

プレキャスト PC 床版の橋軸方向機械式継手
の耐荷性および疲労耐久性に関する研究

高木 祐介

目 次

	頁
第 1 章 序論.....	1
1.1 本研究の背景および目的	1
1.2 本論文の構成	2
【参考文献】	4
第 2 章 既往の研究.....	5
2.1 本章の目的	5
2.2 プレキャスト PC 床版の橋軸方向の接合構造	5
2.3 プレキャスト PC 床版の橋軸方向接合部の設計	6
2.3.1 性能照査, 設計手順	6
2.3.2 設計曲げモーメント	7
2.3.3 橋軸方向の設計における制限値	7
2.3.4 連続桁橋の中間支点上の橋軸方向の設計	9
2.4 コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力	9
2.4.1 RC 床版の押抜きせん断耐荷力.....	9
2.4.2 PC 床版の押抜きせん断耐荷力.....	10
2.5 コンクリート床版の疲労耐久性に関する研究	11
2.5.1 梁状化した床版の押抜きせん断耐荷力	11
2.5.2 コンクリート床版の S-N 曲線	13
2.5.3 プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性試験方法	13
2.6 各研究機関の橋軸方向の接合構造に関する研究	14
2.6.1 突起定着式鉄筋継手に関する研究	14
2.6.2 高強度繊維補強コンクリートを用いた鉄筋継手に関する研究	16
2.6.3 モルタル充填形式継手に関する研究	17
2.6.4 モルタル充填形式の機械式継手に関する研究	17
【参考文献】	19
第 3 章 従来構造の問題点と機械式継手の構造, 本研究の課題.....	22
3.1 本章の目的	22
3.2 従来構造の問題点と機械式継手の構造概要	22
3.3 機械式継手の接合部の呼称	23
3.4 機械式継手の設計思想	23
3.4.1 曲げモーメントによる圧縮力に対する抵抗および伝達機構	23
3.4.2 曲げモーメントによる引張力に対する抵抗および伝達機構	23
3.4.3 打継目のせん断伝達機構	24

3.4.4	押抜きせん断耐荷力	25
3.4.5	疲労耐久性	25
3.5	構成する部材の使用材料と断面の決定根拠	25
3.5.1	基準 RC 断面と部材断面の設計思想	25
3.5.2	各部材の断面位置	27
3.5.3	アンカー	27
3.5.4	機械式継手の I 字形の接合材「ブリッジ」	30
3.5.5	C 字形の接合材「C ホルダ」	32
3.6	本研究の課題	34
	【参考文献】	35
第 4 章	機械式継手により接合した RC 梁構造の曲げ耐荷性に関する研究	36
4.1	本章の目的	36
4.2	静的曲げ載荷試験の概要	36
4.2.1	試験体と載荷位置	36
4.2.2	使用材料	40
4.2.3	測定項目	41
4.3	3 次元材料非線形 FEM 解析	43
4.3.1	解析モデル	43
4.3.2	非線形材料の材料特性	44
4.4	試験結果および考察	47
4.4.1	荷重－鉛直変位の関係，ひび割れ	47
4.4.2	荷重－打継目の目開き	50
4.4.3	試験と FEM 解析の比較	51
4.4.4	機械式継手の剛性	53
4.4.5	橋軸方向の曲げモーメントによる圧縮力および引張力に対する抵抗および伝達機構	55
4.4.6	接合部断面のひずみ分布	58
4.5	最大荷重の試験値の RC 断面計算による検討	59
4.6	本章の結論	60
	【参考文献】	61
第 5 章	機械式継手により接合した PC 床版の静的耐荷性に関する研究	62
5.1	本章の目的	62
5.2	試験概要	62
5.2.1	試験方法	62
5.2.2	使用材料	64
5.2.3	測定項目	65
5.3	試験結果および考察	69
5.3.1	荷重－変位関係，試験体下面のひび割れ	69

5.3.2	打継目の目開き	71
5.3.3	断面のひび割れ	73
5.3.4	機械式継手試験体の剛性	74
5.3.5	打継目のせん断伝達の検証	74
5.3.6	機械式継手の橋軸方向ひずみ	77
5.4	等方性, 一体性の検討	79
5.4.1	各試験体のたわみ分布	79
5.4.2	たわみ分布の比較	81
5.4.3	鉄筋ひずみの比較	81
5.5	試験結果の検証	83
5.5.1	既往研究による PC 床版の押抜きせん断耐荷力	83
5.5.2	3 次元材料非線形 FEM 解析	86
5.6	本章の結論	88
	【参考文献】	90
第 6 章	機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性に関する研究	91
6.1	本章の目的	91
6.2	プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性に関する試験方法	91
6.3	試験概要	91
6.3.1	試験体	91
6.3.2	使用材料	93
6.3.3	载荷ステップ	93
6.3.5	測定項目	96
6.4	試験結果および考察	99
6.4.1	耐用年数 100 年に対する疲労耐久性の検討	99
6.4.2	疲労による破壊性状の検討	103
6.5	機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価方法	112
6.6	本章の結論	116
	【参考文献】	117
第 7 章	機械式継手により接合した PC 床版の設計方法の提案	118
7.1	本章の目的	118
7.2	機械式継手により接合した PC 床版の設計方針	118
7.3	既存の規定による接合部の照査	120
7.3.1	道示の規定と照査	120
7.3.2	NEXCO 設計要領による照査	122
7.4	接合部の照査結果	123
7.4.1	道示による照査結果	123
7.4.2	NEXCO 要領による照査結果	123
7.5	本章の結論	123

7.6 機械式継手の接合部の設計に関する課題	125
【参考文献】	126
第8章 結論	127
8.1 本研究で得られた結論	127
8.2 今後の課題	131
8.3 機械式継手により接合した PC 床版の耐久性確保のためのシナリオ	133
8.3.1 RC 床版およびプレキャスト PC 床版の損傷や変状	133
8.3.2 道路橋床版を長く使用するための維持管理	134
8.3.3 機械式継手により接合した PC 床版の耐久性確保のためのシナリオ	135
【参考文献】	137
謝辞	138

第1章 序論

1.1 本研究の背景および目的

わが国の社会資本は、多くが高度経済成長期以降に整備されており、道路橋では約10年後の2033年において建設後50年以上経過する構造物が約63%になる^{1,1)}。道路橋の老朽化の問題は、社会に致命的な経済損失を与え、国民生活に支障が生じかねない重大な問題である。特に輪荷重を直接受ける道路橋RC床版は、交通量の増加や車両の大型化、さらに凍結防止剤散布などの環境の影響を受け、疲労や塩害などの劣化が進行している。そのため、高速道路や国道といった経済の大動脈において、RC床版の取替工事が進められており、品質や急速施工の観点からプレキャストPC床版を用いた床版取替工事が実施されている。

床版取替工事では、交通規制を伴うことから施工時間の短縮や、集中工事での人手不足から施工の省人化・省力化が求められている。プレキャストPC床版の橋軸方向接合部は、一般的に橋軸方向鉄筋のループ継手(図1-1)が用いられ、幅340mm程度の間詰め部に現場打ちコンクリートが打設されている。また、ループ継手は床版厚が鉄筋の最小曲げ半径の影響を受けること、継手内の橋軸直角方向鉄筋の配置に時間を要することから、鉄筋の曲げ加工を回避するため先端を加工した突起定着式鉄筋継手^{1,2)}など(図1-2)も用いられている。しかし、これらの鉄筋継手においては、鉄筋組立や間詰め部のコンクリートの打込みや養生が必要で、施工時間の長期化や作業人員の増員に繋がっている。また、プレキャストPC床版の架設では、床版端部から鉄筋が突出していることにより鉄筋同士が干渉し、時間を要する場合がある。従って、プレキャストPC床版の橋軸方向接合構造の合理化は、床版取替工事の施工時間の短縮や施工の省人化・省力化に対する解決策の一つである。

そこで本研究では、鉄筋組立や型枠組立、コンクリートの打込みが不要な機械式継手(図1-3)を提案した。本継手は、プレキャストPC床版に設置する橋軸方向のアンカーを有するC字形の接合材(以下、Cホルダ)にI字形の接合材(以下、ブリッジ)をボルト締めして連結し、幅30mmの間詰め

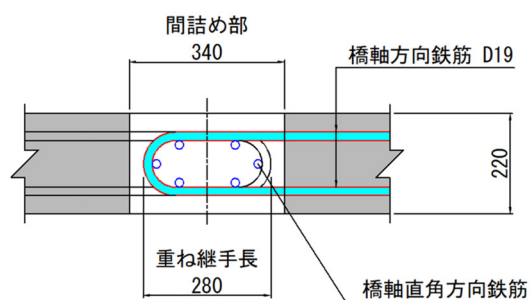


図 1-1 ループ継手

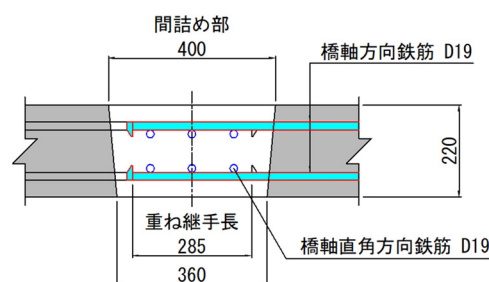


図 1-2 突起定着式鉄筋継手

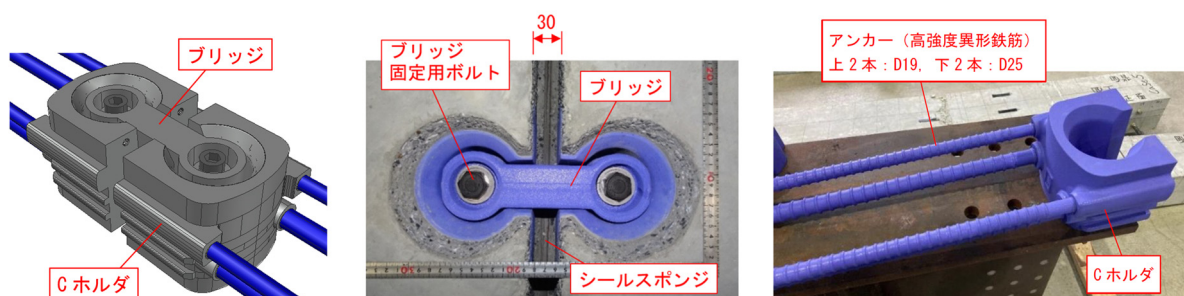


図 1-3 機械式継手

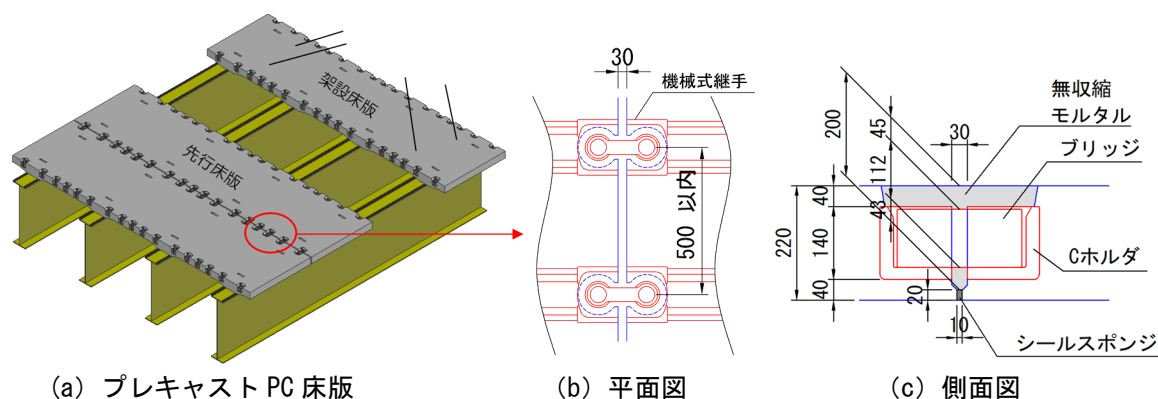


図 1-4 接合部詳細

め部に無収縮モルタルを充填するのみで施工を完了できる機械式継手である。接合部の詳細図を図 1-4 に、接合部の無収縮モルタル充填後の写真を図 1-5 に示す。機械式継手は、床版の設計荷重である T 荷重の載荷面 $200 \times 500 \text{mm}^{1.3)}$ に 1 個は存在するよう橋軸直角方向に 500mm 間隔以内で設置する。間詰め部の下縁には、シールスポンジを用いることで、底板型枠を不要とした。



図 1-5 無収縮モルタル充填後の写真

プレキャスト PC 床版の橋軸方向接合部は、本継手のように鉄筋継手でない継手の研究がされているものの、各継手において構造形式や継手部材が異なるため、汎用的に使用できる研究成果が十分とはいえない。そこで本研究では、本継手をプレキャスト PC 床版の橋軸方向の接合部に適用するにあたり、既往の設計方法の適用を念頭に、接合部の耐荷性および疲労耐久性を明らかにし、接合部の設計方法を提案した。まず、耐荷性に関しては、一般的なプレキャスト PC 床版の設計において照査が必要となる橋軸方向の曲げモーメントに対する耐荷性を明らかにすることとした。次に、一般的にコンクリート床版の疲労による破壊形態は押抜きせん断破壊であり、床版の疲労耐久性の確保には、押抜きせん断力に対する耐荷性が重要となることから、本継手により接合したプレキャスト PC 床版の押抜きせん断力に対する耐荷性を明らかにすることとした。疲労耐久性に関しては、一般的にプレキャスト PC 床版の接合部の疲労耐久性の評価で行われる輪荷重走行試験を実施し、検討することとした。さらに、耐荷性および疲労耐久性を明らかにした上で、接合部の設計方法を提案した。そして最後に、接合部の研究に関する今後の課題について整理した。

1.2 本論文の構成

本論文は、図 1-6 に示すとおり、8 章で構成される。

第 1 章「序論」では、本研究の背景および目的と本論文の構成を示す。

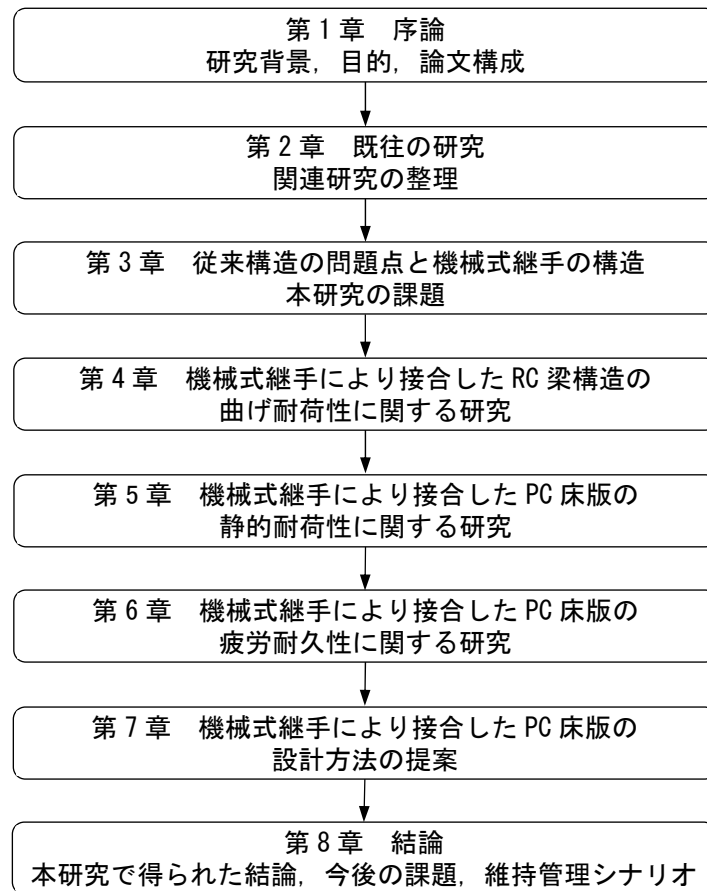


図 1-6 本論文の構成

第2章「既往の研究」では、本研究の対象とするプレキャスト PC 床版（以下、PC 床版）の橋軸方向接合部に関して既往の研究を調査し、接合部の設計、接合部の耐荷性や耐久性に関する研究として、コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力、疲労耐久性に関する研究、各研究機関の橋軸方向の接合部に関する研究内容を示した。

第3章「従来構造の問題点と機械式継手の構造、本研究の課題」では、従来構造の問題点、機械式継手の構造と設計思想、各部材の使用材料、断面の決定根拠について示した。そして、第2章の既往の研究とこれらを踏まえ、本研究の課題をまとめた。

第4章「機械式継手により接合した RC 梁構造の曲げ耐荷性に関する研究」では、機械式継手の橋軸方向の曲げモーメントに対する抵抗および伝達機構、接合部断面のひずみ分布を明らかにすることを目的として、RC 梁試験体による静的曲げ載荷試験を実施した。また、試験結果の評価および耐荷メカニズムの解明のため、RC 梁単体および機械式継手については3次元材料非線形 FEM 解析を実施した。

第5章「機械式継手より接合した PC 床版の静的耐荷性に関する研究」では、機械式継手により接合した PC 床版の静的耐荷性を明らかにするため、実橋と同様に橋軸直角方向を支持した PC 床版に T

荷重 200×500mm を載荷する静的押抜きせん断載荷試験を実施した。そして、接合部のない PC 床版単体やループ継手との試験結果と比較し、剛性や押抜きせん断耐荷力について検討した。また、機械式継手により接合した PC 床版の打継目のせん断伝達の検討や、道示の設計曲げモーメントの適用のため、等方性について検討した。

第 6 章「機械式継手より接合した PC 床版の疲労耐久性に関する研究」では、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価にあたり、輪荷重走行試験を実施した。まず試験では、NEXCO 試験法 442 に準じた載荷を実施し、たわみや打継目の目開き、ひび割れ性状、貫通ひび割れの有無について確認し、耐用年数 100 年相当の輪荷重走行に対する疲労耐久性を検討した。その後、輪荷重を上げ破壊まで載荷し、たわみ、打継目の目開き、ひび割れ性状、破壊位置、機械式継手や鉄筋のひずみなどの疲労による破壊性状を検討した。

第 7 章「機械式継手により接合した PC 床版の設計方法の提案」では、第 6 章まで検討結果から機械式継手により接合した PC 床版の設計方法を提案し、既往の規定である道路橋示方書および NEXCO 設計要領に準じた照査結果を示した。

第 8 章「結論」では、本研究で得られた結論および今後の課題について総括した。また、提案する機械式継手により接合した PC 床版の維持管理シナリオを提言し、本研究のまとめとした。

【参考文献】

- 1.1) 国土交通省：国土交通白書 2022，2022.
- 1.2) 高木祐介，小林崇，中村定明：半楕円形状に拡径加工した鉄筋を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発，第 27 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.371-374，2018.
- 1.3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.

第2章 既往の研究

2.1 本章の目的

本章では、本研究の対象とするプレキャスト PC 床版の橋軸方向接合部に関し、既往の研究の内容を調査した。まず、一般的に用いられている接合構造と橋軸方向接合部の設計について整理した。次に、接合部の耐荷性や耐久性に関する研究として、コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力に関する研究、疲労耐久性に関する研究、各研究機関の橋軸方向の接合部に関する研究内容を整理した。これらの既往の研究と、次の第3章に示す本研究の機械式継手の構造と設計思想を踏まえ、第3章の最後に本研究の課題をまとめた。

2.2 プレキャスト PC 床版の橋軸方向の接合構造

更新床版として用いられるプレキャスト PC 床版は、橋軸直角方向の床版支間方向にプレテンション方式でプレストレスを工場にて導入する一方向 PC 床版が基本である^{2.1)}。長支間の非合成桁や合成桁において主桁作用の影響を低減する場合や、塩害などの環境状況が厳しい場合などには、橋軸方向にポストテンション方式でプレストレスを現場導入する二方向 PC 床版が用いられる。

一方向 PC 床版の橋軸方向の接合構造は、一般的に図 2-1 に示すループ継手が用いられる。接合部には、PC 床版と同等以上の品質および強度のコンクリートを充填する構造が標準となっている。ループ継手の必要継手長は、DIN1045 が基本の考え方となっており^{2.2)}、NEXCO 設計要領第二集橋梁保全編^{2.3)}において、式(2.1)により算出され、軸方向鉄筋が D19 の場合、必要継手長は 279mm となり、継手長は 280mm に設定される。

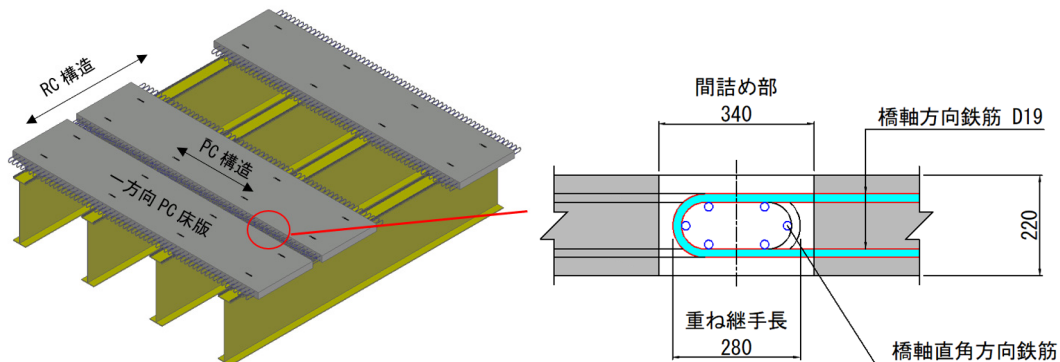


図 2-1 ループ継手

$$L_a = f \cdot a_0 \cdot (A_{SE}/A_{SV}) \cdot k \geq 1.5d_b \geq 20\text{cm} \quad (2.1)$$

ここに、 L_a : 必要継手長

f : 鉄筋の定着形状による係数（フック付鉄筋，ループ状鉄筋に対して 0.5）

a_0 : 基本定着長（ $a_0 = (\sigma_{sa}/4\tau_{0a}) \cdot \phi$ ）

σ_{sa} : β_s （鉄筋の降伏強度）／ ν （設計安全係数）（※伊勢湾岸道では 160N/mm²に制限）

τ_{0a} : 基本付着応力度（ $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ に対して， $\tau_{0a}=3\text{N/mm}^2$ ）

ϕ : 鉄筋の公称直径

A_{SE}/A_{SV} : 必要鉄筋断面積／配置鉄筋断面積 $\geq 1/3$

- k : 継手鉄筋のずらし量の影響を考慮した係数
 (*重ね継手位置が一断面に集中する場合 $\phi 14$ 以上に対し 2.2)
 d_B : 鉄筋曲げ直径 (ただし, $d_B \geq (1.4 + 2.8 \phi / e) \cdot \phi \cdot \sigma_e / \beta_{wN}$)
 e : ループ面の中心間隔
 σ_e : 曲げ始点での鉄筋応力度
 β_{wN} : 標準立方体圧縮強度

二方向 PC 床版の橋軸方向の接合構造は、図 2-2 に示すモルタル目地 PC 接合^{2.4)}が一般的である。PC 鋼より線を用いて、ポストテンション方式でプレストレスを導入する。接合部には、無収縮モルタルを充填する構造が標準である。

各接合構造の特徴を表 2-1 に示す^{2.4)}。モルタル目地 PC 接合は、ループ継手よりも薄くでき、型枠の設置が不要であるが、緊張、グラウト作業やグラウトの養生期間が必要である。高速道路の床版取替工事では、ループ継手の実績が最も多く、NEXCO 設計要領第二集橋梁保全編において標準となっている。

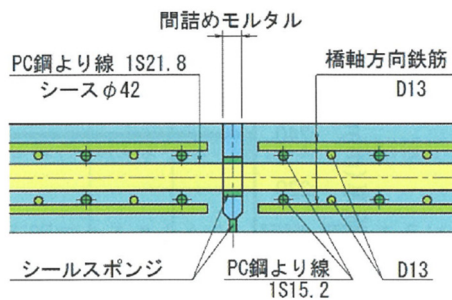


図 2-2 モルタル目地 PC 接合^{2.4)}

表 2-1 接合構造の特徴^{2.4)}

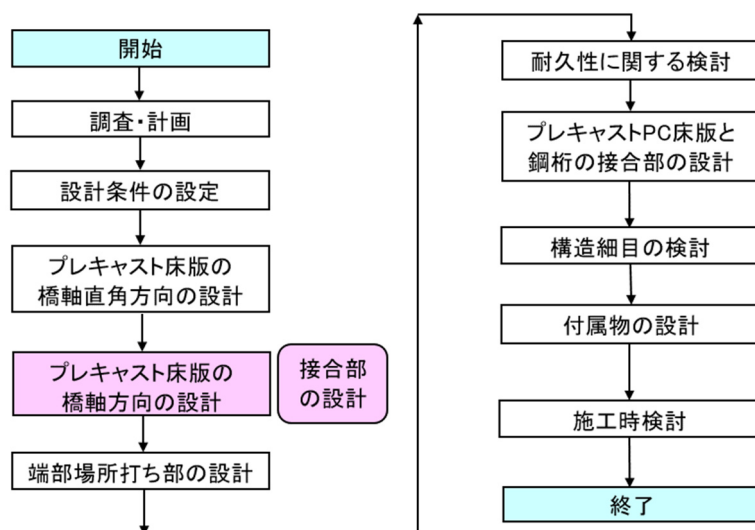
ループ継手 (RC接合)	モルタル目地PC接合 (PC接合)
・実績が最も多い ・型枠の設置が必要 ・床版の部分取替えが可能	・床版厚を薄くできる ・型枠の設置が不要 ・緊張、グラウト作業が必要 ・プレストレスを導入しているため、床版の部分取替えができない

2.3 プレキャスト PC 床版の橋軸方向接合部の設計

2.3.1 性能照査、設計手順

プレキャスト PC 床版の設計に関し、プレキャスト PC 床版による道路橋更新設計施工要領^{2.4)}における照査項目・照査指標を表 2-2 に、一般的な設計手順を図 2-3 に示す。設計は、適切な照査指標と制限値を設定する必要があるが、NEXCO 床版取替工事では NEXCO 設計要領が適用され、その他の道路の床版取替工事においては道路橋示方書・同解説（以下、道示）や各道路会社の基準が適用されている。一般的な設計手順では、橋軸方向接合部の設計は、橋軸直角方向の設計後に、プレキャスト PC 床版の橋軸方向の設計とともに実施される。

表 2-2 に示すプレキャスト PC 床版の供用限界状態や終局限界状態に関する性能照査において、一般的なプレキャスト PC 床版は、道示に規定される最小床版厚を確保し、主桁と直角に設置されるため、せん断力やねじりモーメントに対する照査は特に行う必要はないとされている^{2.1)}。しかし、斜角が小さい橋や曲線橋では、桁端部や中間支点上で主桁のねじり作用が床版にも影響するため、ねじりモーメントの影響について照査する必要がある。押抜きせん断耐荷力の照査に関しては、最小床版厚を確保したプレキャスト PC 床版のようにひび割れを生じない設計をする場合は省略してもよいことになっているが、最小床版厚を確保しない場合には、押抜きせん断力の影響が顕著となる場合があること

図 2-3 プレキャスト PC 床版の一般的な設計手順^{2.4)}表 2-2 設計の照査項目・照査指標^{2.4)}

性能	照査項目・照査指標	限界状態
供用性	外 観 = ひび割れ幅, 応力度	供用限界状態
	走行性 = 変位・変形, 応力度	
	水密性 = ひび割れ幅, 応力度	
安全性	断面破壊 = 断面力	終局限界状態
	疲労破壊 = 断面力, 応力度	疲労限界状態
耐久性	鉄筋・PC鋼材の腐食 = ひび割れ幅, 応力度, 中性化, 塩化物イオン コンクリートの劣化 = ASR, 凍害	—

から照査が必要となる。通常、道示に規定される最小床版厚を確保したプレキャスト PC 床版の設計において、2.3.2 に示す設計曲げモーメントに対する照査が行われる。

2.3.2 設計曲げモーメント

道示Ⅱ鋼橋・鋼部材編^{2.5)}の床版の設計曲げモーメントは、表 2-3 に示す T 荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの曲げモーメントの式で算出される。表の値は、B 活荷重のもので A 活荷重で設計する場合には 20% 低減される。また、床版支間が車両進行方向に直角な場合の支間方向曲げモーメントは、床版支間によって表 2-3 に割増係数を乗じる必要がある。

表 2-3 の曲げモーメントの式は、等方性版のたわみに関する理論計算を基に、単純版や片持ち版の理論値に対して 10~20% の安全を確保して規定されている。連続版については単純版の計算結果を基にして近似的に値が定められている。接合部のないプレキャスト PC 床版やループ継手によって接合されたプレキャスト PC 床版は、等方性版と見なし、この設計曲げモーメントで設計されている。

2.3.3 橋軸方向の設計における制限値

床版の橋軸方向の設計において、NEXCO 設計要領では表 2-4 に示す制限値が、道示Ⅲコンクリート

表 2-3 T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m) ^{2, 5)}

床版の区分	曲げモーメントの種類	構造	床版支間の方向	車両進行方向に直角		構造	床版支間の方向	車両進行方向に平行	
			適用支間 (m)	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント		適用支間 (m)	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント	RC (PC, 合成)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 8$)	$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	RC (PC)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 6$)	$+(0.22L + 0.08)P$	$+(0.06L + 0.06)P$
連続版	支間曲げモーメント	RC (PC, 合成)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 8$)	$+(単純版の80\%)$	$+(単純版の80\%)$	RC (PC)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 6$)	$+(単純版の80\%)$	$+(単純版と同じ)$
								$+(単純版の90\%)$	$+(単純版と同じ)$
	支点曲げモーメント	RC, PC, 合成	$0 < L \leq 4$	$-(単純版の80\%)$	—	RC (PC)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 6$)	$-(単純版の80\%)$	—
		PC, 合成	$4 < L \leq 8$	$-(0.15L + 0.125)P$					
片持版	支点曲げモーメント	RC, PC, 合成	$0 < L \leq 1.5$	$-P \cdot L$ ($1.30L + 0.25$)	—	RC (PC)	$0 < L \leq 1.5$ ($0 < L \leq 3.0$)	$-(0.70L + 0.22)P$	—
		PC, 合成	$1.5 < L \leq 3.0$	$-(0.60L - 0.22)P$					
	先端付近曲げモーメント	RC (PC, 合成)	$0 < L \leq 1.5$ ($0 < L \leq 3.0$)	—	$+(0.15L + 0.13)P$	RC (PC)	$0 < L \leq 1.5$ ($0 < L \leq 3.0$)	—	$+(0.16L + 0.07)P$

表 2-4 橋軸方向の設計に関する NEXCO 設計要領の制限値

床版構造	作用状態	制限値
RC構造	設計荷重作用時	コンクリートの曲げ圧縮応力度 17.0 N/mm^2 (設計基準強度 $50 \text{ N/mm}^2 / 3$ より) 鉄筋 (SD345) の曲げ引張応力度 120 N/mm^2
	死荷重作用時	引張応力発生限界 (フルプレストレス)
PC構造	設計荷重作用時	

表 2-5 橋軸方向の設計に関する道路橋示方書の制限値

性能	限界状態	作用状況	荷重組合せ (D：死荷重, L：活荷重)	制限値													
				PC構造	RC構造												
耐荷性能	限界状態1	死荷重作用時	1.0 D	曲げひび割れ発生限界 引張応力度の制限値 (N/mm ²) <table><tr><td>σ_{ck}</td><td>50</td><td>60</td><td>70</td></tr><tr><td>σ_{ca}</td><td>3.1</td><td>3.5</td><td>3.5</td></tr></table>	σ_{ck}	50	60	70	σ_{ca}	3.1	3.5	3.5	降伏曲げモーメントの制限値 $M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$ M_{yc} ：降伏曲げモーメント の特性値 <table><tr><td>ξ_1</td><td>Φ_y</td></tr><tr><td>0.90</td><td>0.85</td></tr></table>	ξ_1	Φ_y	0.90	0.85
		σ_{ck}	50		60	70											
	σ_{ca}	3.1	3.5	3.5													
	ξ_1	Φ_y															
0.90	0.85																
設計荷重作用時	1.0 (D+L)																
限界状態3	死荷重作用時	1.05 D	破壊抵抗曲げモーメントの制限値 $M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$ M_{ud} ：破壊抵抗曲げモーメント の特性値 <table><tr><td>ξ_1</td><td>ξ_2</td><td>Φ_u</td></tr><tr><td>0.90</td><td>0.90</td><td>0.80</td></tr></table>	ξ_1	ξ_2	Φ_u	0.90	0.90	0.80	破壊抵抗曲げモーメントの制限値 $M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$ M_{ud} ：破壊抵抗曲げモーメント の特性値 <table><tr><td>ξ_1</td><td>ξ_2</td><td>Φ_u</td></tr><tr><td>0.90</td><td>0.90</td><td>0.80</td></tr></table>	ξ_1	ξ_2	Φ_u	0.90	0.90	0.80	
	ξ_1	ξ_2		Φ_u													
0.90	0.90	0.80															
ξ_1	ξ_2	Φ_u															
0.90	0.90	0.80															
設計荷重作用時	1.05D+1.25L																
耐久性性能	疲労	設計荷重作用時	1.0 (D+L)	フルプレストレス	鉄筋 (SD345) の曲げ引張応力度 120 N/mm ²												

橋・コンクリート部材編^{2.6)}では表 2-5 に示す制限値が設定されている。NEXCO 設計要領において RC 構造の場合は、コンクリートの曲げ圧縮応力や鉄筋の曲げ引張応力度の制限値を満足するように設計する。道示において RC 構造とする場合は、耐荷性能において、限界状態 1 は部材降伏に対する限界状態、限界状態 3 は部材破壊に対する限界状態として、各々の設計曲げモーメントの制限値は、表 2-5 に示す調査・解析係数 ξ_1 、部材・構造物係数 ξ_2 、抵抗係数 ϕ_y または ϕ_u を乗じて設定する。調査・解析係数 ξ_1 は、橋の構造をモデル化し、作用効果を算出する過程に含まれる不確実性を考慮して抵抗係数を補正するための係数であり、断面保持を仮定した梁理論等に従い部材断面に作用する断面力や応力を算出する場合には、0.90 が標準とされている。部材・構造物係数 ξ_2 は、部材等の非弾性域における強度増加または減少の特性の違いに応じて抵抗係数を補正するための係数である。耐久性能に関しては、疲労に対する照査として、鉄筋 SD345 では曲げ引張応力度 120N/mm^2 の制限値が設定されている。この値は、NEXCO 設計要領の設計荷重作用時の曲げ引張応力度の制限値と同じである。

2.3.4 連続桁橋の中間支点上の橋軸方向の設計

連続桁橋の中間支点上付近の負の曲げモーメント（以下、負曲げ）区間において、床版上縁にひび割れが発生する可能性はあるが、一般の環境下であればひび割れ幅を制限することで耐久性を確保できることから、連続桁においてもプレキャスト PC 床版の橋軸方向の接合構造は、RC 構造が基本でループ継手が採用されることが多い。負曲げ区間では、非合成桁で設計されても、実際にはずれ止めによる合成作用の影響で引張力が働くことが確認されている。そのため、負曲げ区間の照査では、非合成桁であっても、床版施工後の後死荷重と活荷重の曲げモーメントに対して、主桁と床版の合成断面として行われる。橋軸方向を RC 構造とする場合の鉄筋応力度の照査は、床版コンクリートを無視し、主桁に橋軸方向鉄筋を算入した抵抗断面で算定する。NEXCO 設計要領では、上側鉄筋位置でのひび割れ幅照査を行うものとなっている。また、ひび割れが発生した場合でも有害なものとならないよう、道示に準じ、中間支点部付近の引張応力を受ける床版の橋軸方向鉄筋量は、コンクリート断面積の 2%以上とすることを規定している。

2.4 コンクリート床版の押抜きせん断耐力

2.4.1 RC 床版の押抜きせん断耐力

コンクリート床版の疲労による破壊形態は、一般的には輪荷重による押抜きせん断破壊であり、押抜きせん断耐力が疲労耐久性に対し重要となる。RC 床版の押抜きせん断破壊モデルは、松井ら^{2.7)}によって図 2-4 が提案され、押抜きせん断耐力の算出には式(2.2)が用いられている。押抜き耐力は、圧縮側コンクリートの純せん断耐力、鉄筋のダウエル力によるかぶりコンクリートのはくり破壊耐力により算定されている。

$$P_0 = f_v \{ 2(a + 2x_m) x_d + 2(b + 2x_d) x_m \} + f_t \{ 2(a + 2d_m) C_d + 2(b + 2d_d + 4C_d) C_m \} \quad (2.2)$$

ここに、 P_0 : RC 床版の押抜きせん断耐力 (N)

f_v : コンクリートのせん断強度 (N/mm^2) $f_v = 0.656 f'_c{}^{0.606}$

f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm^2) $f_t = 0.269 f'_c{}^{2/3}$

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

a, b : 載荷板の主鉄筋、配力鉄筋方向の辺長 (mm)

x_m, x_d : 主鉄筋, 配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)

d_m, d_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋の有効高さ (mm)

C_m, C_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋のかぶり高さ (mm)

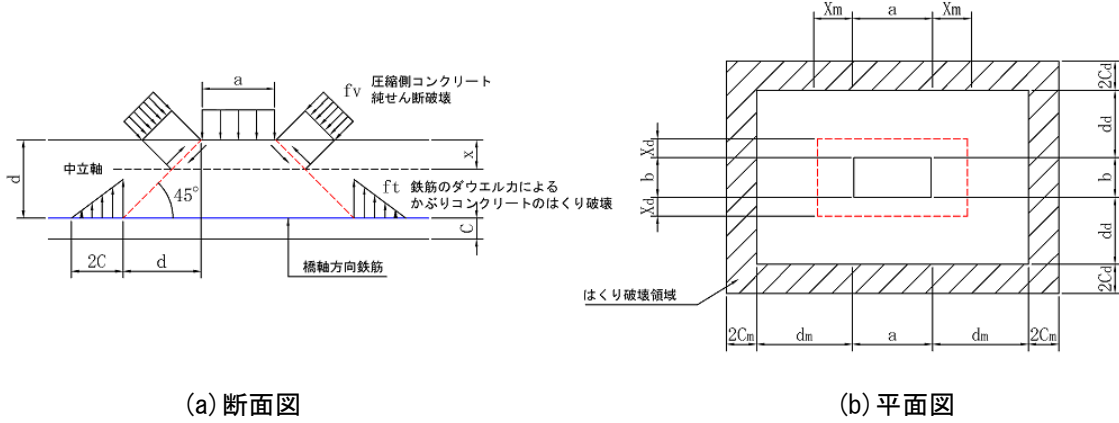


図 2-4 RC 床版の押抜きせん断破壊モデル^{2.7)}

2.4.2 PC 床版の押抜きせん断耐荷力

PC 床版の押抜きせん断破壊モデルは, 東山ら^{2.8)}によって図 2-5 が提案され, 松井らのモデルに加え, プレストレスによる押抜きせん断破壊面の角度の変化や PC 鋼材のダウエル力によるコンクリートのはくり破壊耐荷力を考慮する押抜きせん断耐荷力の算定式(2.3)が提案されている。

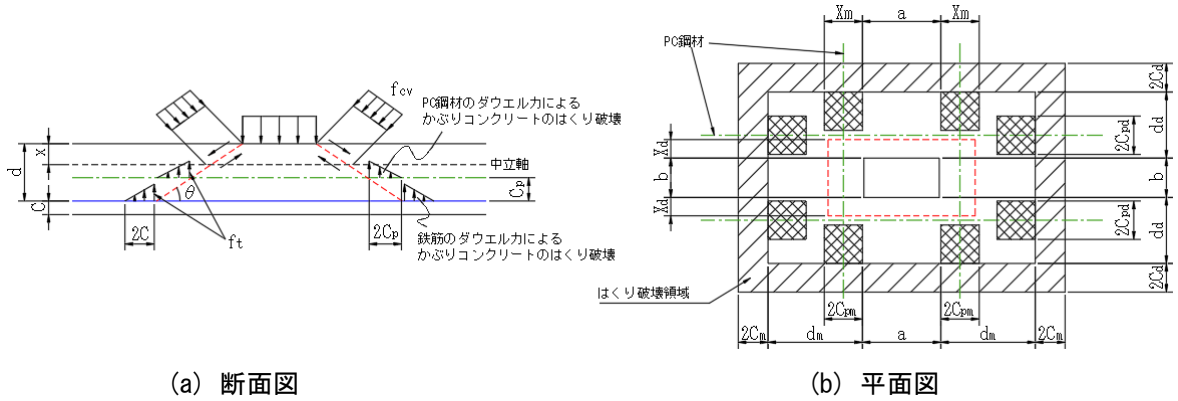


図 2-5 PC 床版の押抜きせん断破壊モデル^{2.8)}

$$V_{cp} = 2f_{cvd}(a + 2\alpha_m x_m)x_d + 2f_{cvm}(b + 2\alpha_d x_d)x_m + f_t \{2(a + 2\alpha_m d_m)C_d + 2(b + 2\alpha_d d_d + 4C_d)C_m\} + f_t(n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd}) \quad (2.3)$$

ここに, V_{cp} : PC 床版の押抜きせん断耐荷力 (N)

f_{cvm}, f_{cvd} : プレストレスを用いて求まる主鉄筋, 配力鉄筋方向のコンクリートせん断強度 (N/mm²)

$$f_{cvm} = f_{cv0} - 2.247(\sigma_{pm} \cdot \sin\theta_m)^2 / f'_c + 1.719(\sigma_{pm} \cdot \sin\theta_m)$$

$$f_{cvd} = f_{cv0} - 2.247(\sigma_{pd} \cdot \sin\theta_d)^2 / f'_c + 1.719(\sigma_{pd} \cdot \sin\theta_d)$$

- f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm²) $f_{cv0} = 0.656 f'_c{}^{0.606}$
 σ_{pm}, σ_{pd} : 主鉄筋, 配力鉄筋方向のプレストレス (N/mm²)
 θ_m, θ_d : 主鉄筋, 配力鉄筋方向のせん断破壊面の角度
 $\theta_m = 1/2 \tan^{-1} (2 \tau_{crm} / \sigma_{pm})$
 $\theta_d = 1/2 \tan^{-1} (2 \tau_{crd} / \sigma_{pd})$
 τ_{crm}, τ_{crd} : 主鉄筋, 配力鉄筋方向のせん断ひび割れ強度 (N/mm²)
 $\tau_{crm} = 1.005 (f_t^2 + f_t \sigma_{pm})^{1/2}$
 $\tau_{crd} = 1.005 (f_t^2 + f_t \sigma_{pd})^{1/2}$
 $\alpha_m = 1/\tan\theta_m, \alpha_d = 1/\tan\theta_d$
 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²) $f_t = 0.269 f'_c{}^{2/3}$
 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 a, b : 載荷板の主鉄筋, 配力鉄筋方向の辺長 (mm)
 x_m, x_d : 主鉄筋, 配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)
 d_m, d_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋の有効高さ (mm)
 C_m, C_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋のかぶり高さ (mm)
 n_{pm}, n_{pd} : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向の PC 鋼材本数 (本)
 C_{pm}, C_{pd} : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向の PC 鋼材から引張側主鉄筋, 配力鉄筋までの距離 (mm)

2.5 コンクリート床版の疲労耐久性に関する研究

2.5.1 梁状化した床版の押抜きせん断耐荷力

RC 床版の疲労耐久性に関する研究として, 松井は, 床版の疲労劣化を再現するため, 実際と同様に輪荷重の走行繰返し載荷を再現できる疲労試験機を開発する必要があると考え, 輪荷重走行試験機を考案した^{2.9)}. これらの試験を経て, RC 床版の疲労は, 輪荷重の繰返し載荷により図 2-6 に示すいくつかの貫通ひび割れが橋軸直角方向に形成されことで, RC 床版が梁を並べたような状態となると考えられている^{2.10)}. そして, 疲労耐久性を評価する指標として, 式(2.2)をもとに梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力の算出式(2.4)が提案されている^{2.11)}.

