

独立行政法人港湾空港技術研究所

# 港湾空港技術研究所 報告

---

REPORT OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH  
INSTITUTE

---

Vol.48 No.1 March 2009

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,  
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

# 港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 48 卷 第 1 号 (Vol.48, No.1), 2009 年 3 月 (March 2009)

## 目 次 (CONTENTS)

リプレイサブル栈橋上部工の構造性能評価手法に関する研究 .....	岩波光保・加藤絵万・横田 弘・・・ 3
(Structural Performance Evaluation Method for Replaceable Slab of Open-Type Pier .....)	Mitsuyasu IWANAMI, Ema KATO, Hiroshi YOKOTA)



## リプレイサブル栈橋上部工の構造性能評価手法に関する研究

岩波 光保\*・加藤 絵万\*\*・横田 弘\*\*\*

### 要 旨

港湾構造物の中でも、栈橋の上部工コンクリートには塩害による劣化が最も生じやすく、数多くの劣化事例が報告されている。塩害による劣化がある程度以上進行すると、構造物の構造性能に影響を及ぼすようになることから、構造物の安全性と円滑な荷役作業を担保するためには、適時適切な対策が必要となる。過去の調査によれば、早ければ 10 年、平均的にみても供用後 20～30 年で大規模補修などの対策を行うことが多く、この早期劣化がライフサイクルコストを大幅に増大させる原因となっている。

栈橋上部工の定期点検診断にあたっては、上部工下面の目視調査が不可欠であるにもかかわらず、波浪や潮位により船上での作業時間が制約される上に、場合によっては足場を設置する必要があるなど、容易に点検診断が行える状況ではない。

そこで、栈橋上部工の維持管理を容易にすることでライフサイクルコストの削減に寄与できる新しい構造形式を実現するため、供用後に部材の取外しや交換が可能な「リプレイサブル栈橋上部工」の開発を行った。本稿では、リプレイサブル栈橋上部工の概要と特徴について述べるとともに、構造性能評価のための模型実験の結果とこれに基づく構造性能照査法と部材接合部の構造細目について報告する。

**キーワード**：リプレイサブル栈橋上部工，部材接合，構造性能，維持管理の省力化

---

\* 地盤・構造部 構造研究領域 構造・材料研究チームリーダー

\*\* LCM研究センター 主任研究官

\*\*\* 研究主監，LCM研究センター長

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 E-mail：iwanami@pari.go.jp

## Structural Performance Evaluation Method for Replaceable Slab of Open-Type Pier

**Mitsuyasu IWANAMI\***

**Ema KATO\*\***

**Hiroshi YOKOTA\*\*\***

### Synopsis

Reinforced concrete (RC) members consisting of superstructure of open-type piers are exposed to very severe conditions, resulting in early deterioration of concrete structures due to chloride attack. In such conditions, corrosion of reinforcing bars is rapidly and heavily progressed so that structural performance of RC members is degraded. For such deteriorated RC superstructures, appropriate maintenance should be required from the viewpoints of durability and safety of the pier. In Japan, a lot of piers need repair work only a few decades after completion of construction. In repairing superstructure of piers, it is necessary to set up temporary scaffolds under the superstructure. Also, working time is strictly limited due to interference of tidal actions and waves, and working conditions are considerably bad such as narrow clearance under the superstructure. Consequently, the repair work to deteriorated RC superstructure of piers is costly, causing increase in life cycle costs of the piers.

The authors proposed an idea of “replaceable slabs” for open-type piers as a solution of the problems mentioned above. When severe deterioration occurs in the slab during the service period, the slab will be removed, and repaired on land, or replaced by a new intact slab. The replaceable slab enables us to omit repair work from temporary scaffolds under the slab, resulting in reduction of life cycle costs of the pier. In this study, a new-type beam-slab joint system was investigated to realize the replaceable slab of open-type piers through loading tests on models of precast RC slab connected to beams by the replaceable joint. Based on the test results, the structural design method of the replaceable slab and general structural details of the beam-slab joint was proposed.

**Key Words:** Replaceable slab of open-type pier, joint of structural members,  
structural performance, simplified maintenance

---

\* Head of Structural Mechanics and Materials Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\* Senior Researcher, LCM Research Center for Coastal Infrastructures

\*\*\* Executive Researcher, Director of LCM Research Center for Coastal Infrastructures

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

## 目 次

要 旨	3
1. まえがき	7
2. リプレイサブル栈橋上部工の概要と特徴	7
2.1 部材交換可能な構造物の事例	7
2.2 リプレイサブル栈橋上部工の概要と特徴	7
2.3 開発にあたっての検討項目の抽出	8
3. 取外し可能な部材接合方法	9
4. 部材接合部の構造性能評価のための載荷実験	9
4.1 実験概要	10
4.2 実験結果と考察	17
4.3 まとめ	28
5. 床版モデル試験体を用いた載荷実験	29
5.1 部材接合方法に関する検討	29
5.2 実験概要	29
5.3 実験結果と考察	36
5.4 まとめ	43
6. リプレイサブル栈橋の構造性能照査手法と部材接合部の構造細目	43
6.1 要求性能の整理	43
6.2 構造性能照査の考え方	44
6.3 部材接合部の構造細目	45
6.4 まとめ	46
7. 実大モデル試験体を用いた載荷実験	46
7.1 実験概要	46
7.2 実験結果と考察	49
7.3 まとめ	52
8. 結論	52
9. あとがき	52
謝辞	53
参考文献	53
付録	53

## 1. まえがき

平成19年4月に、「港湾の施設の技術上の基準を定める省令」が改正され、港湾の施設に対する適切な維持管理の重要性がこれまで以上に強く求められるようになった<sup>1)</sup>。計画的な点検診断や効果的な維持補修の実施などの維持管理段階における対応だけでなく、設計や施工の段階から維持管理に配慮した施設整備が望まれている。これに応えるべく、港湾空港技術研究所は、維持管理を容易にすることでライフサイクルコストの削減に寄与できる新しい形式の港湾構造物の開発に取り組んでいる。

港湾構造物の中でも、栈橋の上部工コンクリートは塩害による劣化が最も生じやすく、数多くの劣化事例が報告されている。塩害による劣化がある程度以上進行すると、構造物の構造性能に影響を及ぼすようになることから<sup>2)</sup>、構造物の安全性と円滑な荷役作業を担保するためには、適時適切な対策が必要となる<sup>3)</sup>。過去の調査によれば、早ければ10年、平均的には供用後20～30年で大規模補修などの対策を行うことが多く、この早期劣化がライフサイクルコストを大幅に増大させる原因の1つとなっている。

また、栈橋上部工の定期点検診断にあたっては、上部工下面の目視調査が不可欠である。しかしながら、波浪や潮位により船上での作業時間が制約される上に、場合によっては足場を設置する必要があるなど、実際は容易に点検診断が行える状況ではない<sup>3)</sup>。

そこで、栈橋上部工の維持管理を容易にすることでライフサイクルコストの削減に寄与できる新しい構造形式を実現するため、供用後に部材の取外しや交換が可能な「リプレイサブル栈橋上部工」の開発を行っている。本稿では、リプレイサブル栈橋上部工の概要と特徴、ならびに構造性能評価のための模型実験の結果について述べるとともに、実験結果に基づいて検討を行ったリプレイサブル栈橋の構造性能照査法と部材接合部の構造細目について報告する。

## 2. リプレイサブル栈橋上部工の概要と検討項目の抽出

### 2.1 部材交換可能な構造物の事例

構造物の一部を交換可能なものとするアイデアとしては、建築分野においてスケルトンインフィル構造<sup>4)</sup>が提案されている。この構造では、鉄筋コンクリート造の住宅のうち、柱や床といった主要部分は半永久部材として考える一方で、壁のような部材については将来の住環境

の変化や住民のニーズに応じて改造しやすいようにあらかじめ建設しておくものである。このような配慮を建築物の新設時点で行っておくことで、より長い期間にわたって住宅としての機能を発揮させ続けることを期待している。また、最近の建築分野では、柱などのコンクリート部材をリユースするというアイデアについても検討されている<sup>5)</sup>。

土木構造物では、橋梁の場合、橋台や橋脚は既存のものを活用して、桁や床版といった上部工のみを架け替える事例は多く報告されている。

港湾構造物の場合、厳しい自然環境下に曝されていることから劣化が顕在化することが多いにもかかわらず、部材交換を行うという発想はこれまでにはなかった。多くの場合、大規模な補修や撤去・更新などが実施されてきており、多くの費用が必要だけでなく、供用停止や供用制限といった利用上の支障をきたすことが多い。

### 2.2 リプレイサブル栈橋上部工の概要と特徴

本研究では、図-2.1に示すように、栈橋上部工のうち床版部分をプレキャスト化するとともに、供用後に取外しや交換が可能な構造を開発することを目的としている。取外しが可能になれば、定期点検診断の際に床版を順番に外していくことで、床版自身の点検のみならず、周囲のはりについても容易に陸上から点検できる。また、劣化が顕在化した床版が点検診断時等に発見された場合には、新しい部材に交換することもできる。この場合、補修部分をごく限られた範囲とすることができるため、栈橋を供用しながらの補修工事が可能となる。また、プレキャスト部材を活用することから、通常の現場打ちによる場合と比較して工期の短縮や品質の向上が期待できる。

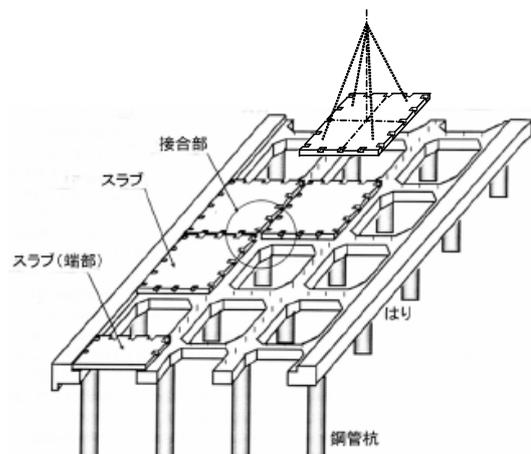


図-2.1 リプレイサブル栈橋上部工のイメージ

表-2.1 通常栈橋の設計との比較

項目		通常栈橋	リプレイサブル栈橋
設計外力	鉛直力	上部工自重 積載荷重 活荷重（自動車荷重，荷役機械荷重，群集荷重） 船舶牽引力 揚圧力	同 左
	水平力	上部工に作用する地震力 積載荷重に作用する地震力 活荷重に作用する地震力 活荷重に作用する風荷重 防衝工反力 船舶牽引力	同 左
杭の設計	断面力	杭と上部工は剛結合（ラーメン構造 or フレーム構造）	はりと床版が剛結合でないことの影響を確認
耐震性能照査	照査方法	(a) 簡便法 (b) 弾塑性解析法 (c) 非線形動的解析法	同 左
上部工の設計（荷重の組合せ）	(a) 床版 ① 自重+積載荷重 ② 自重+活荷重 ③ 自重+揚圧力	輪荷重：四辺固定版（図表） ビジョウの図表 上載荷重・死荷重： 四辺固定版（図表） 短スパン/長スパン<0.4： 一方向版	供用中に容易に取外し可能な部材接合方法の提案 適切な支持条件の設定
	(b) はり ① 自重+積載荷重 ② 自重+活荷重 ③ 自重+水平力による杭頭モーメントの影響+水平力を考慮したときの積載荷重 ④ 杭の弾性沈下の影響	活荷重：連続はり 上載荷重・死荷重：図-参 9.9.4	同 左
部材接合部の構造細目			床版端部の補強 接合部の設計 接合部の防食

したがって、リプレイサブル栈橋上部工が実現されれば、初期建設費、点検診断費用、さらには補修・更新費用の削減を図ることができ、ライフサイクルコストの削減が期待できる。

### 2.3 開発にあたっての検討項目の抽出

通常栈橋とリプレイサブル栈橋の設計・照査の相違点について整理・検討した結果を表-2.1に示す。ここでは、設計外力、杭の設計、耐震性能照査、上部工の設計、構造細目について抽出を行った。これによれば、リプレイサブル栈橋を設計する場合に、通常栈橋の設計と異なる点として、以下の項目が挙げられる。

①はりと床版が剛結合されていないことが杭の断面力に及ぼす影響の確認

- ②供用中に容易に取外し可能な部材接合方法の提案
- ③床版の設計における適切な支持条件の設定
- ④部材接合部の構造細目

このうち、①については、杭と上部工をモデル化した線形フレーム解析の結果より、一般に杭の断面決定には常時以外の荷重状態における曲げモーメントが支配的な要因となることを考慮すれば、はりと床版が剛結合されていないことが杭の断面力に及ぼす影響は小さいことが確認された。

そこで本研究では、②～④の項目について検討を行った。本研究のフローを図-2.2に示す。まず、上の検討項目のうち②について、供用中に取外し可能な部材接合方法について部材の一体性、経済性、施工性などの観点から検討を行った(3.)。次に、実現可能性のある部材接合

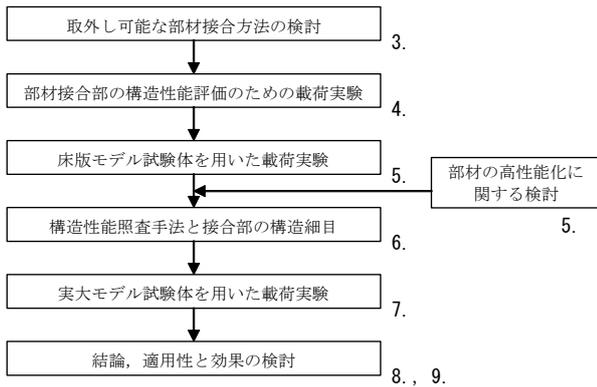


図-2.2 本研究のフロー

方法を対象として、この方法で床版をはりに接合した場合の接合部における構造性能や破壊性状を確認するため、はりモデル試験体を使った載荷実験を行った(4.)。続いて、より実際の栈橋上部工に近い構造形式での力学的挙動を確認するため、床版モデル試験体を用いた載荷実験を行った(5.)。このとき、プレキャスト化のため部材の高性能化についてもあわせて検討した。これらの結果を踏まえて、上の検討項目の③および④、すなわち、リプレイサブル栈橋上部工の構造性能照査手法と部材接合部の構造細目について提案を行った(6.)。最終的には、実際の栈橋の1/2スケールの実大モデル試験体を用いて、提案した構造性能照査手法と構造細目の設定が妥当であることを実証するとともに(7.)、リプレイサブル栈橋上部工の効果と適用性を検討することで結論とした(8., 9.)。

### 3. 取外し可能な部材接合方法

リプレイサブル栈橋上部工の開発にあたって、まず、プレキャスト部材を活用したPC栈橋<sup>6)</sup>などの栈橋の設

計・施工事例を参考にしながら、床版部分の取外しを可能にする部材接合方法を検討した。部材接合方法に求められる要求性能としては、以下の項目が挙げられる。

- ・床版自体が上載荷重や波浪などの外力に対して所要の耐荷性能を有すること。
- ・上載荷重や波浪などの外力をはりに伝達でき、供用中に脱落などの不具合が生じないこと。
- ・設計供用期間中に所要の耐久性を有すること。

これらの要求性能を満たす部材接合方法を検討した結果、図-3.1に示す2つの方法が部材の一体性、施工性、経済性などの点で実現可能性が高いと考えた。

①プレキャスト床版に貫通孔を開けておき、はりに設置したアンカーボルトで床版を1枚ずつ接合する方法(以下、アンカー止め方式と呼ぶ)

②隣り合う2枚のプレキャスト床版を鋼板(座金)で同時に押さえ込む方法(以下、座金止め方式と呼ぶ)

②の座金止め方式は、アンカーボルトとナットを用いて接合する点で①のアンカー止め方式と同様であるが、比較的寸法の大きい鋼板(座金)を使って隣り合う2枚の床版を同時にはりに接合する点に特徴がある。

本研究では、はりに接合されたプレキャスト床版の構造性能を評価し、構造性能照査手法を提案するため、はりモデル試験体および床版モデル試験体を用いた載荷実験を行った。また、あわせて、プレキャスト床版の高性能化のための実験も行った。

### 4. 部材接合部の構造性能評価のための載荷実験

3. で提案した2種類の取外し可能な部材接合方法により、床版をはりに接合した場合の接合部における構造性

表-4.1 試験体の種類と数量

種類	諸元	数量	参考図
タイプ1	試験体長 4.0 (m)	1	図-A.1
タイプ2	試験体長 3.0+0.7×2 (m), 孔なし	4	図-A.2
タイプ3	試験体長 3.0+0.2×2 (m), 孔なし	2	図-A.3
タイプ4	試験体長 3.0+0.5×2 (m), 孔あり	6	図-A.4

表-4.2 配合条件

コンクリートの種類による記号	呼び強度	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメントの種類による記号
普通	24	8	20	N

表-4.3 コンクリートの示方配合

W/C	s/a	空気量 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
			W	C	S	G	Ad
0.57	0.43	4.5	154	270	795	1102	2.70

能を評価するとともに、部材接合部の構造細目を検討するため、はりモデル試験体による載荷実験を行った。本実験では、床版を単位幅を有するはりとしてモデル化し、これをはり部に相当する反力ブロックに2種類の取外し可能な部材接合方法で接合した模型を用いた。

#### 4.1 実験概要

##### (1) 試験体

##### a) 種類および数量

表-4.1に、載荷実験に用いた試験体の種類と数量を示す。試験体は4種類で、タイプ1～タイプ4までである。タイプ1は、通常の栈橋上部工をモデル化したもので、はりとは床版は一体的に製作されている。はり部の寸法は、1.0×0.5×0.5 (m)で、床版部の寸法は、1.0×4.0×0.3 (m)である。なお、接合部にハンチは設けなかった。載荷実験時には、はり部を反力床に固定した状態で床版部に曲げ荷重を載荷することで、はりとは床版が剛結された状態を再現した。

一方、タイプ2～タイプ4は、床版のみをモデル化した試験体であり、載荷実験時ははりをモデル化した反力ブロック上(図-A.5)に載せて行った。床版試験体の反力ブロック(はり)への接合は、後述するような種々の方法で行い、接合方法の違いが床版試験体の力学性能に及ぼす影響を調べた。タイプ2～タイプ4の断面寸法は1.0×0.3 (m)で同一であるが、長さはタイプ2で4.4m、タイプ3で3.4m、タイプ4で4.0mとなっている。また、タイプ4では、はりとの接合用アンカーを通すための貫

通孔を試験体端部に設けた。この貫通孔は、コンクリート打設前に型枠内に孔径50mmの硬質塩化ビニル管(JIS K 6741, VU50)を設置することで製作した。

##### b) 配筋条件

床版部における配筋は、すべての試験体で同一とした。一般的な栈橋上部工を想定して試設計を行った結果、床版の支持条件を四辺固定としても四辺支持としても、下段鉄筋の配筋量はいずれもD13とD16の200mmピッチとなった。この際、配筋の決定条件はトレーラの部分分布荷重であった。そこで、すべての試験体における下段鉄筋の配筋は、D13とD16の200mmピッチとした。

上段鉄筋については、試験体端部では負曲げに抵抗するため、下段鉄筋と同じ配筋量(D13とD16の200mmピッチ)とし、試験体中央部については、D16の200mmピッチとした。

##### c) コンクリートの配合および使用材料

試験体の製作にはレディミクストコンクリートを用いた。コンクリートの配合設計条件を表-4.2に、示方配合を表-4.3に示す。コンクリートの製造に使用した材料の特性を表-4.4に示す。

##### d) フレッシュコンクリートの性質

フレッシュコンクリートの試験結果を表-4.5に示す。コンクリートの打設は2日に分けて行ったため、それぞれの結果を示す。打設1日目には、タイプ1試験体、タイプ2試験体のうち、No.3およびNo.4、タイプ4試験体のすべてを、打設2日目には、タイプ2試験体のうち、No.1およびNo.2、タイプ3試験体のすべて、反力ブロック(は

表-4.4 使用材料

種類	名称	仕様
セメント	普通ポルトランドセメント	密度 3.16g/cm <sup>3</sup> , 等価アルカリ量 0.64%
細骨材	山砂	千葉県君津産, 粗粒率 2.50, 表乾密度 2.58g/cm <sup>3</sup>
粗骨材	砕石	北海道君上磯産, 実積率 0.62, 表乾密度 2.70g/cm <sup>3</sup>
混和剤	AE 減水剤	標準型, 等価アルカリ量 0.1%

表-4.5 フレッシュコンクリートの試験結果

打設日	名称	スランプ (cm)	空気量 (%)	気温 (°C)	コンクリート温度 (°C)
1日目	A	9.0	5.3	13.0	15.0
2日目	B	8.0	4.9	11.0	12.0

表-4.6 圧縮強度試験結果

種類	項目	コンクリートの材齢 (日)					
		53	60	78	81	91	93
A	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	31.5	33.3	31.0	32.9	31.9	32.7
	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	29.6	30.0	28.8	30.6	31.1	34.9
B	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	32.7	34.7	34.8	32.7	34.0	35.2
	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	30.9	31.0	31.8	32.3	34.2	34.2

表-4.7 鉄筋の機械的性質

種類	規格	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D13	SD345	371	597	193	25
D16	SD345	404	567	214	25

り), 座金接合用ブロックを製作した。また, 各打設日ごとに, 圧縮強度試験用の円柱供試体 (直径: 100mm, 高さ: 200mm) を採取した。

e) 硬化コンクリートの性質

載荷実験時とあわせて, コンクリート円柱供試体の圧縮強度試験を行った。表-4.6に, 圧縮強度とヤング率の測定結果を示す。これらは, 各ケース3本の供試体の測定値の平均値である。

これによれば, 載荷実験開始時 (材齢53日) から載荷実験終了時 (材齢93日) まで, コンクリートの硬化物性はほとんど変化しなかった。また, コンクリートAとコンクリートBの間にほとんど差異はなかった。よって, これ以降, 打設日の異なるコンクリートAとコンクリートBは区別せず, また, 載荷実験期間中にコンクリートの硬化物性は変化しないものと仮定した。耐力の計算等に用いるコンクリートの圧縮強度およびヤング率は, 測定値の

全平均値より, それぞれ33.1N/mm<sup>2</sup>および31.6kN/mm<sup>2</sup>とした。

f) 使用した鉄筋の種類と機械的性質

試験体の製作に用いた鉄筋は, D13およびD16であり, いずれもSD345である。表-4.7に, 用いた鉄筋の機械的性質を示す。降伏点, 引張強さおよびヤング率については, 試験体製作時に採取した長さ500mmの引張試験片の直接引張試験結果であり, 伸びについてはミルシートの値である。

(2) 載荷実験

a) 試験体の支持・接合と加力方法

i) 剛結ケース

タイプ1試験体は, 図-4.1に示すように, はり部を反力床に固定した状態で, 床版部に曲げ荷重を加えた。載荷時の状況を写真-4.1に示す。このケースは, 通常栈橋の上部工のように, はりと床版を一体的に製作して, は

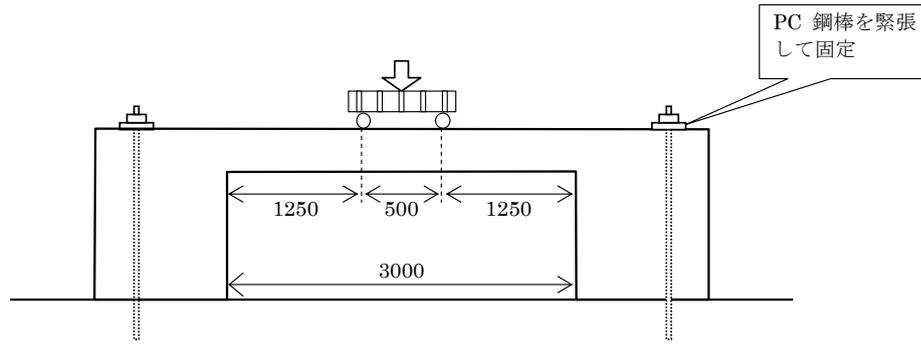


図-4.1 タイプ1 試験体の荷重方法

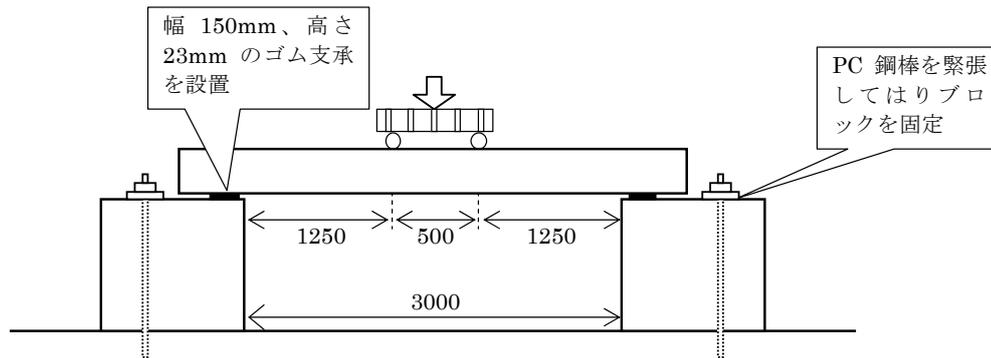


図-4.2 単純支持ケースの荷重方法

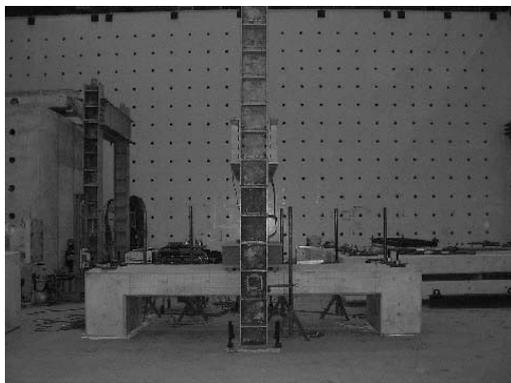


写真-4.1 タイプ1 試験体の荷重状況

りと床版が剛結された状態を再現したものである。

荷重は、2点集中荷重とし、スパンは3.0m、荷重点間隔は0.5mである。試験体に載せた荷重ブロックを介して、門形フレームに設置した油圧ジャッキ（容量2000kN、ストローク300mm）を用いて鉛直下向きに荷重を加えた。油圧ジャッキの下部に、2000kNロードセルを設置し、これで試験体に作用する曲げ荷重を計測した。荷重ブロックと試験体の間には、両者の間の摩擦を減じるため、厚さ1mmのテフロンシートを一方に2枚、もう一方に1枚挿入し

た。荷重実験開始後は、終局状態に至るまで単調に荷重を増加させた。途中、適宜荷重を中断し、試験体のひび割れ状況を観察した。

ii) 単純支持ケース

タイプ2 試験体のうち、1つの試験体 (No.2) については、反力床に固定した反力ブロックを栈橋上部工のはりと見なして、その上にゴム支承を介して載せた状態で、タイプ1 試験体と同様に曲げ荷重を与えた。このケースは、床版がはり上に単純支持された状態を再現したものである。荷重方法を図-4.2に示す。

iii) 座金止めケース（正曲げ）

タイプ2 試験体の2つの試験体 (No.1とNo.3) およびタイプ3 試験体の1つ試験体 (No.1) は、座金を用いて反力ブロック（はり）に接合した状態で、試験体に曲げ荷重を与えた（図-4.3）。はりに相当する反力ブロックはPC鋼棒を用いて反力床に剛結した。その上に載せた座金接合用ブロックは、ゴム支承を介してPC鋼棒で反力ブロックに固定した。用いたPC鋼棒は、直径32mmのB種1号SBPR930/1080であり、ミルシートによれば、耐力は1032N/mm<sup>2</sup>、引張強さは1134N/mm<sup>2</sup>、伸びは11%である。座金接合用ブロックは、床版試験体を座金で接合する際に高さを揃えるためのものであり、寸法が0.9×0.9×0.3

