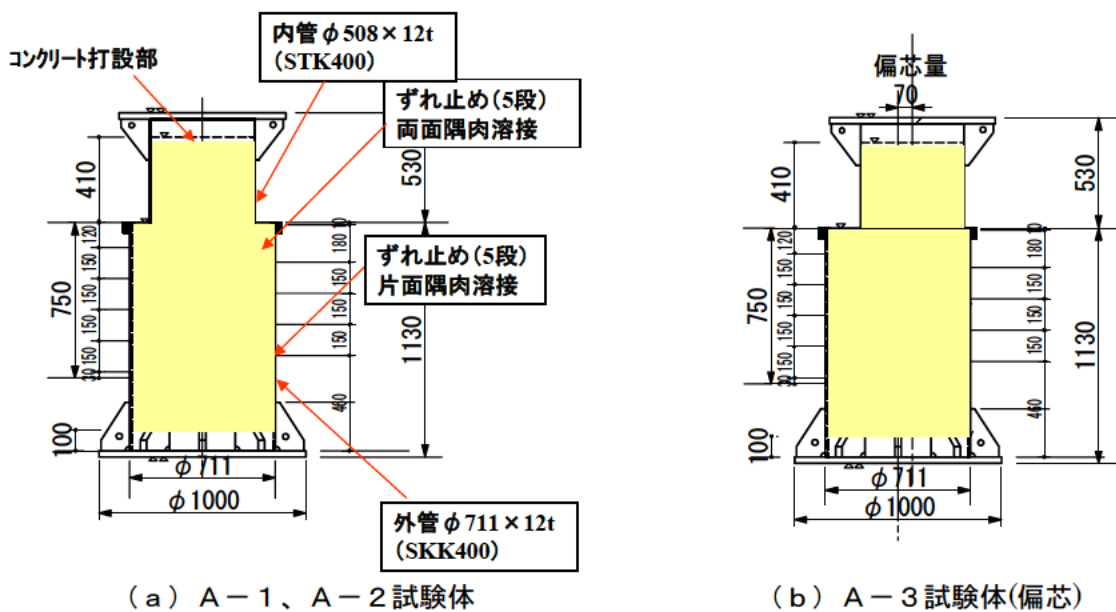


図-4.1.2 試験体概要図（軸力載荷実験）

② 曲げせん断力載荷実験

表-4.1.2 実験条件（曲げせん断力載荷実験）

試験体	B-1	B-2	B-3
内鋼管 (杭径: D_p)	STK400 $\phi 508 \times t12$	STK400 $\phi 508 \times t12$	STK400 $\phi 508 \times t12$
外鋼管	SKK400 $\phi 711 \times t16$	SKK400 $\phi 711 \times t16$	SKK400 $\phi 711 \times t16$
中詰めコンクリート	$\sigma_c = 34.1 \text{ N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c = 33.6 \text{ N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c = 33.9 \text{ N/mm}^2$ (早強)
ずれ止め	厚さ 12mm × 幅 20mm の 平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm × 幅 20mm の 平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm × 幅 20mm の 平鋼 (SS400) : 5 段
埋込み長	1.5 D_p	1.5 D_p	1.5 D_p
軸力	1800kN	無	無
偏芯の有無	無	無	有(65mm)
備考	軸力比 $N/N_y = 0.4$		

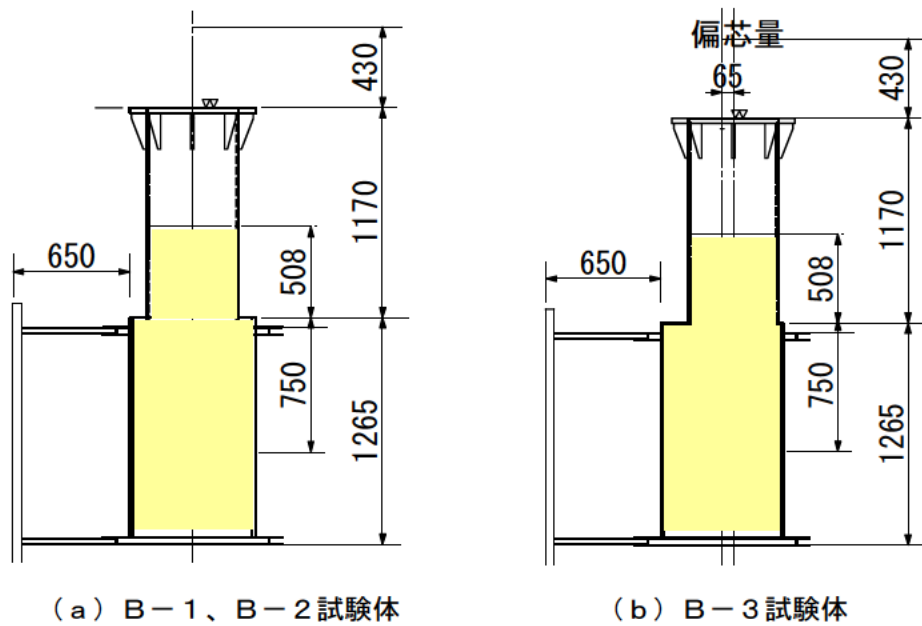


図-4.1.3 試験体概要図（曲げせん断力載荷実験）

本構造の適用範囲に対する試験体形状の位置付けについて、類似構造に関する既往試験^{2)、4)、5)}のものと合わせて、以下の図に示す。

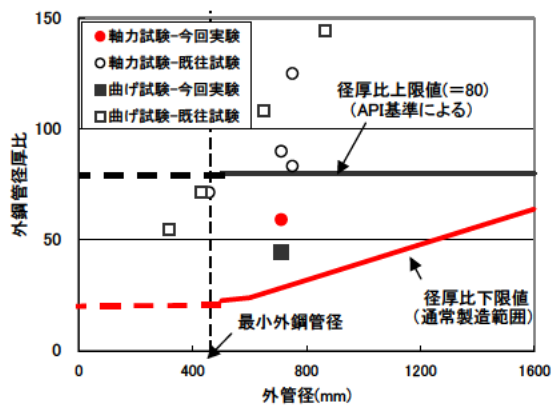


図-4.1.4 本試験体の外鋼管径厚比

※既往の実験は、本構造の外鋼管の最小径以上の、径厚比適用範囲内で実施されていない

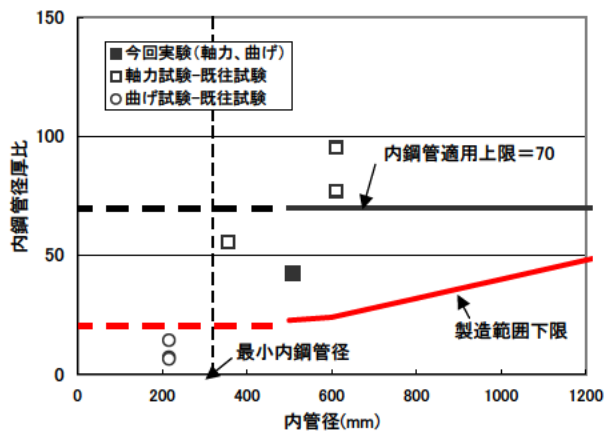


図-4.1.5 本試験体の内鋼管径厚比

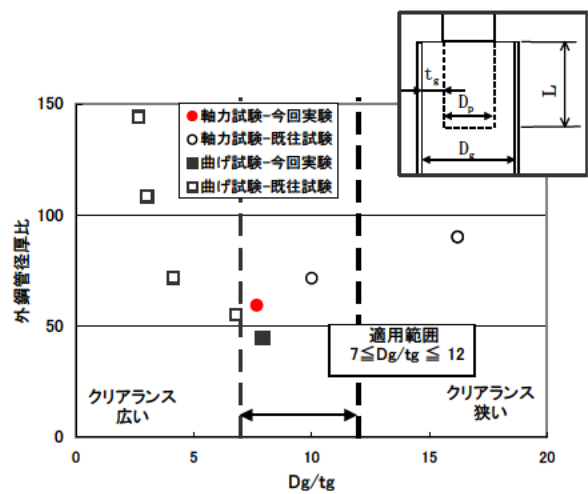


図-4.1.6 本試験体の Dg/tg (クリアランス比)

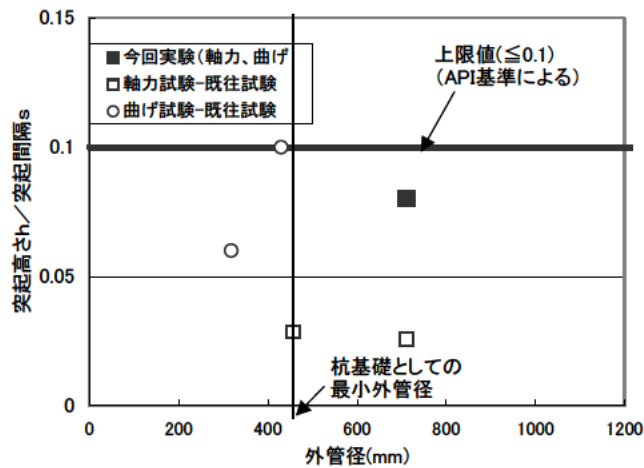


図-4.1.7 本試験体のずれ止め高さ h / 突起間隔 s

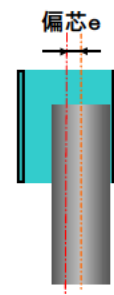


図-4.1.8 杭の偏芯

4.2 軸力載荷実験

4.2.1 実験条件

(1) 実験目的

杭頭結合部の鉛直耐力について検討するため、実大スケールにおける載荷実験を実施する。主な評価項目は下記のとおりである。

- ①鉛直耐荷力（A P I 基準式適用性）および荷重伝達機構の確認（押込み、引抜き）
- ②偏芯による影響

(2) 試験体

表-4.2.1 に試験体および実験条件の概要を示す。図-4.2.1、図-4.2.2 に試験体寸法を示す。ずれ止め部材はいずれも厚さ 12mm×幅 20mm の平鋼（SS400）を用いて、各段、二分割して隅肉溶接（脚長 9mm）により鋼管に取り付けている。なお、外側鋼管のずれ止めについてはフーチング側の下面（片面）のみ、結合鋼管（内管）のずれ止めについては上下の両面を溶接している。

表-4.2.1 試験体および実験条件

試験体	A-1	A-2	A-3
内鋼管(杭径: Dp)	STK400 (φ 508×t12)	STK400 (φ 508×t12)	STK400 (φ 508×t12)
外鋼管	SKK400 (φ 711×t12)	SKK400 (φ 711×t12)	SKK400 (φ 711×t12)
中詰めコンクリート強度	$\sigma_c=39.8\text{N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c=41.4\text{N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c=33.4\text{N/mm}^2$ (早強)
ずれ止め	厚さ 12mm×幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm×幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm×幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段
埋込み長	750mm	750mm	750mm
載荷方式	押込み	引抜き	押込み
偏芯の有無	無	無	有(70mm)

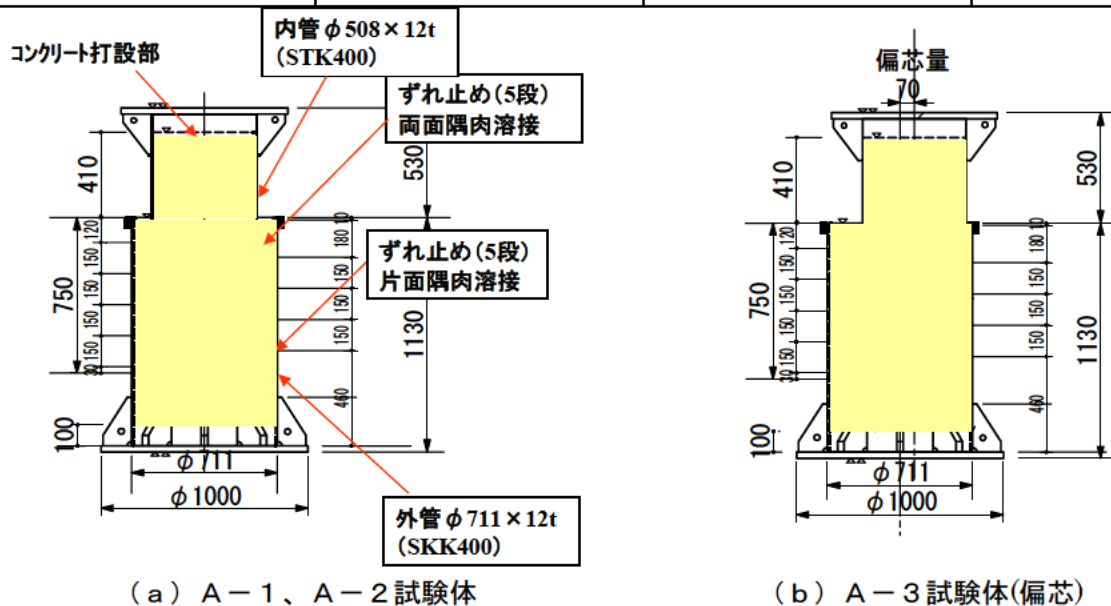
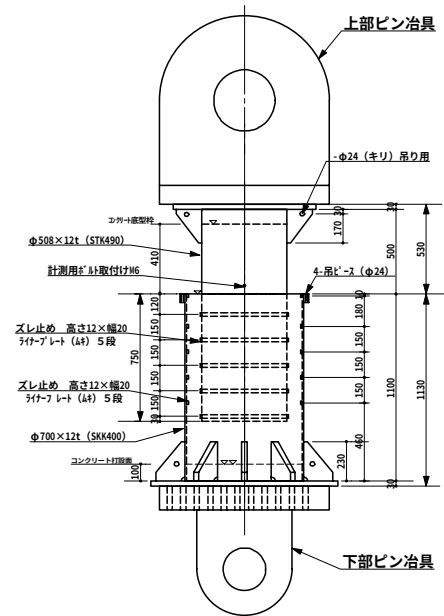
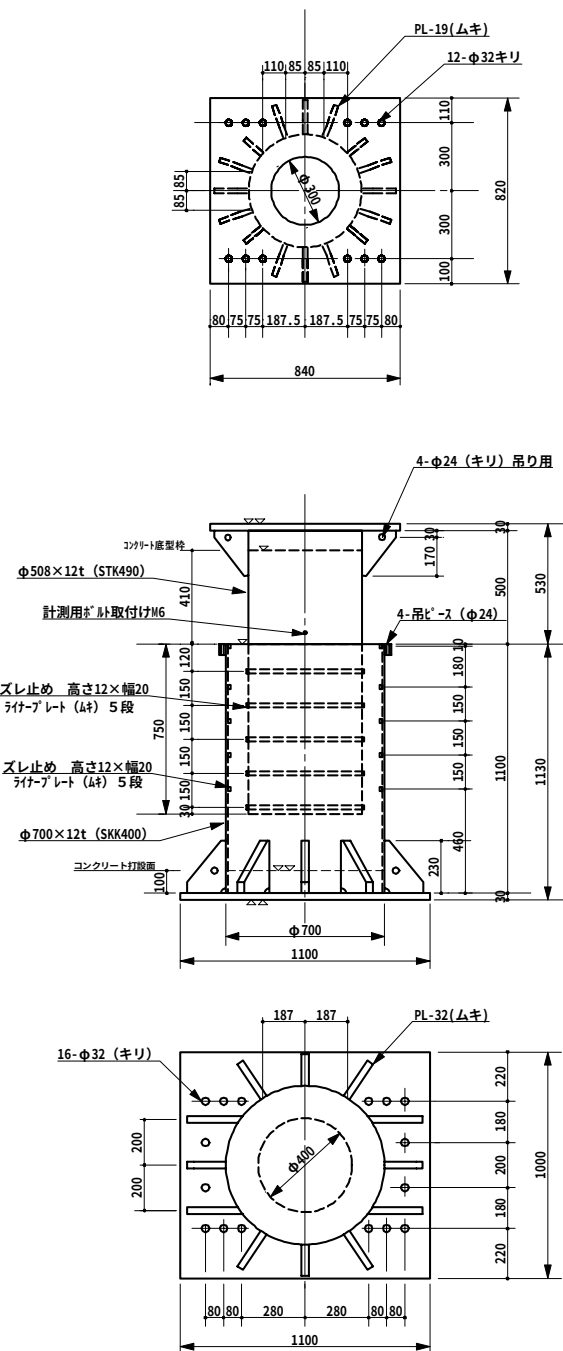


図-4.2.1 試験体概要図



引抜き実験治具

図-4.2.3 引抜き試験体詳細図 (A-2)



写真-4.2.2 引抜き実験状況

表-4.2.2 鋼管の材料特性（A－1、A－2 共通）

規格	区分	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
STK400 (杭材)	規格値	2 3 5	4 0 0	20 以上
	ミルシート値	3 8 1	4 5 6	4 1
SKK400 (外側鋼管)	規格値	2 3 5	4 0 0	20 以上
	ミルシート値	3 6 9	4 5 6	4 1

表-4.2.3 鋼管の材料特性（A－3）

規格	区分	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
STK400 (杭材)	規格値	2 3 5	4 0 0	20 以上
	ミルシート値	4 0 0	4 7 4	4 1
SKK400 (外側鋼管)	規格値	2 3 5	4 0 0	20 以上
	ミルシート値	3 4 1	4 5 8	4 1

表-4.2.4 コンクリートの圧縮強度実験結果

試験体	圧縮強度（平均値） (N/mm ²)
A－1	39.8
A－2	41.4
A－3	33.9

(3) 想定荷重

1) 杭体耐荷力 $\phi 508 \times 12t$ (STK400)

$$\sigma_{py} \times A_p = 381 \text{ N/mm}^2 \times 18700 \text{ mm}^2 = 7125 \text{ kN}$$

2) ソケット鋼管耐荷力 $\phi 711 \times 12t$ (SKK400)

$$\sigma_{jy} \times A_j = 369 \text{ N/mm}^2 \times 25910 \text{ mm}^2 = 9561 \text{ kN}$$

3) ずれ止め耐荷力 (ずれ止めの付着応力度は、A P I 基準に準拠し、下式を適用)

$$\text{常 時} \quad : \quad \tau_{fa} = 0.138 + 0.5 \cdot f_{cu} \cdot h / s$$

$$\text{レベル 1 地震時} \quad : \quad \text{常時の 1.5 倍}$$

$$\text{レベル 2 地震時} \quad : \quad \tau_{fu} = 1.15 + 1.72 \cdot f_{cu} \cdot h / s$$

ここに、 τ_{fa} : 許容付着応力度 (N/mm²)、 τ_{fu} : 極限付着強度 (N/mm²)、

f_{cu} : 充填コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

h : 突起高さ (mm)、 s : 突起間隔 (mm)

上式から算定される各試験体ごとの付着強度を表-4.2.5 に示す。

表-4.2.5 付着強度式 (A P I 基準準拠) によるずれ止めの付着強度

供試体	コンクリート圧縮強度 f_{cu} (N/mm ²)	突起高さ h (mm)	突起間隔 s (mm)	短期許容付着応力度 $1.5 \times \tau_{fa}$ (N/mm ²)	極限付着強度 τ_{fu} (N/mm ²)
A-1	39.8	12	150	2.60	6.63
A-2	41.4	12	150	2.69	6.85
A-3	33.9	12	150	2.24	5.81

ずれ止め耐荷力は以下の式により算定した。各試験体ごとの耐荷力 (鉛直支持力) を表-4.2.6 に示す。

耐荷力 N = 内鋼管 (杭) 周長 S $\times$ 有効付着長 L $\times$ 付着強度

ただし、有効付着長は、 $L=750\text{mm}$ (杭埋込み長) とした

表-4.2.6 付着強度式 (A P I 基準準拠) によるずれ止め部耐荷力 (鉛直支持力)

供試体	内鋼管周長 S (mm)	有効付着長 L (mm)	短期許容付着応力 度 $1.5 \times \tau_{fa}$ (N/mm ²)	極限付着強度 τ_{fu} (N/mm ²)	短期許容支持力 (kN)	極限支持力 (kN)
A-1	1596	750	3.30	6.63	3948	7936
A-2	1596	750	3.41	6.85	4079	—
A-3	1596	750	2.89	5.81	3465	6955

(4) 載荷方法

載荷方法の概要を図-4.2.4 に示す。

1) 押し込み試験 (A-1、A-3 試験体)

第1ステップで、2156kN(220tf)を目標に載荷速度 10tf/min を目安に荷重制御にて載荷する。

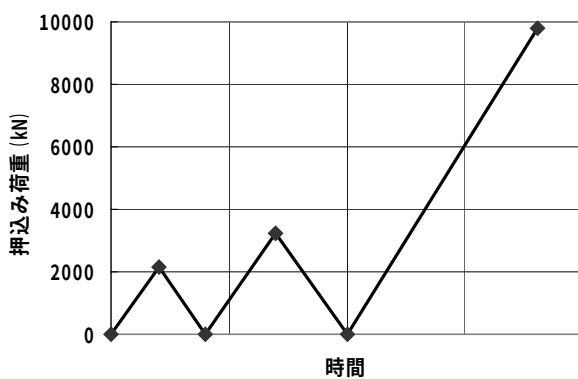
最大荷重 P_y を目安に荷重増分 1.0 tf ピッチで計測を行う。荷重を 60 tf 載荷した時点で、試験体の変位とひずみの測定値から載荷の偏心状況を確認する。各測定値が平均値の $\pm 5\%$ 以内になるように、鋼管を円周方向に回転しながら荷重が均等に加力されるように調整する。

一旦、除荷後、第2ステップとして 3234kN (330tf) を目標に載荷速度 30tf/min を目安に荷重制御にて載荷する。再度、除荷後、第3ステップとして試験体が破壊に至るまで単調載荷を行う。ピーク付近に達した後は、変位制御にて載荷を行う。

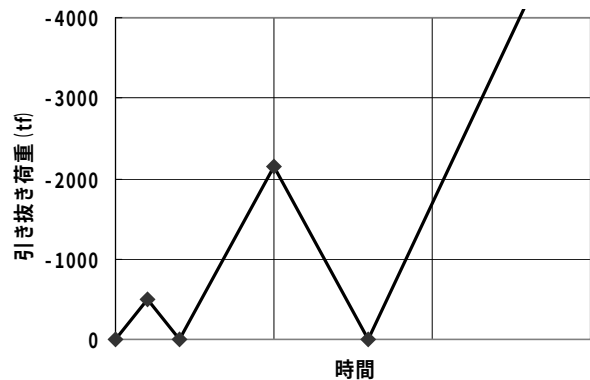
2) 引き抜き試験 (A-2 試験体)

押し込み試験と同様に予備載荷として 50 tf 載荷し、一旦、除荷して、その後、2156kN (220tf) を目標に載荷速度 10tf/min を目安に荷重制御にて載荷する。除荷後、第2ステップとして 3234kN (330tf) を目標に載荷速度 30tf/min を目安に試験体が破壊に至るまで単調載荷を行う。

なお、引き抜き試験については、(1) 道路橋基礎において、通常、発生する引き抜き力のレベル(最大押し込み力の 1/3 程度)、(2) 試験機的能力、等を勘案して、短期許容支持力レベルまでの確認にとどめている。



(a) 押し込み試験



(b) 引き抜き試験

図-4.2.4 載荷荷重ステップ

(5) 計測項目

計測項目、測定機器および点数は表-4.2.7 のとおりである。

表-4.2.7 計測項目と点数

計測項目	測定機器	点数	備 考
鉛直荷重	荷重計	1 点	ロードセル
載荷点鉛直変位量 SDH	変位計 SDP-200	4 点	上部端板の位置
鉛直ラムストローク	変位計	1 点	
内鋼管の鉛直変位 KDIP	変位計 SDP-50	2 点	
外管単面の鉛直変位 KDOP	変位計 SDP-50	2 点	
内鋼管部材 ひずみ	塑性 2 軸ゲージ	4 点	1 断面各 4 点
	1 軸ゲージ	—	—
外鋼管部材 ひずみ	塑性 2 軸ゲージ	20 点	4 断面各 4 点
	1 軸ゲージ	—	—

ひずみゲージ貼付位置、変位計の設置位置は、図-4.2.5 に示す通りとする。

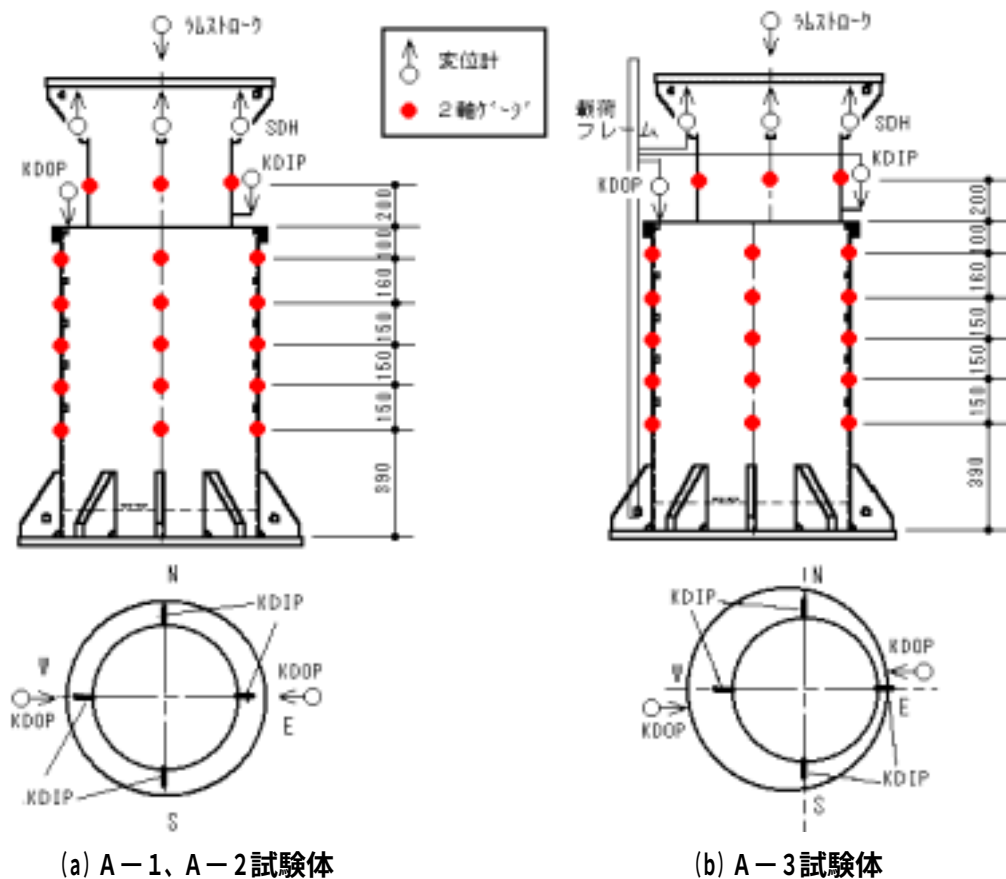


図-4.2.5 計測装置設置位置

鋼管（内外管ともに）周方向 15°ピッチ（東西方向中心線基点）、軸方向 100mm ピッチ（結合面基点）で罫書きを行った。

4.2.2 実験結果

(1) A－1 試験体（押込み）

図-4.2.6 にA－1 試験体（押込み）の荷重－載荷点変位の関係を示す。荷重 7800kN を過ぎたあたりで、内鋼管（φ 508×12t）に明瞭な座屈波形が発生した。その後、耐力は増加し、ピーク荷重 8375kN に達した後、内鋼管（φ 508×12t）の座屈の進展とともに荷重が徐々に低下した。また、同図中に示す極限付着強度（1.2 式）荷重算定値（表-4.2.6 参照）を上回った。

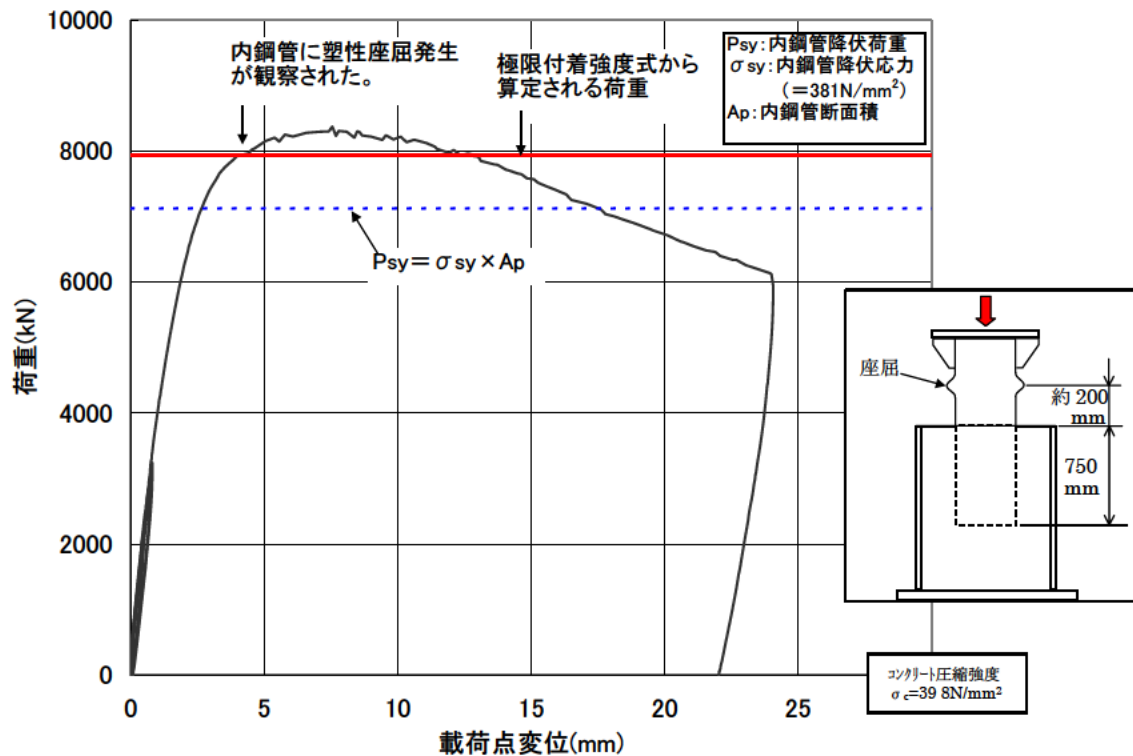


図-4.2.6 荷重－載荷点平均変位関係（A－1 押込み試験体）

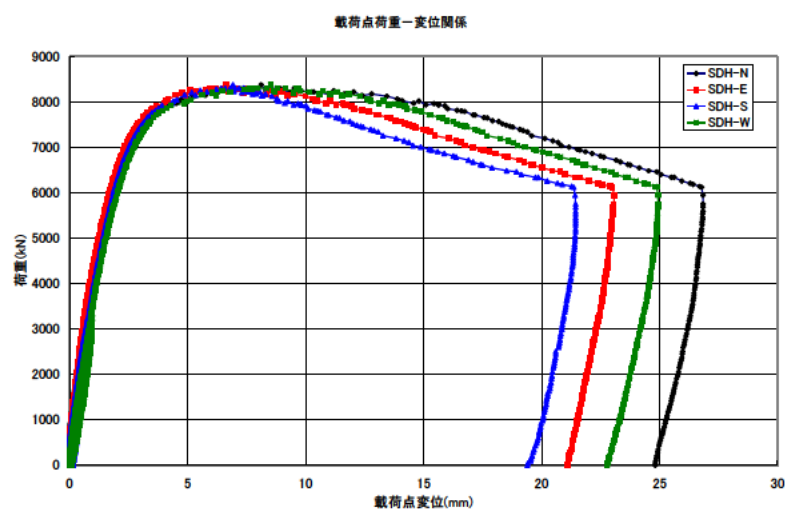


図-4.2.7 荷重－載荷点変位（東西南北）関係（A－1 押込み試験体）



(a) 座屈状況拡大図



(b) コンクリート面（ひび割れ発生なし）

写真-4.2.3 A－1試験体（押込み）実験後の状況

写真-4.2.4 に外管はつり後の内部コンクリートの状況を示す。ずれ止めによって、せん断破壊している様子が分かる。



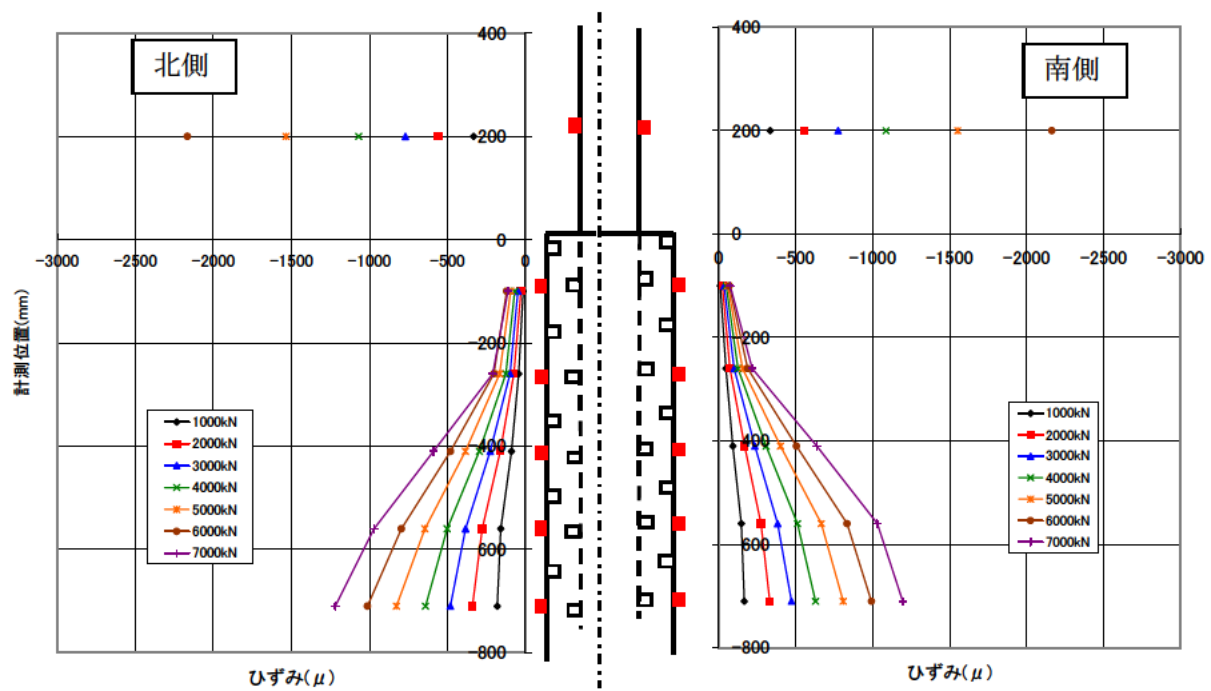
(a) 内部コンクリートの状況



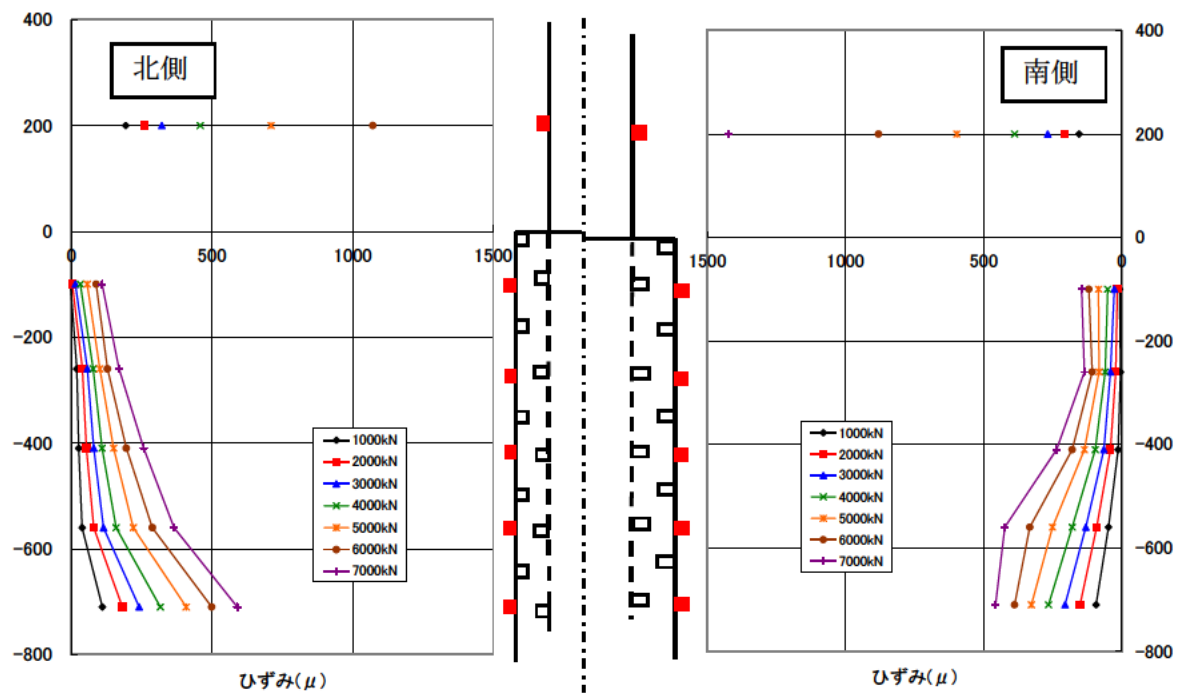
(b) 外鋼管のずれ止め(片側隅肉)の状況(損傷なし)

写真-4.2.4 A－1試験体（押込み）実験後の鋼管内部状況

次に、図-4.2.8 にA－1試験体（押込み）の管軸方向および周方向のひずみ分布を示す（正号：引張りひずみ、負号：圧縮ひずみ）。内鋼管からの荷重は、中詰めコンクリートを介して、外鋼管に伝達される。外鋼管は管軸方向に圧縮応力状態になっている。また、その分布は、三角形分布をしており、軸力として、ほぼ一様に伝達されていることが分かる。また、管周方向には、外鋼管はフープテンションの応力状態になっている。これは、外鋼管のポアソン比効果以外に、充填コンクリートがせん断によって、外側に膨らもうとするのを外鋼管が抑えるためと考えられる。

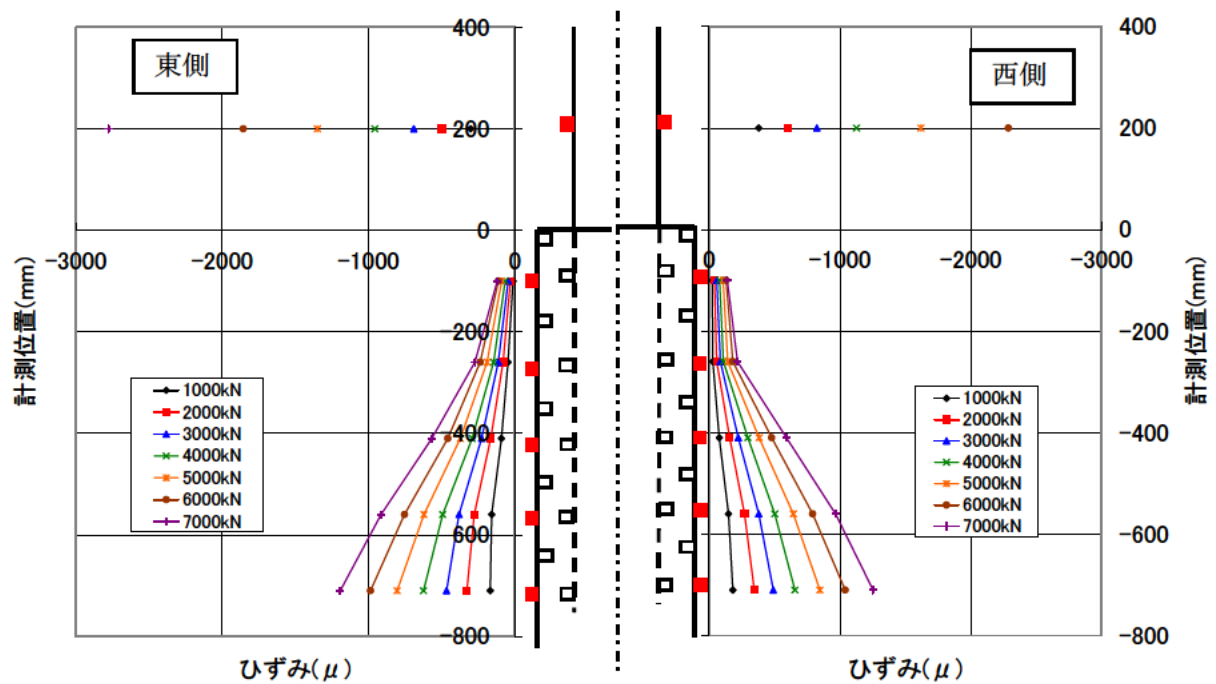


(a) 管軸方向ひずみ分布 (南北)