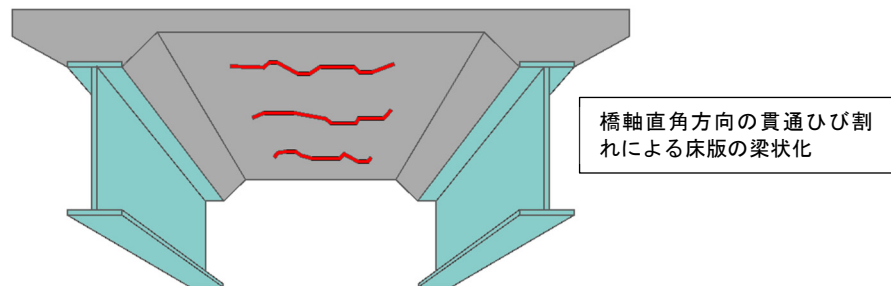


図 2-6 床版の梁状化

$$P_{sx} = 2B (f_v \cdot x_m + f_t \cdot C_m) \quad (2.4)$$

ここに, P_{sx} : 梁状化した RC 床版の押抜きせん断耐荷力 (N)

$$B = b_v + 2d_d$$

b : 載荷板の配力鉄筋方向の辺長 (mm)

d_d : 配力鉄筋の有効高 (mm)

$$B = b_v + 2d_d$$

b : 載荷板の配力鉄筋方向の辺長 (mm)

d_d : 配力鉄筋の有効高 (mm)

f_v : コンクリートのせん断強度 (N/mm²) $f_v = 0.656 f'_c{}^{0.606}$

f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²) $f_t = 0.269 f'_c{}^{2/3}$

x_m : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)

C_m : 引張側主鉄筋のかぶり高さ (mm)

また、橋軸方向をプレストレスした二方向 PC 床版の疲労耐久性に関し、東山らは、式(2.4)を拡張した算出式を提案している^{2.12)}。さらに、東山らの式(2.3)を変形し、後藤ら^{2.13)}は橋軸方向が RC 構造である梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐荷力として図 2-7 のモデルを考え、式(2.5)を提案している。

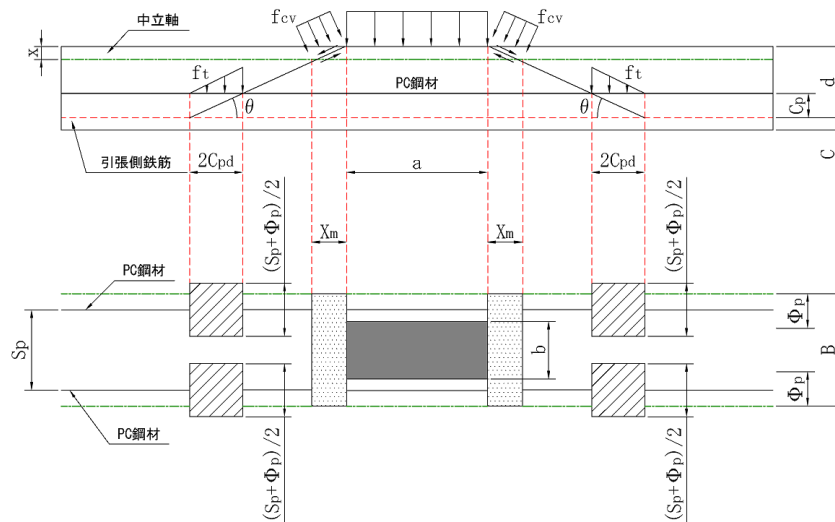


図 2-7 梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断破壊モデル^{2.13)}

$$P_{sx} = 2f_{cvm}(s_p + \varphi_p)x_m + f_t \{n_{pd} \cdot (s_p + \varphi_p)/2 \cdot 2C_{pd}\} \quad (2.5)$$

ここに、 P_{sx} : 梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐荷力 (N)

f_{cvm} : プレストレスを用いて求まる主鉄筋方向のコンクリートせん断強度 (N/mm²)

s_p : PC 鋼材の配置間隔 (mm)

φ_p : PC 鋼材の径 (mm)、ポストテンション方式の場合、シース外径

n_{pd} : 配力鉄筋方向のせん断破壊領域内の PC 鋼材本数 (本)

C_{pd} : せん断破壊領域内にある配力鉄筋方向の PC 鋼材から引張側配力鉄筋までの距離 (mm)

2.5.2 コンクリート床版のS-N曲線

松井らは、昭和39年に制定された道示に従って設計されたRC床版の輪荷重走行試験の結果から、輪荷重 P を式(2.4)の梁状化したRC床版の押抜きせん断耐力 P_{sx} で除した無次元化した基本耐力 P/P_{sx} を縦軸に用いたS-N曲線の式(2.6)を提案し、図2-8の結果を示している^{2.10)}。また、プレキャストPC床版による道路橋更新設計施工要領^{2.4)}において、耐用年数100年相当の等価繰返し回数にて整理したPC床版の輪荷重走行試験結果も式(2.6)のS-N曲線が概ね下限を捉えており、PC床版にも適用可能であること図2-9にて確認している。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (2.6)$$

ここに、 P : 輪荷重 (N)

P_{sx} : 梁状化したRC床版の押抜きせん断耐力 (N)

N : 繰返し回数 (回)

また後藤ら^{2.13)}は、床版厚220mm、230mmの一方向PC床版の輪荷重走行試験の破壊走行回数の結果を用い、輪荷重 P を式(2.5)の梁状化した一方向PC床版の押抜きせん断耐力 P_{sx} で除した無次元化した基本耐力 P/P_{sx} を縦軸に用いたS-N曲線の式(2.7)を提案し、図2-10の結果を示している。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.13455 \log N + \log 5.65 \quad (2.7)$$

ここに、 P : 輪荷重 (N)

P_{sx} : 梁状化した一方向PC床版の押抜きせん断耐力 (N)

N : 繰返し回数 (回)

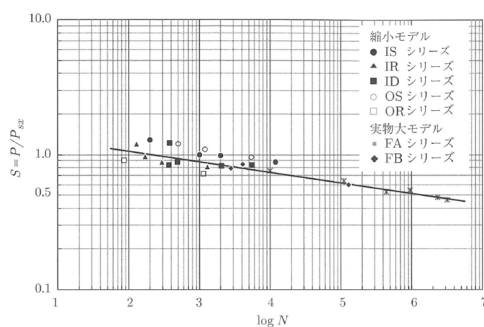


図2-8 梁状化したRC床版の押抜きせん断耐力で表現したS-N曲線^{2.9)}

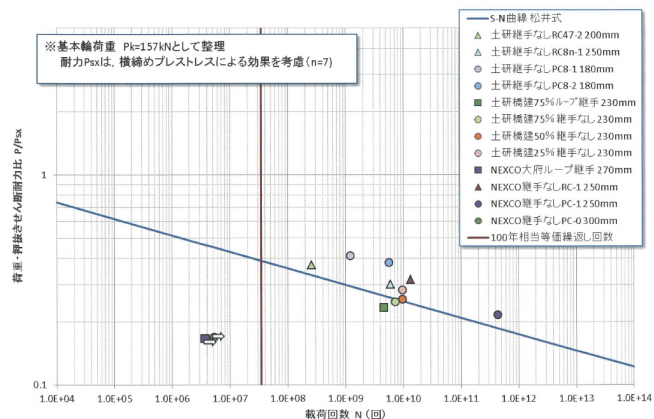


図2-9 RC床版のS-N曲線上のPC床版の100年相当等価繰返し回数の位置^{2.4)}

2.5.3 プレキャストPC床版接合部の疲労耐久性試験方法

プレキャストPC床版の接合部の疲労耐久性を確認する方法として、NEXCO試験方法にて試験法442「プレキャストPC床版接合部の疲労耐久性試験方法」^{2.14)}による輪荷重走行試験が規定されている。この試験では、耐用年数100年の载荷として輪荷重250kNで10万回走行を設定している。そして、その载荷後に高さ5mm程度の水を張り、6時間放置後に貫通ひび割れの有無を確認する漏水試験を実施

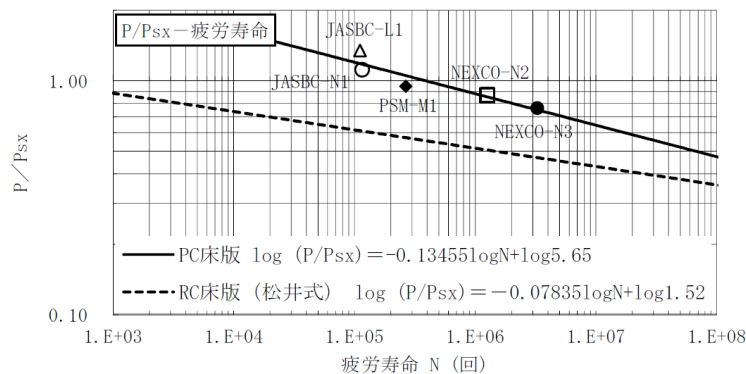


図 2-10 梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐荷力で表現した S-N 曲線^{2.13)}

するものとして規定している。輪荷重 250kN は、試験時間を長期間にしないこと、国内の輪荷重走行試験機の載荷能力、2,005 年に東名高速道路の日本平の軸重計でのデータにおける最大値と同程度であることから決定されている^{2.15)}。10 万回走行に関し、長尾ら^{2.15)}は、式(2.6)の RC 床版の S-N 曲線と日本平の軸重計でのデータをもとに 1 年間の等価繰返し回数を 9.05 回/年とし、RC 床版の水の影響による疲労寿命を 100 倍程度低下すると考え、耐用年数 100 年の載荷回数 9.05 回/年×100 倍×100 年=90,500 回を切り上げて 10 万回と設定している。また後藤ら^{2.13)}は、式(2.6)の PC 床版の S-N 曲線と日本平の軸重計でのデータをもとに PC 床版の 1 年間の等価繰返し回数を 56.6 回/年とし、水張の影響として松井ら^{2.10)}の研究で提案している RC 床版における乾燥状態と水張状態の S-N 曲線の倍率を約 15 倍から、耐用年数 100 年の載荷回数 56.6 回/年×15 倍×100 年=84,900 回を切り上げて 10 万回と設定している。

2.6 各研究機関の橋軸方向の接合構造に関する研究

一方向にプレストレスしたプレキャスト PC 床版（以下、PC 床版）の橋軸方向の接合構造は、一般的にループ継手が用いられている。しかし、ループ継手では鉄筋の最小曲げ半径の規定により床版厚が決定されることがある。また、双対のループ継手内に橋軸直角方向の鉄筋を配置する必要があり、現場での施工において時間を要しているのが現状である。そのため、各研究機関において、鉄筋の最小曲げ半径の影響を受けず、施工の省力化を目指した PC 床版の橋軸方向の接合構造に関する研究がされている。接合構造は、最も実績の多い突起定着式継手、高強度繊維補強コンクリートを用いた鉄筋継手、間詰め部にモルタルを充填するのみのモルタル充填形式継手、本研究の機械式継手（以下、本継手）と類似するモルタル充填形式の機械式継手などが提案されている。

2.6.1 突起定着式鉄筋継手に関する研究

ループ継手は、鉄筋の重ね継ぎ手による付着力に加え、ループ加工部の支圧力も加味され、重ね継手と比較し重ね継手長を短くできる。突起定着式鉄筋継手は、ループ継手と同様な考え方から、鉄筋先端に設けた突起の支圧力を加味することで、重ね継手よりも重ね継手長を短くしている。また、間詰め部には、ループ継手同様に設計基準強度 50N/mm²の膨張コンクリートを充填している。

阿部ら^{2.16)}や脇坂ら^{2.17)}は、図 2-11 に示す鉄筋先端に薄肉の鋼管を圧着させた鉄筋による継手を提案している。打継目は、45° のテーパを有する形状である。阿部ら^{2.16)}は、継手長を 15φ（φ：鉄筋の直径）とした鋼管圧着鉄筋継手により接合した厚さ 160mm の RC 梁による 2 点載荷の静的曲げ載荷試験を実施し、重ね継手と同等以上の曲げ耐荷力を有すること、接合部の打継目近傍のコンクリートが

圧縮破壊を起こすことを確認している。脇坂ら^{2.17)}は、エポキシ樹脂塗装を施した継手長 15φ の鋼管圧着鉄筋継手により接合した厚さ 180mm や 190mm の RC 梁の定点の繰返し載荷試験後に静的曲げ載荷試験を実施し、重ね継手とほぼ同等の曲げ耐荷力を有することを確認している。また阿部ら^{2.16)}は、厚さ 170mm の PC 床版、鋼管圧着鉄筋継手により接合した PC 床版、RC 床版の 200×200mm を載荷面とした静的押抜きせん断載荷試験を実施し、鋼管圧着鉄筋継手により接合した PC 床版の静的押抜きせん断耐荷力は、PC 床版と RC 床版の中間に位置することを示している。原ら^{2.18)}は、鋼管圧着鉄筋継手により接合した走行部の床版厚 270mm の PC 床版の輪荷重走行試験を実施し、ループ継手と同等の疲労耐久性を有することを確認している。

吉松ら^{2.19)}や表ら^{2.20)}は、図 2-12 に示す鉄筋先端にナットを設置した鉄筋によるナット定着鉄筋継手を提案している。打継目は、せん断キヤを有する形状としている。吉松ら^{2.19)}は、接合部に曲げモーメントとせん断力を同時に作用させる厚さ 170mm の RC 梁の静的載荷試験を実施し、鉄筋のアンカー長が 12φ 以上で一体構造の降伏荷重程度の耐力を有することを確認している。また、ナット定着鉄筋継手により接合した厚さ 170mm の PC 床版の T 荷重 200×500mm を載荷面とした定点疲労試験を実施し、100 年に相当する過去に実橋で計測した荷重から決定した上限荷重による 50 万回の繰返し載荷に対し、鉄筋のアンカー長 10~16φ で変状は生じず、十分な疲労耐久性を有することを示している。表ら^{2.20)}は、ナット定着鉄筋継手により接合した厚さ 170mm の PC 床版の輪荷重走行試験を実施し、実橋での 100 年間に相当する走行や 25 年間の水張条件の走行を行っても、継手部のひび割れの進展や鉛直たわみに急激な増加はなく、重ね継手と差異がないことを確認している。また、同試験体を用いて、負曲げモーメントを導入した輪荷重走行試験においても、ひび割れの進展や疲労耐久性の低下が見られなかったことを報告している。

久徳ら^{2.21), 2.22)}は、図 2-13 に示すネジ節鉄筋の端部に円形ナットを設置した円形ナット定着継手を

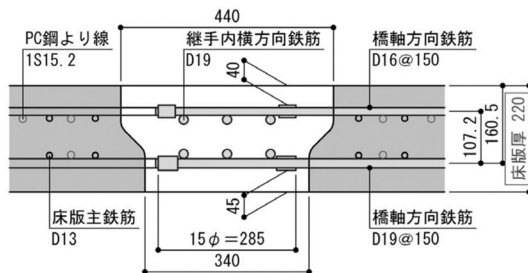


図 2-11 鋼管圧着鉄筋継手^{2.17)}

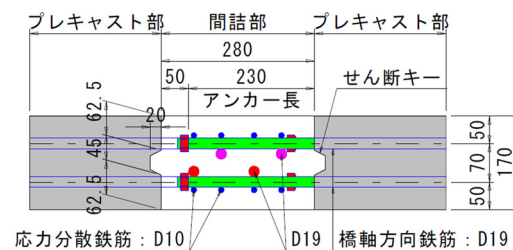


図 2-12 ナット定着鉄筋継手^{2.20)}

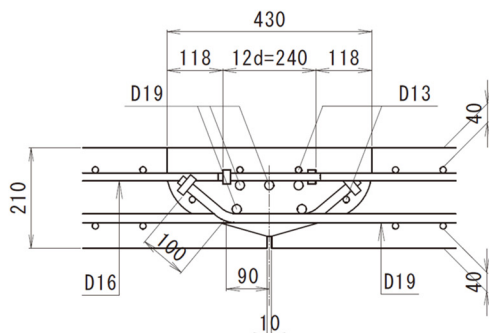


図 2-13 円形ナット定着鉄筋継手^{2.21)}

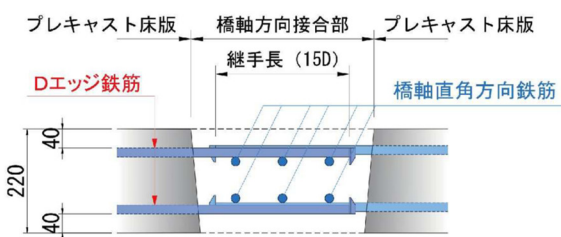


図 2-14 先端拡径鉄筋継手^{2.23)}

提案している。下側鉄筋を曲げ上げることによりあご付き形状の接合部への対応が可能で、下面の型枠も省略可能である。久徳ら^{2.21)}は、厚さ 210mm の RC 梁による 2 点載荷の静的曲げ載荷試験を実施し、鉄筋の実強度から算出した降伏耐力以上の曲げ耐力を有することを確認している。なお破壊形態は、中央付合わせ部から発生したひび割れが進展した後、実強度から算出した終局耐力に至る前に定着部近傍のコンクリートの破壊と報告している。また久徳ら^{2.22)}は、円形ナット定着鉄筋継手により接合した PC 床版の輪荷重走行試験を実施し、NEXCO 試験法 442 に準ずる 100 年相当の走行回数 (250kN 10 万回) および漏水確認試験後に破壊まで載荷している。試験の結果、100 年相当の疲労耐久性を有し、中央付合わせ部の目開きは 0.05mm 以下であること、橋軸直角方向には載荷面から緩やかな傾きの押抜きせん断破壊面が確認されたことを報告している。

筆者ら^{2.23)}は、図 2-14 に示す鉄筋先端を半楕円形状に拡張加工した鉄筋を使用した先端拡張鉄筋継手を提案している。拡張部のかぶりは、半楕円形状の内側に向けることで、鉄筋標準部と同じにできる。打継目は、直線のテーパーとする形状である。筆者らは、重ね継手長の違いによる曲げ耐力の影響を確認するため、厚さ 220mm の RC 梁による 2 点載荷の静的曲げ載荷試験を実施している。その結果、継手長を 12D (D: 鉄筋の直径) とすれば鉄筋降伏荷重以上、15D とすればコンクリート上縁が曲げ圧縮破壊し、終局荷重と同等以上の曲げ耐力を有することを確認している。また、先端拡張鉄筋継手により接合した PC 床版の輪荷重走行試験を実施し、NEXCO 試験法 442 に準ずる 100 年相当の走行回数 (250kN 10 万回) および漏水確認試験後に破壊まで載荷している。その結果、輪荷重走行試験機の最大荷重 490kN、総走行回数 32.8 万回で押抜きせん断破壊に至ったことを報告している。

2.6.2 高強度繊維補強コンクリートを用いた鉄筋継手に関する研究

間詰め部に、充填するコンクリートに高強度繊維補強コンクリートを使用することで、鉄筋の重ね継手長を短縮し、それに伴い間詰め幅を短縮可能な鉄筋継手に関する研究が提案されている。

佐々木ら^{2.24)}は、図 2-15 に示す常温で圧縮強度 180N/mm² 以上を発現する高強度繊維補強コンクリート (UFC) を使用することで鉄筋の重ね継手長を 5φ (φ: 鉄筋の直径)、間詰め幅を 150mm 程度とする鉄筋継手を提案している。研究では、厚さ 210mm の RC 梁による 2 点載荷の静的曲げ載荷試験において、鉄筋降伏強度以上の曲げ耐力を有することを確認している。また、輪荷重走行試験を実施し、輪荷重 130kN、走行回数 3700 万回相当の載荷に対し、UFC にひび割れの発生がないことを確認している。

竹山ら^{2.25)}は、図 2-16 に示す現場養生で圧縮強度 160N/mm² 以上を発現する超低収縮高強度繊維補強コンクリート (超低収縮高強度 FRCC) を使用することで鉄筋の重ね継手長を 7.5d (d: 鉄筋の直径)、

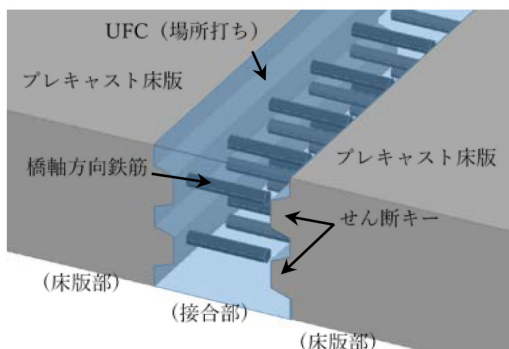


図 2-15 UFC を用いた鉄筋継手^{2.24)}

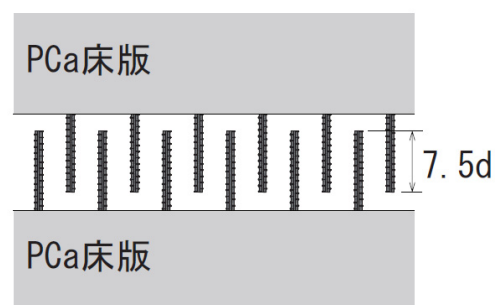


図 2-16 超低収縮高強度 FRCC を用いた鉄筋継手^{2.25)}

間詰め幅を 200mm 程度とする鉄筋継手を提案している。研究では、NEXCO 試験法 442 に準じ、この鉄筋継手で接合した厚さ 220mm の PC 床版の輪荷重走行試験を実施し、打継目で角折れすることなく連続性が確保されていたこと、耐用年数 100 年に対して十分な疲労耐久性を有していることを報告している。

2.6.3 モルタル充填形式継手に関する研究

間詰め幅を狭くし、間詰め部にモルタルを充填するのみのモルタル充填形式継手が研究されている。

北ら^{2.26)}は、図 2-17 に示す床版コンクリートに対し静弾性係数を約 1/3、約 1/100 と低いポリマーセメントモルタル (PCM) やエポキシ樹脂モルタル (ERM) を間詰め 30mm の幅に充填するモルタル充填形式継手を提案している。ループ継手およびモルタル充填形式継手で接合した厚さ 180mm の PC 床版に T 荷重 200×500mm を載荷面とした静的載荷試験を実施している。載荷面の位置は、載荷面の端部を打継目から 15mm 離れた位置とし、床版の片側を載荷している。試験の結果、いずれも設計荷重 138kN の 4 倍の耐荷力を有することを確認している。耐荷力が最も低かった PCM 試験体は、530kN で急激に段差が大きくなったこと、ERM 試験体は設計荷重レベルで 0.1mm 以上の段差が発生したことを報告している。また、輪荷重走行試験では、充填材料の静弾性係数が小さいほど疲労耐久性が向上すること、打継目付近でせん断破壊したことを報告している。

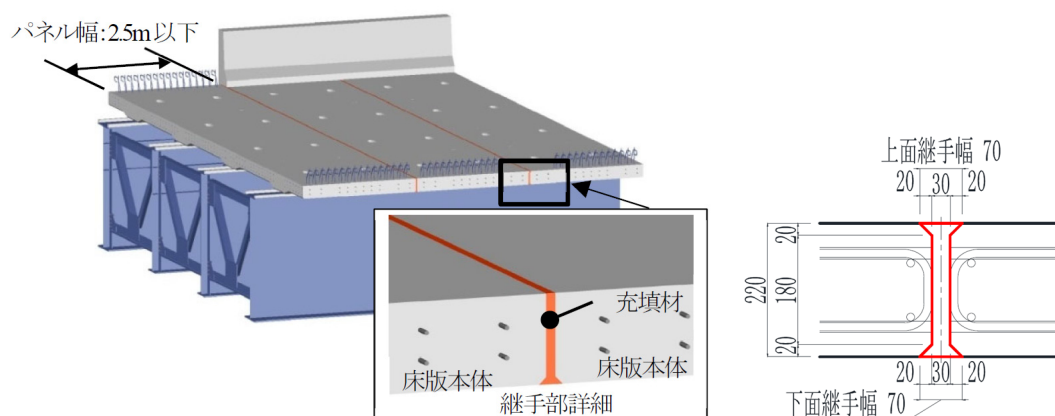


図 2-17 静弾性係数の小さいモルタルのみで接合したモルタル充填形式継手^{2.26)}

2.6.4 モルタル充填形式の機械式継手に関する研究

本継手と同様に、間詰め部にモルタルを充填するモルタル充填形式の機械式継手が研究されている。

可児ら^{2.27), 2.28)}や 北原ら^{2.29)}は、図 2-18 に示す床版に埋設された C 型金具と T 型金具を嵌合させ、間詰め 20mm の幅に、設計基準強度 50N/mm² のポリマーセメントモルタルを充填するモルタル充填形式継手を提案している。金具は、高付着型エポキシ樹脂塗装をした球状黒鉛鋳鉄 FCD450 を使用し、金具を橋軸直角方向 300mm 間隔での設置を基本としている。可児ら^{2.27)}は、厚さ 220mm の RC 梁による 2 点載荷の静的曲げ載荷試験において、正曲げ試験と試験体の上下を逆にした負曲げ試験を実施し、床版の設計曲げモーメントに相当する荷重の 3 倍以上の曲げ耐荷力を有することを確認している。

北原ら^{2.29)}は、モルタル充填形式継手で接合した厚さ 220mm の PC 床版に T 荷重 200×500mm を載荷面とした静的押抜きせん断載荷試験を実施している。載荷面の位置は、載荷面の端部を打継目とし、床版の片側を載荷している。試験の結果、設計荷重 157kN の約 7 倍の最大荷重 1086kN で押抜きせん断破壊に至ったこと、接合面で段差は発生しなかったことを報告している。可児ら^{2.28)}は、NEXCO 試

験法 442 に準じモルタル充填形式継手で接合した厚さ 220mm の PC 床版の輪荷重走行試験を実施し、250kN で 10 万回走行後の目開きは 0.15mm 以下であったことを報告している。また、ひび割れが均等に発生し、疲労耐久性は十分にあると報告している。なお、最大荷重を 400kN まで上げているが、破壊までさせていない。

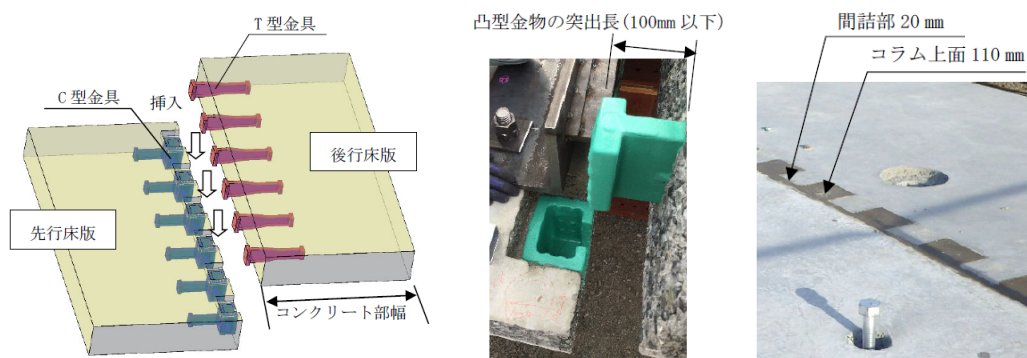


図 2-18 C 型金具と T 型金具を嵌合させるモルタル充填形式の機械式継手 (2.27), (2.28), (2.29)

渡邊ら^{2.30), 2.31)}は、本研究の機械式継手と類似する図 2-19 に示すコッター式継手を提案している。H 型金物を床版架設後に向かい合う C 型金物凹部内に挿入し、ボルト締めして嵌合する。間詰め幅は 20mm とし、短繊維などを添加した専用のモルタルを充填する。C 型金物には、中央に矩形のアンカーが設けられている。金物には、球状黒鉛鑄鉄 FCD600-3 が使用されている。コッター式継手は、橋軸直角方向に 500mm 間隔以内での設置を標準としている。渡邊ら^{2.30)}は、図 2-20 (a) に示す接合部の厚さ 230mm の RC 梁を用い、2 点載荷の定点疲労試験後に静的曲げ載荷試験を実施した。静的曲げ載荷試験では、床版の終局荷重計算値以上の曲げ耐荷力を有することを確認している。また、図 2-20 (b) に示す接合部中央断面のひずみ分布は、平面保持が成立し RC 断面計算にて推定できると報告している。

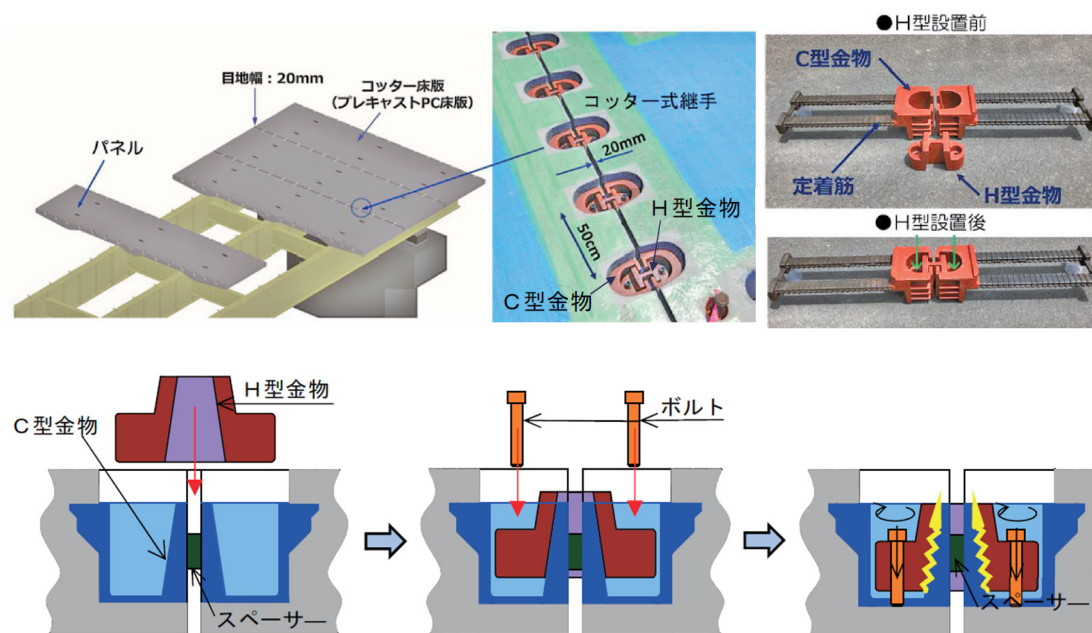


図 2-19 コッター式継手 (2.30), (2.31)

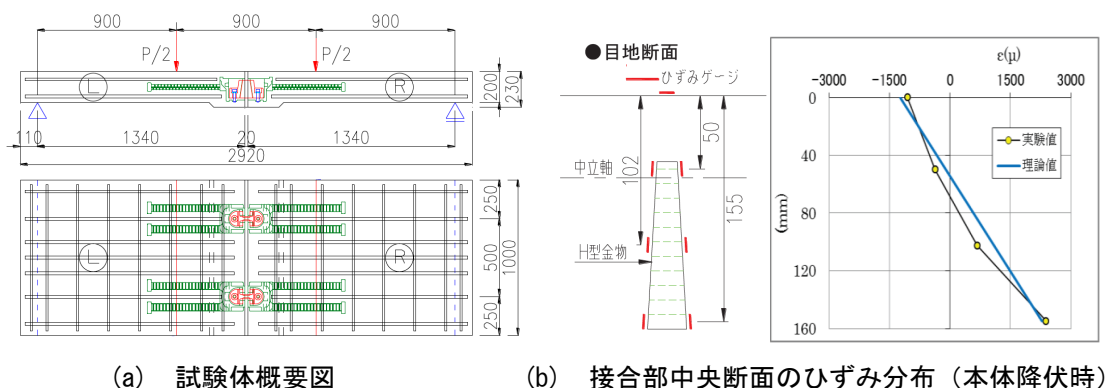


図 2-20 コッター式継手の静的曲げ載荷試験

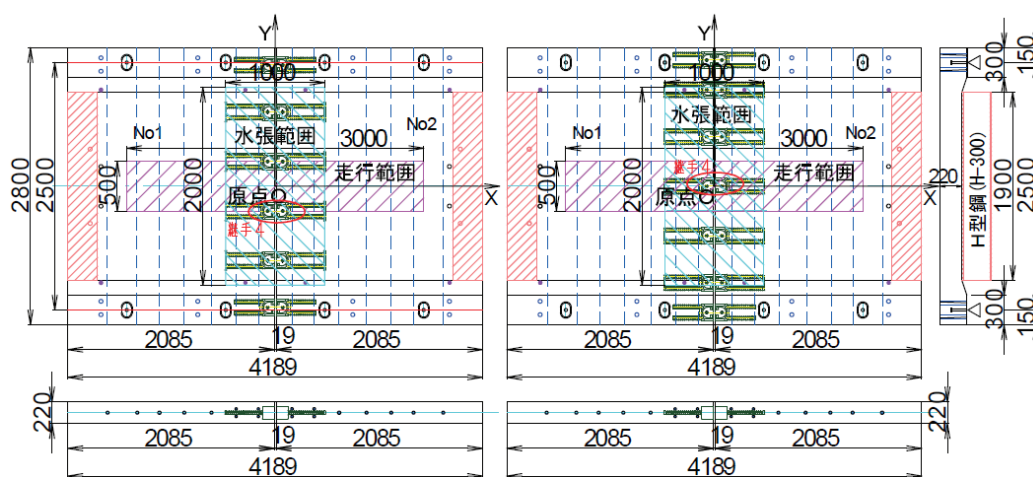


図 2-21 コッター式継手の輪荷重走行試験

C 型金物には、本継手のアンカー4 本よりも断面の大きい、矩形断面のアンカーが 2 本、C 型金物の中間高さ付近に配置されている。このアンカーに作用する引張力や橋軸方向鉄筋への引張力の伝達については、言及されていない。本継手のアンカーと異なり、アンカーの先端は一般部より大きい断面で 2 本が繋がれており、引張力に対し付着力が切れた場合には、先端の支圧力が抵抗するようものと考えられる。また、渡邊ら^{2,3)}は、図 2-21 に示すコッター式継手の配置が異なる 2 種類の試験体を製作し、継手間および継手上に輪荷重を載荷させる輪荷重走行試験を実施している。試験は、NEXCO 試験法 442 に準じている。継手間に輪荷重を載荷させたケースでは、耐用年数 100 年相当荷重の 250kN の 10 万回走行後に 530kN まで載荷しているが破壊に至らなかったことを報告している。また、載荷回数が増加しても H 型金物の応力は急増せず、100N/mm² 以下で疲労耐久性を有することを確認している。

【参考文献】

- 2.1) プレストレストコンクリート工学会：更新用プレキャスト PC 床版技術指針，2016.
- 2.2) F・レオンハルト，E・メニッヒ（著），横道英雄（監訳）：鉄筋コンクリートの配筋，鹿島出版会，1985.
- 2.3) 東・中・西日本高速道路：設計要領第二集〔橋梁保全編〕，2020.

- 2.4) プレストレストコンクリート工学会：プレキャスト PC 床版による道路橋更新設計施工要領, 2018.
- 2.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編, 2017.
- 2.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編, 2017.
- 2.7) 前田幸雄, 松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力の評価式, 土木学会論文報告集, 第 348 号, pp.133-141, 1984.
- 2.8) 東山浩士, 松井繁之, 水越睦視：PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討, 構造工学論文集, vol.47A, pp.1347-1354, 2001.
- 2.9) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究, 大阪大学学位論文, 1984.11
- 2.10) 松井繁之：道路橋床版, 森北出版, 2007.
- 2.11) 松井繁之：橋梁の寿命予測, 安全工学, Vol.30, No.6, pp.432-440, コロナ社, 1991.
- 2.12) 東山浩士, 松井繁之：橋軸方向プレストレスしたコンクリート床版の走行荷重に対する疲労耐久性に関する研究：土木学会論文集, No.605, I-45, pp.79-90, 1998.
- 2.13) 後藤俊吾, 長谷俊彦, 本間敦史, 平野勝彦：PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案, 構造工学論文集, Vol. 66A, pp.762-773, 2020.
- 2.14) 東・中・西日本高速道路：NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法, pp.91-94, 2020.
- 2.15) 長尾千瑛, 広瀬剛：プレキャスト PC 床版継手の疲労耐久性照査試験, 第 26 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.189-192, 2017.
- 2.16) 阿部浩幸, 澤田浩昭, 大谷悟司, 原健悟：新しい RC 接合構造を用いたプレキャスト PC 床版に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.50, No.1, pp.45-53, 2008.
- 2.17) 脇坂英男, 福永靖雄, 今村壮宏, 原健悟：塩害対策地域へのプレストレスト PC 床版のエンドバンド継手の適用, 第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.49-54, 2012.
- 2.18) 原健悟, 福永靖雄, 今村壮宏, 二井谷教治：RC エンドバンド継手を用いたプレキャスト PC 床版の輪荷重走行疲労試験, 第七回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.201-206, 2012.
- 2.19) 吉松秀和, 松井繁之, 大澤浩二, 中山良直, 水野浩, 表真也：床版取替え用プレキャスト PC 床版の合理化継手の開発, 構造工学論文集, vol.60A, pp.1159-1168, 2014.
- 2.20) 表真也, 吉松秀和, 中山良直, 松井繁之, 林川俊郎：床版取替え用プレキャスト床版の合理化継手の開発, 構造工学論文集, vol.60A, pp.1169-1177, 2014.
- 2.21) 久徳貢大, 志道昭郎, 諸橋克敏：プレキャスト PC 床版の新たな接合構造の開発, 第 26 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.193-198, 2017.
- 2.22) 久徳貢大, 志道昭郎, 諸橋克敏：新しい継手構造を適用したプレキャスト PC 床版の疲労耐久性確認試験, 第 27 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.375-378, 2018.
- 2.23) 高木祐介, 小林崇, 中村定明：半楕円形状に拡張加工した鉄筋を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発, 第 27 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.371-374, 2018.
- 2.24) 佐々木一成, 岩城孝之, 富永高行, 野村敏雄：超高強度繊維補強コンクリートを用いたプレキャスト床版接合構造に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, 2018.
- 2.25) 竹山忠臣, 中村誠孝, 松田拓, 西村一博：超低収縮高強度 FRCC を用いたプレキャスト床版継手構造の疲労耐久性, 第 30 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.481-484, 2021.
- 2.26) 北慎一郎, 中山逸人, 櫻井伸彰：次世代高性能床版の開発～静的載荷試験と輪荷重走行試験～, 新日鉄住金エンジニアリング技報, Vol.10, 2019.

- 2.27) 可児幸嗣, 北原慎也, 大河内孝彦, 沖田佳隆, 大橋英紀, 松井繁之: 取替 PC 床版の新たな機械式継手の開発 その 3 <梁状供試体の静的曲げ試験>, 令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会, VI-358, 2022.
- 2.28) 北原慎也, 大河内孝彦, 可児幸嗣, 沖田佳隆, 加藤美由紀, 大橋英紀, 松井繁之: 取替 PC 床版の新たな機械式継手の開発 その 1 <床版押抜きせん断試験>, 令和 3 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会, VI-225, 2021.
- 2.29) 可児幸嗣, 北原慎也, 大河内孝彦, 沖田佳隆, 加藤美由紀, 守屋健一, 松井繁之: 取替 PC 床版の新たな機械式継手の開発 その 2 <床版の疲労耐久性試験>, 令和 3 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会, VI-225, 2021.
- 2.30) 渡邊輝康, 大本晋士郎, 浅見恭輔, 渡瀬博, 下中村圭太: コッター継手を有する橋梁用床版 (コッター床版) の性能確認試験, 平成 30 年度土木学会全国大会第 73 回年次学術講演会, I-357, 2017.
- 2.31) 渡邊輝康, 櫻井正之, 原健吾, 駄原剛弘: コッター式継手を用いた橋梁用プレキャスト PC 床版の設計・施工技術の開発, 第 30 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム, pp.615-620, 2021.