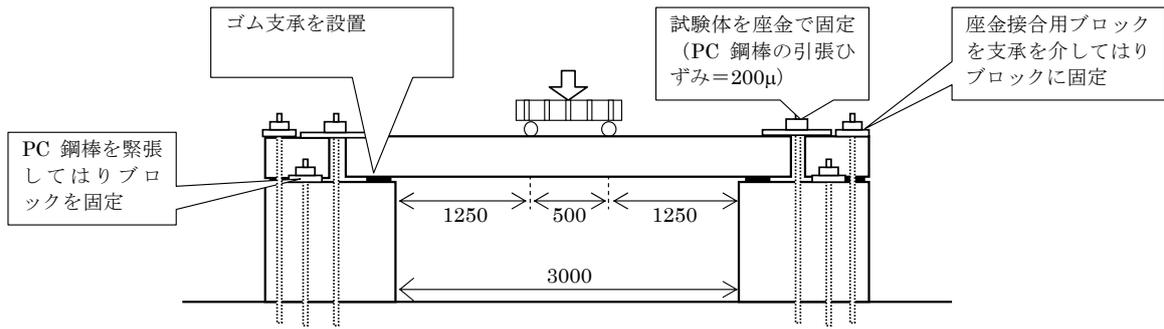


図-4.3 座金止めケース（正曲げ）の荷重方法

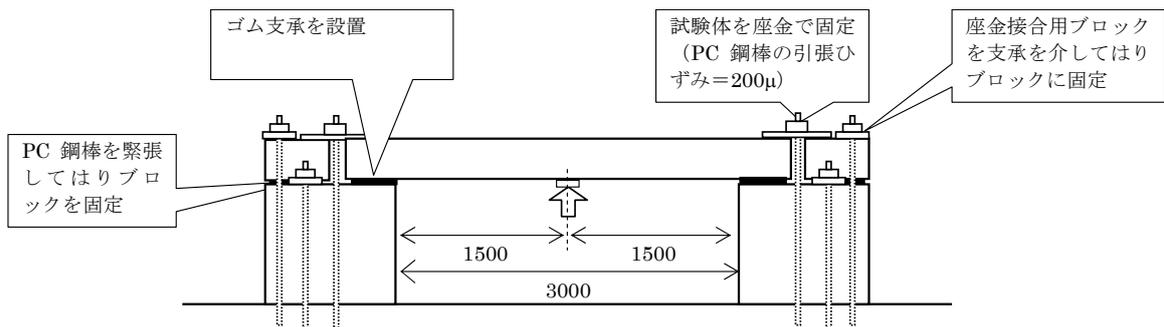


図-4.4 座金止めケース（負曲げ）の荷重方法

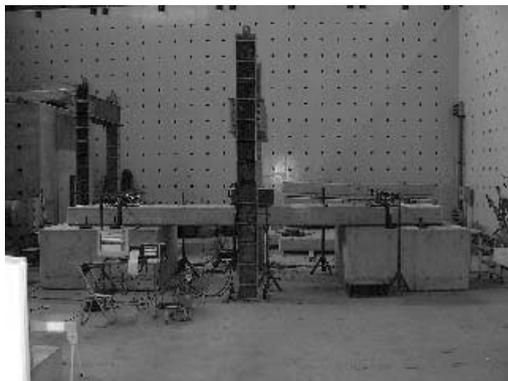


写真-4.2 座金止めケース（正曲げ）

(m)の鉄筋コンクリートである(図-A.6)。座金は、750×500×20(mm)の鋼板で、鋼種はSS400である(図-A.7)。鋼板のミルシートによれば、降伏点は286N/mm<sup>2</sup>、引張強さは424N/mm<sup>2</sup>、伸びは33%である。座金の中央にあけた2箇所の孔(直径50mm)にPC鋼棒を通してナットで締め付けることで、床版試験体を反力ブロック(はり)に接合した。ナットの締め付けにより生じるPC鋼棒のひずみを計測することで、締め付け程度を管理した。荷重状況の例を写真-4.2に示す。

iv) 座金止めケース（負曲げ）

タイプ2試験体の1つの試験体(No.4)およびタイプ3

試験体の1つの試験体(No.2)では、反力ブロック(はり)への接合は、iii)と同一の方法で座金を用いて行ったが、荷重を床版試験体の下から鉛直上向きに与えることで、試験体に負曲げを作用させた。荷重方法を図-4.4に示す。反力床上に設置したジャッキにより、厚さ10mmの鋼製載荷板を介して、床版試験体中央に1点集中荷重を与えた。載荷板と試験体の間には、厚さ1mmのテフロンシートを2枚挿入した。

v) ナット止めケース（正曲げ）

タイプ4試験体の5つの試験体(No.2~No.6)については、試験体端部にあけた孔(直径50mm)にPC鋼棒を通して、ナットで締め付けることで反力ブロック(はり)に接合した。この状態で、これまでと同一の方法で試験体に曲げ荷重を与えた。荷重方法を図-4.5に示す。はりに相当する反力ブロックはPC鋼棒を用いて反力床に剛結した。試験体の反力ブロックの接合にあたっては、ナットの締め付けにより生じるPC鋼棒のひずみを計測することで、締め付け程度を管理した。

vi) ナット止めケース（負曲げ）

タイプ4試験体の1つの試験体(No.1)では、反力ブロック(はり)への接合は、v)と同一の方法でPC鋼棒とナットを用いて行ったが、荷重を床版試験体の下から鉛直上向きに与えることで、試験体に負曲げを作用させた。荷重方法を図-4.6に示す。反力床上に設置したジャッキ

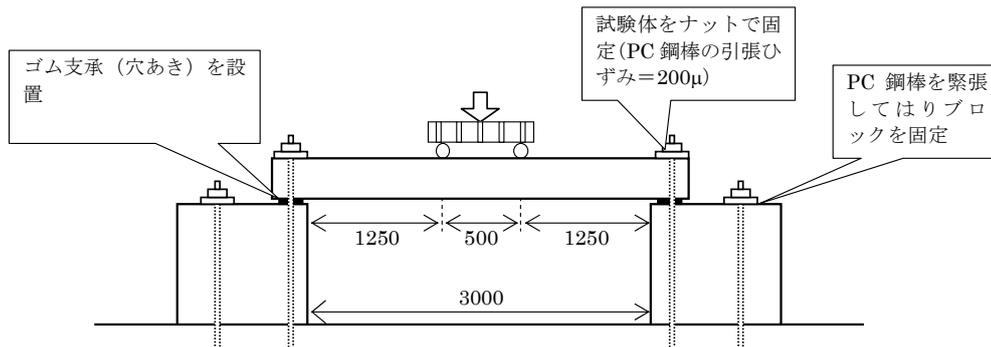


図-4.5 アンカー止めケース (正曲げ) の荷重方法

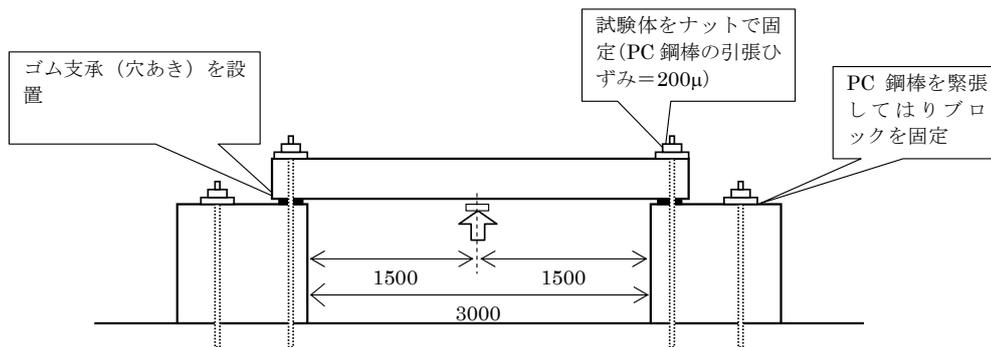


図-4.6 アンカー止めケース (負曲げ) の荷重方法

により、厚さ10mmの鋼製荷重板を介して、床版試験体中央に1点集中荷重を与えた。荷重板と試験体の間には、厚さ1mmのテフロンシートを2枚挿入した。

b) ゴム支承の仕様

タイプ2試験体からタイプ4試験体の反力ブロック(はり)への設置にあたっては、不陸調整やレベルあわせを目的として、両者の間にゴム支承を挿入した。用いたゴム支承は、表-4.8に示す3種類である。ナット止めケースで用いるゴム支承については、PC鋼棒が貫通するため、あらかじめ所定の位置に直径75mmの孔をあけておいた。

c) 計測項目

荷重実験時には、荷重荷重、鉄筋ひずみ、試験体のたわみ、コンクリートひずみ、PC鋼棒のひずみ、座金の変位およびひずみについて、データロガーを用いて計測を行った。

鉄筋ひずみの計測位置は、図-A.8に示すとおりであり、1つの計測箇所において、鉄筋の上面側と下面側に2枚のひずみゲージを貼付した。図-A.8中のAとBが上面側と下面側を表している。なお、貼付したひずみゲージのゲージ長は3mmである。

たわみについては、1つの試験体あたり6~8箇所を高

感度変位計を設置して計測を行った。計測位置は、試験体中央、せん断スパン中央、支点位置、試験体端部などであり、詳細については、表-4.9に示すとおりである。試験体の1側面(北面)に5~7箇所、相対する1側面(南面)に1箇所とした。表中の数字は、試験体中央からの変位計設置位置までの離隔量(単位:mm)である。ここで、試験体側面の北面と南面については、図-A.8に示したとおりである。変位計の設置にあたっては、試験体高さ方向の中央に貼付したターゲット(アルミ製アングル材)を用いた。

コンクリートひずみは、圧縮縁に貼付したゲージ長60mmのひずみゲージで計測した。正曲げを受ける試験体では、試験体上面のスパン中央に3箇所ゲージを貼付し、負曲げを受ける試験体では、試験体側面の最下部にゲージ(1側面あたり1枚、合計2枚)を貼付した。

PC鋼棒のひずみは、1本のPC鋼棒あたり2箇所に貼付したひずみゲージ(ゲージ長:3mm)により計測を行った。このひずみゲージは、試験体の反力ブロックへの接合にあたってのナットの締付け程度を管理する際に用いたものと同じのものである。4本のPC鋼棒すべてで計測を行ったため、計測数量は合計8個である。

座金の変位は、座金の4隅に鉛直方向に設置した高感

表-4.8 ゴム支承の種類と仕様

種類	硬度	寸法
ゴム支承 (基本)	61	150×750×23 (mm)
ゴム支承 (硬)	97	150×750×20 (mm)
ゴム支承 (薄)	45	150×750×5 (mm)

表-4.9 試験体のたわみ計測位置

実験ケース	北1	北2	北3	北4	北5	北6	北7	南1
①	—	東 1500	東 875	0	西 875	西 1500	—	0
②	東 2100	東 1600	東 925	0	西 925	西 1600	西 2100	0
③	東 1750	東 1500	東 1000	0	西 1000	西 1500	西 1750	0
④	東 2100	東 1500	東 875	0	西 875	西 1500	西 2100	0
⑤	—	東 1600	東 925	0	西 925	西 1600	—	0
⑥	東 1750	東 1500	東 1000	0	西 1000	西 1500	西 1750	0
⑦	東 1750	東 1500	東 1000	0	西 1000	西 1500	西 1750	0
⑧	東 1750	東 1500	東 1000	0	西 1000	西 1500	西 1750	0
⑨	東 1750	東 1500	東 1000	0	西 1000	西 1500	西 1750	0
⑩	東 2100	東 1600	東 925	0	西 925	西 1600	西 2100	0
⑪	東 2100	東 1600	東 925	0	西 925	西 1600	西 2100	0
⑫	東 1750	東 1500	東 1000	0	西 1000	西 1500	西 1750	0
⑬	東 1600	東 925	東 500	0	西 500	西 925	西 1600	0

表-4.10 実験ケースの一覧

実験ケース 番号	名称	試験体種類と番号	載荷	接合方法	支承条件			PC 鋼棒ひずみ (μ)	かかり長 (mm)
					種類	幅 (mm)	中心位置 (mm)		
①	剛結	タイプ 1	正	剛結	—	—	—	—	
②	単純支持	タイプ 2-2	正	単純支持	基本	150	±1625	—	700
③	アンカー1	タイプ 4-6	正	アンカー	基本	150	±1750	200	—
④	座金 1	タイプ 2-1	正	座金	基本	450	±1775	200	700
⑤	座金 2	タイプ 3-1	正	座金	基本	150	±1625	200	200
⑥	アンカー2	タイプ 4-5	正	アンカー	薄	150	±1750	200	—
⑦	アンカー3	タイプ 4-1	正	アンカー	硬	150	±1750	200	—
⑧	アンカー4	タイプ 4-2	正	アンカー	基本	300	±1675	200	—
⑨	アンカー5	タイプ 4-3	正	アンカー	基本	150	±1750	600	—
⑩	座金 3	タイプ 2-3	正	座金	基本	150	±1625	200	700
⑪	(-)座金 1	タイプ 2-4	負	座金	基本	450	±1775	200	700
⑫	(-)アンカー1	タイプ 4-4	負	アンカー	基本	150	±1750	200	—
⑬	(-)座金 2	タイプ 3-2	負	座金	基本	150	±1625	200	200

度変位計により計測を行った。また、座金のひずみは、試験体幅方向の中心線上に 125mm 間隔で貼付した 3 枚のひずみゲージ (ゲージ長 : 3mm) により計測を行った。

また、載荷中には、試験体に発生したひび割れについても適宜観察した。一部の試験体については、圧力検知シートをゴム支承と反カブロック (はり) の間に挿入し

て、試験体からはりへの力の流れについても確認した。

#### d) 実験ケース

実験ケースの一覧を表-4.10に示す。実験ケース①および②の剛結ケースと単純支持ケースは比較用に設定したケースであり、実験ケース③～⑬は、取外し可能な接合方法を採用した場合のケースである。この中には、アンカー止め方式で床版をはりに接合したケース(③, ⑥～⑨)と座金止め方式で床版をはりに接合したケース(④, ⑤, ⑩)の2種類がある。アンカー止め方式の場合、実験ケース③を基本ケースとして、ゴム支承の厚さ(⑥)、ゴム硬度(⑦)、支承幅(⑧)、あるいはナットの締付け程度(⑨)を変化させた。一方、座金止め方式の場合、実験ケース④を基本ケースとして、かかり長(⑤)、あるいはゴム支承の位置(⑩)を変化させた。

実験ケース⑪～⑬は、揚圧力などにより床版部が負曲げを受ける場合を想定したケースであり、アンカー止め方式を1ケース(⑫)、かかり長の異なる座金止め方式を2ケース(⑪, ⑬)実施した。

以下に、各実験ケースの詳細を記す。

#### ①剛結ケース

本ケースでは、はり部と床版部を一体として製作したタイプ1試験体を用いて、床版部に正曲げを作用させた。リプレイサブル機能を付与するための部材接合方法(アンカー止め方式および座金止め方式)におけるはりと床版の一体性を評価する際の比較用として、接合程度が最も剛な状態を再現したものである。

#### ②単純支持ケース

本ケースは、反力ブロック(はり)の上にゴム支承を介してタイプ2試験体を載せただけの状態、床版部に正曲げを作用させたものである。取外し可能な接合方法を用いた場合のはりと床版の一体性を評価する際の比較用として、最も柔な状態を再現したものである。用いたゴム支承は、ゴム硬度が61度の基本タイプであり、幅150mmのゴム支承の中心が試験体中央から±1625(mm)の位置となるように反力ブロック(はり)上に配置した。よって、支承は、試験体中央から左右に1550～1700(mm)の範囲に位置する。

#### ③アンカー止めケースNo.1

本ケースは、リプレイサブル機能を付与できると考えられる部材接合方法のうち、試験体端部を貫通させたPC鋼棒をナットで締め付けることで反力ブロック(はり)と接合した状態で、床版部に正曲げを作用させたものである。用いた支承は、ゴム硬度が61度の基本タイプであり、幅150mmのゴム支承の中心は、試験体端部を貫通したPC鋼棒の位置と一致させている。よって、支承は、試験

体中央から左右に1675～1825(mm)の範囲に位置する。ナットによるPC鋼棒の締付け程度は、PC鋼棒の相対する2面に貼付した2枚のひずみゲージの計測値の平均が約200 $\mu$ となるように調整した。この実験ケース③は、以降のアンカー止めケースの基本ケースとした。

#### ④座金止めケースNo.1

本ケースでは、リプレイサブル機能を付与できると考えられる部材接合方法のうち、試験体端部を座金で押さえた上で、この座金を貫通させたPC鋼棒をナットで締め付けることで反力ブロック(はり)と接合し、床版部に正曲げを作用させた。用いた支承は、ゴム硬度が61度の基本タイプであり、幅150mmのゴム支承を3枚並べて用いた。ゴム支承の中心は、試験体中央から±1775(mm)の位置となるように反力ブロック(はり)上に配置した。よって、支承は、試験体中央から左右に1550～2000(mm)の範囲に位置する。ナットによるPC鋼棒の締付け程度は、PC鋼棒の相対する2面に貼付した2枚のひずみゲージの計測値の平均が約200 $\mu$ となるように調整した。また、床版試験体の反力ブロック(はり)へのかかり長は、700mmとした。この実験ケース④は、以降の座金止めケースの基本ケースとした。

#### ⑤座金止めケースNo.2

本ケースでは、④の座金止めケースNo.1に対して、試験体の反力ブロック(はり)へのかかり長を200mmと短くした。これにともなって、ゴム支承の幅が150mmとなり、支承の中心位置は試験体中央から±1625(mm)となった。よって、支承は、試験体中央から左右に1550～1700(mm)の範囲に位置する。他の条件については、座金止めケースNo.1と同一である。このケースの実験結果を④の座金止めケースNo.1の結果と比較することで、床版部のはり部へのかかり長が接合部の構造性能に及ぼす影響を調べることができる。

#### ⑥アンカー止めケースNo.2

本ケースでは、③のアンカー止めケースNo.1に対して、ゴム支承の厚さを小さくした。すなわち、ゴム支承に、厚さが5mmの薄型タイプを用いた。このように、ゴム支承を極端に薄くすることで、床版部が曲げ変形を受けるとすぐに床版部の底面が反力ブロック(はり)の角と接触する。これにより、角への接触が接合部の構造性能に及ぼす影響やスパン長が載荷途中で短くなる影響を調べることができる。他の条件については、③のアンカー止めケースNo.1と同一である。

#### ⑦アンカー止めケースNo.3

本ケースでは、③のアンカー止めケースNo.1に対して、ゴム支承の硬さを大きくした。すなわち、ゴム支承に、

ゴム硬度が97度の硬質タイプを用いた。他の条件については、アンカー止めケースNo. 1と同一である。このケースの実験結果を③のアンカー止めケースNo. 1の結果と比較することで、支承に用いるゴムの硬度が接合部の構造性能に及ぼす影響を調べることができる。

⑧アンカー止めケースNo. 4

本ケースでは、③のアンカー止めケースNo. 1に対して、ゴム支承の幅を150mmから300mmに大きくした。すなわち、③で用いたゴム支承（幅150mm）の内側にさらにもう1枚、幅150mmのゴム支承を設置した。これにより、試験体中心から左右に1525～1825（mm）の位置にゴム支承が位置した。他の条件については、③のアンカー止めケースNo. 1と同一である。このケースの実験結果を③のアンカー止めケースNo. 1の結果と比較することで、ゴム支承の幅が接合部の構造性能に及ぼす影響、もしくは、床版の見かけのスパン長が接合部の構造性能に及ぼす影響を調べることができる。

⑨アンカー止めケースNo. 5

本ケースでは、③のアンカー止めケースNo. 1に対して、ナットによるPC鋼棒の締付け程度を600 $\mu$ まで大きくした。他の条件については、アンカー止めケースNo. 1と同一である。このケースの実験結果を③のアンカー止めケースNo. 1の結果と比較することで、PC鋼棒による締付け程度が接合部の構造性能に及ぼす影響を調べることができる。

⑩座金止めケースNo. 3

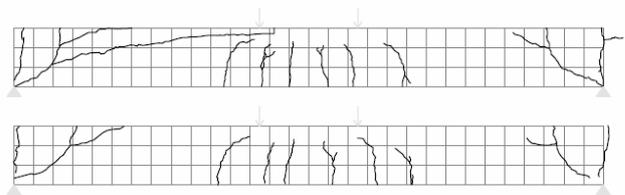
本ケースでは、④の座金止めケースNo. 1に対して、支承幅を450mmから150mmに小さくし、スパン内側に寄せて配置した。すなわち、ゴム支承は、試験体中央から左右に1550～1700（mm）の範囲に位置し、ゴム支承の中心位置は試験体中央から±1625（mm）となった。他の条件については、④の座金止めケースNo. 1と同一である。このケースの実験結果を④の座金止めケースNo. 1の結果と比較することで、ゴム支承の幅および設置位置が接合部の構造性能に及ぼす影響を調べることができる。

⑪（一）座金止めケースNo. 1

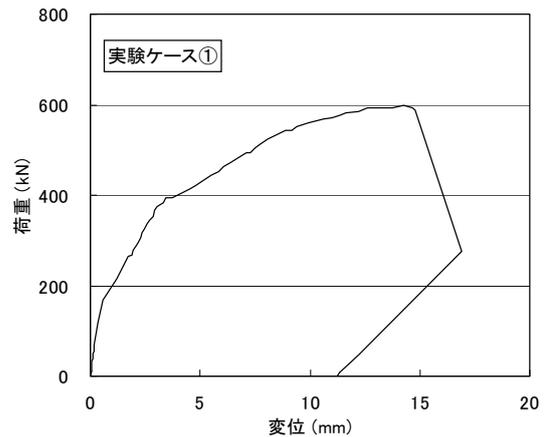
本ケースでは、座金止めケースの基本ケースである実験ケース④と同一の条件下で、負曲げを作用させた。これにより、座金を用いて床版部をはり部に接合した状態で、揚圧力などにより負曲げを受けたときの構造性能を調べることができる。なお、ケース名称の「（一）」は負曲げを意味している。

⑫（一）アンカー止めケースNo. 1

本ケースでは、アンカー止めケースの基本ケースである実験ケース③と同一の条件下で、負曲げを作用させた。これにより、ナットとPC鋼棒を用いて床版部をはり部に



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

図-4.7 実験ケース①（剛結ケース）

接合した状態で、揚圧力などにより負曲げを受けたときの構造性能を調べることができる。

⑬（一）座金止めケースNo. 2

本ケースでは、実験ケース⑤と同一の条件下で、負曲げを作用させた。このケースの実験結果を⑪の実験結果と比較することで、床版部のはり部へのかかり長が200mmと短い状態で負曲げを受けたときの構造性能を調べることができる。

4.2 実験結果と考察

(1) 各試験体の破壊過程と荷重－変位関係

以下に、各実験ケースごとに観察されたひび割れ発生状況および荷重－変位関係を示す。ここで、ひび割れ発生状況は載荷実験終了時のものであり、荷重－変位関係における変位は、床版試験体中央の鉛直方向変位であり、これ以降、たわみと称することとする。このたわみは、2つの側面において計測された鉛直変位の平均値であり、自重等による初期たわみ分を差し引いたものである。

また、ゴム支承と反力ブロック（はり）の間に挿入した圧力検知シートの観察結果によれば、局所的に圧力が作用した痕跡は見られず、ゴム支承と反力ブロック（はり）の間には概ね平均的に圧力が作用したことが確認で

きた。これより、アンカー止め方式でも座金止め方式でも、床版からはりへの力の伝達がゴム支承を通じて適切に行われていることが示された。

a) 実験ケース① (剛結ケース)

図-4.7に、実験ケース①のひび割れ発生状況と荷重-変位関係を示す。同図のひび割れ発生状況は、床版部のみの結果を示している、すなわち、ひび割れ発生状況図の端部がはり部との接合位置に相当している。

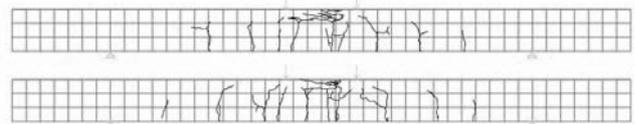
試験体の破壊過程としては、まず、荷重が119kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、その後荷重が169kNの時点で、はり部との接合位置において床版上面に負曲げによる曲げひび割れが発生した。この負曲げによる曲げひび割れは、床版の両端でほぼ同時に発生した。これらのひび割れ発生により、床版部の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が394kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、3.43mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が581kNの時点で、はり部との接合位置で上側主鉄筋が降伏した。その後も荷重が増加したが、荷重が600kNの時点で西側のせん断スパンにせん断ひび割れが急激に発生して耐力を失った。最大荷重時のたわみは、14.27mmであった。また、その時の試験体中央の圧縮縁のコンクリートひずみは約1600 $\mu$ で、圧壊には至らなかった。

b) 実験ケース② (単純支持ケース)

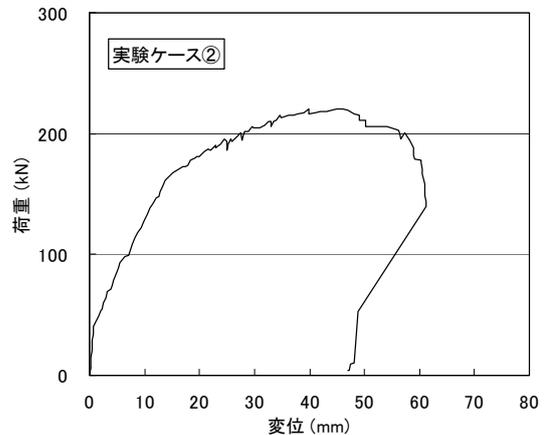
図-4.8に、実験ケース②のひび割れ発生状況と荷重-変位関係を示す。ひび割れ発生状況は、床版試験体側面の全面に対応している、すなわち、図中の $\Delta$ 印の位置が、反力ブロック (はり) の内面に相当している。これ以降、すべての実験ケースのひび割れ発生状況図における $\Delta$ 印は同様である。

試験体の破壊過程としては、まず、荷重が40 kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が161kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、13.84mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が215kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した。その後すぐに最大荷重 (220kN) に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。最大荷重時のたわみは、39.78mmであった。

なお、はり部との接合位置付近における鉄筋には、ひずみはほとんど発生せず、最大荷重作用時でも20 $\mu$ 以下で



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重-変位関係

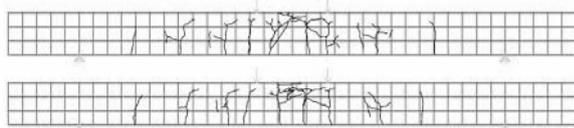
図-4.8 実験ケース② (単純支持ケース)

あった。よって、本実験ケースにおける支持条件は、単純支持状態を十分に再現していたと言える。

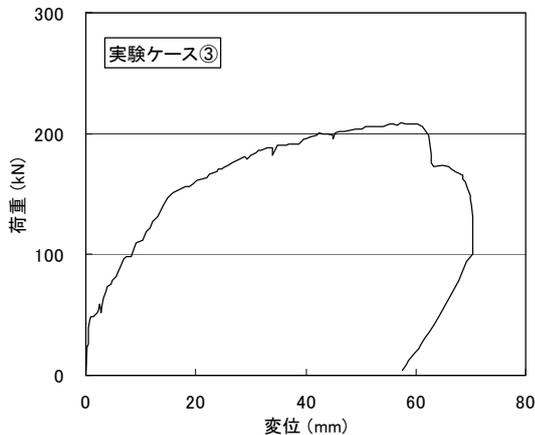
曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1200mmの範囲であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、曲げひび割れ発生までは試験体中央から約2300mmの位置であったが、主鉄筋の降伏時では1650~1750mm、最大荷重到達時では1600~1700mmと内側に寄っていった。これは、曲げひび割れ発生前のような載荷初期では、試験体のたわみ変形に加えて、ゴム支承が押しつぶれることに起因する試験体全体の沈下も生じているが、ゴム支承の押しつぶれ量が限界点に達すると、試験体のたわみ変形のみが生じるようになるためである。したがって、試験体の力学挙動を評価する際に用いるスパン長は、曲げひび割れ発生前までは2300mm、主鉄筋の降伏時は1700mm、最大荷重時は1650mmを用いるとよいと言える。実際のゴム支承の位置は、試験体中央から1550~1700 (mm) であることから、床版試験体の終局限界状態を評価する際には、ゴム支承の中心位置を支点と見なしてもよいと言える。

c) 実験ケース③ (アンカー止めケースNo. 1)

図-4.9に、実験ケース③のひび割れ発生状況と荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が40kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生



(a) ひび割れ発生状況



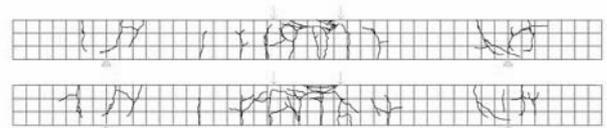
(b) 荷重－変位関係

図-4.9 実験ケース③ (アンカー止めケース No. 1)

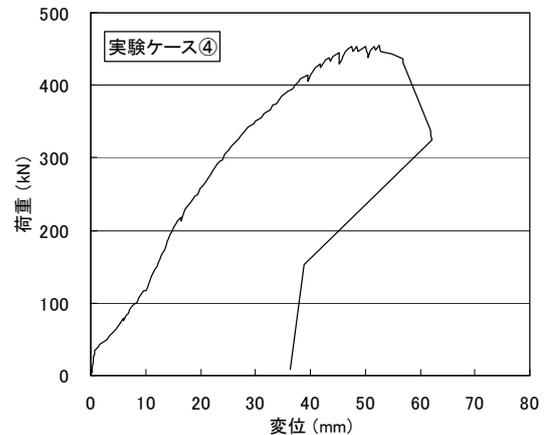
し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が151kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、15.79mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が181kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した。その後、最大荷重(209kN)に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。最大荷重時のたわみは、57.20mmであった。なお、ナットを用いて床版試験体端部を反力ブロック(はり)と接合したにもかかわらず、試験体端部上面にひび割れは発生しなかった。よって、試験体端部を接合したことによる負の曲げモーメントはほとんど発生していなかったものと推測される。

以上より、本ケースのひび割れ発生状況や破壊過程は、実験ケース②の単純支持ケースの場合とほぼ同様であり、本ケースのような条件下でナット止め方式により床版部をはり部に接合した場合には、床版部の支持条件は単純支持と見なしてよいと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1100mmの範囲であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、曲げひび割れ発生までは試験体中央から約1900mmの位置であったが、主鉄筋



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

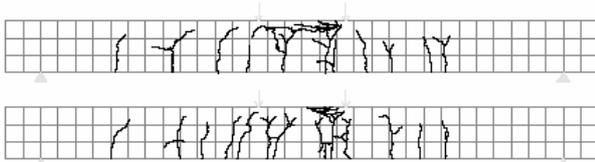
図-4.10 実験ケース④ (座金止めケース No. 1)

の降伏時から最大荷重到達時では1750~1800mmと内側に寄っていった。これは、実験ケース②でも見られた現象である。実際のゴム支承の位置は、試験体中央から1675~1825mmであり、接合用のPC鋼棒は同じく1750mmの位置にあることから、アンカー止めケースの床版試験体の終局限界状態を評価する際には、PC鋼棒位置を支点と見なしてもよいと言える。