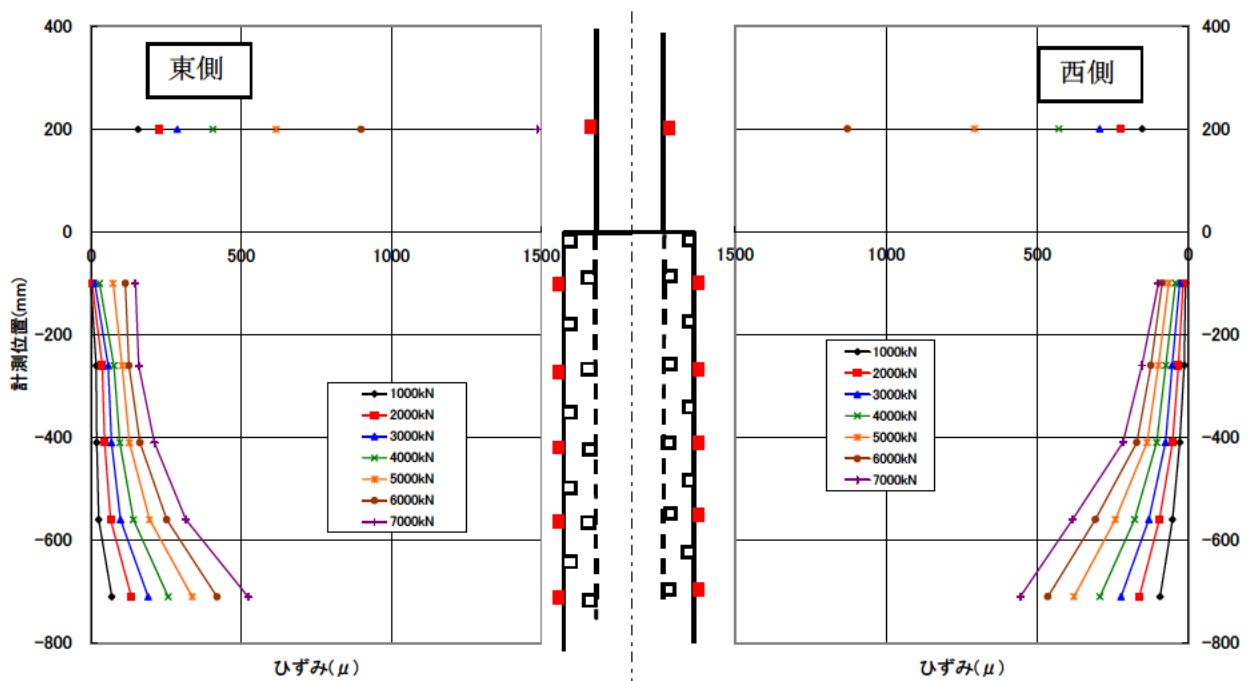


(b) 管周方向ひずみ分布 (南北)

図-4.2.8-1 ひずみ分布 (A-1 押込み試験体)



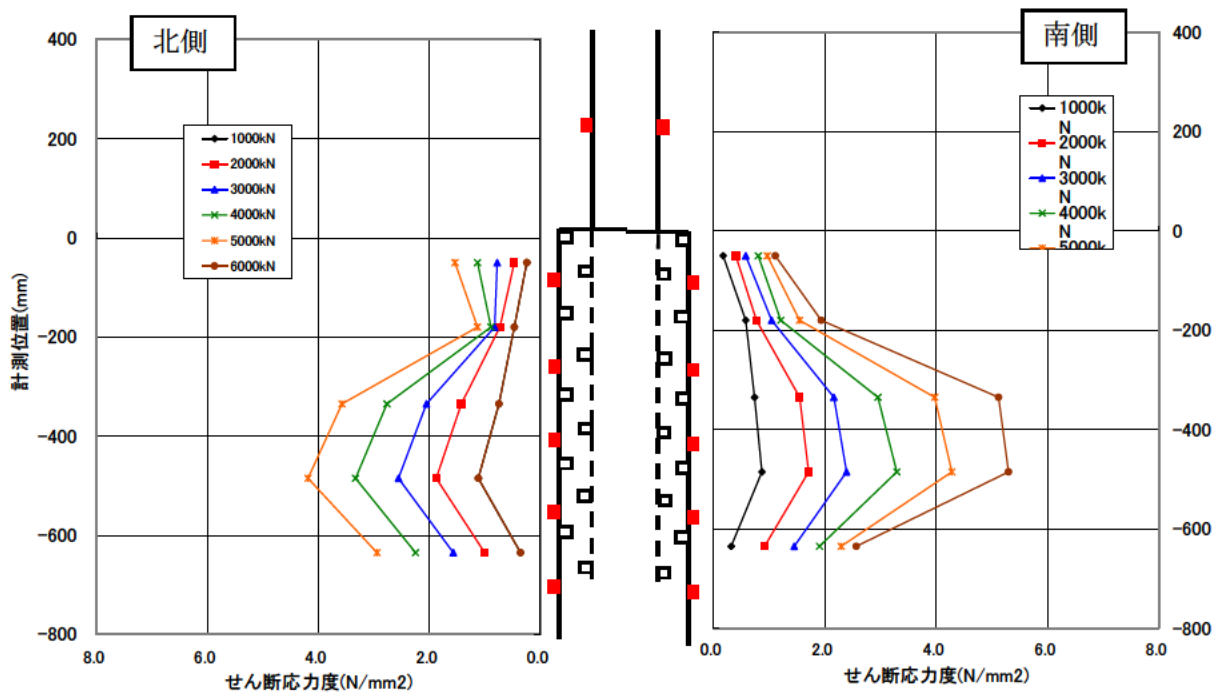
(c) 管軸方向ひずみ分布 (東西)



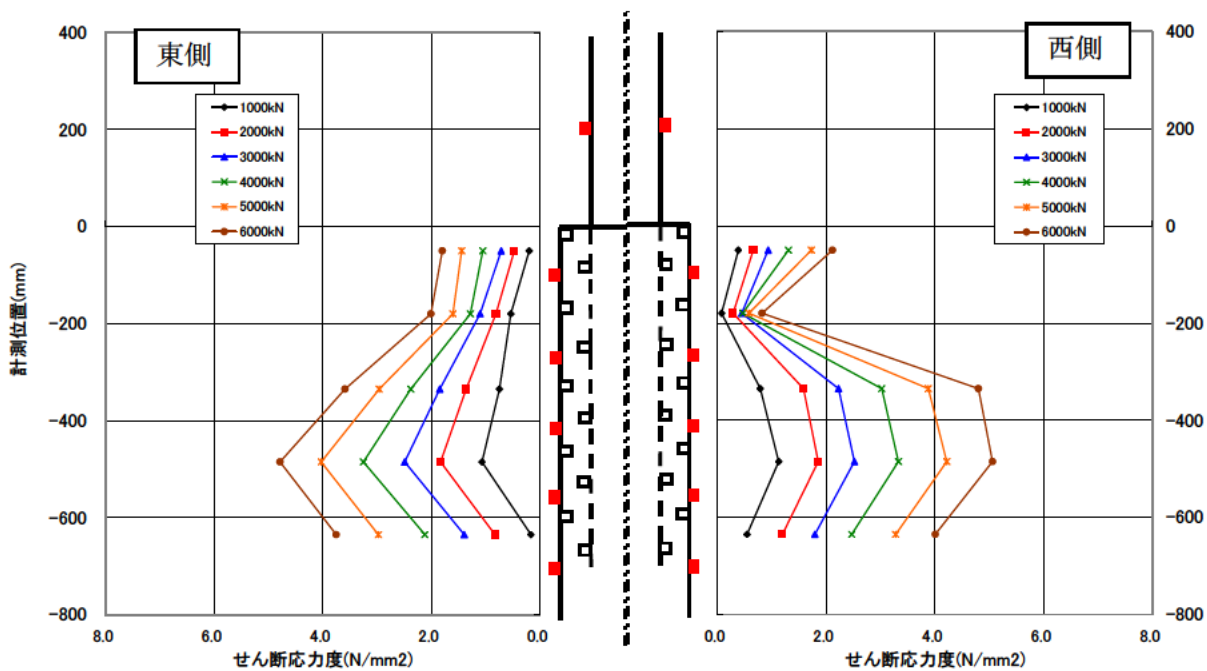
(d) 管周方向ひずみ分布 (東西)

図-4.2.8-2 ひずみ分布 (A-1 押込み試験体)

図-4.2.9 にA-1 試験体（押込み）のせん断応力分布を示す。東西南北 4 方向ともほぼ均等にせん断力が発生している。また、いずれも内管理め込み全長にわたってせん断力が発生しており、計測位置-300~-500mm 位置で最大となっている。



(a) せん断応力度分布（南北）



(b) せん断応力度分布（東西）

図-4.2.9 せん断応力度分布（A-1 押込み試験体）

図-4.2.10、図-4.2.11 にA－1 試験体（押込み）の内管および外管（結合端面から 550mm 位置）の軸方向ひずみと荷重の関係を示す。あらためて、東西南北 4 方向ともほぼ均等にひずみが発生していることがわかる。

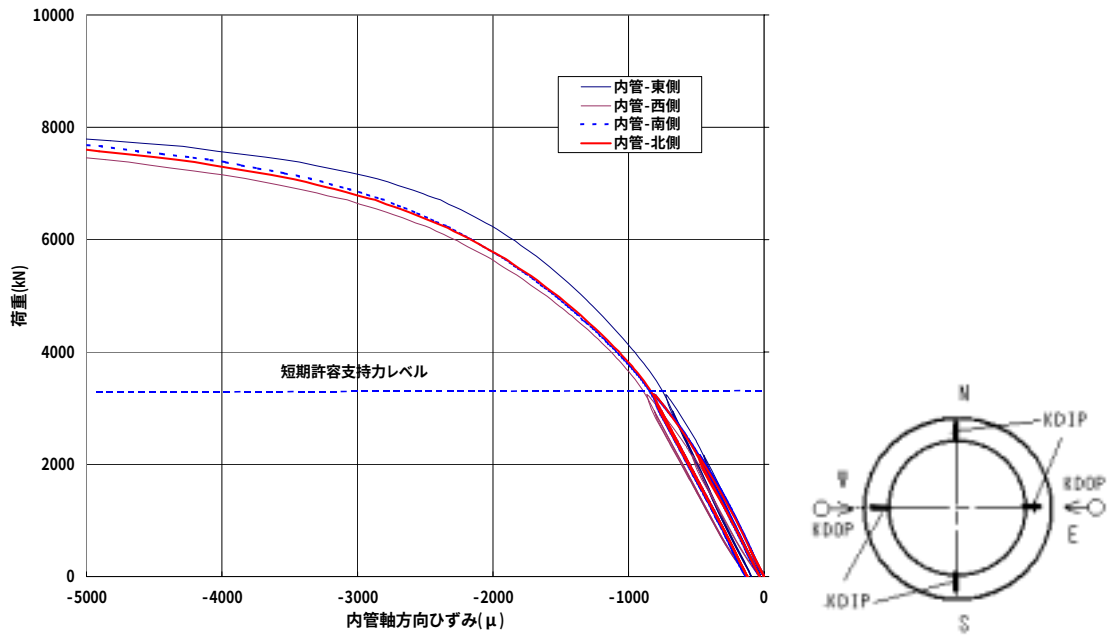


図-4.2.10 内管の軸方向ひずみと荷重の関係 （A－1 押込み試験体）

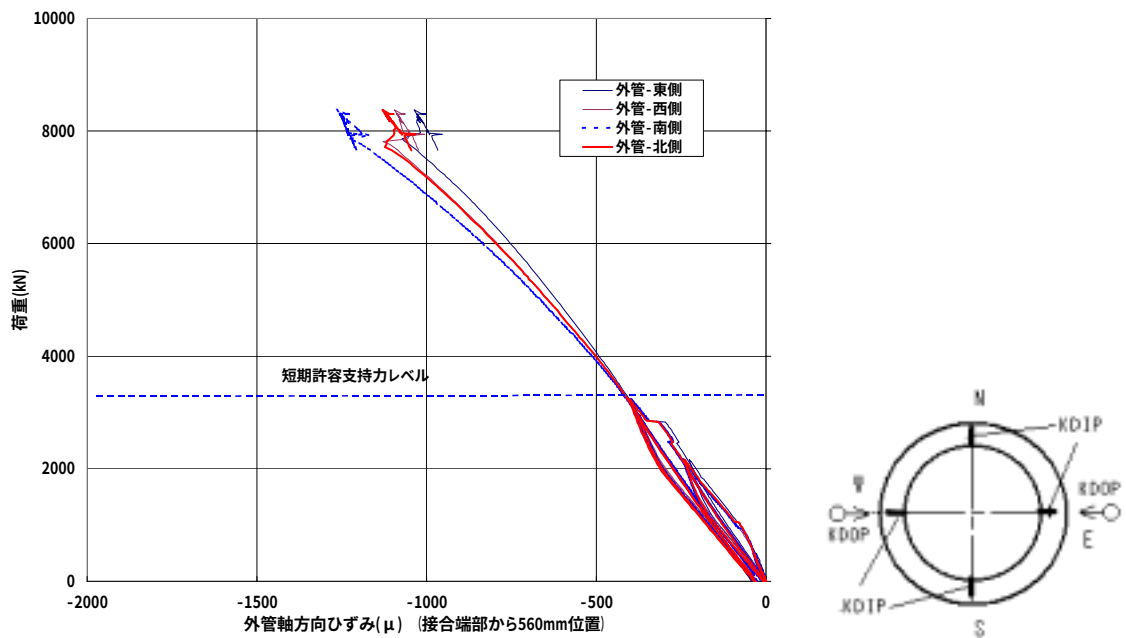


図-4.2.11 外管の軸方向ひずみ（結合端面から 550mm 位置）と荷重の関係 （A－1 押込み試験体）

(2) A-2 試験体 (引抜き)

図-4.2.12にA-2試験体(引抜き)の荷重－載荷点変位の関係を示す。荷重制御により、荷重2157kNまで載荷した後、荷重ゼロまで除荷した。次ステップでは、荷重3236kNにいたるまでを目標に単調引抜き載荷を行った。なお、ずれ止め部の機能低下および鋼管の塑性化は生じていない。

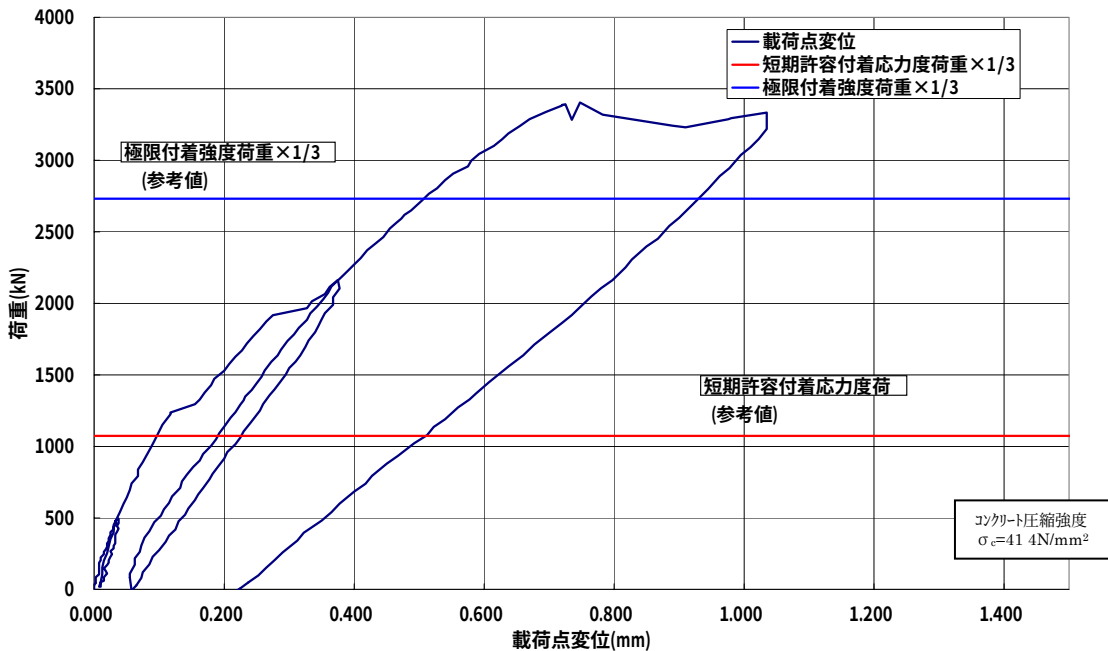
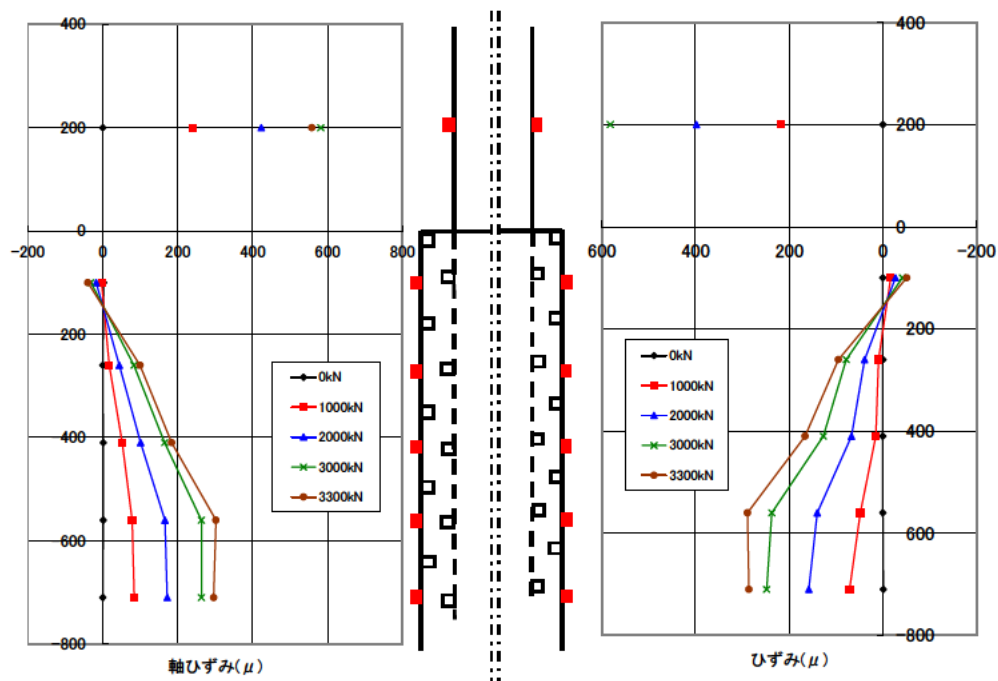


図-4.2.12 荷重－載荷点変位関係 (A-2 引抜き試験体)

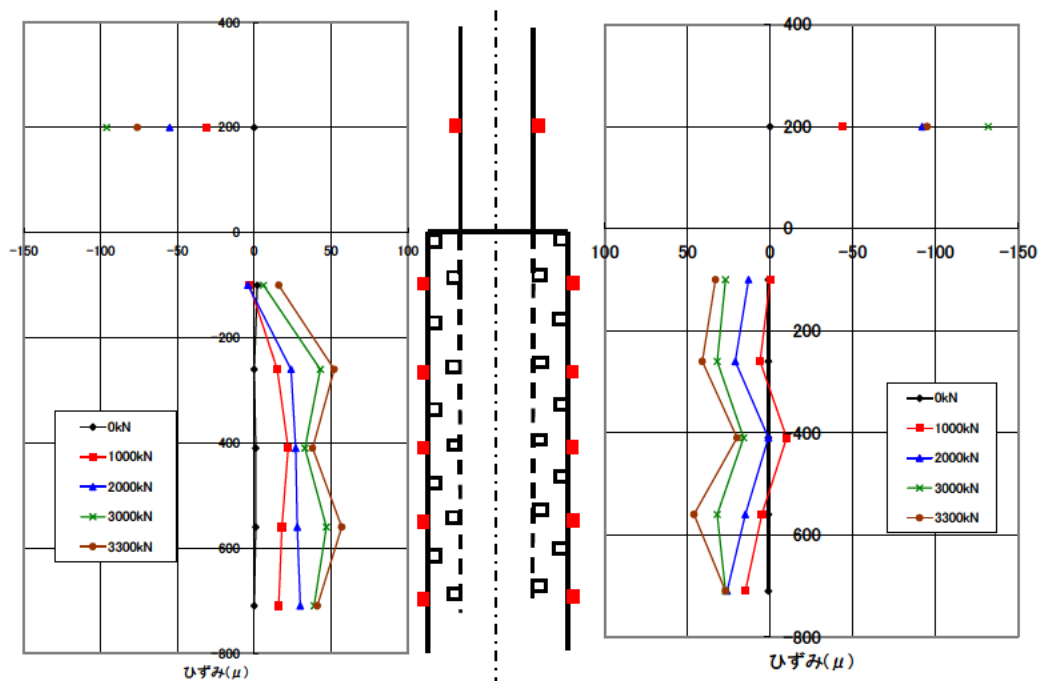


写真-4.2.5 A-2 試験体 (引抜き) 実験後のコンクリート面の状況

次に、図-4.2.13にA-2試験体(引抜き)の管軸方向および周方向のひずみ分布を示す。(正号：引張りひずみ、負号：圧縮ひずみ)。内鋼管からの荷重は、充填(中詰め)コンクリートを介して、外鋼管に伝達されるので、外鋼管は管軸方向に引張応力状態になっている。また、その分布は、三角形分布をしており、軸力として、ほぼ一様に伝達されていることが分かる。管周方向には、外鋼管はフープテンションの応力状態になっていることが分かる。これは、充填コンクリートがせん断によって、外側に膨らもうとするのを外鋼管が抑えるためと考えられる。



(a) 管軸方向ひずみ分布 (南北)



(b) 管周方向ひずみ分布 (南北)

図-4.2.13 ひずみ分布 (A-2 引抜き試験体)

(3) A－3 試験体（偏芯、押込み）

荷重－載荷点平均変位関係を図-4.2.14 に示す。A－3 試験体においても、A－1 試験体と同様に、最大荷重は、内鋼管の座屈によって決定されており、荷重 7700kN を過ぎたあたりで、内鋼管（φ 508×12t）に明瞭な座屈波形が発生した。その後、耐力は増加し、ピーク荷重 8413kN に達した後、内鋼管（φ 508×12t）の座屈の進展とともに荷重が徐々に低下した。また、同図中に示す極限付着強度（式 1.2）荷重算定値（表-4.2.6 参照）を上回った。

荷重－載荷点各変位（東西南北 4 点）関係を図-4.2.15 に示す。全載荷過程を通して、偏芯側（東）およびその対照側（西）、南側、北側ともに変位量は、ほぼ均等であった。

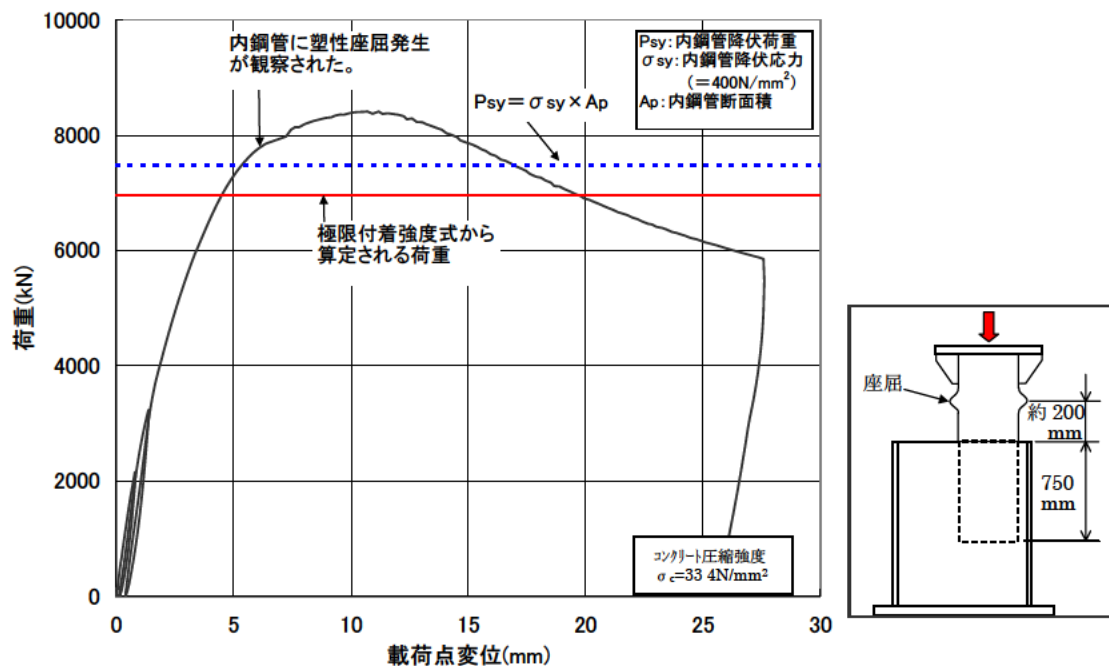


図-4.2.14 荷重－載荷点平均変位関係（A－3）

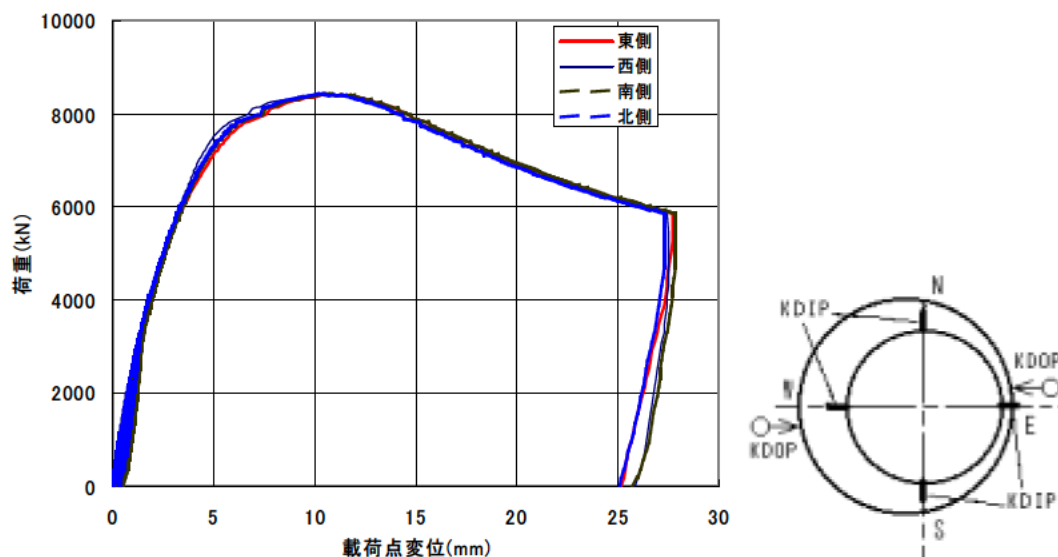


図-4.2.15 荷重－載荷点各変位（東西南北 4 点）関係（A－3）

写真-4.2.6、写真-4.2.7 に載荷終了後の、内管座屈状況および結合端面コンクリートの状況を示す。

中詰めコンクリートにひび割れなどの目立った損傷は観察されなかった。



写真-4.2.6 座屈発生状況 (A-3)



写真-4.2.7 コンクリート面 (A-3)

写真-4.2.8 に外管はつり後の内部コンクリートの状況を示す。内部コンクリートは、せん断によって、剥落している様子が分かる。

※偏芯側では、製作時にコンクリートがまわらないようにしている（30°区間、軸方向野書き線2本分の領域）。



(a) 偏芯側



偏芯側拡大



(b) 中間部



中間部拡大



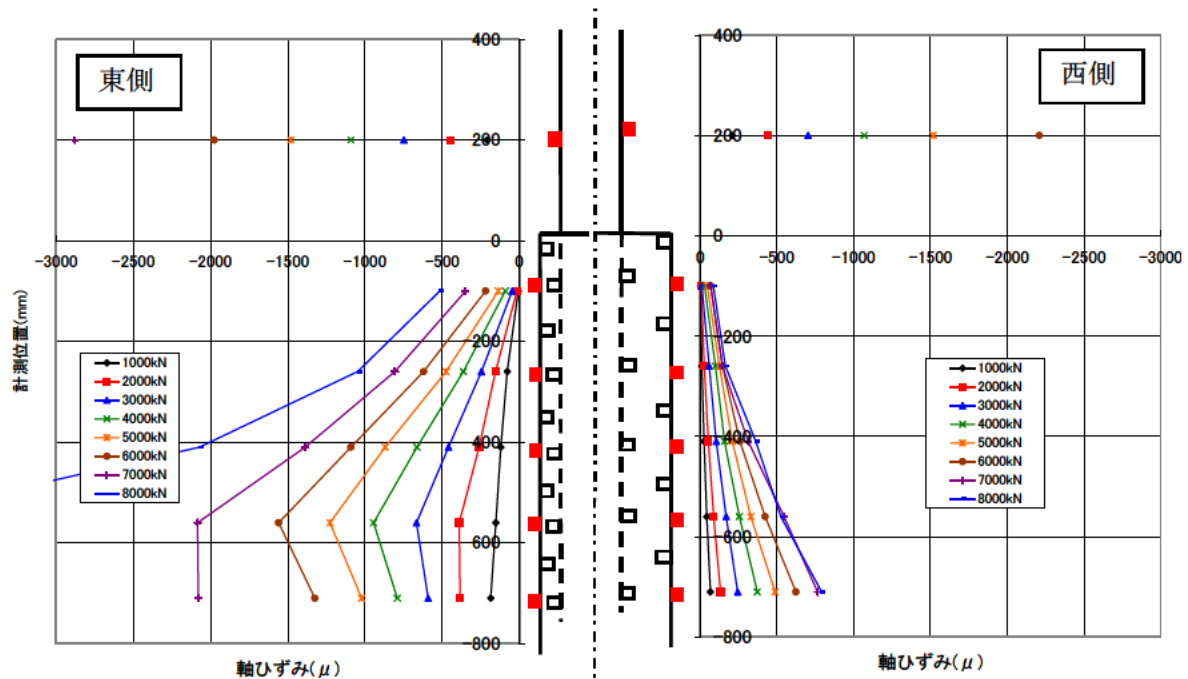
(c) 偏芯逆側



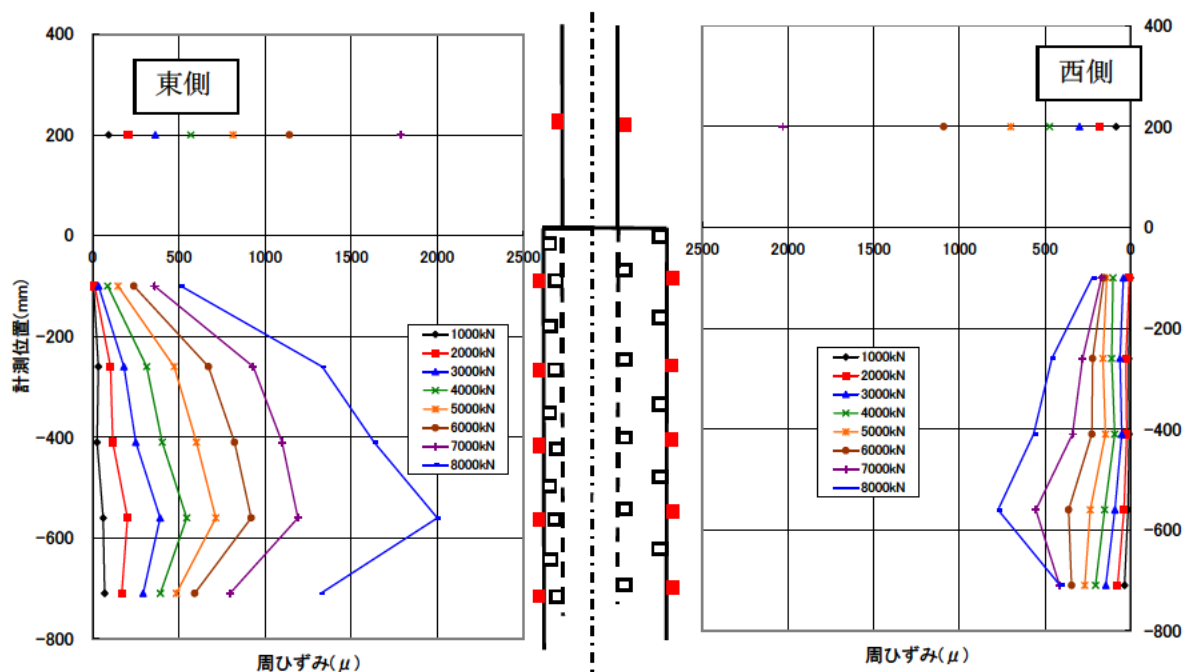
偏芯逆側拡大

写真-4.2.8 外鋼管はつり後の内部コンクリートの状況

A-3 試験体（偏芯押込み）の管軸方向および周方向のひずみ（正号：引張りひずみ、負号：圧縮ひずみ）について、図-4.2.16 に偏芯軸方向（東-西）、図-4.2.17 に偏芯軸直行方向（南-北）の各荷重レベルごとの分布を示す。

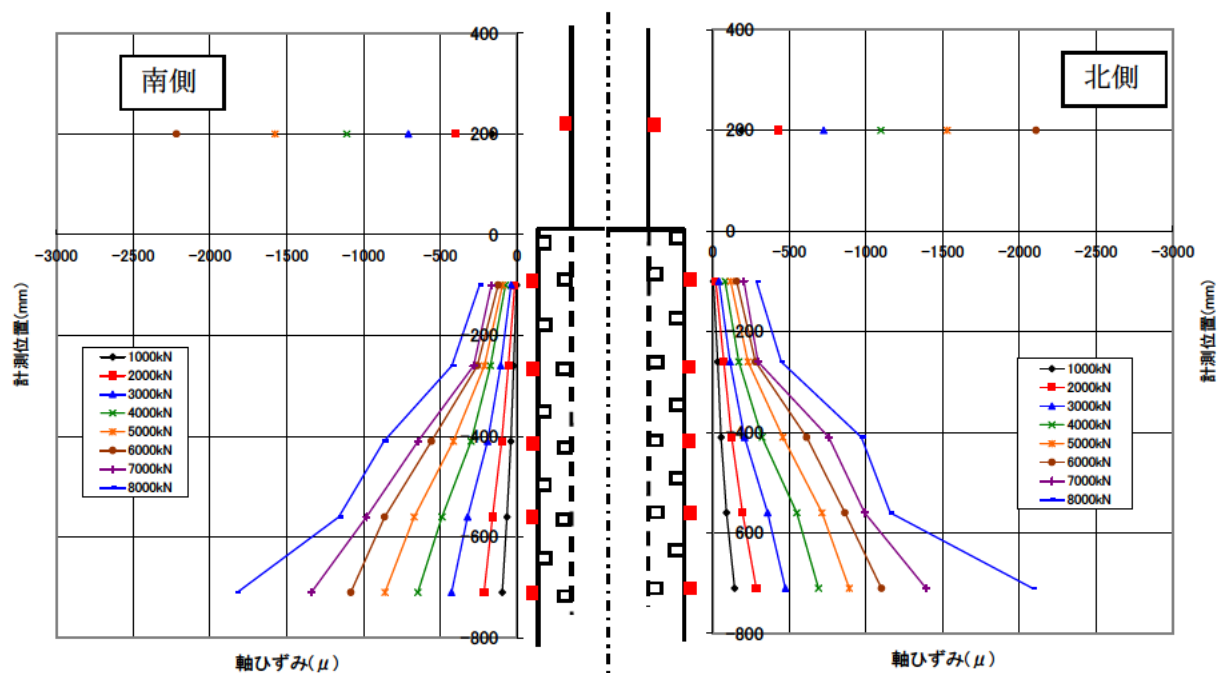


(a) 管軸方向ひずみ分布（東西）

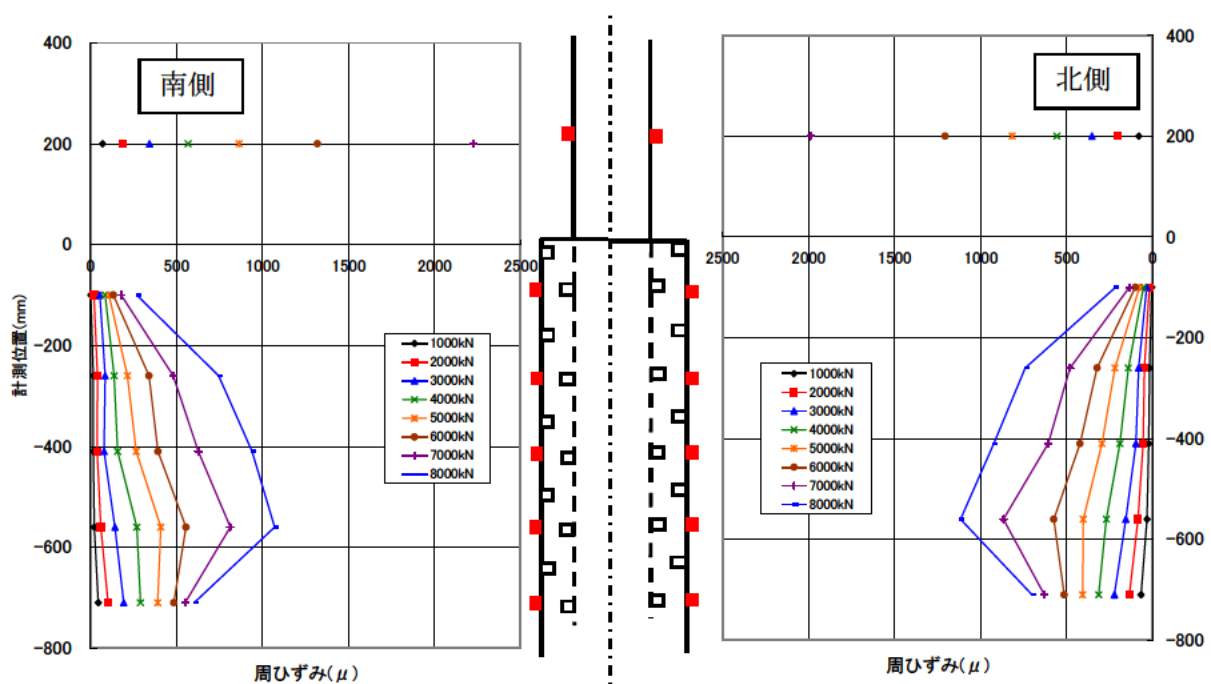


(b) 管周方向ひずみ分布（東西）

図-4.2.16 ひずみ分布（A-3 偏芯押込み試験体）

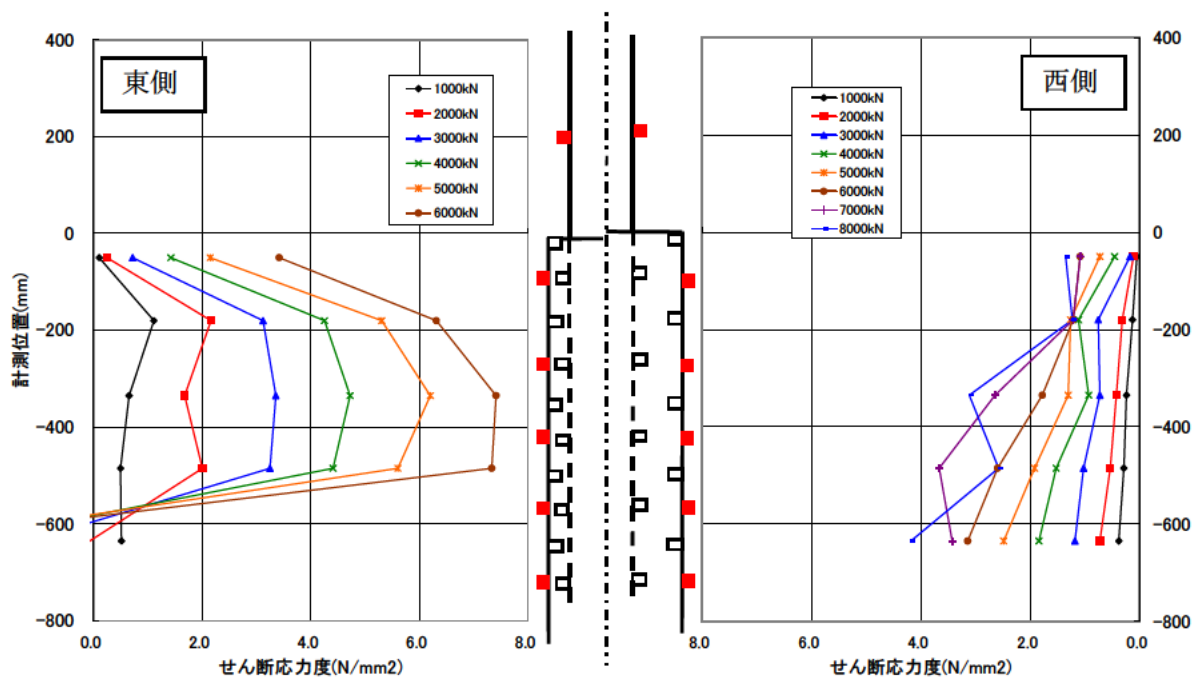


(c) 管軸方向ひずみ分布 (南北)