第3章 従来構造の問題点と機械式継手の構造, 本研究の課題

3.1 本章の目的

本章では、まず従来構造の問題点と機械式継手の構造概要について記載した。そして、機械式継手の接合部の呼称について定義し、橋軸方向の曲げモーメント、せん断力、押抜きせん断力、疲労に対する機械式継手の設計思想について示した。次に、機械式継手を構成する各部材の使用材料、断面の決定根拠について示した。そして、第2章の既往の研究、本章の設計思想や断面の決定根拠を踏まえ、本章の最後に本研究の課題をまとめた。

3.2 従来構造の問題点と機械式継手の構造概要

プレキャスト PC 床版の橋軸方向接合部は、一般的に橋軸方向鉄筋のループ継手（図 3-1）が用いられている。しかし、構造制約上の問題点として、ループ鉄筋の最小曲げ半径の規定により、床版厚が薄くできないことがある。また、施工上の問題点として、継手内の橋軸直角方向鉄筋が配置しづらいこと、鉄筋組立や間詰め部のコンクリートの打込みや養生が必要で、施工時間の長期化や作業人員の増員に繋がっていることがある。さらに、橋軸方向に約 2m の床版割付幅に対し間詰め幅は 340mm と、床版割付幅の約 2 割が現場打ちコンクリート部となり、高品質なプレキャストコンクリート部を有効に活用できていない。そこで本研究では、これらの解決策として、鉄筋組立や型枠組立、コンクリートの

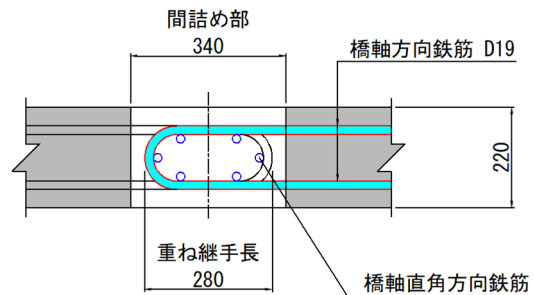


図 3-1 ループ継手

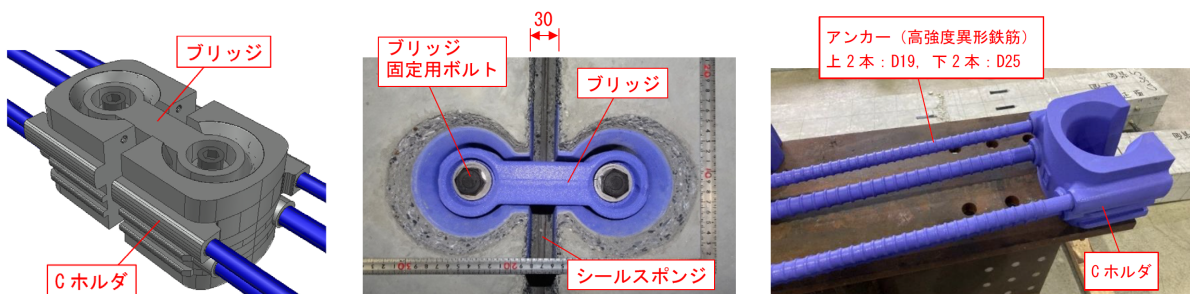


図 3-2 機械式継手

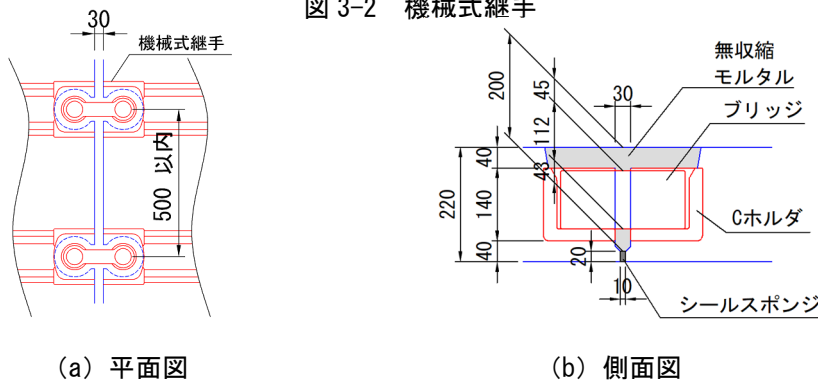


図 3-3 接合部詳細

打込みが不要な機械式継手（図 3-2）を提案した．本継手は，プレキャスト PC 床版に設置する橋軸方向のアンカーを有する C 字形の接合材（以下，C ホルダ）に I 字形の接合材（以下，ブリッジ）をボルト締めして連結し，幅 30mm の間詰め部に無収縮モルタルを充填するのみで施工を完了できる機械式継手である．接合部の詳細図を図 3-3 に示す．機械式継手は，床版の設計荷重である T 荷重の載荷面 $200 \times 500\text{mm}$ に 1 個は存在するよう橋軸直角方向に 500mm 間隔以内で設置する．間詰め部の下縁には，シールスポンジを用いることで，底板型枠を不要とした．

3.3 機械式継手の接合部の呼称

機械式継手の接合部の範囲は，図 3-4 に示すアンカー先端までと定義し，ブリッジと C ホルダの範囲を接合部①，アンカーの範囲を接合部②，アンカー先端から先を床版一般部と呼称するものとした．

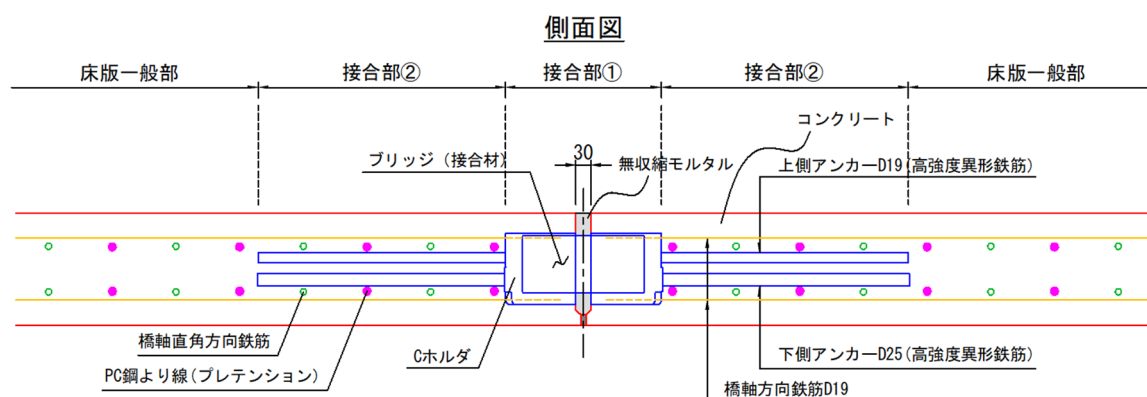


図 3-4 接合部の構造および呼称

3.4 機械式継手の設計思想

3.4.1 曲げモーメントによる圧縮力に対する抵抗および伝達機構

曲げモーメントによる圧縮力に対する抵抗および伝達機構の概念図を図 3-5 に示す．接合部①の中央部では，無収縮モルタルおよびブリッジが圧縮力に抵抗する．そして，コンクリートに圧縮力が伝達される．接合部②では，コンクリートおよび上側橋軸方向鉄筋が圧縮力に抵抗すると想定した．

3.4.2 曲げモーメントによる引張力に対する抵抗および伝達機構

曲げモーメントによる引張力に対する抵抗および伝達機構の概念図を図 3-6 に示す．接合部①では，ブリッジが引張力に抵抗し，C ホルダに伝達する．接合部②において，C ホルダから下側アンカー-D25 に伝達された引張力は，接合部②においてアンカーの長さを道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編^{3.1)}（以下，道示Ⅲ）にて規定されている橋軸方向鉄筋 D19 の継手長 $25\phi=475\text{mm}$ （ ϕ ：鉄筋径）を確保することにより，コンクリートを介して橋軸方向鉄筋に引張力が伝達されると想定した．橋軸方向鉄筋接合部①と接合部②の境界断面（アンカー基部の位置）では，アンカーが主となり引張力に抵抗すると想定した．

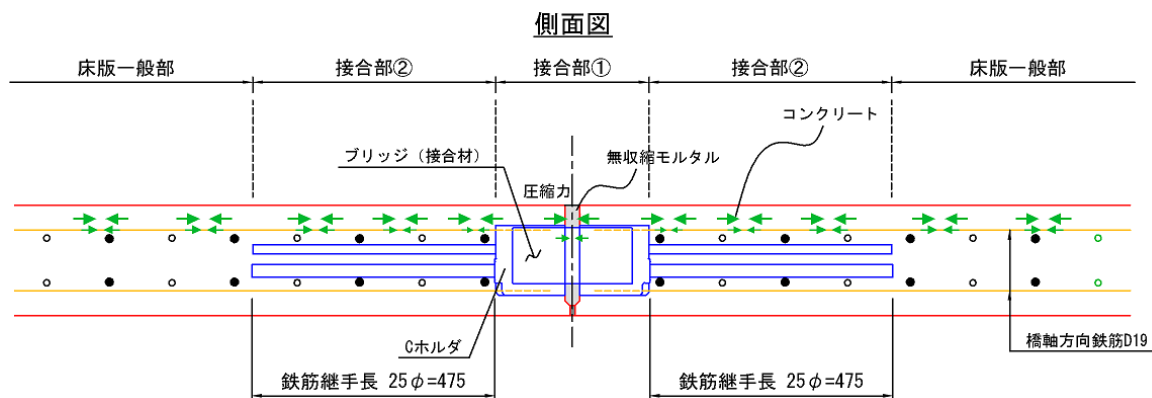


図 3-5 曲げモーメントによる圧縮力に対する抵抗および伝達機構

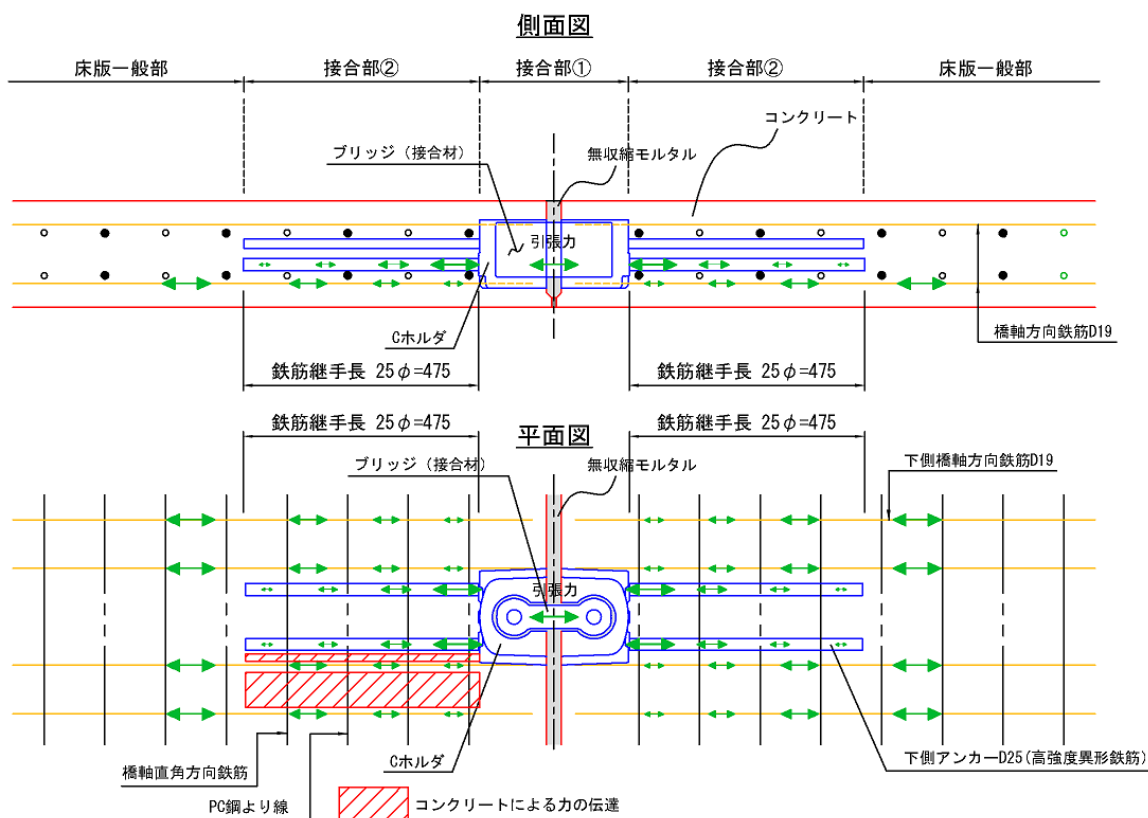


図 3-6 曲げモーメントによる引張力に対する抵抗および伝達機構

3.4.3 打継目のせん断伝達機構

機械式継手は、橋軸直角方向に 500mm 間隔以内とし、打継目には少なくとも T 荷重の幅内 500mm に 1 個はブリッジが存在し（図 3-7）、ブリッジのみで T 荷重によるせん断力に抵抗することを想定した。接合部①の打継目でせん断力を伝達できれば、それ以上の鋼材量と同等の床版厚を有する接合部①や接合部②において、せん断力に対し十分な耐荷力を有すると考えられる。

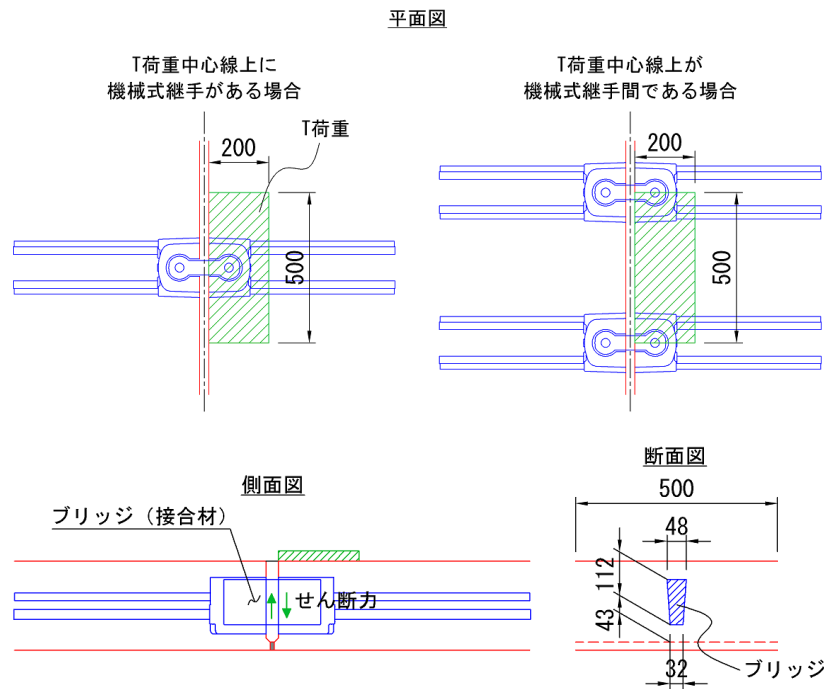


図 3-4 打継目のせん断伝達機構

3.4.4 押抜きせん断耐荷力

一般的にコンクリート床版の疲労による破壊形態は押抜きせん断破壊であり，床版の疲労耐久性の確保には，押抜きせん断耐荷力が重要となる．ここで，機械式継手による接合部が上述の曲げモーメントおよびせん断力で破壊せず，プレキャスト PC 床版（以下，PC 床版）の一体性が確保されていれば，接合部のない PC 床版と同様な破壊形態となり，同程度の押抜きせん断耐荷力を有すると考えられる．

3.4.5 疲労耐久性

2.5 に記したように，床版の疲労耐久性に関する指標として，梁状化した床版の押抜きせん断破壊モデルによるせん断耐荷力が提案されている．また，輪荷重走行試験の結果から S-N 曲線が提案され，梁状化した床版の押抜きせん断耐荷力と輪荷重から，輪荷重走行試験をせずとも破壊走行回数が推定可能となっている．しかし，床版の疲労による破壊メカニズムは複雑であることから，現実的な疲労耐久性の確認としては，国土交通省から提案された階段上荷重漸増載荷による輪荷重走行試験^{3,2)}が実施されている．機械式継手の接合部の疲労耐久性の評価においても，床版一般部と同様に破壊メカニズムは複雑で，想定が困難であると考えられた．そこで，機械式継手による接合した PC 床版の剛性や押抜きせん断耐荷力が，一般的なループ継手により接合した PC 床版と同程度であれば，これと同程度の疲労耐久性を有すると想定し，現実的な方法として，輪荷重走行試験を実施することで，その疲労耐久性を評価することとした．

3.5 構成する部材の使用材料と断面の決定根拠

3.5.1 基準 RC 断面と部材断面の設計思想

機械式継手にて接合する PC 床版の床版厚は，NEXCO の床版取替工事での適用を基本に考え，NEXCO 設計要領第二集橋梁保全編^{3,4)}（以下，NEXCO 設計要領）から標準床版厚の 220mm とした．

鋼橋の RC 床版の最小全厚は，道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編^{3.5)}（以下，道示Ⅱ）から床版の支間方向が車両進行方向に直角な連続版で，床版支間 3.6m までは 220mm 以下となる．そこで機械式継手は，床版支間 3.6m 以下の PC 床版に用いるものとした．

機械式継手は，PC 床版同士をこれにより連結することで，PC 床版を一体とみなすことを目指した．道示Ⅲにおいて，コンクリート部材同士を剛結となるよう連結し，一体の部材とする場合には，部材の一般部が限界状態 3 の断面力，即ち橋軸方向の曲げモーメントによって圧縮縁のコンクリートが圧縮破壊に達する時の断面力を確実に伝達できるようにしなければならないとある．そこで，機械式継手の各部材は，PC 床版一般部の RC 断面の破壊抵抗曲げモーメントが接合部に作用した時に，各部材が降伏しないように設定した．

床版一般部の RC 断面は，機械式継手を橋軸直角方向に 500mm 間隔以内で設置することから，鉄筋の配置間隔を 500 の約数である 125mm として考え，断面下側の鉄筋配置を D19ctc125mm（図 3-8）とする断面を設定した．床版支間 3.6m の PC 床版の床版厚 220mm の中間床版において，設計曲げモーメントに対する RC 断面の照査結果を表 3-1 および表 3-2 に示す．照査は，下記の設計条件のもと計算し，2.3 に記した NEXCO 設計要領および道示Ⅱの各々に準拠した．

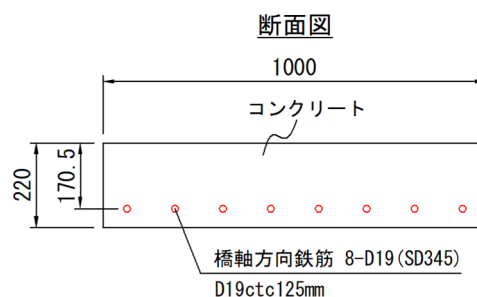


図 3-8 基準 RC 断面

【設計条件】

- ・活荷重による断面力のみ考慮し，死荷重その他の荷重によって生じる断面力は，無視する．
- ・単鉄筋矩形断面として計算を行う．

表 3-1 NEXCO 設計要領による照査

項目	記号	値	単位	備考
設計荷重作用時				
コンクリートの設計基準強度	σ_{ck}	50.0	N/mm ²	
設計曲げモーメント	M_d	32.0	kN・m	$M_d = (0.1L + 0.04) \times P \times 0.8$ 床版支間 L : 3.6m, T 荷重 P : 100kN
コンクリート曲げ圧縮応力度	σ_c	5.6	N/mm ²	0. K.
許容値	σ_{ca}	17.0	N/mm ²	
鉄筋曲げ引張応力度	σ_s	96.9	N/mm ²	0. K.
許容値	σ_{sa}	120	N/mm ²	
終局荷重作用時				
設計曲げモーメント	M_u	80.0	kN・m	$M_u = 2.5 \times M_d$
破壊抵抗曲げモーメント	M_r	127.3	kN・m	
曲げ破壊安全度 $F = M_r / M_u$	F	1.59		≥ 1.0 : 0. K.

表 3-2 道示による照査

項目	記号	値	単位	備考
限界状態1				
コンクリートの設計基準強度	σ_{ck}	50.0	N/mm ²	
設計曲げモーメント	M_{d1}	32.0	kN・m	$M_{d1} = (0.1L + 0.04) \times P \times 0.8$ 床版支間 $L : 3.6\text{m}$, T荷重 $P : 100\text{kN}$
部材降伏に対する曲げモーメントの特性値	M_{yc}	120.1	kN・m	
調査・解析係数	ξ_1	0.90		
抵抗係数	Φ_y	0.85		
部材降伏に対する曲げモーメントの制限値	M_{yd}	91.9	kN・m	$M_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$
$F = M_{yd} / M_{d1}$	F	2.87		$\geq 1.0 : 0. \text{K.}$
限界状態3				
設計曲げモーメント	M_{d3}	40.0	kN・m	$M_{d3} = 1.25 \times M_{d1}$
部材破壊に対する曲げモーメントの特性値	M_{uc}	127.3	kN・m	
調査・解析係数	ξ_1	0.90		
部材・構造物係数	ξ_2	0.90		
抵抗係数	Φ_u	0.80		
部材破壊に対する曲げモーメントの制限値	M_{ud}	82.5	kN・m	$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$
$F = M_{ud} / M_{d3}$	F	2.06		$\geq 1.0 : 0. \text{K.}$
疲労に対する耐久性能				
設計曲げモーメント	M_{d1}	32.0	kN・m	
コンクリート曲げ圧縮応力度	σ_c	5.6	N/mm ²	0. K.
制限値	σ_{ca}	17.0	N/mm ²	
鉄筋曲げ引張応力度	σ_s	96.9	N/mm ²	0. K.
制限値	σ_{sa}	120	N/mm ²	

3.5.2 各部材の断面位置

各部材の断面や材料を決定するにあたり、アンカー断面、Cホルダ断面、ブリッジ断面の位置を図 3-9 に示す。以降に、各部材の使用材料、部材断面の決定根拠を示す。

3.5.3 アンカー

Cホルダとアンカーは、アンカー4本とCホルダを一体で製造することが困難であったことから、各々で製造し、アンカーはCホルダにボルト締めによって接続することとした。アンカーは、部材断面を小さくするため、高強度な材料であるクロムモリブデン鋼 SCM435H（適用規格 JIS G 4052, 降伏強度 : 785N/mm²）を採用し、製造方法は鍛造とした。アン

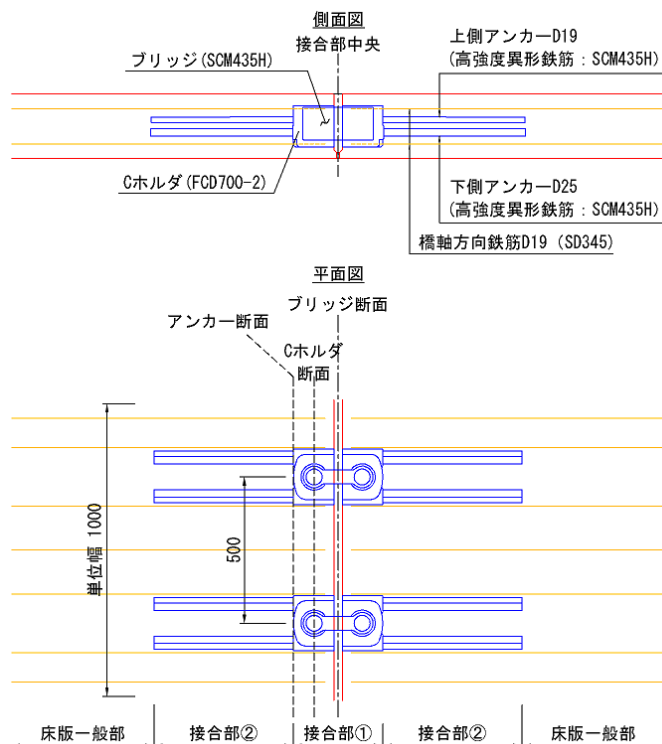


図 3-9 各部材断面の位置

カーの節の形状や間隔は，異形鉄筋 JIS G 3312 に準拠した．下側アンカーD25 および上側アンカー D16 の側面図を図 3-10 に，外観写真を図 3-11 に示す．また，使用材料の SCM435H の化学成分および機械的性質の管理値を表 3-3 に示す．アンカーの製造長さは，C ホルダに接続するネジ長さ，3.2.2 に記した橋軸方向鉄筋 D19 の継手長 475mm，製造上の調整長さから決定した．アンカーは，

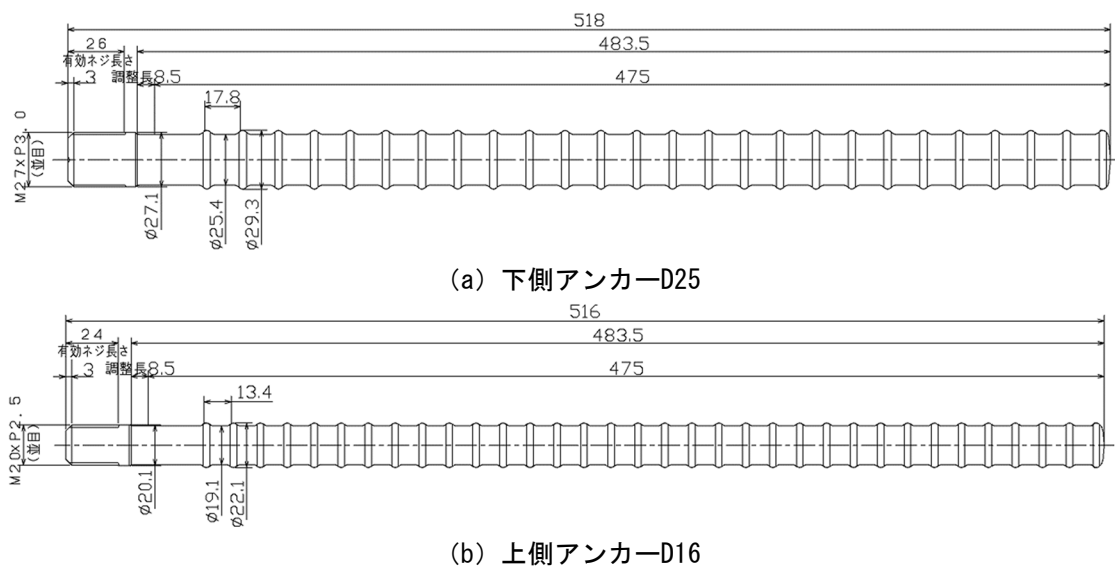


図 3-10 アンカーの側面図



図 3-11 アンカーの外観写真

表 3-3 SCM435H の管理値

(a) 化学成分									単位 (%)	
材料記号	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Ni ×100	Cr ×100	Mo ×100	Cu ×100	
管理値	32~39	15~35	55~95	max 30	max 30	max 25	85~125	15~35	max 30	

(b) 機械的性質				
項目	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	焼入硬さ (HRC)
管理値	785 以上	930 以上	15 以上	距離 13mm
				39~53

床版の高さ中央付近にあり、打継目に接しないことから、腐食対策としてエポキシ樹脂塗装をしない仕様を標準とするが、塩害地域での使用を視野に入れ、本研究の試験においては、エポキシ樹脂塗装することとした。

アンカー径と本数は、以下より決定した。単位幅のアンカー断面を図3-12に、下側橋軸方向鉄筋D19と下側アンカーD25の降伏耐荷力の比較を表3-3に示す。下側アンカーD25は、床版一般部の単位幅あたり下側橋軸方向鉄筋8本分（降伏強度：

345N/mm²）の降伏耐力に対し、接合部で破壊しないよう2倍の降伏耐力を有するように機械式継手あたり2本、単位幅断面4本とした。上側アンカーは、機械式継手を連続桁の中間支点上に適用した場合の引張力の分散を考慮し、下側アンカーD25（A_s=506.7mm²）の

半分程度の面積を確保するようD19（A_s=286.5mm²）を2本とした。ただし、実際に連続桁の中間支点上に適用する場合には、別途検討が必要であると考えているが、上下のアンカーの位置は、図3-13に示すPC床版に一般に使用されるプレテンションPC鋼材1s15.2mmが上下配置の場合や中央配置の場合のいずれにおいても、アンカーとPC鋼材が干渉しないようにした。また、上下のアンカー同士のあきは、道示Ⅲのプレキャスト部材の鋼材同士のあきの規定である粗骨材の最大寸法4/3倍の27mm（=20mm×4/3）を確保した（図3-14）。

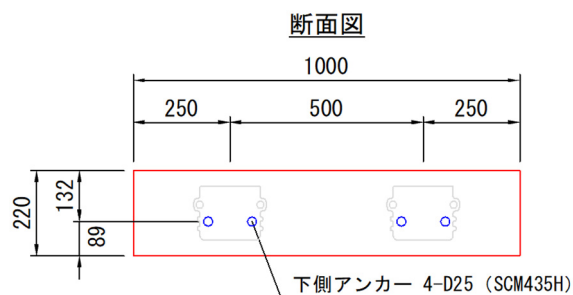


図3-12 アンカー断面

表3-3 下側アンカーD25と橋軸方向鉄筋D19の降伏耐荷力の比較

項目	記号	値	単位
下側アンカーD25の断面積	A_A	506.7	mm ²
単位幅当たりの本数	n_A	4	本
下側アンカーD25 (SCM435H) の降伏強度	σ_{Ay}	785	N/mm ²
下側アンカーD25 4本の降伏耐荷力	P_{Ay}	1591	kN
標準断面 橋軸方向鉄筋D19の断面積	A_s	286.5	mm ²
単位幅当たりの本数	n_s	8	本
橋軸方向鉄筋D19 (SD345) の降伏強度	σ_{sy}	345	N/mm ²
橋軸方向鉄筋D19 8本の降伏耐荷力	P_{sy}	791	kN
P_{Ay}/P_{sy}		2.0	

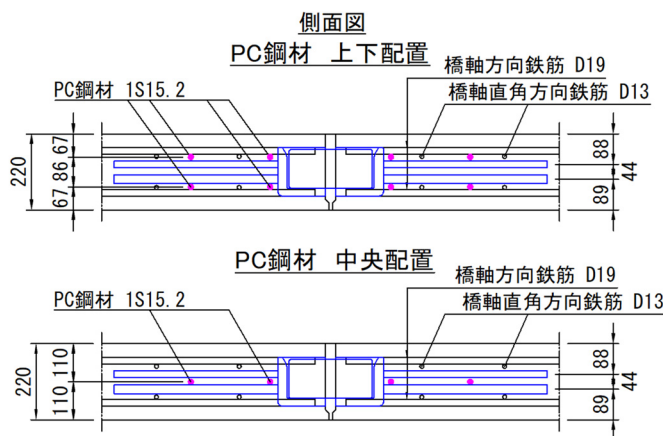


図3-13 アンカーとPC鋼材の取り合い

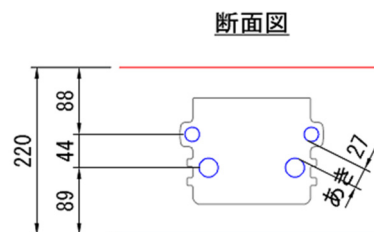


図3-14 上下アンカーの空き

3.5.4 機械式継手のI字形の接合材「ブリッジ」

機械式継手のI字形の接合材であるブリッジの概要図を図3-15に、外観写真を図3-16に示す。ブリッジは、打継目に接することから、腐食対策としてエポキシ樹脂塗装仕様を標準とした。ブリッジの使用材料は、部材断面を小さくするため、アンカー同様に高強度な材料であるSCM435Hとし、鍛造にて製造した。接合部①中央の単位幅のブリッジ断面を図3-17に、接合部①の側面図および平面図を図3-18に示す。図3-18において、Cホルダの穴の側面とブリッジには、7mmの隙間を設けた。この7mmの隙間は、PC床版設置後に、向かい合うCホルダ同士に橋軸方向および橋軸直角方向に5mmのずれが発生したとしても、隙間2mmの余裕をもってブリッジが設置可能なように設定した。Cホルダの上下面のかぶりは、NEXCO設計要領の標準かぶり40mmとした上で、ブリッジ上面のか

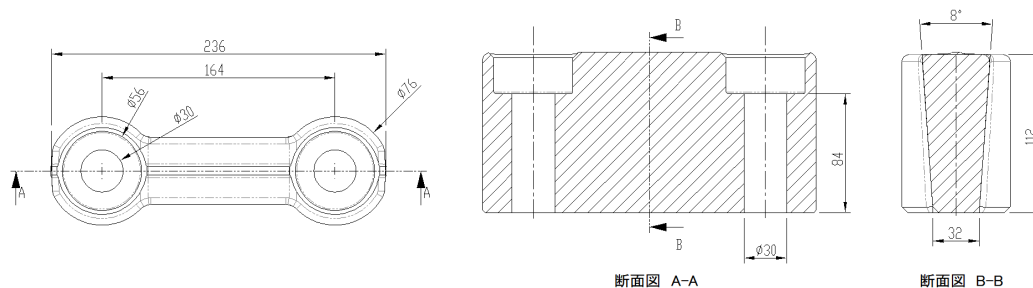


図3-15 ブリッジの概要図



図3-16 ブリッジの外観写真

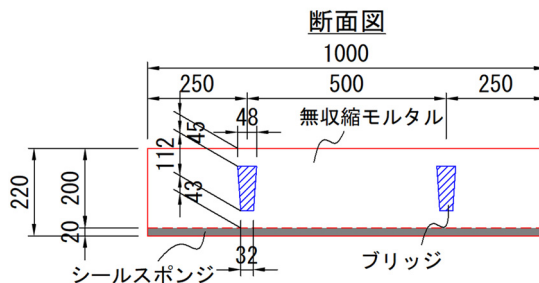


図3-17 ブリッジ断面

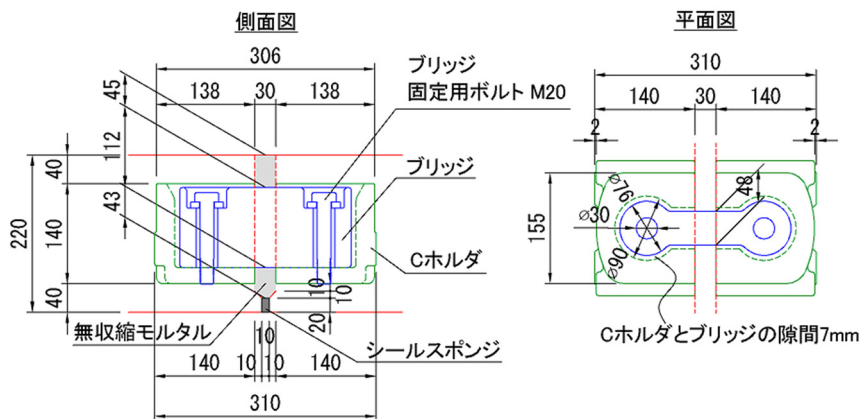


図3-18 接合部①の側面図および平面図

ぶりは、標準かぶりに対し+5mmの45mmとした。この+5mmは、PC床版では、一般的に曲線橋などの横断勾配変化がある橋梁に対し、隣り合う床版に段差を設けて横断勾配の変化に対応するが（図3-19）、この段差5mmを設けてもブリッジ上面のかぶりが標準かぶり40mmを確保可能なように決定した（図3-20）。段差を設ける場合、高さの低いPC床版側のブリッジ下面とCホルダの間に、段差分の厚さのワッシャーを設置するものとした。接合部①に充填する無収縮モルタルの設計基準強度は、PC床版のコンクリートと同様に50N/mm²とした。

ブリッジの寸法は、図3-17のブリッジ断面を図3-21のようにブリッジの高さを10等分に分割して各々を鉄筋とみなしたRC断面計算により決定した。RC断面計算の結果を表3-4に示す。ブリッジの寸法は、RC断面計算によるブリッジ下縁の曲げ引張応力度が、NEXCO 設計要領の設計荷重作用時や道示の疲労に対する耐久性能の橋軸方向鉄筋D19の曲げ引張応力度の制限値120N/mm²と同程度となるように決定し、接合部で破壊しないよ

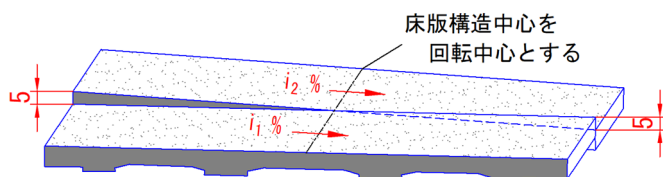


図 3-19 プレキャスト PC 床版の横断勾配変化対応

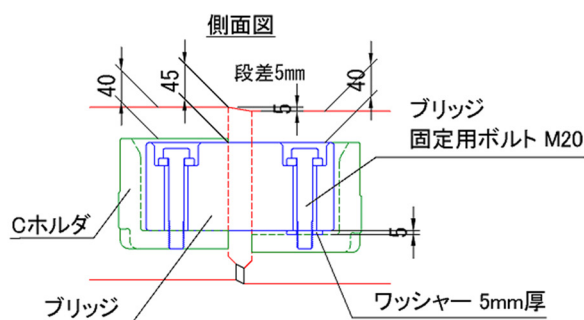


図 3-20 ブリッジおよびCホルダ

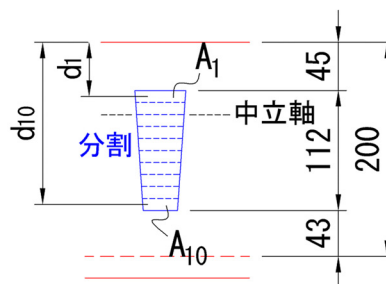


図 3-21 ブリッジの断面分割

表 3-4 RC 断面計算によるブリッジ断面の応力度計算

項目	記号	値	単位	備考
設計荷重作用時				
モルタルの設計基準強度	σ_{mk}	50.0	N/mm ²	
設計曲げモーメント	M_d	32.0	kN・m	$M_d = (0.1L + 0.04) \times P \times 0.8$ 床版支間 $L: 3.6\text{m}$, T荷重 $P: 100\text{kN}$
モルタル曲げ圧縮応力度	σ_m	7.1	N/mm ²	0. K.
	許容値 σ_{ma}	17.0	N/mm ²	
ブリッジ下縁の曲げ引張応力度	σ_{Bd}	113.1	N/mm ²	$\geq 120 \text{ N/mm}^2$
終局荷重作用時				
設計曲げモーメント	M_u	80.0	kN・m	$M_u = 2.5 \times M_d$
破壊抵抗曲げモーメント	M_r	254.5	kN・m	
曲げ破壊安全度 $F = M_r / M_u$	F	3.18		≥ 1.0 : 0. K.
ブリッジ下縁の曲げ引張応力度	σ_{Bu}	282.8	N/mm ²	
$F_{Bu} = 785 (\text{SCM435Hの降伏強度}) / \sigma_{Bu}$	F_{Bu}	2.8		

う安全側に設定した。なお，RC 断面計算によりブリッジが設計可能であるかについては，第4章の RC 梁の静的曲げ載荷試験において検討することとした。ブリッジの下縁幅 32mm から上縁幅 48mm となっている側面の勾配は，製造時の金型からの抜き勾配から設定した。

ブリッジは，C ホルダに六角ボルト M20 にてボルト締めによって固定する（図 3-22）。六角ボルトは「JIS B1180 六角ボルト」に準ずるものを使用し，強度区分は 12.9（材質 SCM435），ワッシャの材質は，SCM440 とした。

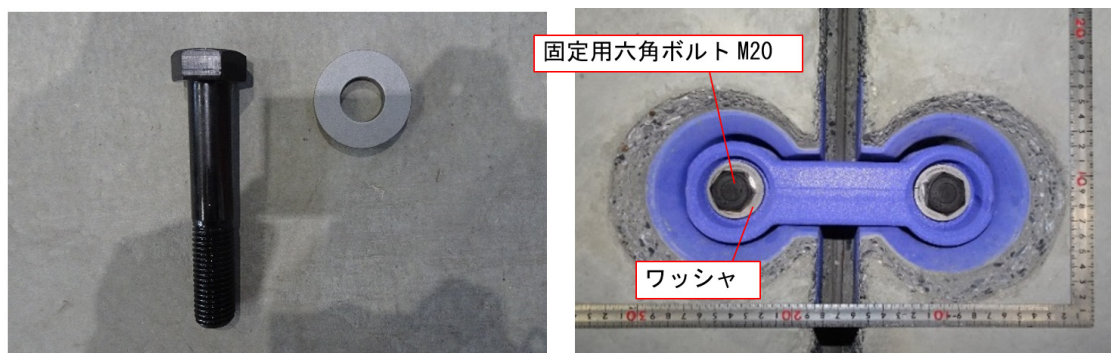


図 3-22 ブリッジ固定用ボルト M20

3.5.5 C 字形の接合材「C ホルダ」

C 字形の接合材である C ホルダの外観写真を図 3-23 に，概要図を図 3-24 に示す。C ホルダは，打継目に接することから，腐食対策としてエポキシ樹脂塗装仕様を標準とした。C ホルダの製造方法は，量産を考慮して鋳造とし，使用材料は球状黒鉛鋳鉄 FCD700-2（降伏強度：420N/mm²）とした。FCD700-2 の化学成分および機械的性質の管理値を表 3-5 に示す。

C ホルダの使用材料 FCD700-2 の降伏強度が 420N/mm² は，ブリッジの使用材料 SCM435H の降伏強度 785N/mm² に対し約 1/2 であることから，C ホルダの断面は，図 3-25 の斜線部の C ホルダの断面積がブリッジの断面積の約 2 倍となるよう設定した。計算結果を表 3-6 に示す。

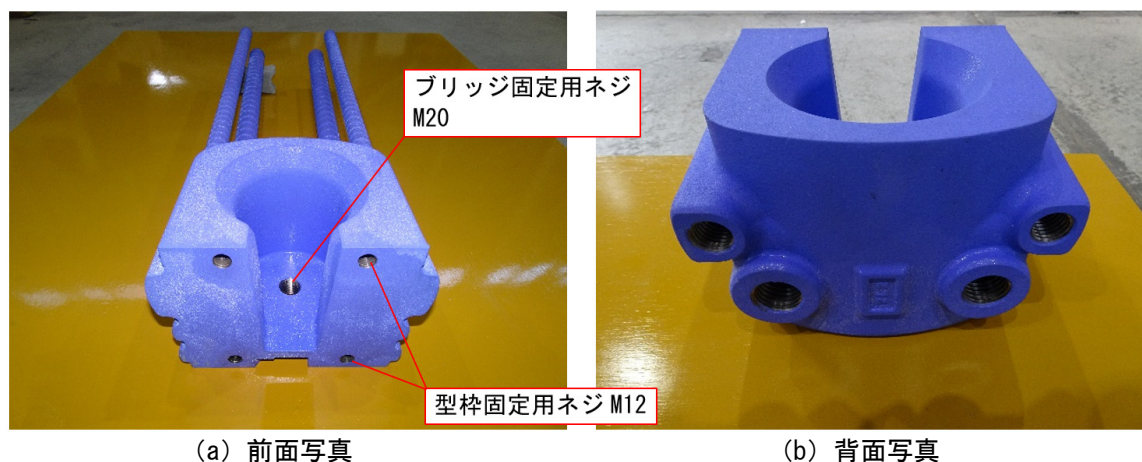


図 3-23 C ホルダの外観写真

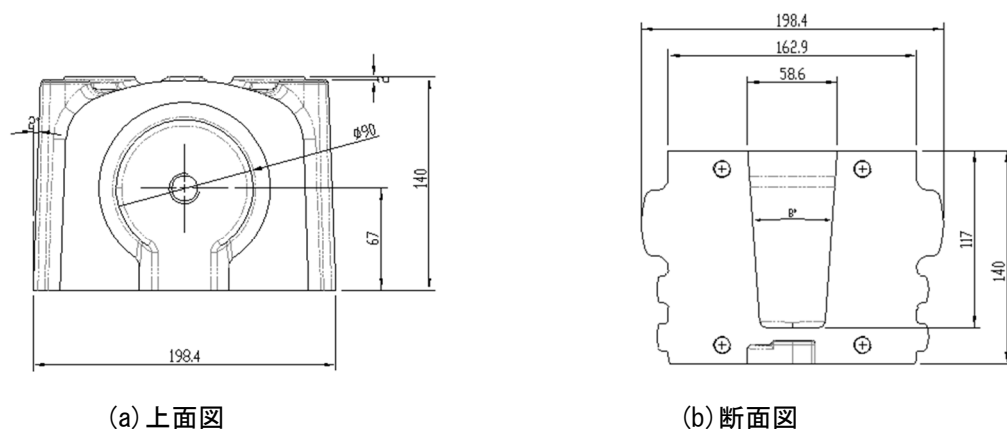


図 3-24 Cホルダの概要図

表 3-5 FCD700-2 の管理値

(a) 化学成分								単位 (%)	
材料記号	C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1000	S ×1000	Mg ×100	Cu ×100	Sn ×100	
管理値	2.50	—	—	—	max 0.020	max 0.090	—	—	

(b) 機械的性質				
項目	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	硬さ (HB)
管理値	420 以上	700 以上	2 以上	180~300

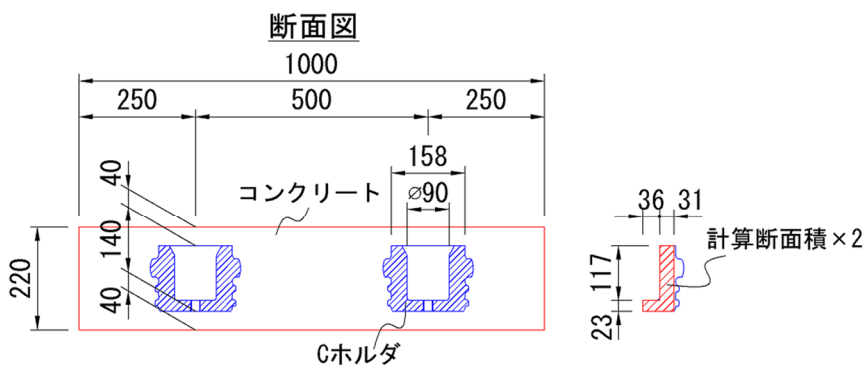


図 3-25 Cホルダ断面

表 3-6 Cホルダとブリッジの降伏強度と断面積の比較

項目	記号	値	単位	備考
ブリッジ (SCM435H) の降伏強度	σ_{By}	785	N/mm ²	
Cホルダ (FCD700-2) の降伏強度	σ_{CHy}	420	N/mm ²	
Cホルダ/ブリッジの降伏強度の比率	R_y	0.5		$R_y = \sigma_{CHy} / \sigma_{By}$
ブリッジ 1個の断面積	A_B	4480	mm ²	
Cホルダ 1個の断面積	A_{CH}	8910	N/mm ²	
Cホルダ/ブリッジの断面積の比率	R_A	2.0		$R_A = A_{CH} / A_B$

3.6 本研究の課題

第2章の既往の研究，上記の設計思想や決定根拠を踏まえ，以下に本研究の課題をまとめた．

(1) 曲げモーメントに対する抵抗および力の伝達機構の検討

橋軸方向の曲げモーメントに対し，接合部①のブリッジ断面では，圧縮力に無収縮モルタルおよびブリッジが抵抗し，引張力にはブリッジのみが抵抗することを想定した．また，接合部①と接合部②の境界のアンカー断面では，圧縮力にコンクリートが抵抗し，引張力にはアンカーが主となり抵抗すると想定した．また，接合部②において，Cホルダから下側アンカーD25に伝達された引張力は，下側アンカーD25と橋軸方向鉄筋D19の継手長を，道示に規定されている橋軸方向鉄筋D19の継手長 $25\phi=475\text{mm}$ を確保することにより，コンクリートを介して橋軸方向鉄筋に引張力が伝達されると想定した．これらの橋軸方向の曲げモーメントに対する抵抗および力の伝達機構の検討が課題であり，第4章にてRC梁の静的曲げ載荷試験を実施し，検討することとした．

(2) 曲げモーメントに対する断面のひずみ分布の検討

2.3.1に記したように，通常，道示に規定される最小床版厚を確保したPC床版の橋軸方向の設計においては曲げモーメントによる設計が行われるため，接合部の断面のひずみ分布の推定が必要となる．機械式継手に類似するコッター式継手（図2-19）の研究においては，接合部中央断面のひずみ分布は，平面保持が成立し，RC断面計算にて推定できると報告している．機械式継手においても同様に，接合部中央断面であるブリッジ断面のひずみ分布がRC断面計算にて推定可能であると想定している．ただし，機械式継手とコッター式継手とは，部材の形状寸法や使用材料，アンカーの形状などが異なることから，機械式継手としての検討が必要である．また，コッター式継手においては，アンカー断面のひずみ分布については検討されていない．機械式継手において，アンカー断面のひずみ分布がRC断面計算にて推定可能であるかの検討が必要である．ブリッジ断面やアンカー断面のひずみ分布の推定の検討が課題であり，第4章のRC梁の静的曲げ載荷試験にて検討することとした．

(3) 打継目のせん断伝達機構および押抜きせん断耐力の検討

機械式継手の打継目のせん断伝達機構として，打継目にはT荷重の幅内500mmに1個はブリッジが存在し，ブリッジのみでT荷重によるせん断力に抵抗すると想定した．また，機械式継手による接合部が上述の橋軸方向の曲げモーメントおよびせん断力で破壊せず，PC床版の一体性が確保されていれば，押抜きせん断耐力は接合部のないPC床版と同程度を有すると考えられる．この打継目のせん断伝達機構および押抜きせん断耐力についての検討が課題であり，第5章にてPC床版による静的押抜きせん断載荷試験を実施し，検討することとした．

(4) 道路橋示方書の設計曲げモーメントの適用に対する検討

2.3.2に記したように，道示Ⅱでは，等方性版のたわみに関する理論計算を基に，単純版や片持ち版の理論値に対して10～20%の安全を確保した設計曲げモーメントの式（表2-3）を規定している．接合部のないPC床版やループ継手によって接合されたPC床版は，等方性版と見なし，この設計曲げモーメントで設計されている．したがって，機械式継手で接合したPC床版の橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布が接合部のないPC床版やループ継手と同等であれば等方性版と見なすことができると考えられる．機械式継手で接合したPC床版にも，道示の設計曲げモーメントを適用可能かの検討が課題であり，第5章にてPC床版の静的押抜きせん断載荷試験を実施し，各試験体にて橋軸方向および橋

軸直角方向のたわみ分布を比較し，検討することとした．

(5) 機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の検討

輪荷重が繰返し作用する床版は，輪荷重の繰返し走行に対する疲労耐久性が重要であり，機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の検討が課題となる．機械式継手により接合した PC 床版は，押抜きせん断耐荷力や剛性が一般的なループ継手により接合した PC 床版と同程度であれば，設計耐久年数 100 年相当の疲労耐久性を有すると想定している．PC 床版接合部の疲労耐久性に関する試験としては，2.5.3 に記した NEXCO 試験方法^{3.3)}にて試験法 442-2019「プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性試験方法」が規定されており，250kN で 10 万回の輪荷重走行によりループ継手や各研究機関の接合構造の設計耐久年数 100 年相当の疲労耐久性の評価がされている．そこで，第 6 章において，この試験方法を実施することで，設計耐久年数 100 年相当の疲労耐久性を評価することとした．また，250kN で 10 万回の輪荷重走行の試験後には，荷重を階段状に上げて試験を継続し，機械式継手による接合した PC 床版の疲労による破壊形態を検討することとした．

(6) 機械式継手により接合した PC 床版の設計方法の検討

機械式継手の実用化には，機械式継手により接合した PC 床版の設計方法が必要となる．設計方法に関して，(1)～(5)の課題を踏まえた上で，第 7 章にて提案することとした．

【参考文献】

- 3.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編，2017.
- 3.2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国土技術政策総合研究所資料第 28 号，2002.
- 3.3) 東・中・西日本高速道路：NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法，pp.91-94，2020.
- 3.4) 東・中・西日本高速道路：設計要領第二集 [橋梁保全編]，2020.
- 3.5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編，2017.