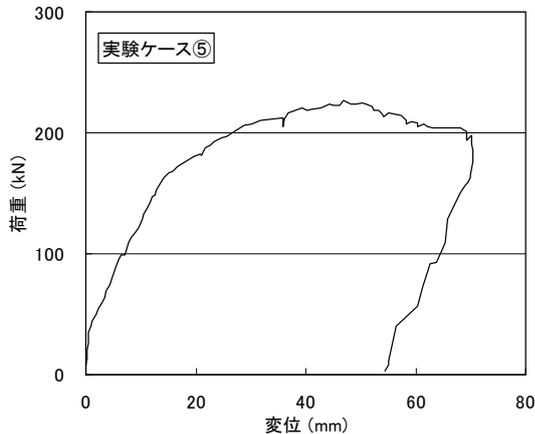
d) 実験ケース④ (座金止めケースNo. 1)

図-4.10に、実験ケース④のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が40kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が120kN、たわみが10mmの時点を超えて、荷重－変位関係の傾きが急激に変化した。この原因として、次のことが考えられる。すなわち、これ以前にはゴム支承が押しつぶれることでゴム支承上の試験体端部もたわみ変形をしていたが、この時点でゴム支承のつぶれ量が限界点に達して座金が有効に機能し始めたため、ゴム支承上の試験体端部に負の曲げモーメントが作用し始めて、見かけ上、支点が内側に移動してスパン長が短くなったためと考えられる。

続いて、荷重が200kNの時点で、東側の試験体端部の上面に曲げひび割れが発生した。これは、上述の負の曲げ



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

図-4.11 実験ケース⑤（座金止めケース No. 2）

モーメントにより発生したものである。荷重が219kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏した。この時のたわみは、16.59mmであった。その後、荷重が257kNの時点で西側の試験体端部の上面に曲げひび割れが発生した。次に、荷重が356kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した。その後、最大荷重（454kN）に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。最大荷重時のたわみは、47.65mmであった。負の曲げモーメントを受ける試験体端部では、主鉄筋の降伏は見られなかった。②の単純支持ケースや③のナット止めケースと比較して、主鉄筋降伏荷重や最大荷重が大きくなったのは、座金による試験体端部の拘束が機能したため、負曲げが発生し、試験体端部の上面にも曲げひび割れが発生したためである。これにより、見かけ上、支点が内側に移動し、スパン長が短くなったことから、荷重が増加したものと考えられる。

曲げひび割れが試験体下面から発生した領域は、試験体中央から左右に約800mmの範囲であった。また、主鉄筋のひずみ分布から曲げモーメントが0になる位置を推定したところ、曲げひび割れ発生までは試験体中央から約1900mmの位置であった。これは、ゴム支承の中心位置（1775mm）とほぼ一致する。試験体端部上面にひび割れが発生した後は、曲げモーメントが0になる位置は試験体

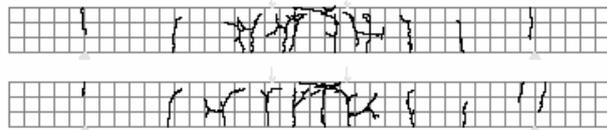
中央から1400～1500mmに移動した。その後、最大荷重近傍では、試験体中央から約1000mmの位置まで移動した。したがって、本ケースのような条件下で座金を用いて床版とはりを接合した場合の構造性能を評価するには、スパン長を曲げひび割れ発生までは1775×2（mm）、最大荷重到達までは1500×2（mm）、最大荷重時は1000×2（mm）とすればよいことがわかる。

e) 実験ケース⑤（座金止めケースNo. 2）

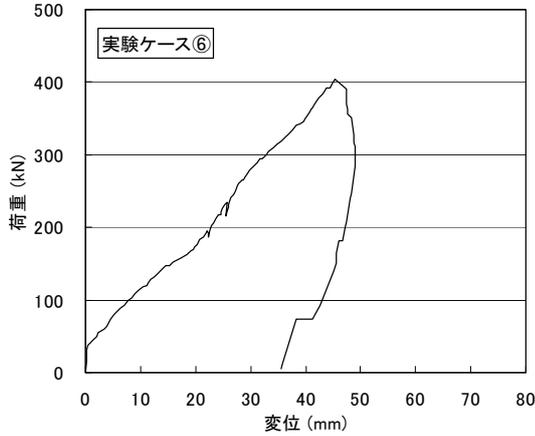
図-4.11に、実験ケース⑤のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が40kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。その後、荷重が162kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏した。この時のたわみは、14.23mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が221kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した。その後、最大荷重（226kN）に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。最大荷重時のたわみは、46.87mmであった。なお、座金を用いて床版試験体端部を反力ブロック（はり）と接合したにもかかわらず、試験体端部上面にひび割れは発生せず、主鉄筋のひずみも常に10 $\mu$ 以下であった。よって、試験体端部を接合したことによる負の曲げモーメントはほとんど発生していなかったものと推測される。

本ケースにおけるひび割れ発生状況や破壊過程は、実験ケース②の単純支持ケースの場合とほぼ同様であった。本ケースのような条件下で座金を用いて床版部をはり部に接合した場合には、床版部の支持条件は単純支持と見なしてよいと考えられる。同じく座金を用いた実験ケース④では、単純支持の時とは全く異なる挙動を示したが、本実験ケースでは、試験体のはり部へのかかり長が短かく、座金が試験体端部を十分に押さえつけることができなかったため、結果的に座金による拘束が十分に機能せず、単純支持の場合と同様の結果となったと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1100mmの範囲であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、載荷実験中を通して、試験体中央から1650～1750mmでほとんど変化がなかった。実際のゴム支承の位置は、試験体中央から1550～1700mm（中心位置1625mm）であり、座金接合用のPC鋼棒は1750mmの位置にあることから、本ケースのように、かかり長が短い条件下で座金を用いて接合した場合、床版端部を支点とした単純支持ばりとして構造性能を評価してよいと言える。



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

図-4.12 実験ケース⑥（アンカー止めケース No. 2）

f) 実験ケース⑥（アンカー止めケースNo. 2）

図-4.12に、実験ケース⑥のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が40kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。その後、荷重が163kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏した。この時のたわみは、18.43mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が163kNの時点を超え、荷重－変位関係の傾きが急激に変化した。この原因として、次のことが考えられる。すなわち、本ケースでは薄いゴム支承を用いたため、試験体の曲げ変形がこの段階まで進行すると、試験体底面が反力ブロック（はり）の角に接触してしまい、見かけ上、支点が内側に移動してスパン長が短くなったためと考えられる。その結果、ゴム支承上の試験体端部には負の曲げモーメントが作用したものと考えられる。

その後は、スパン長が見かけ上短くなったため、耐力が増加し続けたが、荷重が315kNの時点で、東側の試験体端部の上面に曲げひび割れが発生した。これは、上述の負の曲げモーメントにより発生したものである。このひび割れ発生により、荷重－変位関係の傾きが若干緩やかになり、試験体の曲げ変形が進行し、荷重が363kNの時点

で、等曲げモーメント区間で上側主鉄筋が降伏した。この後、荷重が378kNの時点で西側の試験体端部の上面に、負の曲げモーメントに起因する曲げひび割れが発生した。最終的に、荷重が403kNの時点で、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊して、最大荷重を迎えた。この時のたわみは、45.43mmであった。なお、負の曲げモーメントを受ける試験体端部では、主鉄筋の降伏は見られなかった。また、試験体底面が反力ブロック（はり）の角に接触したため、はりブロックのその部分が大きく損傷した。

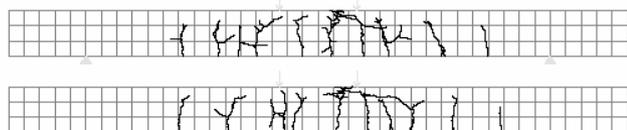
②の単純支持ケースや③のアンカー止めケースNo. 1と比較して、主鉄筋降伏荷重に変化はなかったが、最大荷重は大幅に増加した。これは、薄いゴム支承を用いたために、試験体底面がはり部の角に接触したため、負曲げが発生し、見かけ上、支点が内側に移動し、スパン長が短くなったためと考えられる。

以上より、本ケースのような条件下でアンカー止め方式により床版部をはり部に接合した場合には、主鉄筋の降伏までは、実験ケース③と同様に、床版部の支持条件は単純支持と見なしてよいが、それ以降は、試験体端部における負曲げを考慮して、スパン長を短くして検討を行う必要があると言える。ただし、はりブロックと試験体の接触部に著しい損傷が発生する可能性が高いことから、このような薄いゴム支承の使用は避けることが望ましい。

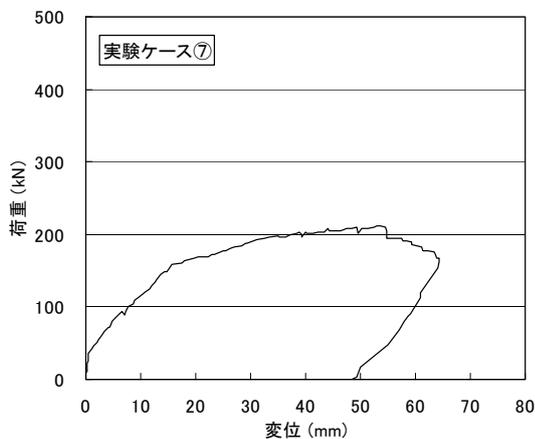
曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1100mmの範囲であり、実験ケース③と同程度であった。また、主鉄筋のひずみ分布から曲げモーメントが0になる位置を推定したところ、曲げひび割れ発生までは試験体中央から1700～1800mmの位置であった。これは、接合用PC鋼棒の位置（1750mm）とほぼ一致する。主鉄筋が降伏した後は、曲げモーメントが0になる位置は試験体中央から1400～1500mmに移動した。その後、最大荷重近傍では、試験体中央から800～1300mmの位置まで移動した。この位置は、ひび割れ発生状況に大きく左右された。したがって、本ケースのような条件下でナットを用いて床版とはりを接合した場合の構造性能を評価するには、スパン長を曲げひび割れ発生までは1750×2（mm）、最大荷重到達までは1500×2（mm）、最大荷重時は1000×2（mm）とすればよいと考えられる。

g) 実験ケース⑦（アンカー止めケースNo. 3）

図-4.13に、実験ケース⑦のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が43kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が159kNの時点で、等曲げモー



(a) ひび割れ発生状況



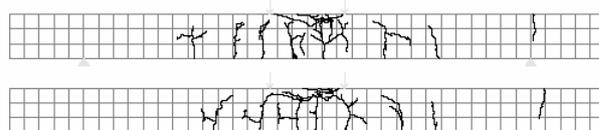
(b) 荷重－変位関係

図-4.13 実験ケース⑦（アンカー止めケース No. 3）

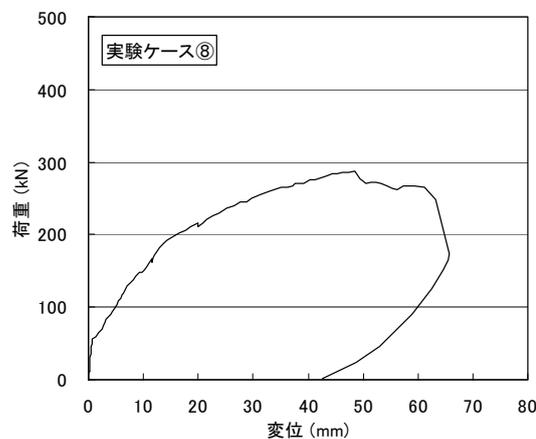
メント区間で下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、15.78mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が197kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した。その後、最大荷重（212kN）に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。最大荷重時のたわみは、53.02mmであった。なお、アンカーボルトを用いて試験体端部を反力ブロック（はり）と接合したにもかかわらず、試験体端部上面にひび割れは発生しなかった。よって、試験体端部を接合したことによる負の曲げモーメントはほとんど発生していなかったものと推測される。実際、はりとの接合部に貼付した主鉄筋のひずみの計測値は、常に10 $\mu$ 以下であった。

以上より、本ケースのひび割れ発生状況や破壊過程は、実験ケース②の単純支持ケースや実験ケース③のアンカー止め方式の基本ケースの場合とほぼ同様であり、ゴム支承のゴム硬度を本ケースのように大きくしたとしても、床版部の支持条件は単純支持と見なしてよいと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1200mmの範囲であり、実験ケース③と同程度であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、載荷実験中を通して、試験体中央から1700～



(a) ひび割れ発生状況



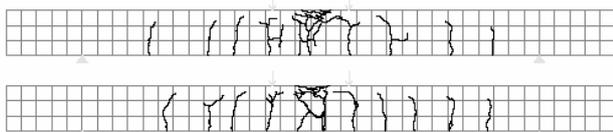
(b) 荷重－変位関係

図-4.14 実験ケース⑧（アンカー止めケース No. 4）

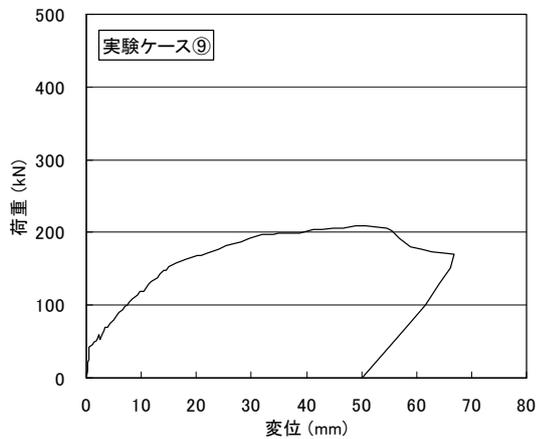
1800mmであった。この位置は、ゴム支承の位置は（試験体中央から1675～1825mm）、接合用PC鋼棒の位置（1750mm）と一致する。実験ケース③では、試験体の曲げ変形の進行とともにたわみが0の位置が試験体の内側に寄っていたが、本ケースではそのような傾向は見られなかった。これは、ゴム支承が硬かったために、荷重が作用してもゴム支承が押しつぶれずに、載荷初期の状態を保持したためと考えられる。以上より、本ケースのように硬いゴム支承を用いてアンカー止め方式で接合した床版の構造性能は、PC鋼棒位置を支点と見なして検討することができると言える。

h) 実験ケース⑧（アンカー止めケースNo. 4）

図-4.14に、実験ケース⑧のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が55kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が193kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、14.23mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が250kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した。その後、最大荷重（287kN）に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。最大荷重時のたわみは、48.45mmであった。最



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

図-4.15 実験ケース⑨（アンカー止めケース No.5）

大荷重到達と同時に、東側の試験体端部の上面に曲げひび割れが発生した。これは、試験体が著しく曲げ変形したことで、ゴム支承上において負の曲げモーメントが発生したためと考えられる。実験ケース③のアンカー止めケースNo.1と比較して、ひび割れ発生荷重、主鉄筋降伏荷重および最大荷重が大きくなったのは、ゴム支承の幅を広げて、試験体内側に寄せて配置したことで、スパン長が短くなったためと考えられる。

以上をまとめると、実験ケース②や実験ケース③と比較して最大荷重等の耐荷性能が向上したものの、ひび割れ発生状況や破壊過程はほぼ同様であった。したがって、ゴム支承の幅を広げて内側に寄せて配置した場合の床版の構造性能は、スパン長を適切に短く設定した上で、床版部の支持条件を単純支持と見なして検討してよいと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約900mmの範囲であり、実験ケース③と比較して狭くなった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、曲げひび割れ発生までは試験体中央から1700～1850mmの位置であったが、主鉄筋の降伏時から最大荷重到達時には1600～1700mmと内側に寄っていった。これは、実験ケース③でも見られた現象である。実際のゴム支承の位置は、試験体中央から1550～1850mmであり、接合用のPC鋼棒は同じく1750mmの位置にあることを考慮

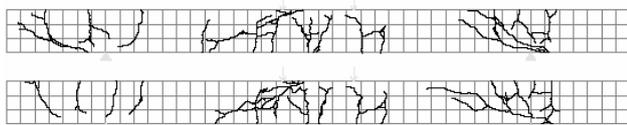
すれば、PC鋼棒位置を支点と見なすのではなく、若干内側（例えば、ゴム支承の中心位置の試験体中央から1700mm）に支点を設定して構造性能を評価することが望ましいと考える。

i) 実験ケース⑨（アンカー止めケースNo.5）

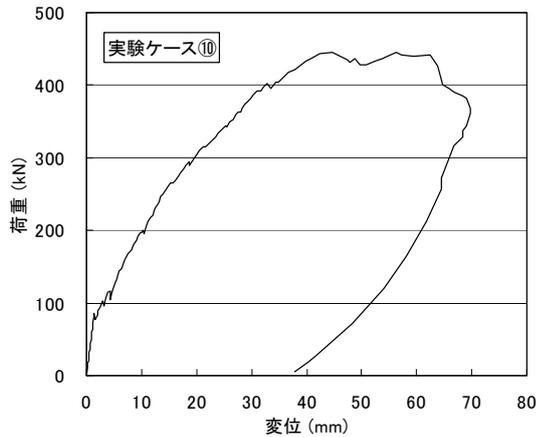
図-4.15に、実験ケース⑨のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が42kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が143kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、13.40mmであった。この後も、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が引張力を分担することで荷重が増加したが、荷重が187kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した。その後、最大荷重（210kN）に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊した。最大荷重時のたわみは、50.78mmであった。なお、ナットを用いて床版試験体端部を反力ブロック（はり）と接合したにもかかわらず、試験体端部上面にひび割れは発生しなかった。よって、試験体端部を接合したことによる負の曲げモーメントはほとんど発生していなかったものと推測される。実際、はりとの接合部に貼付した主鉄筋のひずみの計測値は、常に20 $\mu$ 以下であった。

以上より、本ケースのひび割れ発生状況や破壊過程は、実験ケース②の単純支持ケースや実験ケース③のアンカー止め方式の基本ケースの場合とほぼ同様であり、ナットによる締付け程度をPC鋼棒の発生ひずみで600 $\mu$ 程度と大きくしたとしても、床版部の支持条件は単純支持と見なしてよいと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1200mmの範囲であり、実験ケース③と同程度であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、載荷実験中を通して、試験体中央から1700～1800mmであった。この位置は、ゴム支承の位置（試験体中央から1675～1825mm）、接合用PC鋼棒の位置（1750mm）と一致する。実験ケース③では、試験体の曲げ変形の進行とともにたわみが0の位置が試験体の内側に寄っていったが、本ケースではそのような傾向は見られなかった。これは、ナットによる締付け程度を大きくしたことにより、載荷実験前に既にゴム支承がある程度押しつぶれてしまったため、載荷実験中にゴム支承の変形状態が変わらずに、見かけの支点位置が動かなかったためと考えられる。これは、硬質のゴム支承を用いた場合（実験ケース⑦）にもみられた現象である。以上より、本ケースのようにナットによる締付け程度を大きくして接合した床



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

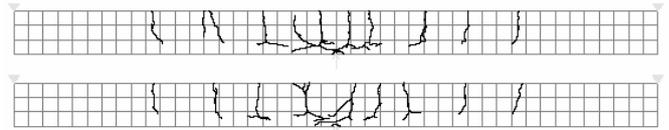
図-4.16 実験ケース⑩ (座金止めケース No. 3)

版の構造性能は、PC鋼棒位置を支点と見なして検討することができると言える。

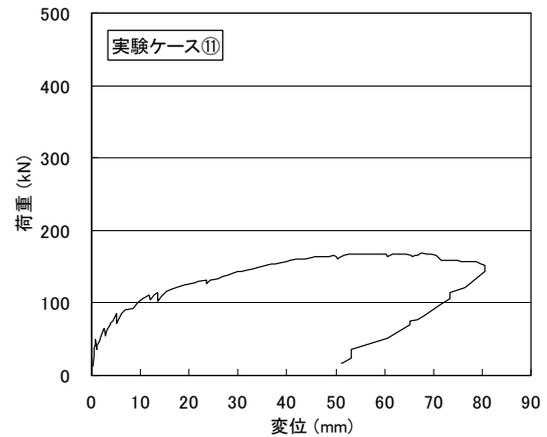
j) 実験ケース⑩ (座金止めケースNo. 3)

図-4.16に、実験ケース⑩のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が85kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。続いて、荷重が168kNの時点で東側の試験体端部の上面に、荷重が260kNの時点で西側の試験体端部の上面に、曲げひび割れが発生した。これは、ゴム支承上に発生した負の曲げモーメントに起因したものである。試験体両端の上面に曲げひび割れが生じたことで、試験体のスパン長が見かけ上短くなり、荷重－変位関係や荷重－ひずみ関係の傾きが変化した。

荷重が388kNの時点で、等曲げモーメント区間で下側主鉄筋が降伏した。この時のたわみは、30.31mmであった。続いて、荷重が417kNの時点で、試験体中央の圧縮縁コンクリートが圧壊し、荷重が437kNの時点で、等曲げモーメント区間の上側主鉄筋が降伏した後、最大荷重 (446kN) に到達した。この時のたわみは、44.77mmであった。最大荷重到達後に、西側のゴム支承上で上側主鉄筋が降伏した。④の座金止め方式の基本ケースと比較して、主鉄筋降伏荷重や最大荷重が大きくなったのは、座金による試験体端部の拘束が載荷初期から有効に機能したため、見



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

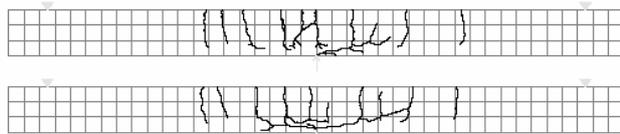
図-4.17 実験ケース⑪ ((-) 座金止めケース No. 1)

かけ上、支点が内側に移動し、スパン長が短くなったためと考えられる。

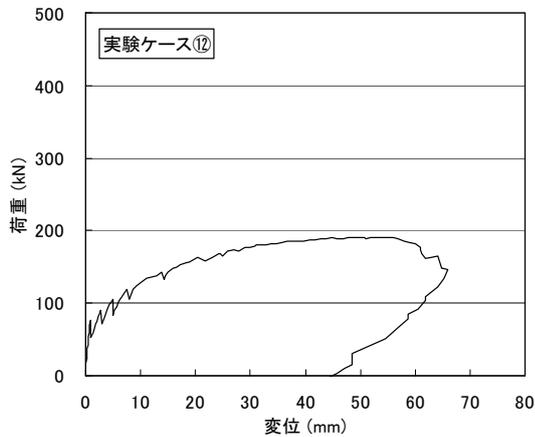
曲げひび割れが試験体下面から発生した領域は、実験ケース④と同様に、試験体中央から左右に約800mmの範囲であった。また、主鉄筋のひずみ分布から曲げモーメントが0になる位置を推定したところ、曲げひび割れ発生までは試験体中央から1600～1700mmの位置であった。これは、ゴム支承の中心位置 (1625mm) とほぼ一致する。試験体両端の上面に曲げひび割れが発生した後は、最大荷重到達まで、曲げモーメントが0になる位置は試験体中央から900～1000mmに移動した。したがって、本ケースのような条件下で座金を用いて接合した床版の構造性能を評価するには、スパン長を曲げひび割れ発生までは1625×2 (mm)、その後、最大荷重到達までは1000×2 (mm)とすればよいと言える。

k) 実験ケース⑪ ((-) 座金止めケースNo. 1)

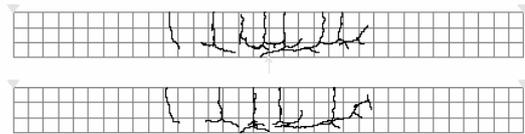
図-4.17に、実験ケース⑪のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が50kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が120kNの時点で、等曲げモーメント区間で上側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、16.51mmであった。その後、最大荷重 (168kN) に到達し、試験体中央の圧縮縁コンクリートが



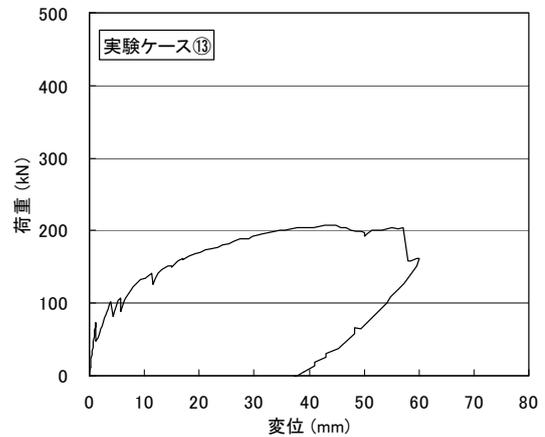
(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係



(a) ひび割れ発生状況



(b) 荷重－変位関係

図-4.18 実験ケース⑫ ((-) アンカー止めケース No. 1)

圧壊した。最大荷重時のたわみは、57.64mmであった。最大荷重到達後、たわみが79.75mmとなったときに、等曲げモーメント区間の下側主鉄筋が降伏した。

以上より、座金止め方式により試験体をはり部に接合した状態で、負曲げを作用させた場合でも、典型的な曲げ破壊が生じることが確認された。したがって、このような場合の構造性能を評価するためには、スパン長を適切に設定した上で、床版部の支持条件を単純支持と見なして検討してよいと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1300mmの範囲であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、曲げひび割れ発生から最大荷重到達まで、試験体中央から2200～2250mmで変化がなかった。この位置は、座金接合用のPC鋼棒の位置(2250mm)とほぼ一致した。よって、座金を用いて接合した床版が負曲げを受ける時の構造性能を評価する際は、PC鋼棒位置を支点と見なせばよいと考えられる。

1) 実験ケース⑫ ((-) アンカー止めケースNo. 1)

図-4.18に、実験ケース⑫のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が76kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が124kNの時点で、等曲げモーメント区間で上側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。

図-4.19 実験ケース⑬ ((-) 座金止めケース No. 2)

この時のたわみは、9.21mmであった。その後、荷重が157kNの時点で、等曲げモーメント区間の下側主鉄筋が降伏し、試験体中央の圧縮縁コンクリートの圧壊とともに、最大荷重(191kN)に到達した。

以上より、アンカー止め方式により試験体をはり部に接合した状態で、負曲げを作用させた場合でも、典型的な曲げ破壊が生じることが確認された。したがって、このような場合の構造性能を評価するためには、スパン長を適切に設定した上で、床版部の支持条件を単純支持と見なして検討してよいと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約1000mmの範囲であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、曲げひび割れ発生から最大荷重到達まで、試験体中央から1700～1800mmで変化がなかった。この位置は、接合用PC鋼棒の位置(1750mm)と一致した。よって、ナットを用いて接合した床版が負曲げを受ける時の構造性能を評価する際は、PC鋼棒位置を支点と見なせばよいと考えられる。

k) 実験ケース⑬ ((-) 座金止めケースNo. 2)

図-4.19に、実験ケース⑬のひび割れ発生状況と荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が74kNの時点で試験体中央付近に曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が146kNの時点で、等曲げモー

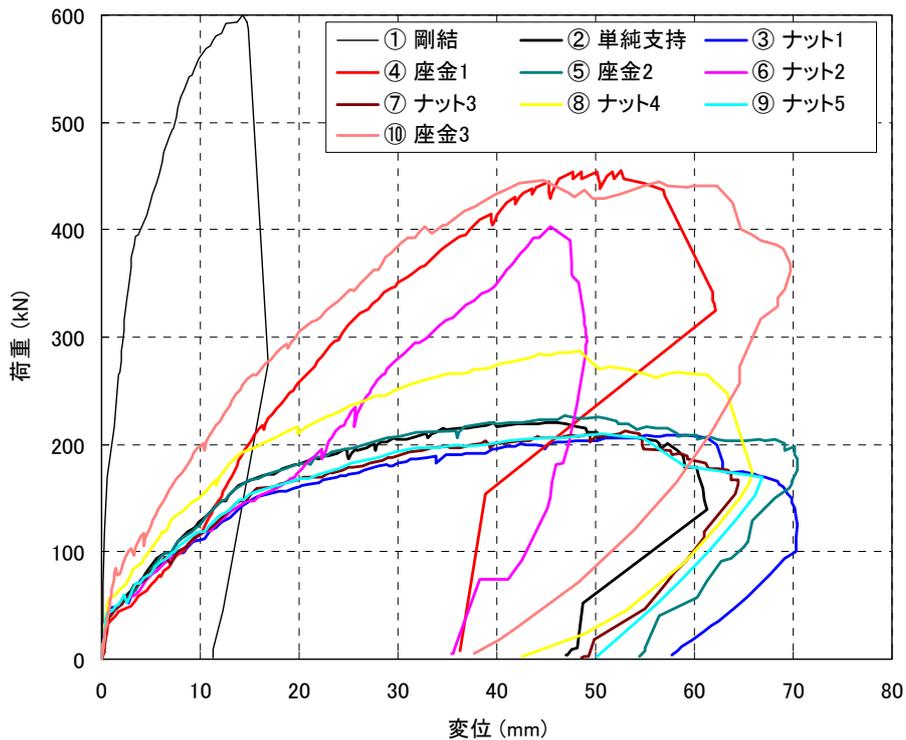


図-4.20 荷重-変位関係（正曲げ）

メント区間で上側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、13.17mmであった。その後、荷重が186kNの時点で、等曲げモーメント区間の下側主鉄筋が降伏し、試験体中央の圧縮縁コンクリートの圧壊とともに、最大荷重（207kN）に到達した。

以上より、座金を用いて床版試験体をはり部に接合した状態で負曲げを作用させた場合、かかり長が本ケースのように短くても、典型的な曲げ破壊が生じることが確認された。したがって、このような場合の構造性能を評価するためには、スパン長を適切に設定した上で、床版部の支持条件を単純支持と見なして検討してよいと考えられる。

曲げひび割れが発生した領域は、試験体中央から左右に約700mmの範囲であった。また、たわみが0になる位置をたわみ分布から推定したところ、曲げひび割れ発生から最大荷重到達まで、試験体中央から1700～1800mmで変化がなかった。この位置は、座金接合用のPC鋼棒の位置（1750mm）とほぼ一致した。よって、座金を用いて接合した床版が負曲げを受ける時の構造性能を評価する際は、PC鋼棒位置を支点と見なせばよいと考えられる。