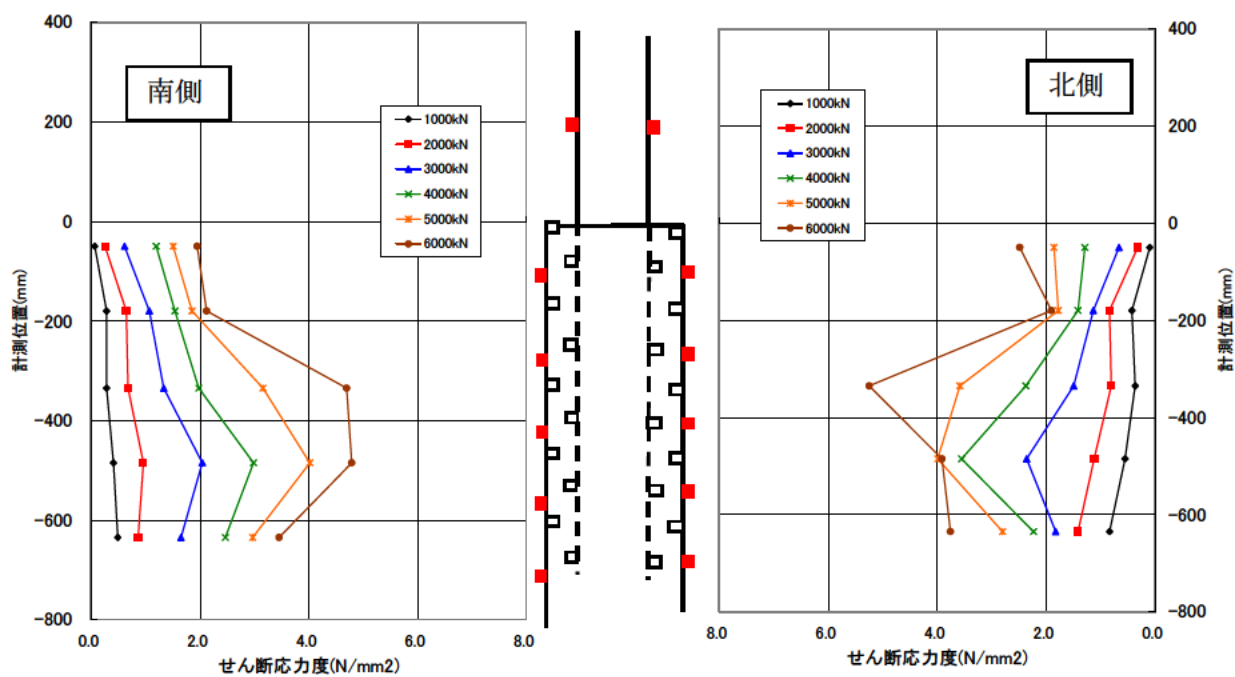


(d) 管周方向ひずみ分布 (南北)

図-4.2.17 ひずみ分布 (A-3 偏芯押込み試験体)



(a) せん断応力度分布 (東西)



(b) せん断応力度分布 (南北)

図-4. 2. 18 せん断応力分布 (A-3 偏芯押込み試験体)

(4) 内鋼管（杭）の偏芯の影響

図-4.2.19、図-4.2.20 に A-3 試験体（偏芯、押込み）の内管および外管（結合端面から 550mm 位置）の軸方向ひずみと荷重の関係を示す。内管では東西南北 4 方向ともほぼ均等にひずみが発生しているのに対し、外管では東側（偏芯側）で大きくなっていることがわかる。また、押込み荷重 $P=4000\text{kN}$ 作用時の内鋼管および外鋼管の各方位の最大軸方向応力分布を図-4.2.21 に示す。弾性域においては、応力度の比は、およそ（東：西：南：北＝3：1：2：2）となっている。

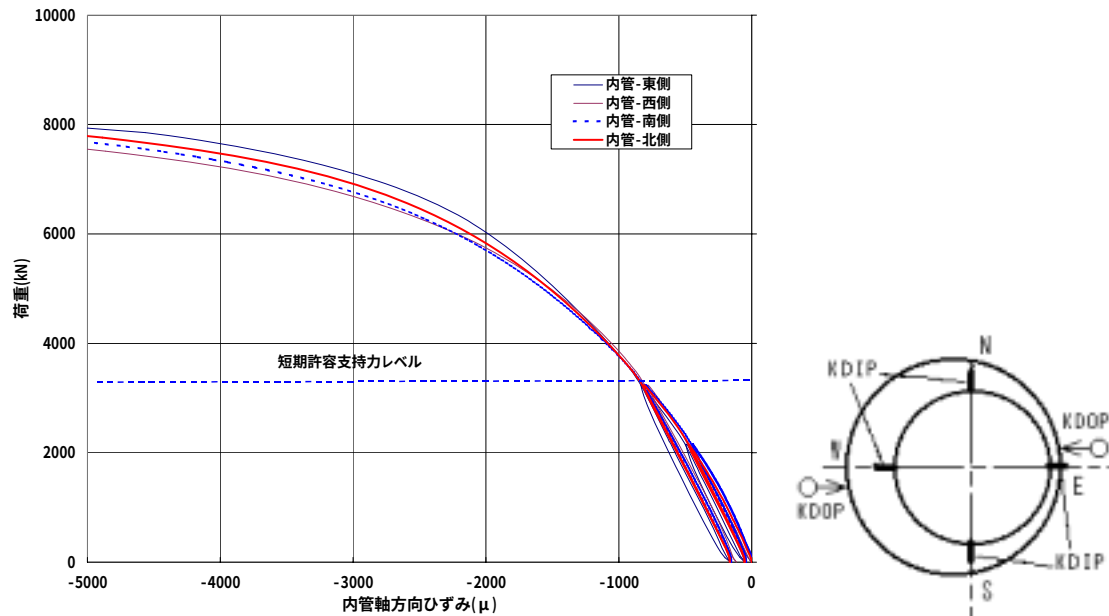


図-4.2.19 内管の軸方向ひずみと荷重の関係 (A-3 偏芯押込み)

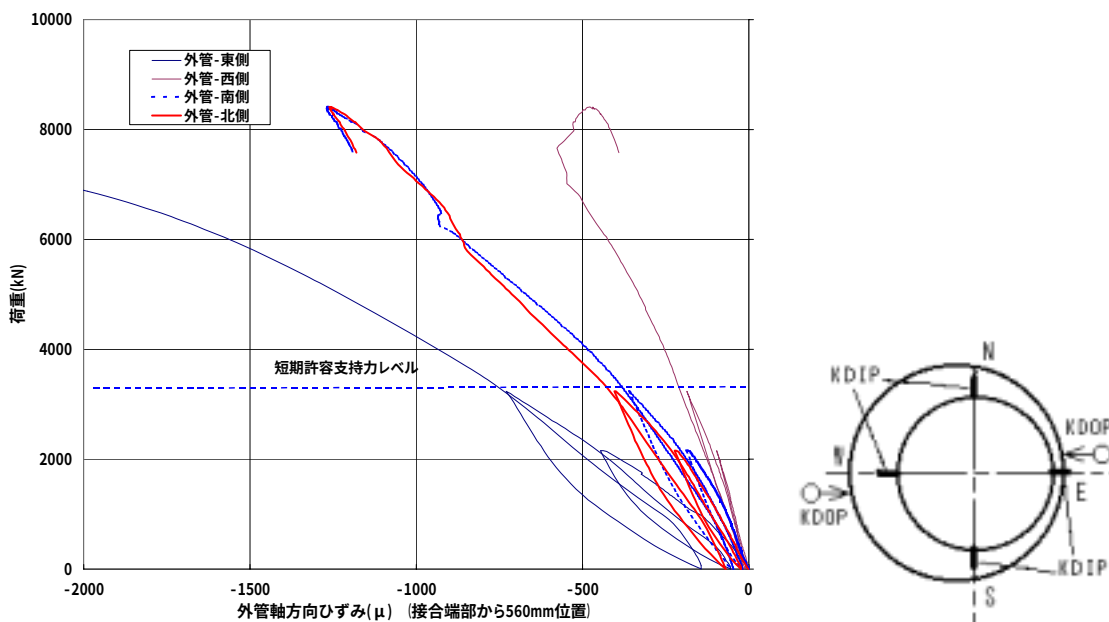


図-4.2.20 外管の軸方向ひずみ（結合端面から 550mm 位置）と荷重の関係 (A-3 偏芯押込み)

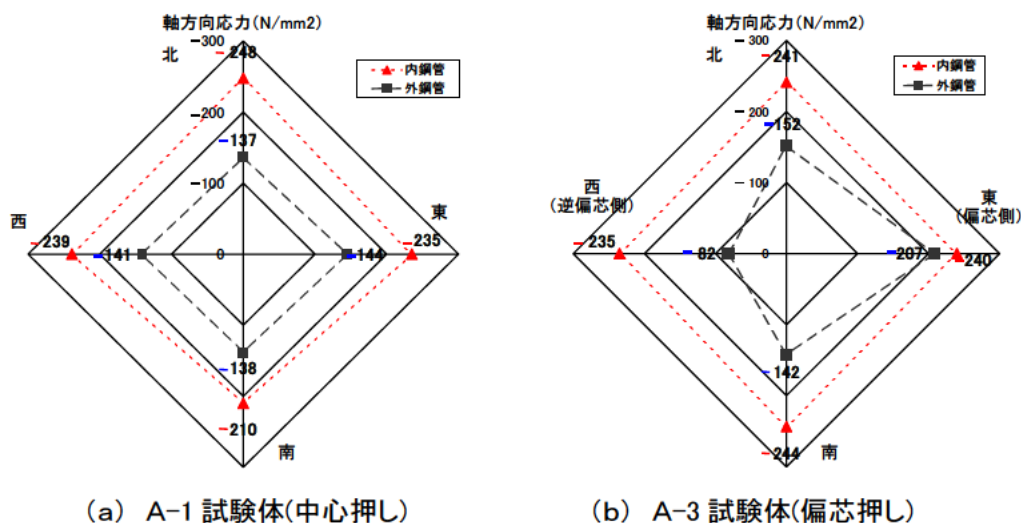


図-4.2.21 内鋼管および外鋼管の各方位の最大軸方向応力分布（荷重 $P=4000\text{kN}$ 載荷時）

図-4.2.16 より、軸方向、周方向ともに、ひずみは偏芯側の東側で大きく、A-1 試験体（中心押込み、図-4.2.8）と比較して、同レベルの荷重において東側（偏芯側）で大きなひずみが発生しており、逆に西側で小さくなっている。図-4.2.15 の各方向の変位量および、図-4.2.19 の内管のひずみ値から、内管には均等に荷重が作用していることがわかるが、内管から外管に荷重が伝達する際、東側（偏芯側）ではクリアランスが小さく、荷重が外管の狭い領域に集中するのに対して、西側（偏芯逆側）では、中詰コンクリートを通じて、より外管の広い範囲に分散（同荷重において、ひずみレベルは東側に対し $1/3 \sim 1/4$ 程度）されるためと考えられる。

一方、偏芯軸直行方向の南－北方向のひずみ値に関して、A-3（図-4.2.17 もしくは図-4.2.21 参照）とA-1 試験体（中心押込み、図-4.2.8 もしくは図-4.2.11）とを比較すると、同程度の値であった。以上から、A-3 試験体（偏芯押込み）において、内管からの荷重が、東側で 45° 区間、西側で 145° 区間、南および北側が 90° 区間程度の範囲で外管に伝達していたことが推察できる（図-4.2.22 参照）。従って、設計において偏芯を考慮する場合、偏芯しない場合と比較して、外管の応力度を割増評価（1.5 倍程度）する必要があると考えられる。

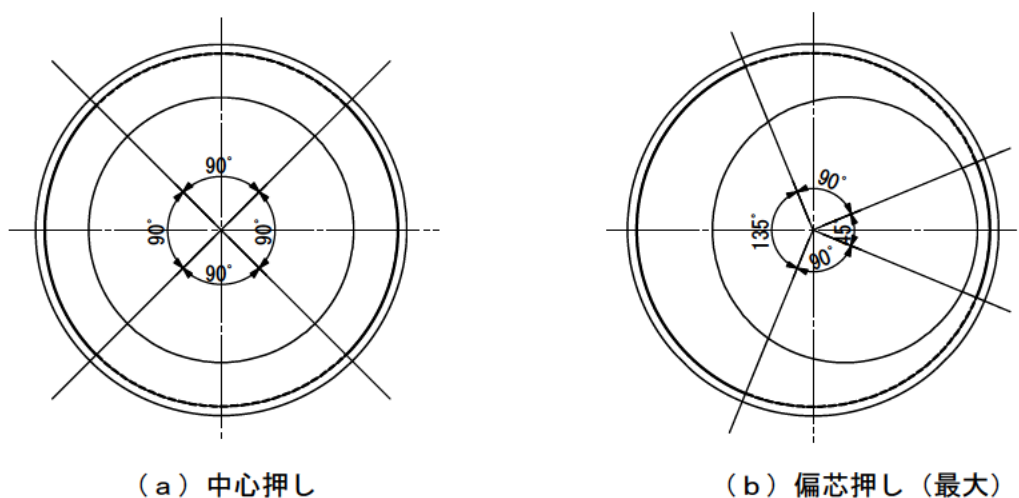


図-4.2.22 偏芯有無による外管への荷重伝達イメージ

次に、A－3試験体（偏芯有り）の荷重－載荷点変位の関係をA－1試験体（中心無し）と比較して図-4.2.23 に示す。最大荷重は、いずれのケースも内鋼管（内管）の座屈によって決定されており、ほぼ同一の値となっている。一方で軸剛性については、偏芯押し込みは、中心押し込みよりも明らかに変位が大きい傾向がある。この要因としては、偏芯側でコンクリートが一部回っていないこと、外管に比較的大きなひずみが発生していること、偏芯逆側では中詰コンクリート幅が大きいこと、コンクリート部のせん断変形が大きくなることから、めり込み量が大きくなると考えられる。

本試験体のサイズにおいて、ずれ止め付着強度から決まる短期許容支持力は 3500～4000kN 程度であるが、その時の、A－1 および A－3 試験体の変位量の差は約 0.8mm 程度であり、通常、地震時の杭本体の変形量が杭長さの 0.1%程度（Ex.杭長 50m の場合、杭変形量 50mm）であると想定すると、杭基礎全体の変位、および各杭への荷重配分に対して、さほど大きな影響はないといえる。

また、いずれのケースでも極限支持力算定値（表-4.2.6）を上回っていること、結合面に目立った損傷が見られなかったことから、支持力性能について実質的には問題ないといえる。

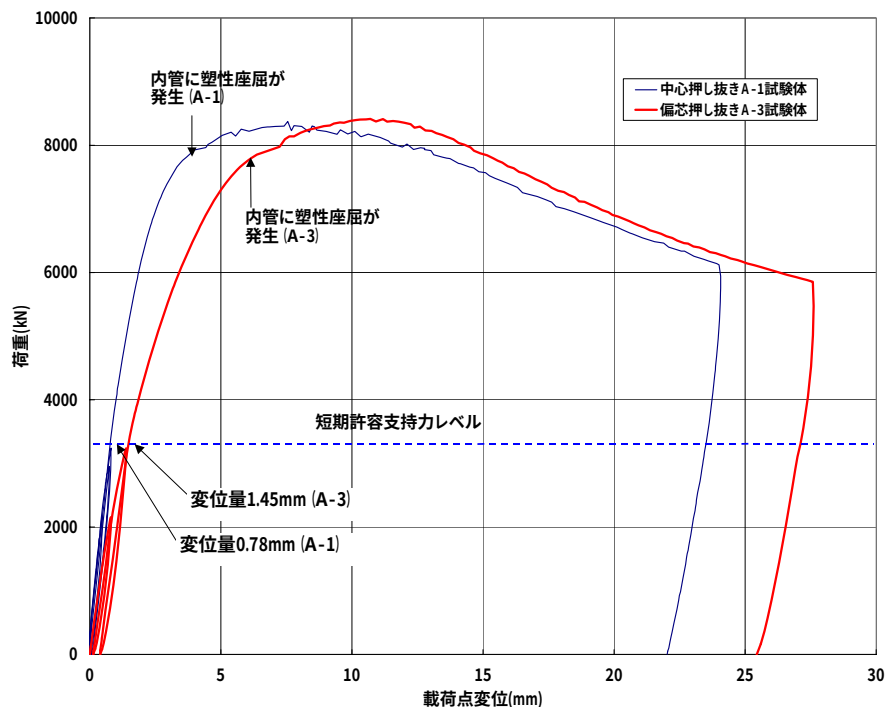


図-4.2.23 荷重－載荷点変位関係（A－1、A－3）

図-4.2.24 に、荷重－めり込み量の関係をに示す。めり込み量の算定は、同図中に示す変位計測点 KDIP から KDOP を差し引いた値とした。

また、現行の結合構造形式 A 方式、B 方式に近い形状で実施された鋼管杭頭結合の押し込み試験⁶⁾の条件および結果を併せて表-4.2.8 に示す。試験体形状を図-4.2.25 に示す。同表中に “杭体降伏荷重時の軸バネ値（軸荷重／めり込み量）”を示す。

なお、杭体を剛体、杭頭埋め込み部（中詰めコンクリート）を弾性体仮定した場合、杭頭埋め込み部の反力係数は、Boussinesq の弾性理論解においては、次式で表される。

$$k = \frac{E}{0.79 \cdot (1 - \mu^2) \cdot D_p}$$

ここに、 k ：杭頭埋め込み部の反力係数 (kgf/cm³)

E ：杭頭埋め込み部の変形係数 (kgf/cm²)

μ ：杭頭埋め込み部のポアソン比

D_p ：杭径 (cm)

すなわち、軸剛性は杭径に反比例することとなる。

したがって、杭径の異なる実験結果を比較するため、杭頭結合部の軸剛性の基準化に際して、軸方向バネ値 (kN/m) に杭径 (m) を乗じることとした。

表-4.2.8 の杭頭結合部の軸方向の剛比 (基準化) から、現行の結合構造形式 A 方式を 1.0 とすると、二重管方式の中心押しの場合は 1.53、二重管方式の偏芯押しの場合は 0.8 程度の比率となっていた。

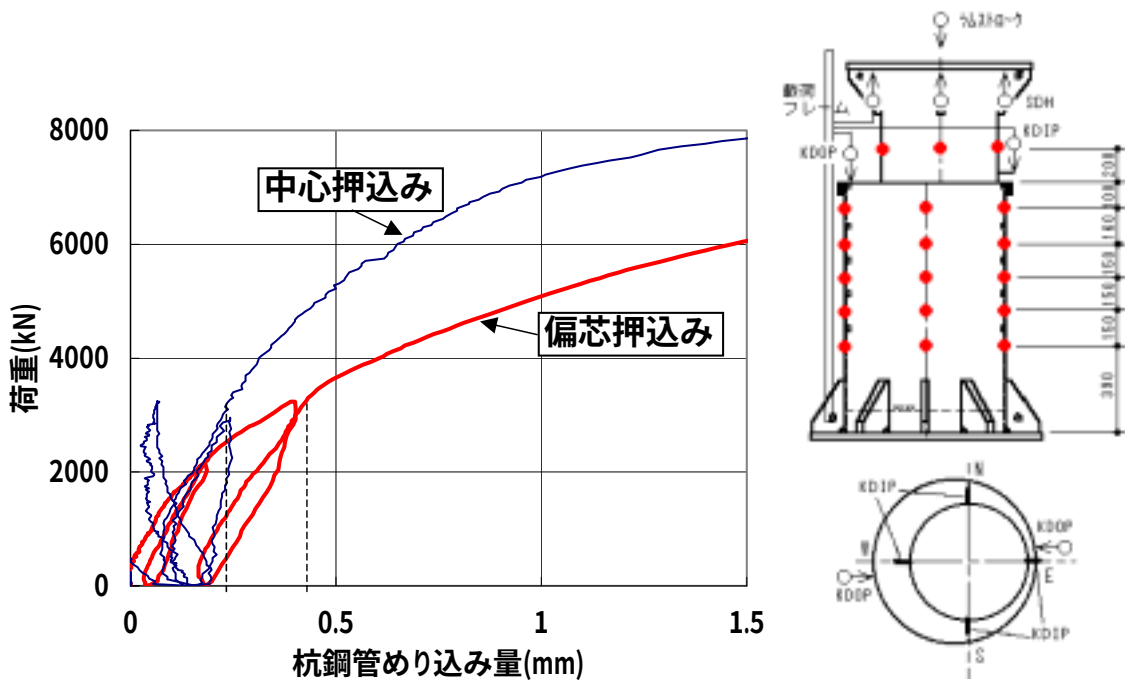


図-4.2.24 荷重－内管めり込み量関係 (A－1、A－3)

表-4.2.8 杭押し込み実験概要（軸方向剛比算定）

結合方式	ケース名	杭径 d(mm)	杭板厚 t(mm)	杭埋込み長 (mm)	鉄筋径 (mm)	鉄筋 本数	外管径 D(mm)	降伏荷重 (規格値)	降伏時 めり込み量	軸バネ値×杭径 (kN)	剛比
二重管方式(中心押し)	A-1	508	12	1.5d			711	4400kN	0.38mm	5.88E+06	1.53
二重管方式(偏芯押し)	A-3	508	12	1.5d			711	4400kN	0.73mm	3.06E+06	0.80
A方式(埋込み)	N-C-2	406.4	7.9	200				2293kN	0.24mm	3.84E+06	1.00
B方式(ひげ方式)	N-C-4	406.4	7.9	200	16	8		2293kN	0.21mm	4.50E+06	1.17

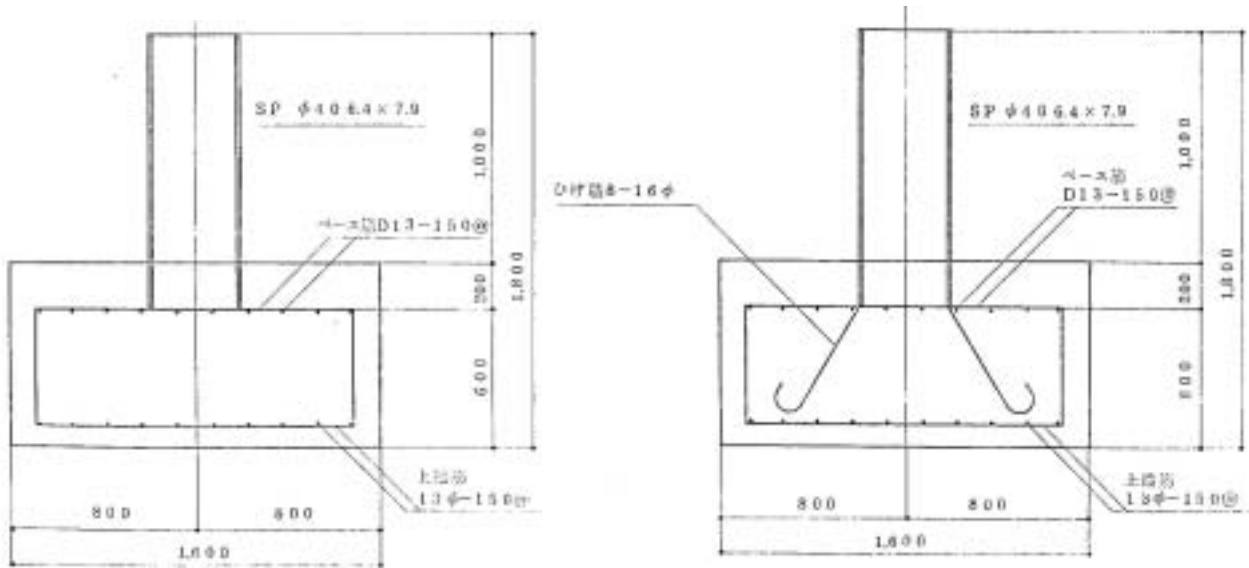


図-4.2.25 試験体形状概要（N-C-2、N-C-4）

4.2.3 軸力載荷実験結果の考察

(1) 杭頭結合部の耐力特性

鉛直力に対して、押込み試験、引抜き試験により、杭頭結合部の耐力特性を検討した。破壊モードは、杭体降伏、外鋼管降伏、充填コンクリートの破壊が考えられ、これらの3者の最も小さい耐力で決定される。

①押込み力載荷実験

今回、構造系としての耐力は、偏芯の有無にかかわらず、杭体降伏（杭体の座屈）で決定された。これは、内鋼管（杭）の埋込み長が1.5D程度（D：内鋼管径）あれば、内鋼管（杭）の偏芯により、一部、コンクリートの付着による力の伝達が不十分でも、全体として十分な付着力が確保されることによる。

②引抜き力載荷実験

載荷途中で、治具が損傷したため、最大耐力の確認はできなかったが、杭の短期許容荷重（押込み）程度の耐力を有することを確認した。

荷重伝達特性に関しては、押込みの場合と同様に、充填コンクリートの付着を介して、杭から外鋼管に荷重が伝達するメカニズムを確認した。

(2) 充填コンクリートの付着応力度と既往の付着強度式との関係

図-4.2.18に示すように、鉛直荷重を杭の埋込み面積で除した平均最大付着応力度 τ_{av} ＝鉛直荷重 P_{max} ／（鋼管周長 S ×有効付着長 L ）は、A-1、A-3ともに 7.0N/mm^2 であり、API基準に準拠した極限付着強度式の値を上回る付着応力度を保有することを確認した。

表-4.2.9 API基準式による極限付着強度（計算値）

供試体	コンクリートの圧縮強度 $f_{cu}(\text{N/mm}^2)$	突起高さ $h(\text{mm})$	突起間隔 $s(\text{mm})$	h/s	$f_{cu} \cdot (h/s)$ (N/mm^2)	極限付着応力度 (API式) $\tau_{fu}(\text{N/mm}^2) = 1.15 + 1.72f_{cu} \frac{h}{s}$
A-1	39.8	12	150	0.08	3.18	6.63
A-3	33.9	12	150	0.08	2.71	5.81

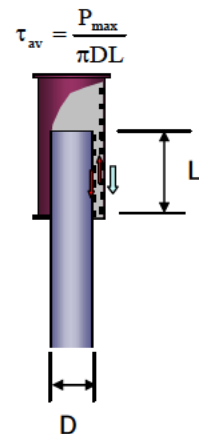
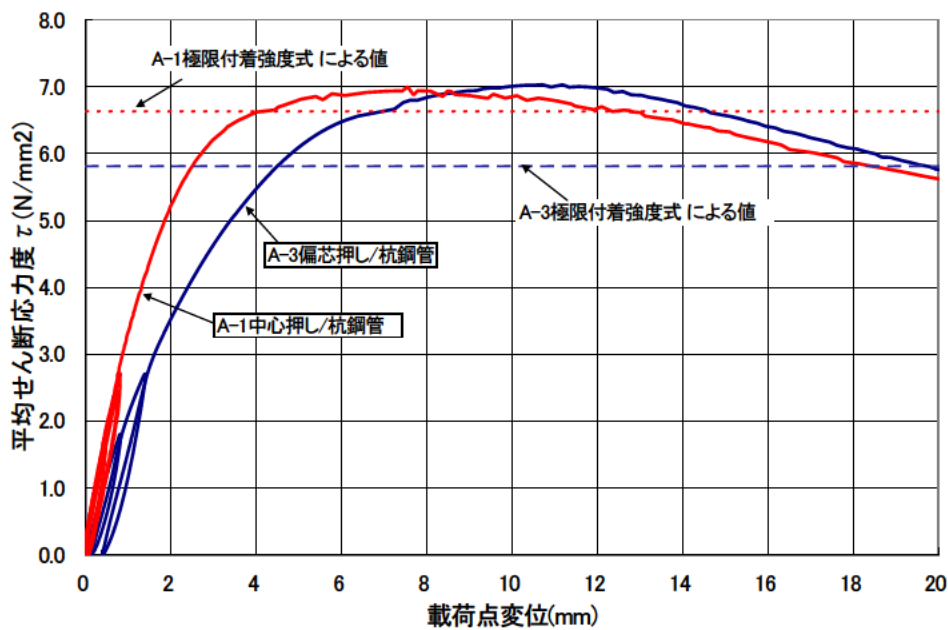


図-4.2.25 鉛直力に対するコンクリートの付着応力度

以上より、

内鋼管（杭）の埋込み長 $L=1.5D$ （ D ：内鋼管径）を確保すれば、十分鉛直荷重を伝達できることが確認できた。

（３）内鋼管（杭）の偏芯の影響

内鋼管（杭）が偏芯した場合（A－３試験体）、外鋼管に作用する応力が偏芯側で大きく、偏芯なしの場合（A－１試験体）と比較して、偏芯側で 1.5 倍程度の応力が発生していることがわかった。なお、内鋼管（杭）に作用する応力については、偏芯有無の影響はなかった。

4.3 曲げせん断力載荷実験

4.3.1 実験条件

(1) 試験体

図-4.3.1 に試験体寸法を示す。表-4.3.1 に試験体および実験条件の概要を示す。

フーチング横梁を含めた杭頭結合部試験体とし、試験体は、軸力の有無、偏芯の有無により、3体とした。

杭体の軸力比 N/N_y は、通常設計では常時および地震時において圧縮降伏荷重の約 20%～50%の軸力が作用していることを考慮して、杭体の降伏荷重 N_y (規格値) の 40%とした。

$$N_y = \sigma_y \times A = 235 \text{ N/mm}^2 \times 18700 \text{ mm}^2 = 4400 \text{ kN} \text{ より、} N/N_y = 1800/4400 = 0.4$$

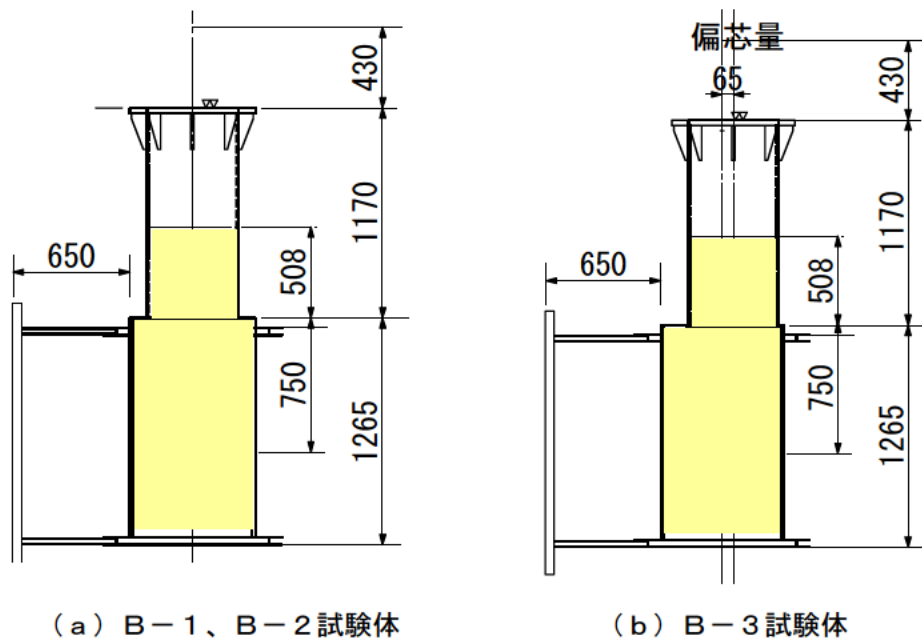


図-4.3.1 試験体概要図

表-4.3.1 試験体および実験条件

試験体	B-1	B-2	B-3
内鋼管 (杭) (杭径 : D)	STK400 $\phi 508 \times t12$	STK400 $\phi 508 \times t12$	STK400 $\phi 508 \times t12$
外鋼管	SKK400 $\phi 711 \times t16$	SKK400 $\phi 711 \times t16$	SKK400 $\phi 711 \times t16$
中詰めコンクリート	$\sigma_c = 34.1 \text{ N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c = 33.6 \text{ N/mm}^2$ (早強)	$\sigma_c = 33.9 \text{ N/mm}^2$ (早強)
ずれ止め	厚さ 12mm × 幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm × 幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段	厚さ 12mm × 幅 20mm の平鋼 (SS400) : 5 段
埋込み長	750mm	750mm	750mm
軸力	1800 kN	無	無
偏芯の有無	無	無	有(65mm)
備考	軸力比 $N/N_y = 0.4$		

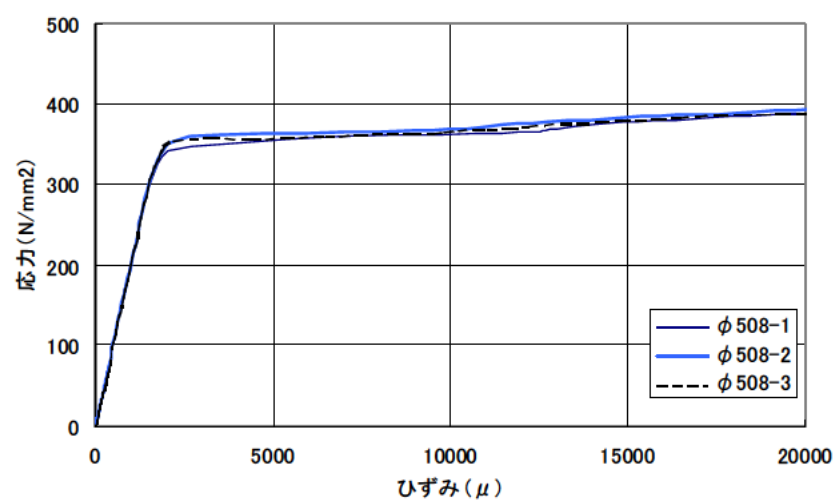


図-4.3.2 内鋼管の材料強度特性

表-4.3.3 コンクリートの圧縮強度実験結果

試験体	材齢	試験本数 (本)	圧縮強度 (平均値) (N/mm ²)
B-1	33日 (試験日)	3	34.1
B-2	43日 (試験日)	3	33.6
B-3	50日 (試験日)	3	33.9

図-4.3.3 に載荷装置を示す。一定鉛直荷重作用下で、杭頭部から $L=1.6\text{m}$ の位置に変位制御により水平荷重を繰り返し加えることとした。ここで、せん断スパン L は、 $L=M/H=1/2\beta$ より、 $1/\beta=3.0\text{m}\sim 3.5\text{m}$ 程度の比較的緩い地盤を想定して 1.6m とした。



載荷は図-4.3.4 に示すように正負交番繰り返し載荷方式とし、変位制御にて載荷を行う（初期の弾性域のみ荷重制御）。 $6\delta y$ まで $1\delta y$ 、 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、 $4\delta y$ ・・・と $1\delta y$ ずつ変位を大きくし、繰り返し回数は $3\delta y$ までは 1 ステップあたり 3 サイクルとし、それ以降は 1 ステップあたり 1 サイクルとする。 $6\delta y$ 以降は $2\delta y$ ピッチで変位を増加し、終局状態に至るまで正負交番載荷（1 ステップあたり 1 サイクル）する。なお、基準とする降伏変位 δy は、内鋼管（杭体）の圧縮側が降伏応力度に達した時の載荷点変位とし、降伏応力度の値は「材料強度試験値」を用いることとする。



(3) 計測計画

図-4.3.5 に変位計測位置、図-4.3.6 にひずみ計測位置を示す。

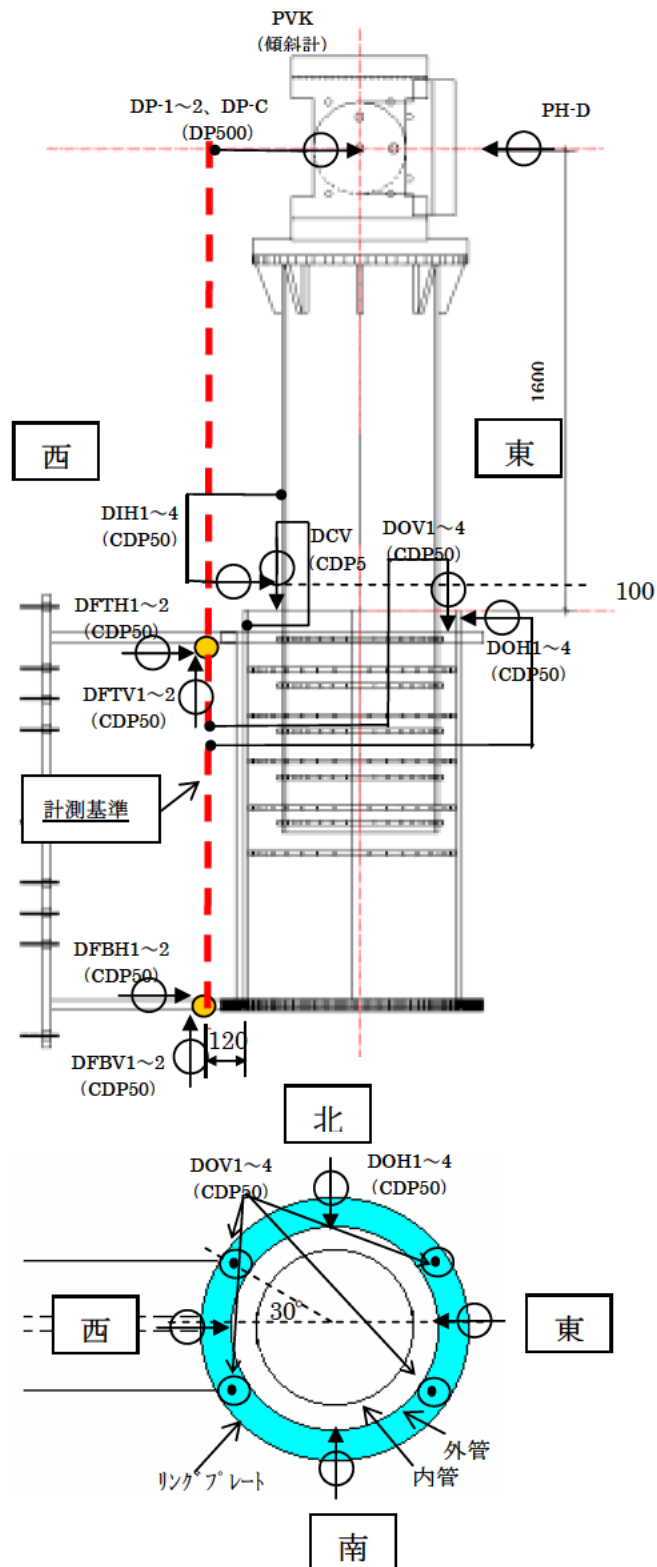


図-4.3.5 変位計測位置

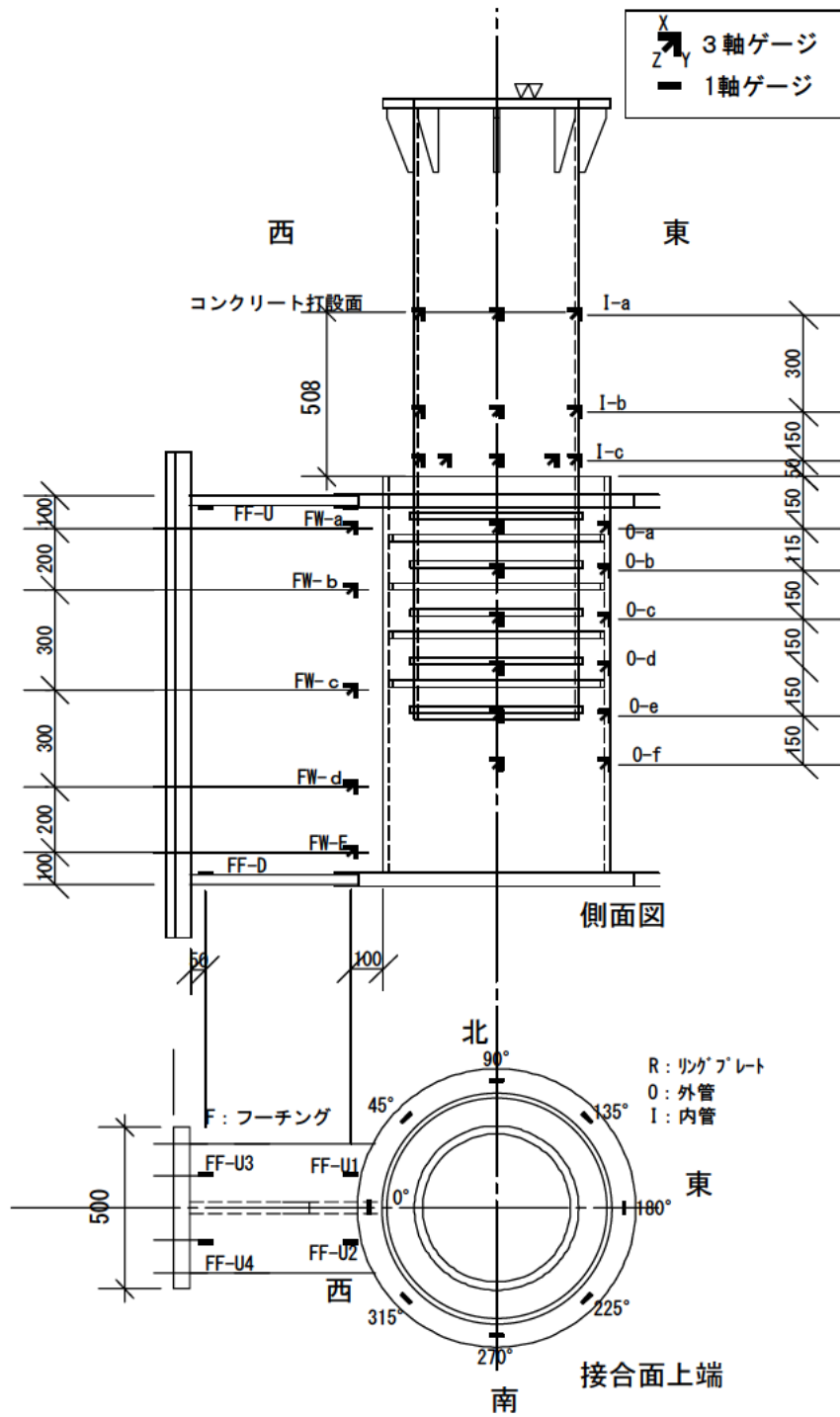


図-4.3.6 ひずみ計測位置

4.3.2 実験結果

(1) B-1 試験体

① 荷重－変位関係

図-4.3.7 に、B-1 試験体の荷重－変位関係を示す。変位制御に用いた基準降伏変位 δ_y は、鋼管の圧縮側縁応力度が材料強度試験値 $\sigma_y=340\text{N/mm}^2$ に達する時の計算荷重 $P_y=350\text{ kN}$ に対応する実測水平変位とし、押し ($+\delta_y=8.90\text{mm}$)、引き ($-\delta_y=-9.45\text{mm}$) を用いた。