第4章 機械式継手により接合した RC 梁構造の曲げ耐荷性に関する研究

4.1 本章の目的

機械式継手により接合した PC 床版は、橋軸方向の曲げモーメントに対し、接合部がプレキャスト PC 床版（以下、PC 床版）の床版一般部やループ継手による接合部と同等の曲げ耐荷力を有し、疲労により押抜きせん断破壊する前に曲げモーメントやせん断力により破壊しなければ、PC 床版やループ継手により接合した PC 床版と同等の疲労耐久性を有すると考えられる。そこで本章では、橋軸方向の曲げモーメントに対する接合部断面の曲げ耐荷力の確認を目的に、実橋の橋軸直角方向を支間とした PC 床版でなく、橋軸方向を支持した幅 1.0m の RC 梁試験体による静的曲げ載荷試験を実施し検討することとした。また、機械式継手の橋軸方向の曲げモーメントによる圧縮力や引張力に対する抵抗および伝達機構、接合部断面のひずみ分布を明らかにすることを目的とした。試験は、機械式継手にて接合した RC 梁（以下、機械式継手）だけでなく、比較検討のため、接合部のない RC 梁（以下、RC 梁単体）およびプレキャスト PC 床版の一般的な接合構造であるループ継手により接合した RC 梁（以下、ループ継手）の静的曲げ載荷試験を実施した。また、試験結果の評価および耐荷メカニズムの解明のため、RC 梁単体および機械式継手については 3 次元材料非線形 FEM 解析を実施することとした。

4.2 静的曲げ載荷試験の概要

4.2.1 試験体と載荷位置

RC 梁単体、ループ継手の配筋図と載荷位置を図 4-1、図 4-2 に、機械式継手の配筋図および載荷位置、接合部の詳細図を図 4-3 に示す。試験体は、接合部の中央が試験体の中央となるようにし、2 点載荷の間隔は、ループ継手の間詰め幅 340mm が等曲げモーメント区間（以下、等曲げ区間）となるように 0.6m とした。また、支点間隔は 2.5m とした。試験体の寸法は、橋軸方向 3.0m、橋軸直角方向である幅 1.0m、高さ 220mm とした。橋軸方向の鉄筋は、床版支間 3.6m の設計鉄筋量を満足する 3.3.1 にて記した基準 RC 断面の鉄筋量として、上下に D19 (SD345) を 125mm 間隔で配置した。また、橋軸方向の鉄筋は、実橋の PC 床版同様にエポキシ樹脂塗装した。プレキャスト床版の橋軸直角方向には、通常、プレテンション PC 鋼材と鉄筋が配置されるが、本試験において橋軸方向の耐荷性の確認に対し影響が小さいと考え、橋軸直角方向の上下には配力鉄筋として D16 (SD345) を 125mm 間隔で配置した。機械式継手の床版端部には、補強として U 形の鉄筋 D13 (SD345) を橋軸方向鉄筋と同間隔で配置した。

ループ継手は、2 体のプレキャスト床版を製作後に、所定の位置でループ継手により 1 体の試験体として接合した。プレキャスト床版の打継面は、洗出しにより深さ 3~4mm の粗面処理を行った。ループ継手の継手長は、NEXCO 設計要領第二集橋梁保全編^{4.1)}を参考に軸方向鉄筋 D19 の場合の必要継手長より 280mm とした。ループ継手内には、橋軸直角方向 D19 を 6 本配置した。

機械式継手は、プレキャスト床版に橋軸直角方向 500mm の間隔で設置した C ホルダ 2 組をブリッジで接合後、間詰め部に無収縮モルタル（以下、モルタル）を充填し製作した。プレキャスト床版の打継面は、ループ継手試験体と同様に粗面処理を行った。なお、載荷試験前に間詰め部のシールスポンジを撤去し、底面からモルタルの確認を可能にした。ループ継手および機械式継手の試験体製作状況を図 4-4 に示す。

載荷方法は、荷重 5kN 間隔での漸増単調載荷とし、鉄筋降伏挙動により変位が増加した場合は、変位制御とした。

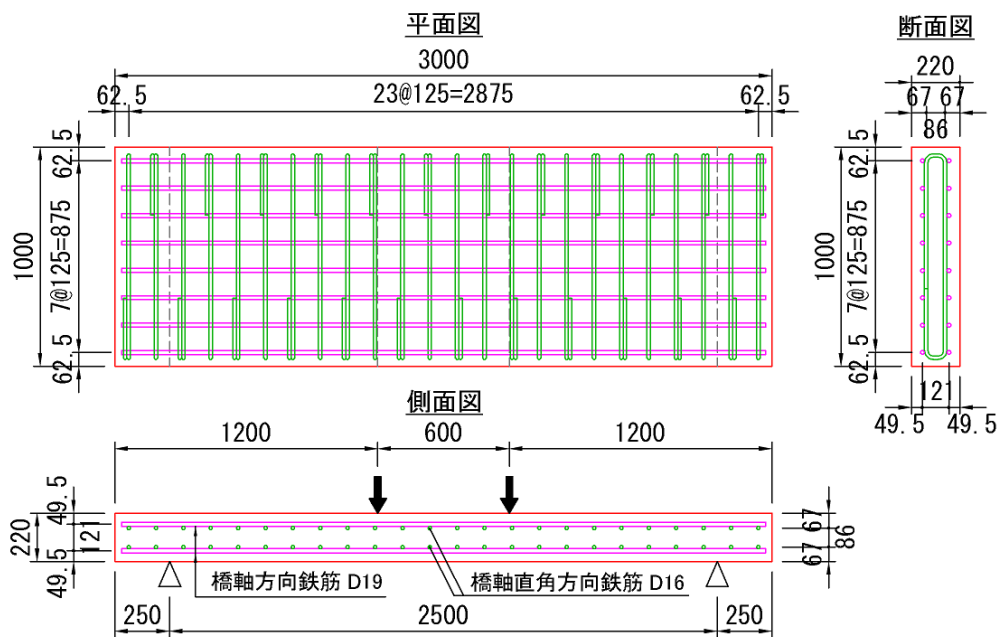


図 4-1 RC 梁単体試験体の概要図

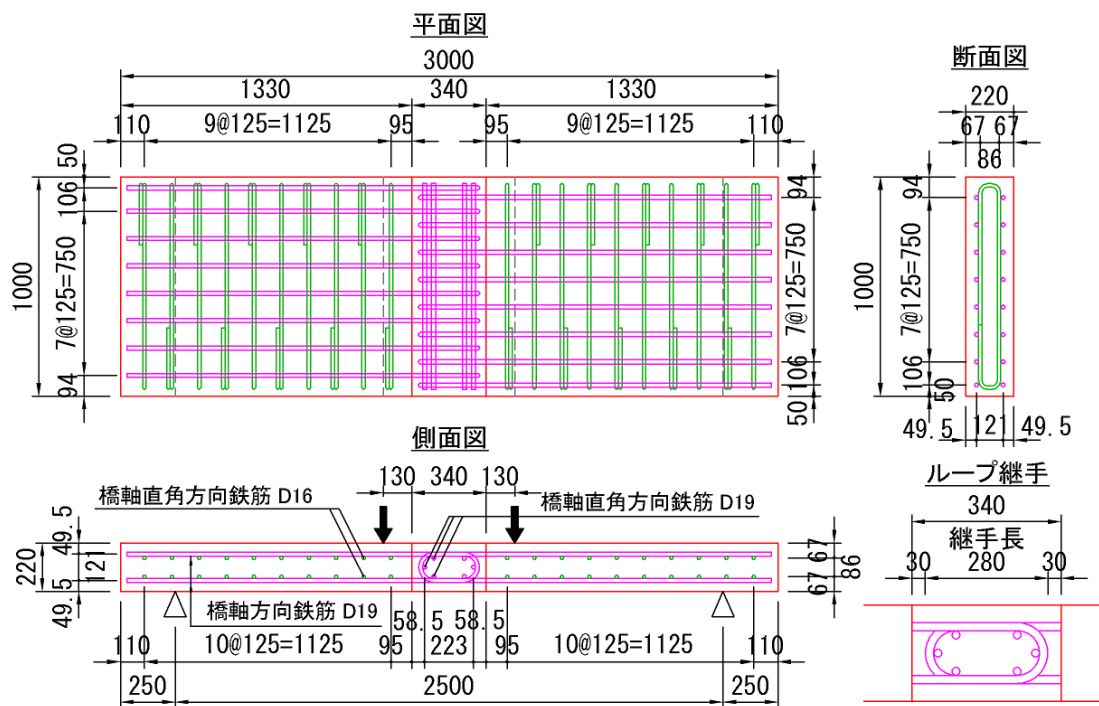


図 4-2 ループ継手試験体の概要図

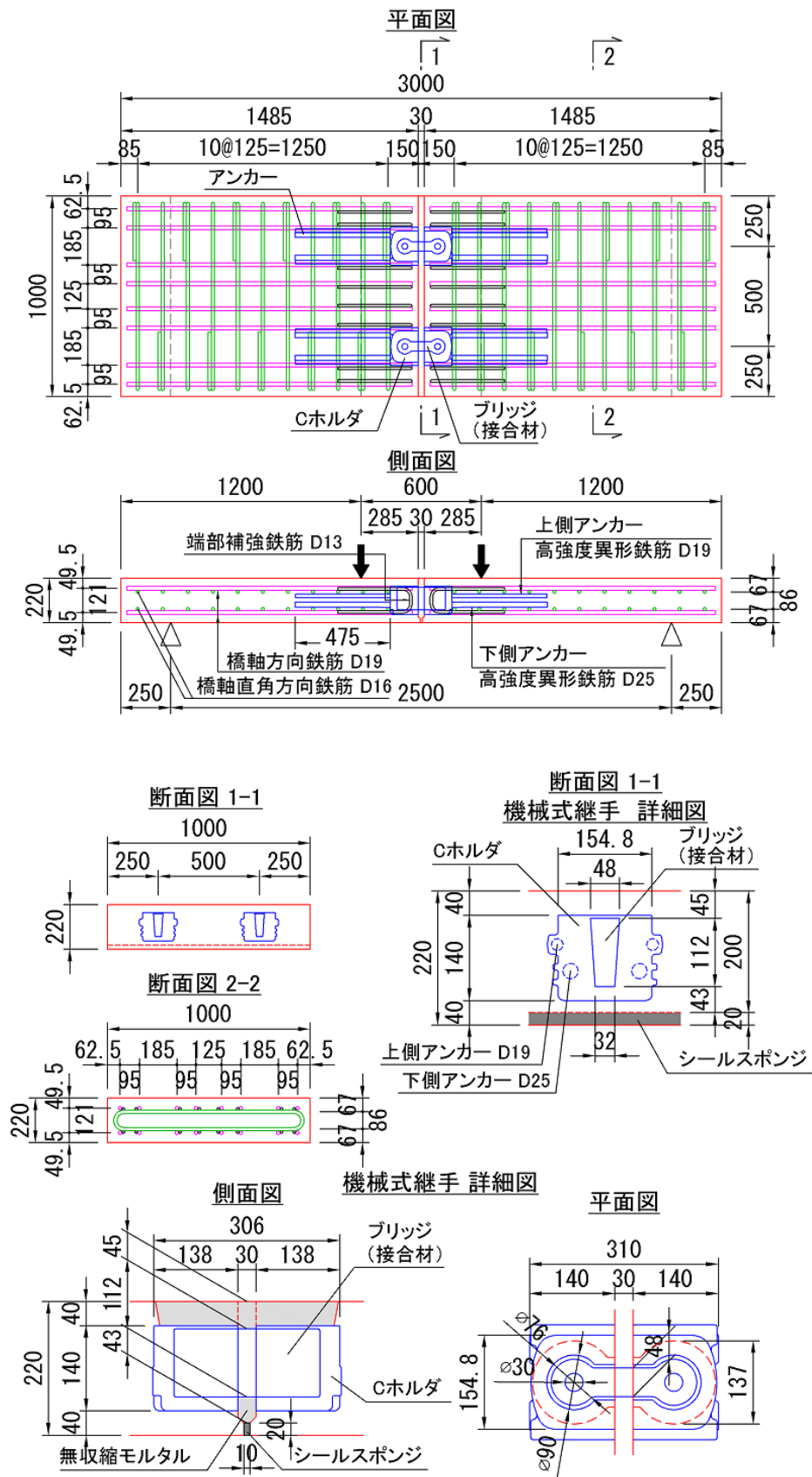
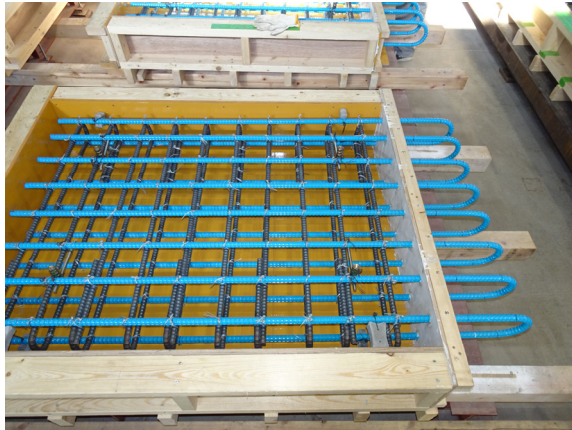
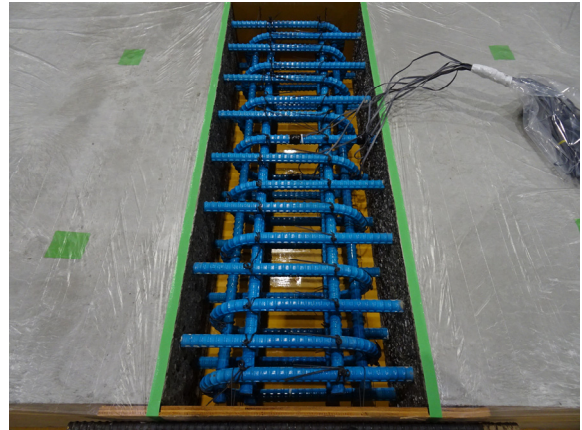


図 4-3 機械式継手試験体の概要図

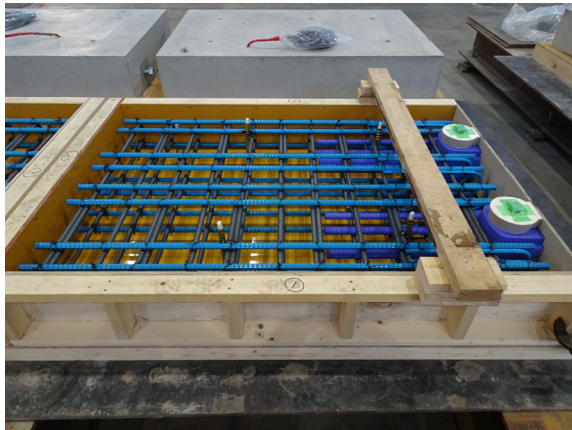


プレキャスト床版の配筋



間詰め部の配筋

(a) ループ継手



プレキャスト床版の配筋



プレキャスト床版の製作完了



ブリッジによる接合完了



間詰め部のモルタル充填状況

(b) 機械式継手

図 4-4 試験体製作状況

4.2.2 使用材料

プレキャスト床版およびループ継手の間詰め部のコンクリートの設計基準強度は、実橋と同じ 50N/mm^2 とした。コンクリートの使用材料を表 4-3 に、プレキャスト床版のコンクリート配合を表 4-4(a) に、ループ継手の間詰め部のコンクリート配合を表 4-4(b) に示す。間詰め部のコンクリートには、収縮補償程度の膨張材を添加した。機械式継手の間詰め部に充填するモルタルは、セメント系無収縮モルタル「太平洋プレユーロックス」(太平洋マテリアル)を使用した。コンクリートおよびモルタルの材料試験結果を表 4-5 に、使用した鉄筋の特性値を表 4-6 に、機械式継手のブリッジ、アンカー、Cホルダの機械的性質を表 4-7 に示す。

表 4-3 コンクリートの使用材料

種別	種 類		記号	製造元/産地	備 考
セメント	普通ポルトランドセメント		NC	太平洋セメント	密度 3.16g/cm^3
細骨材	混合砂	山砂 (60)	S	千葉県君津市産	表乾密度 2.62g/cm^3 , F.M. 1.65
		砕砂 (40)		大分県津久見市産	表乾密度 2.66g/cm^3 , F.M. 3.95
粗骨材	石灰砕石		G	大分県津久見市上青江産	表乾密度 2.70g/cm^3 , 実績率 60.5%
混和材	コンクリート用膨張材 「太平洋ハイパーエクスパン」		Ex	太平洋マテリアル	
混和剤	高性能 AE 減水剤 「シーカメント 1100NT」		Ad	日本シーカ	
水	水道水		W	—	

表 4-4 コンクリート配合

(a) プレキャスト床版部 (51-21-20N)

粗骨材の 最大寸法 G_{max} (mm)	スランプ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				
					水 W	セメント NC	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	21.0	36.5	3.5	47.2	170	466	813	931	6.06

(b) ループ継手の間詰め部 (51-21-20N 膨張材入り)

粗骨材の 最大寸法 G _{max} (mm)	スランブ sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					
					水 W	セメント NC	膨張材 Ex	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	15.0	36.5	4.5	47.2	170	466	20	813	931	6.06

表 4-5 材料試験結果

材料	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
プレキャスト床版部 コンクリート	50.9 (52.7)	36,500 (35,000)	3.01 (3.19)
間詰め部 膨張コンクリート	51.7	38,000	2.84
無収縮モルタル	63.4	24,200	3.13

表 4-6 鉄筋の特性値

仕様	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
鉄筋 SD345, D19	400 (388)	554 (556)
鉄筋 SD345, D16	389 (397)	549 (561)
鉄筋 SD345, D13	397	563

※ () は、機械式継手試験体の値

※ () は、機械式継手試験体の値

表 4-7 機械式継手の機械的性質

項目	材質	降伏点又は 0.2%耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	硬さ
ブリッジ	SCM435H	870 (785 以上)	963 (930 以上)	18 (15 以上)	51 (HRC, 39~53)
アンカー	SCM435H	876 (785 以上)	978 (930 以上)	20 (15 以上)	334 (HV, 285~350)
C ホルダ	FCD700-2	445 (420 以上)	791 (700 以上)	6 (2 以上)	255 (HB, 180~300)

4.2.3 測定項目

RC 梁単体の計測器配置図を図 4-5 に、ループ継手の計測器配置図を図 4-6 に、機械式継手の計測器配置図を図 4-7 に示す. RC 板単体の測定項目は、鉛直変位、コンクリートひずみ、鉄筋ひずみとした. ループ継手は、この測定項目に加えてクリップ型変位計にて打継目の目開きを測定した. 機械式継手の測定項目は、鉛直変位、コンクリートひずみ、モルタルひずみ、鉄筋ひずみ、クリップ型変位計にて両側の打継目を跨いで測定した. また、継手本体のひずみとして、ブリッジ上下縁の橋軸方向ひずみ、下側アンカーひずみ、上側アンカーひずみを測定した. アンカーのひずみは、C ホルダとの接続部付近、載荷位置、アンカー先端位置にて測定した. 機械式継手の支間中央位置の鉛直変位は、接合部下縁の隙間 10mm のモルタル面での測定が困難であったことから、支間中央位置から 15mm ずらしたコンクリート面の位置で測定した鉛直変位を用いることとした. ループ継手および機械式継手の載荷開始前の試験状況写真を図 4-8 に示す.

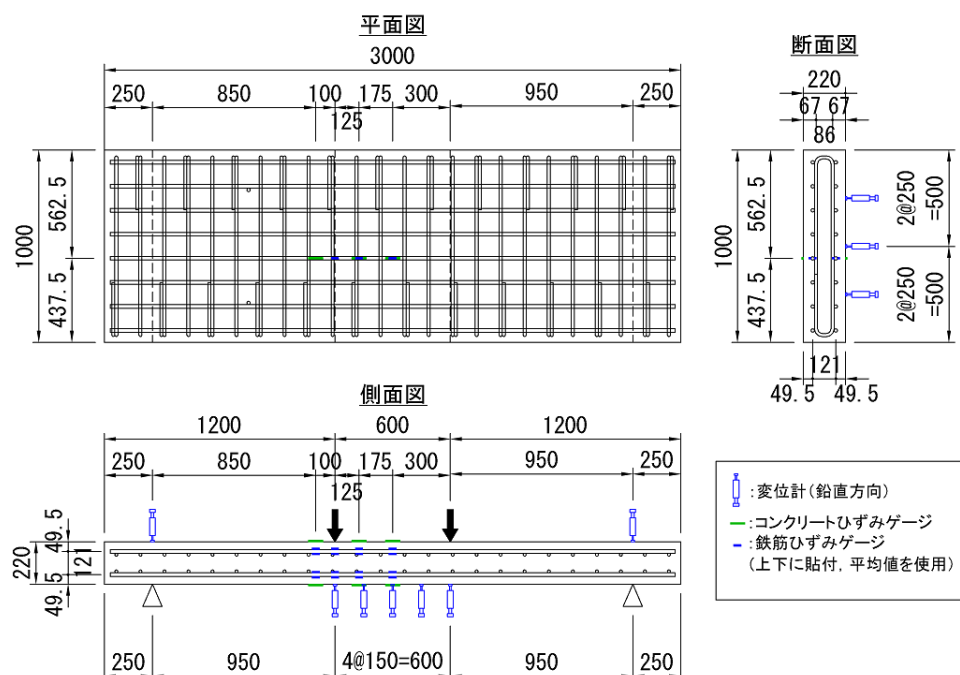


図 4-5 RC 梁単体試験体の計測器配置図

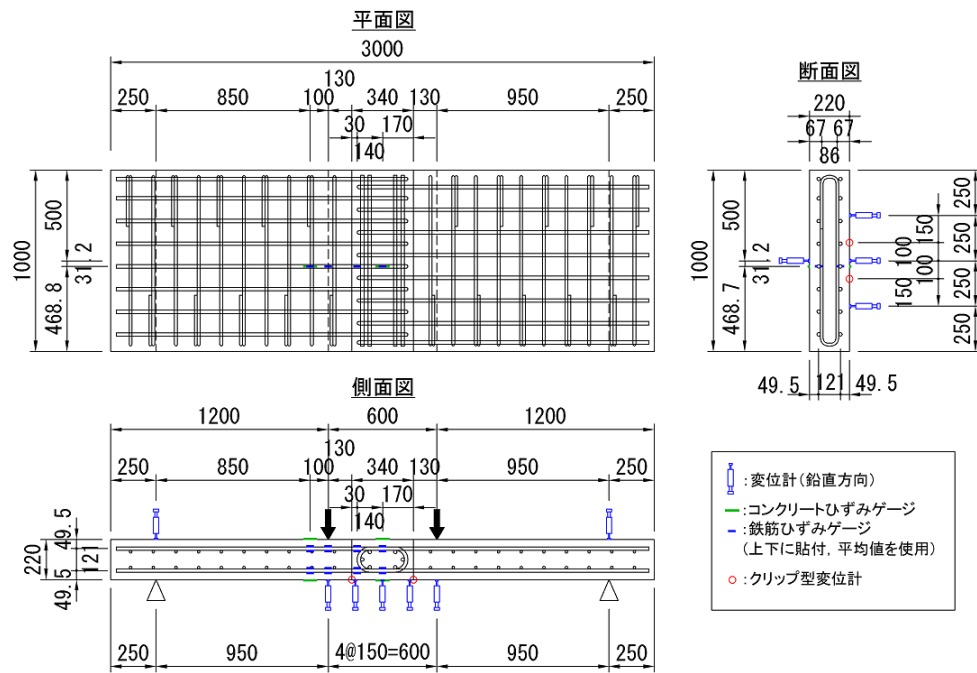


図 4-6 ループ継手試験体の計測器配置図

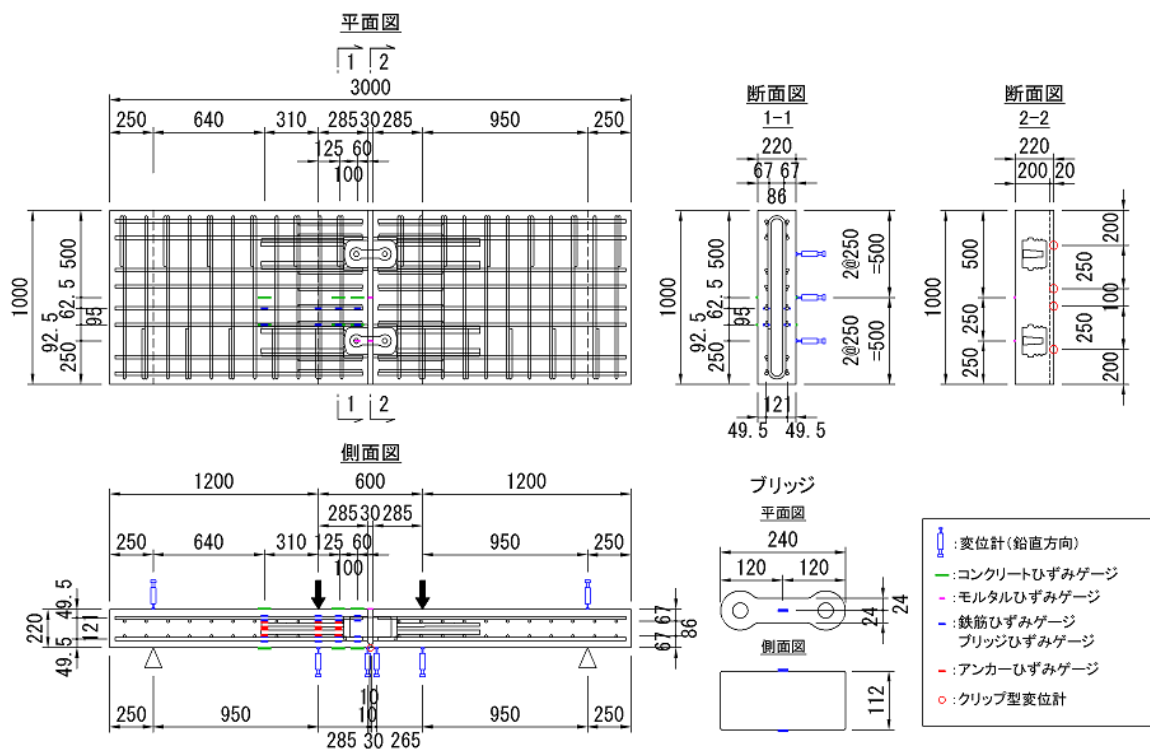
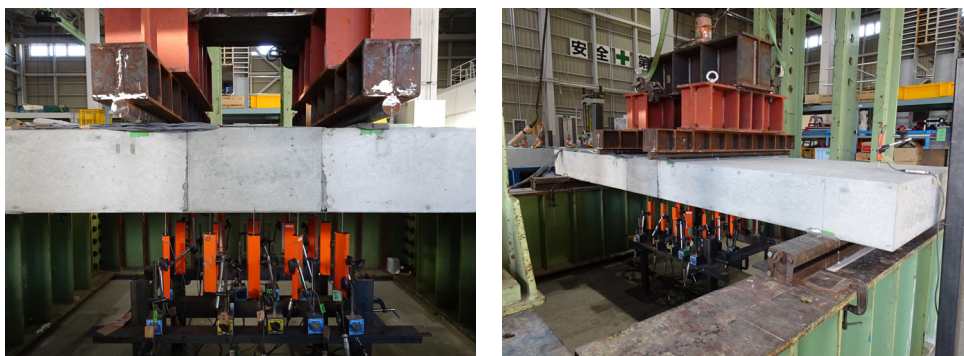


図 4-7 機械式継手試験体の計測器配置図



(a) ループ継手



(b) 機械式継手

図 4-8 載荷開始前の試験状況

4.3 3次元材料非線形 FEM 解析

4.3.1 解析モデル

静的曲げ載荷試験の結果評価および耐荷メカニズムの解明のため、RC 梁単体および機械式継手について 3 次元材料非線形 FEM 解析を実施することとした。解析には有限要素法による汎用の構造解析システム DIANA 10.2 を使用した。解析モデルは、試験体の形状が橋軸方向、橋軸直角方向に对称であることから、図 4-9 に示す範囲をモデル化した 1/4 対称モデルとした。

RC 梁単体の解析モデルを図 4-10 に示す。コンクリートはソリッド要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素とし、鉄筋とコンクリートは、完全付着とした。橋軸直角方向鉄筋の曲げ加工部は、直角としてモデル化した。機械式継手の解析モデルを図 4-11 に示す。コンクリート、モルタル、C ホルダおよびブリッジはソリッド要素、アンカーは梁要素、鉄筋は埋め込み鉄筋要素とした。C ホルダのモデルは、リブはモデル化しない簡略化した形状とし、C ホルダ内部やブリッジ内部のモルタルおよび固定ボルトは、線形材料のモルタルとしてモデル化した（図 4-11(e)）。機械式継手の接触面には、境界要素を設け、付着を期待しないものとして、圧縮方向だけ剛性の高いバネ値を設定し、引張方向とせん断方向は剛性の小さいバネ値を設定した。鉄筋およびアンカーは、コンクリートと完全付着とした。打継目には、図 4-11(f) に示す離散ひび割れ要素を設け、打継目に発生した引張力がコンクリートとモルタルの付着強度 2.24N/mm^2 を超過した場合に、コンクリートとモルタルが離間するモデルとした。この付着強度は、解析に先立ち図 4-12 に示す建研式引張試験⁴²⁾にて確認した付着強度の平均値を使用した。

荷重は、自重を載荷した後、載荷線上に鉛直方向の強制変位を入力した。境界条件は、支点上は鉛直

支持とし、対称面には対称条件を与えた。

4.3.2 非線形材料の材料特性

コンクリート、モルタルの構成則を図 4-13 に示す。コンクリートの構成則は、要素長さが考慮されたモデルとし、圧縮側は図 4-13(a) に示す放物線モデル^{4.3)}、引張側は図 4-13(b) に示す Hordijk モデル^{4.4)}を採用した。ここで、打継部のモルタルの構成則は、コンクリートと同様のモデルを用いた。ひび割れモデルは、ひび割れの影響が要素内に分散していると仮定し、ひび割れ開口変位を要素の平均的なひずみとして扱う分散ひび割れモデルとし、そのモデルのうち全ひずみ直交固定ひび割れモデルを採用した。

鉄筋および機械式継手の構成則を図 4-14 に示す。鉄筋および機械式継手のブリッジ、C ホルダ、アンカーは、von Mises の降伏条件とし、降伏以降は弾性係数の 1/100 となるバイリニア曲線を採用した。

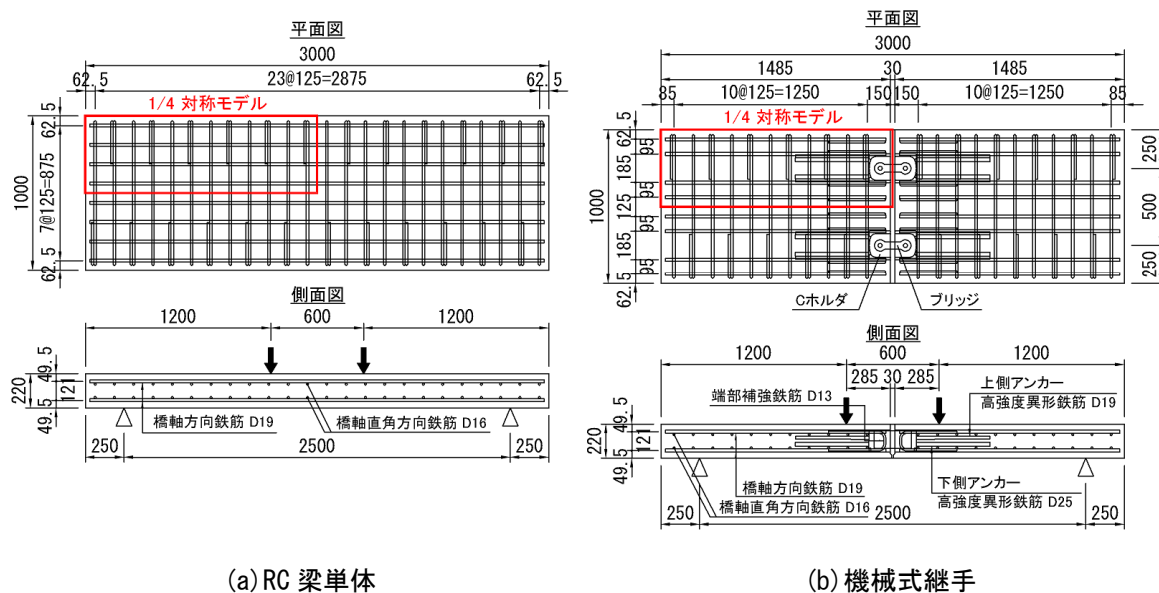


図 4-9 解析のモデル化範囲

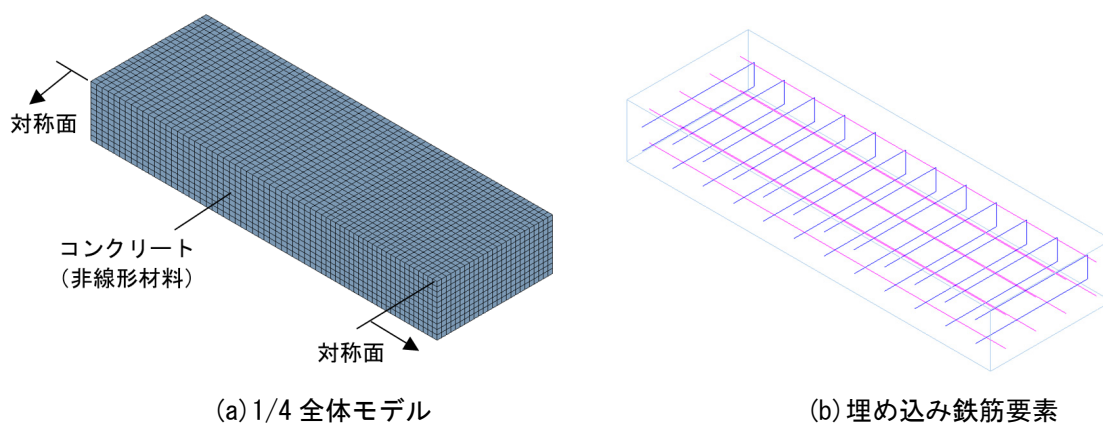
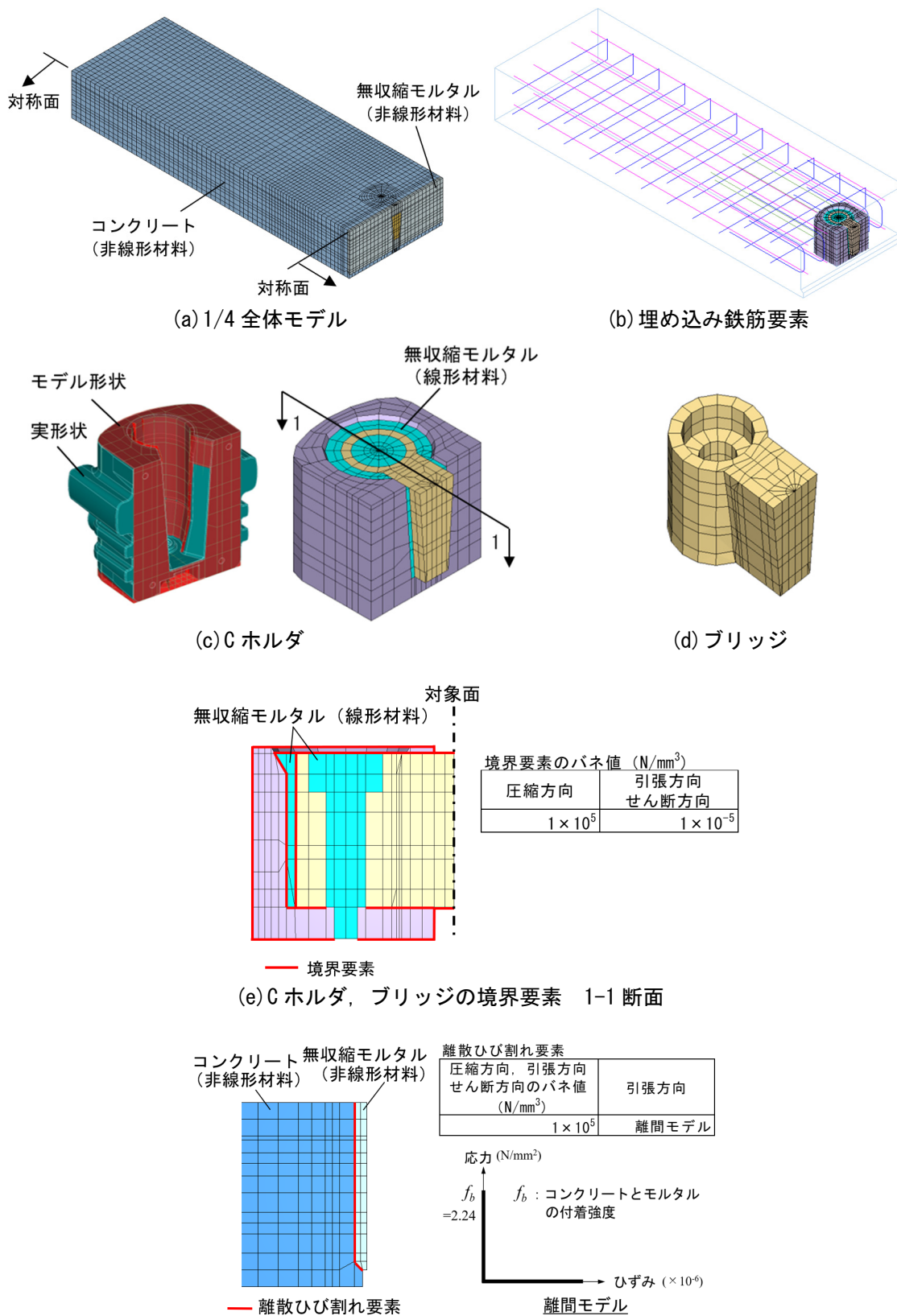
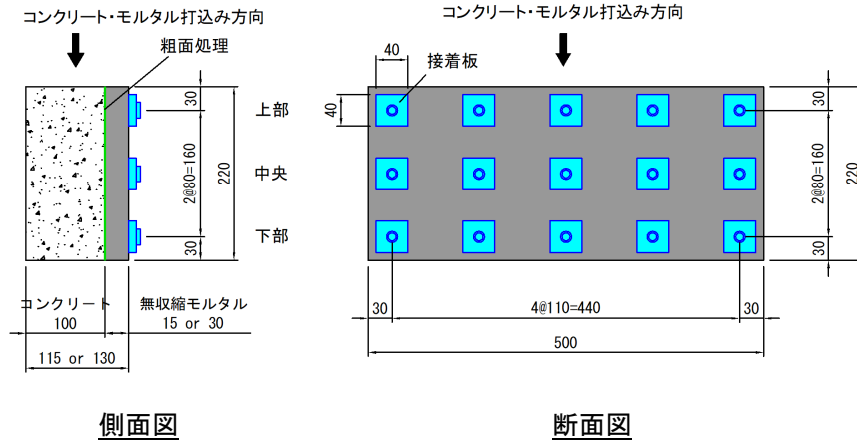
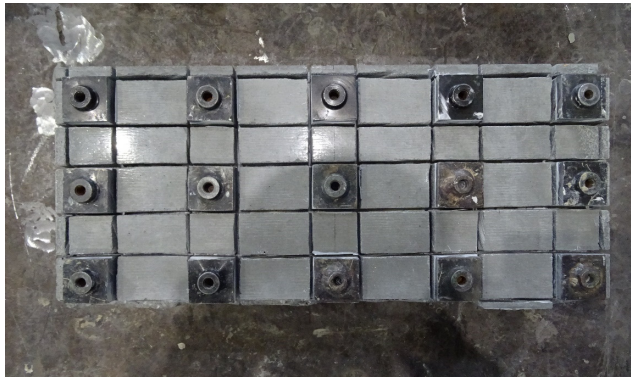


図 4-10 RC 梁単体の解析モデル





(a) 試験体概要図



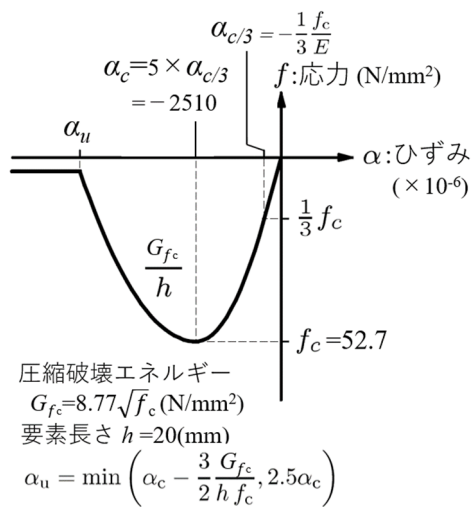
試験体



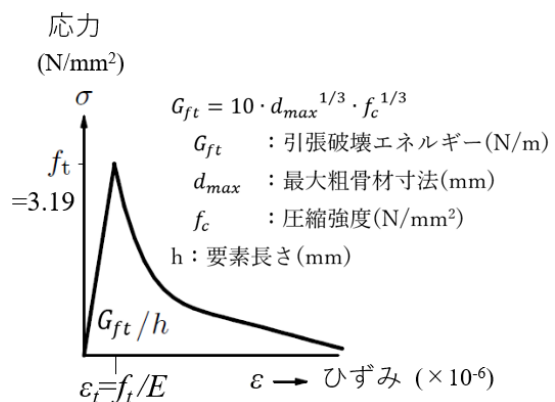
引張試験状況

(b) 試験状況写真

図 4-12 建研式引張試験によるコンクリートと無収縮モルタルの付着強度の確認



(a) 放物線モデル (圧縮側)



(b) Hordijk モデル (引張側)

図 4-13 コンクリート・無収縮モルタルの構成則

4.4 試験結果および考察

4.4.1 荷重－鉛直変位の関係、ひび割れ

各試験体の荷重－支間中央位置の鉛直変位の関係を図 4-15 に示す。鉛直変位は、支間中央位置の変位計の平均値から、支点の変位を差し引いた値である。図中には、床版一般部の RC 断面にて計算した道示Ⅱの設計における以下の荷重を示した。

- ・設計荷重 75kN：床版の疲労に対する耐久性能の確保のための鉄筋引張応力度の制限値 120N/mm^2 に相当する荷重
- ・計算最大荷重 329kN：限界状態 3, 床版一般部の RC 断面上縁の圧縮コンクリートが終局ひずみ $3,500\mu$ に達する破壊抵抗曲げモーメントに相当する荷重

また、最大荷重と破壊形態を表 4-8 に、破壊状況写真を図 4-16 に、各試験体の側面のひび割れの推移図と破壊後の底面のひび割れ図を図 4-17、図 4-18、図 4-19 に示す。

RC 梁単体は、荷重 45kN で側面に曲げひび割れが発生し、設計荷重 75kN で側面に数本の曲げひび割れを確認した。曲げひび割れは、橋軸直角方向鉄筋の付近で発生した。橋軸直角方向鉄筋が橋軸方向の引張力を分散させるため、橋軸直角方向鉄筋付近に引張力が集中し、鉄筋付近でひび割れたと考えられる。荷重 290kN で橋軸方向鉄筋の降伏により鉛直変位が増大し、最大荷重 354.3kN で等曲げ区間の載荷点付近のコンクリート上縁が圧縮破壊に至った。

ループ継手は、荷重 10kN で打継目の付着が切れ、荷重 70kN で載荷点付近に、荷重 150kN で間詰めコンクリートに曲げひび割れが発生した。それ以降、間詰めコンクリートには曲げひび割れの進展が見られるとともに、斜め方向のひび割れが発生し、荷重 200kN で鉛直変位がやや増大した。荷重 295kN で、ループ鉄筋が降伏することで鉛直変位が増大した。その後、最大荷重 342.5kN でプレキャスト床版端部のコンクリート上縁が圧縮破壊に至った。

機械式継手は、荷重 5kN で打継目の付着が切れ、荷重 75kN で側面-1 のアンカー基部付近に曲げひび割れが発生した。アンカー基部の位置は、C ホルダからアンカーへ鋼材断面積が小さくなる断面で