## (2) 荷重-変位関係の比較

### a) 正曲げを受ける試験体

正曲げを作用させた載荷実験より得られた荷重-変位

関係を図-4.20に重ねて示す。これによれば、実験ケース①の剛結ケースの場合には、床版部の支持条件が他のケースと著しく異なっているため、荷重-変位関係もまったく異なる様相を呈した。すなわち、床版部が両端固定ばりのように挙動したため、剛性や最大荷重が他のケースよりも著しく大きくなった。また、最大荷重到達時にせん断破壊したため、急激に耐力を失い、脆性的な破壊形態を示した。荷重-変位曲線は、曲げ降伏後のせん断破壊を呈する鉄筋コンクリートはりに特徴的な形状となった。

一方、実験ケース⑥のアンカー止めケースNo.2（薄いゴム支承を用いたケース）以外のアンカー止めケースとかかり長が短い座金止めケース（実験ケース⑤）は、実験ケース②の単純支持ケースとほぼ同様な荷重-変位関係を示した。これらのケースの荷重-変位曲線は、曲げ破壊する鉄筋コンクリートはりに典型的に見られるものである。

また、剛性や最大荷重に10%程度の違いが見られるが、これは、支承条件等の違いにより支点位置が各ケース間で若干異なったためと考えられる。したがって、これらの方法により床版をはりと接合した場合には、床版部を単純支持ばりとして取り扱ってよいものと考えられる。

実験ケース④、⑥および⑩では、②の単純支持ケース

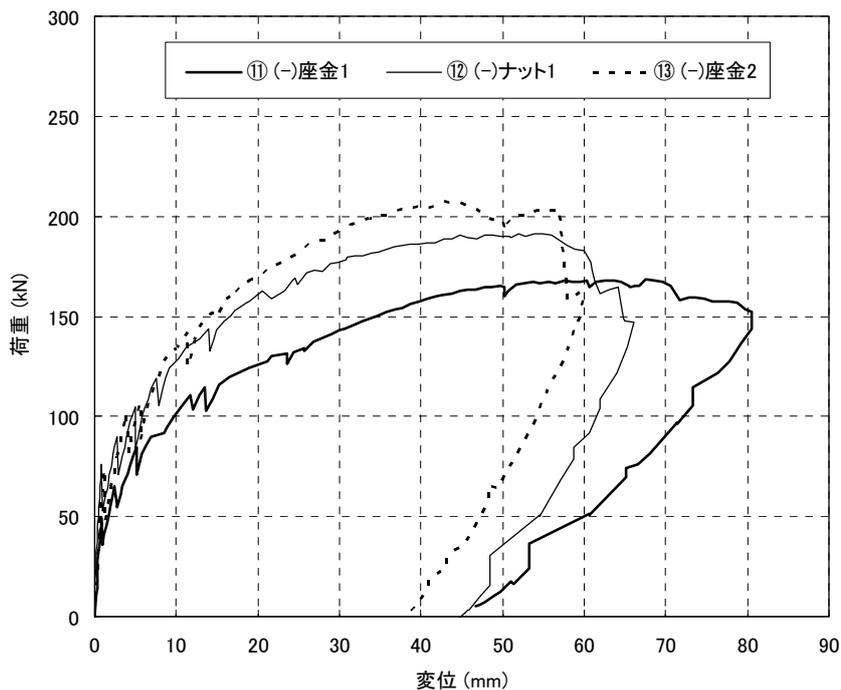


図-4.21 荷重－変位関係（負曲げ）

よりも最大荷重が大きくなった。実験ケース④は座金止めケースの基本ケースであるが、この場合、座金による床版端部の接合が十分であったため、その部分で負曲げが発生し、スパン長が短くなったことで、最大荷重が増加した。しかし、載荷初期には床版の曲げ変形が進んでいなかったため、座金による接合が効かずに、単純支持ケースと同様の挙動を示した。実験ケース⑥は薄いゴム支承を用いてアンカー止めたケースであるが、この場合、床版底面が反力ブロック（はり）の角に接触して、そこが支点となることで、スパン長が短くなったことで、最大荷重が増加した。しかし、載荷初期には床版の曲げ変形が進んでいなかったため、反力ブロックへの接触が起こらずに、単純支持ケースと同様の挙動を示した。一方、実験ケース⑩では、ゴム支承を試験体の内側に寄せて配置して座金接合したケースであるが、この場合、載荷初期からゴム支承位置が支点となり、その部分で負曲げが発生し、スパン長が短くなったことで、剛性および最大荷重ともに増加した。

b) 負曲げを受ける試験体

負曲げを作用させた載荷実験より得られた荷重－変位関係を図-4.21に重ねて示す。これによれば、実験ケース⑪～⑬のいずれのケースにおいても、同様な荷重－変位関係が得られた。剛性や最大荷重に20%程度の違いが見られるが、これは、支承条件等の違いにより支点位置が各

ケース間で異なったためと考えられる。したがって、アンカー止め方式や座金止め方式により床版をはりと接合した場合、負曲げを受けたとしても床版部に異常な変形や損傷は発生せず、荷重－変位曲線から典型的な曲げ破壊を呈することがわかった。よって、この場合の構造性能を評価する際には床版部を単純支持ばりとして取り扱ってよいものと考えられる。

(3) 計算値との比較

載荷実験により得られた各試験体の耐荷性（曲げひび割れ発生荷重、主鉄筋降伏荷重および最大荷重）を、はりの曲げ理論によって得られる計算値<sup>7)</sup>と比較した。その結果を表-4.11に示す。

表中のスパン長は、計算に用いたせん断スパン長であり、(1)で示したとおり、載荷実験結果により得られたひび割れ発生状況やたわみ分布に基づいて、各試験体ごとに適切な値を設定した。また、ひび割れ発生荷重および主鉄筋降伏荷重の算出にあたっては、圧縮側主鉄筋は無視したが、最大荷重の算出にあたっては、これを考慮した。これは、圧縮側主鉄筋のひずみ計測結果によれば、最大荷重近傍では降伏ひずみを超える大きい引張ひずみが発生していた試験体がほとんどであったためである。コンクリートおよび鉄筋の力学特性については、4.1で示したものをを用いた。

同表において、実験値が計算値を下回ったケースを斜

表-4.11 実験値と計算値の比較

実験ケース		項目	ひび割れ発生荷重	主鉄筋降伏荷重	最大荷重
①	剛 結	実験値 (kN)	119	394	600
		計算値 (kN)	161	360	411
		(スパン長 (mm))	(625)	(625)	(625)
②	単純支持	実験値 (kN)	40	161	220
		計算値 (kN)	49	155	184
		(スパン長 (mm))	(2050)	(1450)	(1400)
③	アンカー止め No. 1	実験値 (kN)	40	151	209
		計算値 (kN)	61	150	171
		(スパン長 (mm))	(1650)	(1500)	(1500)
④	座金止め No. 1	実験値 (kN)	40	219	454
		計算値 (kN)	66	180	343
		(スパン長 (mm))	(1525)	(1250)	(750)
⑤	座金止め No. 2	実験値 (kN)	40	162	226
		計算値 (kN)	69	155	177
		(スパン長 (mm))	(1450)	(1450)	(1450)
⑥	アンカー止め No. 2	実験値 (kN)	40	163	403
		計算値 (kN)	67	180	343
		(スパン長 (mm))	(1500)	(1250)	(750)
⑦	アンカー止め No. 3	実験値 (kN)	43	159	212
		計算値 (kN)	67	150	171
		(スパン長 (mm))	(1500)	(1500)	(1500)
⑧	アンカー止め No. 4	実験値 (kN)	55	193	287
		計算値 (kN)	61	150	177
		(スパン長 (mm))	(1650)	(1450)	(1450)
⑨	アンカー止め No. 5	実験値 (kN)	42	143	210
		計算値 (kN)	67	150	171
		(スパン長 (mm))	(1500)	(1500)	(1500)
⑩	座金止め No. 3	実験値 (kN)	85	388	446
		計算値 (kN)	73	300	343
		(スパン長 (mm))	(1375)	(750)	(750)
⑪	(一) 座金止め No. 1	実験値 (kN)	50	120	168
		計算値 (kN)	45	100	114
		(スパン長 (mm))	(2250)	(2250)	(2250)
⑫	(一) アンカー止め No. 1	実験値 (kN)	76	124	191
		計算値 (kN)	57	129	147
		(スパン長 (mm))	(1750)	(1750)	(1750)
⑬	(一) 座金止め No. 2	実験値 (kN)	74	146	207
		計算値 (kN)	57	129	147
		(スパン長 (mm))	(1750)	(1750)	(1750)

体で示したが、そのほとんどがひび割れ発生荷重である。これは、計算時に試験体の自重（約25kN）を考慮しなかったためと考えられる。負曲げを受けるケースでは、自重の影響がキャンセルされるので、実験値は計算値を上回った。主鉄筋降伏荷重で実験値が計算値を下回ったケースが3つあるが、その差はいずれも10%以下であった。最大荷重はすべてのケースで実験値が最大値を上回った。

以上より、リプレイサブル機能を付与した部材接合方

法により床版をはりに接合した時の床版の耐荷性については、せん断スパン長を適切に設定すれば、はりの曲げ理論に基づいて概ね評価できることがわかった。

#### 4.3 まとめ

本載荷実験では、リプレイサブル機能を付与できると考えられる部材接合方法（アンカー止め方式および座金止め方式）を対象として、この方法ではりに接合された

床版の構造性能を明らかにした。さらに、得られた実験結果に基づいて、床版の構造性能を的確に評価するための支持条件や境界条件を示した。以下に、実験により得られた主な知見を示す。

- ・アンカー止め方式により接合した場合でも、座金止め方式により接合した場合でも、支承条件等を適切に設定すれば、典型的な曲げ破壊を生じさせることが可能であり、棧橋上部工の床版とはりの接合方法として十分に適用できる。
- ・アンカー止め方式を適用した場合、床版をモデル化した試験体は、接合用PC鋼棒の位置を支点とした単純支持ばりとして取り扱ってよい。
- ・ゴム支承の厚さが小さい場合、床版が曲げ変形した際に、床版底面がはりの角に接触してしまい、床版の力学挙動に影響を及ぼすだけでなく、はりに著しい損傷が生じる恐れがある。よって、ゴム支承にはある程度以上の厚さ（例えば、20mm）が必要である。
- ・ゴム支承のゴム硬度や設置位置、あるいは、ナットによる締付け程度は、床版の構造性能にあまり影響しない。
- ・座金止め方式を適用した場合、ゴム支承上で負曲げが発生するため、単純支持ばりというよりは、両端固定ばりに近い挙動を示す。よって、床版の構造性能を的確に評価するためには、スパン長を適切に設定する必要がある。本実験の範囲では、床版の全長のおおよそ半分をスパンと考えればよい。
- ・はりへのかかり長が短い状態で、座金止め方式を適用した場合、座金による床版端部の拘束は十分でなくなり、単純支持ばりに近い挙動を示すようになる。
- ・アンカー止め方式の場合でも、座金止め方式の場合でも、揚圧力等の下からの荷重により床版が負曲げを受けたときの挙動は単純支持ばりとして考えることが可能であり、接合部等に異常な変形や損傷は認められない。

## 5. 床版モデル試験体を用いた載荷実験

### 5.1 部材接合方法に関する検討

4.で、リプレイサブル機能を付与できるプレキャスト床版の接合方法として、アンカー止め方式と座金止め方式を取り上げて、部材接合部に着目した載荷実験を行った。その結果、いずれの方式によっても、支承条件等を適切に設定すれば、床版を曲げ破壊させることが可能であり、棧橋上部工の床版とはりの接合方法として十分に適用できることが確認された。

しかし、実施工での床版架設を考えると、アンカー止め方式を採用した場合、

- ・床版に孔あけ加工を施さなければならないこと。
- ・アンカー設置位置をはりと床版の出来形を考慮して精度良く決めなければならないこと。
- ・架設時に床版に設けた孔にアンカーを通さなければならないこと。

などの施工上の制約条件が多くなることが懸念される。一方の座金止め方式によれば、アンカー設置位置の誤差や床版の据付け精度等に関する制約条件がアンカー止め方式よりも緩く、余裕をもった施工が可能であると判断される。よって、以上のことを総合的に判断して、本研究ではこれ以降、床版とはりの接合方式として、座金止め方式を検討することとした。

そこで、座金留め方式によりはりに接合された床版の構造性能を明らかにするため、より実際の棧橋上部工の構造形式に近い床版モデル試験体を用いた載荷実験を行った。実験においては、床版試験体をはりブロックに座金止め方式により接合し、床版に対して正曲げあるいは負曲げを作用させた。このとき、ゴム支承の連続性および位置、座金による接合程度、床版の辺長比、接合辺数を変化させた実験ケースを設けて、これらが床版の破壊性状や構造性能に及ぼす影響を調べた。

また、プレキャスト部材の高性能化（高剛性化、高耐久化、軽量化）を目的として、短繊維補強コンクリートおよび軽量コンクリートの適用可能性を検討した。短繊維補強コンクリートは、引張あるいはせん断荷重作用下におけるコンクリートの力学性能を改善するとともに、ひび割れ幅の低減にも寄与できることから、部材の高剛性化および高耐久化を比較的 low コストで、かつ、著しい施工上の困難もなく実現できるものである<sup>8)</sup>。軽量コンクリートは、床版架設時のクレーン等の重機の簡素化を目的として、プレキャスト床版の軽量化を実現できるものである<sup>9)</sup>。

### 5.2 実験概要

#### (1) 試験体

##### a) 種類および数量

表-5.1に、実験に用いた床版をモデル化した試験体（以下、床版試験体と呼ぶ）の一覧を示す。用いたコンクリートは3種類で、普通コンクリート製（N）、軽量コンクリート製（L）および短繊維補強コンクリート製（F）である。試験体の形状・寸法については、辺長比が1:1のケースは1.5×1.5×0.15（m）とし、辺長比が1:2のケースは0.9×1.5×0.15（m）とした。試験体数量は、合計で12体

表-5.1 試験体一覧

ケース	接合方法	コンクリート 種類	载荷 方向	試験体 辺長比	支承条件		締付け 程度
					連続性	位置	
CASE 1	— (単純支持)	普通	正曲げ	1:1	断続	通常	—
CASE 2	座金	普通	正曲げ	1:1	断続	通常	通常
CASE 3	座金	短繊維補強	正曲げ	1:1	断続	通常	通常
CASE 4	座金	軽量	正曲げ	1:1	断続	通常	通常
CASE 5	座金 (1辺無拘束)	普通	正曲げ	1:1	断続	通常	通常
CASE 6	座金	短繊維補強	正曲げ	1:1	断続	内側	通常
CASE 7	座金	短繊維補強	正曲げ	1:1	連続	通常	ゆるめ
CASE 8	座金	普通	正曲げ	1:1	連続	通常	通常
CASE 9	座金	普通	負曲げ	1:1	断続	通常	通常
CASE 10	座金	短繊維補強	正曲げ	1:1	連続	通常	通常
CASE 11	座金	普通	正曲げ	1:2	断続	通常	通常
CASE 12	座金	普通	負曲げ	1:2	断続	通常	通常

表-5.2 配合条件

コンクリートの 種類	呼び強度	スランブ (cm)	粗骨材の 最大寸法 (mm)	セメントの種類 による記号
普通	24	8	20	H
短繊維補強	24	18	20	H
軽量	24	40*	15	H

※ 軽量コンクリートは、スランブフローで管理した。

表-5.3 コンクリートの示方配合

コンクリート の種類	W/C (%)	s/a (%)	空気量 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
				W	C	S	G	Ad
普通	55.5	44.8	4.5	278	154	833	1057	2.78
短繊維補強	55.5	47.9	4.5	318	176	848	950	3.18
軽量	50.0	49.0	5.5	162	324	879	414	3.24

である。床版試験体の形状・寸法を図-A.9～A.10に示す。

b) 配筋条件と床版の計算耐力

床版試験体における配筋は、すべての試験体で同一とした。一般的な栈橋上部工を想定した配筋量として、下側鉄筋についてはD10の100mmピッチ、上側鉄筋については、試験体端部でD10の100mmピッチ、試験体中央部でD10の200mmピッチとした。なお、法線平行方向と法線直角方向では配筋条件は同一とした。かぶり厚は、上側鉄筋、下側鉄筋ともに25mmとした。よって、有効高さは、120mmとなる。

この配筋条件で床版試験体の耐力を四辺単純支持の条件下で計算<sup>1), 7)</sup>すると、曲げ耐力は223kN、押抜きせん断耐力は302kNとなり、曲げ破壊により終局状態に至ること

が推測された。このとき、コンクリートの圧縮強度は40N/mm<sup>2</sup>、鉄筋の引張強さは380N/mm<sup>2</sup>、スパンは1200mm(ゴム支承内法間距離)と仮定した。また、圧縮側鉄筋が耐力に及ぼす影響は無視した。

c) 使用材料およびコンクリートの配合

使用したコンクリートの配合条件を表-5.2に、示方配合を表-5.3に、使用材料の特性を表-5.4に示す。普通コンクリートおよび短繊維補強コンクリートにはレディミクストコンクリートを、軽量コンクリートには試験室で練り混ぜたものを用いた。混和剤には、普通コンクリートと短繊維補強コンクリートではAE減水剤を、軽量コンクリートでは高性能AE減水剤を用いた。

軽量コンクリートの粗骨材は、黄河堆積物を主原料と

表-5.4 使用材料

種類	名称	仕様
セメント	早強ポルトランドセメント	密度 3.14g/cm <sup>3</sup> , 等価アルカリ量 0.57%
細骨材	山砂	千葉県君津産, 粗粒率 2.72, 表乾密度 2.61g/cm <sup>3</sup>
粗骨材	砕石	山口県美祢産, 実積率 62.0%, 表乾密度 2.69g/cm <sup>3</sup>
	軽量粗骨材	本文中に別途記載
混和剤	AE 減水剤	標準型, 等価アルカリ量 0.9 %
	高性能 AE 減水剤	—
短繊維	PVA 短繊維	別表に記載

表-5.5 短繊維の物性

直径 (mm)	標準長 (mm)	繊維度 (dtex*)	アスペクト比	比重	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )
0.66	30	4440	45.5	1.3	880	29.4

\*1dtex とは, 糸長 10,000m の糸質量が 1g であることを示す.

表-5.6 フレッシュコンクリートの試験結果

コンクリート種類		スランプ (cm)	空気量 (%)	気温 (°C)	コンクリート温度 (°C)
普通		7.5	3.9	10	13
短繊維補強	繊維混入前	18.5	3.7	8	13
	繊維混入後	14.5	4.5	8	12
軽量		12.0	5.3	15	17

表-5.7 圧縮強度試験結果

コンクリート種類	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		
	材齢 17 日	材齢 29 日	材齢 116 日
普通	46.7	46.7	53.8
短繊維補強	37.2	38.1	44.5
軽量	40.6	41.2	53.3

し, これに発泡剤と結合材を混合・造粒し, 高温で焼成発泡させた独立空隙型の骨材である<sup>10)</sup>. 従来の高性能人工軽量骨材の形状が球形だったのに対して, この骨材の形状は, 天然の砕石に近い. したがって, ひび割れ面におけるせん断伝達や骨材の噛合い効果や打込み時の骨材の浮き上がり防止効果を期待できる点に特徴がある. 粗骨材の絶乾密度は, 1.18g/cm<sup>3</sup>, 60分吸水率は0.08%である. この粗骨材を用いることにより, 軽量コンクリートの単位容積質量は1760kg/m<sup>3</sup>となり, 一般的なコンクリートの75%程度にまで軽量化できた.

使用した短繊維は, PVA(ポリビニルアルコール)製で, 近年土木構造物への適用が増えているタイプのものである. PVA短繊維の物性を表-5.5に示す. 本研究では, 短繊維

の混入率を外割りの体積比で1.0%とした. この程度の短繊維混入率であれば, 特別な施工上の配慮を必要とせず, 普通コンクリートと同様の施工が可能であることを確認している<sup>11)</sup>.

d) フレッシュコンクリートの性質

フレッシュコンクリートの試験結果を表-5.6に示す. また, コンクリート種類ごとに圧縮強度試験用の円柱供試体(直径100mm, 高さ200mm)を採取した. これらの円柱供試体は標準養生は行わず, 床版試験体と同一の環境で乾燥を防ぎながら置いておき, 床版試験体のコンクリート特性を捉えられるようにした.

e) 硬化コンクリートの性質

載荷実験にあわせて, コンクリート円柱供試体の圧縮

表-5.8 使用鉄筋の機械的性質

鉄筋種類	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D10	355	482	—	28
D13	395	543	164	22
D22	398	574	218	22

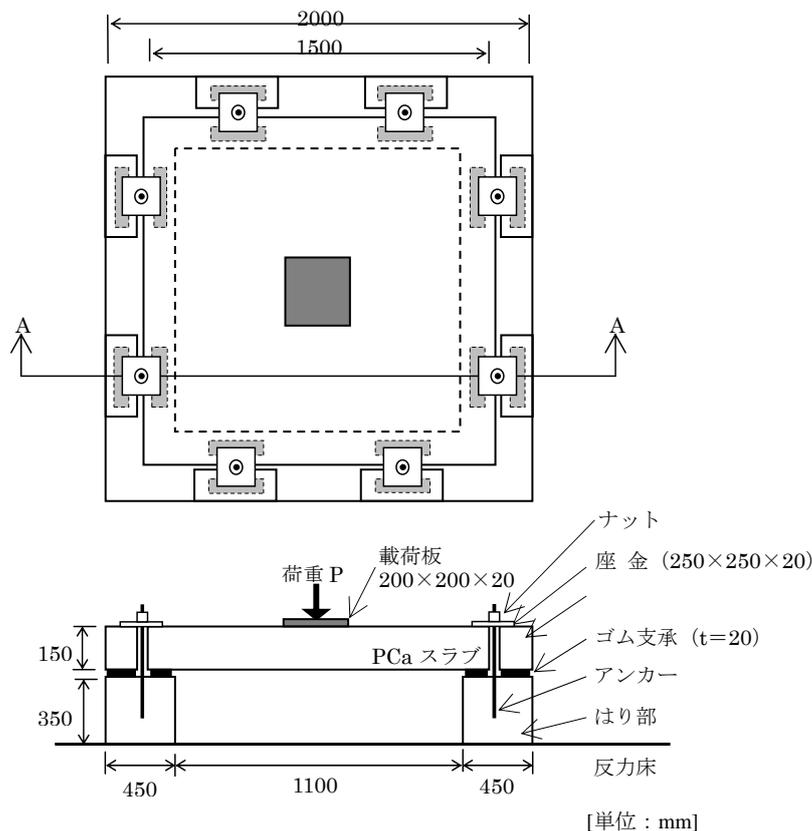


図-5.1 床版試験体の載荷方法

強度試験を行った。表-5.7に、圧縮強度の測定結果を示す。これらは、各ケース3本の供試体の測定値の平均値である。これによれば、材齢やコンクリート種類によって若干の違いはあるものの、大きく変化しなかった。そこで、本実験の結果の考察にあたっては、コンクリートの圧縮強度に差異はなく、床版の構造性能に及ぼす影響はないものと考えた。

f) 使用した鉄筋の種類と機械的性質

床版試験体の製作に用いた鉄筋はD10であり、鋼種はSD345である。はりブロックの製作に用いたD13およびD22（いずれもSD345）とともに、その機械的性質を表-5.8に示す。降伏点、引張強さおよびヤング率については、試験体製作時に採取した長さ500mmの引張試験片の直接引張試験結果であり、伸びについてはミルシートの値で

ある。

(2) 載荷実験の概要

載荷実験は、栈橋上部工はりをモデル化した反力ブロック上に載せて行った。床版試験体の反力ブロックへの接合は、5.1での検討結果を踏まえて、座金止め方式により行った。このとき、床版1辺あたりの座金の数量は2箇所とした（床版1枚あたり合計8箇所）。床版の辺長比が1:2のケースにおいては、短辺における座金の数量は1箇所とした（床版1枚あたり合計4箇所）。

a) 試験体の支持・接合と加力方法

図-5.1に示すように、ロの字形をしたはりブロック（図-A.11）を反力床に設置した後、ゴム支承を介して、床版試験体を設置した。ゴム支承の厚さは23mm、幅は100mm、ゴム硬度は60度である。ゴム支承の長さは、ゴム支承を

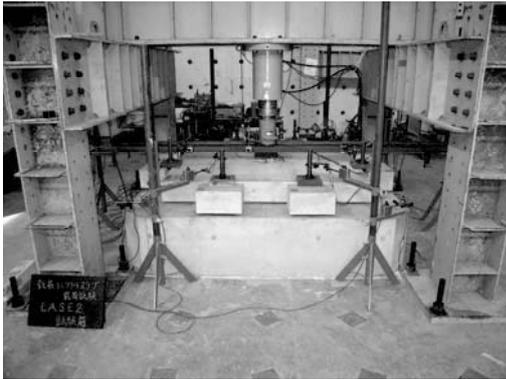


写真-5.1 荷重実験の状況

断続的に配置したケースでは1箇所あたり200mmとし、ゴム支承を連続的に配置したケースでは、複数のゴム支承を隙間なく4辺に配置した。ゴム支承は、はりブロックの内面から100 mmの位置にゴム支承の長手方向の中心線が来るように配置した。したがって、ゴム支承の中心線間隔は1300 mm、ゴム支承の内法間隔は1200mmである。

また、座金止め方式により床版試験体をはりブロックに接合するため、試験体周囲の座金位置に座金接合用ブロックを配置した。座金接合用ブロックの設置にあたっては、試験体の設置時に用いたゴム支承と同一のもの(長さ:200mm)を用いた。座金接合用ブロックは、寸法が0.15×0.2×0.3 (m)の鉄筋コンクリートである。用いた座金は、150×150×20 (mm)の鋼板であり、はりブロック製作時にあらかじめコンクリートに埋設したアンカーボルト(直径30 mm, SS400材)とナットを用いて、試験体をはりブロックに接合した。ナットの締付けは、手締めにより行い、長さが約300mmのスパナで締められる程度のトルクを与えた。このときにアンカーボルトに導入される軸力はおおよそ20kNであり、座金の下に設置したセンターホール式ロードセルにより軸力管理を行った。なお、ナットの締付け程度が床版試験体の構造性能に及ぼす影響はほとんどないことを、4.の荷重実験で確認しているが、締付け程度が異なるケースについても設定した。

荷重は1点集中荷重とし、正曲げの場合には、荷重フレームに設置した2000kN油圧ジャッキを用いて試験体に鉛直下向きに曲げ荷重を加えた。この際、1辺が200mmで厚さが20mmの鋼製荷重板を3枚重ねて用いた。負曲げの場合には、反力床上に設置した1000kN油圧ジャッキを用いて試験体に鉛直上向きに曲げ荷重を加えた。荷重実験開始後は、100kNまで荷重を行い、一旦除荷した後、終局状態に至るまで単調に荷重を増加させた。荷重実験状況の一例として、辺長比が1:1の試験体に対して正曲げを与えて

いるケースについて、写真-5.1に示す。

#### b) 計測項目

荷重実験時には、以下の項目についてデータロガーを用いて計測を行った。すなわち、荷重荷重、荷重点変位、試験体のたわみ(一部の試験体)、鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、座金の浮き上がり量、アンカーボルトの軸力、はりブロックの沈下量である。

荷重荷重については、油圧ジャッキ先端に取り付けたひずみゲージ式ロードセルを用いて計測を行った。荷重点変位については、試験体に設置した荷重点にて、対角線上の2点の変位を高感度変位計により計測し、その平均値を算出することで求めた。試験体のたわみについては、一部の試験体において、油圧ジャッキと反対側の試験体表面に高感度変位計を設置することで計測を行った。

鉄筋ひずみの計測位置は、図-5.2に示すとおりであり、貼付したひずみゲージのゲージ長は3mmである。コンクリートひずみは、正曲げを受ける試験体において、荷重点の4辺から10mm離れた位置にゲージ先端が来るように、ゲージ長が60mmのひずみゲージをコンクリート表面に貼付して計測を行った。

座金の浮き上がり量は、座金の端部に鉛直方向に設置した高感度変位計により計測した。アンカーボルトの軸力については、座金上に設置したセンターホール形ロードセル(容量:300kN)を用いて計測を行った。

また、はりブロックの沈下量をブロックの4隅に鉛直方向に設置した高感度変位計を用いて、確認のために計測した。

また、荷重中には、試験体に発生したひび割れについても適宜観察するとともに、荷重実験終了後には、試験体の4側面においてひび割れのスケッチを行った。

#### c) 荷重スケジュール

荷重は、試験体が終局状態に達するまで単調に荷重を増加させて行った。ただし、荷重中に1回だけ除荷・再荷重(100kNまで)を行った。計測間隔は部材降伏までは5kNとし、その後は適宜計測を行った。

#### (3) 実験ケースの概要

以下に、各実験ケースごとの試験体の支持・接合方法および加力方法の詳細と、それぞれの目的について示す。

##### ①CASE 1 (四辺単純支持ケース)

CASE 1では、普通コンクリート製床版試験体をはりブロック上にゴム支承を介して載せただけの状態で、床版に正曲げ荷重を加えた。この際、ゴム支承の配置は断続であり、ゴム支承中心間隔は1300mmである。CASE 1では、座金による部材接合を行っていないため、荷重実験の結果は四辺単純支持の状態に対するものであり、他のケー