試験体は、 $\pm 3\delta_y$ の繰返し載荷で杭（内鋼管）の圧縮側に局部座屈が生じ、以後、耐力が徐々に低下し、杭の塑性座屈で載荷を終了した。試験終了後の試験体の状況を写真-4.3.1、外鋼管を切断して内部状況を確認した結果を写真-4.3.2 に示す。中詰めコンクリートは、健全な状態を保持していた。

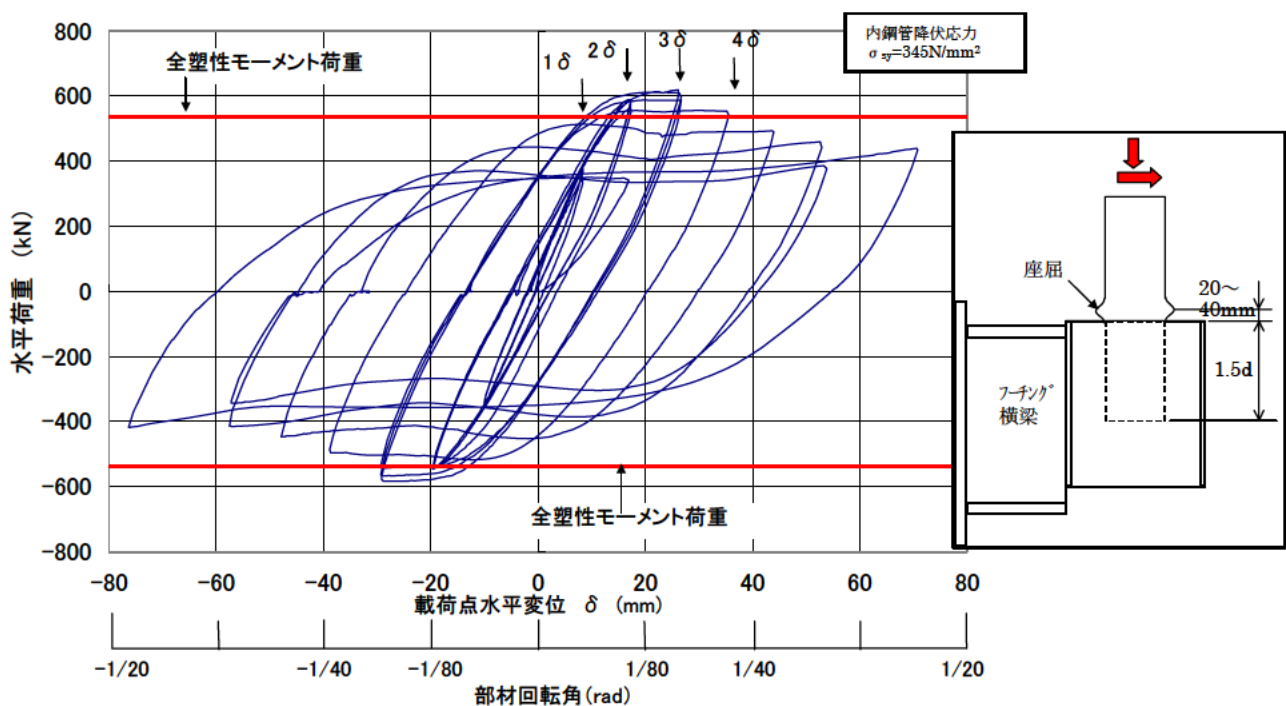


図-4.3.7 荷重－載荷点変位関係（試験体B-1）



写真-4.3.1 終局状態（B-1）



写真-4.3.2 はつり後（B-1）

杭頭部から 100mm の高さに設置した変位計により、
内鋼管の膨らみを計測した結果を図-4.3.9、4.3.10 に示す。

同図より、 $\pm 3 \delta y$ のサイクルで荷重方向と荷重直交
方向に 5mm 以上の高さの膨らみが生じ、 $\pm 4 \delta y$ で
10mm 程度以上の残留膨らみが蓄積し、 $\pm 6 \delta y$ で
全周に提灯状の塑性座屈が発生した。

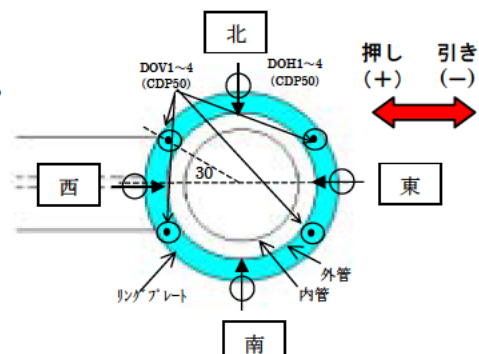


図-4.3.8 鋼管の膨らみの計測位置

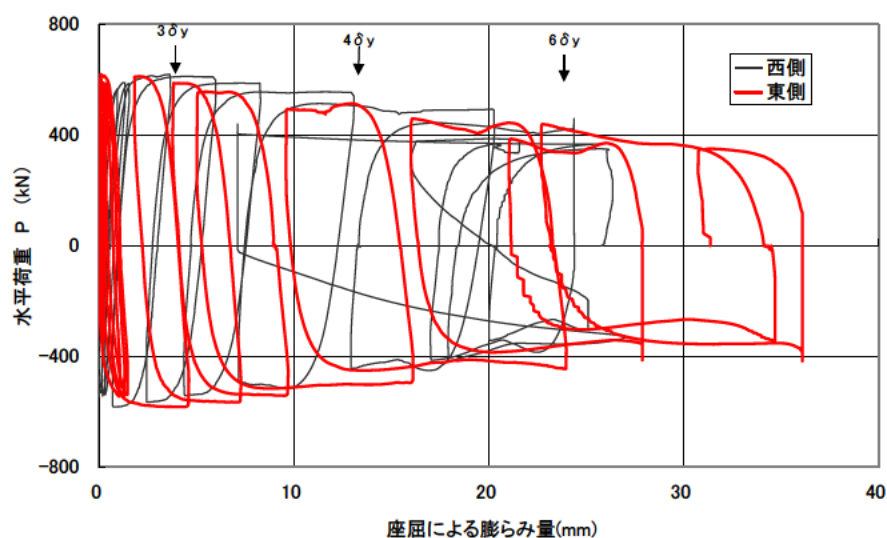


図-4.3.9 内鋼管の座屈による膨らみ量（荷重方向）

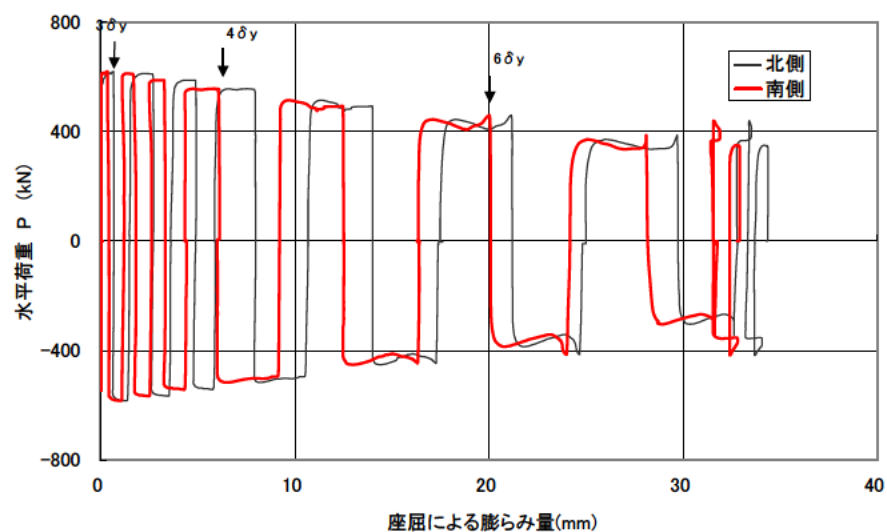


図-4.3.10 内鋼管の座屈による膨らみ量（荷重直交方向）

②内鋼管（杭体）の軸ひずみ

図-4.3.11 に各荷重ステップの最大変位時における内鋼管の圧縮側の軸ひずみの高さ方向の分布を示す。荷重ステップ 3 δy で結合面から 50mm の高さにおいて、大きな軸ひずみが発生しており、コンクリート充填鋼管に座屈が生じる時の限界ひずみ $\epsilon_{\max} = 1.5 \times 0.44 \times t/D$ (t : 肉厚、 D : 内鋼管径、すなわち $t/D = 2.36\%$ の時、 $\epsilon_{\max}$ は $15,590 \mu$) を越えるひずみが発生しており、座屈の発生と一致している。

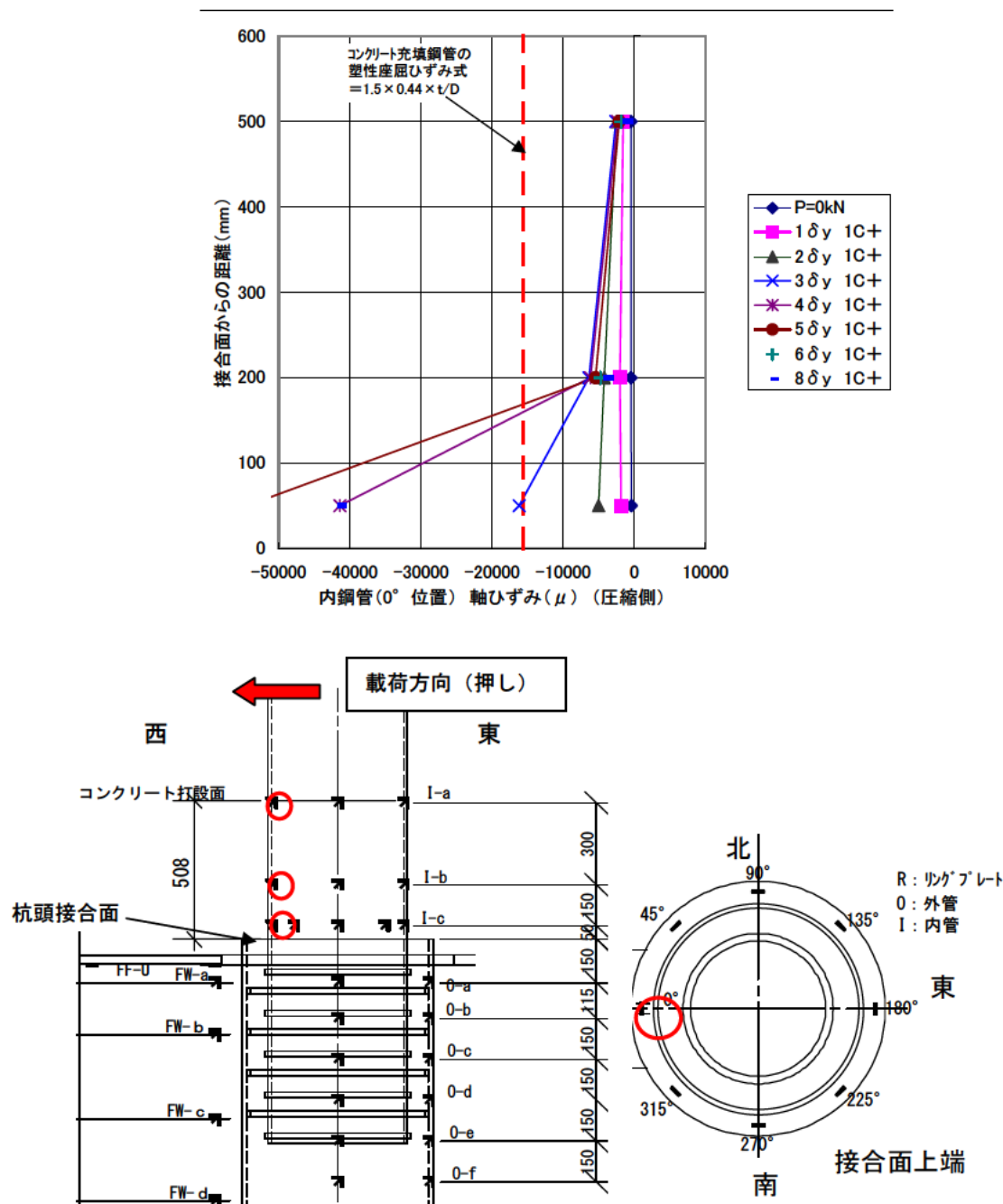


図-4.3.11 内鋼管 (0° 位置) 軸方向ひずみ分布 (圧縮側) (試験体 B-1)

③外鋼管のひずみ分布

図-4.3.12～4.3.14 に外鋼管の軸ひずみ、周方向ひずみ分布を示す。図-4.3.12 より、最大荷重時における外鋼管（180° 位置）は、 400μ 以下（ 80N/mm^2 ）で弾性応力の範囲にあり、軸方向には圧縮・引張、周方向にはフープテンションの応力状態になっていることが分かる。これより、杭の水平力・曲げは、中詰め（充填）コンクリートの支圧力を介して外鋼管に伝達される。

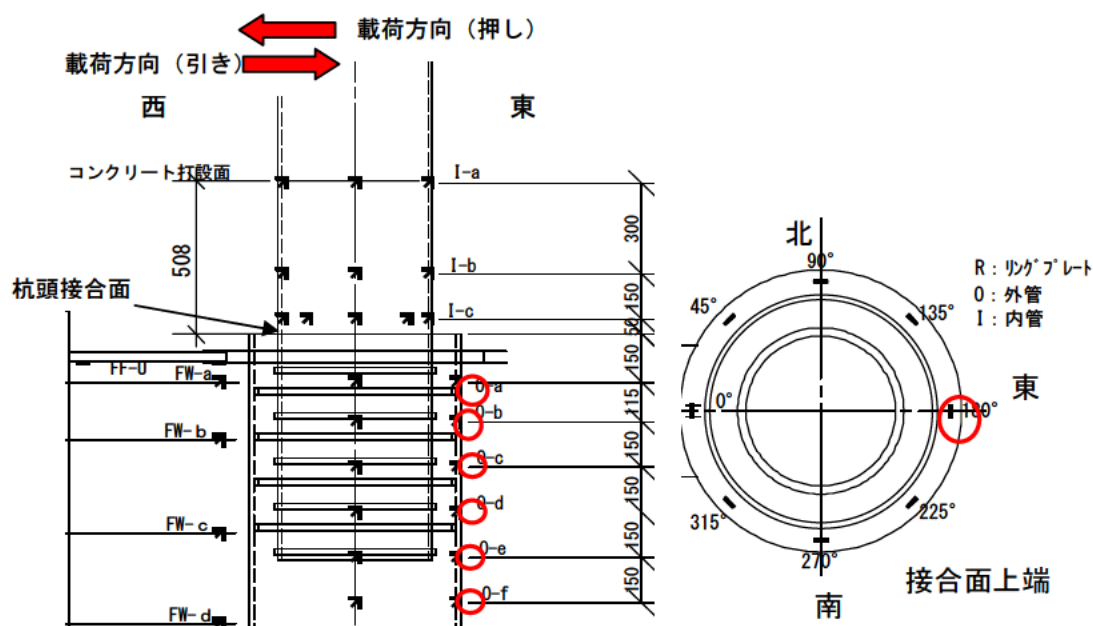
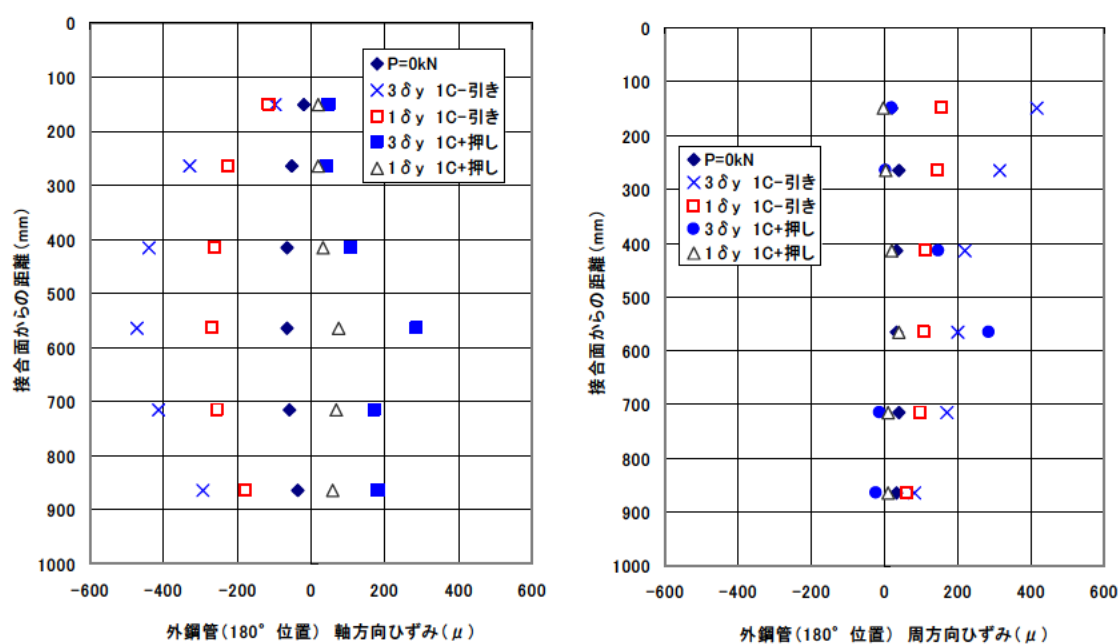


図-4.3.12 外鋼管（180° 位置）軸・周方向ひずみ分布（最大荷重時）（試験体B-1）

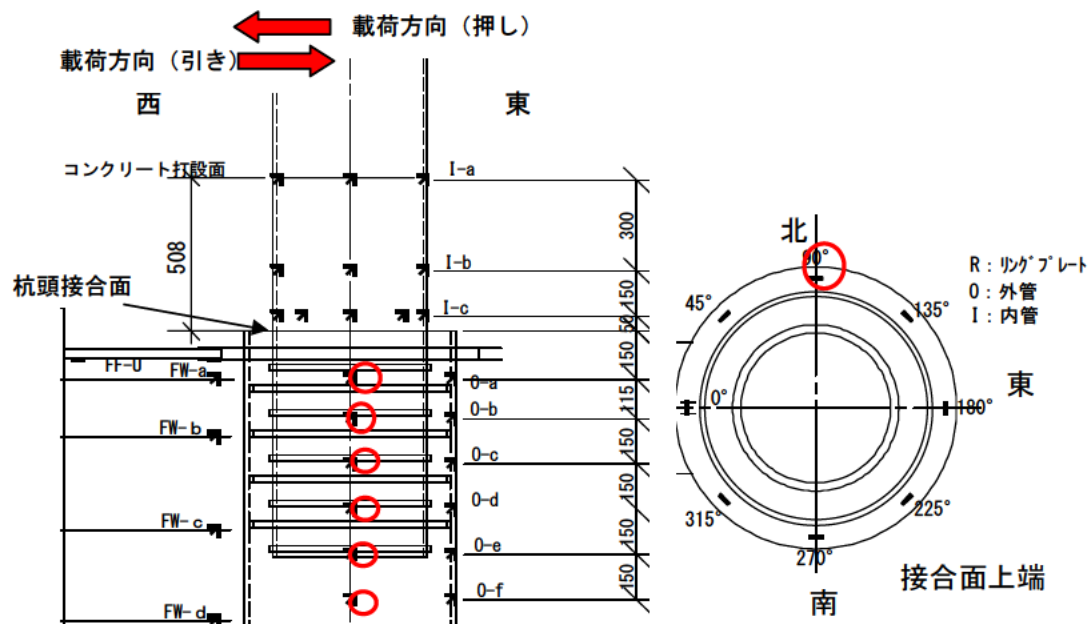
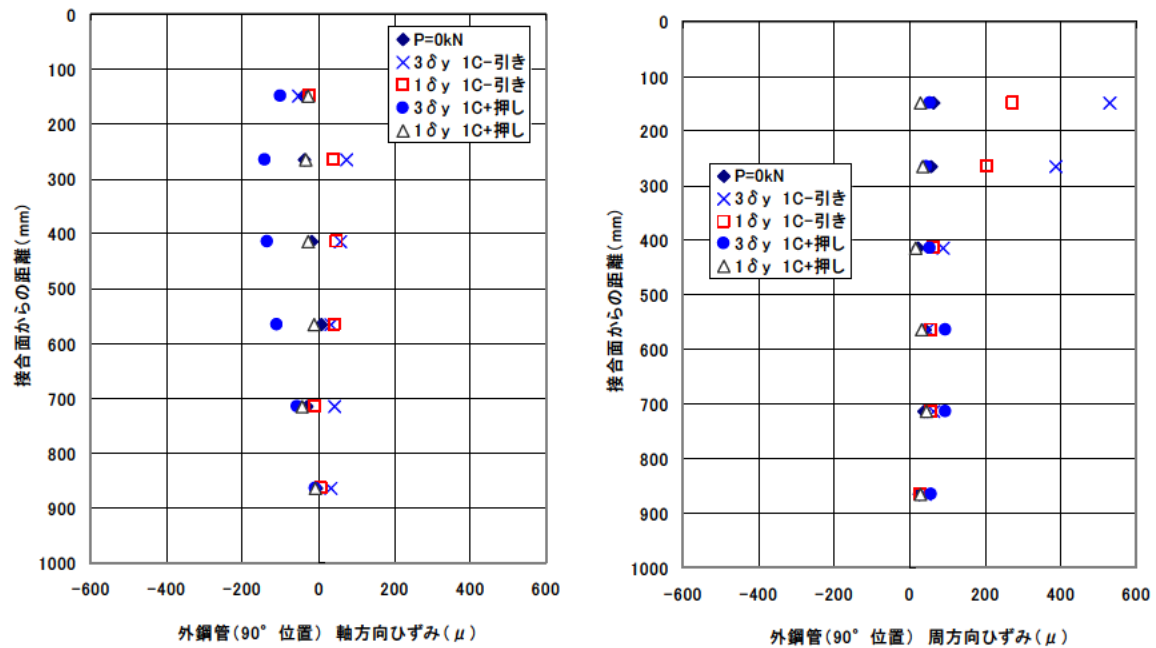


図-4.3.13 外鋼管 (90° 位置) 軸・周方向ひずみ分布 (最大荷重時) (試験体B-1)

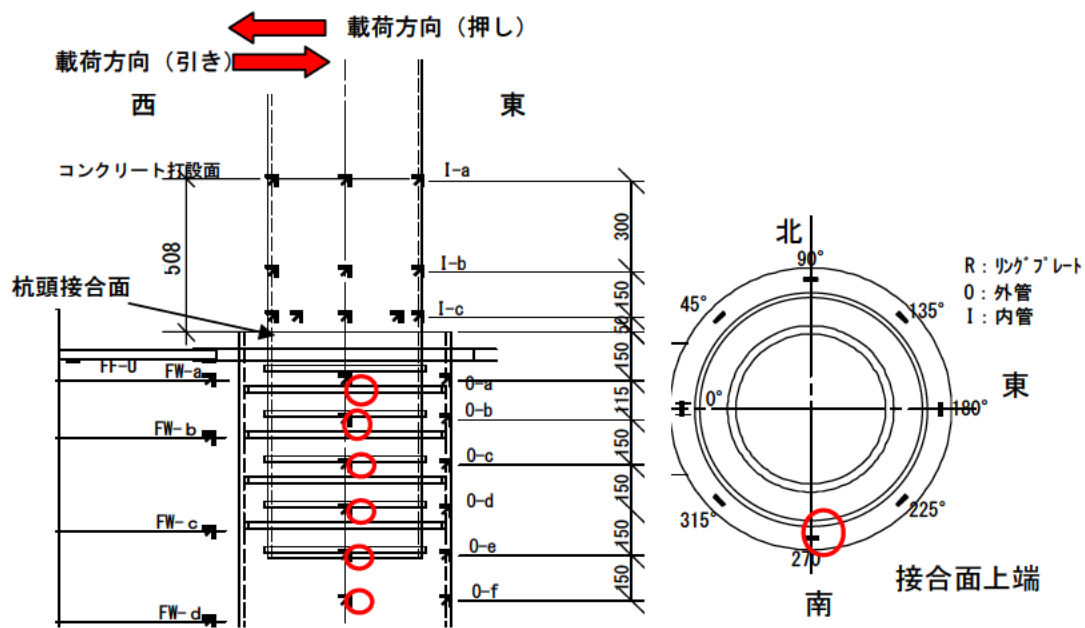
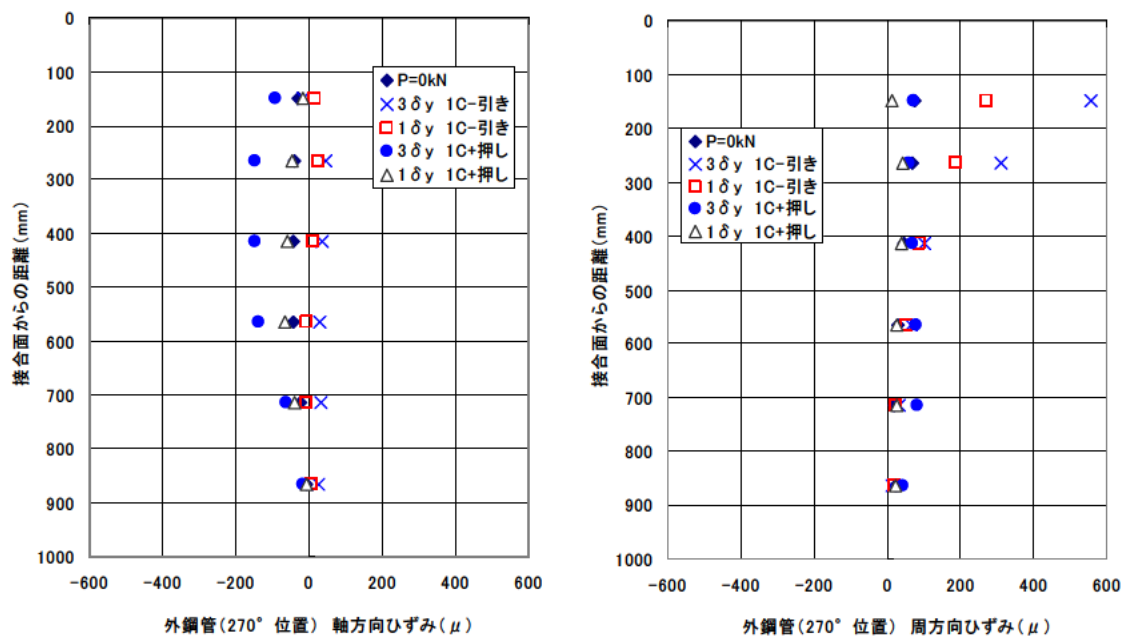
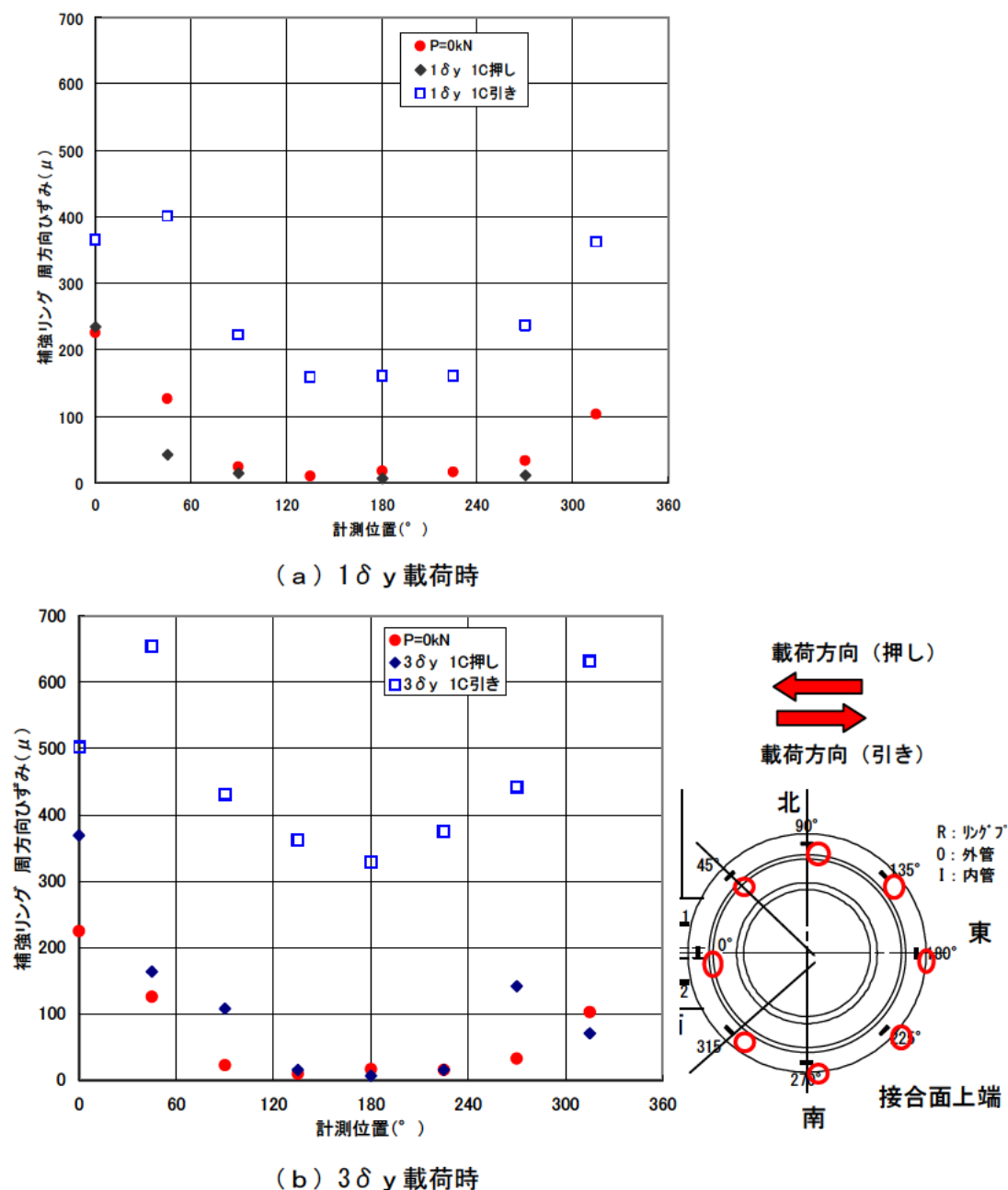


図-4.3.14 外鋼管（270°位置）軸・周方向ひずみ分布（最大荷重時）（試験体B-1）

④補強リングのひずみ分布

図-4.3.15 に補強リングの周方向のひずみ分布を示す。最大荷重時（ $3\delta y$ 載荷時）における補強リングは、 700μ 以下（ 140N/mm^2 ）で弾性応力の範囲にあり、引き側の載荷方向時に 45° 、 315° 位置において、周方向ひずみは最大値を示す。



⑤フーチング横梁のひずみ分布

図-4.3.16 にフーチング横梁の荷重方向のひずみ分布を示す。フーチング横梁のウェブ部分（桁高1200mm）に着目すると、桁の図心位置でゼロで、直線的な分布を保持していることが分かる。

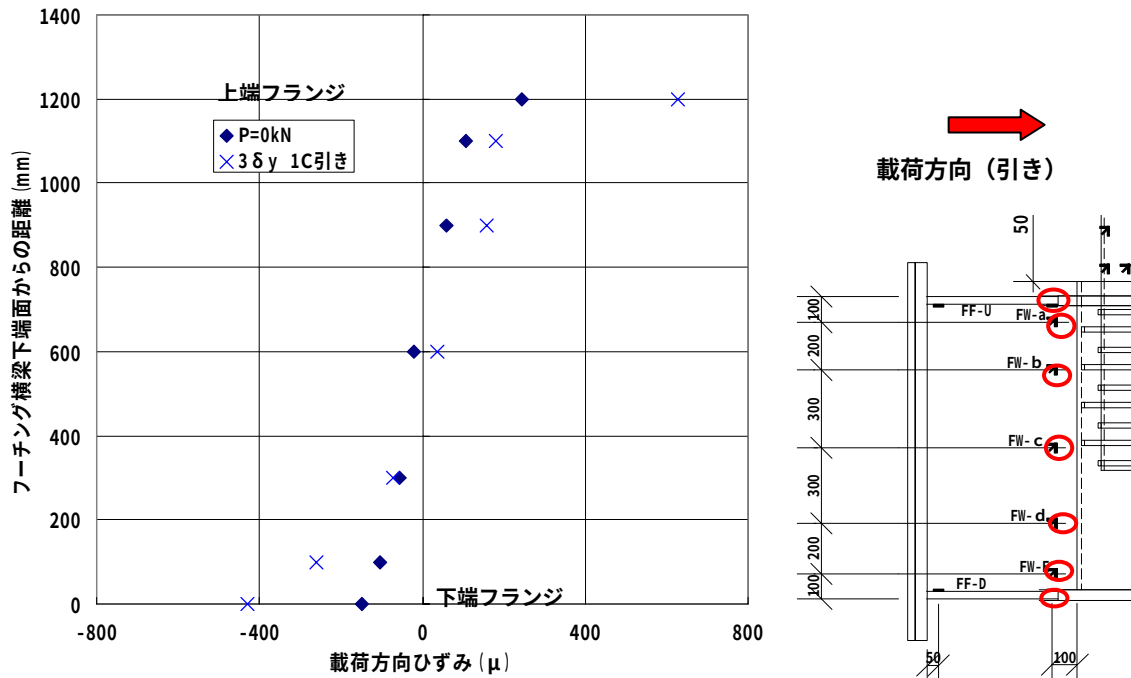


図-4.3.16 フーチング横梁のひずみ分布（最大荷重時）（試験体B-1）

(2) B-2試験体

①荷重－変位関係

図-4.3.17 に、B-2試験体の荷重－変位関係を示す。変位制御に用いた基準降伏変位 δ_y は、鋼管の圧縮側縁応力度が材料強度試験値 $\sigma_y=340\text{ N/mm}^2$ に達する時の計算荷重 $P_y=455\text{ kN}$ に対応する実測水平変位とし、押し ($+\delta_y=11.95\text{ mm}$)、引き ($-\delta_y=-12.8\text{ mm}$) を用いた。 $\pm 3\delta_y$ の繰返し荷重で杭（内鋼管）の圧縮側に膨らみが観察されたが、圧縮側で生じた膨らみは逆方向に荷重されると引き伸ばされて耐力は増加する。 $\pm 6\delta_y$ 付近から荷重直交方向にも膨らみが生じ、 $\pm 8\delta_y$ で最大荷重に達した。その後、杭全周にわたって残留膨らみが増加して、徐々に耐力低下し、最終的に提灯状の座屈が発生して荷重を終了した。試験終了後の試験体の状況を写真-4.3.3、外鋼管を切断して内部状況を確認した結果を写真-4.3.4、写真-4.3.5 に示す。中詰めコンクリートは、最後までひび割れのない健全な状態を保持していた。

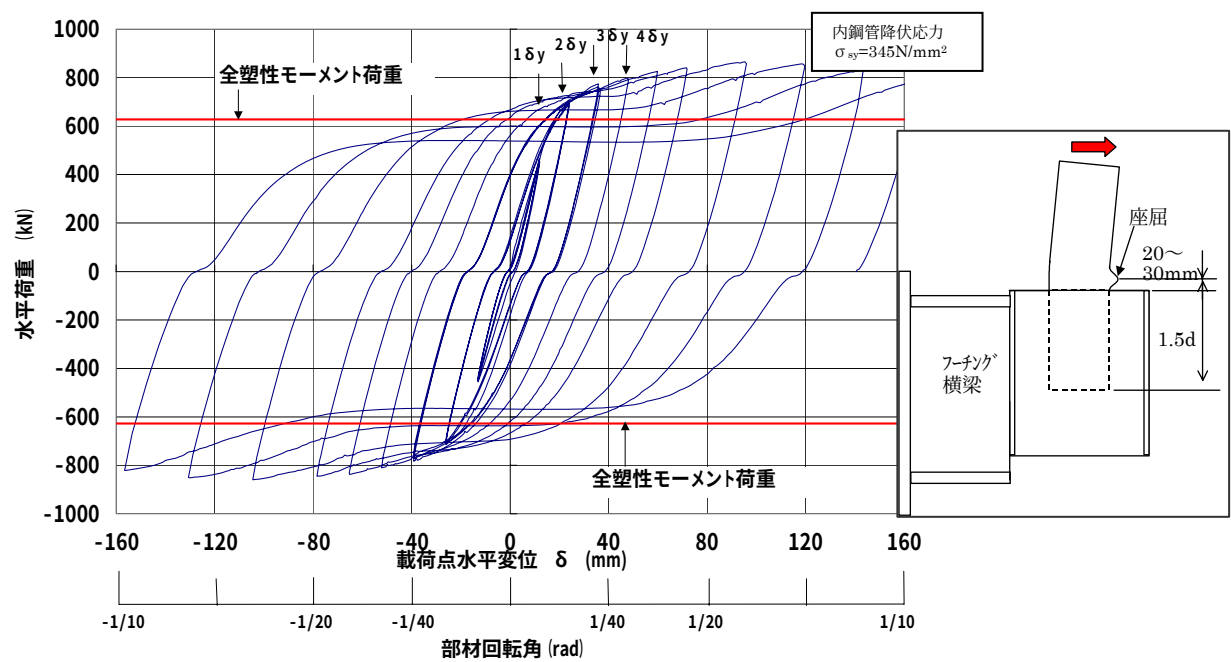


図-4.3.17 荷重－変位関係（B－2試験体）



（a）載荷直交方向の終局状態



（b）載荷方向の終局状態

写真-4.3.3 試験終了後の終局状態（B－2）



写真-4.3.4 はつり後（B－2）



写真-4.3.5 はつり後（B－2）

杭頭部から 100mm の高さに設置した変位計により、内鋼管の膨らみを計測した結果を図-4.3.19、4.3.20 に示す。同図より、 $\pm 3 \delta y$ のサイクルで荷重方向に膨らみが生じ、 $\pm 6 \delta y$ で荷重直交方向にも膨らみが生じ、 $\pm 10 \delta y$ で全周に提灯状の塑性座屈が発生した。

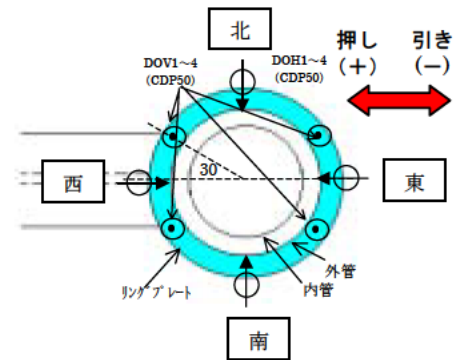


図-4.3.18 鋼管の膨らみの計測位置

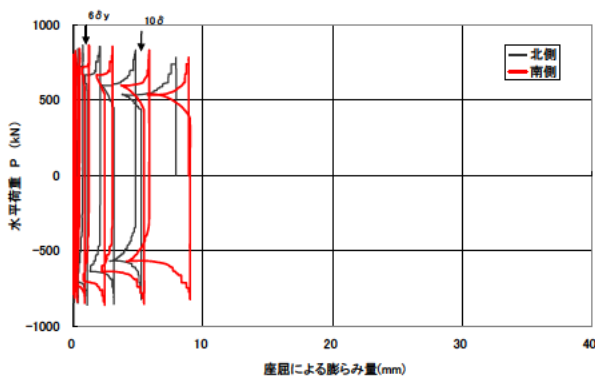
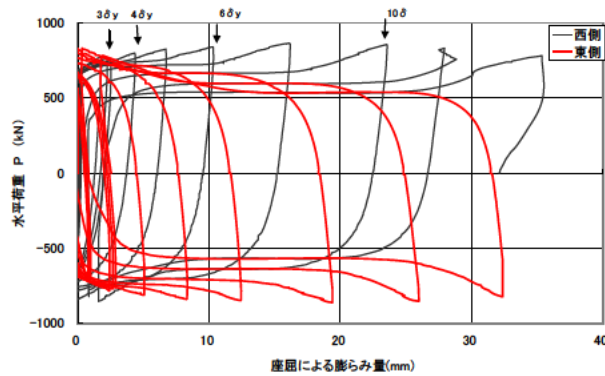


図-4.3.19 内鋼管の座屈による膨らみ量(荷重方向)

図-4.3.20 内鋼管の座屈による膨らみ量(荷重直交方向)

②内鋼管（杭体）の軸ひずみ

図-4.3.21 に各荷重ステップの最大変位時における内鋼管の圧縮側の軸ひずみの高さ方向の分布を示す。荷重ステップ $4 \delta y$ で結合面から 50mm の高さにおいて、 $15,590 \mu$ を越えるひずみが発生しており、座屈の発生と一致している。