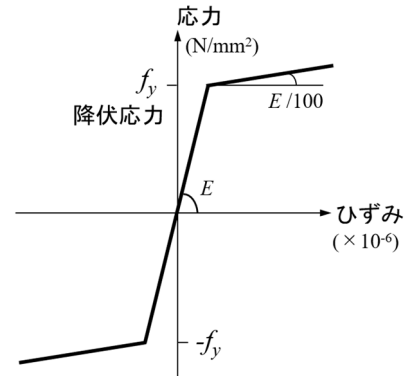


図 4-14 鉄筋・機械式継手の構成則

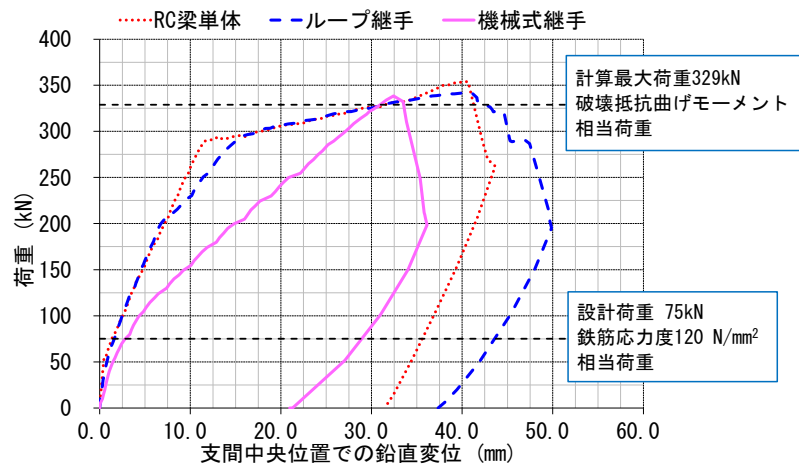


図 4-15 荷重－鉛直変位の関係

表 4-8 最大荷重と破壊形態

試験体	最大荷重 (kN)	破壊形態
RC梁単体	354.3	等曲げ区間の載荷点付近のコンクリート上縁の圧縮破壊
ループ継手	342.5	プレキャスト床版端部のコンクリート上縁の圧縮破壊
機械式継手	338.4	プレキャスト床版端部のコンクリート上縁の圧縮破壊

あるため、この断面に最初に曲げひび割れ発生したと考えられる。荷重の増大にともない打継目が目開いたことにより、間詰め部のモルタルに、曲げひび割れは発生しなかった。荷重 100kN で、曲げひび割れの他に、プレキャスト床版部の C ホルダ上面付近に水平ひび割れを確認した。荷重 125kN では、側面-2 のアンカー基部付近にも曲げひび割れを確認した。荷重 150kN では、モルタルにも水平ひび割れを確認した。その後、曲げひび割れの本数の増加、水平ひび割れの進展が見られ、最大荷重 338.4kN で等曲げ区間内のプレキャスト床版端部のコンクリート上縁が圧縮破壊に至った。なお、RC 梁単体や



(a) RC 梁単体



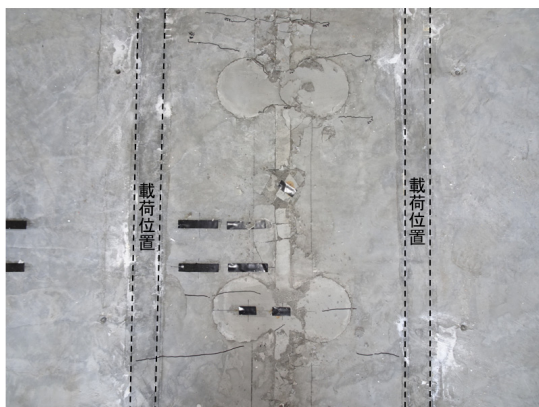
(b) ループ継手



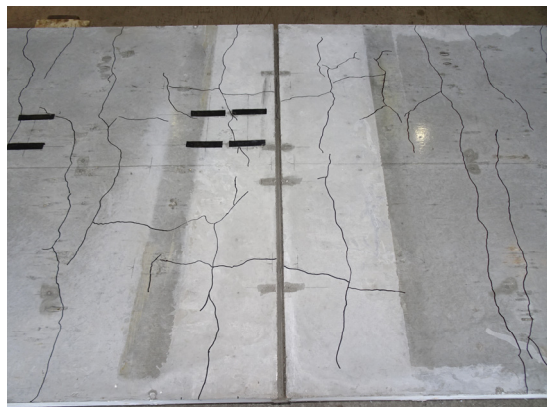
(c) 機械式継手-上面



(d) 機械式継手-側面 1



(e) 機械式継手-上面



(f) 機械式継手-下面

図 4-16 各試験体の破壊状況

ル

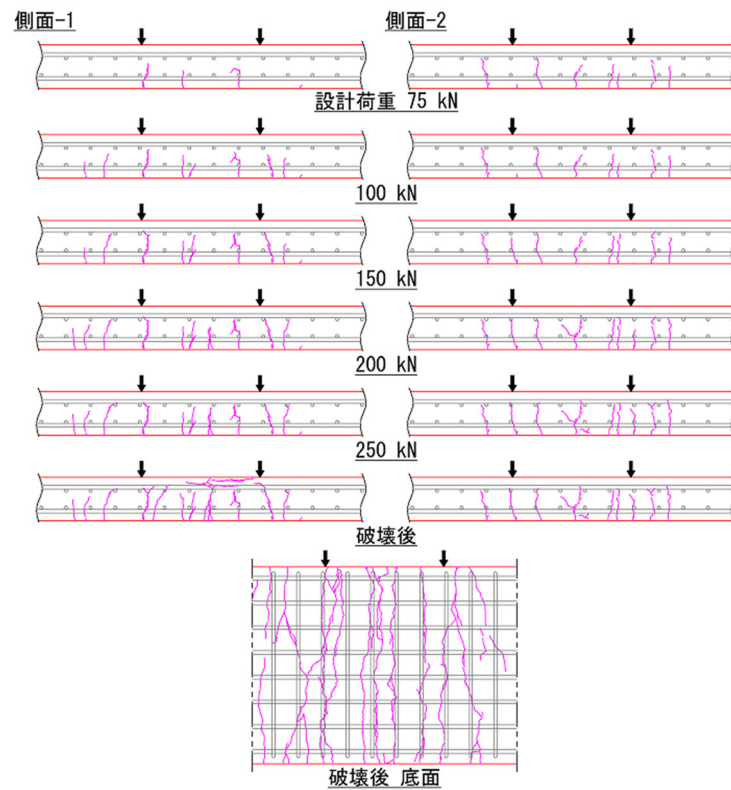


図 4-17 RC 梁単体試験体のひび割れ図

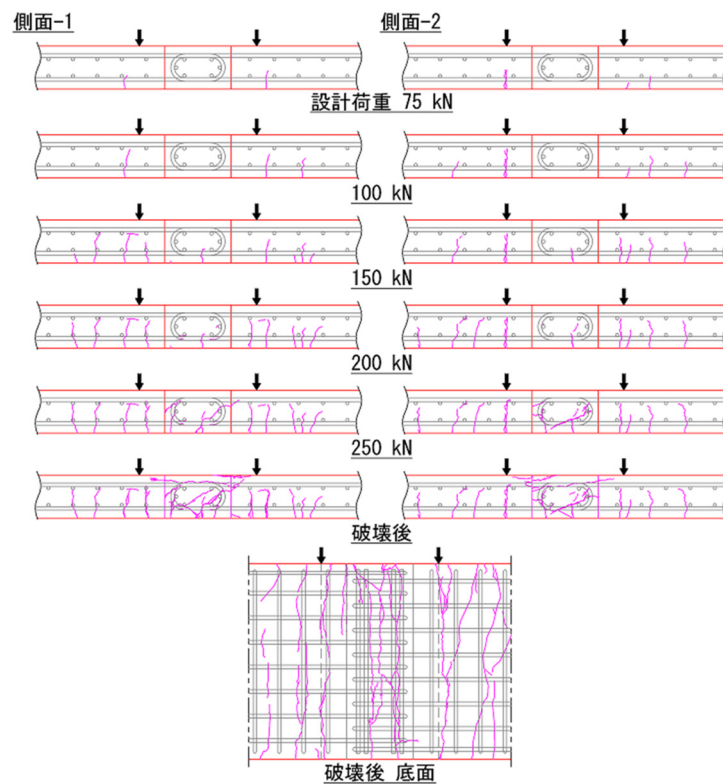


図 4-18 ループ継手試験体のひび割れ図

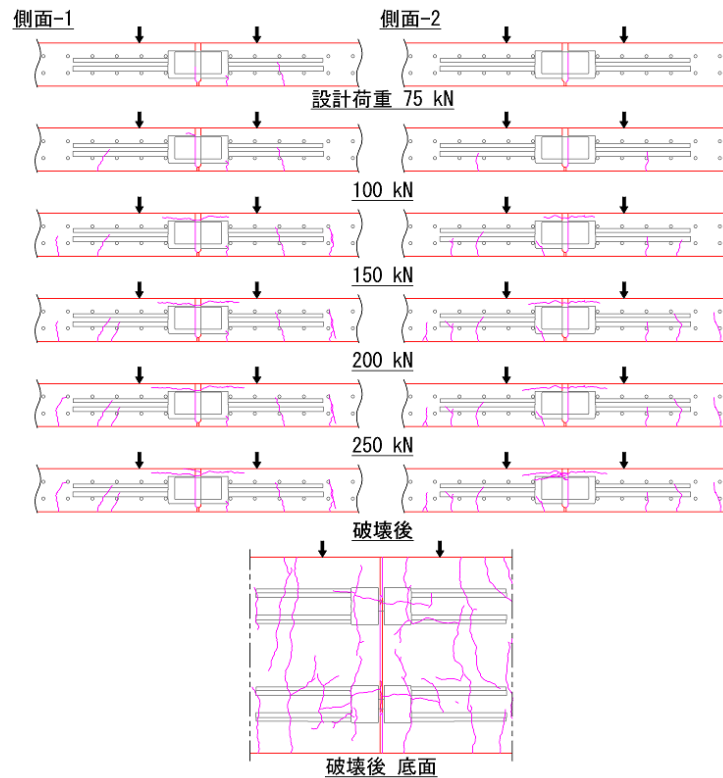


図 4-19 機械式継手試験体のひび割れ図

ープ継手のように橋軸方向鉄筋の降伏による鉛直変位の増大は見られず、荷重 100kN 以降はほぼ直線的に鉛直変位が増大した。上面および下面には、125kN 以降に機械式継手付近に橋軸方向のひび割れが発生した。

機械式継手の曲げ耐荷力は、RC 断面の破壊抵抗曲げモーメントに相当する計算荷重 329kN や、RC 梁単体やループ継手と同等であることを確認した。ただし、橋軸方向 RC 梁単体の機械式継手の同荷重における鉛直変位は、RC 梁単体やループ継手と比較し大きく、機械式継手試験体の剛性が低い結果であった。また、RC 梁単体やループ継手のように、橋軸方向鉄筋の降伏を伴った上縁の圧縮破壊ではなかった。これらの剛性や破壊形態が、RC 梁単体あるいは従来のループ継手と相違した理由については、以降に考察する。

4.4.2 荷重－打継目の目開き

ループ継手、機械式継手の荷重と打継目の目開きの関係を図 4-20 に示す。図には、コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕^{4.5)}の鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値 $0.005c=0.2\text{mm}$ (かぶり $c=40\text{mm}$) を基準値として示した。

ループ継手は、荷重 10kN で打継目の付着が切れ、目開きが発生した。設計荷重 75kN での目開きは、平均 0.13mm で基準値 0.2mm 以下であった。2 箇所の打継目で測定した各々の目開きは、荷重 200kN 以降に減少し始めた。目開きが減少し始めた理由は、荷重 200kN でループ鉄筋付近の間詰めコンクリートにひび割れが発生しており、ループ鉄筋直線部と間詰めコンクリートの付着力が切れ、定着域のループ鉄筋に支圧力が作用し始めたことが伺える。ループ継手の荷重と上側橋軸方向鉄筋、下側橋軸方向鉄筋ひずみの関係を図 4-21 に示す。間詰め部の上側橋軸方向鉄筋ひずみ S9, S13 は、荷重 200kN で圧縮から引張に移行し始めており、上述のループ鉄筋に支圧力が作用し始めたことを示唆している。

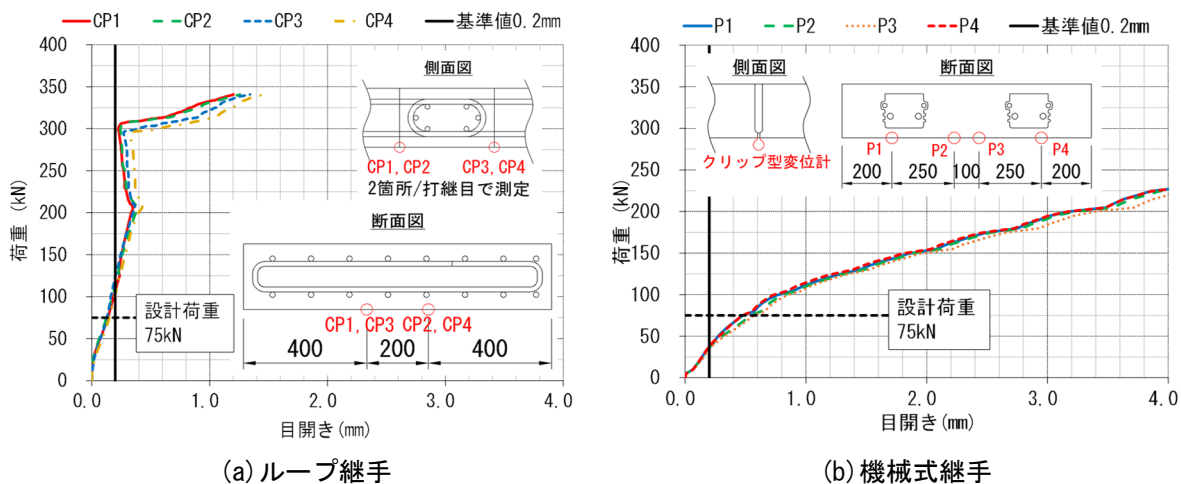


図 4-20 荷重－打継目の目開き

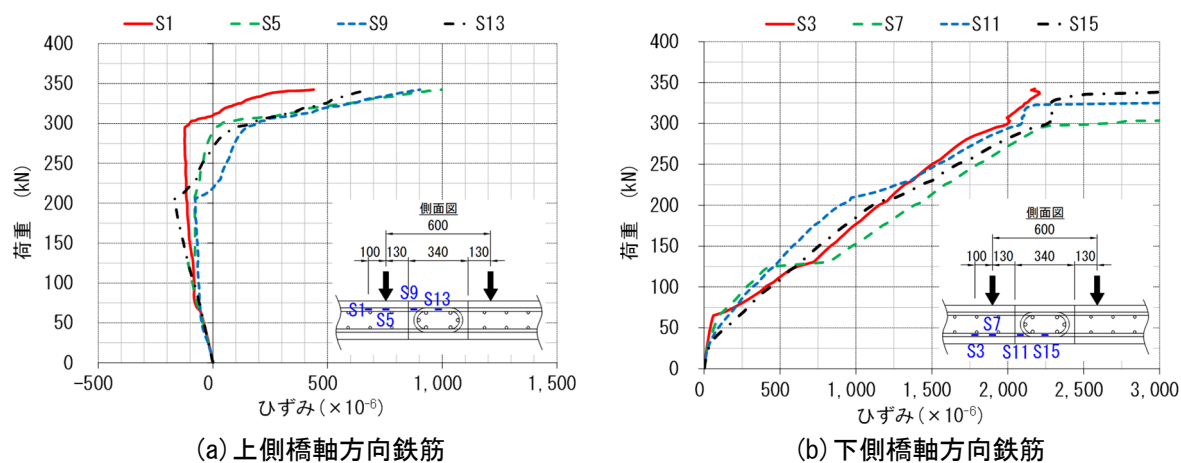


図 4-21 ループ継手 荷重－鉄筋ひずみ関係

引張荷重 295kN では、上下の鉄筋ひずみが増大しており、ループ鉄筋が降伏することで打継目の目開きが増大したと考えられる。

機械式継手は、荷重 5kN で打継目の目開きが発生した。打継目の目開きは、試験体の幅方向 4 箇所等で同等であった。また、目開きはループ継手と比べて大きく、荷重の増加とともに直線的に増大した。設計荷重 75kN での目開きは、平均 0.51mm で基準値 0.2mm を大きく超過した。機械式継手の打継目の目開きは、破壊まで鉛直変位と同様な挙動を示しており、この打継目の目開きの増大により打継面の曲率が増加し、機械式継手が RC 梁単体やループ継手よりも剛性が低くなったと考えられる。

4.4.3 試験と FEM 解析の比較

(1) 荷重－鉛直変位の関係

RC 梁単体および機械式継手の FEM 解析結果と荷重と鉛直変位の試験結果を比較したものを図 4-22 に示す。FEM 解析は、コンクリート上縁の要素が終局ひずみ 3,500 μ に達した時点をもって破壊とした。

RC 梁単体の剛性および曲げ耐力は、FEM 解析と試験結果で同等であり、高い再現性が得られた。機械式継手の FEM 解析は、試験と同様に RC 梁単体の FEM 解析よりも同荷重における鉛直変位が大きく、剛性が低い結果を示した。この剛性低下は、打継目に離散要素を考慮した FEM 解析により、荷重

270kN 付近まで概ね再現できた。ただし、試験結果に見られる荷重 270kN 付近からの引張鉄筋の降伏を伴わない鉛直変位の増大挙動は表現できなかった。

(2) ひび割れ

ひび割れの発生および進展状況について、試験結果（側面-1 の支間中央から右側）と、FEM 解析の結果を比較したものを図 4-23 に示す。

図 4-23(a) の RC 梁単体の FEM 解析では、分散ひび割れモデルによって試験体下縁の各コンクリート要素にひび割れに相当するひずみが発生する中で、試験の曲げひび割れのように橋軸直角方向鉄筋位置付近でひび割れひずみの集中が見られた。試験では、コンクリート上縁の圧縮破壊時に水平ひび割れの発生を確認したが、FEM 解析の終局時においても水平ひび割れの発生を確認した。今回の FEM 解析モデルにより、荷重－鉛直変位関係とともに、ひび割れの発生、進展機構が表現できていると考えられる。

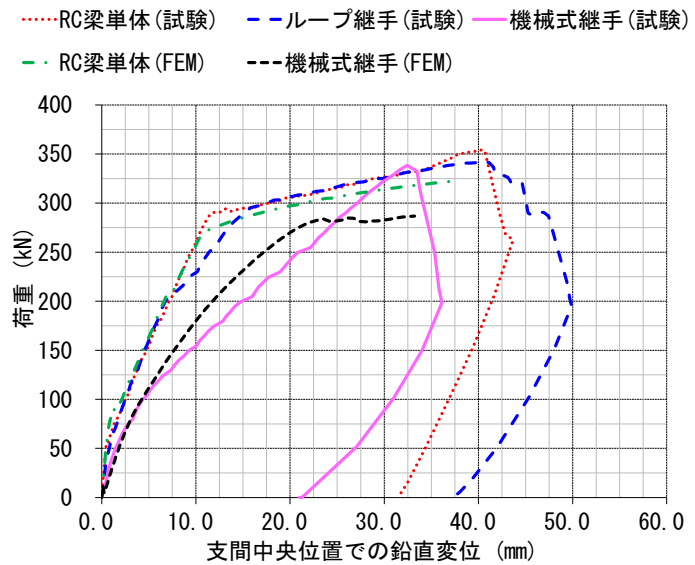


図 4-22 荷重－鉛直変位 試験と FEM 解析結果

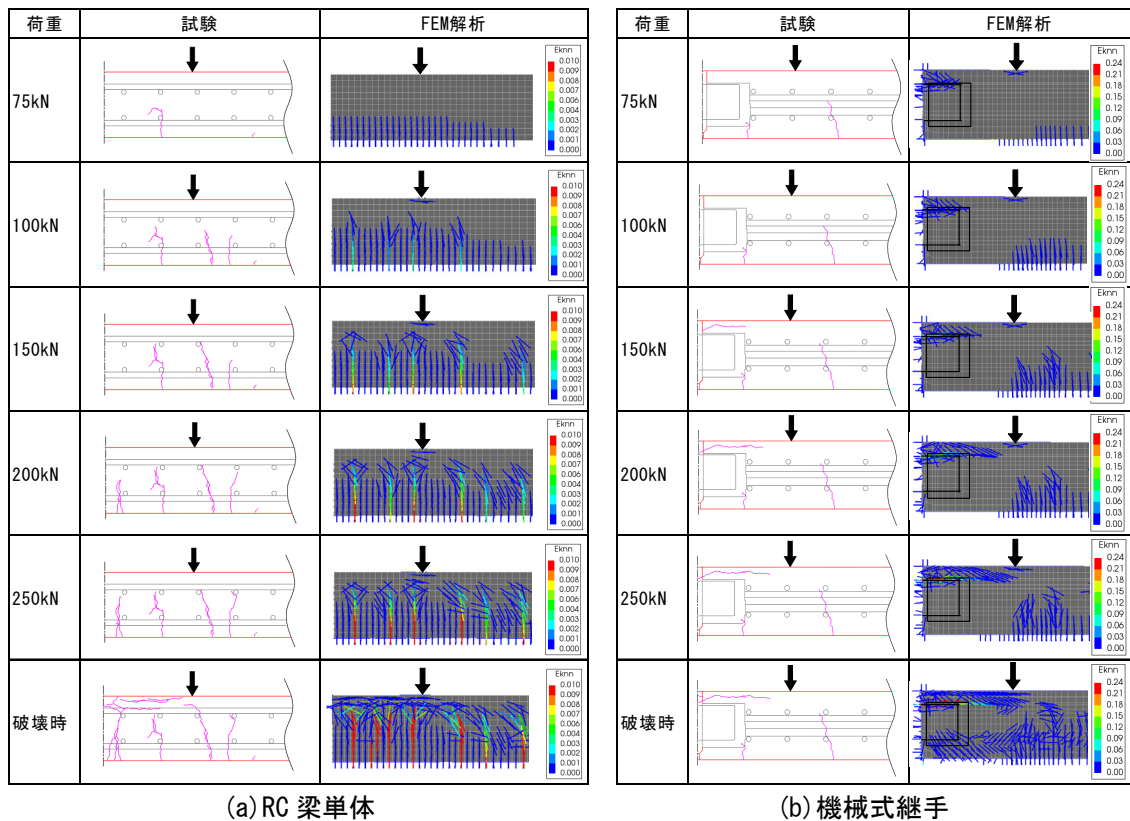


図 4-23 試験と FEM 解析の側面ひび割れの比較

図 4-23 (b) の機械式継手の FEM 解析では、試験の荷重 100kN 付近で確認された C ホルダ上面付近の水平ひび割れの発生 (図 4-24) を荷重 50kN で確認した。C ホルダをモデル化した FEM 解析において、試験と同様に荷重の増加に伴う水平ひび割れの進展が再現できた。すなわち、高い軸方向の剛性をもつ C ホルダによって C ホルダ高さ位置の側面のコンクリートの曲げ変形が拘束され、C ホルダのない高さの部位とのひずみの急変により発生、進展したと考えられる。図 4-25 は、FEM 解析における荷重 100kN の打継面のコンクリートの鉛直方向の応力分布であり、C ホルダ側面のコンクリートに引張応力が発生していることがわかる。荷重 250kN での FEM 解析モデルのひび割れ図を図 4-26 に示す。図 4-16 (e) に示した試験での機械式継手の上面付近に発生した橋軸方向のひび割れも確認された。FEM 解析、試験ともに橋軸方向鉄筋、ブリッジ、C ホルダ、アンカーなどの鋼材が降伏していなかったことは一致したものの、前述の荷重-鉛直変位関係の FEM 解析と試験結果の比較において、FEM 解析結果のみ荷重 270kN 付近から鉛直変位が増大したのは、これらの水平ひび割れや橋軸方向のひび割れの進展により曲げ剛性が低下したことが影響していると考えられる。

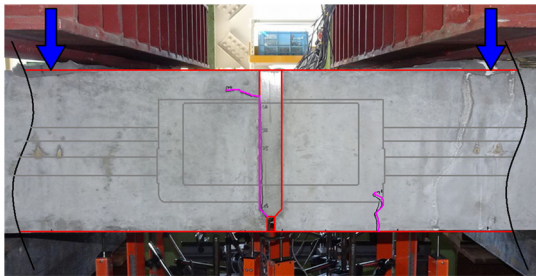


図 4-24 側面の水平ひび割れ (荷重 100kN)

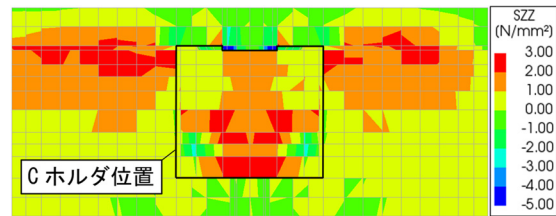


図 4-25 打継面のコンクリートの鉛直方向応力分布 (機械式継手要素は非表示, 荷重 100kN)

4.4.4 機械式継手の剛性

これまで述べたように、機械式継手は、RC 梁単体やループ継手と比較し、剛性が低いことが確認された。図 4-27 に示した平面図の注目断面において、図 4-28 に示す床版一般部の RC 断面、アンカー断面、ブリッジ断面の全断面有効の曲げ剛性 EI (E: 弾性係数, I: 断面二次モーメント) を比較した (表 4-8)。ここで、アンカー断面の橋軸方向鉄筋 D19-8 本の断面積は、

後述する図 4-39 の結果から、橋軸方向鉄筋先端からアンカー先端位置まで、直線的にひずみが増加するものとして、 $108\text{mm}/583\text{mm}=0.185$ 倍として計算した。計算の結果、RC 梁やループ継手の RC 断面の EI に対して、機械式継手の接合部のアンカー断面、ブリッジ断面の EI の比率は、0.88, 0.50 と低かったことから、機械式継手試験体の剛性が低い一因と考えられる。また前述したように、打継目の目開きは、破壊まで鉛直変位と同様な挙動を示しており、打継目の目開きの増大により打継面の曲率が増加し、機械式継手の剛性が低くなったと考えられる。なお、打継目の目開きは、接合部中央のブリッジ断面の EI が他よりも低いことで、曲げ変形が集中し、目開きしやすくなった可能性がある。

さらに、機械式継手の剛性の低い要因として、FEM 解析でも確認された C ホルダ上部の水平ひび割れが考えられる。見かけの試験体高さが低くなり、剛性が低下した可能性がある。単純梁の鉛直変位

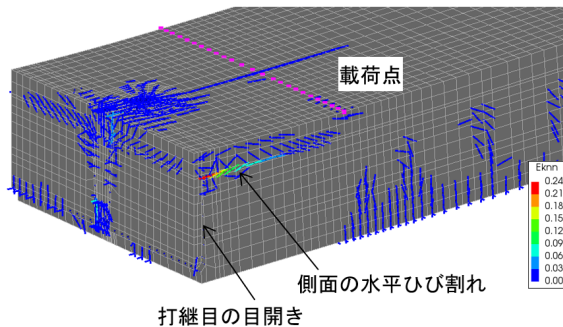


図 4-26 FEM 解析のひび割れ図 (荷重 250kN)

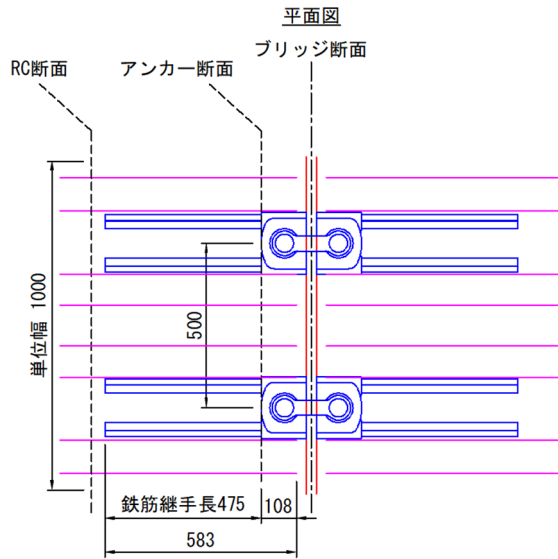


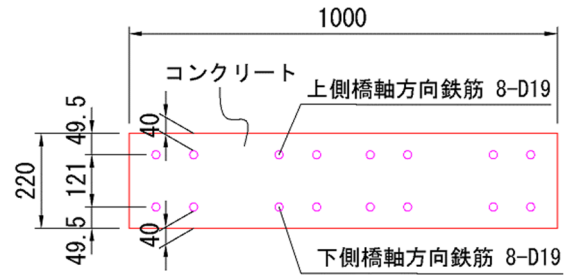
図 4-27 検討断面位置

表 4-8 曲げ剛性 EI の比較

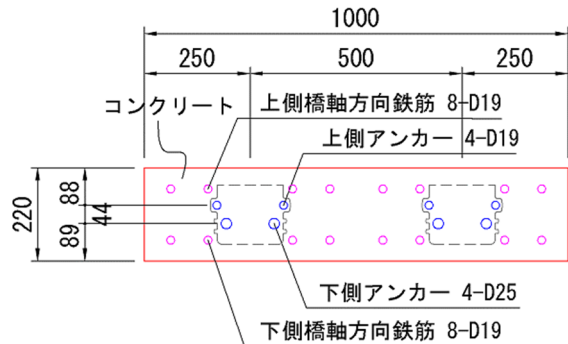
断面	弾性係数 E(N/mm ²)	断面二次 モーメント I(m ⁴)	曲げ剛性 EI(kN・m ²)	RC断面のEI に対する比率
床版一般部 RC断面 (コンクリート換算断面)	36500	0.000979	35743	1.00
アンカー断面 (コンクリート換算断面)	35000	0.000914	31976	0.89
ブリッジ断面 (モルタル換算断面)	24200	0.000742	17966	0.50

は、断面二次モーメント I と反比例の関係にあり、水平ひび割れが C ホルダ上面のかぶり 40mm の位置に全長にわたって発生したと仮定した場合、試験体高さが 180mm となり、元の高さ 220mm に対して鉛直変位は、1.83 倍 ($=220^3/180^3$) となる。これに対し、

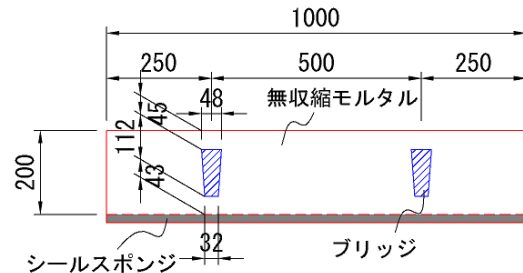
図 4-24 に示したように、曲げひび割れが著しくない状態で、水平ひび割れを確認した荷重 100kN の鉛直変位の比率は、RC 梁単体 2.51mm に対し、機械式継手 4.32mm で 1.72 倍と I の比率に対し近い値となっていた。ここで、水平ひび割れの発生による剛性低下の検証のため、図 4-11 の FEM 解析モデルにおいて、水平ひび割れが発生しないように、C ホルダ周りの幅方向全体のコンクリートを線形材料とした FEM 解析を実施した。元の非線形材料による FEM 解析と C ホルダ周りを線形材料とした FEM 解析の側面のひび割れ図を図 4-29 に示す。C ホルダ周りを線形材料とした解析では、C ホルダ周りに水平方向のひび割れが発生していないことがわかる。これらの FEM 解析の荷重-鉛直変位の比較を図 4-30 に示す。線形材料とした FEM 解析は、元の FEM 解析と同様に、コンクリート上縁の要素が終局ひずみ $3,500\mu$ に達した時点を終局とした。線形材料とした FEM 解析は、元の FEM 解析よりも明らかに剛性が高くなっている。また、RC 梁単体の試験と比較すると、荷重 50kN までの初期剛性は、目開きの影響により異なっていると考えられるが、それ以降の勾配は同等である。この検証結果から、機械式継手の C ホルダ周りの水平ひび割れが剛性低下の一因であることがわかった。



(a) 床版一般部 RC 断面



(b) アンカー断面



(c) ブリッジ断面

図 4-28 検討断面

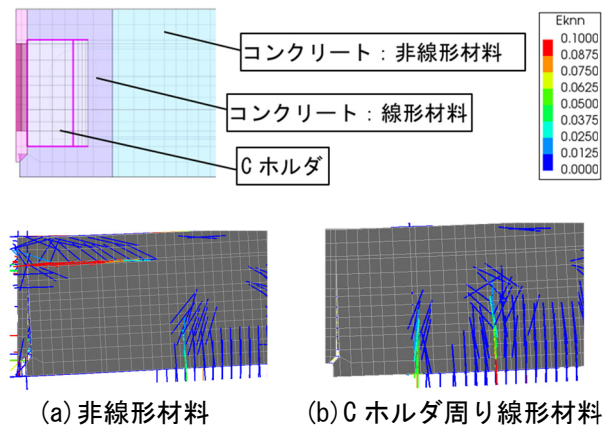


図 4-29 C ホルダ周り線形材料の有無による側面ひび割れ図の比較 (荷重 250kN)

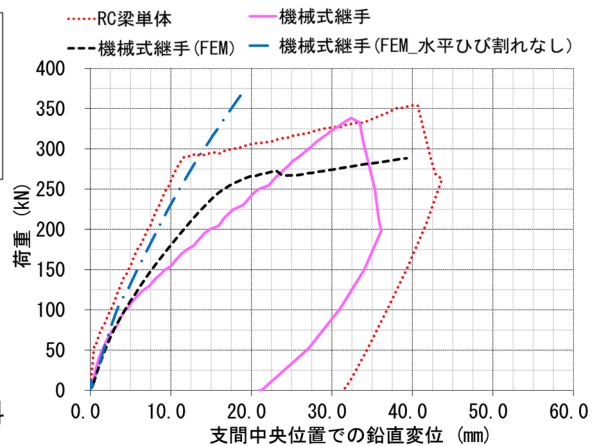


図 4-30 荷重—鉛直変位の比較

4.4.5 橋軸方向の曲げモーメントによる圧縮力および引張力に対する抵抗および伝達機構

第 3 章にて想定した機械式継手の橋軸方向の曲げモーメントによる圧縮力および引張力に対する抵抗および伝達機構の概念図を図 4-31 に示す。接合部①のブリッジ断面では、圧縮力にモルタルおよびブリッジが抵抗し、引張力にはブリッジのみが抵抗することを想定した。また、接合部①と接合部②の境界のアンカー断面では、圧縮力にコンクリートが抵抗し、引張力にはアンカーが主となり抵抗すると想定した。

接合部①、接合部②において、機械式継手付近と機械式継手間で測定したコンクリート上縁およびモルタル上縁のひずみの推移を図 4-32 に示す。ここで、機械式継手付近とは、機械式継手に接する橋軸方向鉄筋の位置とし、機械式継手間とは、機械式継手の 500mm 間の中央位置としている。コンクリート上縁のひずみは、荷重の増大とともにほぼ直線的にひずみが圧縮に増大した。等曲げ区間のコンクリート上縁のひずみ C3, C5, C9, C11 は、荷重 100kN までは同等であったが、プレキャスト床版の側面に水平ひび割れを確認した荷重 100kN 以降に差が見られた。最大荷重では、圧縮破壊したプレキャスト床版端部 C5, C11 の位置の圧縮ひずみが最も大きくおり、C5 の最大圧縮ひずみは約 2200 μ であった。C5, C11 の位置は、機械式継手の断面積が最も大きい C ホルダがあり、剛性が高いためと考えられる。間詰め部のモルタル上縁のひずみ M1, M2 は、荷重の増大とともにほぼ直線的にひずみが圧縮に増大した。等曲げ区間のコンクリート上縁とモルタル上縁は、荷重の増大とともにほぼ同様に圧縮ひずみが増大していたことから、打継目の下側で目開きはしてはいたものの、打継目の上縁において圧縮力が伝達されていることが確認された。C ホルダ上のモルタル上縁のひずみ M3 は、荷重 200kN 以降に、圧縮ひずみが増大していなかったのは、機械式継手付近の上面に発生した橋軸方向のひび割れが影響し、ひずみの分布が不連続になったことが原因と考えられる。機械式継手付近と機械式継手間の比較において、コンクリート上縁およびモルタル上縁の圧縮ひずみは、同等であった。

横軸を橋軸方向の距離、縦軸をひずみとしたモルタルとコンクリートの上縁のひずみ分布を図 4-33 に示す。図には、試験値、RC 断面計算値、FEM 解析値を示した。ここで荷重 240kN は、床版一般部の設計断面として、3.3.1 の床版支間 3.6m の設計鉄筋量を満足する基準 RC 断面にて計算した鉄筋降伏荷重である。また、FEM 解析のひずみ分布は、図 4-34 に示すひずみ分布よりプロットしたものである。荷重 240kN の上縁ひずみの試験値は、RC 断面計算値や FEM 解析値と同等であることが確認された。

荷重と下側橋軸方向鉄筋のひずみの関係を図 4-35 に示す。下側橋軸方向鉄筋の引張ひずみは、アン

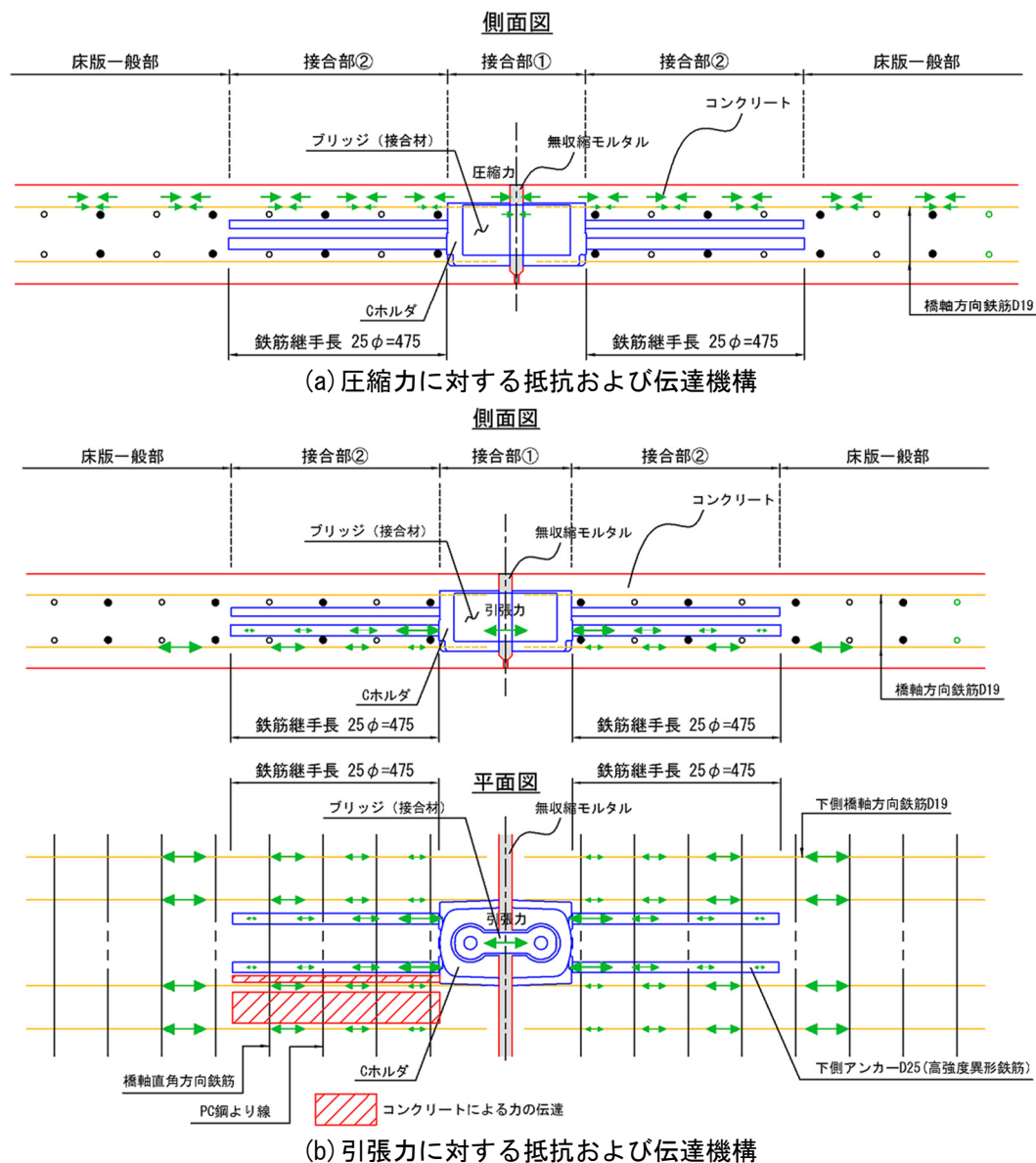


図 4-31 橋軸方向の曲げモーメントによる力に対する抵抗および伝達機構

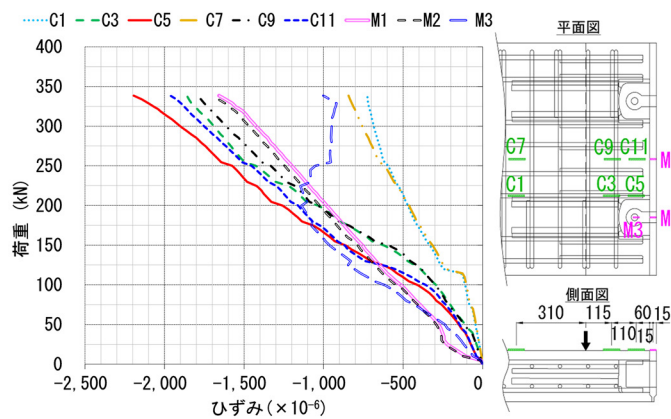


図 4-32 荷重—モルタル上縁およびコンクリート上縁のひずみの関係

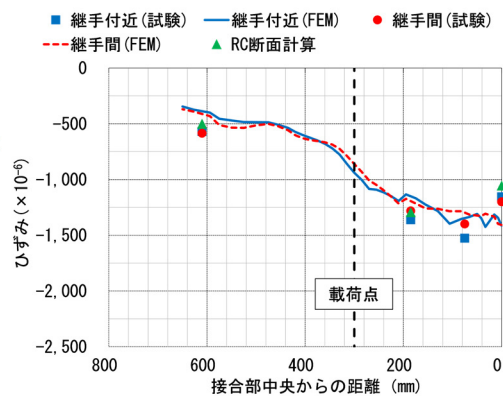


図 4-33 上縁の圧縮ひずみ分布 (荷重 240kN)

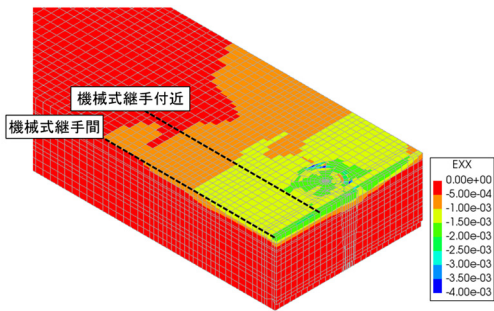


図 4-34 FEM 解析の圧縮ひずみ分布
(荷重 240kN)

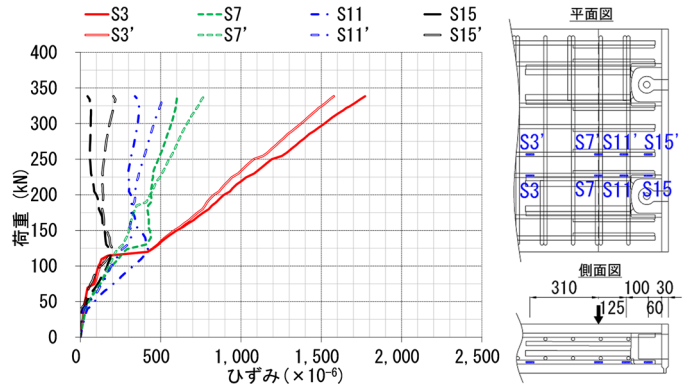


図 4-35 荷重一下側橋軸方向鉄筋ひずみの関係

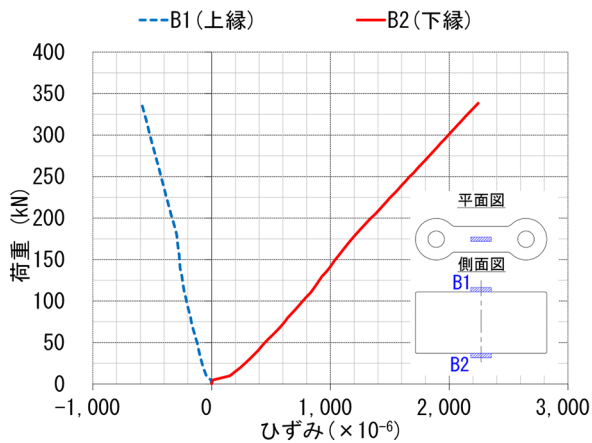


図 4-36 荷重ーブリッジひずみの関係

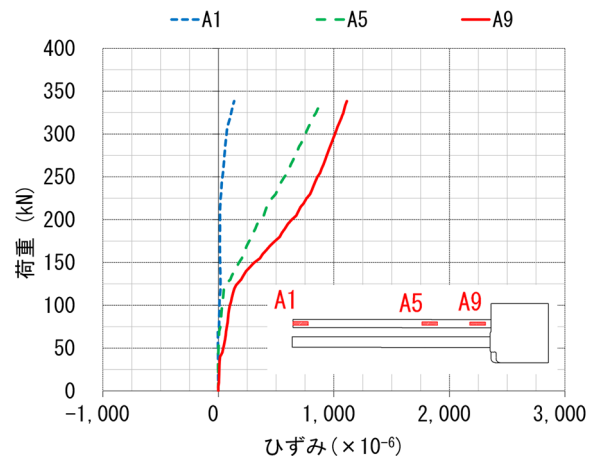


図 4-37 荷重ー上側アンカーひずみの関係

カー基部付近に曲げひび割れを確認した荷重 125kN までは同等であったが、その後、鉄筋先端付近ほど小さく、アンカー先端付近 (S15, S15') で最も大きい結果となった。鉄筋先端ほど引張ひずみが小さいのは、鉄筋先端ほどコンクリートとの付着が小さく引張力に抵抗しなかったためと考えられる。また、発生曲げモーメントが等曲げ区間よりも小さいアンカー先端付近で引張ひずみが最も大きくなったのは、等曲げ区間ではアンカーが引張力に抵抗したためと考えられる。鉄筋の最大引張ひずみは $1,578 \mu$ (応力 316N/mm^2) で、鉄筋の降伏ひずみ $1,940 \mu$ (降伏応力 388N/mm^2) よりも小さく、鉄筋の降伏は確認されなかった。機械式継手付近 (S3, S7, S11, S15) と機械式継手間 (S3', S7', S11', S15') の引張ひずみは、上縁の圧縮ひずみと同様に同等であった。