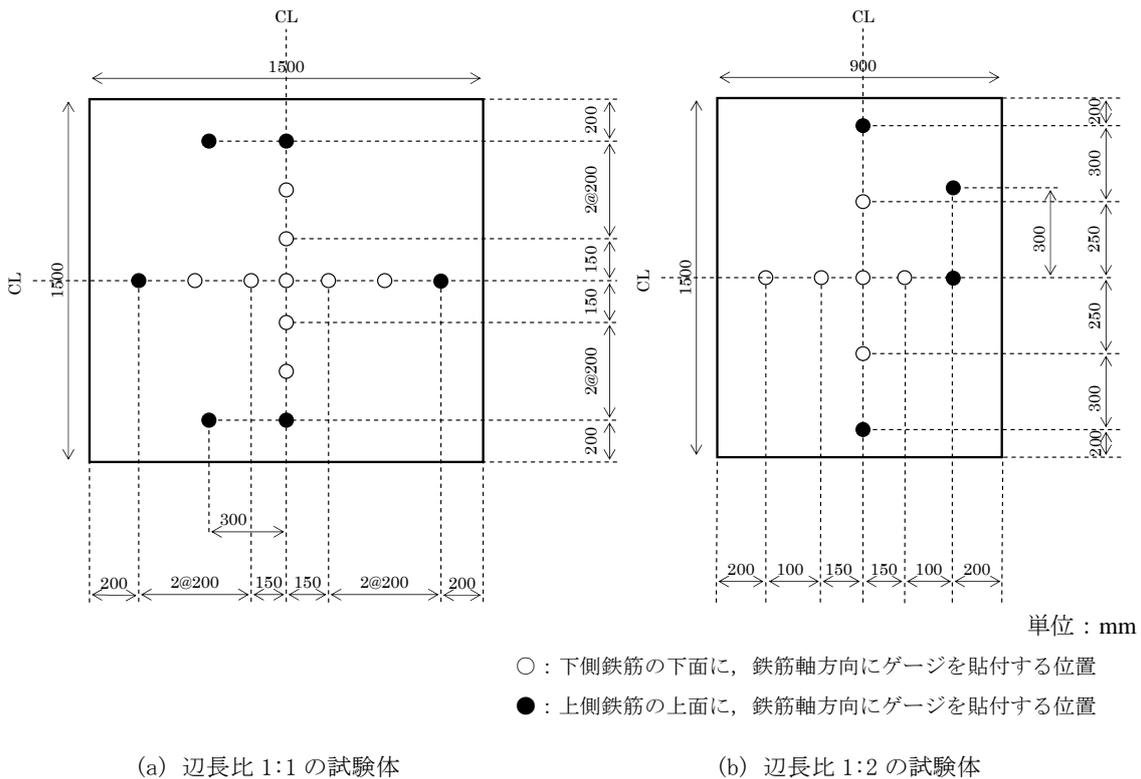


図-5.2 鉄筋ひずみ計測位置

スの比較用の試験体として位置づけた。四辺単純支持の条件であれば、構造計算も比較的容易に行うことが可能であり、座金止め方式により接合された床版の支持条件や拘束条件との違いについて本載荷実験により検討を行った。

②CASE 2 (基本ケース)

CASE 2は、座金止め方式により床版試験体をはりブロックに接合して正曲げ荷重を与えたケースであり、試験体は普通コンクリート製の辺長比が1:1のもので、ゴム支承の配置は断続であり、ゴム支承中心間隔は1300mmである。座金による締付け程度については、アンカーボルトに導入される軸力が20kN/本となるように載荷実験前に調整した。このケースにおいて設定された条件を基本とし、これ以降のケースでは種々の条件を変更し、これが床版試験体の破壊性状および構造性能に及ぼす影響を調べた。本ケースに対する載荷実験結果とCASE 1の結果を比較することで、座金止め方式による部材接合が床版の破壊性状および構造性能に及ぼす影響について、四辺単純支持の場合を基準として検討することができる。

③CASE 3 (短繊維補強コンクリートケース)

CASE 3では、用いた床版試験体が短繊維補強コンクリート製であり、他の条件については、CASE 2と同一であ

る。よって、本ケースに対する載荷実験結果とCASE 2の結果を比較することで、短繊維補強コンクリートの利用が床版の破壊性状および構造性能に及ぼす影響を検討することができる。

④CASE 4 (軽量コンクリートケース)

CASE 4では、用いた床版試験体が軽量コンクリート製であり、他の条件については、CASE 2と同一である。よって、本ケースに対する載荷実験結果とCASE 2の結果を比較することで、軽量コンクリートの利用が床版の破壊性状および構造性能に及ぼす影響を検討することができる。

⑤CASE 5 (1辺無拘束ケース)

CASE 5では、床版試験体の4辺のうち1辺について、座金止め方式による接合を行わなかった。他の条件については、CASE 2と同一である。これは、リプレイサブル栈橋上部工が実現され供用された後に、ある床版のみを取り外して、点検診断あるいは補修・交換を行おうとした場合、隣接する床版についても、接合用の座金を取り外された状態になる。この場合、隣接する床版では、3辺は座金止め方式によりはりに接合されているが、残る1辺についてははりに載せただけの状態となっている。この場合の床版の破壊性状および構造性能に及ぼす影響を検討

するため、本ケースを設定した。

⑥CASE 6 (支承内側ケース)

CASE 6では、ゴム支承の位置を可能な限りはりブロックの内側に寄せたケースであり、他の条件については、CASE 2と同一である。4.での荷重実験の結果からも、ゴム支承の位置が床版の構造性能に及ぼす影響が大きいことが分かっているため、本ケースを設定した。ゴム支承の位置を可能な限り内側としたことで、ゴム支承中心間隔を1200mmとし、基本ケース(CASE 2)よりも100mm短くした。本ケースに対する荷重実験結果とCASE 2の結果を比較することで、ゴム支承位置が床版の破壊性状および構造性能に及ぼす影響を検討することができる。

⑦CASE 7 (ゆる締めケース (支承連続))

CASE 7は、座金による締め付け程度を基本ケースよりも緩くしたものであり、アンカーボルトに導入される軸力を10kN/本とした。用いた試験体は、短繊維補強コンクリート製であり、ゴム支承の配置は連続である。他の条件については、CASE 2と同一である。4.での荷重実験の結果から、座金による締め付け程度は床版の構造性能に及ぼす影響が小さいことが分かっているが、本ケースでは、これを床版試験体で確認することを目的としている。本ケースに対する荷重実験結果とCASE 10(短繊維補強コンクリート製試験体を用いて、ゴム支承を連続配置したケース)の結果を比較することで、座金による締め付け程度が床版の破壊性状および構造性能に及ぼす影響を検討することができる。

⑧CASE 8 (支承連続ケース)

CASE 8は、ゴム支承を床版の4辺に沿って連続的に配置したケースであり、他の条件については、CASE 2と同一である。よって、本ケースに対する荷重実験結果とCASE 2の結果を比較することで、ゴム支承の連続性が床版の破壊性状および構造性能に及ぼす影響を検討することができる。

⑨CASE 9 (負曲げケース)

CASE 9では、CASE 2と同一の条件で床版試験体とはりブロックを接合した状態で、反力床上に設置した油圧ジャッキにより試験体の下面から鉛直上向きに荷重を加えて、床版試験体に負曲げを作用させた。栈橋上部工の床版に負曲げが作用する荷重として代表的なものに揚圧力がある。本ケースに対する荷重実験結果から、座金止め方式によりはりに接合された床版が負曲げを受けた場合の破壊性状および構造性能を検討することができる。本ケースでは、荷重点変位だけでなく、床版のたわみについても計測を行った。

⑩CASE 10 (支承連続ケース (短繊維補強コンクリー

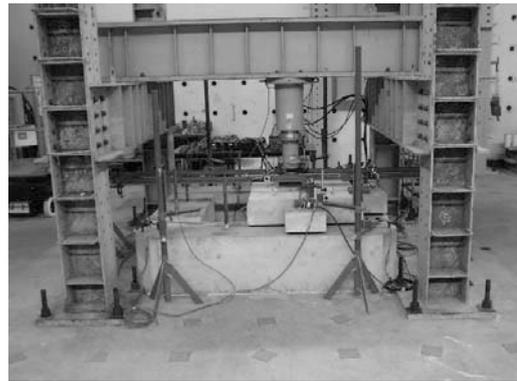


写真-5.2 荷重実験の状況

(CASE 11, 辺長比1:2 ケース)

ト))

CASE 10は、ゴム支承を床版の4辺に沿って連続的に配置したケースであり、他の条件については、CASE 3と同一である。CASE 8でも支承の連続性について検討を行っているが、CASE 8は普通コンクリートを対象としたものである。本ケースは、短繊維補強コンクリートの場合のもので、短繊維補強コンクリートを用いた場合、最大荷重後の部材のじん性に富んでいるため、このように床版の変形が顕著になった後に支承の連続性が床版の破壊性状にどのように影響するかを検討するものである。

⑪CASE 11 (辺長比1:2ケース)

CASE 11では、床版試験体の辺長比が1:2であり、他の条件については、CASE 2と同一である。このように、床版の辺長比が1:1から大きく外れる状態として、栈橋上部工のブロック端部に位置する床版がある。このようなブロック端部の床版に対してもリプレイサブル化できるかどうかを検討するために、本ケースを設定した。座金止めの箇所数が、基本ケースでは8箇所であったのに対し、本ケースでは4箇所(長辺側2箇所、短辺側各1箇所)となるだけでなく、床版の1辺の支持条件が自由端となる。本ケースに対する荷重実験結果から、辺長比が1:2の床版が3辺支持1辺自由の状態ではりブロックに接合されて正曲げを受ける場合について、床版の破壊性状および構造性能を検討することができる。本ケースでは、荷重点変位だけでなく、床版のたわみについても計測を行った。写真-5.2に、本ケースの荷重実験状況を示す。

⑫CASE 12 (辺長比1:2ケース (負曲げ))

CASE 12では、CASE 11と同一の条件で床版試験体とはりブロックを接合した状態で、反力床上に設置した油圧ジャッキにより試験体の下面から鉛直上向きに荷重を加えて、床版試験体に負曲げを作用させた。本ケースに対

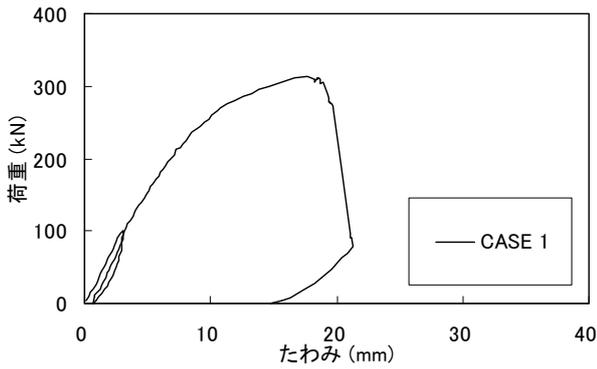


図-5.3 CASE 1 (四辺単純支持ケース)

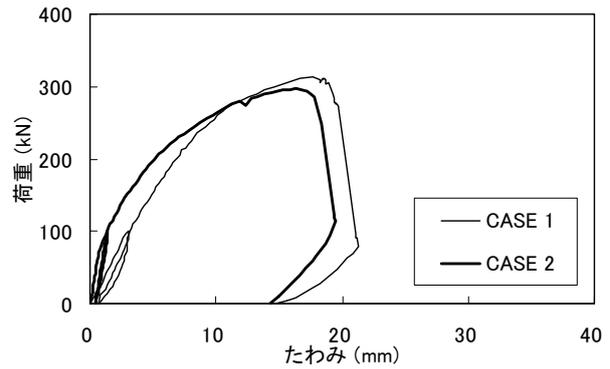


図-5.4 CASE 2 (基本ケース)

する載荷実験結果から、辺長比が1:2の床版が3辺支持1辺自由の状態ではりブロックに接合されて負曲げを受ける場合について、床版の破壊性状および構造性能を検討することができる。本ケースでは、載荷点変位だけでなく、床版のたわみについても計測を行った。

### 5.3 実験結果と考察

#### (1) 各試験体の破壊過程と荷重-変位関係

以下に、各ケースごとに得られた荷重-変位関係と破壊過程を示す。ここで、荷重-変位関係における変位は、載荷板上で計測した載荷点変位であり、自重などによる初期変位を差し引いてある。

#### a) CASE 1 (四辺単純支持ケース)

図-5.3に、CASE 1の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が212kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、7.30mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が313kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、17.69mmであった。

耐力の計算値は、曲げ耐力が223kN、押抜きせん断耐力が302kNであった。計算上は、曲げ破壊となることが推測されたが、結果的に破壊モードは鉄筋降伏後のせん断破壊となった。これは、曲げ耐力の算定時に圧縮側鉄筋の影響を考慮しなかったため、曲げ耐力が過小評価されたためと考えられる。一方の押抜きせん断耐力は、実験値と計算値はほぼ一致した。以上より、CASE 1の床版試験体の載荷実験の結果は、計算結果とほぼ同様であり、四辺単純支持の仮定が妥当であることが示された。

#### b) CASE 2 (基本ケース)

図-5.4に、CASE 2の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試

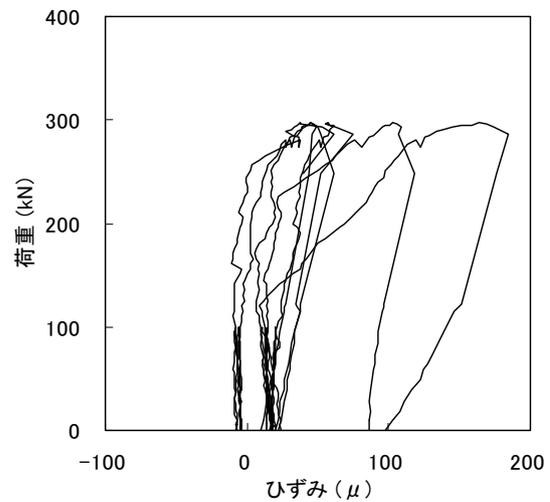


図-5.5 床版端部の上側鉄筋のひずみ発生状況 (基本ケース)

験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が245kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、8.28mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が298kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、16.34mmであった。破壊モードは、CASE 1と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.4の荷重-変位関係には、CASE 1の結果についてもあわせて示してある。CASE 2の荷重-変位関係と比較すると、初期剛性や鉄筋降伏荷重が若干大きくなったものの、最大荷重（押抜きせん断耐力）はほぼ同程度となった。

初期剛性や鉄筋降伏荷重などのように鉄筋降伏までの挙動に四辺単純支持ケース (CASE 1) と差異が生じたのは、座金による締付けにより載荷開始前におおよそ3mmの初期変位が与えられて、床版端部の拘束が多少なりと

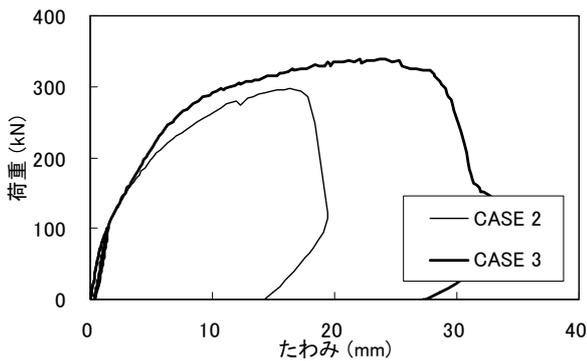


図-5.6 CASE 3 (短繊維補強コンクリートケース)

も機能したためと考えられる。これにより、床版端部が拘束されたことで見かけ上スパンが短くなり、初期剛性や鉄筋降伏荷重が大きくなったものと考えられる。しかし、床版の曲げ変形が徐々に進むにつれて、初期に与えておいた軸力が開放され、特に鉄筋降伏後には変形が急速に進むことから、座金による床版端部の拘束があまり機能しなくなり、最大荷重には変化が見られなかったものと推察される。しかし、図-5.5に示すように、床版端部における鉄筋ひずみはほとんど発生していないこと、床版上面に曲げひび割れが発生していないことから、座金による床版端部の拘束の程度はあまり大きくないと考えられ、実務上は、四辺単純支持を仮定して床版の構造性能を評価してよいものと判断される。

c) CASE 3 (短繊維補強コンクリートケース)

図-5.6に、CASE 3の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が260kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、7.30mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が339kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、22.05mmであった。破壊モードは、CASE 2と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.6の荷重-変位関係には、CASE 2の結果についてもあわせて示してある。CASE 2の荷重-変位関係と比較すると、鉄筋降伏前まではほとんど差は見られなかったが、最大荷重は約1割、最大荷重時変位は約2割大きくなった。特に、最大荷重到達後にCASE 2では急激に耐力を失い押抜きせん断破壊を生じたが、短繊維補強コンクリートを用いたCASE 3では、最大荷重到達後も急激に耐力を失うことなく、徐々に破壊が進行した。これは、コンクリート中の短繊維がひび割れを架橋し、急速なひび割

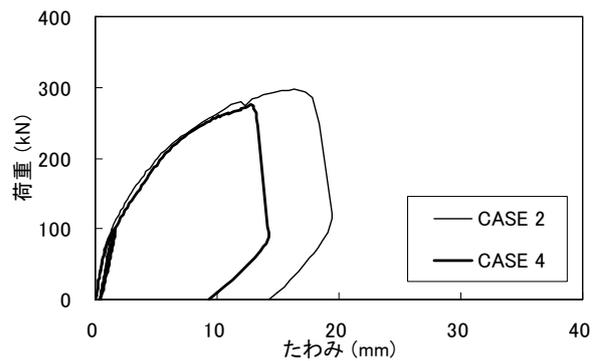


図-5.7 CASE 4 (軽量コンクリートケース)

れの進展を抑制したためである。また、押抜きせん断耐力についても、既往の研究<sup>12)</sup>で指摘されているとおり、短繊維の混入によって向上することが確認された。

以上より、短繊維補強コンクリートの使用によって、プレキャスト部材の高性能化、この場合、高剛性化、高じん性化、高耐久化が実現できることが確認された。ただし、床版の構造設計上は、安全側の判断となるため、普通コンクリートの場合と同様に取り扱いしてもよいと言える。

d) CASE 4 (軽量コンクリートケース)

図-5.7に、CASE 4の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が200kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、5.50mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が275kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、12.72mmであった。破壊モードは、CASE 2と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.7の荷重-変位関係には、CASE 2の結果についてもあわせて示してある。CASE 2の荷重-変位関係と比較すると、鉄筋降伏前まではほとんど差は見られなかったが、鉄筋降伏荷重は約2割、最大荷重は約1割小さくなった。最大荷重時変位(押抜きせん断破壊時変位)についても、約2割小さくなった。破壊モードは、普通コンクリートの場合(CASE 2)と同様の急激な押抜きせん断破壊であった。

土木学会コンクリート標準示方書<sup>7)</sup>では、軽量コンクリートを用いた場合には、コンクリート自体のせん断強度が低下することから、部材のせん断耐力を普通コンクリートの場合の70%に低減することとされている。しかし、本実験結果では、80%に低減すればよいことが分かる。こ

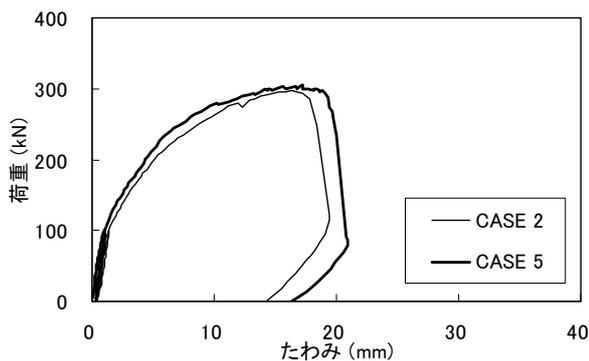


図-5.8 CASE 5 (1辺無拘束ケース)

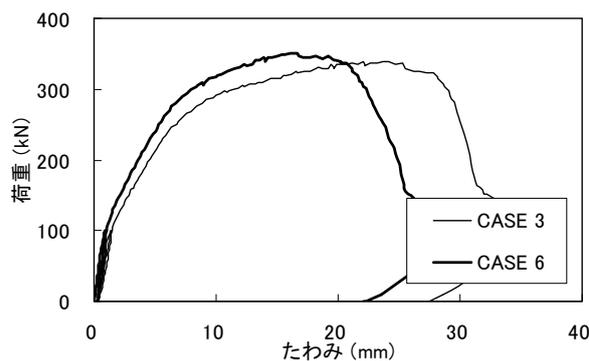


図-5.9 CASE 6 (支承内側ケース)

れは、本実験で用いた軽量粗骨材が高品質なものであり、従来型の軽量骨材と比較して、骨材強度が高い上に、骨材形状が球形ではなく碎石状であるため、ひび割れ面におけるせん断伝達をある程度期待できるためであると考えられる。しかしながら、普通コンクリートの場合と比較して、最大耐力などの構造性能が若干劣ることが分かったため、軽量コンクリートの使用には十分注意が必要である。ただし、100kNまでの繰返し載荷時における床版試験体の挙動は普通コンクリートの場合とほぼ同様であり、使用荷重レベルでの検討を行う上では軽量コンクリートを使用することのデメリットはないものと考えられる。

以上より、押抜きせん断耐力などの部材の終局時における構造性能を適切に検討すれば、軽量コンクリートをプレキャスト部材の軽量化のために使用することは十分に可能であることが示された。

e) CASE 5 (1辺無拘束ケース)

図-5.8に、CASE 5の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が215kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、5.03mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が305kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、17.26mmであった。破壊モードは、CASE 2と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.8の荷重-変位関係には、CASE 2の結果についてもあわせて示してある。CASE 2の荷重-変位関係と比較すると、終局状態に至るまで、床版試験体はほぼ同様の挙動を示し、鉄筋降伏荷重や押抜きせん断荷重などの構造性能もほぼ同程度であることがわかる。したがって、座金止め方式により接合された床版において、4辺のうち

1辺の接合が外れた状態であっても、その影響はほとんどないことが示された。よって、リプレイサブル栈橋上部工の供用中に、点検や補修・部材交換のために床版が取り外されたとしても、隣接する床版の構造性能には影響はなく、構造的な安全性の観点からは特段の供用制限や荷重制限を行う必要がないといえる。

f) CASE 6 (支承内側ケース)

図-5.9に、CASE 6の荷重-変位関係を示す。CASE 6は短繊維補強コンクリート製であるので、比較の対象はCASE 3とする。

試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が275kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、6.37mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が351kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、16.09mmであった。破壊モードは、CASE 3と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.9の荷重-変位関係には、CASE 3の結果についてもあわせて示してある。CASE 3の荷重-変位関係と比較すると、剛性と耐荷力は大きくなったが、変形性は劣る結果となった。鉄筋降伏荷重および押抜きせん断耐力はいずれも5%程度大きくなった。これは、ゴム支承を基本ケースよりも内側に配置したため、支承内側間距離が1200mmから1100mmに短くなったためと考えられる。4の実験結果と同様に、ゴム支承の位置が床版試験体の構造性能に直接的に影響を及ぼすことが床版モデル試験体でも確認されたことから、ゴム支承の位置を適切に設定し、かつ、施工時には確実に所定の位置にゴム支承を配置する必要があることが示された。

g) CASE 7 (ゆる締めケース (支承連続, 短繊維補強))

図-5.10に、CASE 7の荷重-変位関係を示す。CASE 7

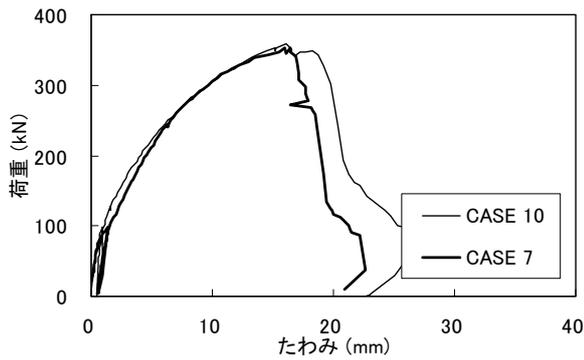


図-5.10 CASE 7 (ゆる締めケース)

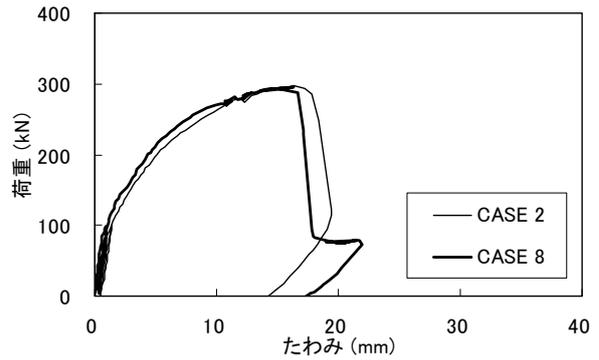


図-5.11 CASE 8 (支承連続ケース)

では短繊維補強コンクリート製の試験体をゴム支承が連続した条件で実験を行ったので、比較の対象は座金の締付け程度のみ異なるCASE 10 (短繊維補強コンクリート製、支承連続配置) とする。

試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が236kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、5.89mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が354kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、16.42mmであった。破壊モードは、CASE 10と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.10の荷重-変位関係には、CASE 10の結果についてもあわせて示してある。CASE 10の荷重-変位関係と比較すると、終局状態に至るまで、床版試験体はほぼ同様の挙動を示し、鉄筋降伏荷重や押抜きせん断荷重などの構造性能もほぼ同程度であることがわかる。したがって、座金止め方式により接合された床版において、座金の締付け程度を本実験の範囲で変化させたとしても、その影響はほとんどないことが示された。本実験における座金の締付け程度は、大型のスパナを用いて人力でナットを締められる範囲としているため、実際のリプレisable 棧橋上部工の施工にあたっては、座金の締付けはこの程度で十分であるといえる。

h) CASE 8 (支承連続ケース (普通コンクリート))

図-5.11に、CASE 8の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が212kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、4.98mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が295kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊

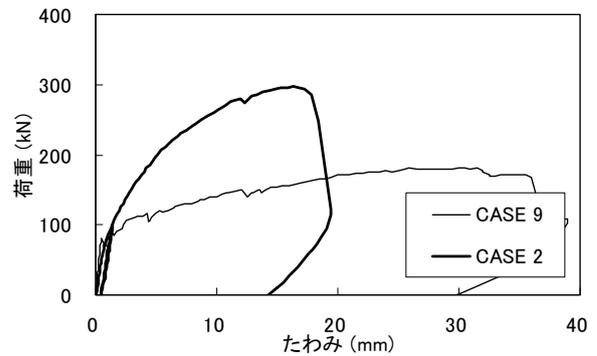


図-5.12 CASE 9 (負曲げケース)

が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、16.33mmであった。破壊モードは、CASE 2と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.11の荷重-変位関係には、CASE 2の結果についてもあわせて示してある。CASE 2の荷重-変位関係と比較すると、終局状態に至るまで、床版試験体はほぼ同様の挙動を示し、鉄筋降伏荷重や押抜きせん断荷重などの構造性能もほぼ同程度であることがわかる。したがって、座金止め方式により接合された床版において、ゴム支承を連続的に配置するか、断続的に配置するかは、床版の構造性能にほとんど影響がないことが示された。したがって、ゴム支承の連続性については、コストの観点からは断続配置とすることが望ましいが、施工時にはり上面の仕上げ精度やアンカーボルトなどの防食などを考慮して連続配置としてもよい。

i) CASE 9 (負曲げケース)

図-5.12に、CASE 9の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が105kNの時点で、載荷板直上の上側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、

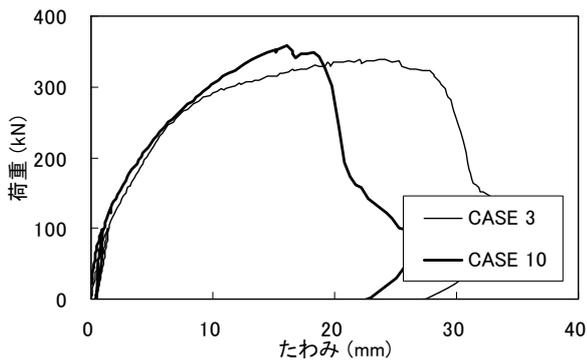


図-5.13 CASE 10 (支承連続ケース)

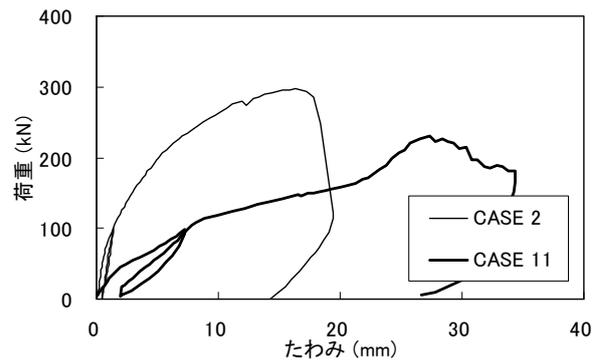


図-5.14 CASE 11 (辺長比1:2ケース)

4.33mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が181kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、31.47mmであった。破壊モードは、CASE 2と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.12の荷重-変位関係には、CASE 2の結果についてもあわせて示してある。CASE 2の荷重-変位関係と比較すると、鉄筋降伏荷重とその後の傾きが著しく小さくなっている。これは、床版中央部分においては上側鉄筋量が下側鉄筋量の約半分であり、曲げ剛性および耐荷力が小さかったためである。また、負曲げを受ける場合、床版試験体の支持位置が座金と床版上面が接している位置となり、正曲げを受ける場合のゴム支承内側間隔よりも広がることも、耐荷力が低下し、変形が大きくなる要因の1つである。押抜きせん断耐力についても、引張側鉄筋量が少なかったことから、正曲げを受ける場合と比較して小さくなったものと考えられる。鉄筋量を50%、スパン長を1400mmとして、正曲げの時と同様に耐力を算定すると、曲げ耐力が103kN、押抜きせん断耐力が227kNとなり、実験結果とほぼ一致した。