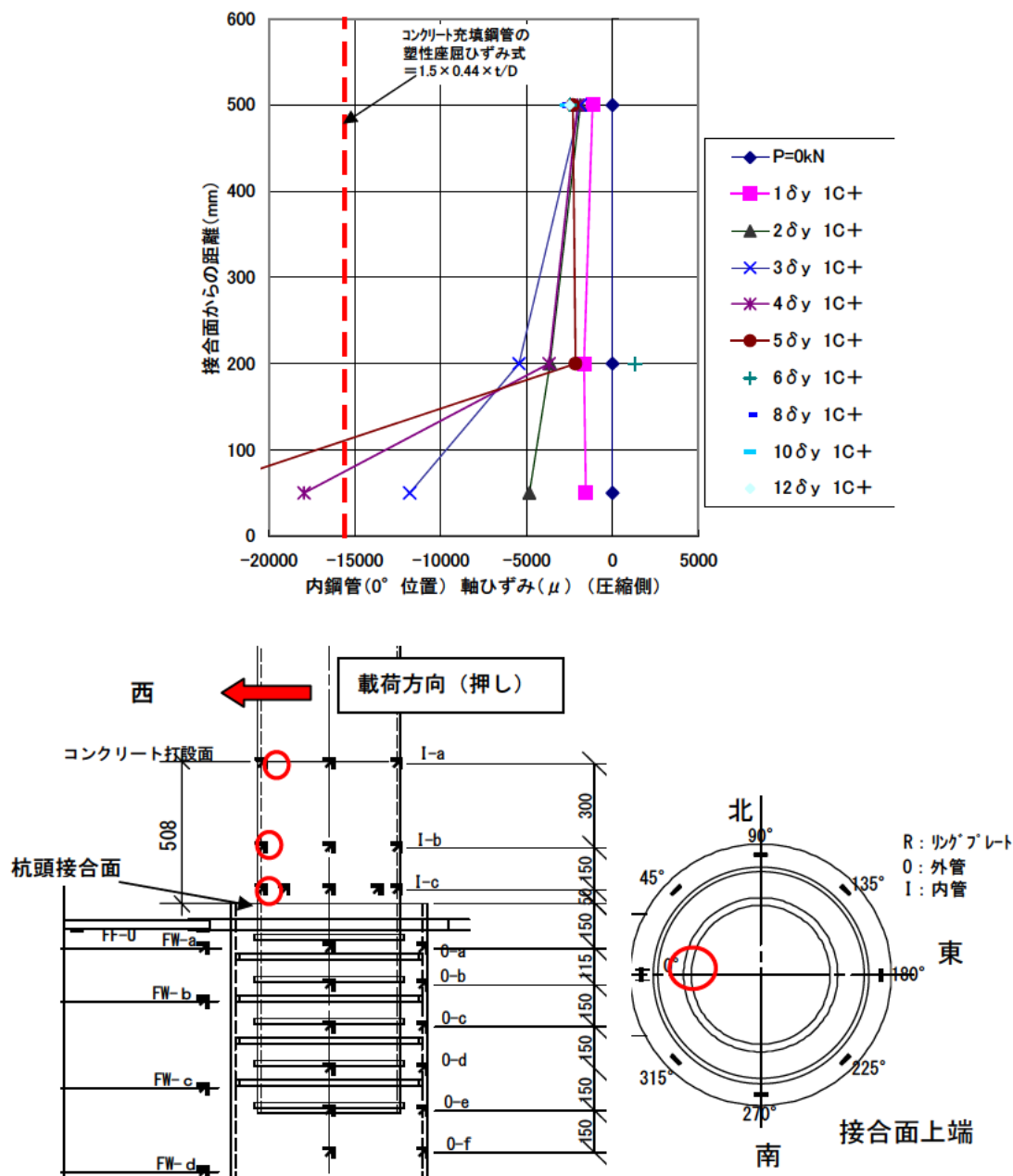


図-4.3.21 内鋼管（0° 位置）軸方向ひずみ分布（圧縮側）（試験体B—2）

③外鋼管のひずみ分布

図-4.3.22～4.3.24 に外鋼管の軸ひずみ、周方向ひずみ分布を示す。図-4.3.22 より、外鋼管（180° 位置）は、軸方向には圧縮・引張力、周方向にはフープテンションの応力状態になっていることが分かる。すなわち、杭の水平力・曲げは、中詰め（充填）コンクリートの支圧によって外鋼管に伝達される。

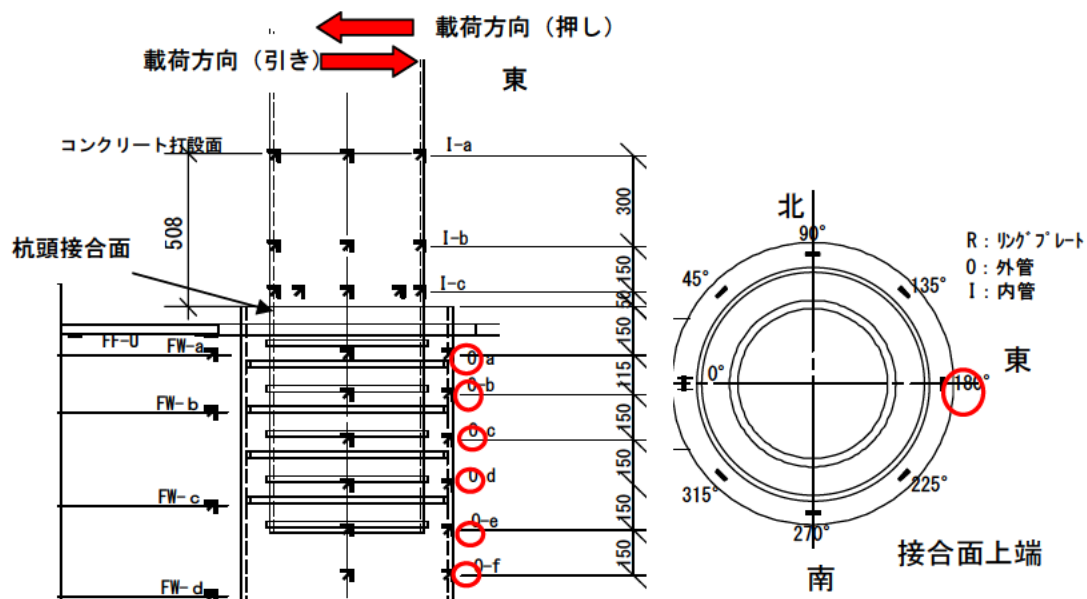
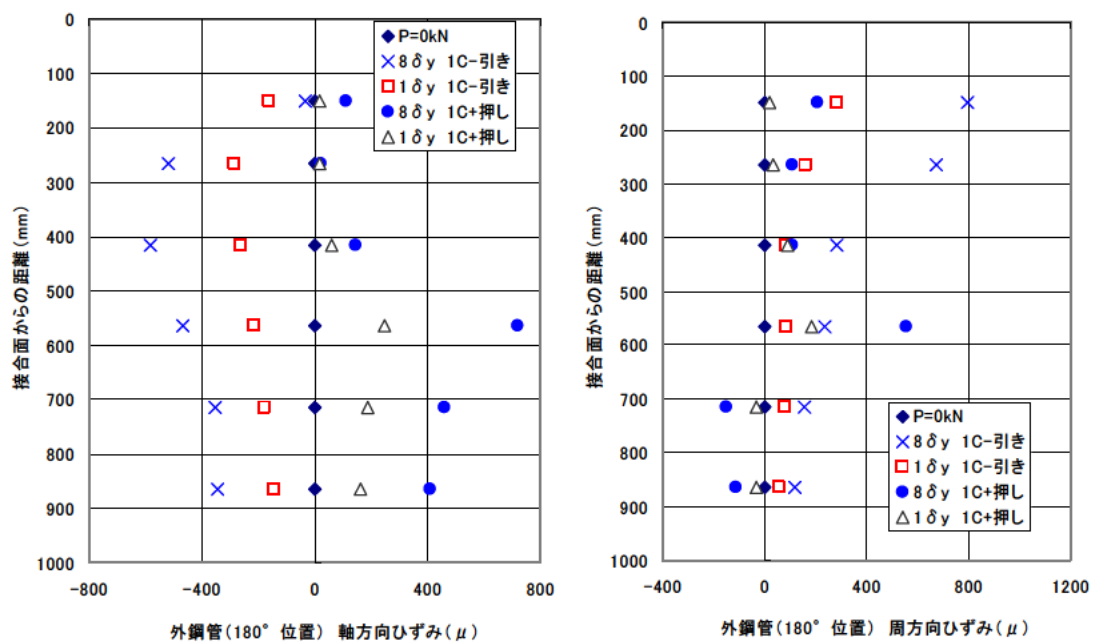


図-4.3.22 外鋼管 (180° 位置) 軸・周方向ひずみ分布 (最大荷重時) (試験体B—2)

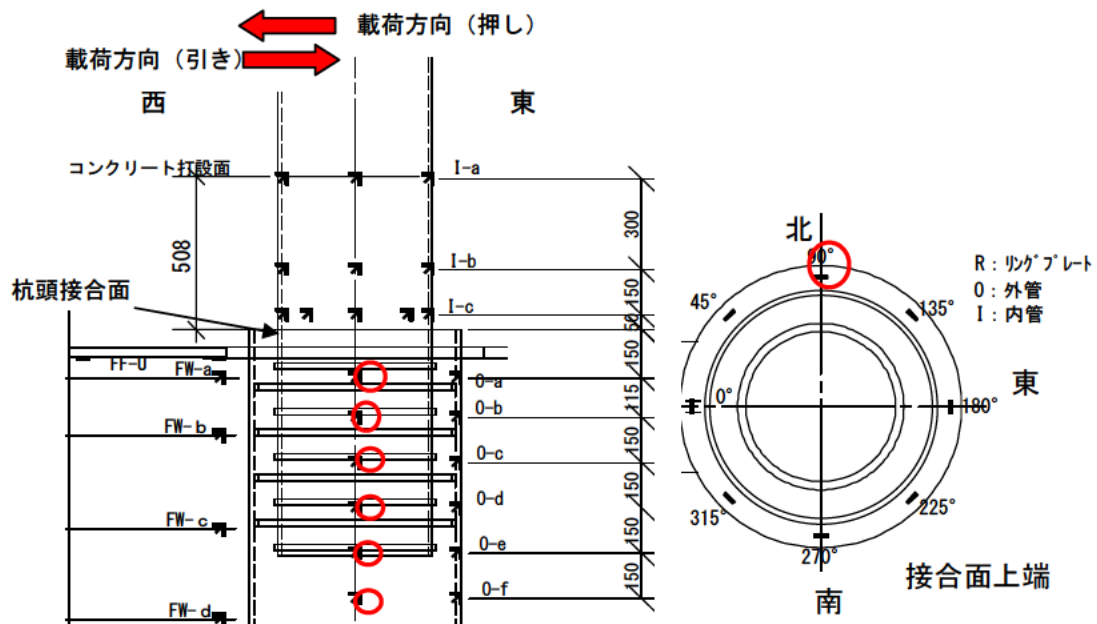
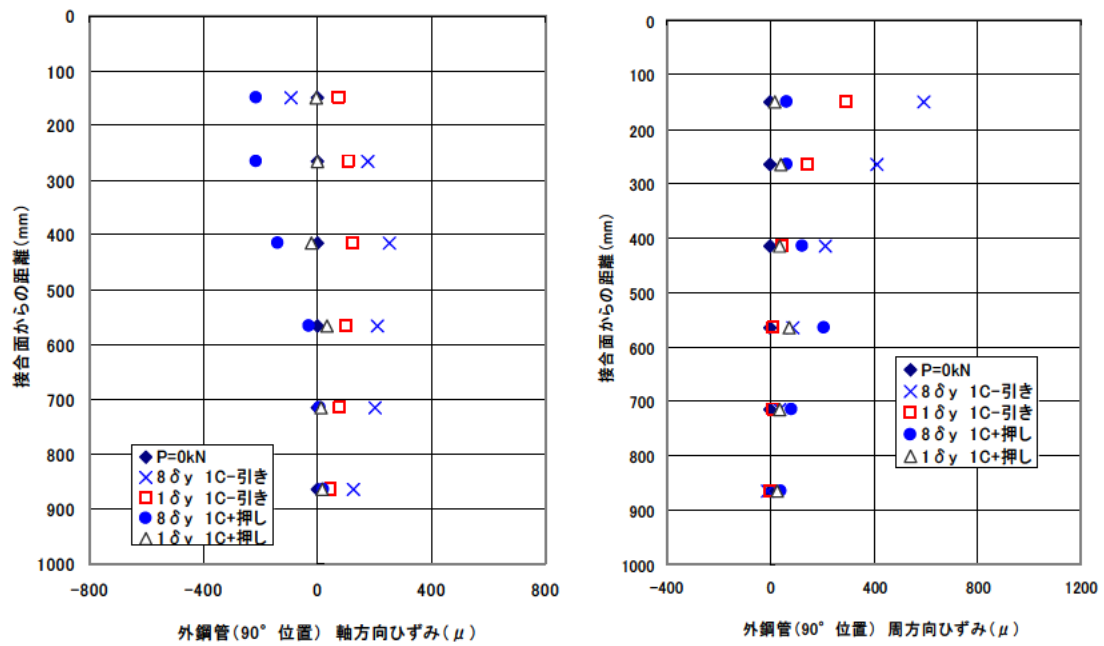


図-4.3.23 外鋼管 (90° 位置) 軸・周方向ひずみ分布 (最大荷重時) (試験体B-2)

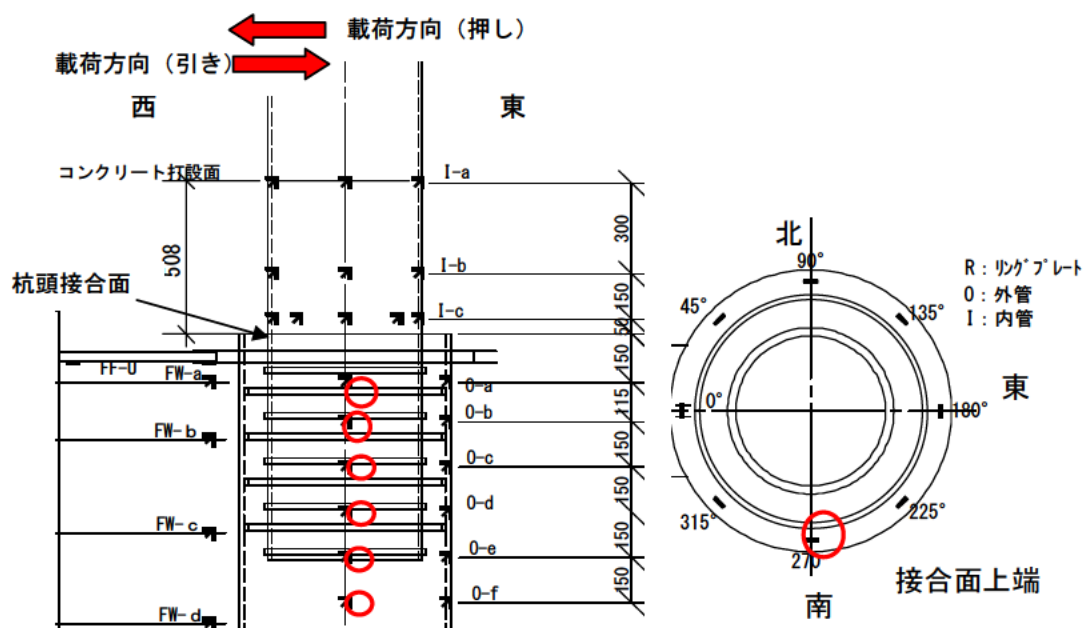
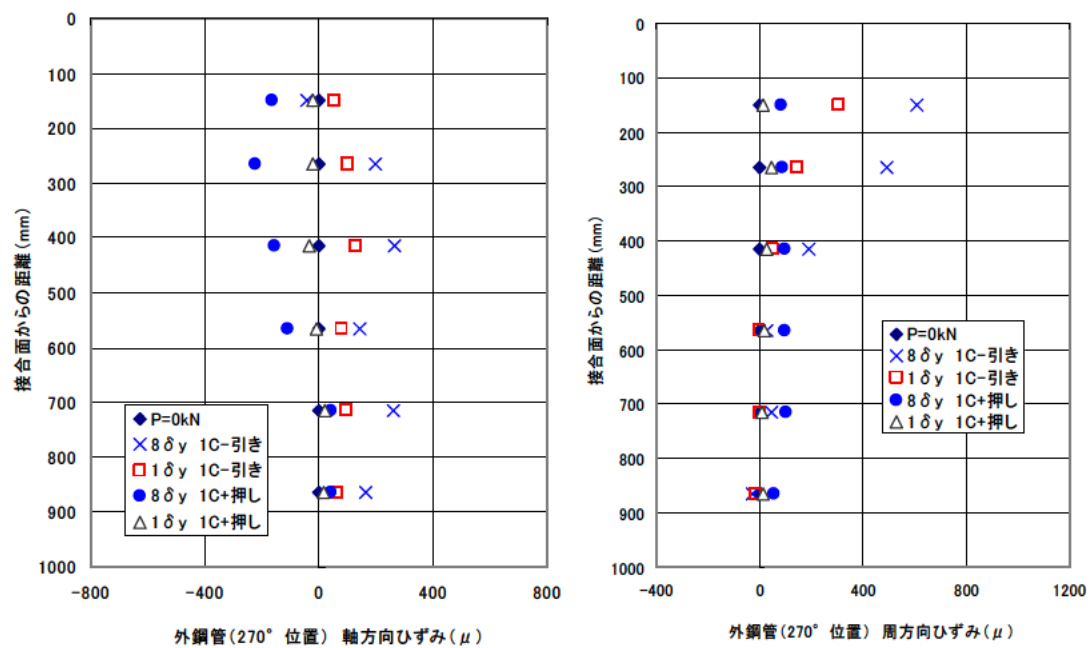
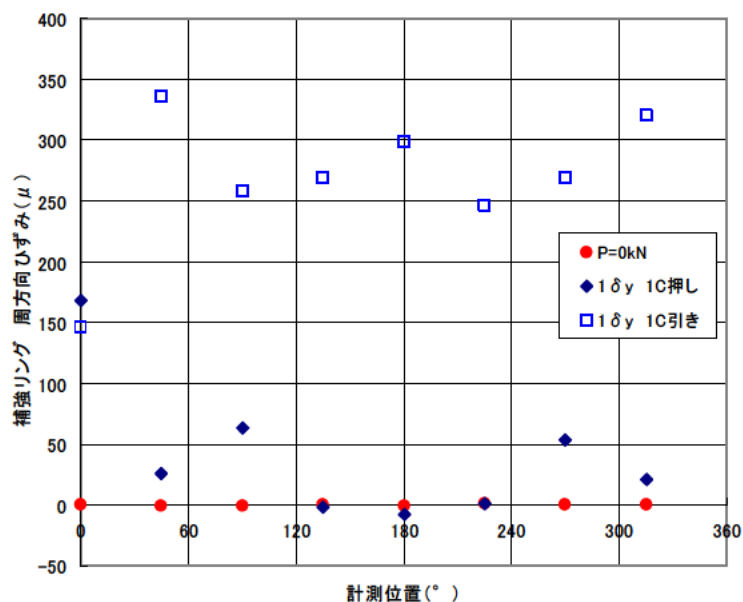


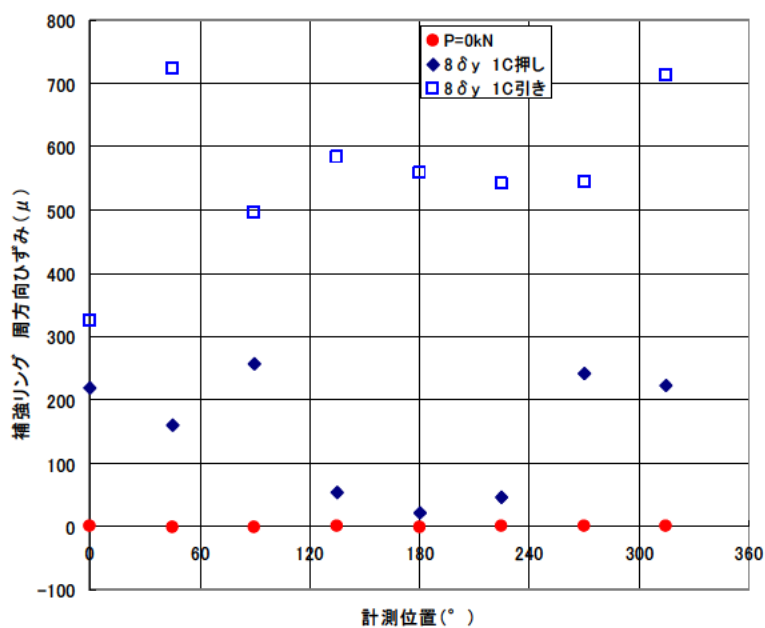
図-4.3.24 外鋼管（270°位置）軸・周方向ひずみ分布（最大荷重時）（試験体B-2）

④補強リングのひずみ分布

図-4.3.25 に補強リングの周方向のひずみ分布を示す。引き側の载荷方向時に 45° 、 315° 位置において、周方向ひずみは最大値を示した。



(a) $1\delta y$ 载荷時



(b) $8\delta y$ 载荷時

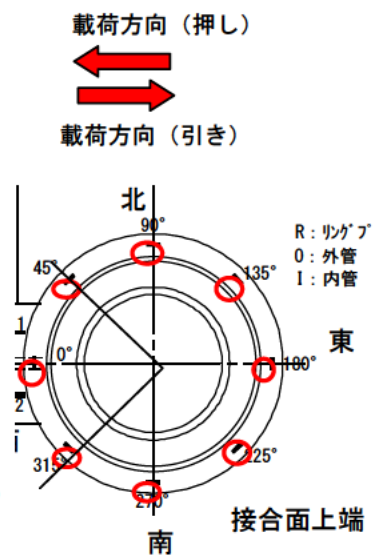


図-4.3.25 補強リング 周方向ひずみ分布 (最大荷重時) (試験体B—2)

⑤フーチング横梁のひずみ分布

図-4.3.26 にフーチング横梁の載荷方向のひずみ分布を示す。フーチング横梁のウェブ部分に着目すると、直線的な分布を保持していることが分かる。

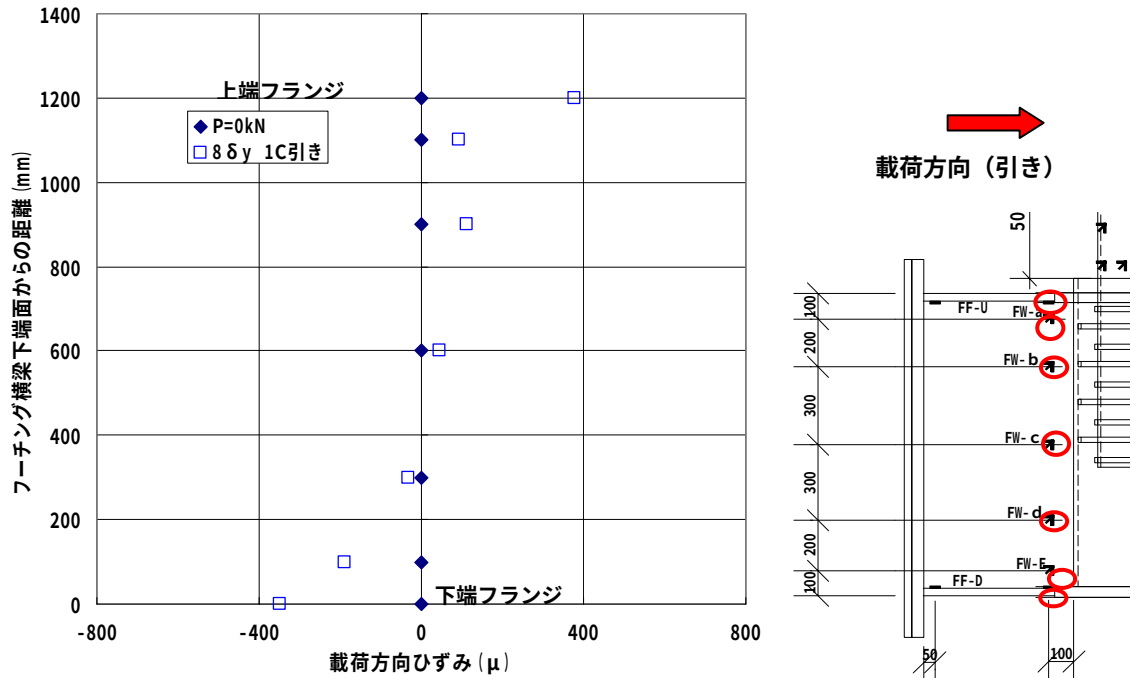


図-4.3.26 フーチング横梁 周方向ひずみ分布（最大荷重時）（試験体B－2）

(3) B-3 試験体

① 荷重－変位関係

図-4.3.27 に、B-3 試験体の荷重－変位関係を示す。B-2 試験体と同様の荷重－変位関係を保持していた。

試験終了後の試験体の状況を写真-4.3.6、外鋼管を切断して内部状況を確認した結果を写真-4.3.7、写真-4.3.8 に示す。中詰めコンクリートは、偏芯した側の鋼管近傍部にコンクリートの剥落が見られるが、全体的には健全な状態を保持していた。

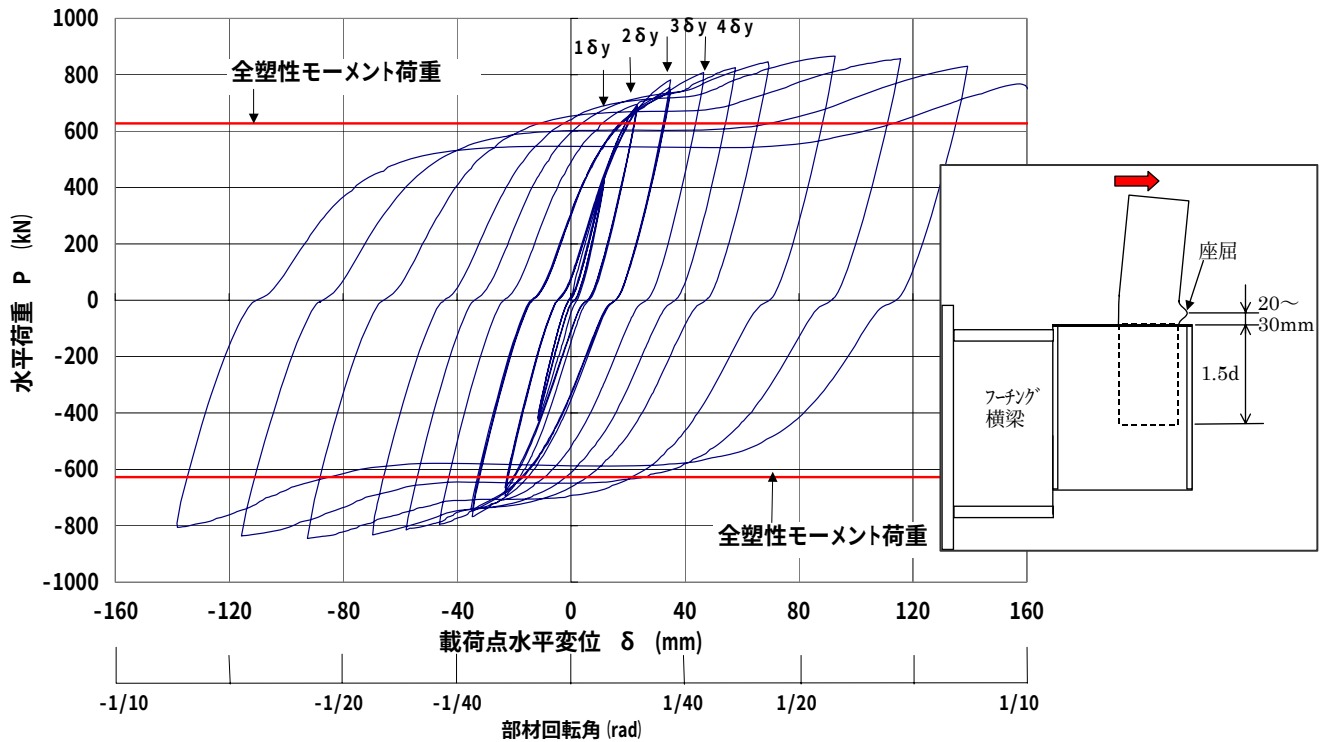


図-4.3.27 荷重－載荷点変位関係（試験体B-3）



(a) 載荷直交方向の終局状態（B-3）



(b) 載荷方向の終局状態（B-3）

写真-4.3.6 試験終了後の終局状態（B-3）



写真-4.3.7 はつり後（B－3）



写真-4.3.8 はつり後（B－3）

②内鋼管（杭体）の軸ひずみ

図-4.3.28 に各载荷ステップの最大変位時における内鋼管の圧縮側の軸ひずみの高さ方向の分布を示す。载荷ステップ $3\delta_y$ で結合面から 50mm の高さにおいて、 $\epsilon_{\max}$ は $10,000\mu$ を越えるひずみが発生しており、座屈の発生と一致している。

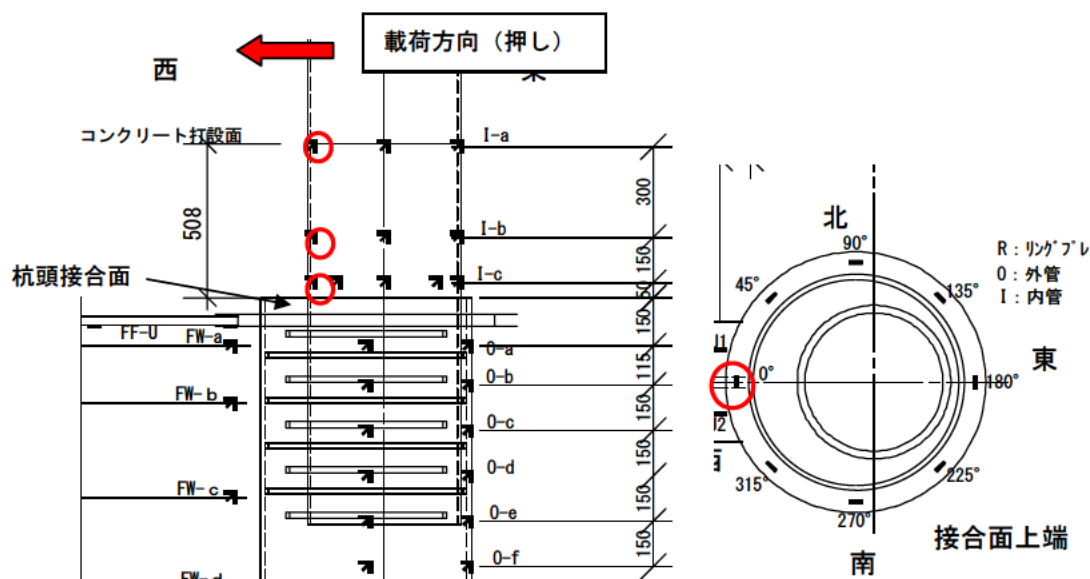
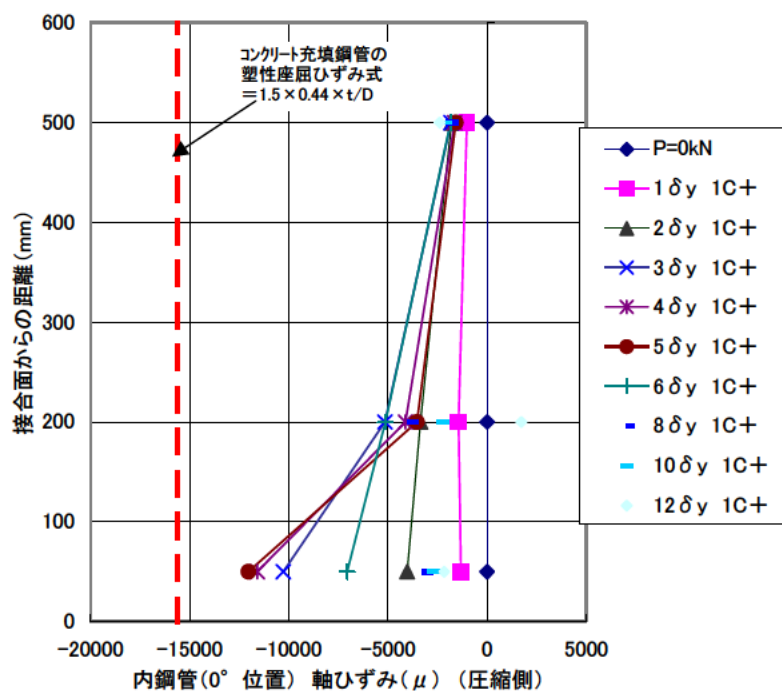


図-4.3.28 内鋼管（0° 位置）軸方向ひずみ分布（圧縮側）（試験体B-3）

③外鋼管のひずみ分布

図-4.3.29～4.3.31 に外鋼管の軸方向ひずみおよび周方向ひずみ分布を示す。図-4.3.29 より、外鋼管（180° 位置）は、軸方向には圧縮・引張、周方向にはフープテンションの応力状態になっていることが分かる。すなわち、杭に作用する水平力・曲げは、中詰め（充填）コンクリートの支圧によって外鋼管に伝達される。

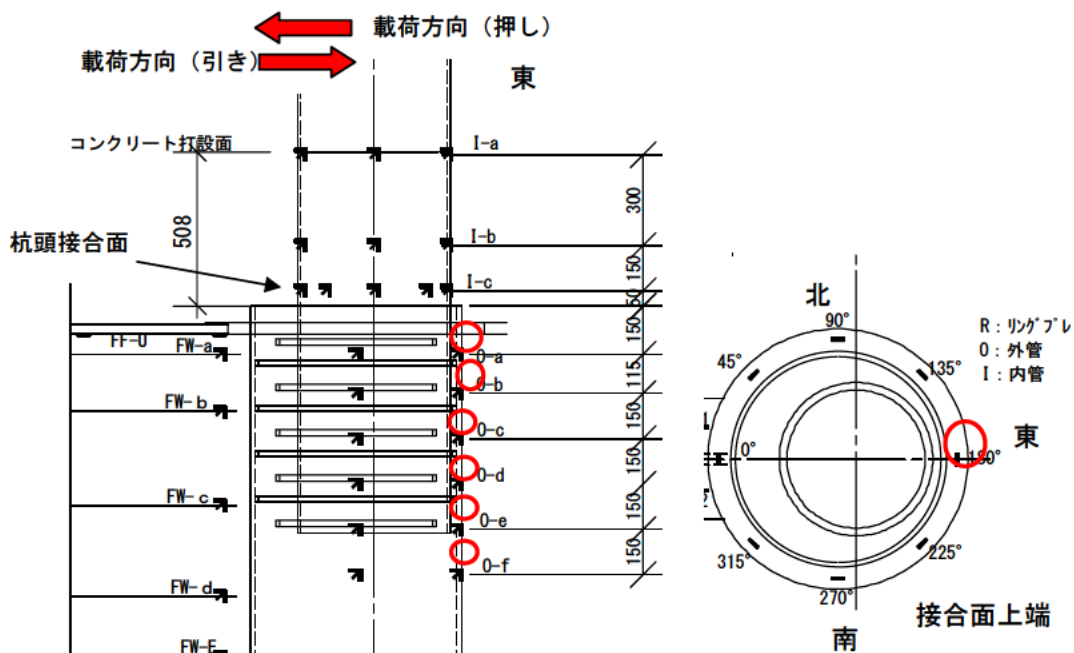
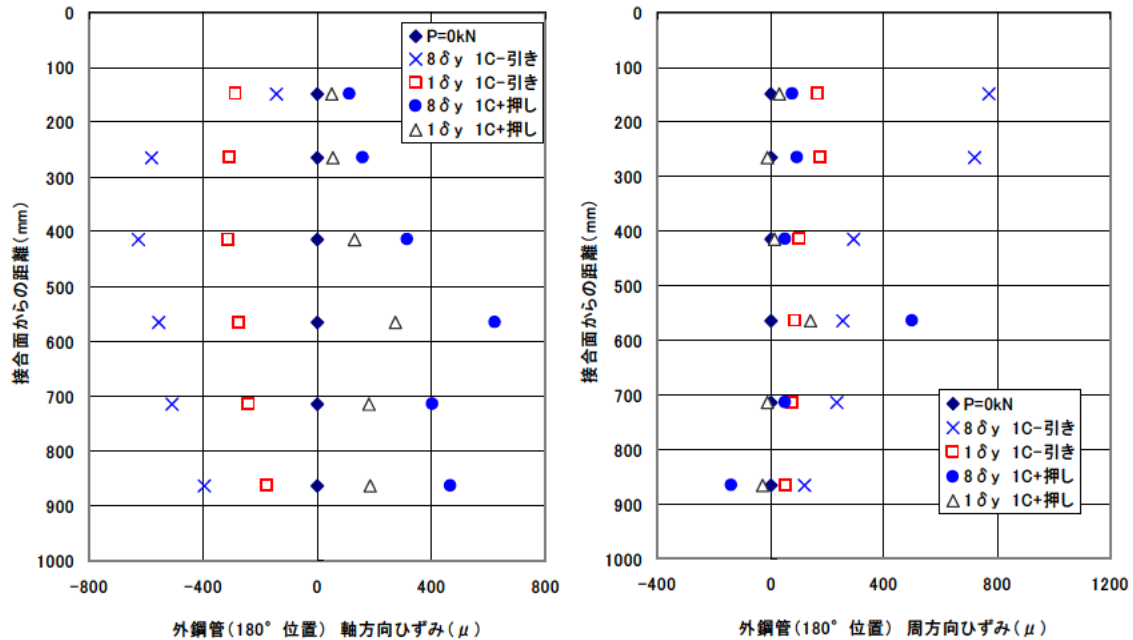


図-4.3.29 外鋼管（180° 位置）軸・周方向ひずみ分布（最大荷重時）（試験体B-3）

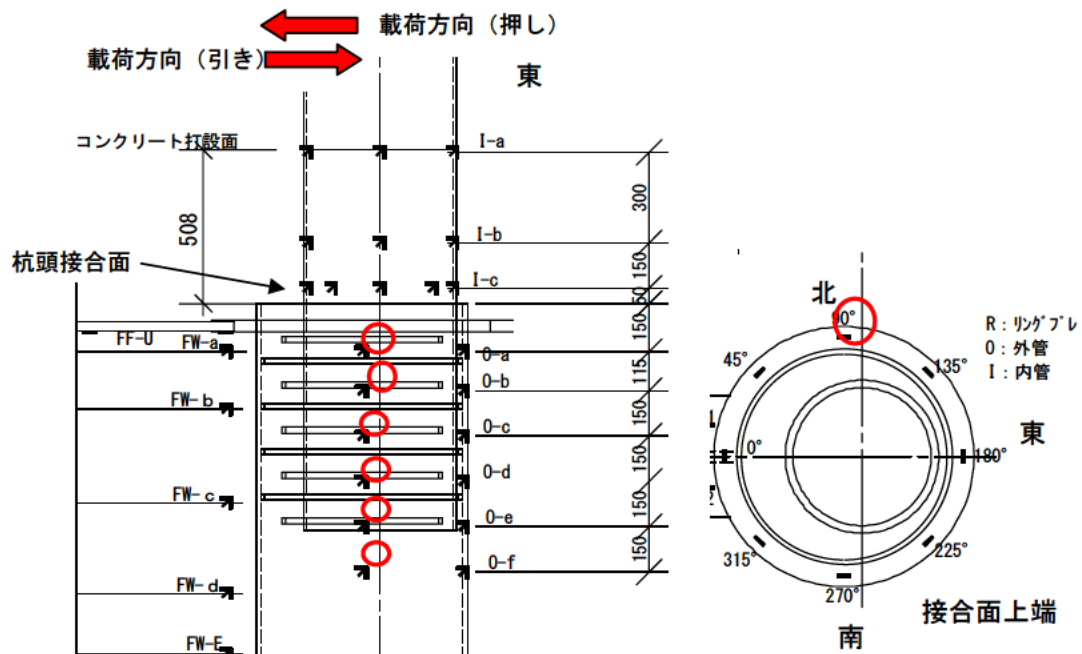
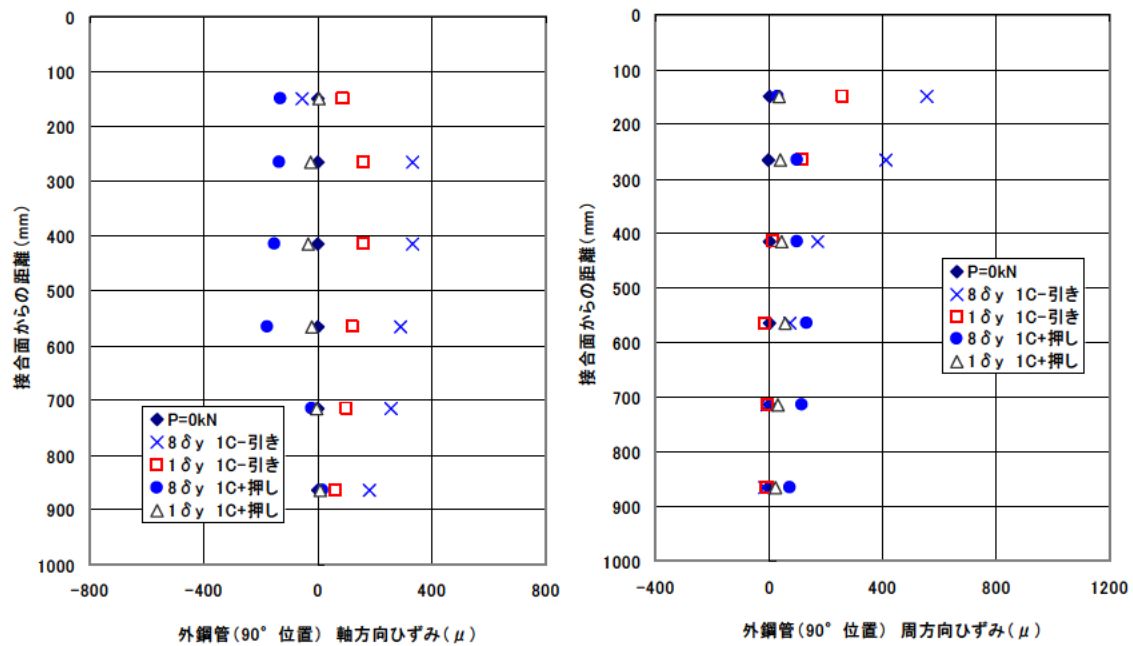