荷重とブリッジひずみの関係を図 4-36 に示す。ブリッジ上縁は圧縮力に抵抗し、ブリッジ下縁は引張力に抵抗していることがわかる。ブリッジのひずみは、荷重の増大とともにほぼ直線的にひずみが圧縮に増大した。ブリッジ下縁の最大引張ひずみは $2,245 \mu$ (応力 449N/mm^2) で、ブリッジの設計降伏ひずみ $3,925 \mu$ (降伏応力 785N/mm^2) よりも十分小さいことを確認した。

荷重と上側アンカーD19 ひずみの関係を図 4-37 に、荷重と下側アンカーD25 ひずみの関係を図 4-38 に示す。荷重の増大に伴って、上側アンカーと下側アンカーともに引張力に抵抗したことがわかる。アンカー先端ほど引張ひずみが小さく、アンカー基部の引張ひずみが最も大きくなっていった。アンカー基部付近に曲げひび割れを確認した荷重 125kN 付近で、上側アンカーと下側アンカーともにアンカー先端以外の引張ひずみの増大が確認された。上側アンカーD19 および下側アンカーD25 の最大引張ひ

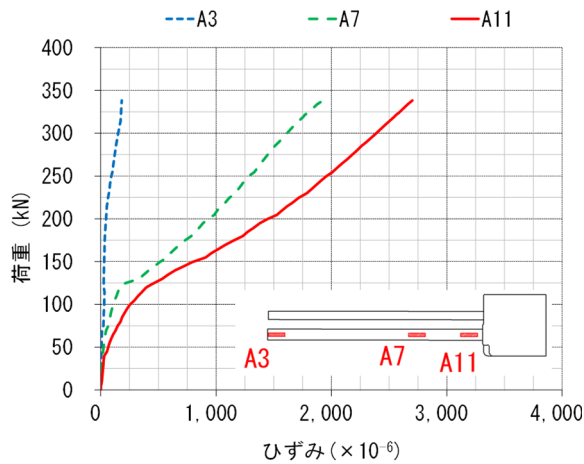


図 4-38 荷重－下側アンカーひずみの関係

ずみは、 $1,113 \mu$ （応力 227N/mm^2 ）および 2701μ （応力 540N/mm^2 ）で、アンカーの設計降伏ひずみ $3,925 \mu$ （降伏応力 785N/mm^2 ）よりも十分小さいことを確認した。

下側アンカーによる引張力の伝達の検討として、鉄筋降伏荷重 240kN 時において、下側アンカーと下側橋軸方向鉄筋のひずみ分布を確認し

た。横軸を打継目からの距離、縦軸を下側アンカーと橋軸方向鉄筋のひずみとしたグラフを図 4-39 に示す。試験値は、機械式継手付近の橋軸方向鉄筋だけでなく、機械式継手間の橋軸方向鉄筋の試験値も示した。また図中には、下側橋軸方向鉄筋のひずみとして、アンカー先端位置では図 4-28(a) の RC 断面にて RC 断面計算し、鉄筋先端のひずみを 0 とし直線で結んだ計算値、下側アンカーのひずみとして、アンカー基部では図 4-28(b) のアンカー断面にて RC 断面計算し、アンカー先端のひずみを 0 とし直線で結んだ計算値、また各々の FEM 解析によるひずみの解析値も示した。試験において、アンカーを完全付着とした FEM 解析同様にアンカー基部の引張ひずみは先端に向かい 0 となっている。一方、橋軸方向鉄筋の引張ひずみは、アンカーの先端に向かうにつれ増大しており、アンカーの突出長を橋軸方向鉄筋 D19 の鉄筋継手長 $25 \phi = 475\text{mm}$ とすることにより引張力が鉄筋に伝達されていることが確認された。橋軸方向鉄筋の試験値は、RC 断面計算および FEM 解析と同等の値を示した。

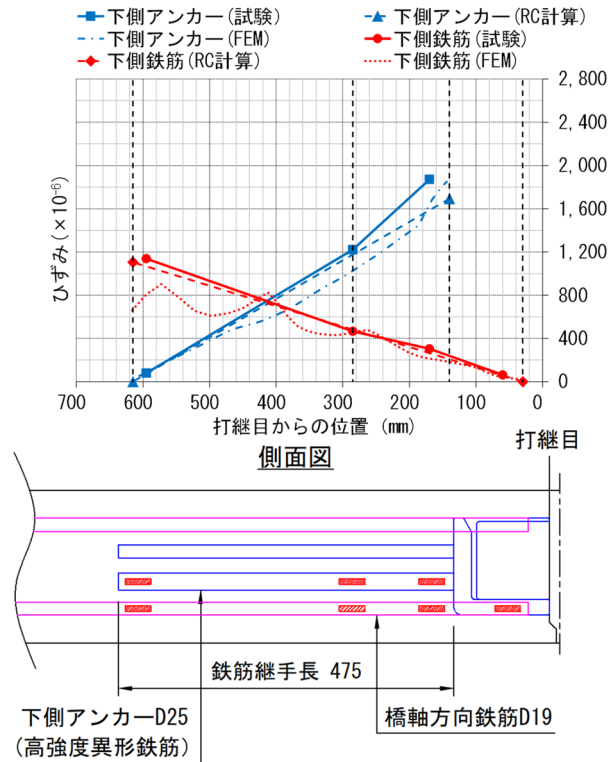


図 4-39 下側アンカーひずみと下側鉄筋ひずみ分布

4.4.6 接合部断面のひずみ分布

図 4-28 に示した各断面のひずみ分布を、RC 断面計算で得られた鉄筋降伏荷重の 240kN で検討した。アンカー先端付近で測定した RC 断面のひずみ分布を図 4-40 に示す。図中には、RC 断面計算値と FEM 解析値も示した。試験のひずみ分布は、RC 断面計算値と同等であり、床版一般部の RC 断面のひずみ分布は、RC 断面計算により推定可能であることを確認した。FEM 解析の下側鉄筋ひずみは、試験値と相違があった。図 4-39 から分かるように下側鉄筋ひずみの FEM 解析値は、打継目から位置によって変動していたが、これは曲げひび割れの位置の影響によるものと考えられ、これにより試験値と FEM 解析値とで相違があった可能性がある。

アンカー断面のひずみ分布を図 4-41 に示す。アンカー断面には、コンクリート、上側アンカー D19、下側アンカー D25 のひずみを示した。アンカー断面位置の試験体側面には、水平ひび割れが発生して

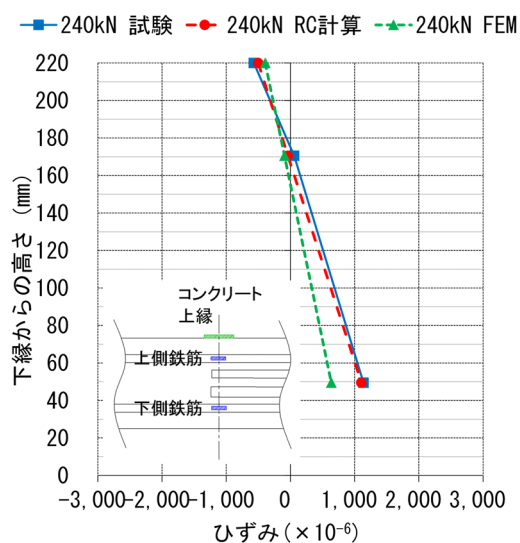


図 4-40 RC 断面のひずみ分布

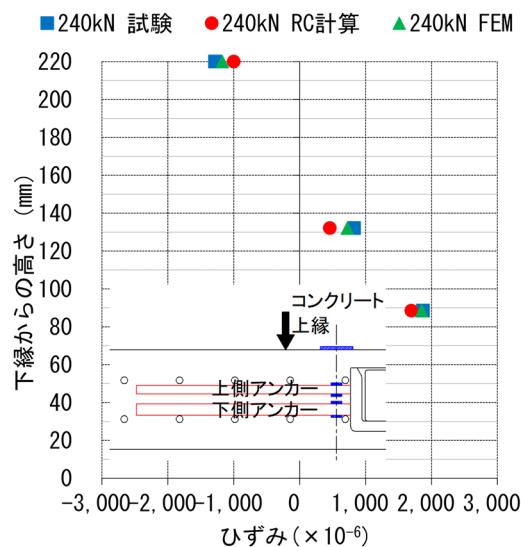


図 4-41 アンカー断面のひずみ分布

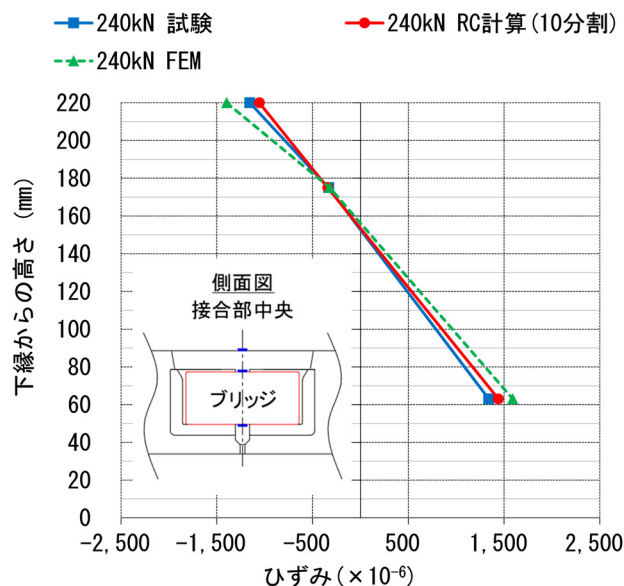


図 4-42 ブリッジ断面のひずみ分布

いたものの、ひずみ分布に大きな影響がなく、コンクリートとアンカーひずみは直線的な関係にあった。ひずみ分布の試験値は、RC 断面計算値と FEM 解析値と同等であり、アンカー断面のひずみ分布は、RC 断面計算により推定可能であることがわかった。

接合部中央のブリッジ断面のひずみ分布を図 4-42 に示す。図中には、FEM 解析値とともに、高さ 112mm のブリッジを等分に 10 分割の鉄筋とみなした RC 断面計算値を示した。試験値のひずみは、直線分布でアンカー断面同様に平面保持が成立し、RC 断面計算値および FEM 解析値は、試験値と同等であった。ブリッジ断面のひずみ分布は、ブリッジを適当な分割数で鉄筋断面換算することにより RC 断面計算を用いて推定可能であることが明らかとなった。

4.5 最大荷重の試験値の RC 断面計算による検討

実設計における曲げ耐荷力の計算にあたっては、高度な技術と時間を要する非線形 FEM 解析でない

表 4-9 各断面の最大荷重の計算値と機械式継手の最大荷重の試験値との比較

	破壊抵抗曲げモーメント の計算値 (kN・m)	計算最大荷重 (kN)	試験最大荷重338.4 (kN) に対する比率
RC断面	156.1	329	0.97
アンカー断面	197.8	416	1.23
Cホルダ断面	459.7	968	2.86
ブリッジ断面	254.5	536	1.58

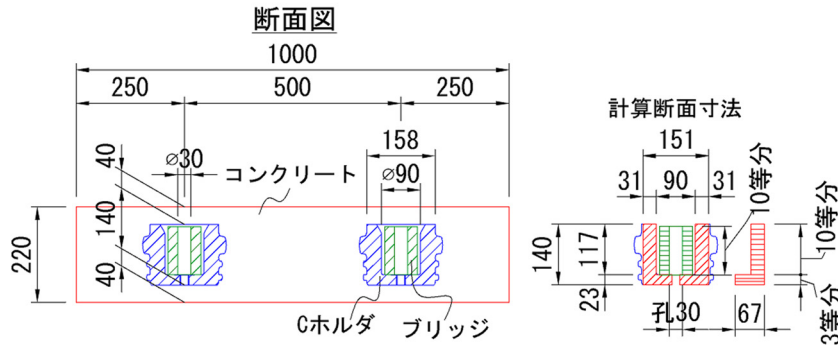


図 4-43 Cホルダ断面

RC 断面計算による比較的簡易な計算方法が必要である。そこで、機械式継手の接合部の曲げ耐荷力を、接合部の各断面の RC 断面計算により推定可能かを検討した。プレキャスト床版端部で圧縮破壊したうち、図 4-31 のコンクリート上縁の圧縮ひずみは、C ホルダの位置する C5,C11 が最大であり、破壊断面と考えられる。機械式継手の試験最大荷重 338.4kN と図 4-28 の RC 断面、アンカー断面、ブリッジ断面、図 4-43 に示した C ホルダ断面の RC 断面計算との比較を表 4-9 に示す。計算最大荷重は、コンクリート上縁またはモルタル上縁のひずみが 3500 μ に達する時の破壊抵抗曲げモーメントから計算した。計算には、各材料の実強度を用い、ブリッジ断面は、ブリッジの高さを等分に 10 分割した RC 断面計算により計算し、C ホルダ断面は、図 4-43 に示す C ホルダとブリッジの両方を考慮した断面にて、図に示した分割した RC 断面計算により計算した。試験最大荷重に対する計算最大荷重は、RC 断面は同等であったが、アンカー断面は 1.23 倍、C ホルダ断面は 2.86 倍、ブリッジ断面は 1.64 倍で、破壊位置の C ホルダ断面で最も乖離していた。打継目の目開きや水平ひび割れの発生により曲げ変形が大きくなり、RC 断面計算による上縁の圧縮ひずみの計算値よりも試験値の圧縮ひずみが大きくなるためと考えられる。したがって、機械式継手の接合部の曲げ耐荷力の推定に RC 断面計算を用いる場合には、RC 断面計算による曲げ耐荷力の計算結果の低減を考慮する必要があると考えられる。これについては第 7 章にて考察し、機械式継手を有する床版構造の設計方法を提案する。

4.6 本章の結論

本章では、曲げモーメントに対する橋軸方向接合部断面の曲げ耐荷力の確認を目的に、実橋の橋軸直角方向を支間とした PC 床版でなく、橋軸方向を支持した幅 1.0m の RC 梁試験体による静的曲げ載荷試験を実施した。また、機械式継手の橋軸方向の曲げモーメントによる圧縮力や引張力に対する抵抗および伝達機構、接合部断面のひずみ分布を明らかにすることを目的とした。さらに、試験結果の評価および耐荷メカニズムの解明のため、RC 梁単体および機械式継手については 3 次元材料非線形 FEM 解析を実施した。本章にて得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 機械式継手により接合した RC 梁の曲げ耐荷力は、RC 断面の破壊抵抗曲げモーメントの計算荷重および、RC 梁単体やループ継手の曲げ耐荷力と同等であった。一方で剛性は、RC 梁単体やループ継手よりも低い結果であった。剛性の低い理由は、機械式継手の接合部の曲げ剛性 EI が鉄筋断面よりも低いこと、目開きがループ継手と比べて大きいこと、FEM 解析による検証結果から C ホルダ付近に発生した水平ひび割れが影響していると考えられる。この水平ひび割れの発生原因は、C ホルダによる側面のコンクリートの曲げ変形の拘束によるものと考えられる。
- (2) 曲げモーメントに対し、接合部中央のブリッジ断面では、圧縮力に無収縮モルタルおよびブリッジが抵抗し、引張力にはブリッジのみが抵抗する。アンカー基部のアンカー断面では、圧縮力にコンクリートが抵抗し、引張力には上側アンカーD19 と下側アンカーD25 が抵抗することが明らかとなった。最大荷重時のブリッジ下縁の最大引張ひずみ、下側アンカーD25 の最大引張ひずみは設計降伏ひずみよりも十分小さいことを確認した。
- (3) C ホルダから下側アンカーD25 に伝達された引張力は、下側アンカーD25 と橋軸方向鉄筋 D19 の継手長を道示に規定されている橋軸方向鉄筋 D19 の継手長 $25\phi=475\text{mm}$ を確保することにより、橋軸方向鉄筋に伝達されることを明らかにした。
- (4) 機械式継手のアンカー先端付近の RC 断面、アンカー基部のアンカー断面、接合部中央のブリッジ断面のひずみ分布を検討した結果、各断面ともに平面保持の仮定が成り立っており、ひずみ分布は RC 断面計算により推定可能である。ブリッジ断面においては、ブリッジの高さを適当な分割数で鉄筋断面換算することにより RC 断面計算を用いて推定可能であることが明らかとなった。
- (5) アンカー断面、C ホルダ断面、ブリッジ断面の RC 断面計算による計算最大荷重は、試験値よりも小さく乖離があった。打継目の目開きや水平ひび割れの発生により曲げ変形の形態が異なった可能性があり、機械式継手の接合部の曲げ耐荷力の推定に RC 断面計算を用いる場合には、計算結果の低減を考慮する必要があると考えられる。

【参考文献】

- 4.1) 東・中・西日本高速道路：設計要領第二集 [橋梁保全編]，2020.
- 4.2) 首都高速道路株式会社：トンネル構造物設計要領（トンネル内装設計編），pp.26-27，2006.
- 4.3) Feenstra, P. H.: Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993.
- 4.4) HORDIJK, D. A. Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991.
- 4.5) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編：標準]，2018.

第5章 機械式継手により接合した PC 床版の静的耐荷性に関する研究

5.1 本章の目的

第4章では、RC 梁試験体による曲げ載荷試験を実施し、機械式継手の接合部が接合部のない RC 梁単体やループ継手による接合部と同等の曲げ耐荷力を有することを確認した。したがって、機械式継手により接合したプレキャスト PC 床版（以下、PC 床版）は、輪荷重により押抜きせん断破壊する前に曲げモーメントによって破壊しないと考えられる。一方で、機械式継手の接合部の剛性は、打継目の目開きや接合部の水平ひび割れにより RC 梁単体やループ継手による接合部の剛性よりも低いことが明らかとなった。本章では、梁構造でなく床版構造での静的耐荷性を明らかにするため、実橋と同様に橋軸直角方向を支持した PC 床版による静的押抜きせん断載荷試験を実施することとした。試験は、比較検討のため、接合部のない PC 床版（以下、PC 床版単体）やループ継手によって接合された PC 床版（以下、ループ継手）においても実施した。

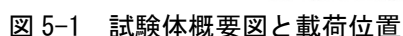
機械式継手による接合部は、曲げモーメントだけでなくせん断力でも破壊せず、PC 床版の一体性が確保されていれば、押抜きせん断耐荷力は PC 床版単体やループ継手と同程度を有すると考えられる。機械式継手は、少なくとも T 荷重の橋軸直角方向の幅 500mm 内に 1 個は存在しており、ブリッジ 1 個の設計せん断耐荷力のもと、T 荷重によるせん断力に抵抗すると想定した。そこで、本試験においてブリッジのせん断ひずみの測定値から打継目のせん断伝達を検証することとした。さらに、PC 床版単体やループ継手は、等方性版と見なされ、等方性版のたわみに関する理論計算を基に設定された道路橋示方書（以下、道示）の設計曲げモーメントにより設計されている。したがって、機械式継手で接合した PC 床版（以下、機械式継手）の橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布が PC 床版単体やループ継手と同等であれば等方性版と見なし、道示の設計曲げモーメントで設計が可能と考えられる。そこで、各試験体にて橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を比較し、機械式継手で接合した PC 床版が道示の設計曲げモーメントで設計が可能かを検討することとした。

最後に、PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力の試験値の妥当性について、2.4.2 に示した東山ら^{5.1)}の PC 床版の押抜きせん断破壊モデルにより検討し、3 次元材料非線形 FEM 解析により PC 床版単体や機械式継手の試験結果の再現を試みた。

5.2 試験概要

5.2.1 試験方法

載荷は、床版の設計荷重である T 荷重 200×500mm による面載荷とした。試験体は、PC 床版単体、ループ継手、機械式継手は 2 種類の計 4 種類とした。機械式継手の 2 種類は、T 荷重の載荷位置と機械式継手の位置関係の影響を確認するため、機械式継手間の中央に T 荷重の中央を載荷した場合（以下、継手間載荷）、機械式継手直上に T 荷重の中央を載荷した場合（以下、継手上載荷）とした。試験体の概要図と載荷位置を図 5-1 に、配筋例として継手上載荷の平面図を図 5-2 に示す。ここで、継手間載荷は機械式継手の開発段階で実施したものであり、第4章で使用した機械式継手よりも寸法が小さいもの（ブリッジ下縁幅-14mm、C ホルダ幅-35mm）を使用した。各試験体の打継目の位置は、せん断力が最大となる載荷端とした場合が最も打継目に対し厳しい載荷と考えて決定し、載荷板は片側の PC 床版のみに設置した。試験体寸法や床版支間は、NEXCO 試験方法^{5.2)}にて試験法 442「プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性試験方法」の輪荷重走行試験と同様とし、橋軸方向 4,500mm、橋軸直角方向 2,800mm、標準部の厚さ 220mm、支点部の厚さ 270mm とした。試験体は、橋軸直角方向に支間 2.5m で単純支持し、床版支間 2.5m の単純版と同等の発生曲げモーメントとなる床版支間 3.2m の連続



を用いてポストテンション方式により導入し、下縁の有効プレストレスは約 4N/mm^2 とした。機械式継手のアンカー位置の PC 鋼棒に限っては、 $\phi 23$ ではアンカーと干渉するため、 $\phi 17$ を用いた。PC グラウトには、超低粘性型を使用した。支点部には、ジベル孔を設け、スタッド $\phi 19 \times 150\text{mm}$ の頭付きスタッドを溶接した厚さ 12mm の鋼板を接着させた。継手間載荷の支点部の機械式継手のアンカーは、ジベル孔と接触しないよう 235mm と短く設定した。

載荷は、荷重 100kN まで載荷後に除荷を 3 回繰返し後、破壊まで単調載荷とした。

5.2.2 使用材料

PC 床版のコンクリートは、設計基準強度 50N/mm^2 の早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートとし、ループ継手の間詰め部とジベル孔には、収縮補償程度の膨張材を添加した設計基準強度 50N/mm^2 の膨張コンクリートを充填した。幅 30mm の接合部には、設計基準強度 50N/mm^2 の無収縮モルタルを充填した。また PC 鋼棒の PC グラウトには、超低粘性型を使用した。コンクリートの使用材料を表 5-1 に、コンクリートの配合を表 5-2 に、コンクリート、無収縮モルタル（以下、モルタル）および PC グラウトの載荷試験時の材料試験結果を表 5-3 に、鉄筋および PC 鋼棒の特性値を表 5-4 に示す。機械式継手の機械的性質は、表 4-7 と同じである。

表 5-1 コンクリートの使用材料

種別	種 類	記号	製造元/産地	備 考
セメント	早強ポルトランドセメント	HC	太平洋セメント	密度 3.14g/cm^3
細骨材	混合砂 (山砂・石灰砕砂・砂岩砕砂)	S	—	表乾密度 2.64g/cm^3 , F.M. 2.60
粗骨材	碎石	G	埼玉県秩父郡横瀬町産	表乾密度 2.70g/cm^3 , 実績率 64.0%
混和材	コンクリート用膨張材 「太平洋エクспан」	Ex	太平洋マテリアル	密度 3.16g/cm^3
混和剤	高性能 AE 減水剤 「フローリック SF500S」	Ad	フローリック	標準形 1 種
水	水道水	W	—	

表 5-2 コンクリート配合

(a) PC 床版 (50-15-20H)

粗骨材の 最大寸法 G_{max} (mm)	スラン p sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				
					水 W	セメント HC	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	15.0	35.0	4.5	36.8	164	469	623	1096	2.81

(b) ループ継手の間詰め部, ジベル孔 (50-15-20H 膨張材入り)

粗骨材の 最大寸法 G_{max} (mm)	スラン p sl (cm)	水セメ ント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)					
					水 W	セメント HC	膨張材 Ex	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	15.0	35.0	4.5	36.2	164	469	20	607	1,096	2.93

5.2.3 測定項目

測定項目は、鉛直変位、打継目の目開き、鉄筋ひずみ、コンクリート上縁ひずみ、モルタル上縁ひずみ、ブリッジひずみ、アンカーひずみとした。

表 5-3 材料試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	せん断強度 (N/mm ²)
プレキャスト床版部コンクリート (継手上載荷以外)	64.5	38,500	3.13	8.23
プレキャスト床版部コンクリート (継手上載荷)	54.3	37,700	3.00	8.67
膨張コンクリート	56.3	32,500	2.89	7.54
無収縮モルタル (継手間載荷)	58.5	21,900	2.63	7.99
無収縮モルタル (継手上載荷)	59.0	23,400	2.71	7.83
PCグラウト	89.2	—	—	—

表 5-4 鉄筋・PC 鋼材の特性値

仕様	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	伸び (%)	リラクセーション値 (%)
鉄筋D19, SD345	388	554	—	21.0	—
鉄筋D13, SD345	397	563	—	21.0	—
PC鋼棒φ23, SBPR930/180	1,131	1,232	201,000	11.0	2.70
PC鋼棒φ17, SBPR930/180	1,123	1,251	200,000	13.0	2.75

(1) 鉛直変位、打継目の目開き

ループ継手および継手上載荷の鉛直変位および打継目の目開きの測定位置を図 5-3 に示す。たわみ分布は、载荷中央線に沿って橋軸方向および橋軸直角方向を測定し、打継目を跨いだ载荷の対称位置で橋軸直角方向にも測定した。各試験体の鉛直変位の測定は、同位置とした。継手間載荷および継手上載荷の両試験体の打継目の目開きは、継手直下および継手間で測定した。

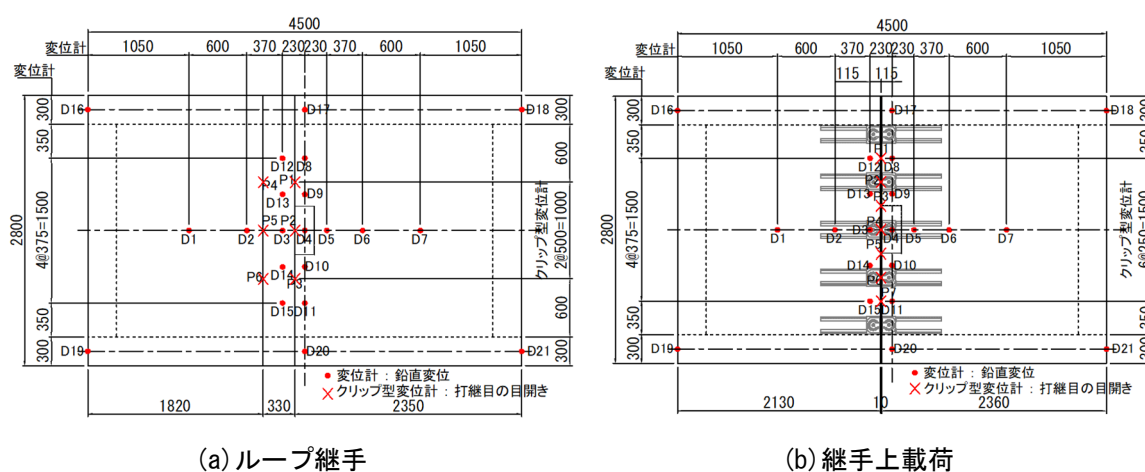


図 5-3 鉛直変位および打継目の目開きの測定位置

(2) 鉄筋ひずみ, コンクリート上縁ひずみ, モルタル上縁ひずみ

試験体を代表して, 継手上載荷の鉄筋ひずみ (上側・下側), コンクリート上縁ひずみ, モルタル上縁ひずみの測定位置を図5-4に示す。

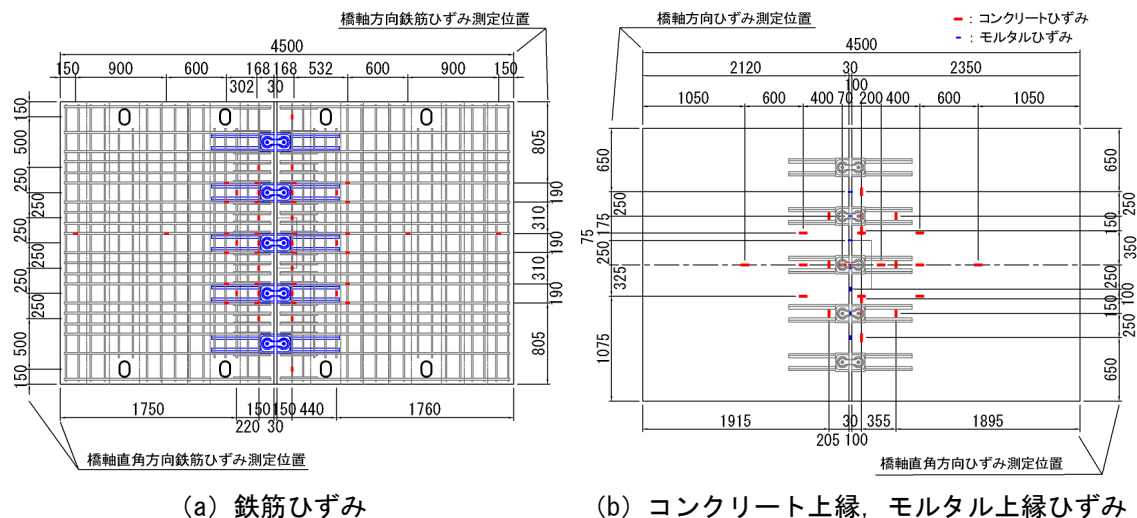
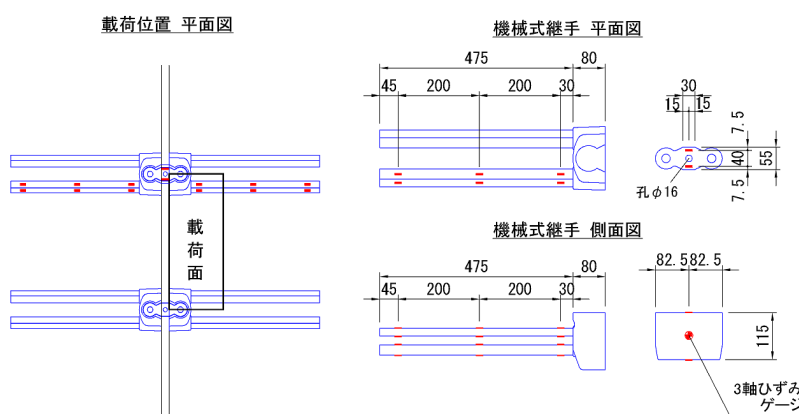


図5-4 ひずみ測定位置

(3) ブリッジひずみ, アンカーひずみ

継手間載荷および継手上載荷のブリッジひずみ, アンカーひずみの測定位置を図5-5(a), 図5-5(b)に示す。ブリッジは, 上縁・下縁の橋軸方向ひずみを, アンカーは橋軸方向ひずみを3箇所で測定した。また, ブリッジは, せん断ひずみを推定するため, 高さ中央に3軸ゲージを設置した。

継手上載荷の試験体製作状況を図5-6に, 載荷状況を図5-7に示す。



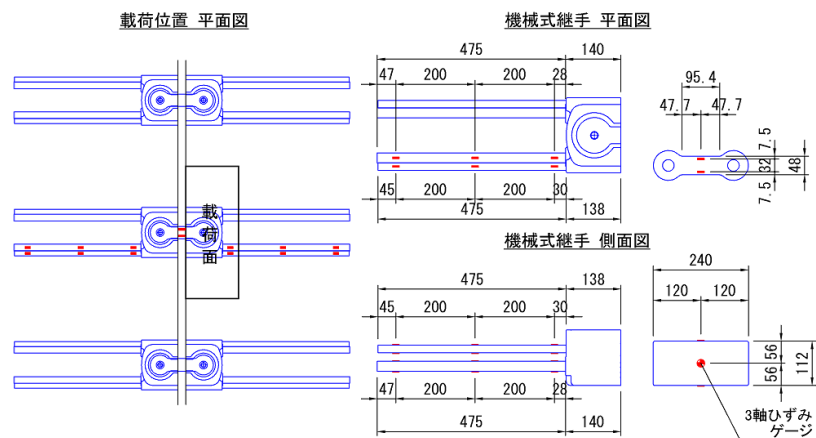
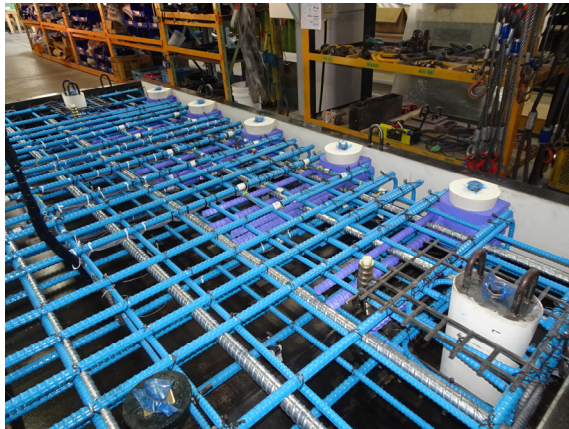


図 5-5 (b) ブリッジ, アンカーひずみ測定位置—継手上載荷—



(a) 鉄筋組立完了



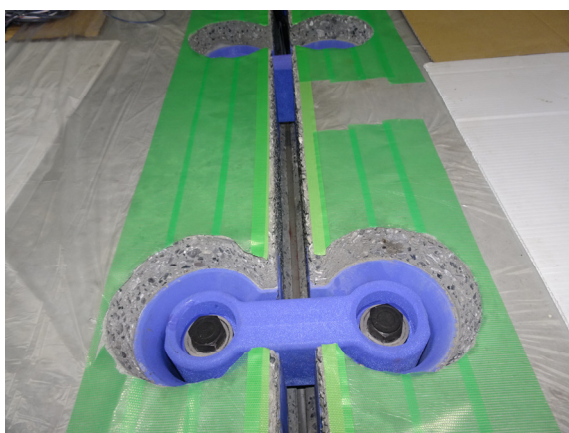
(b) コンクリート打込み完了



(c) PC 鋼棒緊張状況



(d) 接合前 試験体設置状況



(e) ブリッジ設置完了



(f) モルタル打込み完了

図 5-6 機械式継手試験体（継手上載荷）の製作状況



(a) 全景



(b) 支点部



(c) 載荷板設置状況



(d) 下面の計測器の設置状況

図 5-7 機械式継手試験体（継手上載荷）の試験状況

5.3 試験結果および考察

5.3.1 荷重－変位関係，試験体下面のひび割れ

各試験体の荷重と試験体中央の鉛直変位の関係として，荷重 200kN までのグラフを図 5-8(a) に，破壊，除荷までのグラフを図 5-8(b) に示す．図に示した設計荷重 160kN は，載荷端（打継目位置）の橋軸方向曲げモーメントが道示^{5.3)}の限界状態 3 の設計曲げモーメント $M=36.0 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$ 「床版支間 3.2m，連続版，荷重組合せ 1.25L（L：活荷重）」に相当する荷重である．図中には，ひび割れが発生していない全断面有効の床版の鉛直変位の比較のため，床版支間 2.5m の 2 辺単純支持，床版厚 220mm，無限帯状弾性板を仮定する微小変位薄板理論^{5.4)}による計算値も示した．図 5-8 (a) において，荷重 100kN の繰返し載荷による鉛直変位の変化は，各試験体ともにわずかであった．PC 床版単体以外の試験体において，除荷時に原点からずれがあるのは，接合に伴う試験体下面の平面度低下に起因する支点部の試験治具のなじみによるものと考えられる．いずれの試験体も破壊形態は，押抜きせん断破壊であった．各試験体の押抜きせん断耐荷力と PC 床版単体に対する比率を表 5-5 に示す．また，試験後の試験体下面のコンクリートのひび割れを図 5-9 に示す．図 5-9 には，たたき検査で確認した下面コンクリートの剥離範囲も示した．

PC 床版単体には，荷重 330kN で中央付近に橋軸直角方向のひび割れ，荷重 500kN で放射状のひび

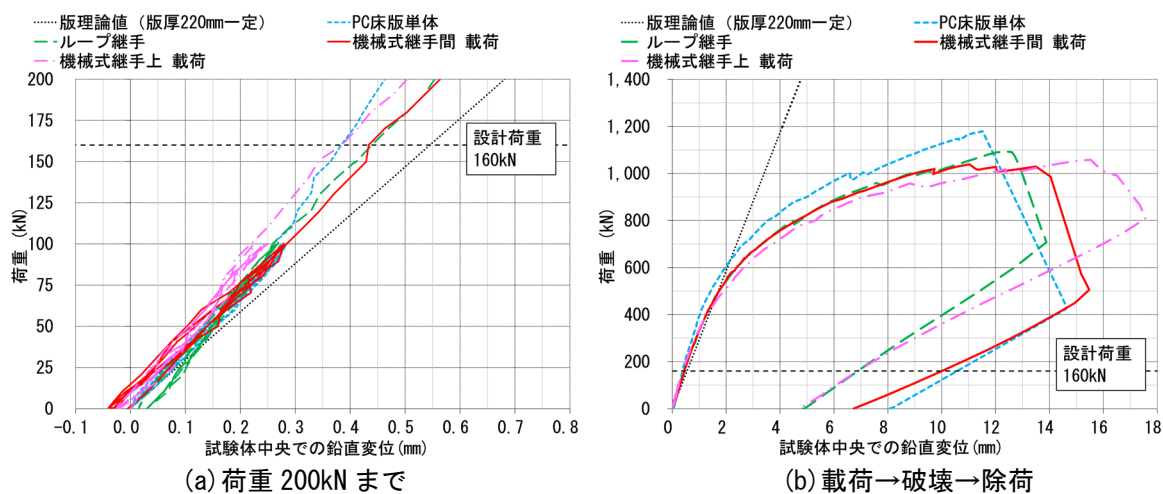


図 5-8 荷重と試験体中央の鉛直変位の関係

表 5-5 押抜きせん断耐荷力

試験体	最大荷重 (kN)	PC床版単体 に対する比率
PC床版単体	1180	1.00
ループ継手	1094	0.93
継手間載荷	1039	0.88
継手上載荷	1058	0.90

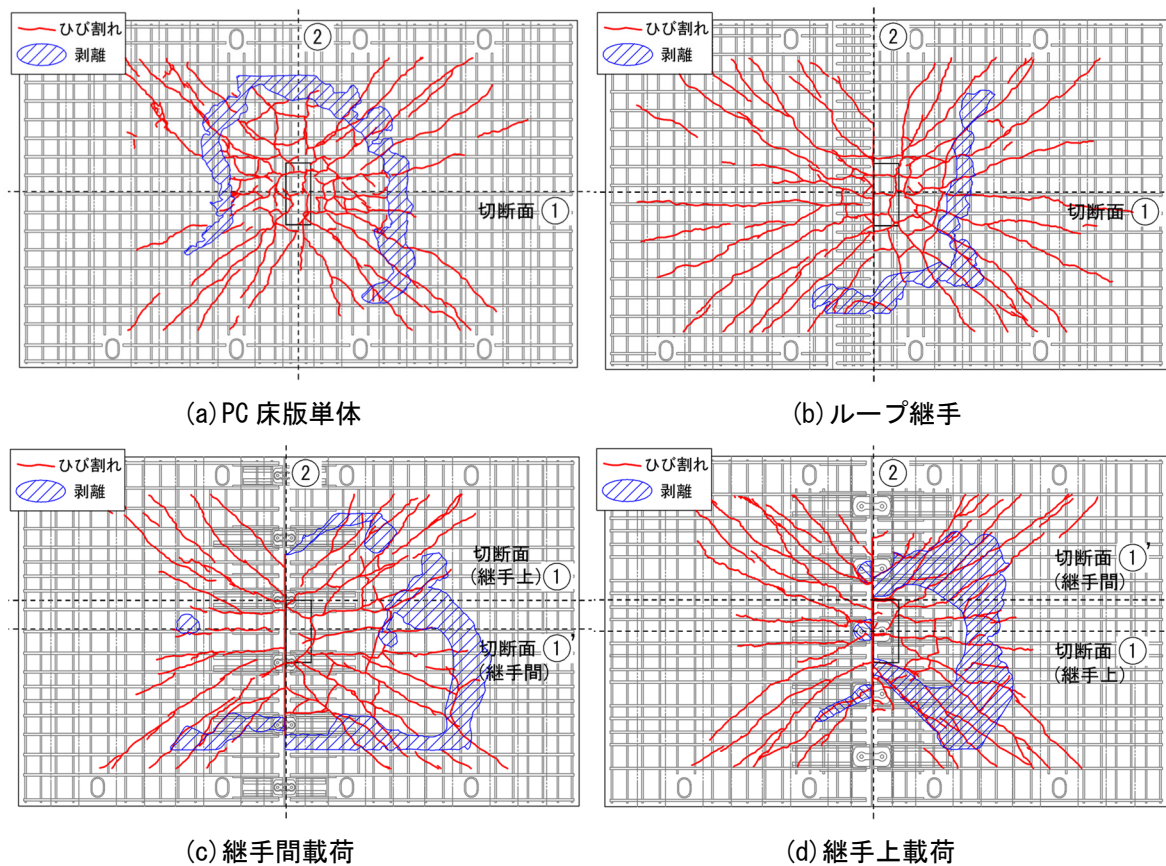


図 5-9 試験体下面のひび割れ図

割れが発生した。先に橋軸直角方向のひび割れが発生した理由は、橋軸直角方向が PC 構造であるのに対し、橋軸方向が RC 構造であるためと考えられる。そして、新たな放射状のひび割れが発生後、最大荷重 1,180kN で押抜きせん断破壊に至った。ループ継手には、荷重 340kN でプレストレスが導入されていない間詰め部に橋軸方向のひび割れが発生し、荷重 440kN で放射状のひび割れが発生した。その後、最大荷重 1,094kN で押抜きせん断破壊に至った。

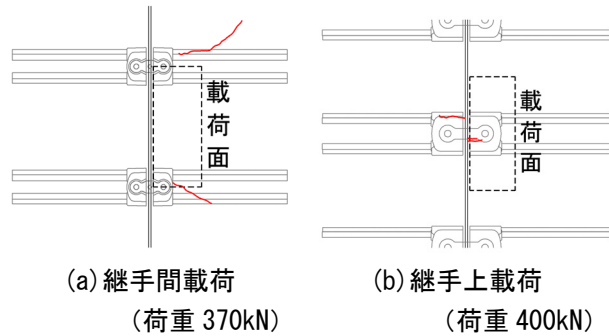


図 5-10 下面に載荷初期に発生したひび割れ

継手間載荷は、荷重 370kN で継手直下付近の載荷側 PC 床版下面に放射状のひび割れ、荷重 420kN で載荷側でない PC 床版下面に放射状のひび割れが発生した。その後、最大荷重 1,039kN で押抜きせん断破壊に至った。継手上載荷は、荷重 400kN で載荷中央の継手直下付近の載荷側 PC 床版下面に橋軸方向のひび割れが発生し、荷重 480kN 付近で載荷側でない PC 床版下面に放射状のひび割れが発生した。その後、最大荷重 1,058kN で押抜きせん断破壊に至った。

ひび割れ発生荷重は、継手間載荷で荷重 370kN、継手上載荷で荷重 400kN であり、設計荷重 160kN に対し 2 倍以上であった。これらのひび割れは、図 5-10 に示すように、継手間で放射状に、継手直下で橋軸方向に発生しており、引張力に抵抗する機械式継手と載荷面の位置関係がひび割れの方に影響したと考えられる。図 5-9 において、破壊に至るまで、機械式継手の両試験体の下面には、PC 床版単体やループ継手同様に載荷面を中心に接合部を跨いだ床版側にも放射状のひび割れが発生しており、ほぼ破壊まで PC 床版の一体性があったと考えられる。ループ継手や機械式継手の両試験体が PC 床版単体よりも放射状のひび割れ範囲が比較的広いことから、打継目が少し開きたわみがおおきくなることで、両側床版の変形の範囲が広がったことが伺える。機械式継手の両試験体がループ継手よりもひび割れ範囲が狭くなったのは、機械式継手にはアンカーや補強筋 D13 が配置され、ループ継手よりも載荷面の両側の曲げ剛性が大きく、変形のおよぶ範囲が狭くなったためと推察される。