また、負曲げを受けた場合でも、座金と床版の接触部に著しい損傷が発生するようなことはなかった。よって、座金止め方式により床版をはりに接合した状態で床版に負曲げが作用しても、構造性能は正曲げのときと同様の考え方で評価することが可能であり、構造上特段の問題はないことがわかった。

j) CASE 10 (支承連続ケース (短繊維補強コンクリート))

図-5.13に、CASE 10の荷重-変位関係を示す。CASE 10では短繊維補強コンクリート製の試験体をゴム支承が連続した条件で実験を行ったので、比較の対象は短繊維補強コンクリート試験体を用いて支承を断続配置したCASE 3とする。

試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が269kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、7.63mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、荷重が358kNの時点で最大荷重を迎え、押抜きせん断破壊が生じた。最大荷重時の載荷点変位は、16.08mmであった。破壊モードは、CASE 3と同じく、鉄筋降伏後のせん断破壊であった。

図-5.13の荷重-変位関係には、CASE 3の結果についてもあわせて示してある。CASE 3の荷重-変位関係と比較すると、鉄筋降伏まではほぼ同様の挙動を示したが、その後の挙動に若干の違いが見られた。CASE 10の支承連続ケースでは、最大荷重が1割程度大きく、その時の変位は6mm小さかった。CASE 2とCASE 8の普通コンクリートの場合の支承の連続性の違いは、床版試験体の構造性能にほとんど影響を及ぼさなかった。本ケースのように、最大荷重近傍で差違が生じた原因としては、変形性能に優れた短繊維補強コンクリートでは最大荷重時のたわみ変形が大きいため、床版試験体端部の座金による拘束効果が表れたことなどが考えられる。

k) CASE 11 (辺長比1:2ケース)

図-5.14に、CASE 11の荷重-変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が114kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、8.83mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、載荷点変位が約22mmのときに荷重-変位関係の傾きが大きくなった。これは、短辺側の自由縁近傍において、床版試験体底面とはりブロックの端部が接触し、見かけ上、この位置に支点が移動し、スパンが短くなったためである。その後、圧縮縁のコンクリートの破壊により最大荷

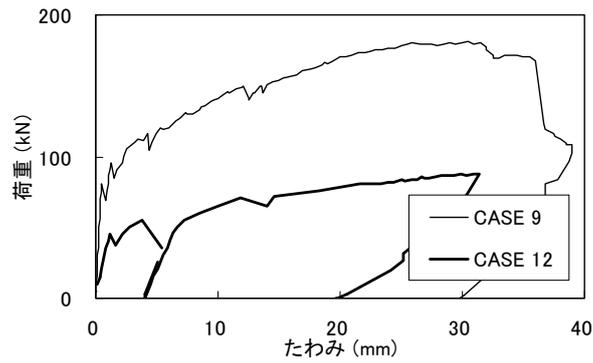


図-5.15 CASE 12 (辺長比 1:2 ケース (負曲げ))

表-5.9 実験値と計算値の比較

ケース名称		耐荷性	
実験値		鉄筋降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)
CASE 1	四辺単純支持	212	313
CASE 2	基本	245	298
CASE 3	短繊維補強コンクリート	260	339
CASE 4	軽量コンクリート	200	275
CASE 5	1 辺無拘束	215	305
CASE 6	支承内側	275	351
CASE 7	ゆる締め (支承連続, 短繊維補強)	236	354
CASE 8	支承連続 (普通コンクリート)	212	295
CASE 9	負曲げ	105	181
CASE 10	支承連続 (短繊維補強)	269	358
CASE 11	辺長比 1:2	114	226
CASE 12	辺長比 1:2 (負曲げ)	71	88
計算値		曲げ耐力 (kN)	押抜きせん断 耐力 (kN)
四辺単純支持	CASE 1, 2, 3, 5, 7, 8, 10	223	302
四辺単純支持 (軽量)	CASE 4	223	211
四辺単純支持 (支承内側)	CASE 6	234	311
四辺単純支持 (負曲げ)	CASE 9	103	227

重226kNを迎えた後、徐々に荷重が低下した。載荷点変位が約35mmの時点で、自由縁側において斜め引張破壊が生じ、急速に耐力を失った。破壊モードとしては、曲げ破壊が卓越する結果となったが、複雑な破壊性状を示した。

図-5.14の荷重-変位関係には、辺長比が1:1のCASE 2の結果についてもあわせて示してある。CASE 2の荷重-変位関係と比較すると、CASE 11は1辺が自由縁となっているので、剛性および耐力ともに小さくなっている。また、本実験では短辺に1個の座金しか配置しなかったた

め、短辺方向に床版の傾きが生じて、固定縁側では浮き上がり、自由縁側では沈み込みが発生した。その結果、自由縁側において、床版底面がはりブロックと接触した。実際のリプレイサブル栈橋上部工の設計にあたっては、このような状況は避けなければならないため、短辺側にも複数の座金を配置する必要があることが示された。また、辺長比が1:1でない場合の床版の支持条件については、辺長比が1:1の場合のように単純には設定できない恐れがあること、破壊性状が複雑であることなどから、可能

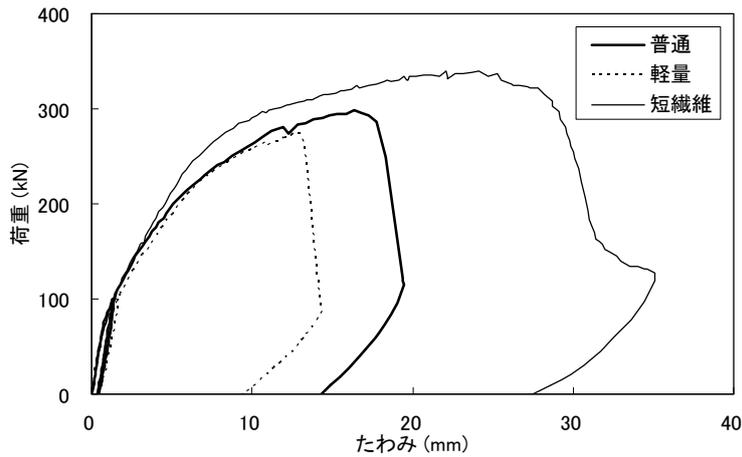


図-5.16 荷重－変位関係の比較

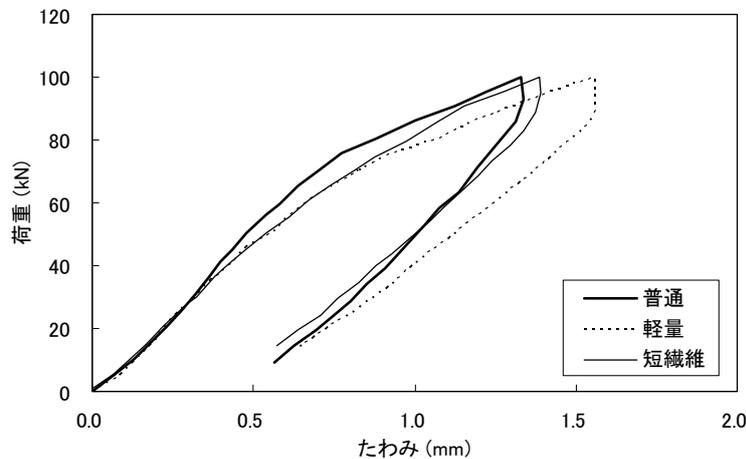


図-5.17 荷重－変位関係の比較（100kNまで）

であれば、上部工ブロックの端部において、辺長比が1:1以外の床版を設けないような、ブロック形状や部材分割上の配慮が望まれる。

1) CASE 12 (辺長比1:2ケース (負曲げ))

図-5.15に、CASE 12の荷重－変位関係を示す。試験体の破壊過程としては、まず、曲げひび割れ発生により、試験体の剛性が低下しながら、床版試験体の曲げ変形が進行した。荷重が71kNの時点で、載荷板直上の上側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時の載荷点変位は、11.83mmであった。この後も、徐々に曲げ変形が進行し、載荷点変位が30.86mmのときに最大荷重88kNに到達した。破壊モードは、典型的な曲げ破壊型となった。

図-5.15の荷重－変位関係には、辺長比が1:1の試験体が負曲げを受けたCASE 9の結果についてもあわせて示してある。CASE 9の荷重－変位関係と比較すると、CASE 12は1辺が自由縁となっているので、剛性および耐力ともに小さくなっている。正曲げを受ける場合と同様に、辺

長比が1:1と比較して、床版の支持条件や破壊性状が明確でないことから、可能であれば、上部工ブロックの端部において、辺長比が1:1以外の床版を設けないような、ブロック形状や部材分割上の配慮が望まれる。

(2) 床版の構造性能評価

載荷実験により得られた各床版試験体の耐力性（鉄筋降伏荷重および最大荷重）を前述の計算値と比較した。その結果を表-5.9に示す。計算値は、5.2で示したように、四辺単純支持の条件のもとで求めたものであり、（軽量）は押抜きせん断耐力を70%に低減<sup>7)</sup>したものの、（支承内側）はスパンを1100mmに短縮したものの、（負曲げ）は前述のとおりの鉄筋量を半分としスパン長を1400mmとしたものである。それぞれに対応する実験値のケース名を表中に示した。なお、短繊維補強コンクリートのケースについては、普通コンクリートの場合と同一と考えた。

辺長比が1:2のケースを除いて、載荷実験により得られた耐力性は、四辺単純支持を仮定して求めた計算値を上

回る結果となった。これより、座金止め方式によりはりに接合した床版の耐荷性は、四辺単純支持を仮定することで求めることができるといえる。

### (3) プレキャスト床版の高性能化に関する検討

プレキャスト床版の高性能化に関する検討として、CASE 2～4の実験結果を比較した。すなわち、普通コンクリート製試験体、短繊維補強コンクリート製試験体および軽量コンクリート製試験体における荷重-載荷点変位関係を図-5.16に重ねて示す。これによれば、鉄筋の降伏までは試験体ごとに差はほとんど見られなかった。鉄筋の降伏以降、CASE 4（軽量）はCASE 2（普通）と同様の挙動を示していたが、最大荷重はCASE 2（普通）よりも小さくなった。これは、軽量コンクリートの押抜きせん断耐力が普通コンクリートと比較して小さいためであると考えられる。

一方、CASE 3（短繊維）では、鉄筋降伏以降もCASE 2（普通）ほどは剛性が低下しなかった。これは、コンクリートの中の短繊維がひび割れを架橋し、ひび割れ幅の拡大を抑制したためと考えられる。また、最大荷重についても、CASE 2（普通）と比較して大きくなった。これは、短繊維の混入によりせん断ひび割れの進展が抑制されて、押抜きせん断耐力が増加したためと考えられる。結果的に、最大荷重時の載荷点変位もCASE 3（短繊維）が最も大きくなった。

図-5.17に、100kNまでの荷重-載荷点変位関係を示す。これによれば、使用荷重レベルにおいては試験体ごとの力学挙動にほとんど差は見られなかった。

以上より、軽量コンクリートを用いても、短繊維補強コンクリートを用いても、普通コンクリート製のプレキャスト床版と同程度あるいはそれ以上の構造性能を発揮できることがわかった。したがって、軽量コンクリートの活用によるプレキャスト部材の軽量化および短繊維補強コンクリートの活用によるプレキャスト部材の高剛性化および高耐久化が可能であることが示された。

## 5.4 まとめ

本載荷実験では、リプレイサブル機能を付与できると考えられる部材接合方法として、座金止め方式を対象として、この方式ではりに接合された床版の構造性能および破壊性状を明らかにした。さらに、プレキャスト床版の高性能化（高剛性化、高耐久化、軽量化）を目的として、短繊維補強コンクリートおよび軽量コンクリートの適用可能性について検討を行った。以下に、本実験により得られた主な知見を示す。

- ・リプレイサブル化のための座金止め方式により床版を

はりに接合した時の床版の耐荷性については、床版の固定条件として四辺単純支持を仮定することで、通常の床版の耐力計算で概ね評価できる。

- ・床版の4辺のうち1辺について、座金による接合を外したとしても、これが床版の構造性能および破壊性状に及ぼす影響は無視できる。
- ・ゴム支承の位置を変えることで、床版のスパンが変化するため、床版の構造性能にも大きく影響する。
- ・座金による締付け程度は、本実験の範囲内（アンカーボルトの軸力にして10～20kN/本）であれば、床版の構造性能および破壊性状にほとんど影響しない。
- ・ゴム支承の連続性が床版の構造性能および破壊性状に及ぼす影響は小さかったが、短繊維補強コンクリートを用いた場合、最大荷重近傍において影響が若干見られた。
- ・座金止め方式によりはりに接合された床版が負曲げを受けた場合、座金と床版の接触部に著しい損傷が発生するようなことはなかった。床版の構造性能については、正曲げのときと同様の考え方で評価することが可能であり、構造上特段の問題はないことがわかった。
- ・辺長比が1:1でない場合の床版の支持条件については、辺長比が1:1の場合のように単純には設定できない恐れがあること、曲げを受けた時の床版の破壊性状が複雑であることなどから、上部工ブロックの端部において、辺長比が1:1以外の床版を設けないような、ブロック形状や部材分割上の配慮が望まれる。
- ・短繊維補強コンクリートを用いても、軽量コンクリートを用いても、普通コンクリート製のプレキャスト床版と同程度あるいはそれ以上の構造性能を発揮できる。したがって、短繊維補強コンクリートの活用によるプレキャスト部材の高剛性化および高耐久化、ならびに、軽量コンクリートの活用によるプレキャスト部材の軽量化が可能である。

## 6. リプレイサブル栈橋の構造性能照査手法と部材接合部の構造細目

### 6.1 要求性能の整理

リプレイサブル栈橋の構造性能照査手法の提案にあたって、要求される性能レベルや照査の考え方とその具体的な手法を検討するため、まず、リプレイサブル栈橋の要求性能について検討を行った。通常栈橋の場合の要求性能は、現行の技術基準<sup>1)</sup>によれば、表-6.1のとおりである。

これによれば、床版部分を取外し可能な構造としたリ

表-6.1 栈橋の要求性能

港湾の施設の技術上の基準を定める省令 第29条

栈橋の要求性能は、構造形式に応じて、次の各号に定めるものとする。

- 一 船舶の安全かつ円滑な係留，人の安全かつ円滑な乗降及び貨物の安全かつ円滑な荷役が行えるよう，国土交通大臣が定める要件を満たしていること。
- 二 自重，土圧，変動波浪，レベルー地震動，船舶の接岸及び牽引，載荷重等の作用による損傷が，当該栈橋の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。
- 2 前項の規定によるもののほか，耐震強化岸壁である栈橋の要求性能にあつては，レベル二地震動等の作用による損傷等が，軽微な修復によるレベル二地震動の作用後に当該栈橋に必要とされる機能の回復に影響を及ぼさないこととする。ただし，当該栈橋が置かれる自然状況，社会状況等により，更に耐震性を必要とする栈橋の要求性能にあつては，レベル二地震動の作用後に当該栈橋に必要とされる機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこととする。

表-6.2 栈橋の性能規定

港湾の施設の技術上の基準の細目を定める告示 第55条

第四十八条の規定は，栈橋の性能について準用する。

- 2 前項に規定するもののほか，栈橋の性能規定は，次の各号に定めるものとする。

- 一 栈橋の渡版が次の基準を満たすこと。

<略>

- 二 主たる作用がレベルー地震動，船舶の接岸及び牽引並びに載荷重である変動状態に対して，次の基準を満たすこと。

- イ 上部工の部材の健全度を損なう危険性が限界値以下であること。
- ロ 杭に作用する軸方向力が地盤の破壊に基づく抵抗力を超える危険性が限界値以下であること。
- ハ 杭に生じる応力度が降伏応力度を超える危険性が限界値以下であること。

- 三 主たる作用が変動波浪である変動状態に対して，次の基準を満たすこと。

- イ 渡版に作用する揚圧力により渡版の安定性を損なう危険性が限界値以下であること。
- ロ 上部工の部材の健全度を損なう危険性が限界値以下であること。
- ハ 杭に作用する軸方向力が地盤の破壊に基づく抵抗力を超える危険性が限界値以下であること。

- 四 補剛部材を有する構造の場合にあつては，<略>。

- 3 第四十九条から第五十二条までの規定は，構造形式に応じて，栈橋の土留部の性能規定について準用する。

リプレイサブル栈橋であっても，要求される性能に差はないものと考えられる。また，この要求性能を受けた性能規定<sup>1)</sup>についても，表-6.2に示すとおり，通常の栈橋とリプレイサブル栈橋で特段の差はないものと考えられる。

また，設計供用期間については，リプレイサブル栈橋の場合でも通常の栈橋と同程度とする必要がある。これは，栈橋上部工の一部が取外し可能であっても構造全体系としては通常栈橋と同様であるためである。特に，下部工の鋼管杭については，リプレイサブル栈橋であっても通常栈橋であっても設計手法は同一であり，考慮すべき地震動も同じためである。しかし，プレキャスト床版のかぶりを設定するための設計供用期間については，供

用期間中に劣化部材を交換することを前提に短く設定し，かぶり厚さを小さくする設計も可能である。

## 6.2 構造性能照査の考え方

栈橋の性能照査について考えると，技術基準では，図-6.1のようなフローが示されている。リプレイサブル栈橋の性能照査をこのフローにしたがって行おうとした場合，はりと床版が剛結合されていないことで杭の断面力が変化しなければ，フローの最後の「構造部材に関する照査（上部工等に関する照査）」のみに違いが現れると考えてよい。なお，杭の断面力については，2.2でも述べたように，上部工のはりと床版が剛結合されているか否かにかかわらず変化しないことが確認されている。

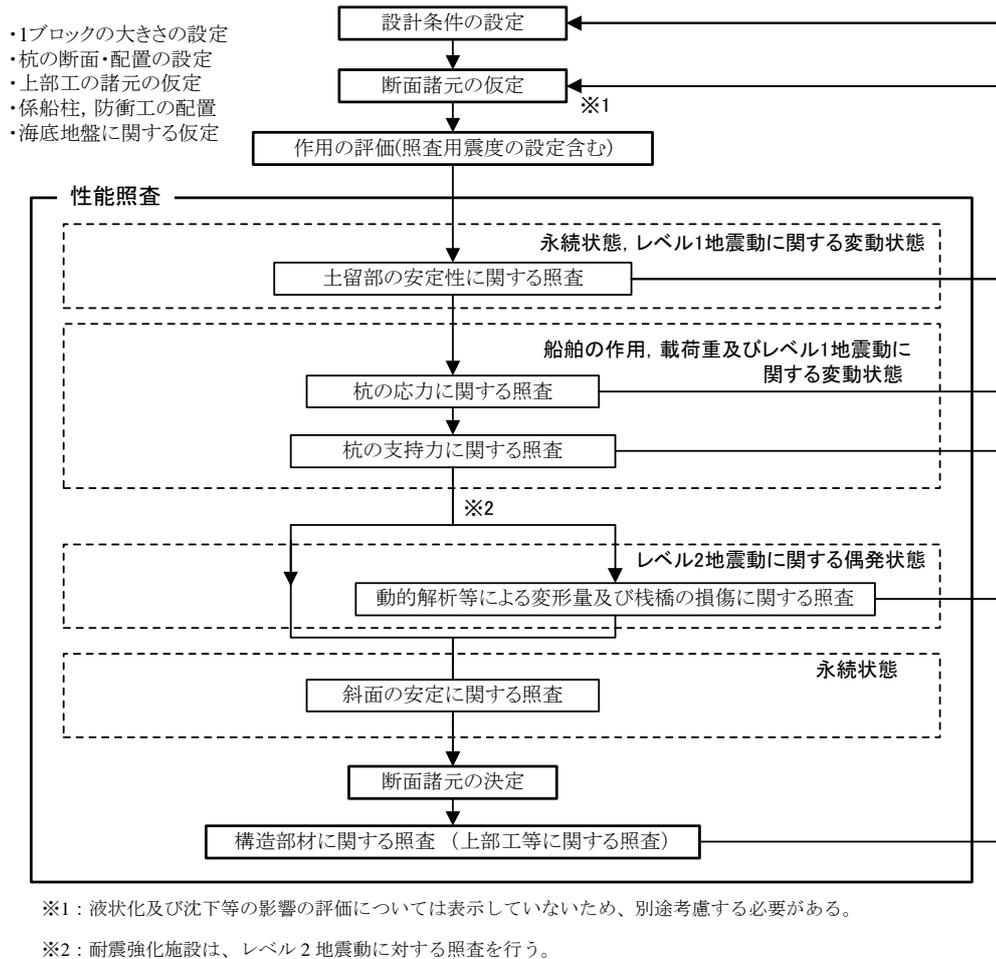


図-6.1 栈橋の性能照査フロー<sup>1)</sup>

床版の支持条件については、4. および5. に示した載荷実験の結果から、床版の固定条件として四辺単純支持を仮定することで、辺長比が1:1の場合には、通常の床版の耐力計算で概ね構造性能を評価できることが明らかとなっている。したがって、リプレイサブル栈橋の構造性能照査については、床版の支持条件を四辺単純支持とする以外には通常の栈橋と同様であるといえる。

### 6.3 部材接合部の構造細目

4. および5. で実施した載荷実験の結果から、リプレイサブル栈橋上部工の部材接合部の構造細目が床版の構造性能に及ぼす影響として、以下のことが明らかとなった。

- ①床版のはりへのかかり長については、基本的に300mmとし、ゴム支承との相対的な位置関係を定めた。
- ②コンクリート量や施工性の観点から、はり上で隣り合う2枚の床版を突き合わせて設置することが望ましいと考えて、部材接合方法を検討した。
- ③ゴム支承の厚さが薄い場合、床版が曲げ変形した際に、

床版底面がはりの角に接触してしまい、床版の力学挙動に影響を及ぼすだけでなく、はりに著しい損傷が生じた。また、ゴム支承のゴム硬度や設置位置、あるいはナットによる締付け程度は、床版の構造性能にあまり影響しなかった。

- ④床版1辺あたりに配置する座金の枚数ごとに、必要な座金厚さ、アンカー径、必要切欠き高さを求める。

これらの実験により得られた知見に加えて、港湾構造物における一般的な仕様や構造細目を踏まえて検討を行った結果、リプレイサブル栈橋上部工の部材接合部に対する構造細目については、以下のように設定することとした。なお、プレキャスト床版自体の構造細目については、通常のコンクリート構造物に対する構造細目<sup>7)</sup>と同様と考えてよい。

- ①はりへのかかり長

プレキャスト床版の長さは、はりの両端にそれぞれ少なくとも300mm程度かかるように設定する。これは、はり端部からゴム支承までの距離100mm程度、ゴム支承の幅

150mm程度、プレキャスト床版切欠き部長さ50mm程度を加えた値である。

②目地幅

目地幅（床版同士の離隔距離）は、アンカーボルトの径、床版の製作、据付誤差や交換時の作業性を考慮して、目安として100mm程度とする。

③ゴム支承

ゴム支承にはある程度以上の厚さ（例えば、20mm）が必要である。

④座金の最小厚さ

座金の材質はSS400、SM400またはSM490とし、その最小厚さは、22mmとする。

⑤アンカーボルト

アンカーボルトを設置する接合部の配置間隔は、一般には床版に揚圧力が作用した場合に接合部が十分に安全であるように決定するが、1～2m程度とする。また、揚圧力が作用しない場合でもアンカーボルトの径は24mm以上、埋込み長は直径の10倍以上とする。

アンカーボルトの材質はSS400またはS35CNとするが、腐食環境が非常に厳しいため、座金を含めて溶融亜鉛メッキを施す等防錆処置については十分に留意する<sup>13)</sup>。

⑥切欠き部の高さ

プレキャスト床版切欠き部の必要高さは、座金厚さ、ナットの長さ、ボルトのナット天端からの余裕代を考慮して100mm程度とする。

6.4 まとめ

リプレサブル栈橋の構造性能照査にあたっては、下部工および上部工のほりについては通常栈橋と同様の考え方で行うことが可能であり、上部工の床版については、6.3で示される構造細目に関する規定を満足すれば、四辺単純支持を仮定して、通常床版と同様の手法で構造性能を照査することができる。

7. 実大モデル試験体を用いた载荷実験

本実験では、これまでの検討結果を踏まえて、部材接合部などの構造細目について、可能な限り実際のリプレサブル栈橋上部工を再現した実大モデル試験体を製作し、その载荷実験を行うことで、6.で提案を行ったリプレサブル栈橋上部工に対する構造性能評価手法と部材接合部の構造細目の妥当性を検証した。

7.1 実験概要

(1) 試験体

a) 種類および数量

試験体の形状・寸法については、2.5×2.5×0.2(m)とし、標準的な栈橋上部工床版の1/2スケールとした。製作数量は1体である。

b) 配筋条件と床版の計算耐力

試験体の配筋を図-A.12に示す。この配筋条件で床版試験体の耐力を四辺単純支持の条件下で計算すると、曲げ耐力は337kN、押抜きせん断耐力は461kNとなり、曲げ破壊により終局状態に至ることが推測された。この時、コンクリートの圧縮強度は30N/mm<sup>2</sup>、鉄筋の引張強さは295N/mm<sup>2</sup>、スパンは2250mmとした。また、圧縮側鉄筋が耐力に及ぼす影響は考慮した。

c) 使用材料およびコンクリートの配合

使用したコンクリートの配合条件は、呼び強度を24、スランブを8cm、粗骨材の最大寸法を20mmとし、早強セメントを用いた普通コンクリートとした。示方配合を表-7.1に示す。使用材料の特性としては、早強セメントの密度が3.14g/cm<sup>3</sup>、細骨材として用いた山砂の粗粒率が2.50、表乾密度が2.59g/cm<sup>3</sup>、粗骨材として用いた砕石の実積率が62.0%、表乾密度が2.70g/cm<sup>3</sup>である。混和剤には、標準型のAE減水剤を用いた。

表-7.1 コンクリートの示方配合

コンクリートの種類	W/C (%)	s/a (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
				W	C	S	G	Ad
普通	54.0	41.4	4.5	284	153	764	1126	0.568

表-7.2 フレッシュコンクリートの試験結果

コンクリート種類	スランブ (cm)	空気量 (%)	気温 (°C)	コンクリート温度 (°C)
普通	8.0	3.4	4	9

表-7.3 コンクリートの圧縮強度試験結果

項目	材齢 (日)		
	10	28	56
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	33.7	45.9	45.2
ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	—	35.5	—

表-7.4 使用鉄筋の機械的性質

鉄筋種類	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
D10	340	469	27

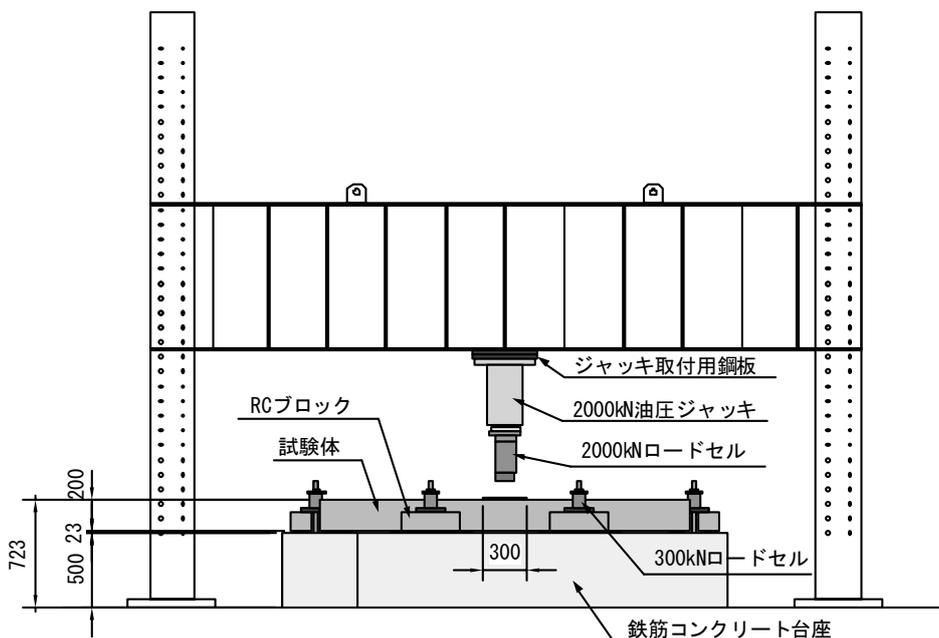


図-7.1 床版試験体の載荷方法

d) フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの性質

フレッシュコンクリートの試験結果を表-7.2に示す。また、載荷実験にあわせて、コンクリート円柱供試体の圧縮強度試験を行った。圧縮強度試験結果を表-7.3に示す。載荷実験時におけるコンクリートの圧縮強度は、45.9N/mm<sup>2</sup>であった。

e) 使用した鉄筋の種類と機械的性質

試験体の製作に用いた鉄筋はD10であり、鋼種はSD295Aである。その機械的性質を表-7.4に示す。ここで、伸びはミルシートの値である。

(2) 載荷実験の概要

載荷実験は、基本的に5.の実験と同様に行った。すなわち、図-7.1に示すように、栈橋上部工はりをモデル化

した鉄筋コンクリート台座に試験体を載せて行った。試験体の鉄筋コンクリート台座への接合は、座金止め方式により行い、接合部における構造細目については、図-7.2のように設定した。試験体1辺あたりの座金の数量は2箇所とした。

a) 試験体の支持・接合と加力方法

4体の鉄筋コンクリート台座を反力床上に口の字形に並べた後、ゴム支承を介して、試験体を設置した。ゴム支承の厚さは23mm、幅は100mm、長さは200mm、ゴム硬度は60度である。ゴム支承は鉄筋コンクリート台座の内面から100mmの位置にゴム支承の長手方向の中心線が来るように配置した。したがって、ゴム支承の中心線間隔は2250mmとなる。