図-4.3.30 外鋼管 (90° 位置) 軸・周方向ひずみ分布 (最大荷重時) (試験体B-3)

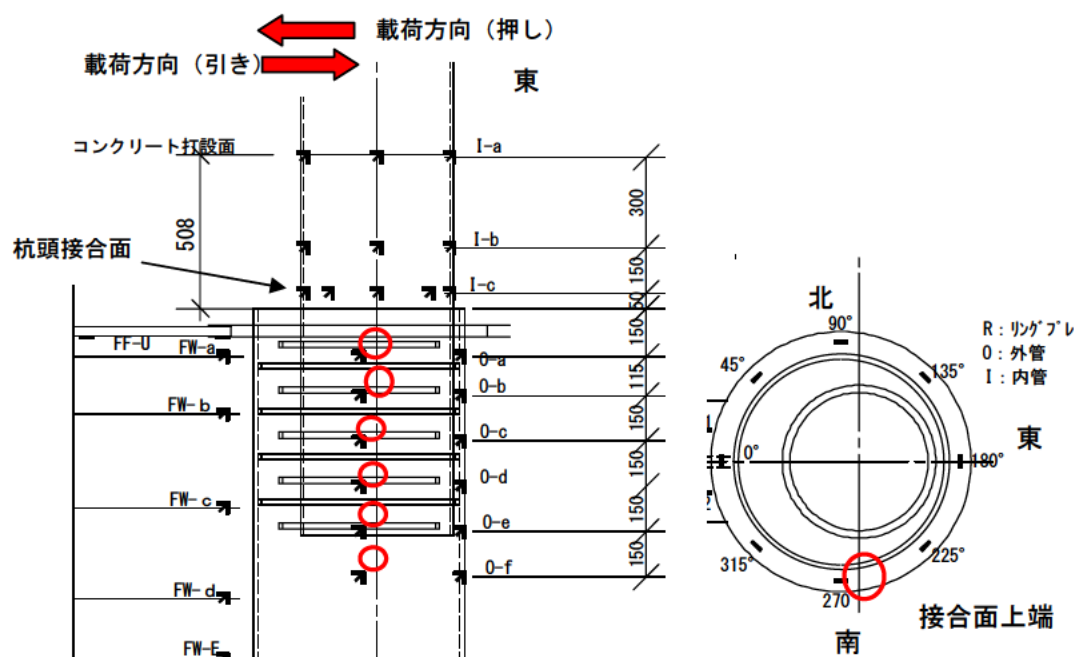
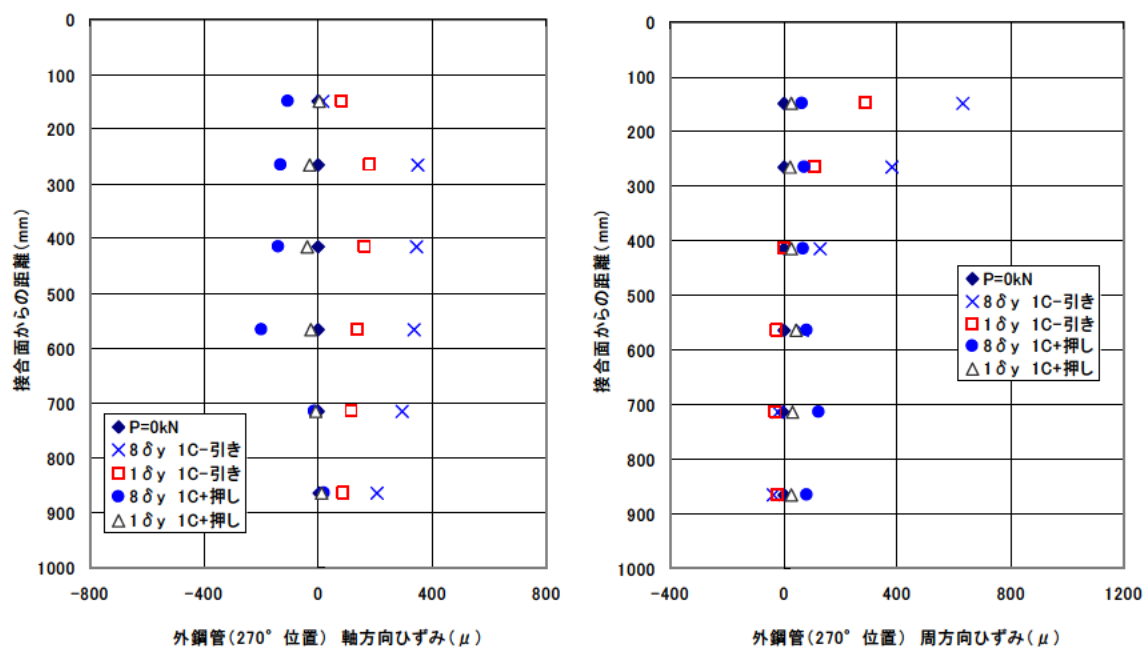
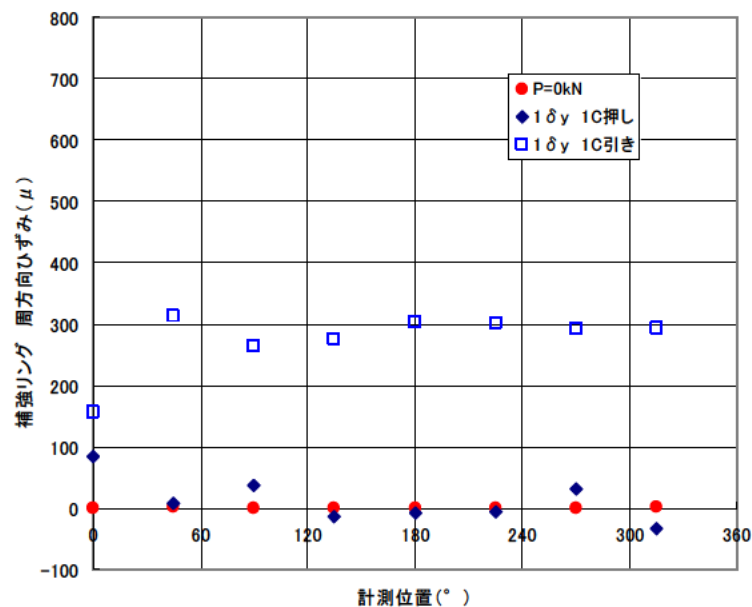


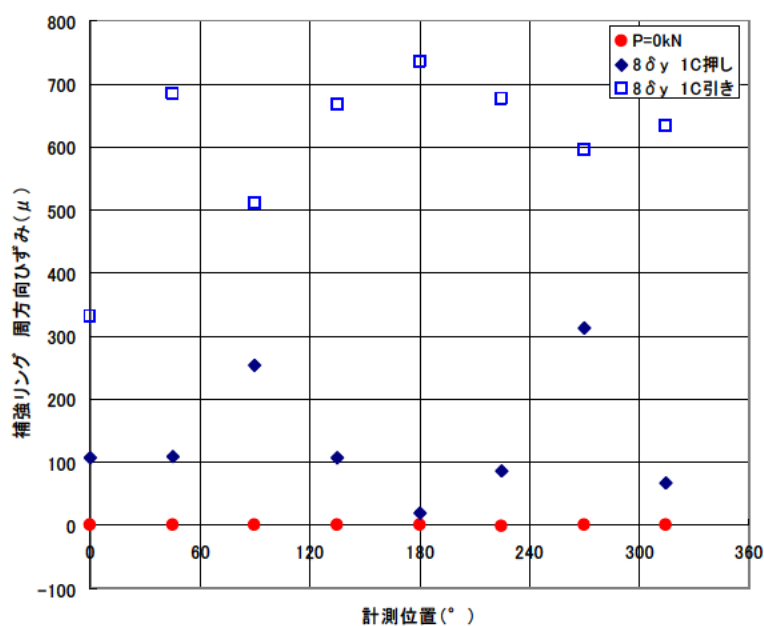
図-4.3.31 外鋼管（270°位置）軸・周方向ひずみ分布（最大荷重時）（試験体B-3）

④補強リングのひずみ分布

図-4.3.32 に補強リングの周方向のひずみ分布を示す。180° 位置において、周方向ひずみは最大値を示し、ほぼ全周にわたり、引張状態になっている。



(a) 1δy 荷重時



(b) 8δy 荷重時

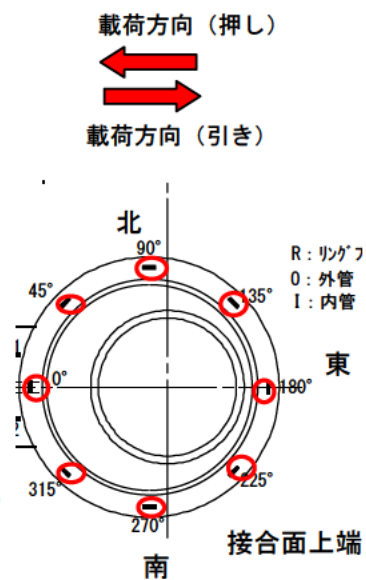


図-4.3.32 補強リング 周方向ひずみ分布 (最大荷重時) (試験体B-3)

⑤ フーチング横梁のひずみ分布

図-4.3.33 にフーチング横梁の荷重方向のひずみ分布を示す。フーチング横梁のウェブ部分に着目すると、直線的な分布を保持していることが分かる。

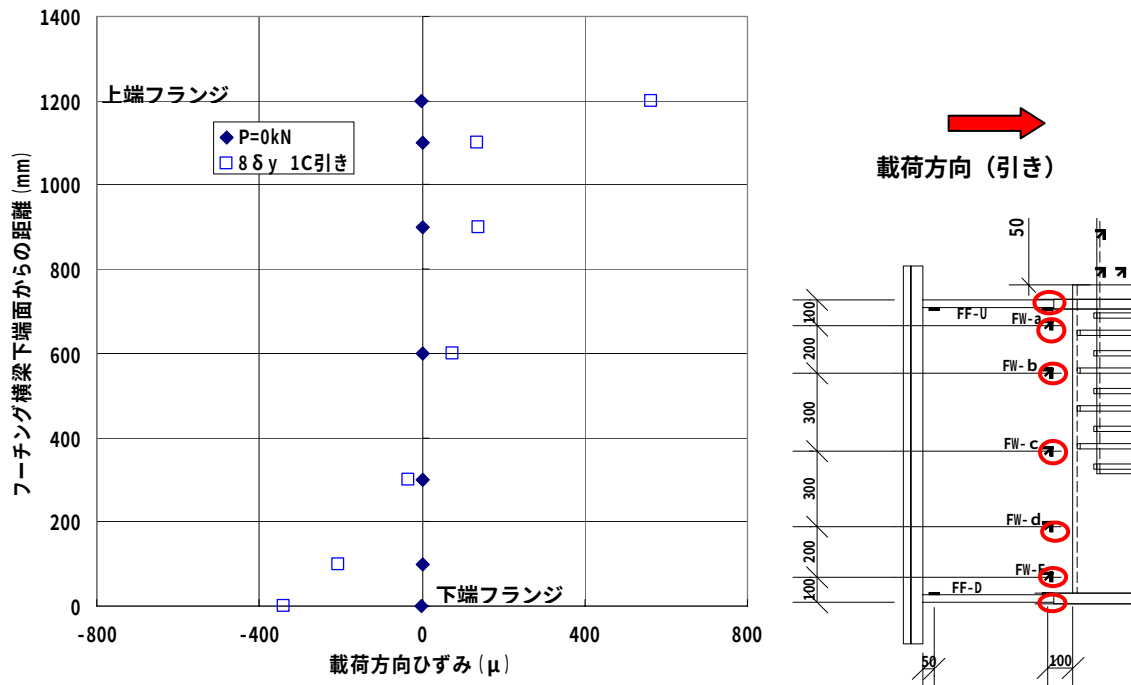


図-4.3.33 フーチング横梁のひずみ分布（最大荷重時）（試験体B-3）

4.3.3 曲げせん断実験結果の考察

(1) 荷重－変位関係

今回の実験における杭頭結合部の曲げ耐力に関しては、軸力無しの方が厳しい条件となるため、軸力無しで、偏芯無し（B－2）と偏芯有り（B－3）の比較を行った。図-4.3.34 に荷重－変位関係を比較して示す。いずれも、偏芯の有無にかかわらず、構造系として鋼管の全塑性荷重以上の耐力を保持している。杭体の座屈によって、耐力が決定されており、杭頭結合部は、鋼管の全塑性荷重以上の耐力を保有していることを確認した。

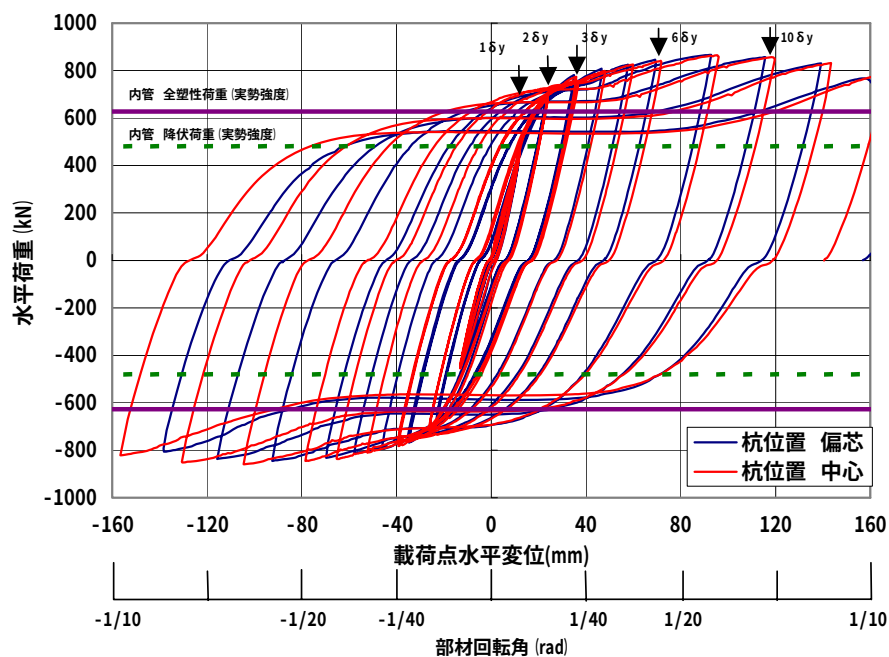


図-4.3.34 荷重－変位関係の比較（B－2、B－3）

なお、表-4.3.4 より、内鋼管（内管）の実降伏点を用いた場合の降伏モーメント相当の降伏荷重は431kN、全塑性モーメント相当の全塑性荷重は、627kNである。

表-4.3.4 内鋼管（内管）の耐力

鋼管杭		
径d	508	mm
板厚	12	mm
降伏点	340	SKK400
N_{y0}	6358	kN
降伏 M_{y0}	770	kN・m
全塑性 M_{u0}	1004	kN・m
せん断スパン l_a	1600	mm
$P_{y0}=M_{y0}/l_a$	481	kN
$P_{u0}=M_{u0}/l_a$	627	kN

次に、各試験体の荷重－変位関係の包絡線を比較して示したのが、図-4.3.35である。

- ・ 軸力有り（B－1）と軸力無し（B－2，B－3）は、いずれも、充填コンクリートは健全な状態を保持して、杭の座屈で最大荷重に達している。図中に、それぞれ杭の全塑性モーメント M_u に相当する水平荷重 P_u （計算値）を示す。最大荷重は P_u を上回っており、結合部の耐力＞杭体の耐力となっている。
- ・ 偏芯無し（B－2）と偏芯有り（B－3）の比較では、荷重－変位関係の包絡線で見ると、両者は同等の挙動を示しており、杭は、偏芯の影響を受けていないことが分かる。

以上より、杭頭結合部は、偏芯の有無にかかわらず、鋼管の全塑性荷重以上の耐力を保持していることを確認した。

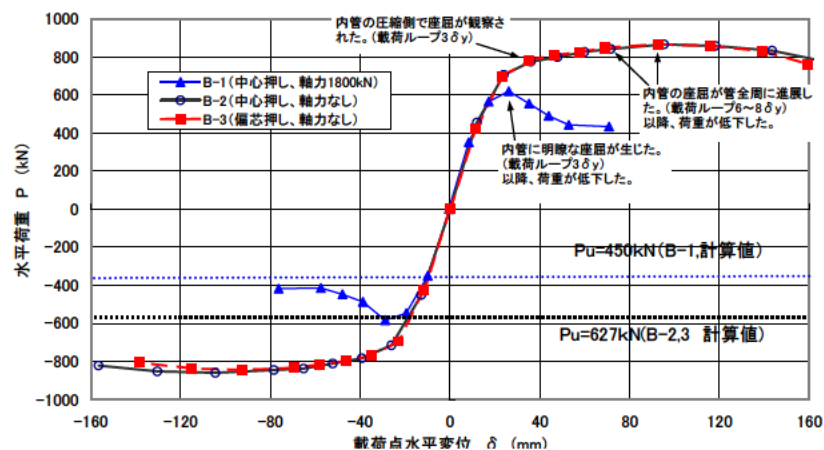
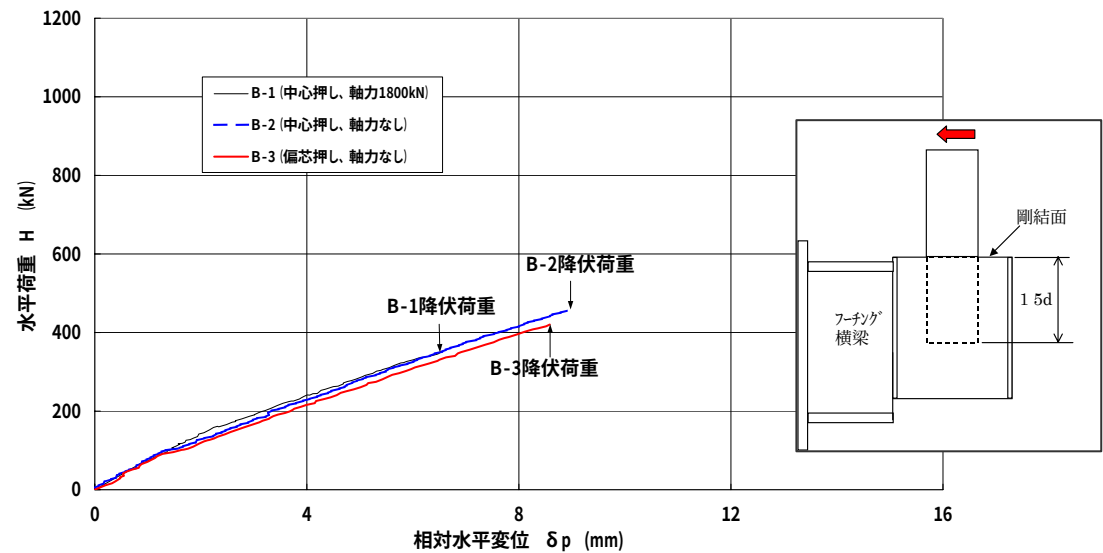


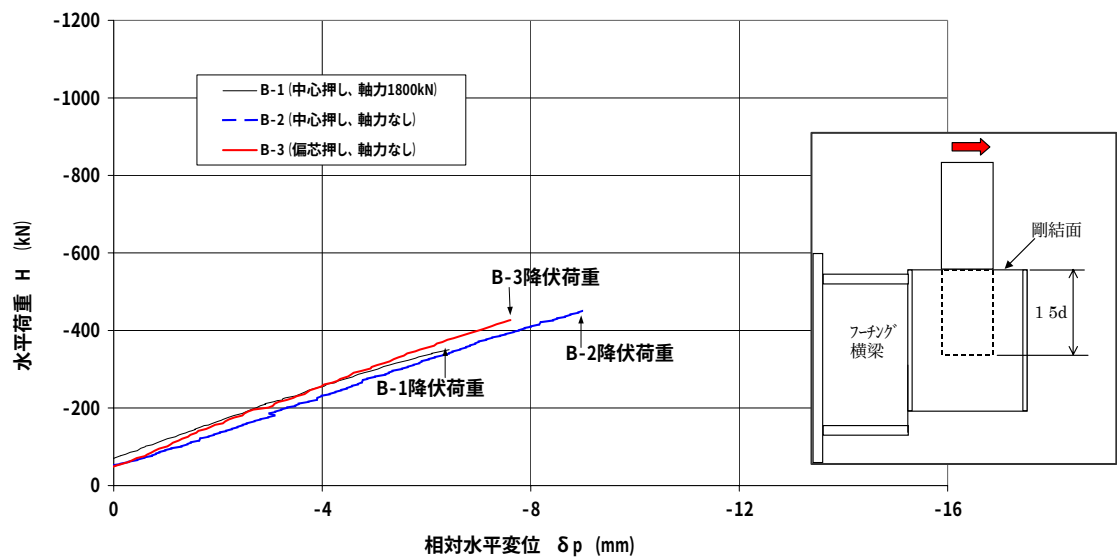
図-4.3.35 各ケースの荷重－変位関係包絡線の比較

(2) 弾性域における杭頭結合部の剛性

曲げせん断力載荷実験の各ケースについて、弾性域内における曲げ剛性（水平荷重 H - 相対水平変位 δp ）を図-4.3.36 に示す。



(a) 押し側載荷



(b) 引き側載荷

図-4.3.36 弾性域内における曲げ剛性

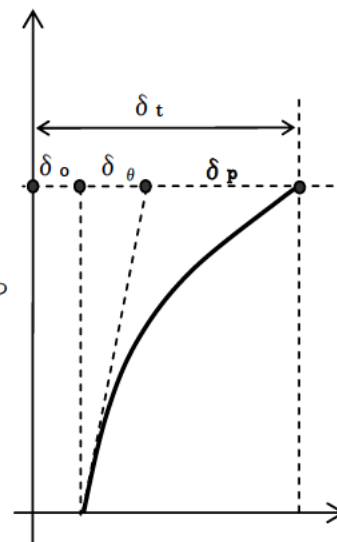
※ $\delta p = \delta t - \delta o - \delta \theta$

δp : 結合部端面からの載荷点相対水平変位

δt : (基準フレームからの) 載荷点水平変位

δo : (基準フレームからの) 外管結合部端面水平変位

$\delta \theta$: (基準フレームからの) 外管結合部端面回転量から算定される水平変位



B-1～B-3いずれのケースにおいても、弾性域内における曲げ剛性に大きな差異は見られなかった。

また、押し側および引き側載荷の曲げ剛性に、大きな差異は見られなかった。

本構造における杭頭固定度の算定結果を図-4.3.37に示す。併せて土木研究所資料第3077号に記載の実験⁷⁾による他の杭頭結合方式(現行A方式、B方式)の曲げ実験結果から算定した杭頭固定度(地盤N値を0.1～20まで変えて計算)を示す。主な実験条件および杭頭結合部回転剛性の値を表-4.3.5、表-4.3.6に示す。また、比較した試験体形状、荷重と変位の関係を図-4.3.38、図-4.3.39に示す。

杭頭固定度の算定方法は以下に示すとおりである。なお、 β の値は、道路橋示方書・同解説IV下部構造編⁸⁾に示される方法により、 $E_o=2800\text{ N (kN)}$ (E_o : 地盤のヤング率、 N : 地盤N値)として算定した。

杭頭固定度の算定式(拡張チャン式より)から杭頭固定度 α_r を算定する。

$$\alpha_r = \frac{1}{1 + E \cdot I \cdot \beta \cdot \frac{1}{K_p}}$$

α_r : 杭頭固定度

EI : 杭の曲げ剛性

β : 杭の特性値

K_p : 杭頭部の回転バネ剛性

杭頭部の回転バネ剛性 K_p は、下式により算定した。

$$K_p = M / (\delta_j / La)$$

M : 杭頭結合部のモーメント(弾性限界)、 La : せん断スパン長

δ_j : 載荷点変位 δp －杭体弾性変形による載荷点変位 δe

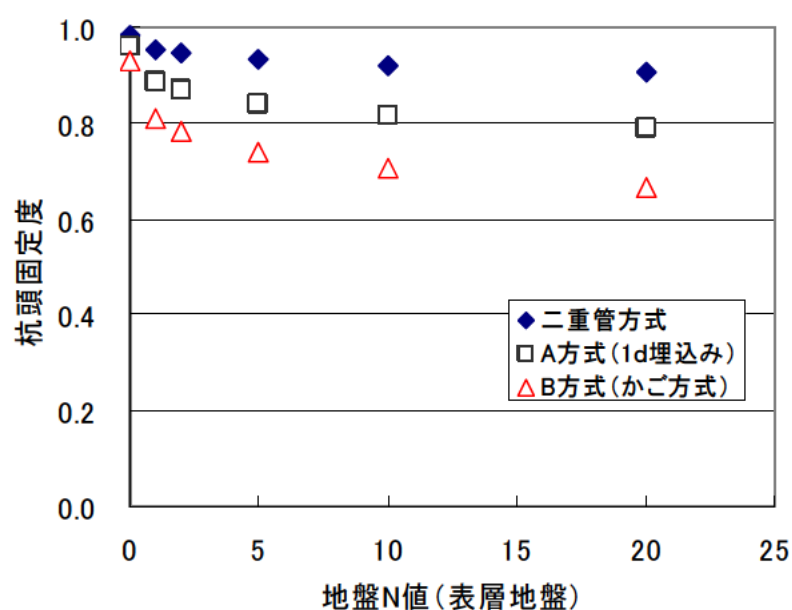


図-4.3.37 各杭頭結合形式の曲げ実験における杭頭固定度

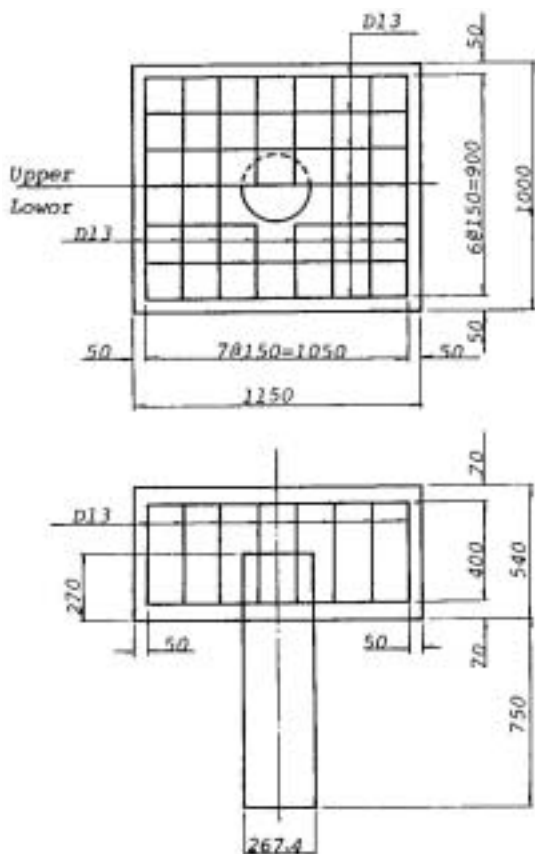
本構造（二重管式杭頭結合構造）の杭頭固定度は、0.9～1.0 程度であり、杭頭結合部の剛性は高いことが確認できた。

表-4.3.5 各杭頭結合方式の曲げ実験条件

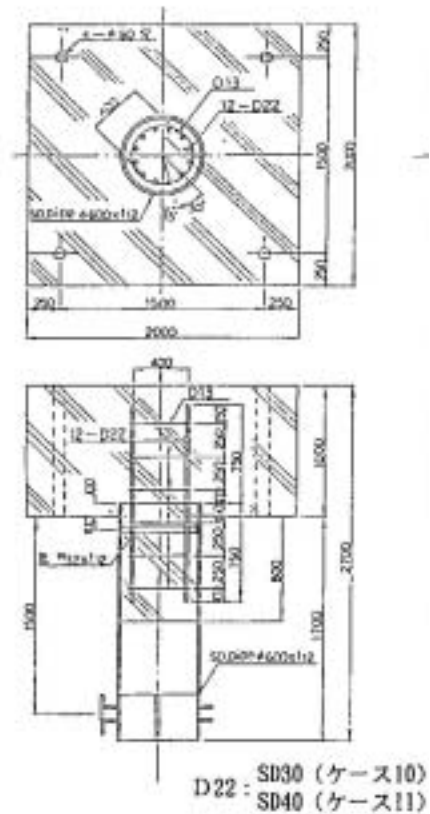
結合方式	ケース名	杭径 d(mm)	杭板厚 t(mm)	杭埋込み長 (mm)	かご径 (mm)	鉄筋径 (mm)	鉄筋本数	外管径 D(mm)	せん断スパン長 La(mm)
二重管方式	B-2	508	12	1.5d				711	1600
A方式(埋込み)	A-2	267.4	9.3	100					600
B方式(かご方式)	C-11	600	12	1.0d	400	22	12		1500

表-4.3.6 各杭頭結合方式の杭頭結合部回転剛性

結合方式	ケース名	荷重(弾性域) H(kN)	載荷点変位 δ_p (mm)	杭体曲げ剛性 EI(N・mm ²)	杭体弾性変位 δ_e (mm)	杭頭回転変位 δ_j (mm)	回転剛性 Kp (kN・m/rad)
二重管方式	B-2	215.8	3.6	1.15E+14	2.6	1.0	5.31E+05
A方式(埋込み)	土研 A-2	125.4	2.0	1.26E+13	0.8	1.2	3.73E+04
B方式(かご方式)	土研 C-11	245.0	4.2	1.92E+14	1.6	2.6	2.11E+05

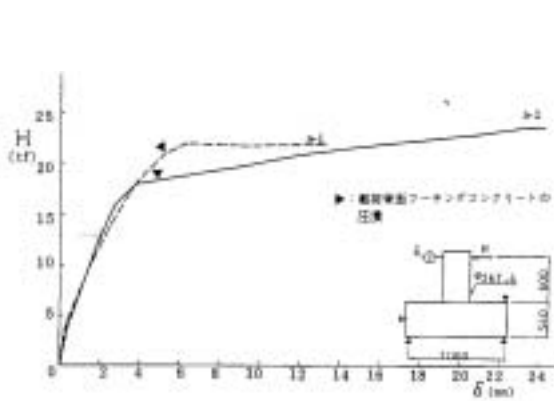


(a) A方式 (ずれ止めなし)

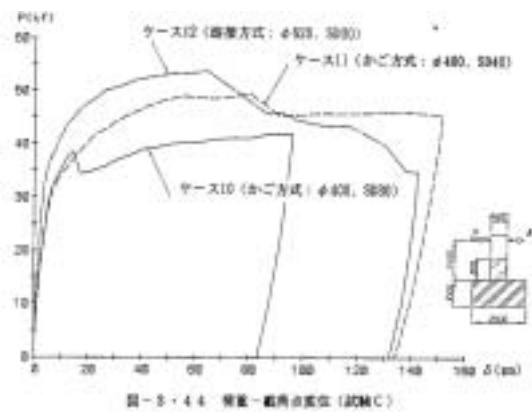


(b) B方式

図-4.3.38 各杭頭結合方式の曲げ試験体形状



(a) A方式 (ずれ止めなし)

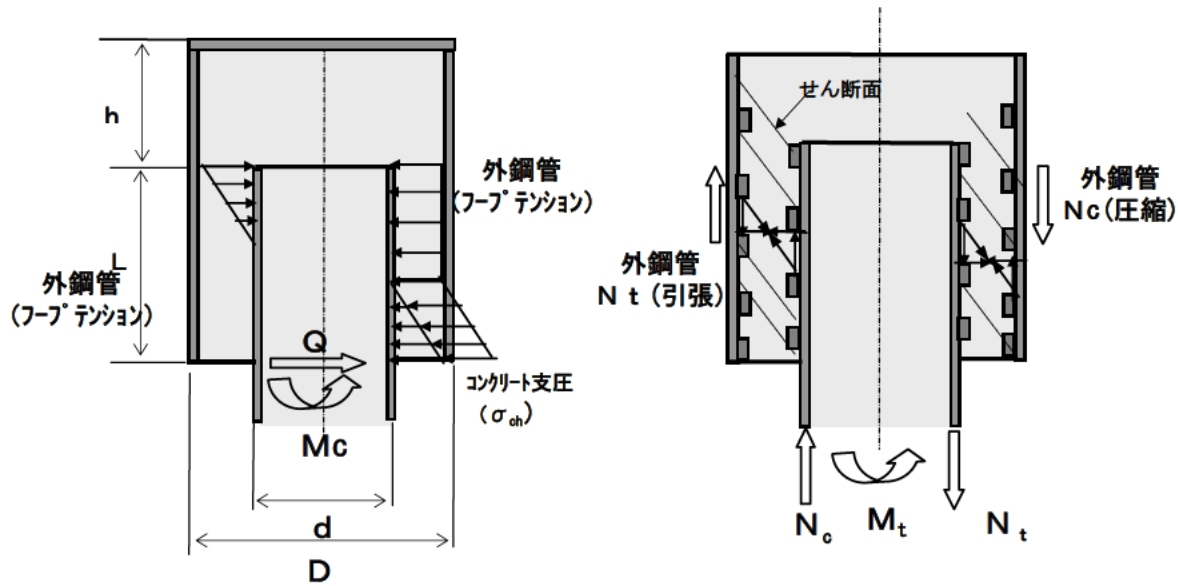


(b) B方式

図-4.3.39 荷重と変位の関係

(3) 杭頭結合部の耐荷機構

外鋼管に作用する断面力は、ずれ止めを介して支圧力によりコンクリートに伝達され、付着力によりコンクリート内を伝わり、再びずれ止めを介してコンクリートから外鋼管へ支圧力、付着力により伝達される。これを、模式的に示すと、図-4.3.40 のようになる。すなわち、図-4.3.40(a)は、コンクリートの支圧によって、外鋼管は周方向にフープテンションの応力状態にある。図-4.3.40(b)は、ずれ止めの付着によって、外鋼管の軸力（圧縮、引張）として伝達される。すなわち、図-4.3.40 に示すように、杭の曲げ、せん断は、コンクリートの支圧力、ずれ止めの付着力によって外鋼管に伝達される耐荷機構と考えられる。これより、作用する曲げモーメントをコンクリートの支圧によって負担する分とずれ止めの付着力によって負担する分の分担割合の評価が課題となる。



(a) コンクリートの支圧による抵抗機構

(b) ずれ止めの付着による抵抗機構

図-4.3.40 曲げせん断時の抵抗機構（模式図）

1) コンクリートの支圧による抵抗機構

図-4.3.22 の外鋼管の周方向応力状態（フープテンション）より、図-4.3.41 (b) のように、杭頭結合面において、フープテンションは最大であり、深くなるにつれて、減少する分布となっており、破線で示すような分布と考えられる。下半分で周方向ひずみが小さいのは、外鋼管が横梁によって、拘束されているためであり、ここでは、この下半分においてもフープテンション状態になると考える。

以上より、コンクリートの支圧による抵抗機構を改めて図-4.3.42 に示す。図-4.3.40 のコンクリートの支圧力によるモーメント負担のモデルをもとに、外鋼管に周方向に生じるフープテンションの値から支圧力による負担モーメント M_c が次式により算定される。

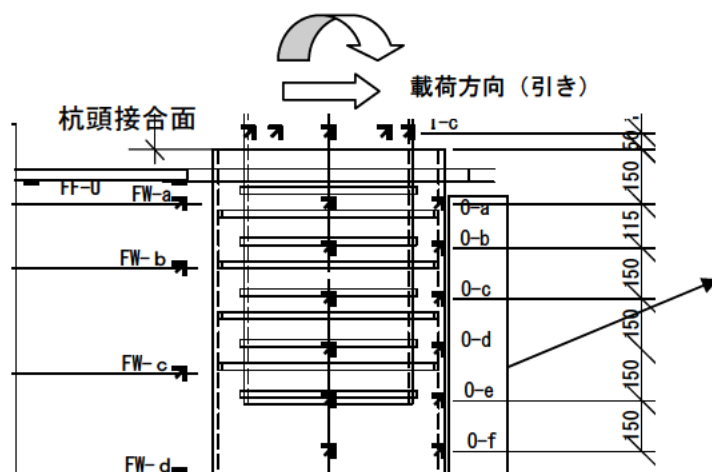
$$\sigma_{po} = \frac{\sigma_{ch} \cdot d}{2 \cdot t} \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.3.1)}$$

$$\sigma_{ch} = \frac{Q}{d \cdot L} + \frac{6M_c}{d \cdot L^2} \quad \dots\dots\dots \text{(式 4.3.2)}$$

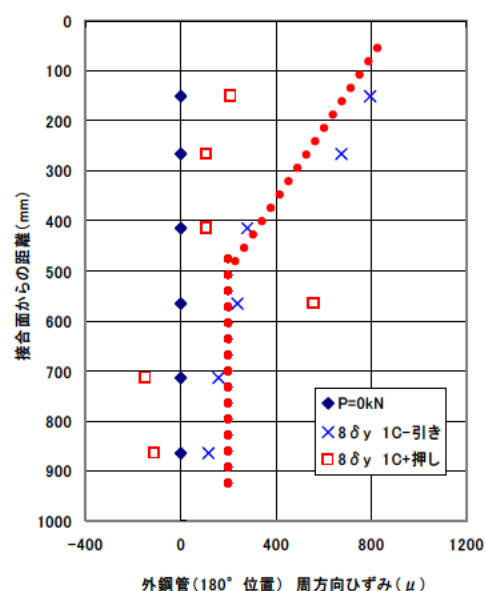
ここに、

M_c : 支圧による負担モーメント (N・m)

t: 外鋼管の板厚 (mm)



(a) 外鋼管(180°位置)



(b) 外鋼管(180° 位置)の周方向ひずみ

図-4.3.41 外鋼管の応力状態

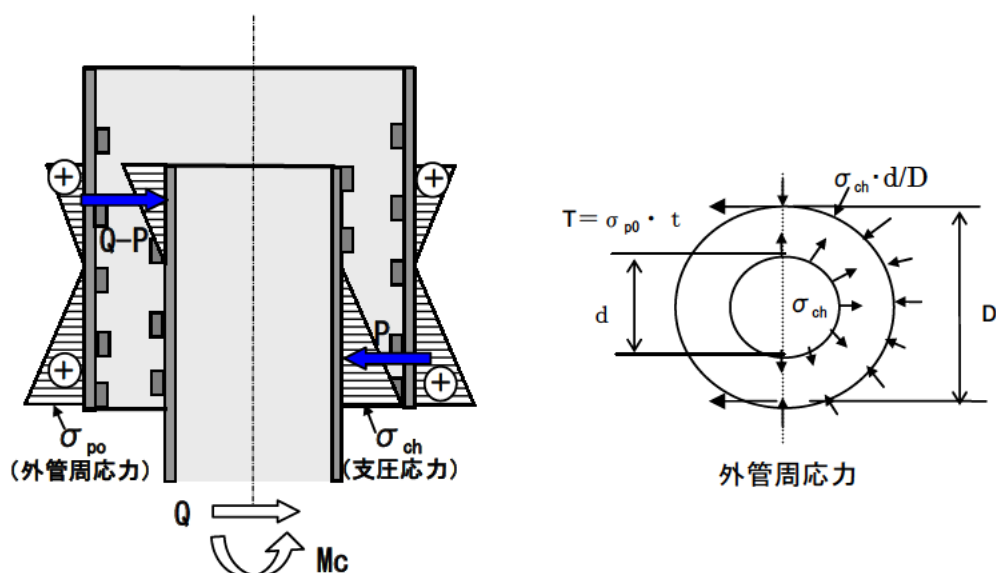


図-4.3.42 支圧力によるモーメント負担機構

2) ずれ止めの付着による抵抗機構

また、図-4.3.22 の外鋼管 180° 位置の軸方向ひずみの状態より、図-4.3.43(b)のように、引き側載荷時においては軸圧縮応力状態であり、押し側載荷時においては軸引張り応力状態である。引き側載荷時では杭頭結合面から 400mm 位置にかけて、押し側載荷時では杭頭結合面から 600mm 位置にかけて、応力度が増大しており、この区間において付着力が生じていることがわかる。このことから、図-4.3.44 に示すような外管に発生する付着力 T によるモーメント負担機構が考えられる。