各試験体ともに下面にひび割れが発生し始めた荷重 400kN 付近までの鉛直変位の変化は直線的であった。試験値の鉛直変位は、計算値よりも若干小さくなっている。試験体の支点の床版厚が 270mm に対し、計算値は床版厚 220mm 一定で計算しているためと考えられる。機械式継手の両試験体の鉛直変位は、設計荷重 160kN では、PC 床版単体やループ継手と同等であった。また、機械式継手の両試験体の鉛直変位は、荷重が増加するにつれ PC 床版単体の鉛直変位よりも大きい傾向ではあったが、最大荷重の手前の 1,000kN 付近までループ継手の鉛直変位と同等であった。この結果は、第 4 章の RC 梁の静的曲げ載荷試験の剛性が低い結果とは異なった。この理由については 5.3.4 にて記述する。機械式継手の両試験体の押抜きせん断耐荷力は、PC 床版単体よりも 1 割程度小さい結果ではあったが、ループ継手と同等であることが明らかとなった。機械式継手やループ継手の押抜きせん断耐荷力が PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力よりも 1 割程度小さかったのは、次に示す各試験体の打継目が少し目開くことにより、変形が大きくなったことが理由と考えられる。

5.3.2 打継目の目開き

ループ継手および機械式継手の両試験体の荷重 200kN までの打継目の目開きの関係を図 5-11 に示す。載荷面中央で測定した機械式継手の両試験体の打継目の目開きは、設計荷重 160kN において 0.1mm 以下とループ継手と同程度であった。第 4 章の RC 梁の静的曲げ載荷試験のように機械式継手の打継

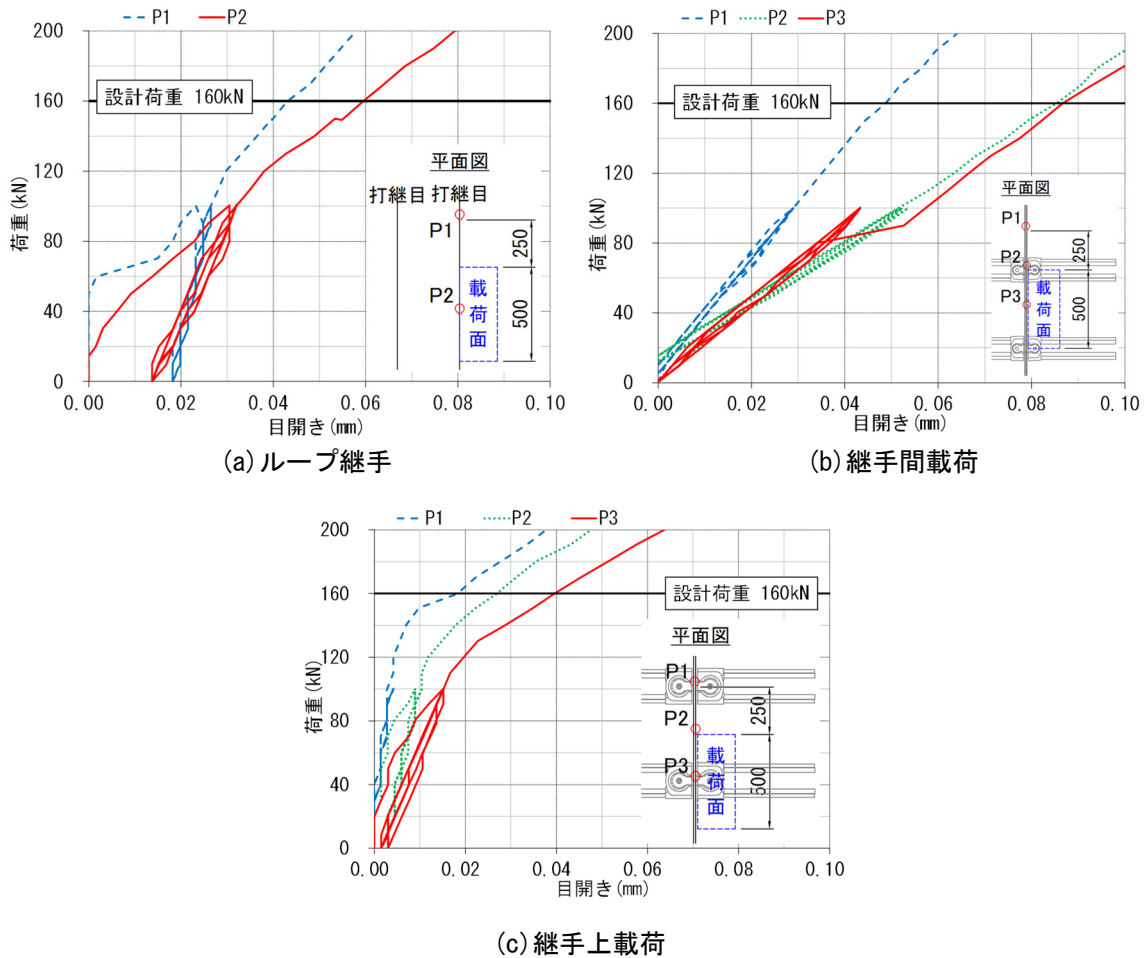


図 5-11 打継目の目開き

目の目開きが大きくならなかった。目開きが異なった理由として、単純梁の静的曲げ載荷試験と橋軸直角方向を支持した本試験の支持条件の違いによる橋軸方向の曲げ変形の相違が考えられる。そこで、設計荷重 160kN において、両試験の橋軸方向の曲げ変形を図 5-12 にて比較した。静的曲げ載荷試験のたわみは、荷重 75kN、支間 2.5m の単純梁にて計算し、本試験のたわみは、無限帯状弾性板を仮定した微小変位薄板理論^{5.4)}にて計算した。ここで、本試験において試験体のひび割れの発生が顕著でない段階では、一般の道路橋コンクリート床版と同様に、平面保持の仮定が成立する微小変位薄板理論でたわみを評価できると考えられることから、同様に平面保持の仮定が成立する梁の曲げ理論と比較した。比較の結果、静的曲げ載荷試験の支間 2.5m におけるたわみ差は、静的曲げ載荷試験は 1.53mm、本試験は 0.33mm と約 5 倍

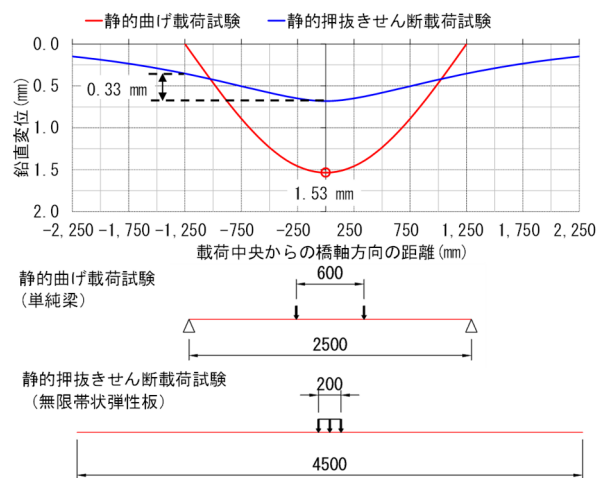


図 5-12 橋軸方向のたわみの理論値の比較

もの差があった。本試験では、橋軸方向の曲げ変形が卓越しなかったため、打継目の目開きが発生しにくかったと考えられる。

5.3.3 断面のひび割れ

載荷試験後、図 5-9 の位置にて、試験体を橋軸方向および橋軸直角方向に切断し、断面のひび割れを確認した。断面のひび割れ図を図 5-13 に、図 5-14 に継手上載荷の橋軸直角方向②の切断面の写真を示す。

各試験体ともに、押抜きせん断特有の斜めひび割れが破壊面となったことが確認された。ループ継手試験体の橋軸方向①図中左側の接合部では、押抜きせん断ひび割れが二股のひび割れとなっていた。ループ鉄筋に沿ってひび割れが発生したと考えられる。機械式継手上的の橋軸方向①のひび割れは、継手間の橋軸方向①'よりも分散していた。鋼材が密であることや、アンカーのダウエル効果によりアンカー下側のコンクリートのひび割れが分散したと考えられる。機械式継手の橋軸直角方向②のひび割れは、機械式継手を避けるように発生していた。第4章のCホルダ上部付近に発生した水平ひび割れの発生は、継手間載荷、継手上載荷ともに確認されなかった。水平ひび割れが発生しなかったのは、打

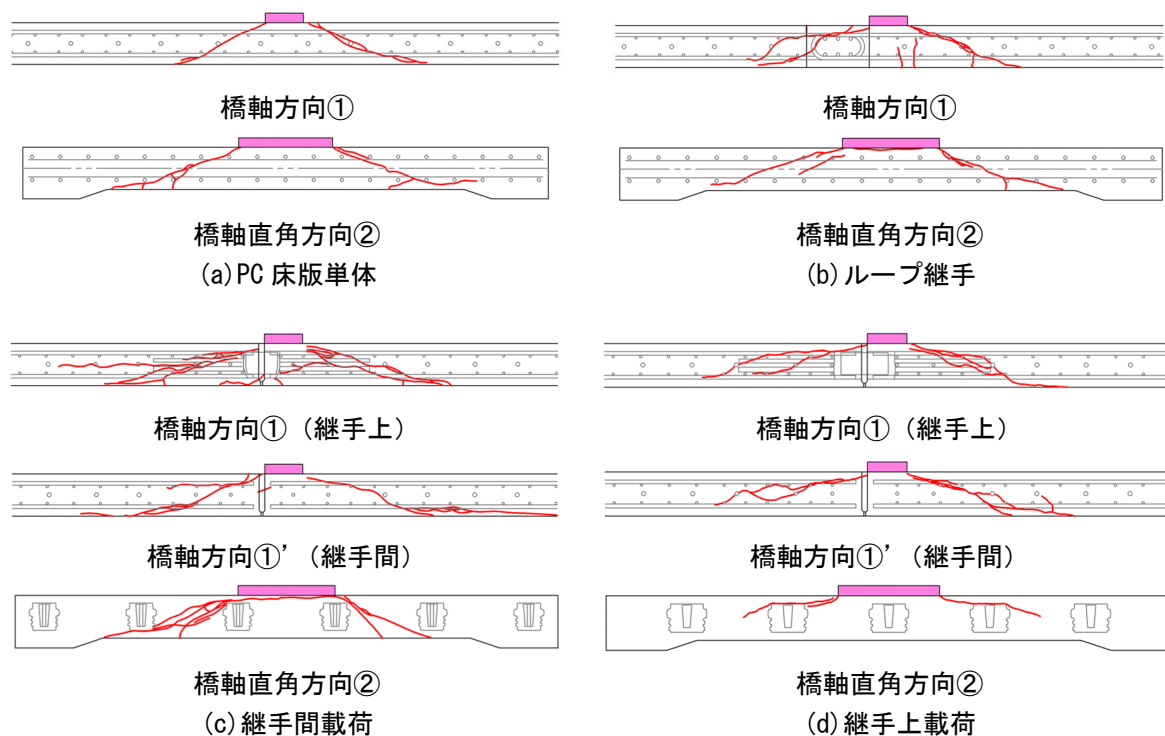


図 5-13 切断面のひび割れ図

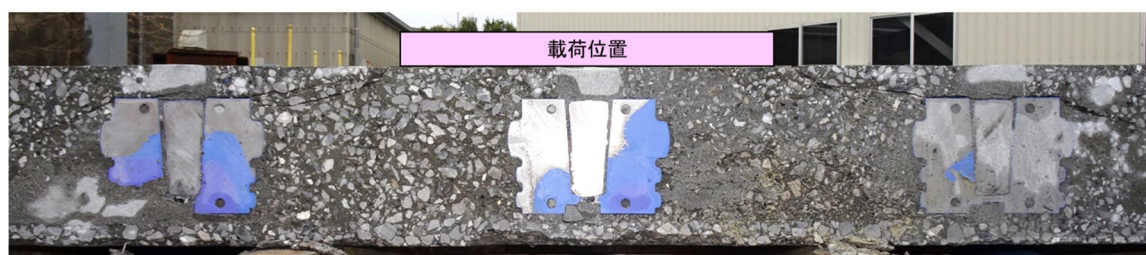
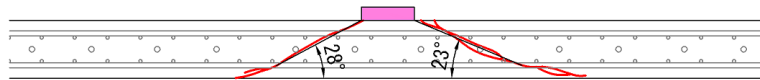


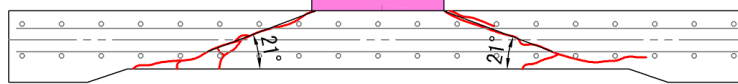
図 5-14 継手上載荷の橋軸直角方向②の切断面

表 5-6 押抜きせん断破壊面の角度

切断面の方向	PC床版単体		ループ継手		機械式継手					平均
	左	右	左	右	切断位置	継手間載荷		継手上載荷		
						左	右	左	右	
橋軸方向 (RC構造)	28	23	24	22	継手上切断	20	36	17	25	23
					継手間切断	22	19	16	22	
	26		23			24		20		
橋軸直角方向 (PC構造)	21	21	17	24		17	25	13	11	19
	21		21			21		12		



橋軸方向①



橋軸直角方向②

PC床版単体のひび割れ角度

継目の目開きが小さかったことと同様に、橋軸方向の曲げ変形が異なったこと、すなわち RC 梁では打継目を中心とする断面の曲げ変形が卓越していたのに対し、本試験では、押抜きせん断による斜めひび割れの発生に伴う変形が大きくなったことが一因と考えられる。また、本試験は、第 4 章の梁試験の線荷重と異なり T 荷重による面載荷であり、橋軸直角方向にある載荷点に位置しない機械式継手により目開きや水平ひび割れの発生が抑制されたと考えられる。

各試験体の押抜きせん断破壊面の角度を表 5-6 に示す。押抜きせん断破壊面とするひび割れは、各試験体に多数発生した斜めひび割れのうち、床版下側まで延び、載荷板縁端から生じた最も内側のひび割れとした。継手上載荷の橋軸直角方向②のひび割れについては、機械式継手を避けるように発生したために小さい角度であったものの、機械式継手の両試験体の破壊面の角度は、PC 床版やループ継手と同程度であることが確認された。また、RC 構造の橋軸方向よりも、PC 構造の橋軸直角方向の押抜きせん断破壊面の角度が小さい一般的な傾向が確認された。

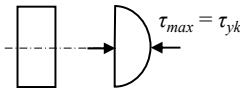
5.3.4 機械式継手試験体の剛性

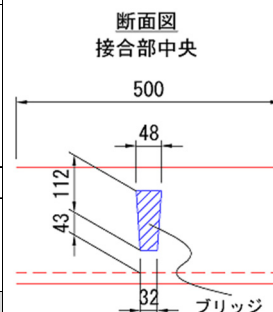
機械式継手の両試験体の剛性は、設計荷重 160kN の約 6 倍以上の荷重 1,000kN 付近まで、ループ継手の剛性と同等であった。この結果は、第 4 章の RC 梁の静的曲げ載荷試験とは異なった。前記を踏まえ、本試験では、曲げ変形が卓越しなかったため、打継目の目開きの増大がなく一体性が著しく低下しなかったこと、C ホルダとコンクリートとの剛性差による水平ひび割れが発生しなかったことにより、ループ継手と剛性が同等であったと考えられる。

5.3.5 打継目のせん断伝達の検証

機械式継手は、押抜きせん断破壊の直前まで、打継目のズレは確認されず、せん断力が伝達されていたと考えられる。機械式継手は、少なくとも T 荷重の橋軸直角方向の幅 500mm 内に 1 個は存在しており、表 5-7 に示すブリッジ 1 個の設計せん断耐荷力の設計値 1,032kN のもと、T 荷重によるせん断力に抵抗すると想定した。ブリッジ断面は台形断面であるが、せん断分布は矩形断面と同様に高さ中央

表 5-7 ブリッジ 1 個の設計せん断耐力の設計値

項目	記号	値	単位	備考
降伏点または0.2%耐力	f_{yk}	785	N/mm ²	材質:SCM435Hの特性値
せん断降伏強度	τ_{yk}	453	N/mm ²	$\tau_{yk} = f_{yk} / \sqrt{3}$
せん断降伏強度に達する時の断面平均せん断応力 ^{5.5)}	τ_{ykas}	302	N/mm ²	$\tau_{ykas} = 2/3 \cdot \tau_{yk}$ ブリッジ断面 せん断応力分布 
断面積	A	4463	mm ²	
調査・解析係数	ξ_1	0.90	-	道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋・
部材・構造係数	ξ_2	1.00	-	鋼部材編 ^{5.2)} 5.4.7 より
抵抗係数	ϕ_{us}	0.85	-	
設計せん断耐力	τ_{ud}	1032	kN	$\tau_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_{us} \cdot \tau_{ykas}$



が最大の放物線分布と仮定して断面の平均せん断応力度を計算し、設計せん断耐力とした。

打継目のせん断伝達の検証として、荷重 400kN および荷重 1,000kN にて機械式継手のブリッジ高さ中央にて測定した 3 軸ゲージの測定値からせん断力を計算し、荷重と比較した。3 軸ゲージの図を図 5-15 に示す。3 軸ゲージによるロゼット解析^{5.5)}の式(5.1)から最大せん断ひずみを計算し、式(5.2)の平均せん断ひずみ、式(5.3)の平均せん断応力を計算し、ブリッジに作用したせん断力を計算した。継手間載荷と継手上載荷のブリッジの 3 軸ゲージの位置を図 5-16 に示す。せん断力を計算するにあたり対象としたブリッジは、ひずみを測定した中央のブリッジと内側のブリッジとし、継手間載荷はブリッジ 4 個、継手上載荷はブリッジ 3 個を評価した。

ブリッジ 側面

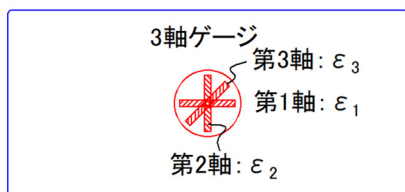


図 5-15 3 軸ゲージ

最大せん断ひずみ

$$\gamma_{max} = \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}} \quad (5.1)$$

平均せん断ひずみ

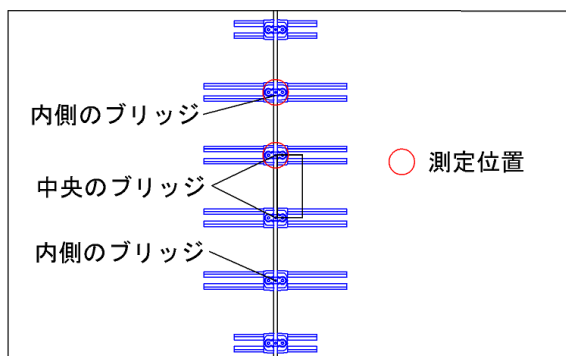
$$\gamma_{sav} = 2/3 \cdot \gamma_{max} \quad (5.2)$$

平均せん断応力

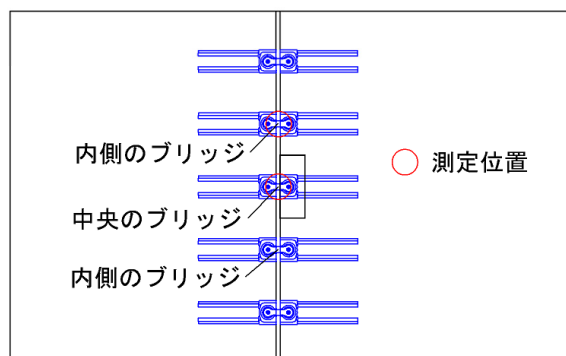
$$\tau_{sav} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{sav} \quad (5.3)$$

ここで、 E : 弾性係数 200,000 N/mm²

ν : ポアソン比 0.3



(a) 継手間載荷



(b) 継手上載荷

図 5-16 ブリッジの 3 軸ゲージ位置

表 5-8 打継目のせん断伝達の検証（継手間載荷）

(a) 荷重 400kN

荷重	P	400 kN
中央のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s1}	66×10^{-6}
中央のブリッジ 平均せん断ひずみ	γ_{s1av}	45×10^{-6}
中央のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s1av}	3 N/mm ²
内側のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s2}	19×10^{-6}
内側のブリッジ 平均せん断ひずみ	γ_{s2av}	13×10^{-6}
内側のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s2av}	1 N/mm ²
ブリッジの断面積	A_s	3531 mm ²
中央のブリッジに作用したせん断力	P_{s1}	12 kN
内側のブリッジに作用したせん断力	P_{s2}	4 kN
ブリッジ（中央2個＋内側2個）に作用したせん断力	P_s	32 kN
コンクリートせん断面に作用したせん断力	P_C	368 kN

(b) 荷重 1000kN

荷重	P	1000 kN
中央のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s1}	464×10^{-6}
中央のブリッジ 平均せん断ひずみ	γ_{s1av}	317×10^{-6}
中央のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s1av}	24 N/mm ²
内側のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s2}	95×10^{-6}
内側のブリッジ 平均せん断ひずみ	γ_{s2av}	65×10^{-6}
内側のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s2av}	5 N/mm ²
ブリッジの断面積	A_s	3531 mm ²
中央のブリッジに作用したせん断力	P_{s1}	86 kN
内側のブリッジに作用したせん断力	P_{s2}	18 kN
ブリッジ（中央2個＋内側2個）に作用したせん断力	P_s	207 kN
コンクリートせん断面に作用したせん断力	P_C	793 kN

表 5-9 打継目のせん断伝達の検証（継手上載荷）

(a) 荷重 400kN

荷重	P	400 kN
中央のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s1}	124×10^{-6}
中央のブリッジ 平均せん断ひずみ推定値	γ_{s1av}	83×10^{-6}
中央のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s1av}	6 N/mm ²
内側のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s2}	68×10^{-6}
内側のブリッジ 平均せん断ひずみ推定値	γ_{s2av}	45×10^{-6}
内側のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s2av}	3 N/mm ²
ブリッジの断面積	A_s	4463 mm ²
中央のブリッジに作用したせん断力	P_{s1}	28 kN
内側のブリッジに作用したせん断力	P_{s2}	15 kN
ブリッジ（中央1個＋内側2個）に作用したせん断力（測定値）	P_s	59 kN
コンクリートせん断面に作用したせん断力（推定値）	P_C	341 kN

(b) 荷重 1,000kN

荷重	P	1000 kN
中央のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s1}	546×10^{-6}
中央のブリッジ 平均せん断ひずみ推定値	γ_{s1av}	364×10^{-6}
中央のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s1av}	28 N/mm ²
内側のブリッジ 最大せん断ひずみ（測定値）	γ_{s2}	255×10^{-6}
内側のブリッジ 平均せん断ひずみ推定値	γ_{s2av}	170×10^{-6}
内側のブリッジ せん断応力 $\tau = \gamma * E / (2 * (1 + \nu))$	τ_{s2av}	13 N/mm ²
ブリッジの断面積	A_s	4463 mm ²
中央のブリッジに作用したせん断力	P_{s1}	125 kN
内側のブリッジに作用したせん断力	P_{s2}	58 kN
ブリッジ（中央1個＋内側2個）に作用したせん断力（測定値）	P_s	242 kN
コンクリートせん断面に作用したせん断力（推定値）	P_C	758 kN

継手間載荷の結果を表 5-8 に、継手上載荷の結果を表 5-9 に示す。荷重に対しブリッジに作用したせん断力は、荷重 400kN では継手間載荷 32kN、継手上載荷 59kN、荷重 1,000kN では継手間載荷 207kN、継手上載荷 242kN となった。ブリッジに作用したせん断力は、表 5-7 の設計せん断耐荷力に対し十分に余裕があることが明らかとなった。また、荷重によりブリッジ以外に作用したせん断力が、打継目のコンクリートとモルタルのせん断面で、即ち摩擦で抵抗したとすると、打継目のせん断力に対し、大半がせん断面の摩擦力で抵抗したと考えられる。

5.3.6 機械式継手の橋軸方向ひずみ

機械式継手の橋軸方向ひずみについて、機械式継手の直上を載荷面中央として載荷した継手上載荷にて確認した。以降に、ブリッジひずみおよびアンカーひずみについて記載する。

(1) ブリッジひずみ

荷重とブリッジ上縁および下縁のひずみの関係を図 5-17 に示す。ブリッジ上縁の圧縮ひずみは、荷重に対し直線的に増大した。ブリッジ下縁の引張ひずみは、荷重 130kN 付近で勾配が変化し、直線的に増大した。図 5-11 にて荷重 130kN 付近で機械式継手直下 P3 の打継目の目開きの増大が見られたた

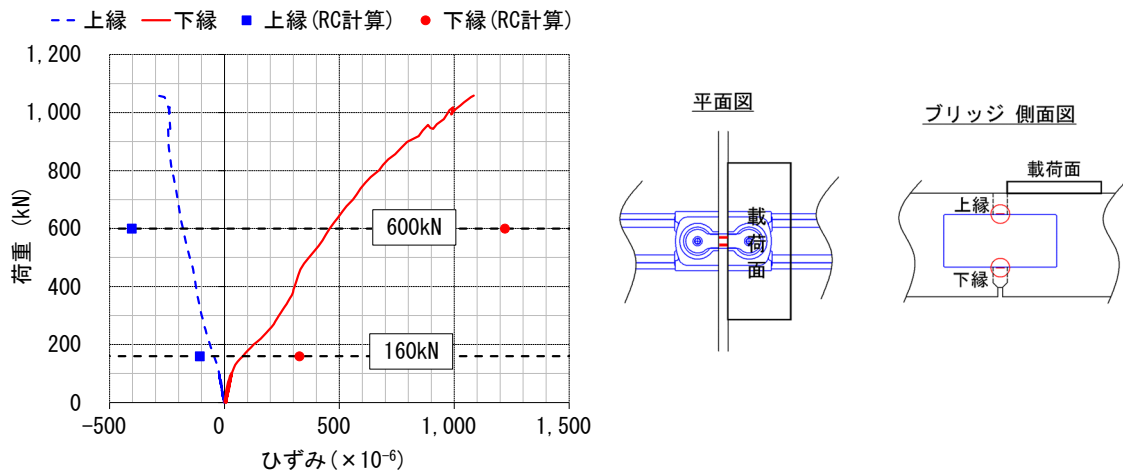


図 5-17 荷重とブリッジひずみの関係（継手上載荷）

橋軸方向の曲げモーメント M_y ($0 < y < v/2$) の算出式^{5.3)}

$$M_y = \frac{p_0 a^2}{\pi^3} \sum_{m=1,2,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^3} \sin \alpha_m \xi \sin \frac{\alpha_m u}{2} \left\{ 4\nu + \left[-2\nu + \alpha_m(1-\nu) \left(y + \frac{v}{2} \right) \right] e^{-\alpha_m(y+v/2)} + \left[-2\nu + \alpha_m(1-\nu) \left(\frac{v}{2} - y \right) \right] e^{-\alpha_m(v/2-y)} \right\} \sin \alpha_m x \quad (5.4)$$

ここで、 M_y : 橋軸方向の曲げモーメント (N・mm/mm)

p_0 : 等分布荷重 (N/mm²)

a : 支間 (mm) = 2500

α_m : $m\pi/a$

ξ : 等分布荷重の載荷位置(mm)=1250

u : x 方向の載荷幅 (mm) = 500

v : y 方向の載荷幅 (mm) = 200

ν : ポアソン比=0.2

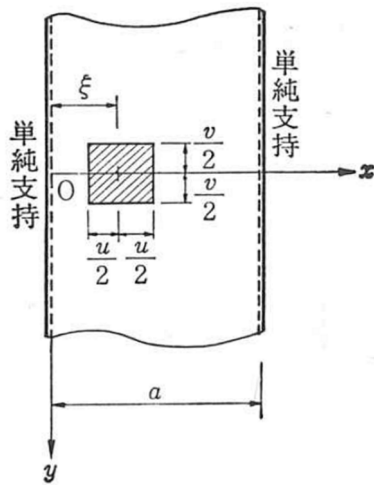


図 5-18 2 辺が単純支持された無限帯状弾性板
橋軸方向曲げモーメント M_y 分布

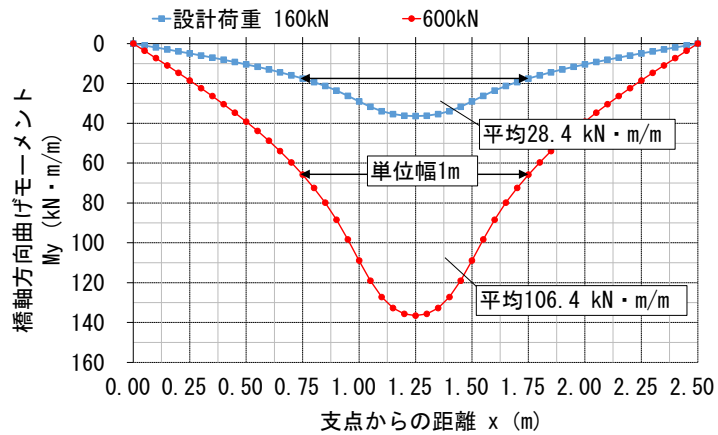


図 5-19 橋軸直角方向 (x 軸) の
橋軸方向曲げモーメント M_y 分布

め、打継目の付着切れに伴ってモルタルの引張負担分が減り、ブリッジ下縁の引張ひずみが増大したと考えられる。図 5-17 中には、設計荷重 160kN、荷重 600kN での RC 断面計算によるブリッジ上縁およびブリッジ下縁のひずみの計算値を示した。計算で用いた橋軸方向の曲げモーメントは、無限帯状弾性板（図 5-18）の微小変位薄板理論^{5.4)}による橋軸方向

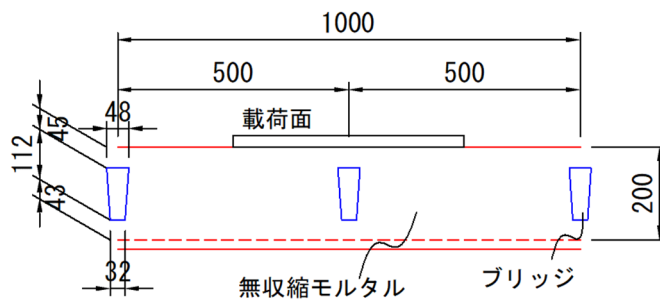


図 5-20 RC 断面計算で用いたブリッジ断面

の曲げモーメントの算出式 (5.4) により载荷端（打継目位置）位置の曲げモーメントを計算し（図 5-19）、橋軸直角方向の分布に対し単位幅 1m あたりの平均を用いた。また、RC 断面計算に用いるブリッジ断面は、図 5-20 に示す単位幅 1m あたりの 3 個のブリッジを考慮する断面とした。ブリッジ上縁およびブリッジ下縁ひずみの試験値は、RC 断面計算値よりも、設計荷重 160kN、荷重 600kN のいずれも計算値の 1/2 にも満たなかった。载荷面による橋軸方向の曲げモーメントに対し、断面というよりも床版全体で抵抗することで、橋軸方向鉄筋 D19 や床版端部の補強筋 D13、C ホルダなどに力が分散し、ブリッジのひずみが計算値よりも小さくなったと推察される。最大荷重時のブリッジ下縁の最大引張ひずみは $1,085 \mu$ （応力 217N/mm^2 ）で、ブリッジの設計降伏ひずみ $3,925 \mu$ （降伏応力 785N/mm^2 ）に対し十分小さく、ブリッジは PC 床版が押抜きせん断破壊時に降伏しないことが明らかとなった。

(2) アンカーひずみ

荷重と左右の機械式継手の上側アンカー D19 および下縁アンカー D25 のひずみの関係を図 5-21 に示す。いずれのアンカーひずみも、試験体下面のひび割れの発生を確認した荷重 400kN 以降、増大する荷重は異なるが、徐々に引張側に増大が見られた。試験体下面にある程度のひび割れが発生してから、アンカーに引張力が作用したと推察される。図 5-21 中には、設計荷重 160kN、荷重 600kN での RC 断面計算によるアンカーひずみの計算値を示した。計算で用いた橋軸方向の曲げモーメントは、ブリッジと同様とした。また、RC 断面計算に用いるアンカー断面は、図 5-22 に示す単位幅 1m あたりの上下のアンカーを各々 6 本ずつ考慮する断面とした。ブリッジひずみと同様に、アンカーひずみの試験値

は、設計荷重 160kN、荷重 600kN のいずれの時点でも RC 断面計算値の 1/2 に満たなかった。最大荷重時の下側アンカー D25 の最大引張ひずみは $1,278 \mu$ （応力 256N/mm^2 ）で、アンカーの設計降伏ひずみ $3,925 \mu$ （降伏応力 785N/mm^2 ）に対し十分小さく、アンカーは PC 床版が押抜きせん断破壊時に降伏しないことが明らかとなった。

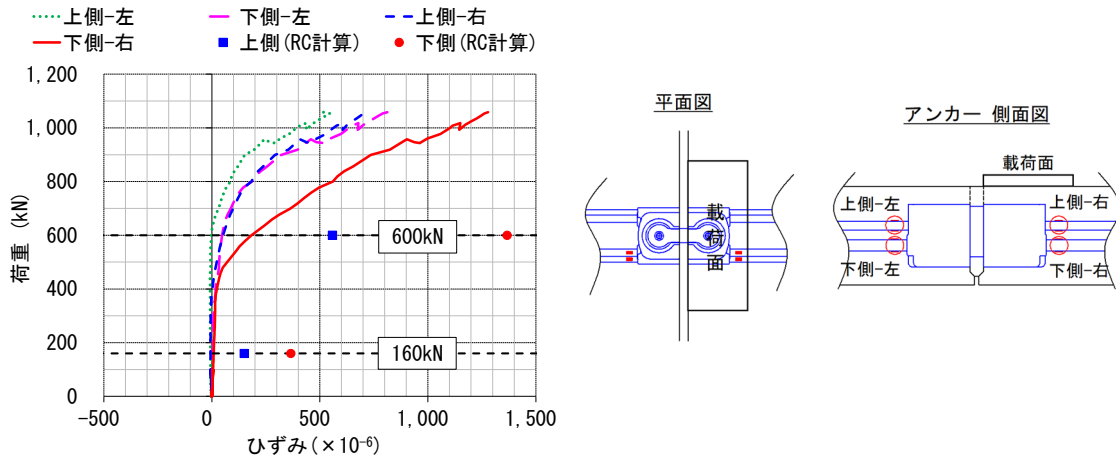


図 5-21 荷重とアンカーひずみの関係（継手上載荷）

5.4 等方性、一体性の検討

PC 床版単体やループ継手は等方性版と見なし、道示の設計曲げモーメントで設計されている。機械式継手も橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布が PC 床版単体やループ継手と同等であれば等方性版と見なし、道示の設計曲げモーメントで設計が可能と考えられる。そこで、各試験体にて橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を比較することとした。

また、図 5-9 の下面のひび割れ図において、機械式継手の両試験体の下面には、PC 床版単体やループ継手同様に載荷面を中心に接合部を跨いだ床版側にも放射状のひび割れが発生しており、PC 床版の一体性があったと考えられる。機械式継手により接合した PC 床版が一体性を有しているのであれば、曲げモーメントによる圧縮力や引張力が接合部を跨いだ位置で伝達されていると考えられる。そこで、橋軸方向の鉄筋ひずみや橋軸直角方向の鉄筋ひずみのについても比較し、機械式継手により接合した PC 床版の一体性を検討した。

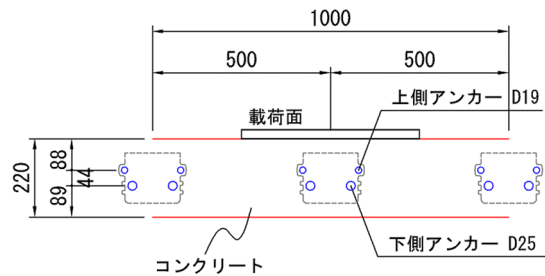


図 5-22 RC 断面計算で用いたアンカー断面

5.4.1 各試験体のたわみ分布

各試験体の橋軸方向のたわみ分布を図 5-23 に示す。すべての試験体の橋軸方向のたわみは最大荷重においても連続性が保たれており、特に打継目での床版の段差は認められなかった。最大荷重において継手上載荷の D3 から D5 のたわみが、継手間載荷よりも直線的なのは、載荷位置に曲げ剛性の高い機械式継手が存在したことによると考えられる。

各試験体の橋軸直角方向のたわみ分布を図 5-24、図 5-25 に示す。橋軸直角方向のたわみ分布は、載荷中央位置の載荷側 D11-D8 と打継目を跨いだ反対側 D15-D12 で確認した。600kN の載荷側と反対側

のたわみ分布は、同等であった。最大荷重では、いずれの試験体も載荷側と反対側のたわみに相違があった。PC床版単体よりもループ継手や機械式継手の両試験体の差が大きい理由は、最大荷重以降の破壊前の領域では打継目の目開きが大きくなっていくためと考えられる。

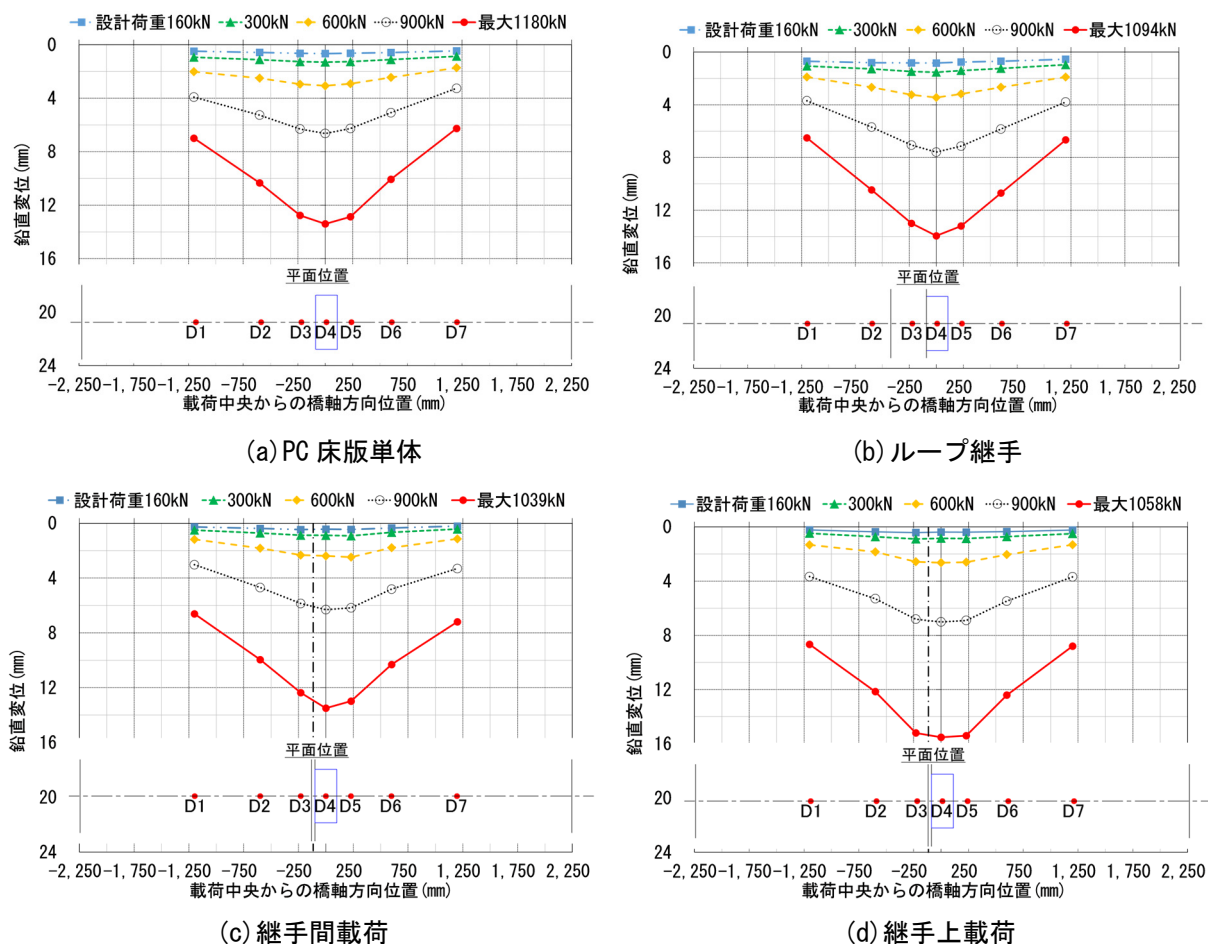


図 5-23 橋軸方向のたわみ分布

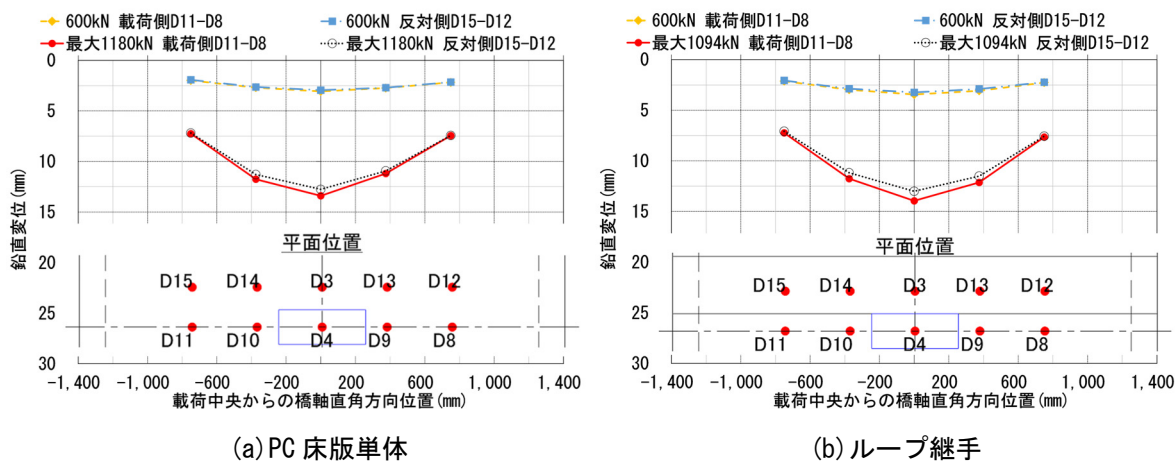


図 5-24 橋軸直角方向のたわみ分布 (1/2)

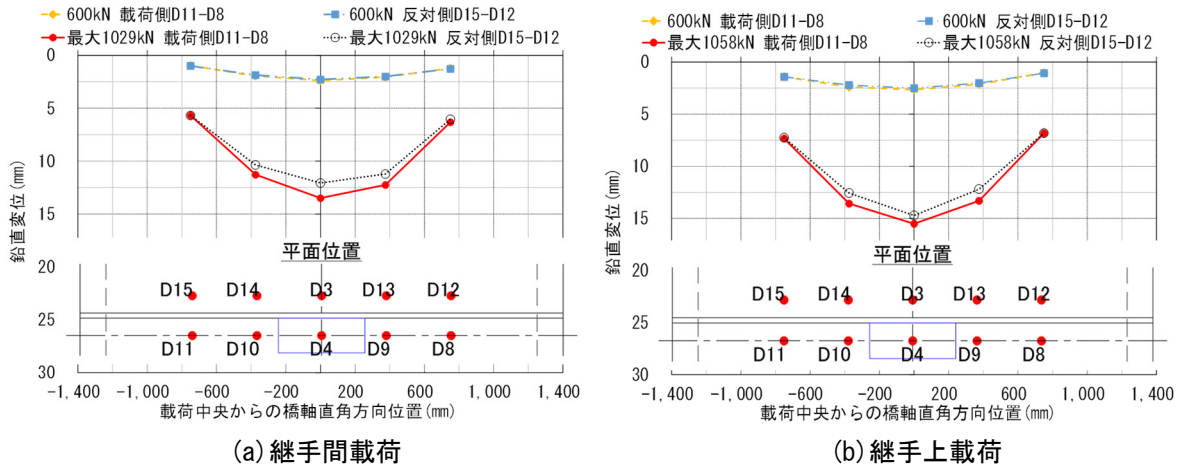


図 5-25 橋軸直角方向のたわみ分布 (2/2)

5.4.2 たわみ分布の比較

設計荷重 160kN において、橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を各試験体で比較した。橋軸方向のたわみ分布の比較を図 5-26 に、橋軸直角方向の鉛直分布の比較を図 5-27 に示す。機械式継手両試験体の橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布は、PC 床版単体やループ継手と同等といえる結果であった。ループ継手や継手間載荷のたわみと、PC 床版単体や継手上載荷のたわみの若干の相違は、図 5-8(a) の荷重と変位の関係において確認された、初期荷重の試験体のなじみによる除荷時の原点からのずれの影響が考えられる。

機械式継手は、橋軸方向のたわみは最大荷重においても連続性が保たれていること、橋軸方向や橋軸直角方向のたわみ分布は、PC 床版単体やループ継手と同等であった。したがって、機械式継手は、PC 床版単体やループ継手と同様に等方性版と見なすことができ、道示の設計曲げモーメントで設計できることが明らかとなった。