また、座金止め方式により試験体を鉄筋コンクリート

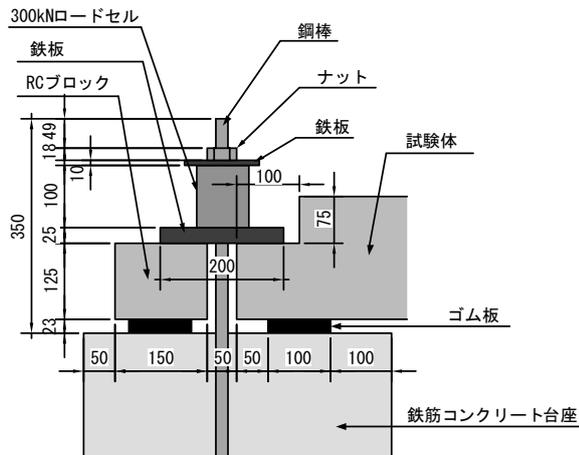


図-7.2 部材接合部の構造細目

台座に接合するため、試験体周囲の座金位置にRCブロックを設置した。RCブロックと鉄筋コンクリート台座の間には、試験体の設置に用いたゴム支承（長さ：200mm）と

同じものを挿入した。

用いた座金は、200×200×25 (mm)の鋼板であり、鉄筋コンクリート台座の製作時にあらかじめコンクリートに埋設したアンカーボルト (M22, SS400材) とナットを用いて、試験体を鉄筋コンクリート台座に接合した。ナットの締付けは、手締めにより行い、長さが約300mmのスパナで手締めで締められる程度のトルクを与えた。このときにアンカーボルトに導入される軸力はおおよそ20kNであり、座金の下に設置したセンターホール式ロードセルにより軸力調整を行った。

荷重は1点集中荷重とし、荷重フレームに設置した2000kN油圧ジャッキを用いて試験体に鉛直下向きに曲げ荷重を加えた。この際、1辺が300mmで厚さが25mmの鋼製載荷板を2枚重ねて用いた。荷重実験状況の例を、写真-7.1に、座金止め方式による部材接合部の状況を写真-7.2に示す。写真-7.1の左の写真の手前が西面を示している。

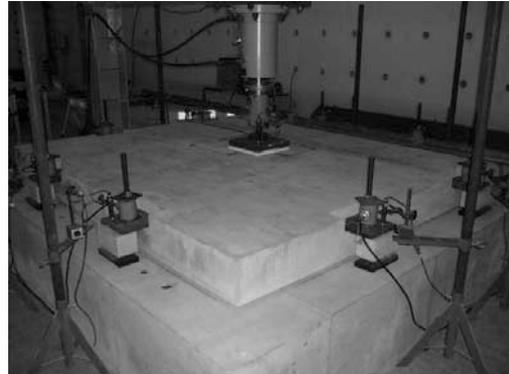
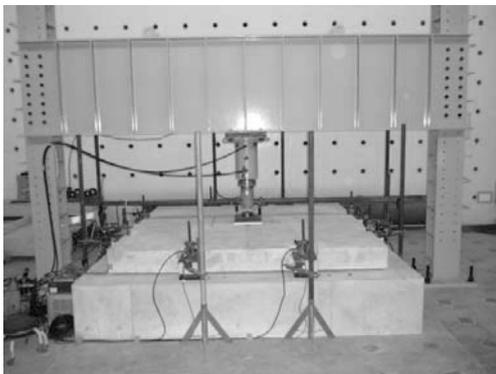


写真-7.1 荷重実験の状況



写真-7.2 部材接合部の状況

b) 計測項目

載荷実験時には、載荷荷重、載荷点変位、鉄筋ひずみ、コンクリートひずみ、座金の浮き上がり量、アンカーボルトの軸力についてデータロガーを用いて計測を行った。

載荷荷重については、油圧ジャッキ先端に取り付けたひずみゲージ式ロードセルを用いて計測を行った。載荷点変位については、試験体に設置した載荷板の上面にて、対角線上の2点の変位を高感度変位計により計測し、その平均値を算出することで求めた。鉄筋のひずみは、ゲージ長が3mmのひずみゲージを用いて、20点で計測した。コンクリートひずみは、載荷板の4辺から10mm離れた位置にゲージ先端が来るように、ゲージ長が60mmのひずみゲージをコンクリート表面に貼付して計測を行った。座金の浮き上がり量は、座金の端部に鉛直方向に設置した高感度変位計により計測した。アンカーボルトの軸力については、座金上に設置したセンターホール式ロードセル(容量：300kN)を用いて計測を行った。また、載荷中には、試験体に発生したひび割れについても適宜観察するとともに、載荷実験終了後には、試験体の4側面においてひび割れのスケッチを行った。

c) 載荷スケジュール

載荷は、試験体が終局状態に達するまで単調に荷重を増加させて行った。ただし、載荷中に1回だけ除荷および再載荷(200kNまで)を行った。計測間隔は、部材降伏までは5kNとし、その後は適宜とした。

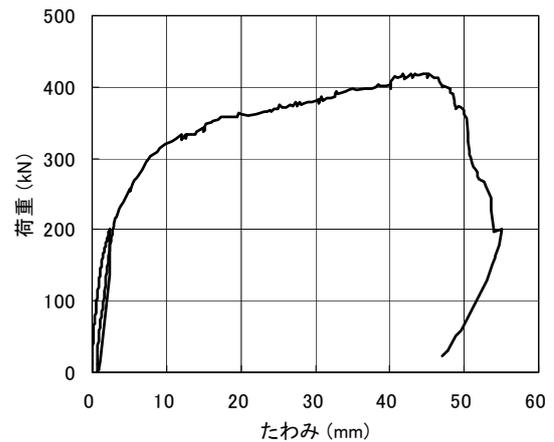


図-7.3 荷重-たわみ関係

7.2 実験結果と考察

(1) 試験体の破壊過程と破壊モード

載荷実験より得られた荷重-たわみ関係を図-7.3に、また、載荷実験終了時における試験体側面のひび割れ発生状況を図-7.4に示す。試験体の破壊過程としては、まず、荷重が73kNの時点で曲げひび割れが発生し、このひび割れ発生により、試験体の剛性が低下し、曲げ変形が進行した。荷重が303kNの時点で、載荷板直下の下側主鉄筋が降伏し剛性が一層低下した。この時のたわみは、

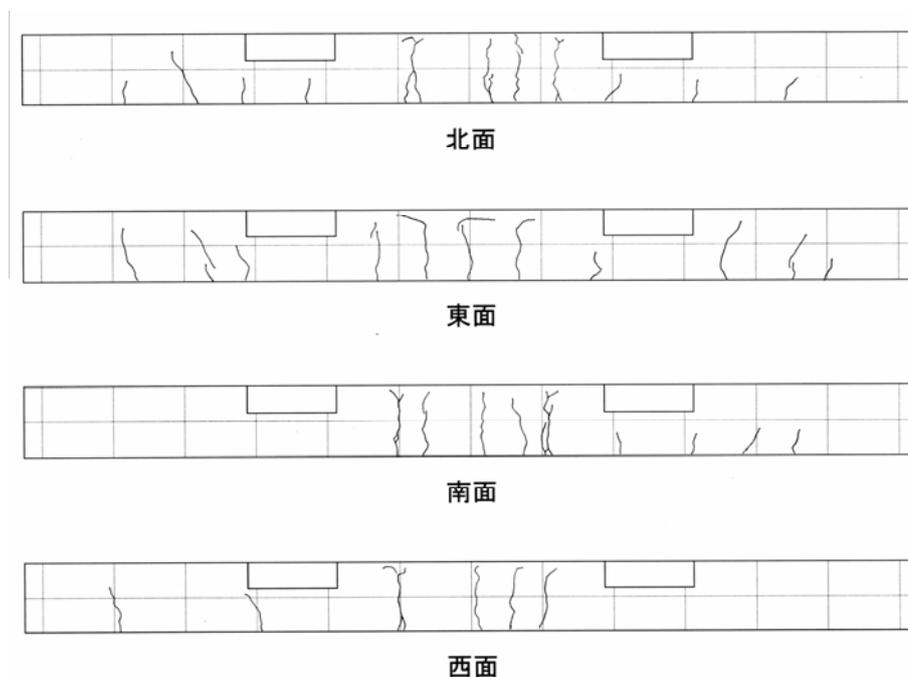


図-7.4 ひび割れ発生状況

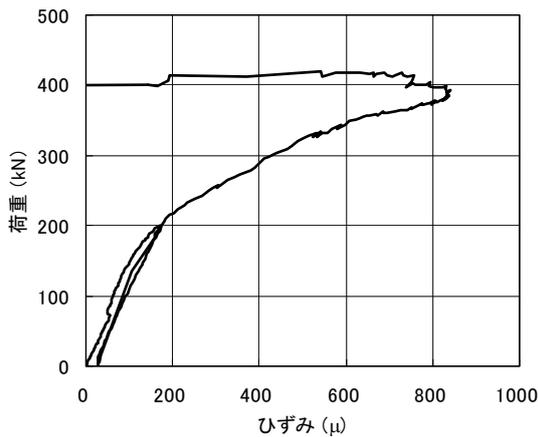


図-7.5 荷重-コンクリートひずみ関係

7.93mmであった。この後も、荷重が増加しながら曲げ変形が進行し、荷重が419kNの時点で最大荷重となり、載荷板近傍の圧縮側コンクリートが圧壊し、部材として曲げ破壊した。最大荷重時のたわみは、45.28mmであった。その後もさらに載荷を継続したところ、押抜きせん断破壊が生じた。試験体の破壊モードとしては、曲げ破壊であった。

また、接合部における箱抜き部（座金とアンカーボルト・ナットを収めるための試験体端部の切欠き）においては、著しい損傷やひび割れは発生していなかった。一部に、軽微な角欠けが載荷実験終了後に見受けられたが、これらは、面取りなどの施工上の配慮を施すことで発生を防止することが可能と考えられる。したがって、本試験体のような構造細目を設定することで、箱抜き部の損傷は発生しないとしてよい。

#### (2) コンクリートひずみ

試験体上面の載荷板近傍に貼付したひずみゲージにより計測したコンクリートの圧縮ひずみと載荷荷重の関係を図-7.5に示す。200kNまで載荷を行った後に除荷したときの残留ひずみは、30μ以下となっており、この程度の載荷履歴を受けたとしても試験体の健全性は高いといえる。

また、載荷荷重が400kN程度でひずみの値が約800μから大きく減少しているが、これは、圧縮縁コンクリートが圧壊したためである。最大ひずみの値がコンクリートの一般的な終局ひずみと比較して小さいのは、載荷板があることで、ひずみゲージ貼付位置が試験体中央から150mm程度離れているためである。

#### (3) 鉄筋ひずみ

試験体内部の鉄筋に貼付したひずみゲージにより計測した鉄筋ひずみと載荷荷重の関係のうち代表的なものを

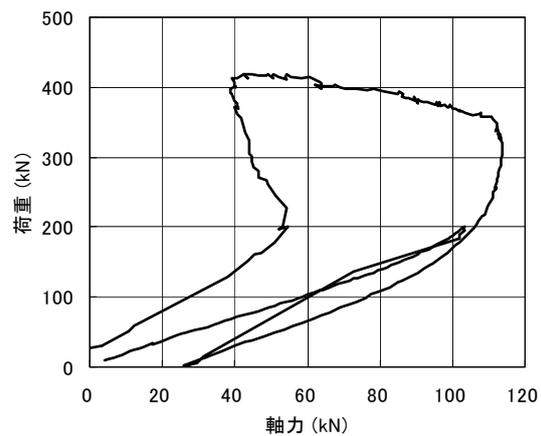


図-7.12 荷重-アンカーボルト軸力関係

図-7.6～図-7.11に示す。ゲージ位置については、04は試験体中央の下側鉄筋、17は試験体中央の上側鉄筋、01は試験体端部の下側鉄筋、16は試験体端部の上側鉄筋、14は箱抜き部の下側鉄筋、19は箱抜き部の上側鉄筋である。

これらによれば、載荷荷重が約300kNの時点で試験体中央の下側鉄筋が降伏していること、また、試験体中央の上側鉄筋は載荷荷重が約200kNまでは圧縮鉄筋として働いているが、それ以降では引張鉄筋として働き、載荷荷重が約400kNの時点で引張降伏していることがわかる。このような挙動は、曲げ破壊する部材に典型的なものである。

試験体端部についてみると、部材降伏が生じるまでは下側鉄筋も上側鉄筋もひずみはほとんど発生しなかったが、部材降伏以降では、いずれの鉄筋においてもひずみが急増した。これは、この位置まで曲げひび割れが進展したことによる。しかし、鉄筋のひずみは最大でも1400μ程度であり、降伏までには至っていない。

箱抜き部についてみると、部材降伏までは、発生ひずみ値は100μ以下であり、箱抜き部に変形はほとんど発生していないことがわかる。部材降伏以降、下側鉄筋のひずみが増加したが、ひび割れの発生までは至っていないものと考えられる。また、上側鉄筋は最大荷重時でもひずみの値は、50μ程度であった。これらに加えて、前述のとおり、箱抜き部に著しいひずみや損傷が発生することはなかったため、本研究で提案したリプレイサブル桟橋上部工の箱抜き部の寸法・形状の設定が妥当であったことが示された。

#### (4) アンカーボルトの軸力

座金止めに用いたアンカーボルトの軸力を計測した結果を図-7.12に示す。ここで、横軸は、8本のアンカーボ

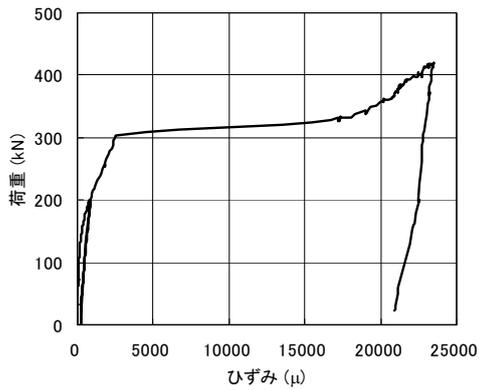


図-7.6 荷重-鉄筋ひずみ関係  
(ゲージ位置：04)

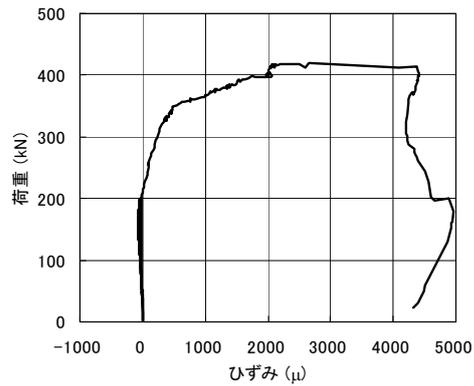


図-7.7 荷重-鉄筋ひずみ関係  
(ゲージ位置：17)

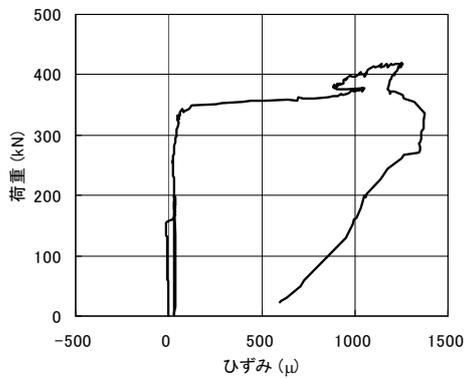


図-7.8 荷重-鉄筋ひずみ関係  
(ゲージ位置：01)

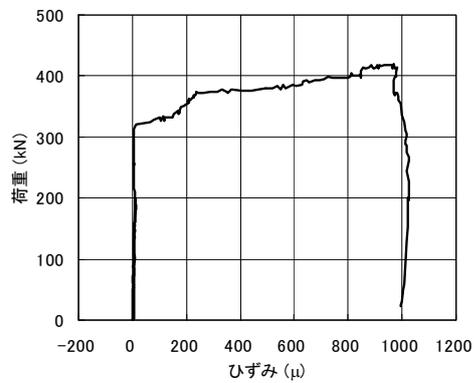


図-7.9 荷重-鉄筋ひずみ関係  
(ゲージ位置：16)

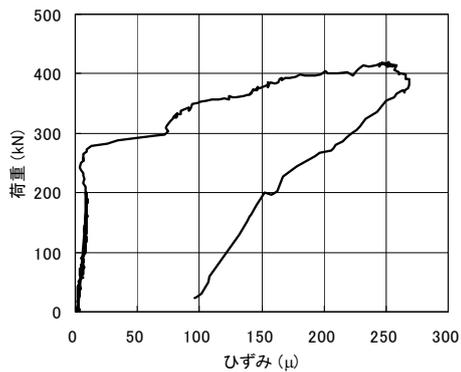


図-7.10 荷重-鉄筋ひずみ関係  
(ゲージ位置：14)

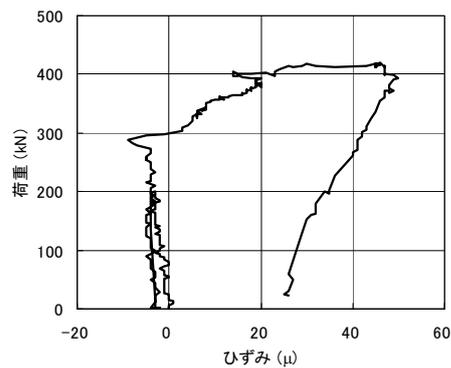


図-7.11 荷重-鉄筋ひずみ関係  
(ゲージ位置：19)

ルトの軸力の合計であり、載荷実験開始時からの変化で示している。これによれば、載荷初期は、載荷荷重の増加とともに、軸力の合計値は単調に増加するものの、部材降伏以降では、軸力の合計値は減少した。最大荷重を迎えた後は、再び軸力の合計値は増加に転じるが、その

後さらに減少に転じる。このように、軸力の計測値は複雑な様相を呈した。

#### (5) 床版の構造性能評価

載荷実験により得られた試験体の耐荷性（曲げ耐力）を、四辺単純支持を仮定した計算値と比較した結果を表

表-7.5 実験値と計算値の比較

項目	曲げ耐力
計算値 (kN)	337
実験値 (kN)	419
計算値に対する比	1.24

-7.5に示す。これによれば、実験値は計算値を上回っており、通常の床版の耐力計算によって座金止め方式で接合した床版の構造性能を安全側で概ね評価できることが実大モデル試験体でも確認できた。

これより、リプレイサブル栈橋上部工の構造性能は、四辺単純支持を仮定することで可能であることが示された。

### 7.3 まとめ

本載荷実験により、これまでの検討結果を踏まえて決定したリプレイサブル栈橋上部工の部材接合部に対する構造細目の設定が妥当であること、ならびに、四辺単純支持を仮定して床版の構造性能を評価できることが実大モデル試験体で実証された。

## 8. 結論

本研究では、リプレイサブル栈橋上部工として、上部工のうち床版部分をプレキャスト化するとともに、供用中に取外しおよび交換ができる構造を提案し、これを実現するための部材の接合方法を検討した。その結果、部材の一体性、施工性、経済性などの観点から、座金止め方式が取外し可能な部材接合方法として適用できることがわかった。

続いて、より実際の栈橋上部工に近い状態での構造性能を評価するため、床版モデル試験体を用いた載荷実験を行った。その結果、座金止め方式によりはりに接合された床版の耐力等の構造性能は、四辺単純支持を仮定して、通常の床版と同様に計算できることが示された。さらに、実際の栈橋上部工のおおよそ1/2のスケールの実大モデル床版試験体を製作し、部材接合部などの構造細目について可能な限り実際の状態を再現した状態で載荷実験を行った。その結果、四辺単純支持を仮定して求めた耐力が実験でも確認され、部材接合部に著しい変形や損傷は認められなかった。

以上より、リプレイサブル栈橋上部工の構造性能照査は四辺単純支持を仮定して通常の栈橋と同様に行えるこ

と、ならびに、部材の取外し性を確保できる適切な部材接合部の構造細目を示すことができた。

## 9. あとがき

本研究では、リプレイサブル栈橋上部工の構造性能照査手法について、プレキャスト床版をモデル化した載荷実験を行うことで検討を行った。今後、本構造形式を実際に採用していくためには、リプレイサブル化によるコスト削減効果に関する検討を具体的な栈橋を想定して実施する必要がある。本研究においても、通常栈橋と比較してどの程度のコスト削減効果があるのかについて、ケーススタディを通じて試算を行ったので、その概要を以下に記す。

このケーススタディでは、水深-12mの直杭式横栈橋を対象として、上部工のはりと床版を一体として構築する通常栈橋と本研究で提案したリプレイサブル栈橋について、初期建設費および維持管理費の比較を行った。6.でも述べたように、上部工の床版以外の部分については同一の諸元となった。

初期建設費について上部工部分のみを比較した結果、リプレイサブル栈橋の方が若干安くなった。これは、床版をプレキャスト化したことで支保工や足場の一部を省略できたためである。また、コスト試算には反映していないが、プレキャスト床版を用いることで工期の短縮が図れる可能性がある。

また、維持管理費用については、次のような維持管理のシナリオを設定して、既往のコスト原単位<sup>14)</sup>を用いて試算を行った。すなわち、通常栈橋の場合には、建設から30年後に、栈橋下に足場を架設してはりと床版の補修（断面修復および表面被覆）を行うこととし、リプレイサブル栈橋の場合には、建設から30年後に、床版を全て新しい床版に交換するとともに、はりは断面修復を行うこととした。その結果、リプレイサブル栈橋上部工の方が維持管理費用が数%程度安くなった。これは、通常栈橋に対する補修では栈橋下に足場を架設しなければならないこと、栈橋下での補修工事の作業性が悪いことなどが原因として挙げられる。ただし、コストの試算に用いた単価は過去の工事实績等を参考に設定したものであるが、施工規模や施工条件等によって大きく変動するものである。これに加えて、コスト試算の結果は、栈橋の規模、部材の諸元、維持管理のシナリオなどによって大きく変化することから、リプレイサブル栈橋の採用によるコスト削減効果を普遍的に示すことは難しいことから、実際の構造形式の選定にあたっては、補修等の単価やシナリ

オを適切に設定し、厳密なコスト比較を行う必要がある。

リプレイサブル栈橋の採用によるメリットとしては、部材交換によるコスト削減の可能性があることに加えて、以下のものが挙げられる。

- ・プレキャスト部材を活用することから、通常栈橋と比較して工期の短縮や品質の向上が期待できる。
- ・床版部分の取外しが可能になれば、定期点検診断時に床版を外すことで床版自身の点検診断が容易になるだけでなく、取り外した床版を取り囲むはりの点検診断も容易になる。
- ・部材交換による対策となることから、工事箇所をごく限られた範囲とすることができるため、栈橋を供用させながらの補修工事が可能になる。

2007年4月には、「港湾の施設の技術上の基準<sup>1)</sup>」が改正され、港湾構造物に対する適切な維持管理の遂行がこれまで以上に強く求められるようになった。これにより、計画的な点検診断などの確実な維持管理の実施だけでなく、設計・施工の段階から維持管理に配慮した構造物を建設することも期待されている。リプレイサブル栈橋上部工の設計思想は、この技術基準の改正の方針にも合致したものである。

社会・経済が成熟した我が国において、今後は既存構造物の有効活用を図りながらも、新たに構造物を建設する際には、維持管理の効率化やライフサイクルコストの削減にさらに努める必要がある。このとき、本研究で開発したリプレイサブル栈橋上部工に関する技術は、社会の持続可能な発展に貢献できるものであり、今後、実工事での採用と広範な普及を期待している。

(2008年11月7日受付)

## 謝辞

本研究の実施にあたっては、国土交通省港湾局の関係各位に多大なるご支援、ご助言をいただいた。ここに記して謝意を表す。

また、本研究の一部は、(社)日本埋立浚渫協会との共同研究「高性能栈橋上部工の構築に関する共同研究」として実施した。本稿のとりまとめにあたっては、本共同研究における議論の結果を大いに参考にした。共同研究終了時点(平成20年3月末)のメンバーである同協会調査役 寺内 潔氏、同協会技術委員会技術委員 亀井幸雄氏(東亜建設工業(株))、有岡謙一氏(東洋建設(株))、内藤英晴氏(五洋建設(株))、池上成洋氏(国土総合建設(株))、伊藤光明氏(りんかい日産建設(株))、牛嶋純氏(若築建設(株))、小滝勝美氏((株)大本組)、柴田清二氏(株木建設(株))、菅原 禎氏((株)本間組)、

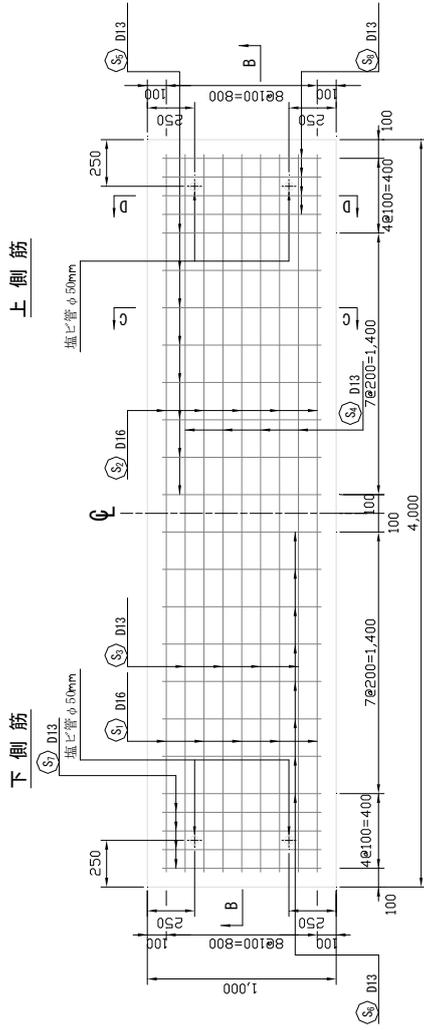
田村幹郎氏(みらい建設工業(株))、吉原 到氏(佐伯建設工業(株))をはじめ、関係各位に対して、ここに記して心からの謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，2007。
- 2) 加藤絵万，岩波光保，山路徹，横田弘：建設後30年以上経過した栈橋上部工から切り出したRC部材の劣化性状と構造性能，港湾空港技術研究所資料，No.1140，2006。
- 3) 港湾空港技術研究所編著：港湾の施設の維持管理技術マニュアル，沿岸技術ライブラリーNo.26，沿岸技術研究センター，2007。
- 4) 井関和朗，濱田勝：公団型スケルトン・インフィル住宅(KSI住宅)の取り組み—住宅を長く使うために，コンクリートテクノ，Vol.23，No.3，2003。
- 5) 中塚佑，巽英明：リユースコンクリート構造部材の可能性について，コンクリート工学，Vol.45，No.5，pp.102-108，2007。
- 6) 沿岸開発技術研究センター：PC栈橋技術マニュアル，沿岸開発技術ライブラリーNo.19，2003。
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編]，2007。
- 8) 伊藤始，岩波光保，横田弘：PVA短繊維で補強したRCはりのせん断耐力評価に関する実験的研究，土木学会論文集，No.774/V-65，pp.123-138，2004。
- 9) 岩波光保，加藤絵万，横田弘：高性能軽量コンクリートの構造性能と施工性に関する実験的検討，港湾空港技術研究所資料，No.1138，2006。
- 10) 九々正武，坂口昇，木村薫：中国産人工軽量骨材を使用したコンクリートの物性，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.2，pp.43-48，2001。
- 11) 伊藤始，岩波光保，横田弘：短繊維補強コンクリートの施工性に関する検討，港湾空港技術研究所資料，No.1087，2004。
- 12) 伊藤始，岩波光保，横田弘：軽量コンクリートスラブの押抜きせん断特性に及ぼすPVA短繊維の影響，構造工学論文集，Vol.51A，pp.1321-1331，2005。
- 13) 日本道路協会：道路橋支承便覧，pp.256-257，2004。
- 14) 古玉悟，田邊俊郎，横田弘，濱田秀則，岩波光保，日比智也：栈橋の維持補修マネジメントシステムの開発，港湾技術資料，No.1001，2001。