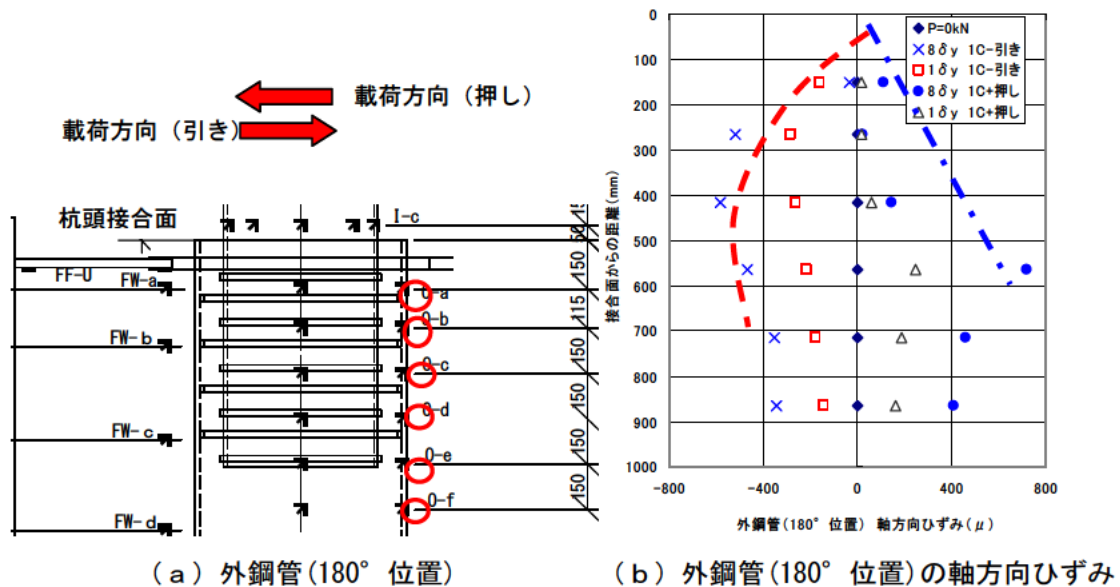


図-4.3.43 外鋼管の軸方向ひずみ

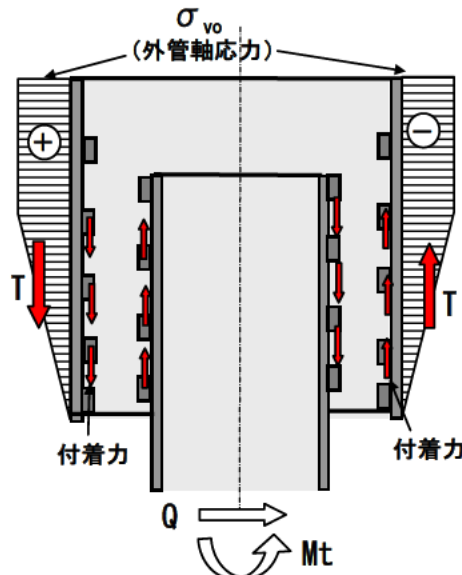


図-4.3.44 付着力によるモーメント負担機構

図-4.3.44 のずれ止め付着力によるモーメント負担のモデルをもとに、圧縮側、引張側それぞれに働く外管内面の付着力 T の有効範囲を、圧縮、引張縁を中心とする $\pi/4$ 区間（鉄道基準の考え方に準拠）とすると、その場合の平均作用位置から算定されるアーム長 L_t は、 $2\sqrt{2}/\pi \cdot D$ (D : 外鋼管径) となる。

その時のモーメント M_t は次式で算定される。

$$M_t = T \cdot L_t = 2\sqrt{2} / \pi \cdot D \cdot T \quad \cdots \cdots \cdots \text{(式 4.3.3)}$$

ここに、

M_t ：ずれ止め付着力によるモーメント

T ：外鋼管に作用する圧縮側（引張側）付着力

L_t ：圧縮側、引張側付着力のアーム長

D ：外鋼管径

3) 外鋼管の発生応力および応力照査

すなわち、作用モーメント M は、支圧による抵抗 M_c と付着による抵抗 M_t の和で表される(図-4.3.45 参照)。以上より、外鋼管の発生応力および応力照査は以下の式を用いて算定することができる。

$$\sigma_{p0} = \sigma_{ch} \cdot d / (2t) \quad \dots\dots\dots (式 4.3.4)$$

$$\sigma_{ch} = \frac{Q}{d \cdot L} + \frac{6M_c}{d \cdot L^2} \quad \dots\dots\dots (式 4.3.5)$$

$$\sigma_{v0} = T / A_{t0} \quad \dots\dots\dots (式 4.3.6)$$

$$T = \frac{\pi}{2\sqrt{2} \cdot D} M_t \quad \dots\dots\dots (式 4.3.7)$$

$$\sigma_{eq} = (\sigma_{v0}^2 + \sigma_{p0}^2 - \sigma_{v0} \sigma_{p0}) \leq \sigma_{sa} \quad \dots\dots\dots (式 4.3.8)$$

ここに、

σ_{v0} ：外鋼管の軸方向応力度 (N/mm²)

σ_{p0} ：外鋼管の周方向応力度 (N/mm²)

σ_{eq} ：外鋼管の相当応力度 (N/mm²)

σ_{sa} ：外鋼管の許容応力度 (N/mm²)

T ：外鋼管に作用する圧縮側（引張側）付着力

A_{t0} ：外鋼管 1/4 円分の断面積

σ_{ch} ：支圧応力

Q ：作用せん断力

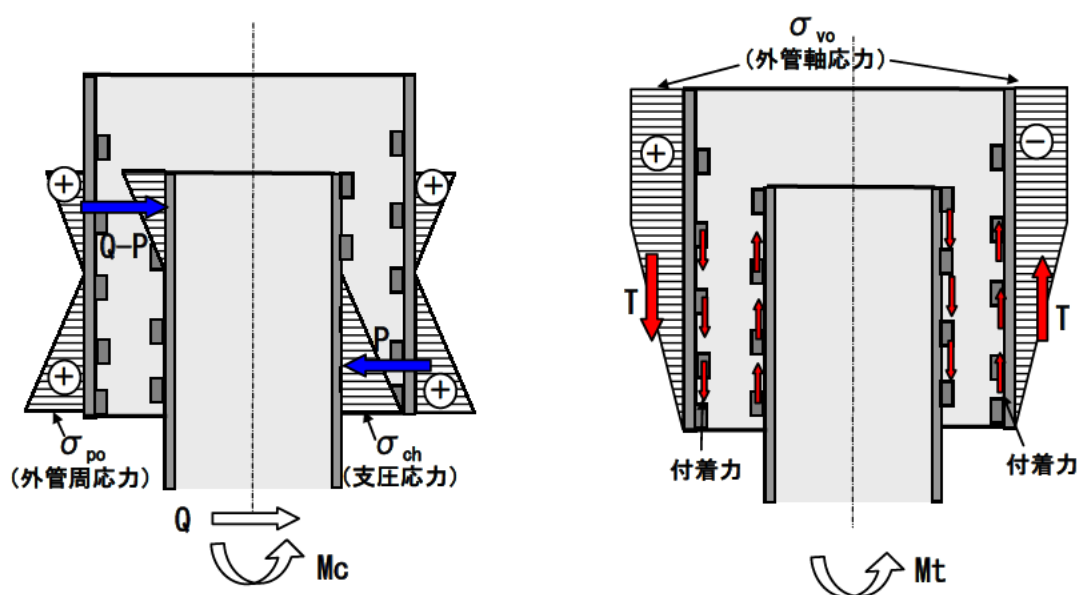
t ：外鋼管の板厚 (mm)

D ：外鋼管の径 (mm)

d ：内鋼管の径 (mm)

4) 実験結果との比較

図-4.3.45 に杭頭に作用するモーメントに対する、負担（伝達）機構の模式図を示す。



(a) 水平支圧による負担モーメント M_c

(b) 付着力による負担モーメント M_t

図-4.3.45 杭頭作用モーメントの負担機構

① 水平支圧力によるモーメント負担

外管の 90° 位置における計測ひずみ値から算定した周方向応力度の分布を図-4.3.46 に示す。ここでは、許容応力度設計において適用することを考慮し、内鋼管（杭）の弾性限界である P_y 載荷時点において示す。また、結合端面部においてフーチング横梁の影響が小さい「引き側載荷」時とした。応力度は平面応力状態を考え、次式により算定した。

$$\sigma_{P0} = E \cdot (\varepsilon_\theta + \nu \cdot \varepsilon_y) / (1 - \nu^2)$$

σ_{P0} : 鋼管の周方向応力度

E : 鋼管の弾性係数 ($=205000 \text{ N/mm}^2$)

ν : 鋼管のポアソン比 ($=0.3$)

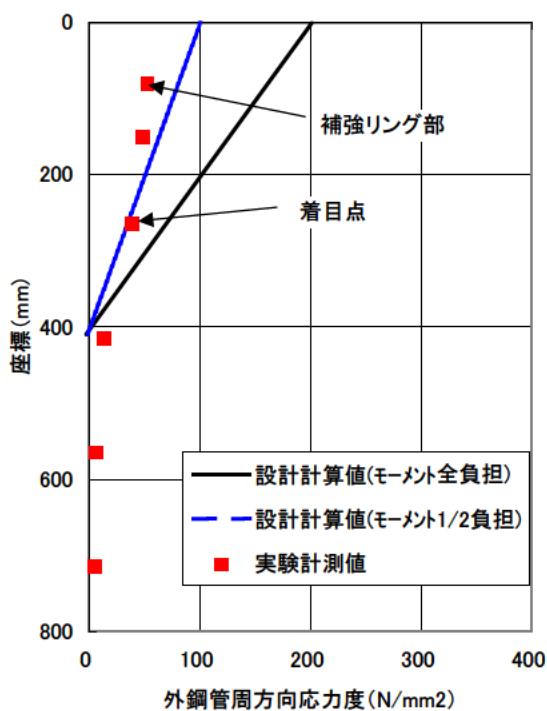
ε_θ : 鋼管周方向ひずみ

ε_y : 鋼管軸方向ひずみ

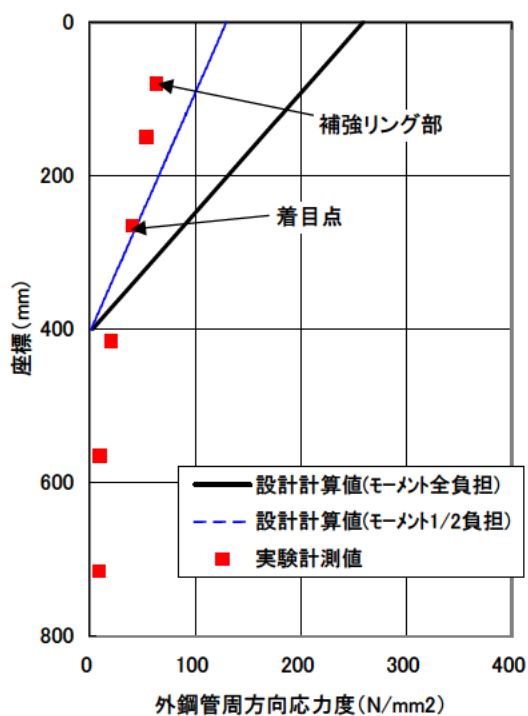
※ B-1 については、軸力 1800kN 分の応力を差し引いた値としている。

また、同図中にモーメント負担割合 100%、50%と仮定した場合の設計計算手法 (式 4.3.1、4.3.2) による応力分布を併せて示す。

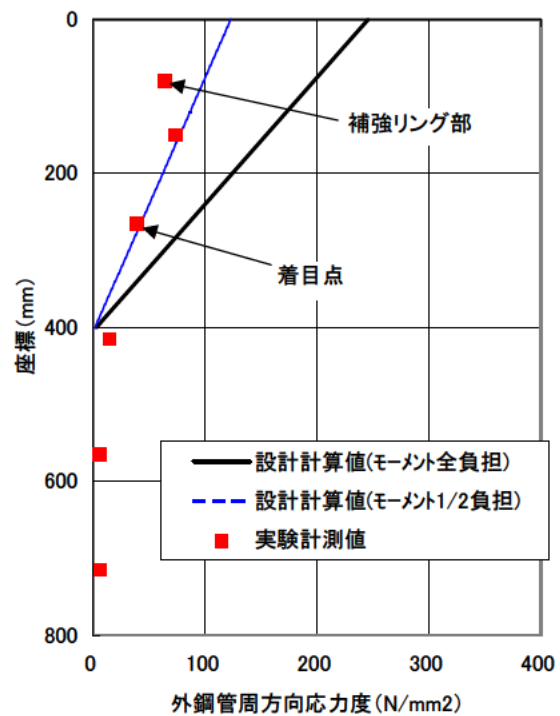
なお、同図中の座標 80mm 位置における実験計測値は、補強リング（厚さ 40mm 、幅 80mm ）において計測したものであるため、応力度が緩和されている。



(a) B-1 試験体 (中心位置、 $P=350\text{kN}$ 、軸力 1800kN)



(b) B-2 試験体 (中心位置、 $P=451\text{kN}$)



(c) B-3 試験体 (偏芯位置、 $P=427\text{kN}$)

図-4.3.46 外管周方向応力分布 (90° 位置、内管の降伏荷重 P_y 载荷時)

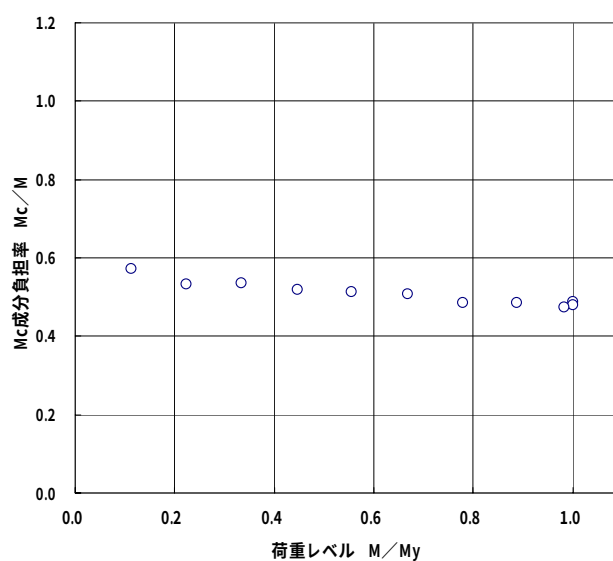
座標 280mm の計測値 (補強リングの影響が小さいと考えられる) に着目すると、B-1 (中心押し、軸力 1800kN)、B-2 (中心位置、軸力なし)、B-3 (偏芯位置、軸力なし) いずれのケースでもモーメント負担率 50% と仮定した場合の設計計算値に合致している。

座標 400mm 以深で応力がほとんど発生していないのは、フーチング横梁により支圧力を受けているためである。

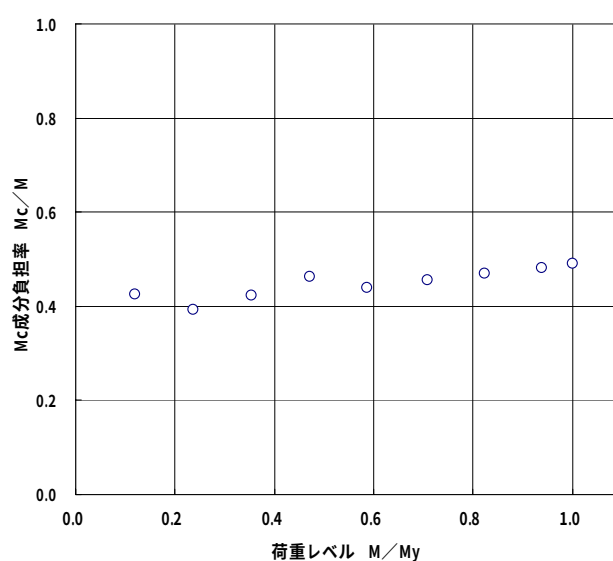
なお、偏芯の有無による大きな違いは見られなかった。

図-4.3.47 に外管周方向応力度の計測値（座標 265mm 計測値に着目点とした）をもとに、設計計算式（式 4.3.1、4.3.2）より逆算したモーメント M_c （水平支圧力による負担分）と、作用モーメント M との比の変動（弾性荷重域）を示す。

B-2（中心押し）、B-3（偏芯押し）いずれのケースでも、 M_c 負担率の変動は小さく、 M_c 負担率は 50%程度となっている。



(a) B-2 試験体（中心押し）

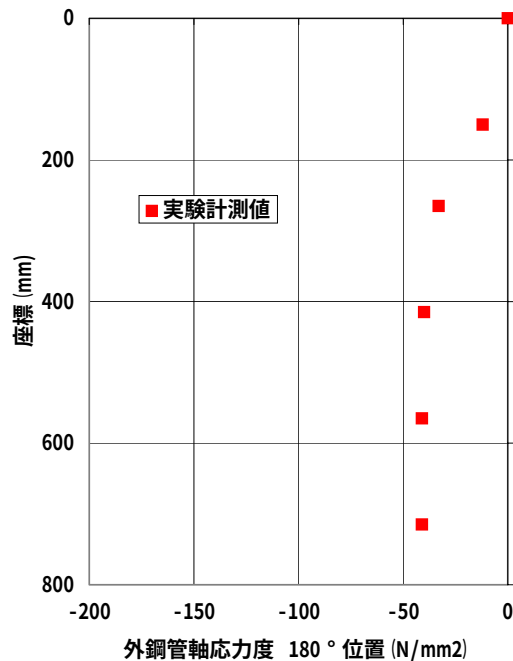


(b) B-3 試験体（偏芯押し）

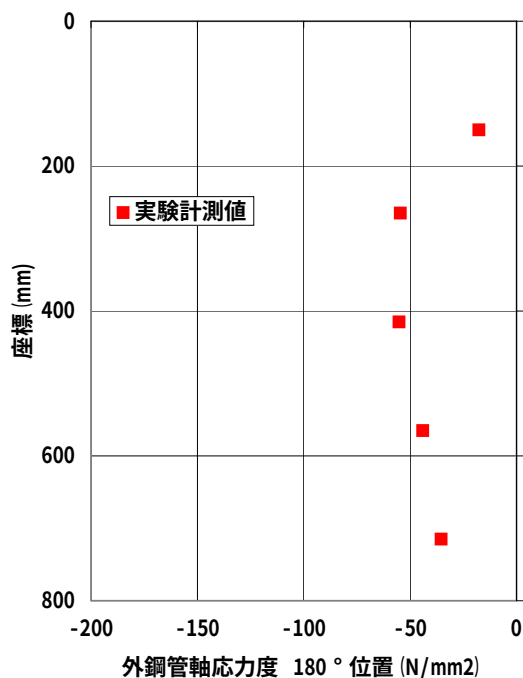
図-4.3.47 水平支圧力によるモーメント負担割合

②付着力による負担モーメント M_t

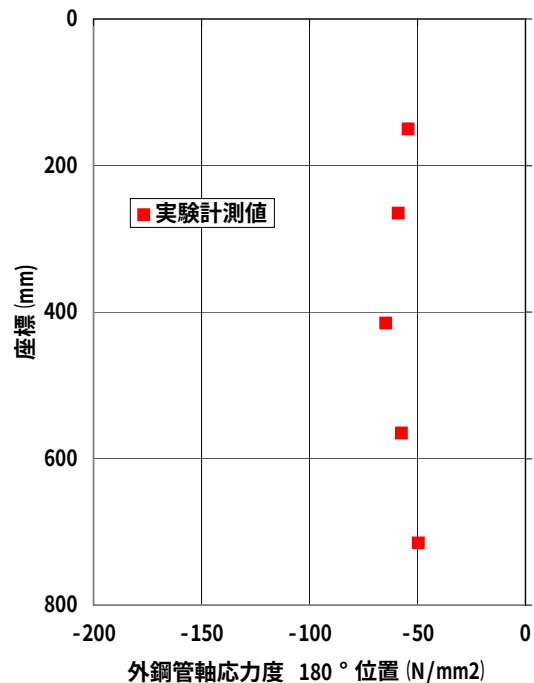
P_y 荷重時点（引き側荷重）の外管の 180° 位置（圧縮縁）における計測ひずみ値から算定した軸方向応力度の分布を図-4.3.48 に示す。



(a) B-1 試験体（中心押し、 $P=350\text{kN}$ 、軸力 1800kN ）



(b) B-2 試験体（中心押し、 $P=451\text{kN}$ ）

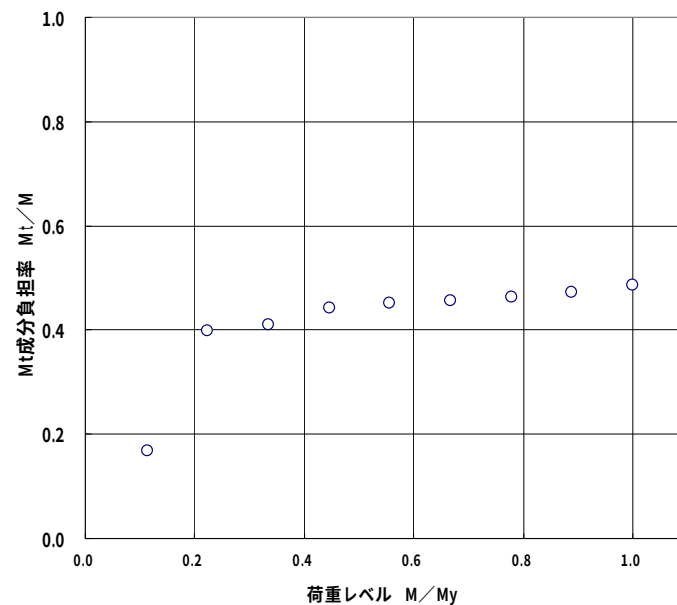


(c) B-3 試験体（偏芯押し、 $P=427\text{kN}$ ）

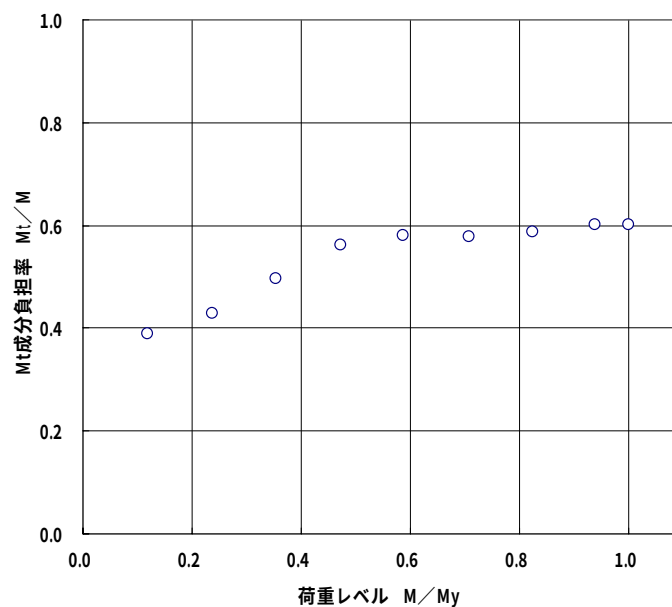
図-4.3.48 外管周方向応力分布（ 180° 位置、内管の降伏荷重 P_y 荷重時）

B-2（中心押し）、B-3（偏芯押し）では、座標 415mm 位置において、同程度の最大圧縮軸方応力、 60N/mm^2 （圧縮）程度が計測された。

図-4.3.49 に外管軸方向応力度の計測値（座標 415mm 計測値に着目点とした） σ_{vo} を用いて、付着力 $T = \sigma_{vo} \cdot A_{t0}$ （ A_{t0} ：外管 1/4 周長分の断面積）として、計算式（式 4.3.3）より算定したモーメント M_t （ずれ止め付着力による負担分）と、作用モーメント M との比の変動（弾性荷重域）を示す。



(a) B-2 試験体 (中心押し)



(2) B-3 試験体 (偏芯押し)

図-4.3.49 付着力によるモーメント負担割合

B-2 (中心押し)、B-3 (偏芯押し) いずれのケースでも、荷重レベル M/My が 0.4 以上では、 M_t 負担率の変動は小さく、負担率は 50～60%程度となっている。

③他の既往実験におけるモーメント負担の検証

類似の二重管方式の結合構造に関して、野澤ら^{4)、5)}により、ずれ止めの有無による影響を調べた実験が行われている。試験体形状を図-4.3.50に示す。また実験条件および結果を表-4.3.6、表-4.3.7に示す。

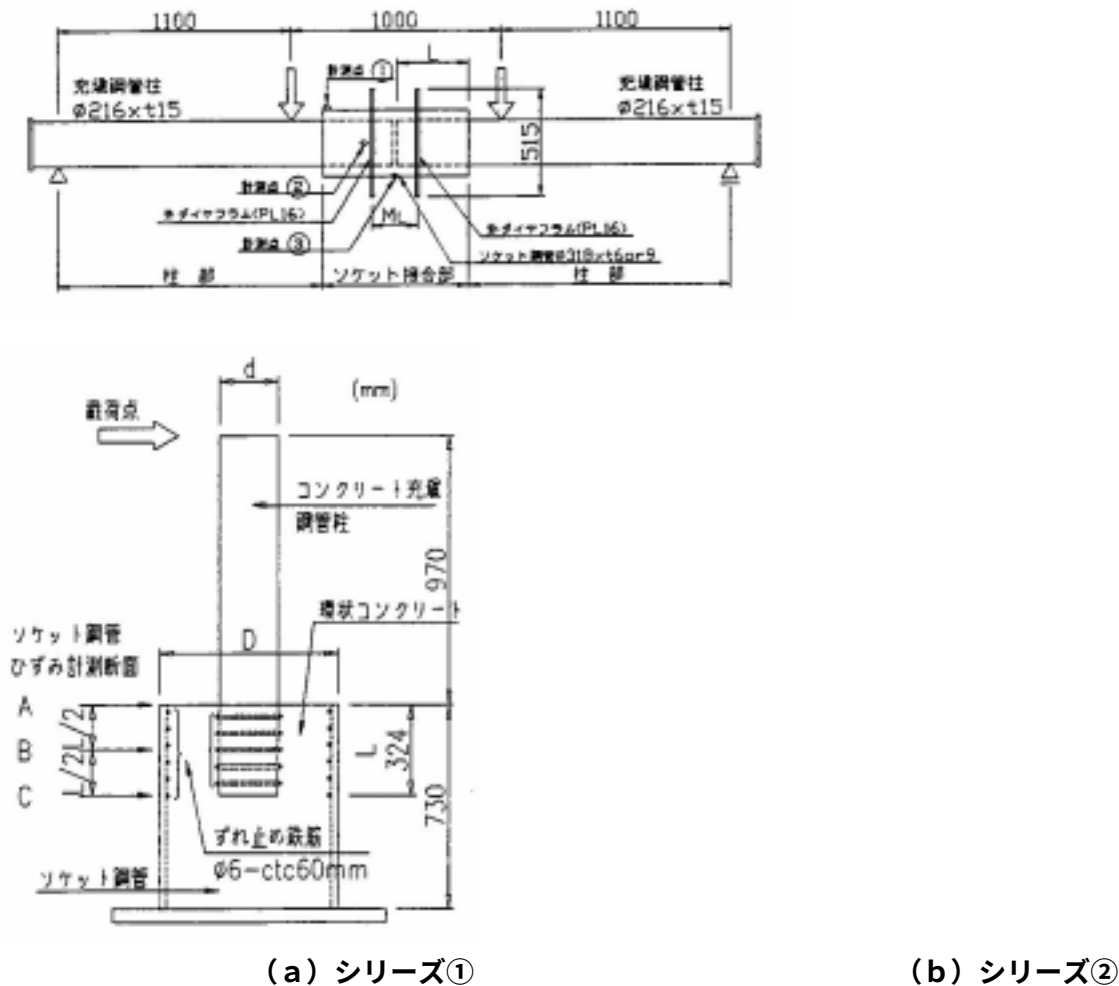


図-4.3.50 試験体形状

表-4.3.6 実験条件および実験結果概要（シリーズ①）

試験体名	埋込み長 (mm)	内管 サイズ	外管 サイズ	ずれ 止め	外管 σ_y	充填モルタル 強度	降伏 荷重※	降伏 変位	初期曲げ 剛性比
IA-2	324	φ216 ×15t	φ318 ×6t	なし	358 (N/mm ²)	55.0 (N/mm ²)	193	18.3	1.0
IE-1	324	φ216 ×15t	φ318 ×6t	φ6@ 100	358 (N/mm ²)	55.1 (N/mm ²)	311	20.4	1.44

※降伏荷重はいずれのケースも外管端部で周方向に降伏して決まった。

表-4.3.7 実験条件および実験結果概要（シリーズ②）

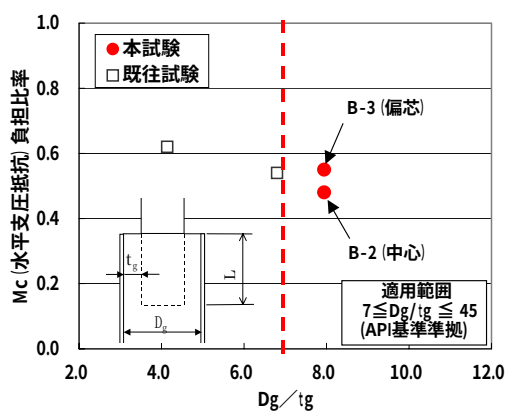
試験体名	埋込み長 (mm)	内管 サイズ	外管 サイズ	ずれ 止め	外管 σ_y	充填コンクリート 強度	最大 荷重※	降伏 変位	初期曲げ 剛性比
------	--------------	-----------	-----------	----------	------------------	----------------	-----------	----------	-------------

S-1	324	φ216 ×30t	φ430 ×6t	φ6 @60	344 (N/mm ²)	38.3 (N/mm ²)	344		
S-5	324	φ216 ×30t	φ430 ×6t	なし	344 (N/mm ²)	38.7 (N/mm ²)	186		

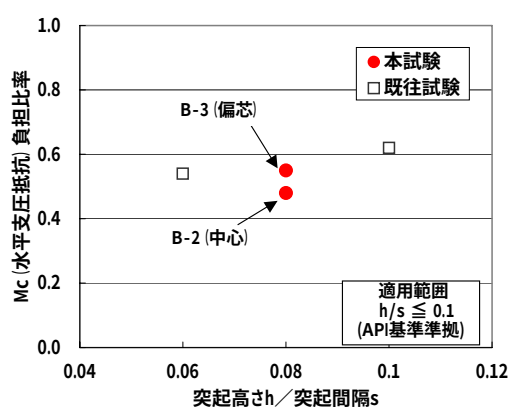
※最大荷重はいずれのケースも付着切れにより決まった。

ずれ止めなしのケースの耐荷力（モーメント）を水平支圧力による負担分 M_c 、ずれ有りのケースの耐荷力（モーメント）を水平支圧力による負担分 M_c ＋ずれ止め付着力による負担 M_t 、と考え
ると、 M_c と M_t の比率は、シリーズ①においてはおよそ、 $M_c:M_t=6:4$ 、シリーズ②においては
およそ、 $M_c:M_t=5:5$ 、となっており、今回の実験結果における分担率とほぼ近似している。

水平支圧力によるモーメント M_c の負担率を、外管径厚比および外管径／内管径比に対してプロ
ットした結果を図-4.3.51 に示す。



(a) D_g/t_g との関係



(b) 突起高さ h ／突起間隔 s との関係

図-4.3.51 水平支圧力によるモーメント M_c の負担率

4.4 まとめ

本研究では、二重管式杭頭結合構造に関して、実物スケールの載荷実験により杭頭結合部の破壊性状、耐力特性および設計法について検討を行った。

本研究で得られた結論をまとめると以下のとおりである。

(1) 軸力載荷実験に関するまとめ

① A P I 基準の付着強度式の適用性確認

- ・今回の実験では、「設計の基本方針」通り、充填コンクリートは健全な状態で、付着破壊に至っておらず、内鋼管（鋼管杭）の塑性化（局部座屈）により杭頭結合部の終局耐力が決定しており、本杭頭結合構造は良好な支持力性能を有するとともに、A P I 基準の付着強度式による設計が適切であったことが確認できた。

② 使用限界（弾性域）における設計法の新たな構築

- ・今回の実験の結果、外鋼管、内鋼管などの各部材に作用する応力度の計測結果に基づき、荷重伝達機構を解明し、式（4.3.1）～式（4.3.8）で表される、充填コンクリートおよび外鋼管の作用応力度評価方法を提案した。

③ 内鋼管（杭）の偏芯による影響に対する検討

- ・本構造において、杭位置に偏芯が生じた場合でも、杭頭結合部の鉛直耐力は低下せず、支持力性能に問題ないことを実証した。
- ・ただし、軸力に対して、外鋼管に作用する応力が偏芯側で大きく（偏芯なしの場合と比べて 1.5 倍程度）なることから、使用限界（弾性域）設計上、考慮が必要であることがわかった。

④ 内鋼管（杭）の径厚比の適用範囲の拡大

- ・内鋼管の径厚比を $D_p / t_p > 40$ とし、内鋼管にコンクリート中詰めした試験体を用いて、実験をおこなった結果、内鋼管に弾性座屈が発生しないことを確認した。その結果、既往実験結果⁹⁾とあわせて、内鋼管（鋼管杭）の径厚比の適用範囲を $D_p / t_p \leq 70$ （ D_p ：内鋼管外径、 t_p ：内鋼管板厚）とした。

(2) 曲げせん断力載荷実験に関するまとめ

① 鉄道標準の二重管式結合構造耐力式の適用性確認

- ・今回の実験では、いずれのケースも「設計の基本方針」通り、充填コンクリートおよび鋼製フーチング接合部は健全な状態で、破壊には至っておらず、内鋼管（鋼管杭）の塑性化（局部座屈）により終局耐力が決定しており、本杭頭結合構造は良好な曲げせん断耐力を有するとともに、鉄道標準の耐力式による設計が適切であったことが確認できた。
- ・また、本構造の弾性域における杭頭固定度は、0.9～1.0 程度であり、道示⁸⁾記載の現行の A 法、B 法の実験結果⁷⁾と比べても、杭頭結合部の剛性は十分高いことが確認できた。

② 使用限界（弾性域）における設計法の新たな構築

- ・今回の実験の結果、外鋼管、内鋼管などの各部材に作用する応力度の計測結果に基づき、荷重伝達機構を解明し、式（4.3.1）～式（4.3.8）で表される、充填コンクリートおよび外

鋼管の作用応力度評価方法を提案した。

③内鋼管（杭）の偏芯による影響に対する検討

- ・実験の結果、外鋼管、内鋼管およびリングプレート（補強リング）などの各部材の応力には、特に偏芯の影響は見られず、曲げせん断力に対しては、偏芯の影響を考慮する必要はないことが確認できた。

【参考文献】

- 1) 鉄道総合技術研究所編：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、pp-493-509、2002.12.
- 2) 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、2000.9.
- 3) API：Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms Load and Resistance Factor Design, Recommended Practice 2A-LRFD(RP 2A-LRFD)、pp-79-80、1993.7.
- 4) 野澤伸一郎：コンクリート充填鋼管ソケット結合部の耐力評価、土木学会論文集 No.606 V-41、pp-31-42、1998.11.
- 5) 野澤伸一郎：ずれ止めを用いたコンクリート充填鋼管ソケット結合部の耐力評価、土木学会論文集 No.634 V-45、pp-71-89、1999.11.
- 6) 日本鋼管株式会社：鋼管杭頭の鉛直加力実験（研究報告書）、1976.7.
- 7) 建設省土木研究所：杭頭部とフーチングの結合部の設計法に関する検討、土木研究所資料第 3077 号、1992.3.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編、1992.3.
- 9) 岡野素之：リブ付鋼管による重ね継手の応力伝達性能、第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、1995.11.