## 付録A 試験体の形状・寸法および配筋の詳細

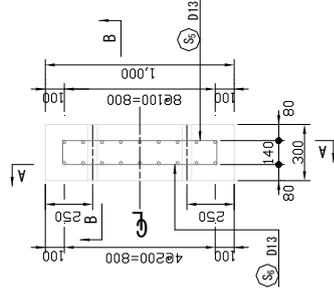
平面図  
A-A断面



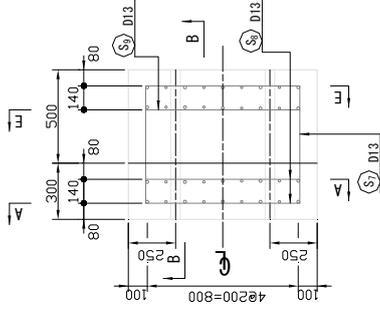
上側筋

下側筋

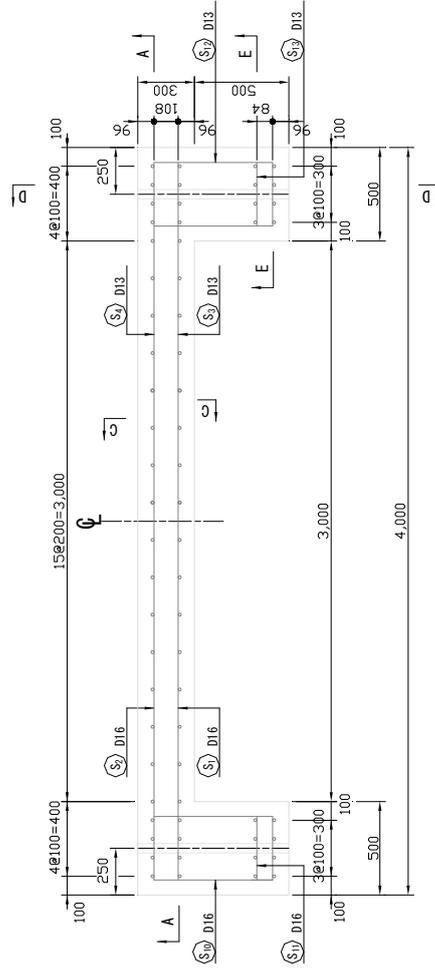
C-C断面



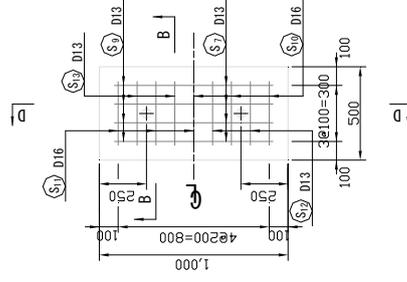
D-D断面



B-B断面



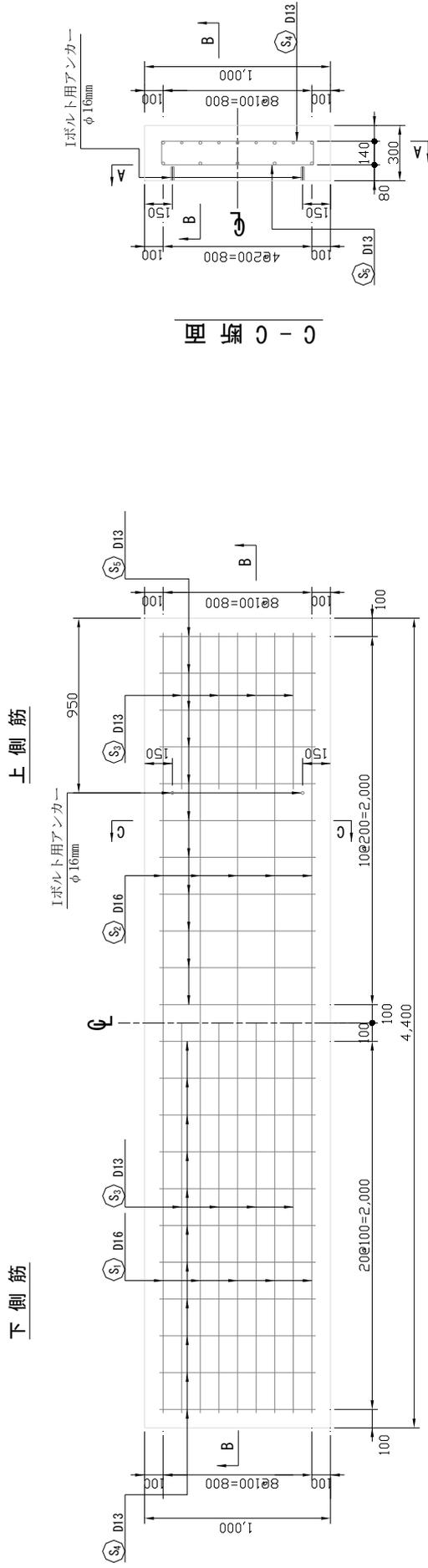
E-E断面



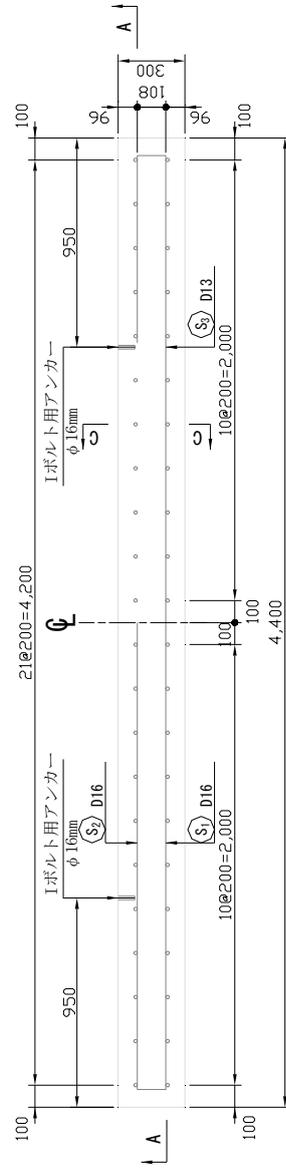
[単位 : mm]

図-A.1 タイプI試験体

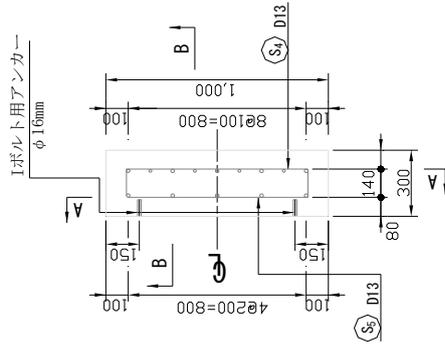
平面図  
A-A断面



B-B断面



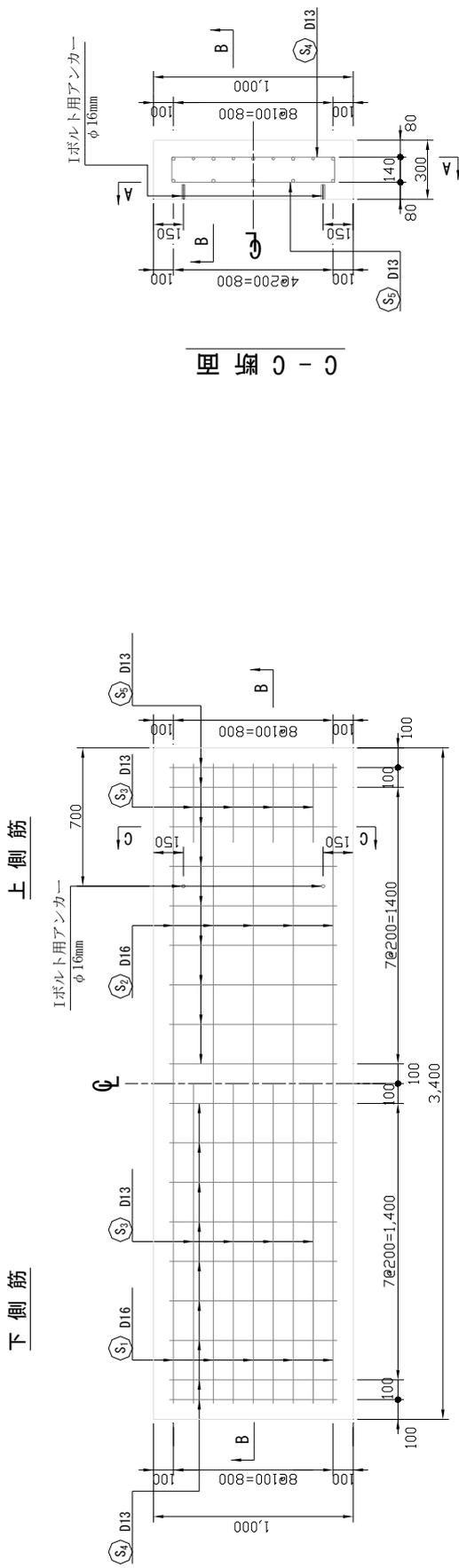
C-C断面



[単位 : mm]

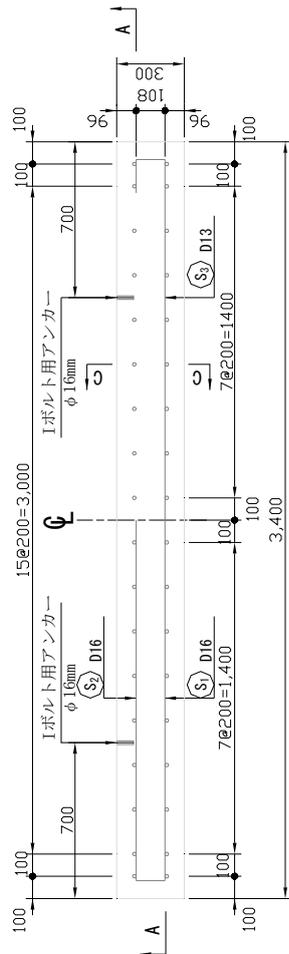
図-A.2 タイプ2試験体

平面図  
A-A断面



C-C断面

B-B断面

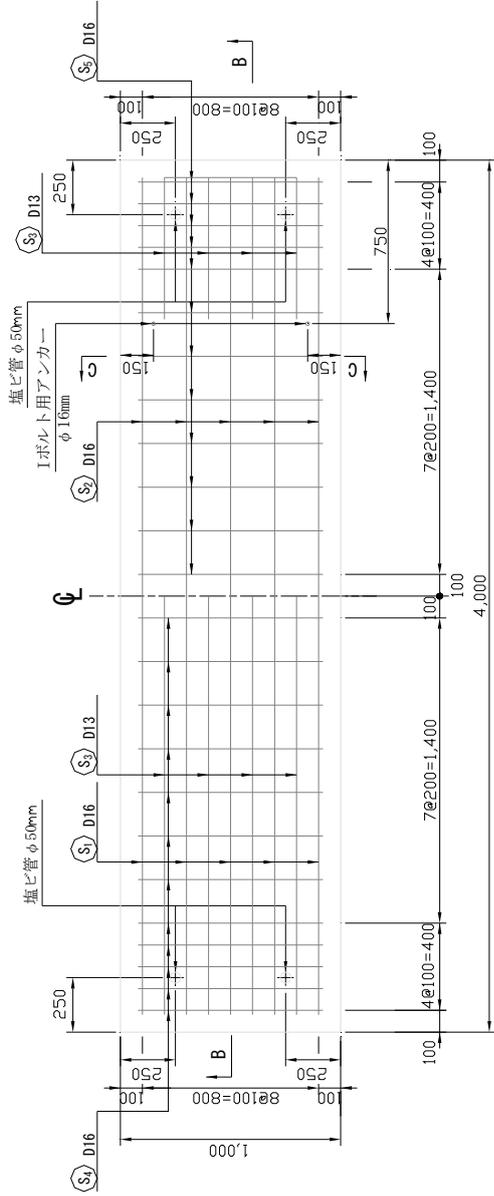


[単位 : mm]

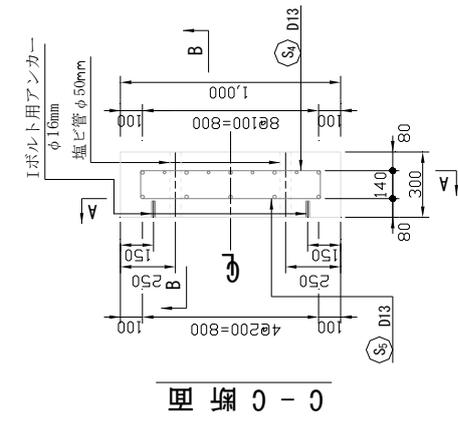
図-A.3 タイプ3試験体

平面図  
A-A断面

下側筋

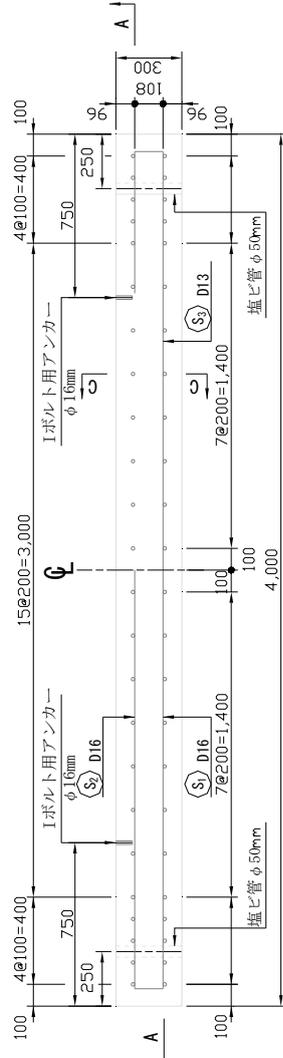


上側筋



C-C断面

B-B断面



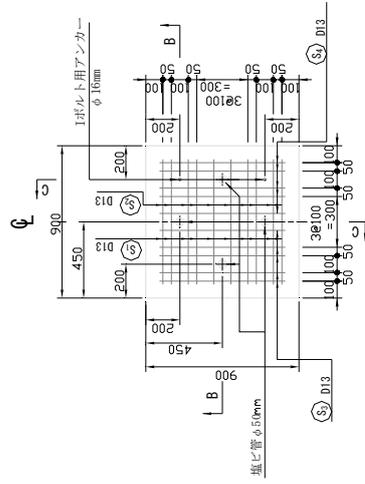
[単位 : mm]

図-A.4 タイプ4試験体

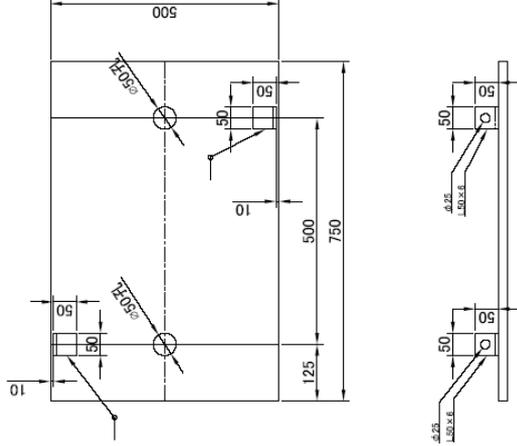
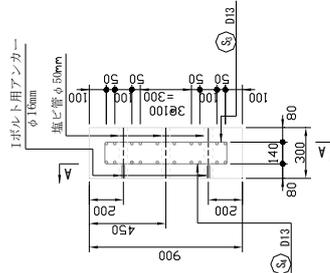


平面図  
A-A断面

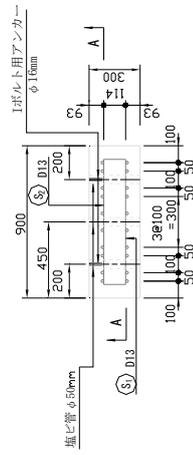
下側筋 上側筋



C-C断面



B-B断面

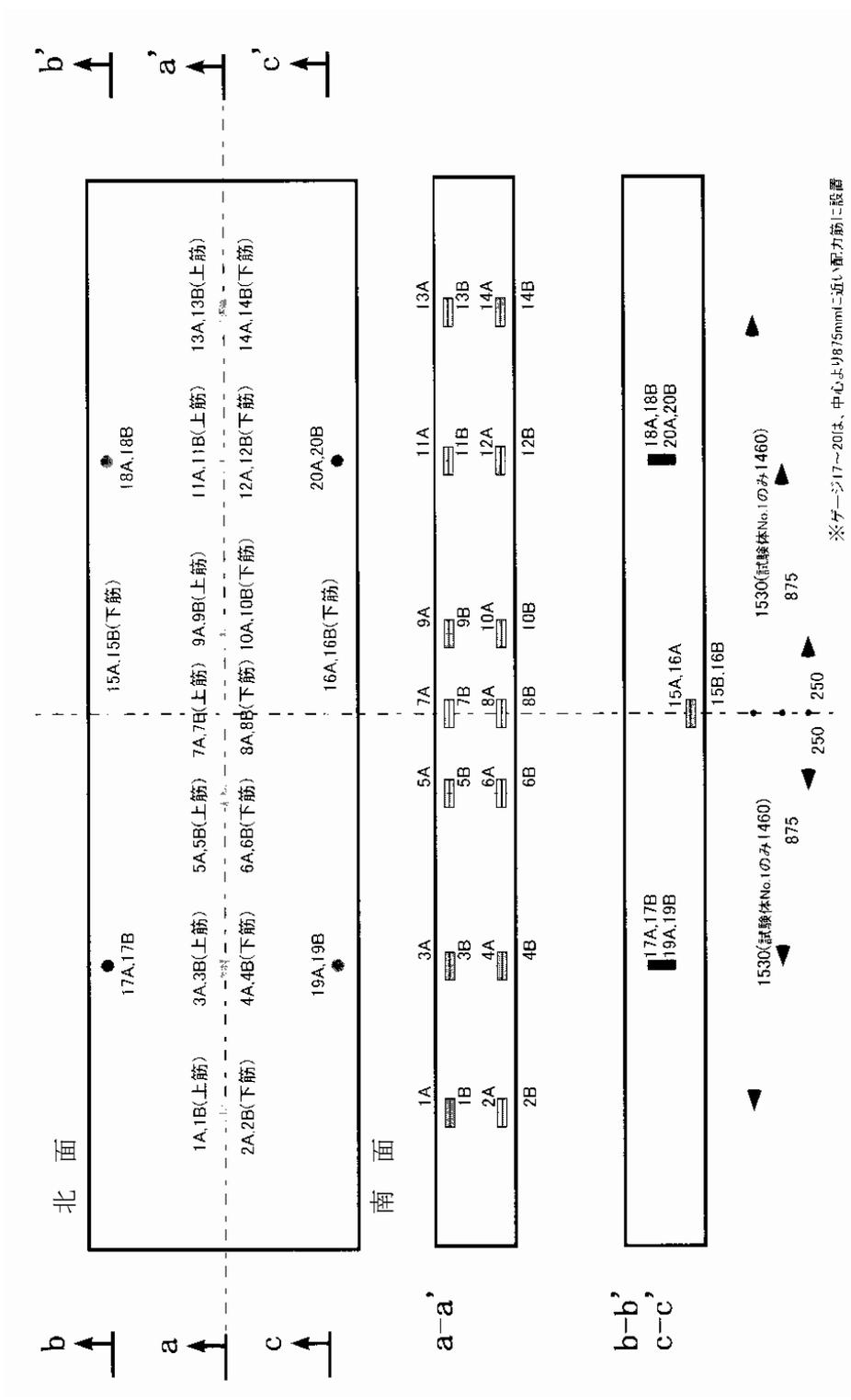


[単位：mm]

[単位：mm]

図-A.6 座金接合用ブロック

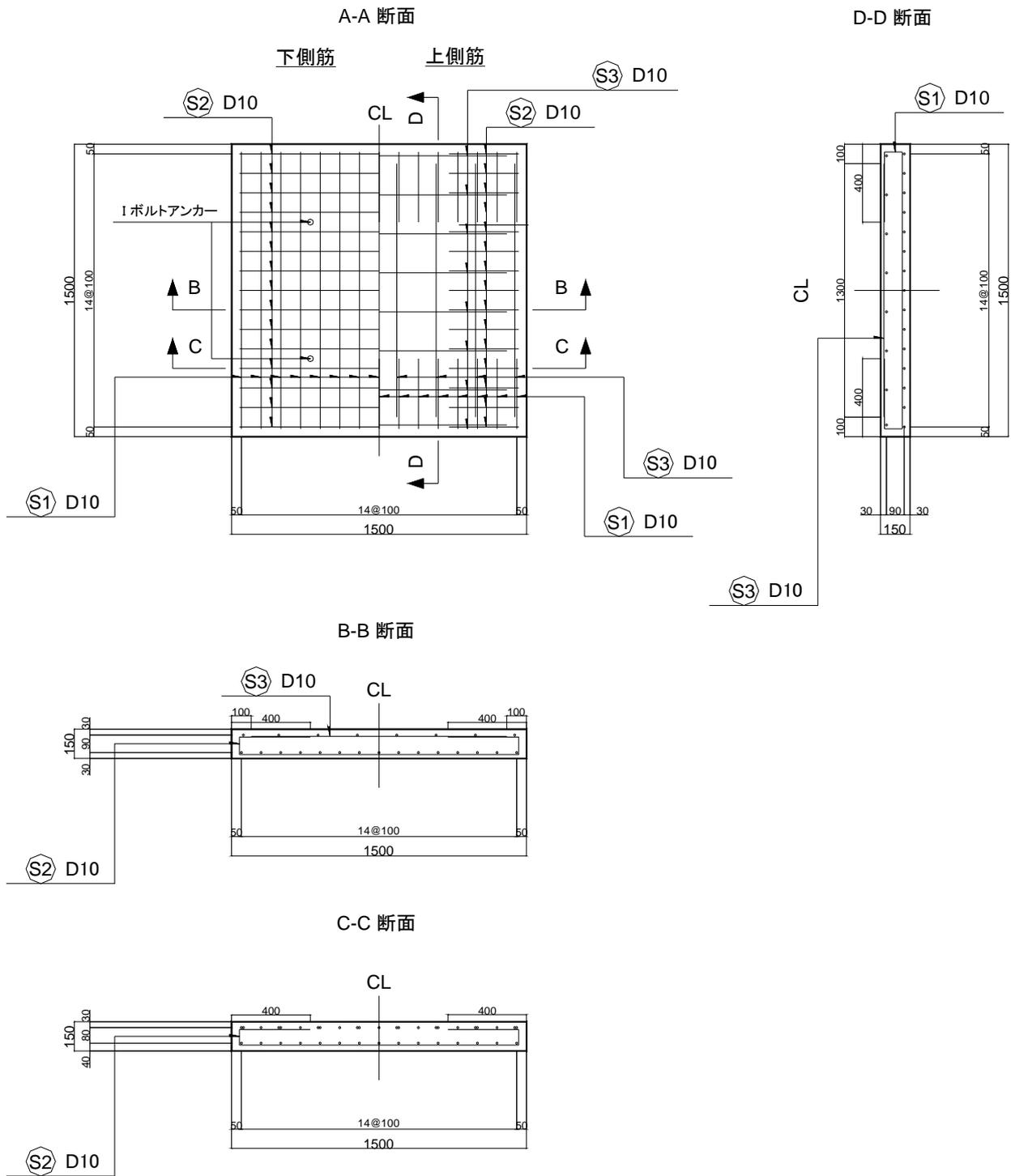
図-A.7 座金



[単位 : mm]

図-A.8 ひずみゲージ貼付位置

# 平面図

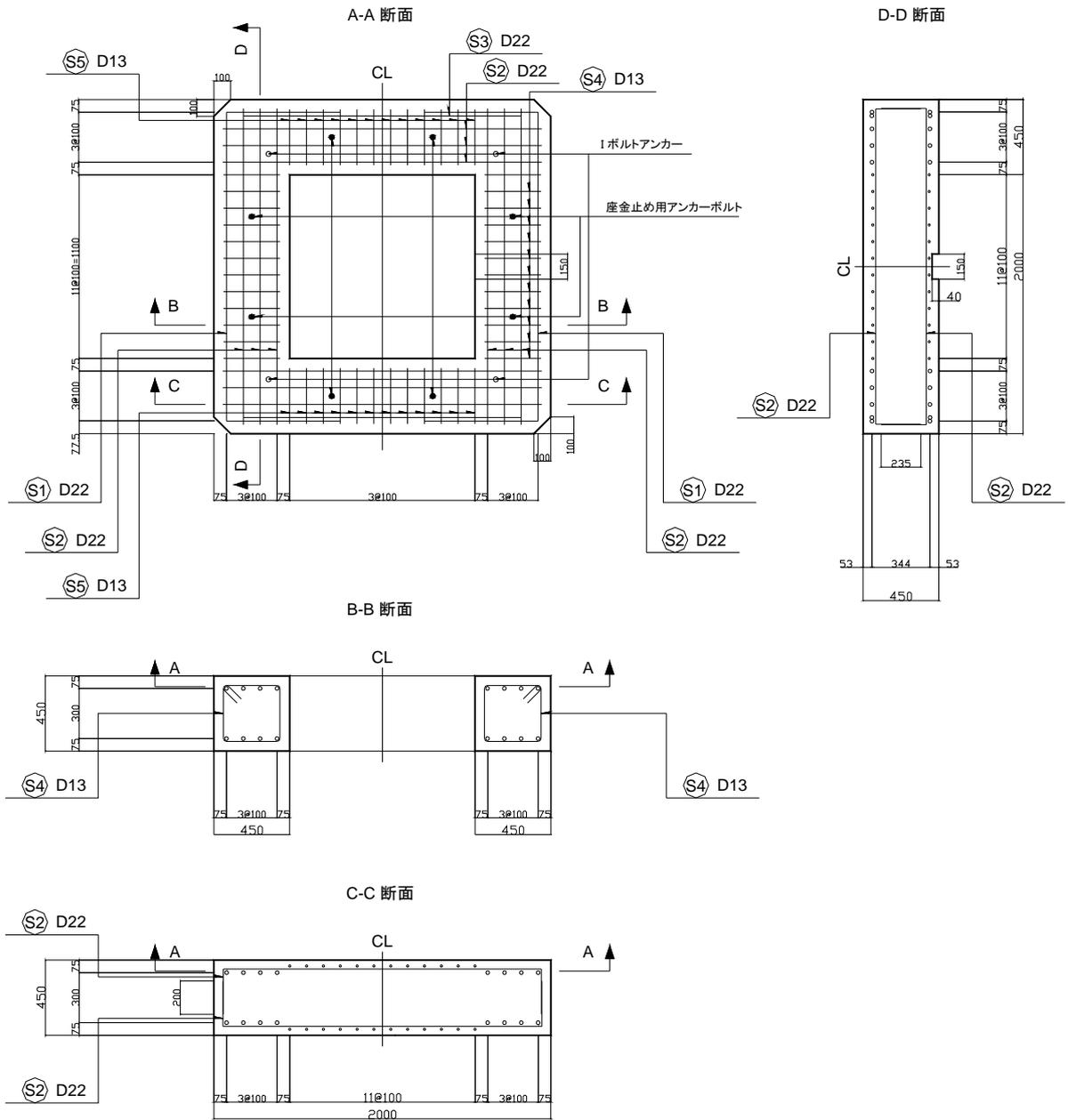


[単位 : mm]

図-A.9 床版試験体の形状・寸法 (辺長比 : 1:1)

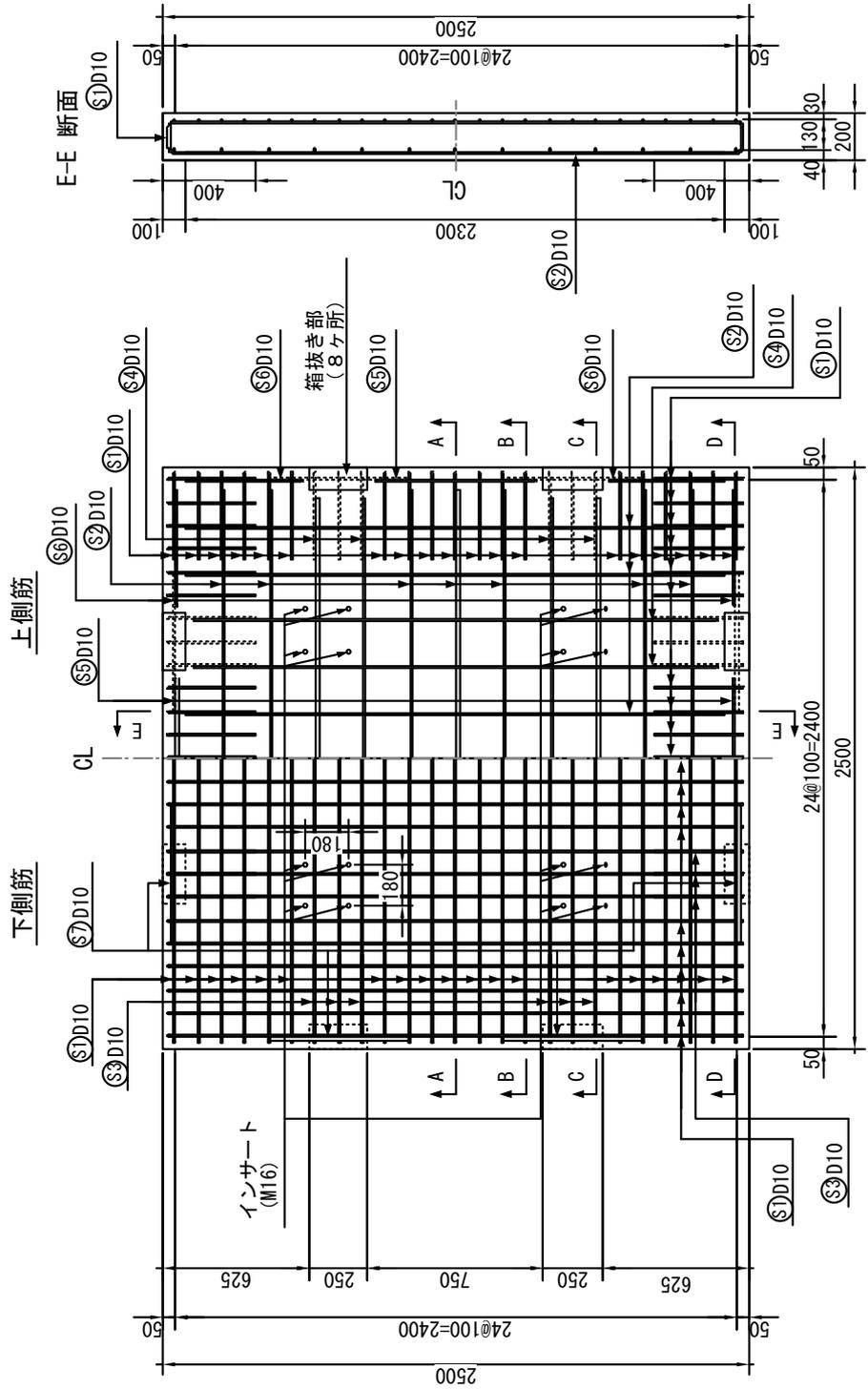


平面図



[単位：mm]

図-A.11 はりブロックの形状・寸法



[単位 : mm]

図-A.12 実大モデル試験体の形状・寸法

港湾空港技術研究所報告 第48巻第1号

2009・3

編集兼発行人 独立行政法人 港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人 港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬3丁目1番1号

TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Copyright©(2009)by PARI

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

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