第5章 施工法の概要と施工計画例

5.1 Q C I B工法の施工法の概要

Q C I B工法の全体施工工程・フローの例を図-5.1.1、施工ステップ図を図-5.1.2、基本施工順序・工程を表-5.1.1に示す。交差点道路上の一括架設は交差道路を全面通行止めにして行うため短時間架設が必須であり、自走式運搬台車などを用いた一括架設工法を採用する。ここでは、側径間部（A1～P1側）で一体組みした交差点部橋桁（中央径間桁）を自走式運搬台車などによって交差点方向に一括運搬し、既に架設済みの側径間桁と接合する手順としている。これにより、継手部現場塗装などの後作業が必要な、鋼桁の接合の場所を橋脚近傍とすることができる。このような架設手順とした場合には、A1～P1側とP2～A2側の工事進捗のバランスを取ることが現場工期短縮の上で重要であり、例えば、P1～P2間（中央径間桁）を送出す前にP2～A2間の橋体組立を完了していなければならない。ここで、P2～A2間の橋体架設は、鋼製フーチング工、橋脚工が終了してから着手するため、鋼製フーチングと二重管式杭頭結合構造を用いた急速施工が重要なポイントとなる。また、A1～P1間はP1～P2の中央径間桁の送出し完了後速やかに橋体組立に着手する。

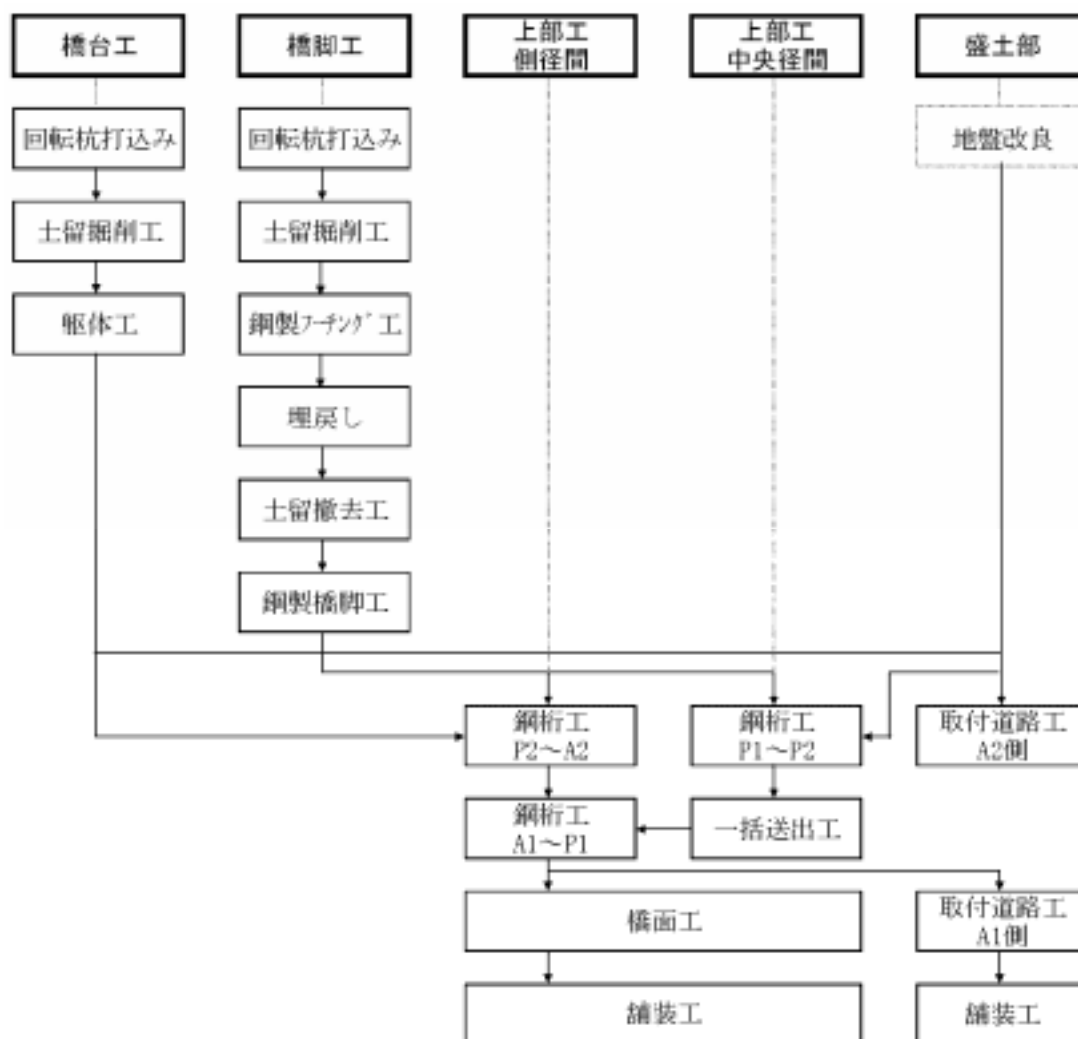


図-5.1.1 Q C I B工法の全体施工工程・フロー（例）

施 工 手 順（中央径間桁先行架設方式）

STEP 1



- (1) 現地盤上で回転杭（つばさ杭など）の打込みを行います。
- (2) P1・P2橋脚（鋼製フーチング・鋼製橋脚）、A1・A2橋台を施工します。
- (3) A1橋台完成後、A1側側径間桁にてペント上に中央径間桁の組立てを開始します。



STEP 2



- (1) 中央径間桁の組立てがほぼ完了した状態です。
- (2) P2橋脚完成後に、A2側側径間桁の架設に着手し、上記と平行して作業を進めます。
- (3) A2側側径間桁の架設とA2側盛土部（テールアルメ等）は平行作業で施工します。



STEP 3



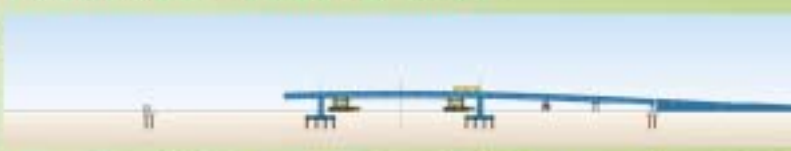
- (1) 運搬設備（自走式運搬台車）上に中央径間桁を搭載します。
- (2) 送出し前日に、中央径間桁を文庫点方向に移動し、A1橋台部にて運搬設備の据替えを行っておきます。



STEP 4



- 中央径間桁の送出し一括架設を一晩で行います。



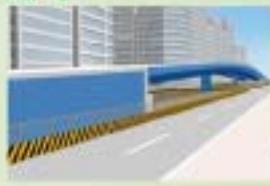
STEP 5



- A1側側径間桁の架設を行います。



STEP 6



- (1) A1側盛土部を施工します。
- (2) 壁高欄、中央分離帯、舗装などを施工して完了です。



図-5.1.2 施工ステップ図

表-5.1.1 Q C I B工法の基本施工順序・工程



5.2 施工計画例

モデル現場を対象として、Q C I B工法の試設計を行い、具体的な施工計画を立案するとともに現場工期の試算を行った。

5.2.1 モデル現場条件と試設計結果の概要

試設計は、図-5.2.1に示すように都市内の6車線と4車線の幹線道路の平面交差点において、6車線道路のうち4車線をオーバースタックにより立体交差化する工事を想定した。地盤条件は、軟弱地盤で支持層は約18m以深である。ただし、液状化はしないものとした。交通条件は、交通量が立体化道路で約5.5万台/日、交差道路で約3.2万台/日である。

試設計では、立体化道路の中央分離帯及び車道を利用して施工を行い、工事中には現道片側2車線は最低確保するものとして施工法の検討を行った。また、新工法では、可能な場合において、工事中に右折レーン（最低30m）を付加して設計している。さらに、俯角75度以上のところに交通がある場合には落下物に対する防護施設を設置し、施工時にも建築限界4.5mは確保するものとした。

モデル現場条件の詳細を以下に示す。

1) 周辺条件

- 所在地 : 都市内の幹線道路の交差点（設計地震動の地域区分はA地域と仮定）
- 周辺土地利用 : 商業施設と住宅が混在（沿道の用途：近隣商業地域）
- 用地買収 : 既に都市計画幅で買収済み（新たな用地買収は無い）

2) 立体交差の条件

- 都市計画 : 立体交差（オーバースタック）で都市計画済み
- 立体交差車線数 : 片側2車線（計4車線）
- 道路規格 : 4種1級（設計速度 60km/h）
- 隣接交差点 : 十分な距離が離れている

3) 立体化道路の条件

道路幅員	: 35m (広い中央分離帯有り)
車線数	: 片側3車線 (計6車線)
歩道	: 幅員3.0m (車道側に植栽有り)
右折車線	: 一方向2車線、一方向1車線 (中央分離帯の幅を利用)
交通量	: 約5.5万台/日

4) 交差道路の条件

道路幅員	: 25m
車線数	: 片側2車線 (計4車線)
歩道	: 幅員5.0m
交通量	: 約3.2万台/日

5) 地盤条件

地質条件	: 約18m下に支持層有り
起伏・勾配	: ほとんど無し
地下埋設物	: 立体化工事範囲には支障となるものは無し

6) その他

交差点の歩行者	: 比較的多い
施工ヤード	: 近隣に施工ヤードを確保する事は難しい (中央分離帯は利用可)

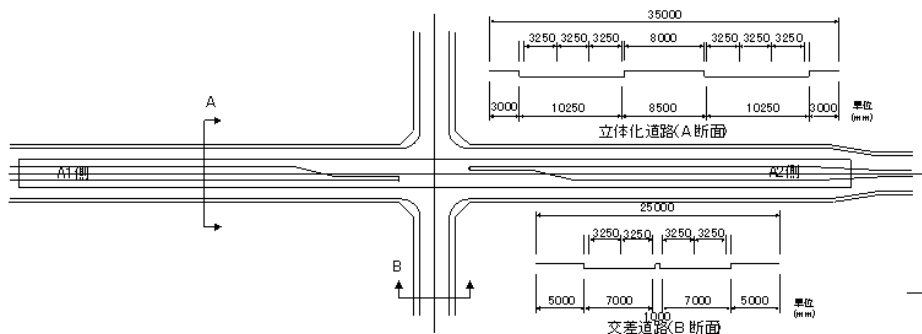


図-5.2.1 試設計現場条件

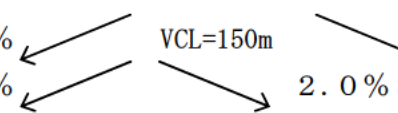
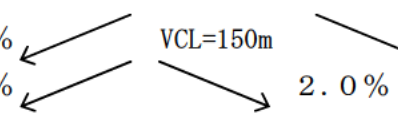
以上のモデル現場条件に対して試設計を実施した結果の概要を以下に示す。

(1)概要 (図-5.2.2)

全体寸法 : 盛土部120.7m+橋梁部191.6m+盛土部120.7m

(2)鋼桁および鋼製橋脚 (図-5.2.3)

橋長 : 191.6m
桁長 : 191.2m
桁高 : 2.2m

支間割	: 65.0m + 60.0m + 65.0m
幅員	: 全幅16.0m (有効幅員 2@7.25m = 14.5m) 片側2車線 (計4車線)
上部工形式	: 3径間連続2主鋼床版箱桁橋 (上下部一体橋梁)
下部工形式	: 鋼製橋脚 (矩形一本柱形式 橋軸方向3.0m、橋直方向2.0m)
平面線形	: $R = \infty$
縦断線形	: 5.0% 
横断勾配	: 2.0% 
斜角	: 道路中心線に対して90度
舗装	: アスファルト舗装 80mm
鋼床版厚	: 14mm

(3) 鋼製フーチングおよび杭基礎 (図-5.2.4)

フーチング寸法	: 橋直 (外法) 10.0m × 橋軸 (外法) 11.0m × 深さ2.0m
リングプレート径	: 1.6m
外鋼管径	: 1.1m
杭基礎	: つばさ杭16本 (L=16.5m)
杭 (内鋼管) 径	: 0.8m
先端翼径	: 中央4本は1.6m、それ以外は1.2m

(4) 盛土部

構成 (橋台側より)	: 補強土壁工 (テールアルメ) 53.75m + プレキャストL型擁壁工30.0m + 重力式擁壁工36.15m
補強土壁地盤改良	: 側方流動対策部16.0m + 円弧すべり対策部37.75m

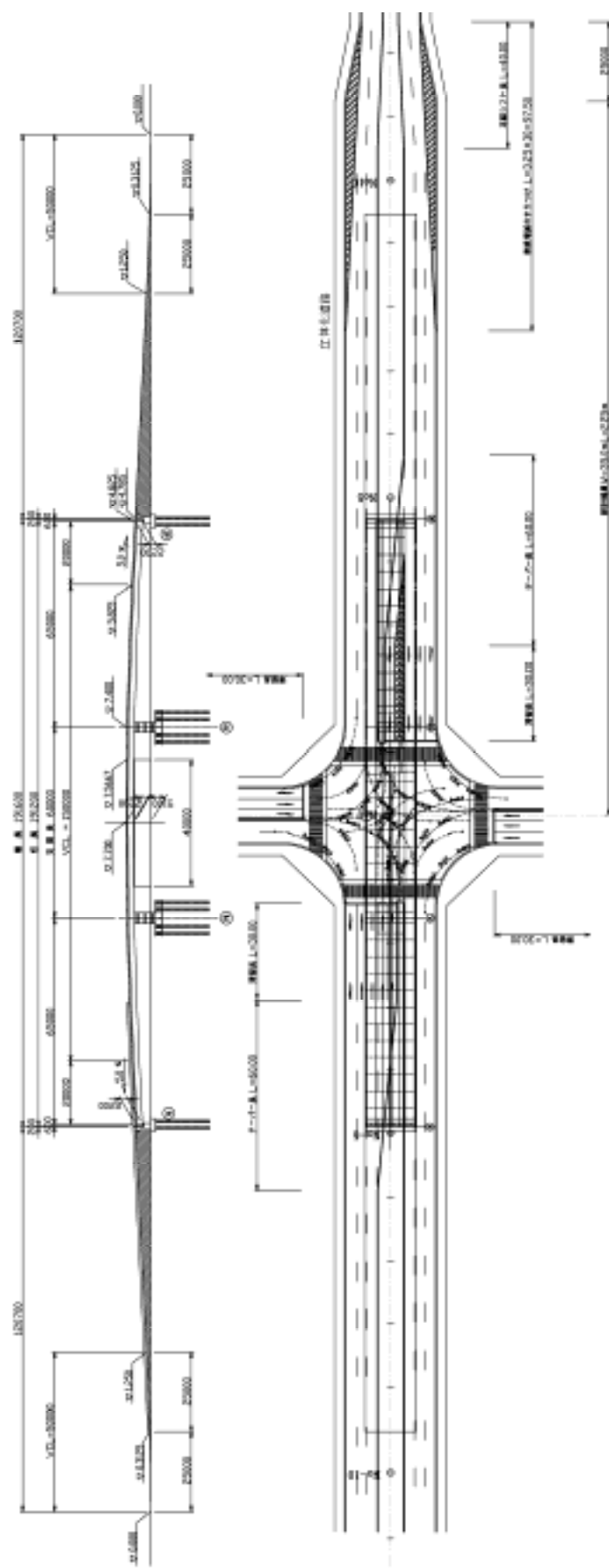
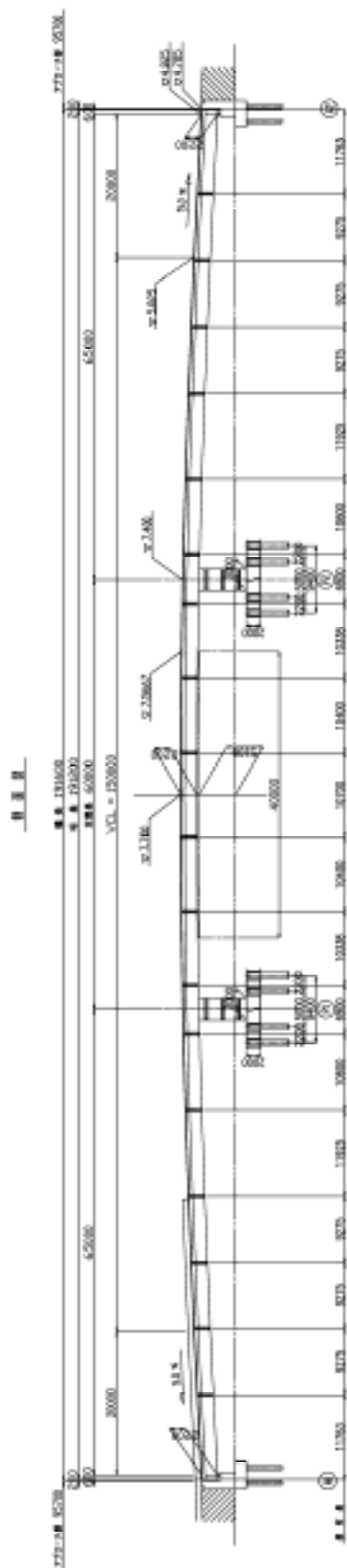
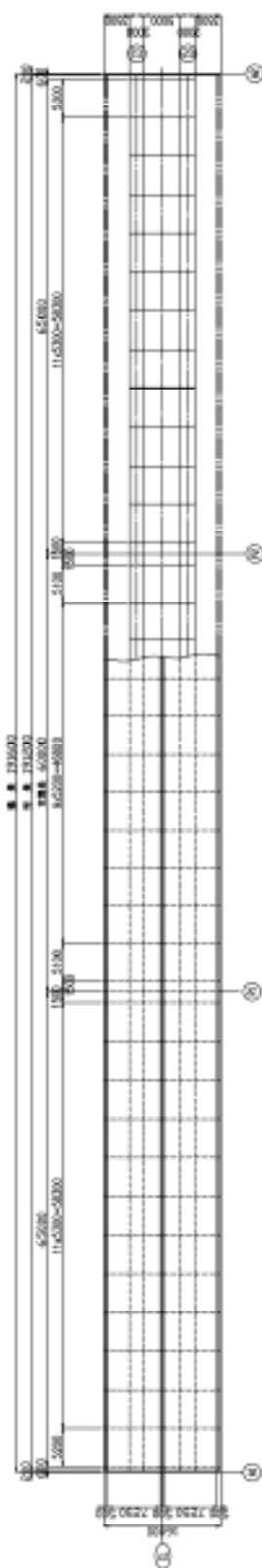


图-5.2.2 全体一般图

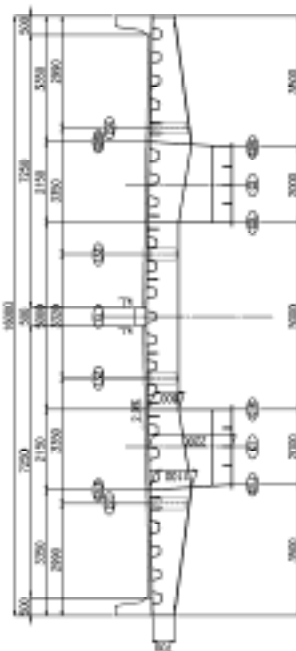
上部工構造一般図 S = 1 : 300



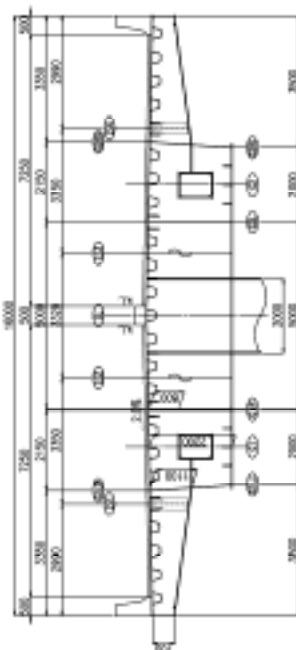
主梁図



断面図 S = 1 : 1.4E



断面図 S = 1 : 1.4E



設計条件

設計速度	60km/hr
橋長	191.4m
支間長	191.2m
橋脚	65.00+60.8=62.90m 支間長(支間長) 25m(4.5m) 支間長(支間長) 25m(4.5m)
上部工形式	3径吊り橋脚2径吊り橋脚 3-2-2
下部工形式	橋脚基礎
主梁形式	鋼橋
鋼橋形式	50m 鋼橋 50m
鋼橋形式	20m 鋼橋 20m
鋼橋形式	10m 鋼橋 10m
鋼橋形式	5m 鋼橋 5m
鋼橋形式	2.5m 鋼橋 2.5m
鋼橋形式	1.25m 鋼橋 1.25m
鋼橋形式	0.625m 鋼橋 0.625m
鋼橋形式	0.3125m 鋼橋 0.3125m
鋼橋形式	0.15625m 鋼橋 0.15625m
鋼橋形式	0.078125m 鋼橋 0.078125m
鋼橋形式	0.0390625m 鋼橋 0.0390625m
鋼橋形式	0.01953125m 鋼橋 0.01953125m
鋼橋形式	0.009765625m 鋼橋 0.009765625m
鋼橋形式	0.0048828125m 鋼橋 0.0048828125m
鋼橋形式	0.00244140625m 鋼橋 0.00244140625m
鋼橋形式	0.001220703125m 鋼橋 0.001220703125m
鋼橋形式	0.0006103515625m 鋼橋 0.0006103515625m
鋼橋形式	0.00030517578125m 鋼橋 0.00030517578125m
鋼橋形式	0.000152587890625m 鋼橋 0.000152587890625m
鋼橋形式	0.0000762939453125m 鋼橋 0.0000762939453125m
鋼橋形式	0.00003814697265625m 鋼橋 0.00003814697265625m
鋼橋形式	0.000019073486328125m 鋼橋 0.000019073486328125m
鋼橋形式	0.0000095367431640625m 鋼橋 0.0000095367431640625m
鋼橋形式	0.00000476837158203125m 鋼橋 0.00000476837158203125m
鋼橋形式	0.000002384185791015625m 鋼橋 0.000002384185791015625m
鋼橋形式	0.0000011920928955078125m 鋼橋 0.0000011920928955078125m
鋼橋形式	0.00000059604644775390625m 鋼橋 0.00000059604644775390625m
鋼橋形式	0.000000298023223876953125m 鋼橋 0.000000298023223876953125m
鋼橋形式	0.0000001490116119384765625m 鋼橋 0.0000001490116119384765625m
鋼橋形式	0.00000007450580596923828125m 鋼橋 0.00000007450580596923828125m
鋼橋形式	0.000000037252902984619140625m 鋼橋 0.000000037252902984619140625m
鋼橋形式	0.0000000186264514923095703125m 鋼橋 0.0000000186264514923095703125m
鋼橋形式	0.00000000931322574615478515625m 鋼橋 0.00000000931322574615478515625m
鋼橋形式	0.000000004656612873077392578125m 鋼橋 0.000000004656612873077392578125m
鋼橋形式	0.0000000023283064365386962890625m 鋼橋 0.0000000023283064365386962890625m
鋼橋形式	0.00000000116415321826934814453125m 鋼橋 0.00000000116415321826934814453125m
鋼橋形式	0.000000000582076609134674072265625m 鋼橋 0.000000000582076609134674072265625m
鋼橋形式	0.0000000002910383045673370361328125m 鋼橋 0.0000000002910383045673370361328125m
鋼橋形式	0.00000000014551915228366851806640625m 鋼橋 0.00000000014551915228366851806640625m
鋼橋形式	0.000000000072759576141834259033203125m 鋼橋 0.000000000072759576141834259033203125m
鋼橋形式	0.0000000000363797880709171245166015625m 鋼橋 0.0000000000363797880709171245166015625m
鋼橋形式	0.00000000001818989403545856225830078125m 鋼橋 0.00000000001818989403545856225830078125m
鋼橋形式	0.000000000009094947017729281129150390625m 鋼橋 0.000000000009094947017729281129150390625m
鋼橋形式	0.0000000000045474735088645605645751953125m 鋼橋 0.0000000000045474735088645605645751953125m
鋼橋形式	0.00000000000227373675443228028228759765625m 鋼橋 0.00000000000227373675443228028228759765625m
鋼橋形式	0.000000000001136868377216140141143798828125m 鋼橋 0.000000000001136868377216140141143798828125m
鋼橋形式	0.0000000000005684341886080700705718994140625m 鋼橋 0.0000000000005684341886080700705718994140625m
鋼橋形式	0.00000000000028421709430403503528594970703125m 鋼橋 0.00000000000028421709430403503528594970703125m
鋼橋形式	0.000000000000142108547152017517642974853515625m 鋼橋 0.000000000000142108547152017517642974853515625m
鋼橋形式	0.00000000000007105427357600875882148742426953125m 鋼橋 0.00000000000007105427357600875882148742426953125m
鋼橋形式	0.000000000000035527136788004379410743712134765625m 鋼橋 0.000000000000035527136788004379410743712134765625m
鋼橋形式	0.00000000000001776356839400218970372185606728125m 鋼橋 0.00000000000001776356839400218970372185606728125m
鋼橋形式	0.0000000000000088817841970010948518609281390625m 鋼橋 0.0000000000000088817841970010948518609281390625m
鋼橋形式	0.000000000000004440892098500547425930464067265625m 鋼橋 0.000000000000004440892098500547425930464067265625m
鋼橋形式	0.000000000000002220446049250273712965232033828125m 鋼橋 0.000000000000002220446049250273712965232033828125m
鋼橋形式	0.0000000000000011102230246251368582626160169140625m 鋼橋 0.0000000000000011102230246251368582626160169140625m
鋼橋形式	0.0000000000000005551115123125684291313080084595703125m 鋼橋 0.0000000000000005551115123125684291313080084595703125m
鋼橋形式	0.000000000000000277555756156284214565640042279765625m 鋼橋 0.000000000000000277555756156284214565640042279765625m
鋼橋形式	0.0000000000000001387778780781421072828200211398828125m 鋼橋 0.0000000000000001387778780781421072828200211398828125m
鋼橋形式	0.00000000000000006938893903907105364141001056994140625m 鋼橋 0.00000000000000006938893903907105364141001056994140625m
鋼橋形式	0.0000000000000000346944695195355268207050052849703125m 鋼橋 0.0000000000000000346944695195355268207050052849703125m
鋼橋形式	0.00000000000000001734723475976776341035250264248515625m 鋼橋 0.00000000000000001734723475976776341035250264248515625m
鋼橋形式	0.00000000000000000867361737988388170517625013212426953125m 鋼橋 0.00000000000000000867361737988388170517625013212426953125m
鋼橋形式	0.00000000000000000433680868994194085258812506606213125m 鋼橋 0.00000000000000000433680868994194085258812506606213125m
鋼橋形式	0.0000000000000000021684043449709704262940625330310625m 鋼橋 0.0000000000000000021684043449709704262940625330310625m
鋼橋形式	0.000000000000000001084202172485485213147231251651553125m 鋼橋 0.000000000000000001084202172485485213147231251651553125m
鋼橋形式	0.000000000000000000542101086242742606736156258257765625m 鋼橋 0.000000000000000000542101086242742606736156258257765625m
鋼橋形式	0.0000000000000000002710505431213713033680781254128878125m 鋼橋 0.0000000000000000002710505431213713033680781254128878125m
鋼橋形式	0.000000000000000000135525271560685651684039062520644390625m 鋼橋 0.000000000000000000135525271560685651684039062520644390625m
鋼橋形式	0.00000000000000000006776263578034282584201953125103221953125m 鋼橋 0.00000000000000000006776263578034282584201953125103221953125m
鋼橋形式	0.0000000000000000000338813178901714129210097656255161109765625m 鋼橋 0.0000000000000000000338813178901714129210097656255161109765625m
鋼橋形式	0.00000000000000000001694065894508570646050488281252580548828125m 鋼橋 0.00000000000000000001694065894508570646050488281252580548828125m
鋼橋形式	0.0000000000000000000084703294725428532302524414062512902744140625m 鋼橋 0.0000000000000000000084703294725428532302524414062512902744140625m
鋼橋形式	0.000000000000000000004235164736271426615126220703125645137220703125m 鋼橋 0.000000000000000000004235164736271426615126220703125645137220703125m
鋼橋形式	0.00000000000000000000211758236813571330756311035156253225686103515625m 鋼橋 0.00000000000000000000211758236813571330756311035156253225686103515625m
鋼橋形式	0.0000000000000000000010587911840678666503780550781251612843052578125m 鋼橋 0.0000000000000000000010587911840678666503780550781251612843052578125m
鋼橋形式	0.00000000000000000000052939559203393332518902753906258064215264390625m 鋼橋 0.00000000000000000000052939559203393332518902753906258064215264390625m
鋼橋形式	0.000000000000000000000264697796016966662594513753906254032107621953125m 鋼橋 0.000000000000000000000264697796016966662594513753906254032107621953125m
鋼橋形式	0.000000000000000000000132348898008483331259475687539062520160538109765625m 鋼橋 0.000000000000000000000132348898008483331259475687539062520160538109765625m
鋼橋形式	0.00000000000000000000006617444900424166562594756875390625100802690548828125m 鋼橋 0.00000000000000000000006617444900424166562594756875390625100802690548828125m
鋼橋形式	0.000000000000000000000033087224502120832812594756875390625504013452744140625m 鋼橋 0.000000000000000000000033087224502120832812594756875390625504013452744140625m
鋼橋形式	0.0000000000000000000000165436122510604164062594756875390625252006726170703125m 鋼橋 0.0000000000000000000000165436122510604164062594756875390625252006726170703125m
鋼橋形式	0.00000000000000000000000827180612553020820312594756875390625126003363085390625m 鋼橋 0.00000000000000000000000827180612553020820312594756875390625126003363085390625m
鋼橋形式	0.00000000000000000000000413590306276510410156259475687539062563001681542703125m 鋼橋 0.00000000000000000000000413590306276510410156259475687539062563001681542703125m
鋼橋形式	0.000000000000000000000002067951531377552050781259475687539062531500840771015625m 鋼橋 0.000000000000000000000002067951531377552050781259475687539062531500840771015625m
鋼橋形式	0.00000000000000000000000103397576568877602539062594756875390625157504203855278125m 鋼橋 0.00000000000000000000000103397576568877602539062594756875390625157504203855278125m
鋼橋形式	0.00000000000000000000000051698788284438801269531259475687539062578752101927640625m 鋼橋 0.00000000000000000000000051698788284438801269531259475687539062578752101927640625m
鋼橋形式	0.000000000000000000000000258493941422194006347656259475687539062539376050963703125m 鋼橋 0.000000000000000000000000258493941422194006347656259475687539062539376050963703125m
鋼橋形式	0.000000000000000000000000129246970711097003173828125947568753906251968802548185078125m 鋼橋 0.000000000000000000000000129246970711097003173828125947568753906251968802548185078125m
鋼橋形式	0.0000000000000000000000000646234853555485015869140625947568753906259844012740925390625m 鋼橋 0.0000000000000000000000000646234853555485015869140625947568753906259844012740925390625m
鋼橋形式	0.00000000000000000000000003231174267777425079345703125947568753906254922006370461953125m 鋼橋 0.00000000000000000000000003231174267777425079345703125947568753906254922006370461953125m
鋼橋形式	0.000000000000000000000000016155871338887125396728531259475687539062524610031852309765625m 鋼橋 0.000000000000000000000000016155871338887125396728531259475687539062524610031852309765625m
鋼橋形式	0.000000000000000000000000008077935669443561983641562594756875390625123050159261548828125m 鋼橋 0.000000000000000000000000008077935669443561983641562594756875390625123050159261548828125m
鋼橋形式	0.0000000000000000000000000040389678347217809918207812594756875390625615250796307744140625m 鋼橋 0.0000000000000000000000000040389678347217809918207812594756875390625615250796307744140625m
鋼橋形式	0.000000000000000000000000002019483917360890495910390625947568753906253076253981538703125m 鋼橋 0.000000000000000000000000002019483917360890495910390625947568753906253076253981538703125m
鋼橋形式	0.00000000000000000000000000100974195868044524795519531259475687539062515381269907693515625m 鋼橋 0.00000000000000000000000000100974195868044524795519531259475687539062515381269907693515625m
鋼橋形式	0.0000000000000000000000000005048709793402226239775976562594756875390625769063495384678125m 鋼橋 0.0000000000000000000000000005048709793402226239775976562594756875390625769063495384678125m
鋼橋形式	0.00000000000000000000000000025243548967011131198879882812594756875390625384531747692390625m 鋼橋 0.000000000000000000000000000252435489670111311988798828125947568753906253845317476923906



モデル現場に対して検討した施工計画の例を以下に示す。

- 121-

下部工施工ステップ1

図5.2.5(1) 基礎杭施工、橋脚改良

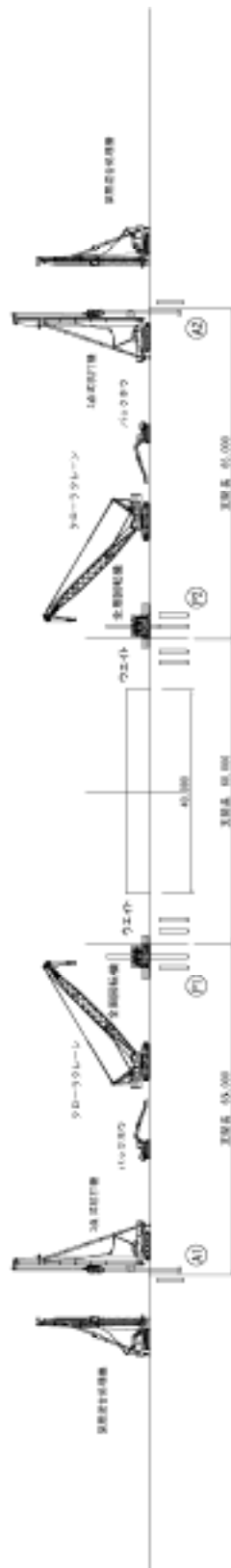


図5.2.5(2) 橋脚杭施工、橋脚改良



図5.2.5(3) 橋脚杭施工、橋脚改良



図5.2.5(4) 橋脚杭施工、橋脚改良

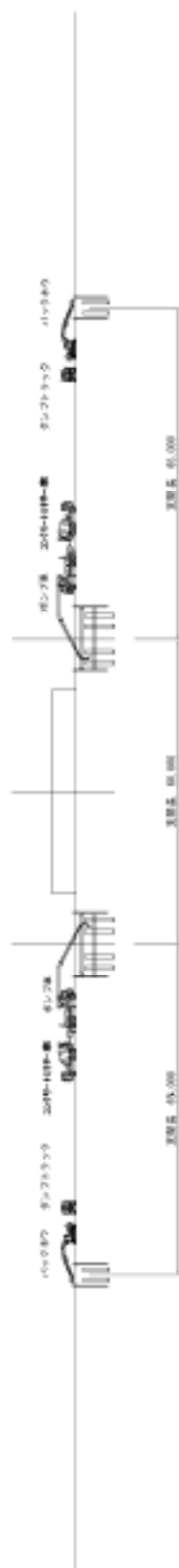
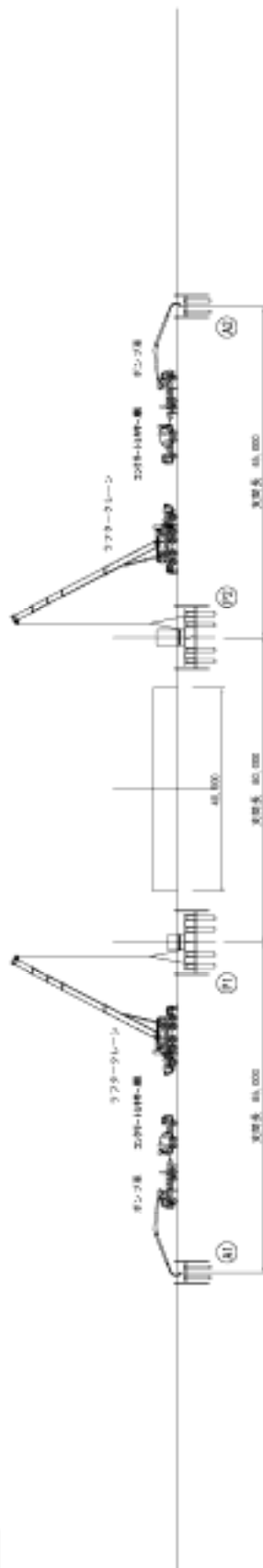


図-5.2.5(1) 下部工施工ステップ図 (その1)

下部工施工ステップ2

STEP 5 橋脚アーチング完成、橋台地コンクリート



STEP 6 橋脚増設し、橋台基礎工



STEP 7 下部工施工完了



図-5.2.5(2) 下部工施工ステップ図 (その2)

[illegible]

図-5.2.6(3) 上部工架設計画図(その2)

架設計画図
【橋台側付添図】

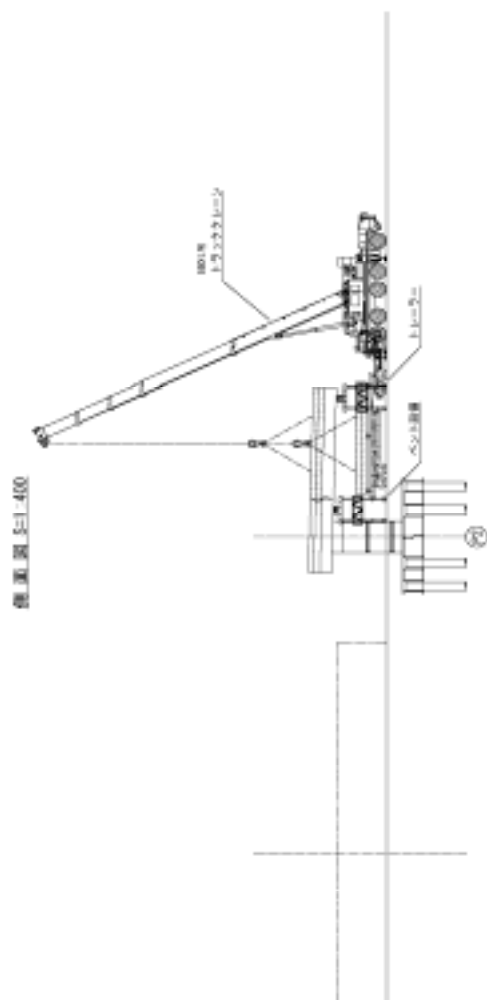
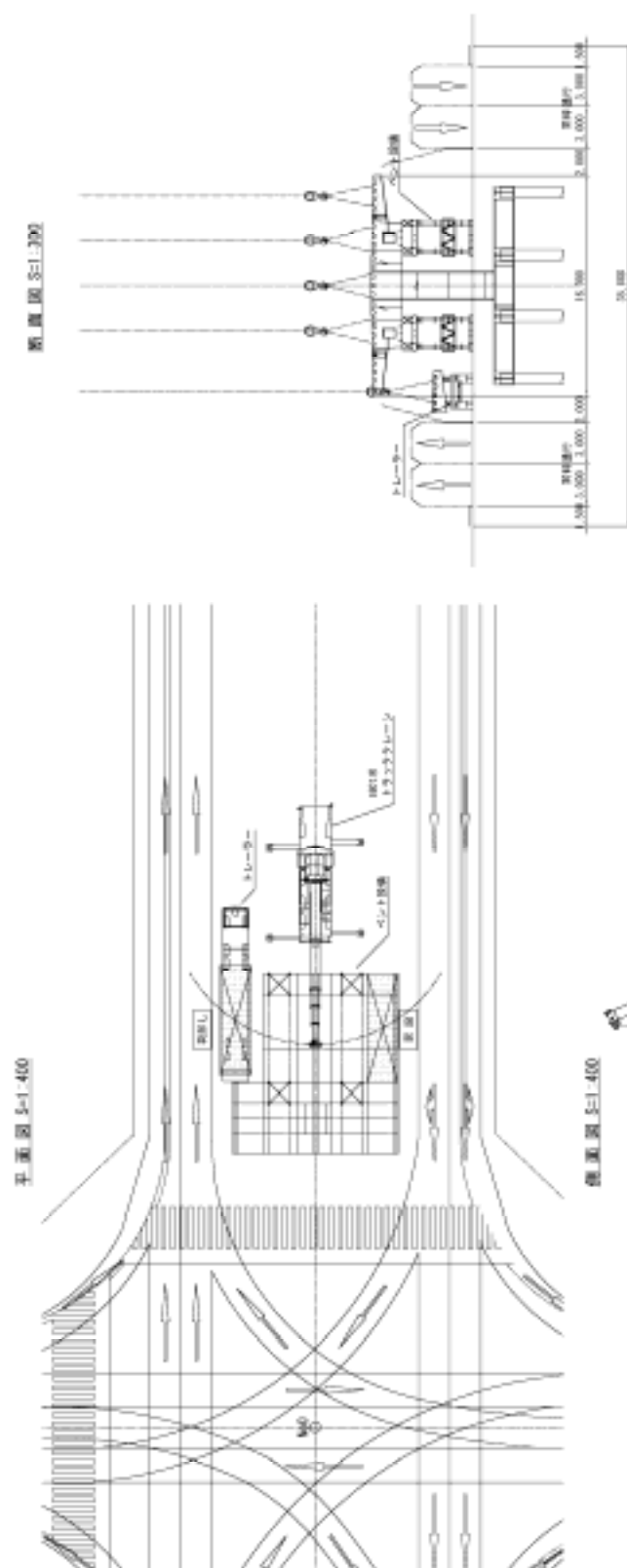


図-5.2.6(4) 上部工架設計画図 (その3)

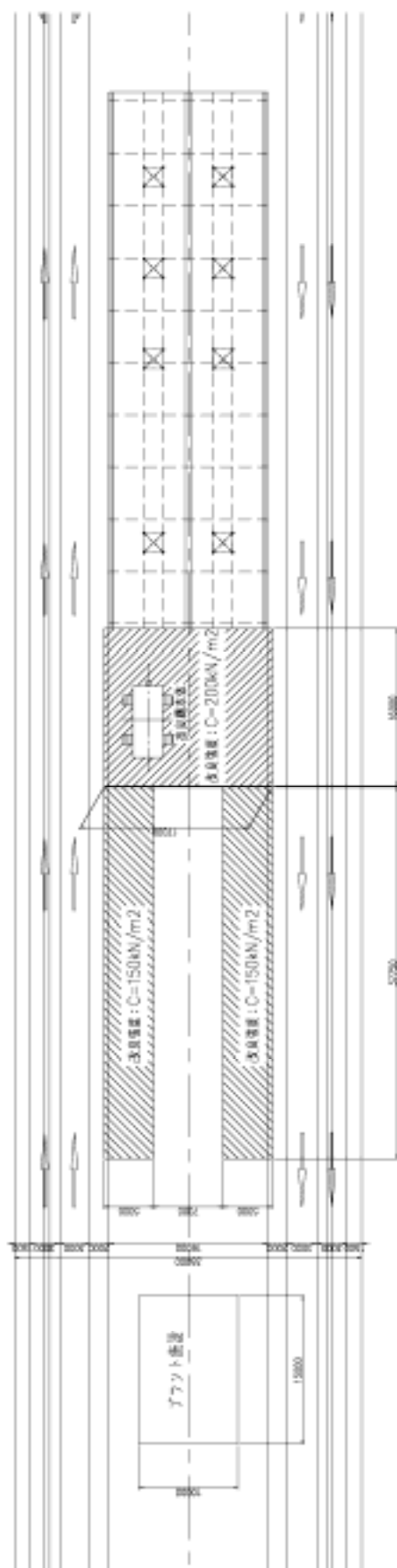
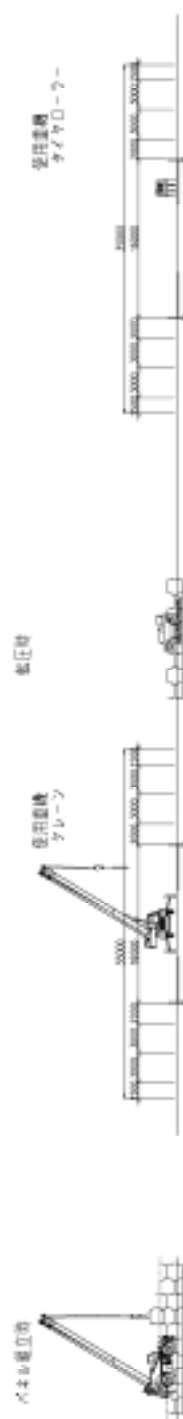


図-5.2.7(1) 盛土部施工図 (その1)

図 工 図 (ターカアルノ盛土工)



ターカアルノ盛土工

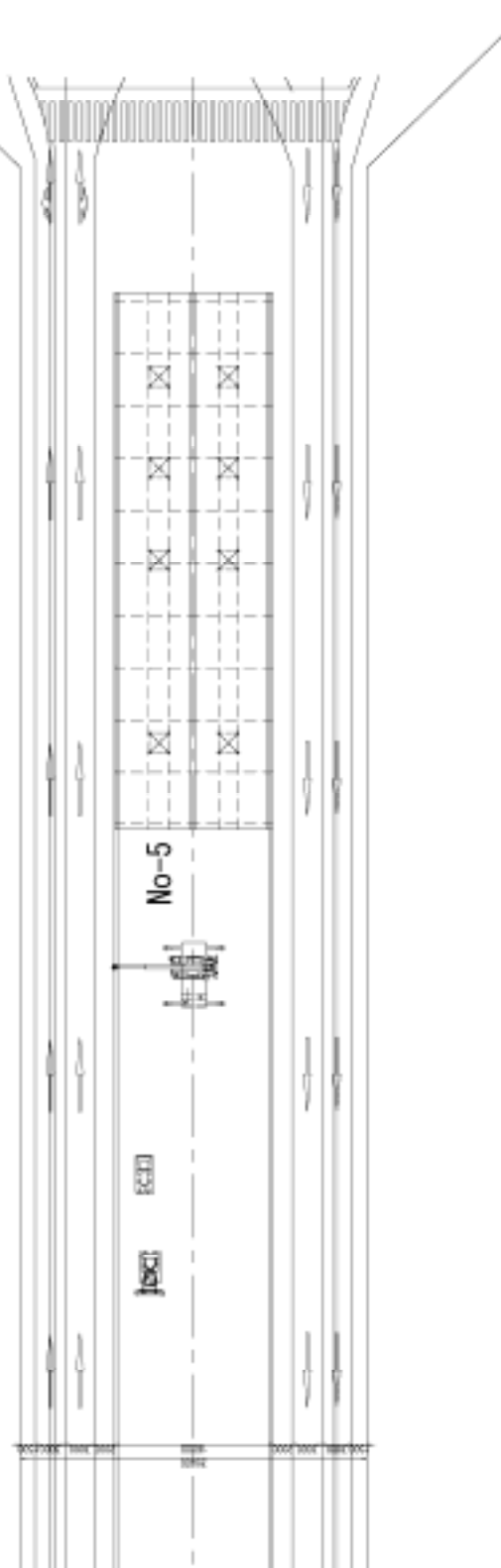


図 -5.2.7(2) 盛土工施工図 (その 2)

5.2.3 現場工期試算結果

モデル現場に対してQCIB工法を適用し、図-5.1.2、表-5.1.1 に示す手順により施工した場合の工期試算結果を表-5.2.1 に示す。これにより、モデル現場に対する現場工期は185日となることが分かった。これに、設備工と仕上・片付けに要する日数を加えると、QCIB工法の現場施工日数は計237日（約8ヶ月）となる。

5.3 まとめ

6車線道路（交通量約5.5万台／日）と4車線道路の都市内立体交差点において、4車線の立体交差橋を建設する工事（モデル現場）を対象にした試設計の結果、従来工法で約2年間の路上工事期間が、QCIB工法では約8ヶ月に短縮されることが分かった。

表-5.2.1 Q C I B工法工程表