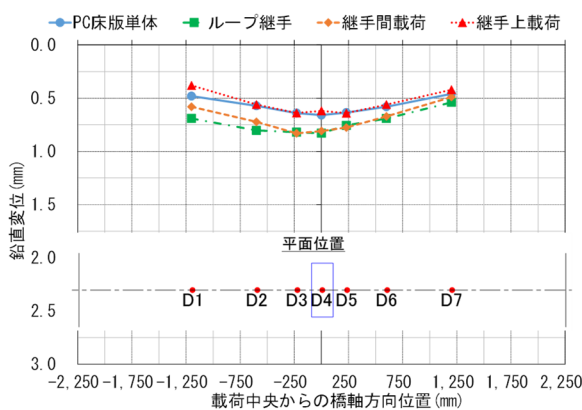


図 5-26 橋軸方向のたわみ分布の比較

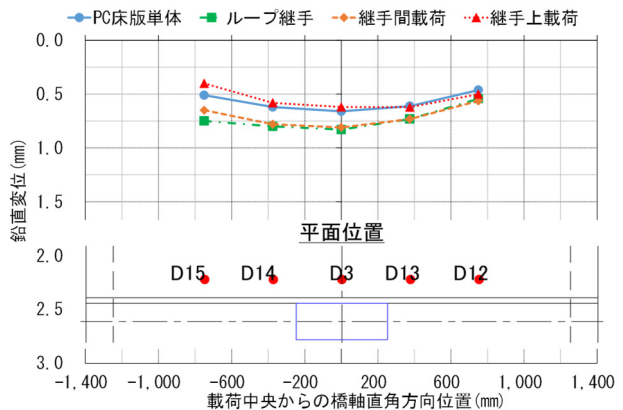


図 5-27 橋軸直角方向のたわみ分布の比較

5.4.3 鉄筋ひずみの比較

機械式継手で接合した PC 床版が一体性を有しているのであれば、接合部を跨いだ位置で曲げモーメントによる圧縮力や引張力も伝達されていると考えられる。そこで、各試験体にて一体性を検証するため、橋軸方向の鉄筋ひずみや橋軸直角方向の鉄筋ひずみを比較した。

比較した橋軸方向鉄筋ひずみの測定位置①②を図5-28に示し、荷重と橋軸方向鉄筋ひずみの関係の比較を図5-29に示す。比較した鉄筋は、各試験体にて鉄筋配置が異なるなかで載荷位置からほぼ同位置となる鉄筋とし、上側鉄筋ひずみと下側鉄筋ひずみの両方を比較した。機械式継手の両試験体の橋軸方向鉄筋ひずみは、PC床版単体やループ継手と同様な挙動で、同等のひずみが発生していることがわかる。位置②の下側鉄筋は、500kN以降に下面のひび割れの発生とともに、引張ひずみが発生し始めたと考えられる。

続いて、比較した橋軸直角方向鉄筋ひずみの測定位置①を図5-30に示し、荷重と橋軸直角方向鉄筋ひずみの関係の比較を図5-31に示す。機械式継手の両試験体の橋軸直角方向鉄筋ひずみについても、

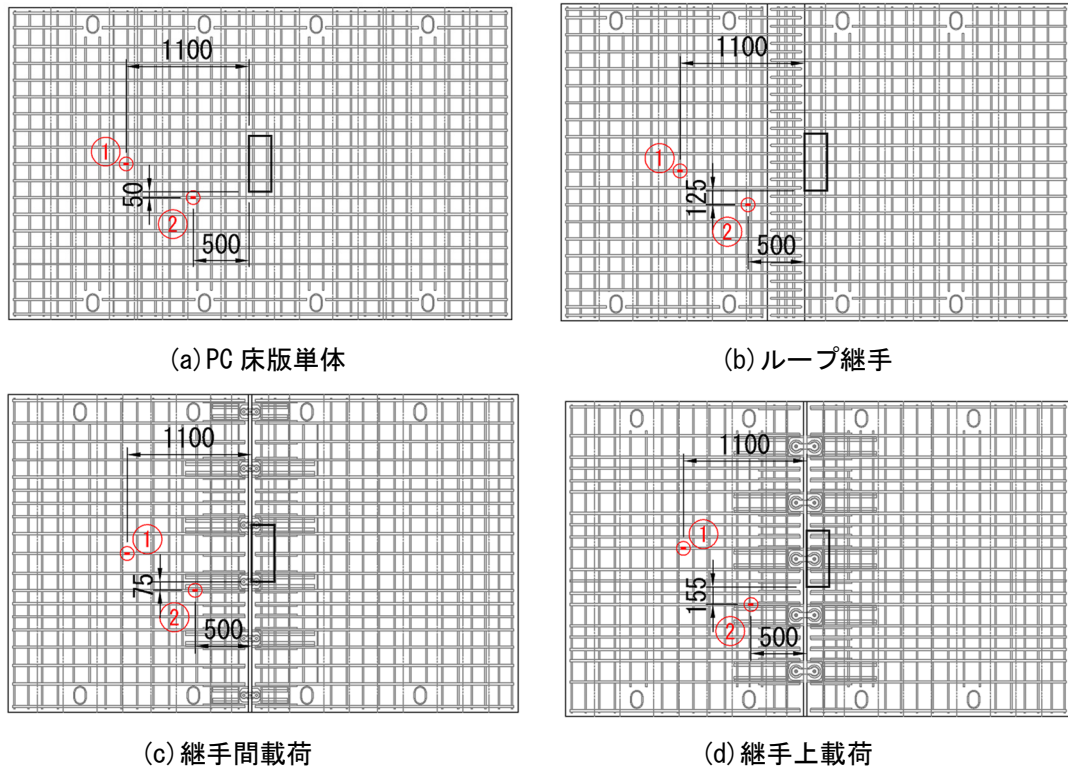


図5-28 比較した橋軸方向鉄筋ひずみの測定位置

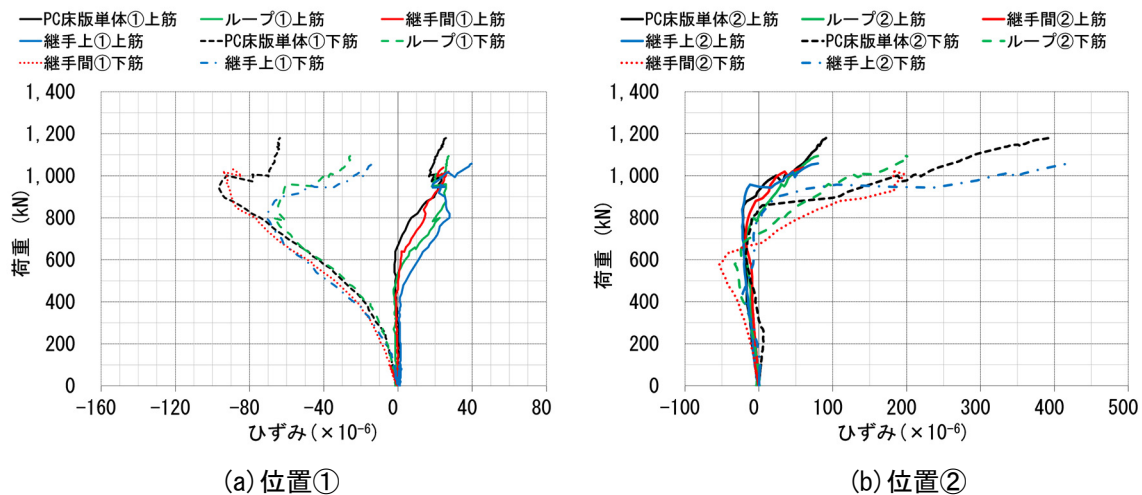


図5-29 荷重と橋軸方向鉄筋ひずみ関係の比較

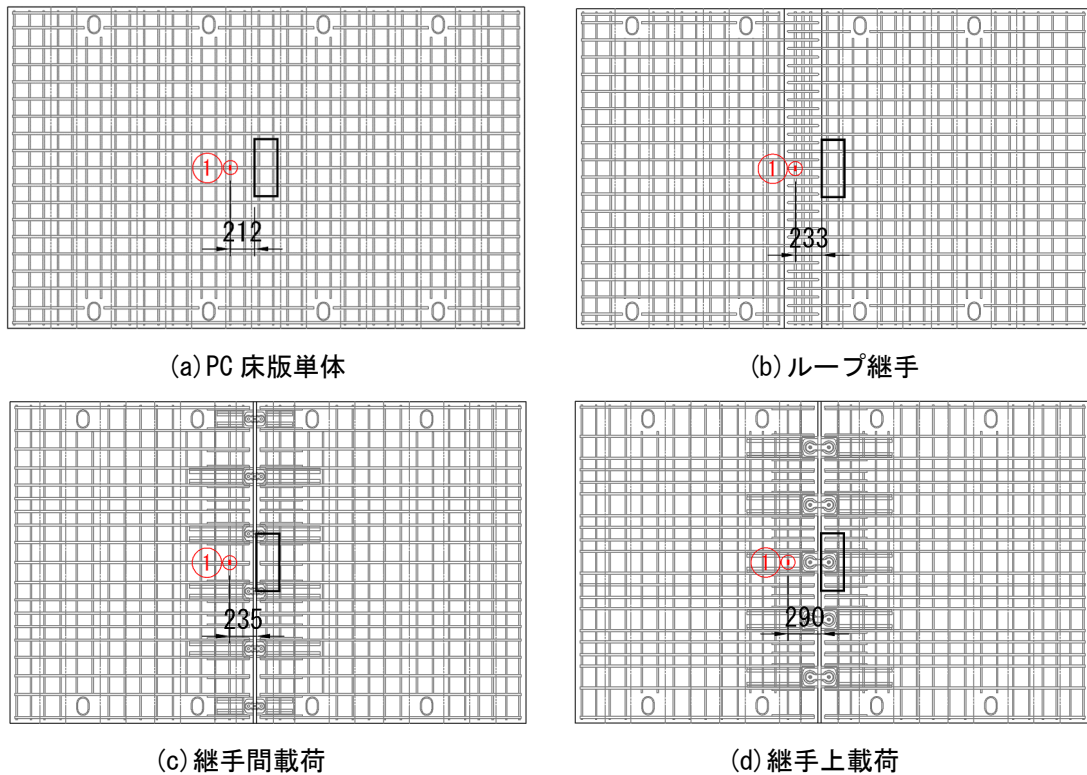


図 5-30 比較した橋軸直角方向鉄筋ひずみの測定位置

PC 床版単体やループ継手と同様な挙動を示していた。以上より、機械式継手により接合した PC 床版は、鉄筋ひずみの挙動からも、PC 床版単体やループ継手と同様に破壊直前まで一体性を有していたと考えられる。

5.5 試験結果の検証

PC 床版の押抜きせん断耐荷力の算定式は、2.4.2 に示した東山ら^{5.1)}の PC 床版の押抜きせん断破壊モデルにより提案されている。そこで、PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力と比較し、試験の妥当性を検証した。また、3 次元材料非線形 FEM 解析を実施し、3 次元材料非線形 FEM 解析により PC 床版単体や継手間載荷の試験結果の再現を試みた。

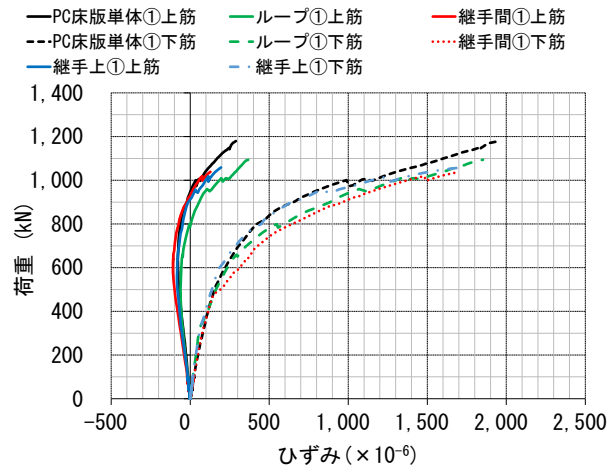


図 5-31 荷重と橋軸直角方向鉄筋ひずみ関係の比較

5.5.1 既往研究による PC 床版の押抜きせん断耐荷力

東山らの PC 床版の押抜きせん断破壊モデル (図 5-32) に基づいた押抜きせん断耐荷力の算定式(5.5)に材料試験結果を適用し、PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力を計算した。計算結果を表 5-10 に示す。PC 床版単体の試験値 1180kN に対し、計算値は 1,220kN と同程度であり、試験での押抜きせん断耐荷力は妥当であると判断される。押抜きせん断破壊面の角度は、橋軸方向の角度の試験値 26° に対し計算値は RC 構造として 45° 、PC 構造である橋軸直角方向の角度の試験値 21° に対し計算値は 33.6°

であり、両方向の押抜きせん断破壊面の角度の試験値は、計算値よりも小さい角度であった。

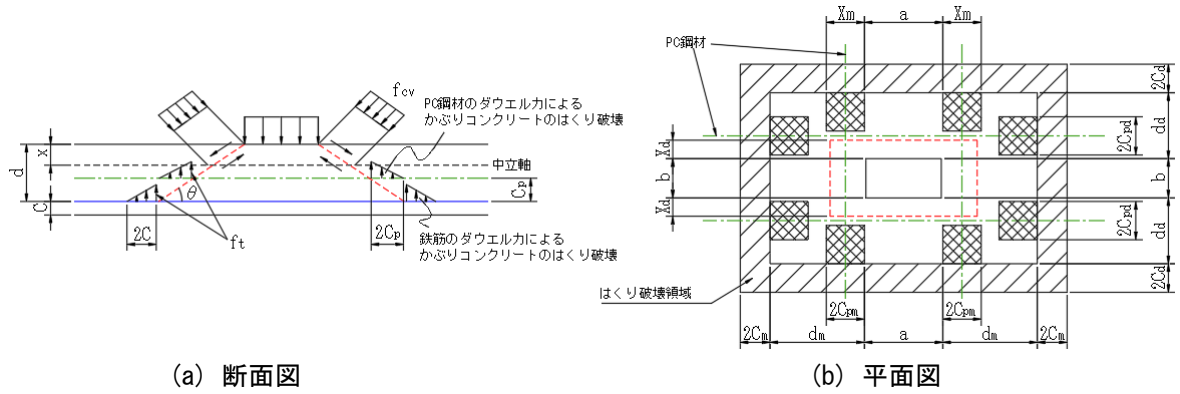


図 5-32 PC 床版の押抜きせん断破壊モデル^{5.1)}

$$V_{cp} = 2f_{cvd}(a + 2\alpha_m x_m)x_d + 2f_{cvm}(b + 2\alpha_d x_d)x_m + f_t \{2(a + 2\alpha_m d_m)C_d + 2(b + 2\alpha_d d_d + 4C_d)C_m\} + f_t(n_{pm} \cdot 2C_{pm} \cdot 2C_{pm} + n_{pd} \cdot 2C_{pd} \cdot 2C_{pd}) \quad (5.5)$$

- ここに、 V_{cp} : PC 床版の押抜きせん断耐荷力 (N)
 f_{cvm} , f_{cvd} : プレストレスを用いて求まる主鉄筋, 配力鉄筋方向のコンクリートせん断強度 (N/mm²)
 $f_{cvm} = f_{cv0} - 2.247 (\sigma_{pm} \cdot \sin \theta_m)^2 / f'_c + 1.719 (\sigma_{pm} \cdot \sin \theta_m)$
 $f_{cvd} = f_{cv0} - 2.247 (\sigma_{pd} \cdot \sin \theta_d)^2 / f'_c + 1.719 (\sigma_{pd} \cdot \sin \theta_d)$
 f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm²) $f_{cv0} = 0.656 f'_c{}^{0.606}$
 σ_{pm} , σ_{pd} : 主鉄筋, 配力鉄筋方向のプレストレス (N/mm²)
 θ_m , θ_d : 主鉄筋, 配力鉄筋方向のせん断破壊面の角度
 $\theta_m = 1/2 \tan^{-1} (2 \tau_{crm} / \sigma_{pm})$
 $\theta_d = 1/2 \tan^{-1} (2 \tau_{crd} / \sigma_{pd})$
 τ_{crm} , τ_{crd} : 主鉄筋, 配力鉄筋方向のせん断ひび割れ強度 (N/mm²)
 $\tau_{crm} = 1.005 (f_t^2 + f_t \sigma_{pm})^{1/2}$
 $\tau_{crd} = 1.005 (f_t^2 + f_t \sigma_{pd})^{1/2}$
 $\alpha_m = 1/\tan \theta_m$, $\alpha_d = 1/\tan \theta_d$
 f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²) $f_t = 0.269 f'_c{}^{2/3}$
 f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 a , b : 載荷板の主鉄筋, 配力鉄筋方向の辺長 (mm)
 x_m , x_d : 主鉄筋, 配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)
 d_m , d_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋の有効高さ (mm)
 C_m , C_d : 引張側主鉄筋, 配力鉄筋のかぶり高さ (mm)
 n_{pm} , n_{pd} : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向の PC 鋼材本数 (本)
 C_{pm} , C_{pd} : せん断破壊領域内にある主鉄筋, 配力鉄筋方向の PC 鋼材から引張側主鉄筋, 配力鉄筋までの距離 (mm)

表 5-10 東山らの算定式 (5.5) による PC 床版の押抜きせん断耐荷力の計算値

項目			記号	単位	値
床版厚			t	mm	220
コンクリートの圧縮強度			f'_c	N/mm ²	64.5
コンクリートの静弾性係数			E_c	N/mm ²	38,500
鉄筋の弾性係数			E_s	N/mm ²	200,000
PC鋼材の弾性係数			E_p	N/mm ²	200,000
コンクリートの静弾性係数と鉄筋の弾性係数の比			n_s	—	5.195
コンクリートの静弾性係数とPC鋼材の弾性係数の比			n_p	—	5.195
載荷版の辺長	橋軸直角方向		a	mm	500
	橋軸方向		b	mm	200
鉄筋の断面積	橋軸直角方向鉄筋	上段	A_{sm}'	mm ²	1014
		下段	A_{sm}	mm ²	1014
	橋軸方向鉄筋	上段	A_{sd}'	mm ²	1910
		下段	A_{sd}	mm ²	1910
PC鋼材の断面積		橋軸直角方向	A_{pm}	mm ²	1511
引張側コンクリートを無視した断面の中立軸		橋軸方向断面	x_m	mm	47.8
		橋軸直角方向断面	x_d	mm	49.1
鉄筋の有効高さ		橋軸直角方向鉄筋	d_m	mm	154.5
		橋軸方向鉄筋	d_d	mm	170.5
PC鋼材の配置高さ			d_{pm}	mm	110.0
せん断破壊領域内にあるPC鋼材の本数			n_{pd}	本	2
PC鋼材と橋軸方向鉄筋の距離			C_{pd}	mm	60.5
鉄筋のかぶり高さ		橋軸直角方向鉄筋	C_m	mm	65.5
		橋軸方向鉄筋	C_d	mm	49.5
コンクリートの引張強度			f_t	N/mm ²	3.13
コンクリートのせん断強度		橋軸直角方向	f_{cvm}	N/mm ²	11.82
		橋軸方向	f_{cvd}	N/mm ²	8.20
有効プレストレス		橋軸直角方向	σ_{pm}	N/mm ²	3.987
		橋軸方向	σ_{pd}	N/mm ²	0.000
コンクリートのせん断ひび割れ強度		橋軸直角方向	τ_{crm}	N/mm ²	4.74
		橋軸方向	τ_{crd}	N/mm ²	3.15
破壊面角度		橋軸直角方向	θ_m	rad	0.586
				°	33.6
		橋軸方向	α_m	—	1.51
			θ_d	rad	0.785
				°	45.0
			α_d	—	1.00
圧縮域コンクリートの純せん断耐荷力			V_{cv}	kN	526
鉄筋のダウエル力による剥離耐荷力			V_{ts}	kN	602
PC鋼材のダウエル力による剥離耐荷力			V_{tp}	kN	92
静的押抜きせん断耐荷力			V_{cp}	kN	1220

5.5.2 3次元材料非線形 FEM 解析

(1) 解析モデル

PC 床版単体および機械式継手の継手間载荷について 3 次元材料非線形 FEM 解析を実施した。解析には有限要素法による汎用の構造解析システム DIANA 10.2 を使用した。解析モデルは、図 5-33 に示す範囲をモデル化し、PC 床版単体は、試験体が橋軸方向、橋軸直角方向に対称であることから 1/4 対

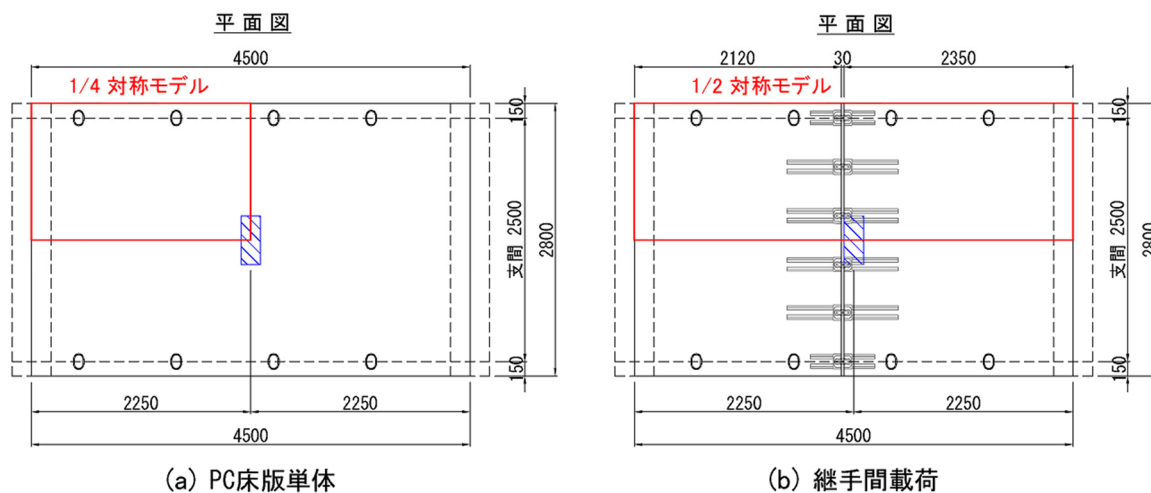


図 5-33 解析のモデル化範囲

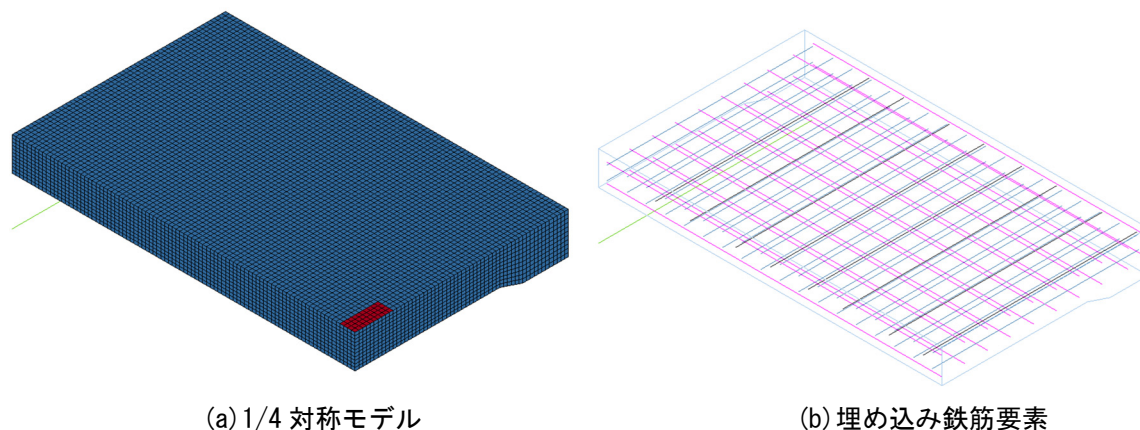


図 5-34 PC 床版単体の解析モデル

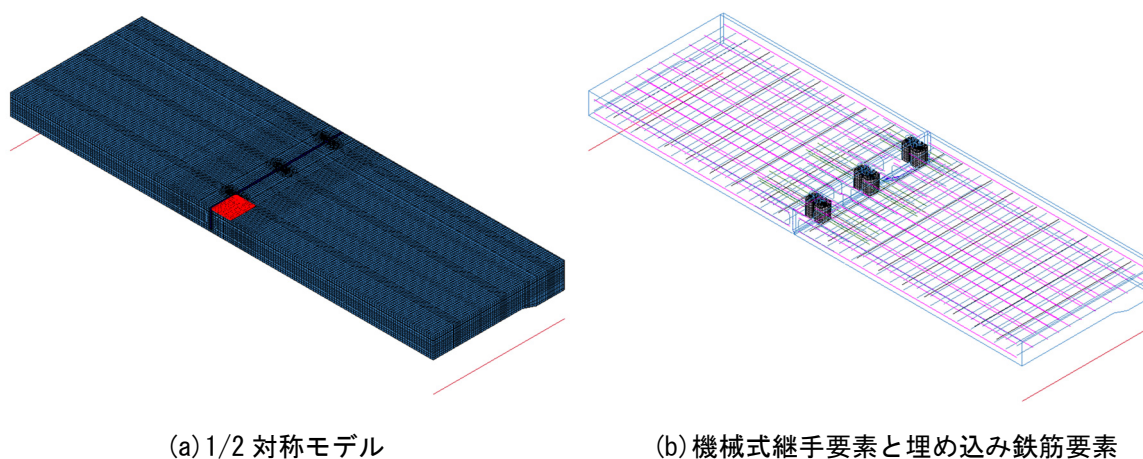


図 5-35 継手間载荷の解析モデル

称モデル，継手間載荷は，橋軸直角方向が対称であることから 1/2 対称モデルとした．PC 床版単体の解析モデルを図 5-34 に，継手間載荷の解析モデルを図 5-35 に示す．コンクリート，モルタル，C ホルダおよびブリッジはソリッド要素，アンカーは梁要素，鉄筋，PC 鋼棒は埋め込み鉄筋要素とした．プレストレスは，埋め込み鉄筋要素を用いて導入した．継手間載荷のモデル化は，実際の試験体製作手順と同様に，プレストレスを導入後，機械式継手により 2 枚の床版を接合する手順とした．第 4 章の静的曲げ載荷試験同様に，C ホルダ内部やブリッジ内部の無収縮モルタルおよび固定ボルトは，線形材料のモルタルとしてモデル化した．また，機械式継手の接触面には，境界要素を設け，付着を期待しないものとして，圧縮方向だけ剛性の高いバネ値を設定し，引張方向とせん断方向は剛性の小さいバネ値を設定した．鉄筋およびアンカーは，コンクリートと完全付着とした．機械式継手の打継目の設定は，第 4 章の静的曲げ載荷試験同様とした．境界条件は，支点上は鉛直支持とし，対称面には対称条件を与えた．また，橋軸方向の試験体端部の弾性支持する横梁は，梁要素とし，H 形鋼 400×400×20mm の断面定数を与えた．T 荷重の載荷板は，シェル要素によりモデル化し，板厚は 25mm とした．載荷板とコンクリート間には，境界要素を設け，鉛直力のみを伝達し，摩擦がないものとした．荷重は，自重を載荷した後，載荷板上に一樣に鉛直方向の強制変位を与えた．コンクリート，モルタルの構成則およびひび割れモデル，鉄筋および機械式継手の構成則は，4.3.2 と同様とした．また PC 鋼棒は，von Mises の降伏条件とし，硬化則は，コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕^{5.6)}の図 5-36 に示すトリリニアモデルの応力ひずみ曲線とした．

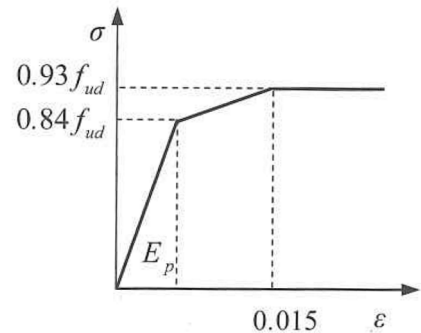


図 5-36 PC 鋼棒の応力ひずみ曲線

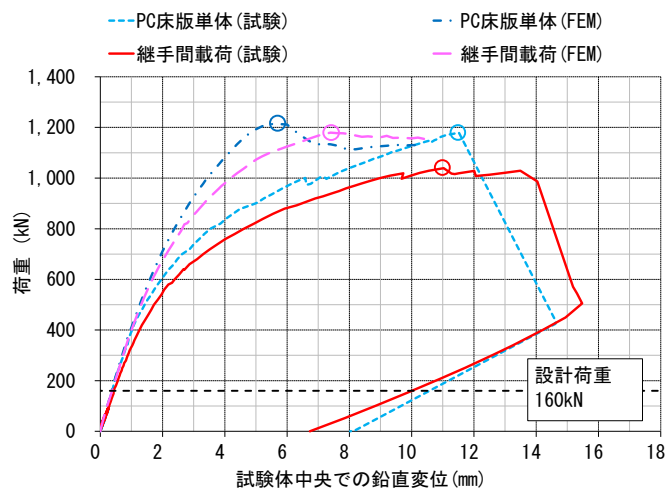


図 5-37 荷重-変位関係の比較

表 5-11 押抜きせん断耐荷力の比較

試験体	最大荷重 (kN)		FEM/試験
	試験	FEM	
PC床版単体	1180	1215	1.03
継手間載荷	1039	1179	1.13

(2) 試験値と FEM 解析値の比較

荷重と試験体中央の鉛直変位の関係の比較を図 5-37 に，押抜きせん断耐荷力の比較を表 5-11 に示す．図 5-37 の○印は，各試験体の最大荷重の位置である．PC 床版単体の FEM 解析値は，試験値と同等であった．継手間載荷の FEM 解析値は，試験値に対し約 1 割大きかったが，押抜きせん断耐荷力を FEM 解析によって概ね推定できることがわかった．一方，鉛直変位は，両試験体とも試験値よりも FEM 解析値の方が小さかった．なお，600kN 以降の曲げひび割れ発生後の勾配に相違があり，FEM 解析による剛性の再現に課題が残った．

FEM 解析において，両試験体の載荷位置での橋軸方向切断面 A-A，橋軸直角方向切断面 B-B のコンクリートおよびモルタル要素の最大主ひずみのコンター図を図 5-38 に示す．各試験体の断面には，載

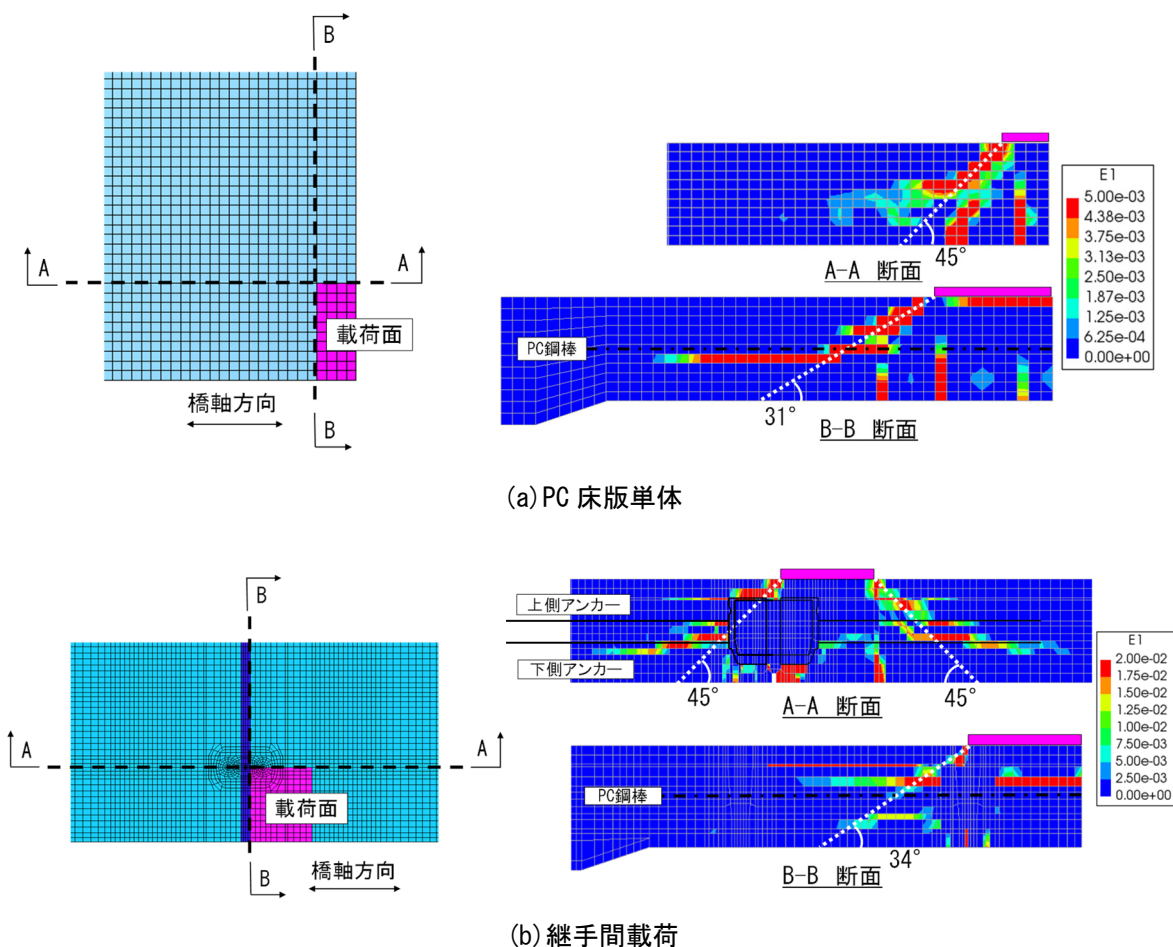


図 5-38 切断面の最大主ひずみコンター図（最大荷重時）

荷面から斜め方向に押抜きせん断特有の顕著な最大主ひずみが確認された。両試験体の橋軸方向切断面 A-A に、RC 構造として 45° の押抜きせん断破壊面の破線を引くと、PC 床版単体の顕著な最大主ひずみは概ね 45° 線上に分布していた。一方、継手間載荷では、床版上部では 45° 線上に分布していたが、床版の高さ中央付近では角度が小さくなる方向（水平方向）に分布していた。これが機械式継手の上下のアンカー位置と一致することから、アンカーのダウエル効果がコンクリートの最大主ひずみ分布に影響したと考えられる。プレストレスを導入した橋軸直角方向切断面 B-B には、PC 床版単体は 31° 、継手間載荷は 34° と、 45° よりも小さい角度で顕著な最大主ひずみが分布していた。床版の高さ中央では、PC 鋼棒のダウエル効果によると推察される水平方向の顕著な最大主ひずみの分布が確認された。橋軸直角方向の角度の試験値は、PC 床版単体および継手間載荷ともに 21° に対し、FEM 解析値は、PC 床版単体は 31° 、継手間載荷は 34° と相違があった。

3 次元材料非線形 FEM 解析を用いた PC 床版単体や機械式継手の解析結果は、試験結果の剛性や押抜きせん断破壊面の角度の再現に課題は残るが、押抜きせん断耐荷力については概ね推定できることがわかった。

5.6 本章の結論

本章では、機械式継手により接合した PC 床版の静的耐荷性を明らかにするため、実橋と同様に橋軸直角方向を支持した PC 床版に T 荷重 $200 \times 500\text{mm}$ を載荷する静的押抜きせん断載荷試験を実施した。

そして、接合部のない PC 床版単体やループ継手との試験結果と比較し、剛性や押抜きせん断耐荷力について検討した。また、機械式継手により接合した PC 床版の打継目のせん断伝達の検討や、道示の設計曲げモーメントの適用のため、等方性について検討した。最後に、PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力の試験値の妥当性について、既往研究による計算値にて検討し、3次元材料非線形 FEM 解析により PC 床版単体や機械式継手の試験結果の再現を試みた。本章にて得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 機械式継手により接合した PC 床版は、T 荷重を機械式継手間に載荷した場合、機械式継手上に載荷した場合ともに、PC 床版単体よりも剛性が若干低く、押抜きせん断耐荷力が 1 割程度低かったが、ループ継手とは設計荷重 160kN の約 6 倍以上の荷重 1,000kN 付近まで同等の剛性を有し、同等の押抜きせん断耐荷力を有することが明らかとなった。
- (2) 機械式継手の下面には、PC 床版単体やループ継手同様に載荷面を中心に接合部を跨いだ床版側にも放射状のひび割れが発生しており、ほぼ破壊まで PC 床版の一体性があったと考えられる。
- (3) 機械式継手の打継目の最大目開きは、設計荷重 160kN において 0.1mm 以下とループ継手と同程度であった。
- (4) 機械式継手の打継目の切断面において、C ホルダ上部付近に水平ひび割れの発生は確認されなかった。
- (5) 第 4 章の RC 梁の静的曲げ載荷試験では、機械式継手の剛性がループ継手より低く、打継目の目開きは大きかったが、本試験では、静的曲げ載荷試験のように橋軸方向の曲げ変形が卓越しなかったため、打継目の目開きの増大がなく一体性が著しく低下しなかったこと、C ホルダとコンクリートとの剛性差による水平ひび割れが発生しなかったことにより、ループ継手と剛性が同等であったと考えられる。
- (6) ブリッジに作用したせん断力は、設計せん断耐荷力に対し十分に余裕があることが明らかとなった。また、荷重によりブリッジ以外に作用したせん断力が、打継目のコンクリートとモルタルのせん断面で、即ち摩擦で抵抗したとすると、打継目のせん断力に対し、大半がせん断面の摩擦力で抵抗したと考えられる。
- (7) PC 床版が押抜きせん断破壊時のブリッジ下縁の最大引張ひずみ、下縁アンカー D25 の最大引張ひずみは、設計降伏ひずみに対し十分小さいことが明らかとなった。
- (8) PC 床版単体やループ継手は等方性版と見なし、道示の設計曲げモーメントで設計されている。本試験の結果、機械式継手の橋軸方向のたわみは、最大荷重においても連続性が保たれていること、橋軸方向や橋軸直角方向のたわみ分布は、PC 床版単体やループ継手と同等であることが明らかになった。したがって、機械式継手は、PC 床版単体やループ継手と同様に等方性版と見なすことができ、道示の設計曲げモーメントで設計するものとする。
- (9) 機械式継手により接合した PC 床版の橋軸方向鉄筋ひずみや橋軸直角方向ひずみは、PC 床版単体やループ継手と同等で、同様な挙動を示しており、下面のひび割れだけでなく鉄筋ひずみからも、PC 床版単体やループ継手と同様に押抜きせん断破壊直前まで一体性を有していたと考えられる。
- (10) 既往研究の PC 床版の押抜きせん断破壊モデルに基づいた押抜きせん断耐荷力の算定式より、PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力の試験結果は、妥当であると判断される。PC 床版単体や機械式継手の試験結果について、3次元材料非線形 FEM 解析による剛性や押抜きせん断破壊面の角度の再現に課題は残るが、押抜きせん断耐荷力については概ね推定できることがわかった。

【参考文献】

- 5.1) 東山浩士，松井繁之，水越睦視：PC 床版の押抜きせん断耐荷力算定式に関する検討，構造工学論文集，vol.47A，pp.1347-1354，2001.
- 5.2) 東・中・西日本高速道路：NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法，pp.91-94，2020.
- 5.3) 日本道路協会：道路橋示方書 II 鋼橋・鋼部材編，2017.
- 5.4) 土木学会：構造力学公式集，2006.
- 5.5) 東京測器：ひずみゲージカタログ
- 5.6) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編：標準]，2018.

第 6 章 機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性に関する研究

6.1 本章の目的

第 5 章では、T 荷重を載荷した機械式継手により接合したプレキャスト PC 床版（以下、PC 床版）が、押抜きせん断破壊に至る直前までループ継手と同等の剛性を有し、同等の押抜きせん断耐力を有することを確認した。本章では、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価にあたり、輪荷重走行試験を実施した。まず試験では、NEXCO 試験法 442 に準じた載荷を実施し、たわみや打継目の目開き、ひび割れ性状、貫通ひび割れの有無について確認し、耐用年数 100 年相当の輪荷重走行に対する疲労耐久性を検討した。その後、輪荷重を上げ破壊まで載荷し、たわみ、打継目の目開き、ひび割れ性状、破壊位置、機械式継手や鉄筋のひずみなどの疲労による破壊性状を検討した。また、最後に機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価方法について検討した。

6.2 プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性に関する試験方法

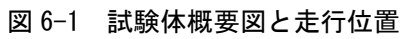
RC 床版の疲労損傷過程を解明するには、実際と同じように、輪荷重の走行繰返し載荷を再現する必要があると考えられ、松井^{6.1)}によって輪荷重走行試験機が考案された。そして、PC 床版の疲労耐久性の評価においても、輪荷重走行試験が実施されている。また、PC 床版の接合構造は様々であり、接合部をモデル化した PC 床版の疲労による破壊メカニズムは複雑であって数値解析等での評価が難しいことから、現実的な確認手法として、この輪荷重走行試験が実施されている^{6.2)}。

PC 床版の接合部の疲労耐久性を確認する方法として、NEXCO 試験方法にて試験法 442「プレキャスト PC 床版接合部の疲労耐久性試験方法」^{6.3)}による輪荷重走行試験が規定されている。この試験では、耐用年数 100 年相当の載荷として、輪荷重 250kN で 10 万回走行を基準に設定している。輪荷重 250kN は、試験時間を長期間にしないこと、国内の輪荷重走行試験機の載荷能力、2,005 年に東名高速道路の日本平の軸重計でのデータにおける最大値と同程度であることから決定されている。そして、輪荷重 250kN で 10 万回走行後に漏水試験を実施し、漏水が無いことを確認した上で、プレキャスト PC 床版の接合部が耐用年数 100 年の疲労耐久性を有するものとして規定している。本試験では、この試験方法に準じた試験体にて、まず耐用年数 100 年相当の載荷をし、その後、階段状に輪荷重を増加させて破壊まで試験を実施した。

6.3 試験概要

6.3.1 試験体

試験体は、NEXCO 試験法 442 に準じ、第 5 章の押抜きせん断載荷試験と同様に全体寸法は、橋軸方向 4,500mm、橋軸直角方向 2,800mm、一般部の厚さ 220mm、支点部の厚さ 270mm とした。試験体概要図および走行位置を図 6-1 に、試験体配筋図を図 6-2 に示す。試験体は、床版支間 3.2m の連続版として NEXCO 設計要領第二集橋梁保全編^{6.4)}に基づき設計し、床版支間 2.5m の単純支持版として試験を実施した。試験では、機械式継手間の打継目の段差および目開きの確認と疲労耐久性への影響の確認に主眼を置き、載荷は、載荷中心線が継手間の中央とした。支持条件は、試験体と支持桁の間に丸鋼を設置した単純支持、橋軸方向の支持は横梁による弾性支持とした。また、試験体の浮き上がりを防止するために、固定具で試験体を支持桁に固定した。支点部には、試験体下面にスタッド(φ19×150mm)付き鋼板(12×300×4,500mm)を接着剤で貼り付け、ジベル孔には、膨張コンクリートを打込み、試験体と一体化した。鉄筋(SD345)は、接合方向である橋軸方向の上下に D19_{ctc}150mm の鉄筋量となるように配置し、床版支間方向の橋軸直角方向の上下に D13 を配置した。鉄筋は、実橋と同様にエポ



キシ樹脂塗装した。PC 床版の橋軸直角方向のプレストレスは、PC 鋼棒 $\phi 23$ (SBPR930/1180) または $\phi 17$ によるポストテンション方式により導入し、下縁の有効プレストレスは約 4N/mm^2 とした。支点部の機械式継手のアンカーは、ジベル孔と接触しないよう 235mm と短く設定した。

6.3.2 使用材料

PC 床版のコンクリートは、設計基準強度 50N/mm^2 の早強ポルトランドセメントを使用したコンクリートとし、ジベル孔には、収縮補償程度の膨張材を添加した設計基準強度 50N/mm^2 の膨張コンクリートを充填した。幅 30mm の接合部には設計基準強度 50N/mm^2 の無収縮モルタル（以下、モルタル）を充填した。また PC 鋼棒の PC グラウトには、超低粘性型を使用した。コンクリートの配合を表 6-1 に示す。また、コンクリートなどの試験開始時の材料試験結果を表 6-2 に、鋼材の特性値を表 6-3 に示す。機械式継手の機械的性質は、表 4-7 と同じである。

表 6-1 コンクリート配合

(a) PC 床版 (50-15-20H)

粗骨材の 最大寸法 G_{max} (mm)	スラン p sl (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)				
					水 W	セメント HC	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	15.0	35.0	4.5	36.8	164	469	623	1,096	2.81

(b) ジベル孔 (50-15-20H 膨張材入り)

粗骨材の 最大寸法 G_{max} (mm)	スラン p sl (cm)	水セメ ント比 W/C (%)	空気量 Air (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位量 (kg/m^3)					
					水 W	セメント HC	膨張材 Ex	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 Ad
20	15.0	35.0	4.5	36.2	164	469	20	607	1,096	2.93

表 6-2 材料試験結果

	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	せん断強度 (N/mm^2)
プレキャスト床版部 コンクリート	52.7	34,600	2.99	7.92
ジベル孔 膨張コンクリート	52.7	33,000	2.57	—
無収縮モルタル	53.0	19,600	—	—
PCグラウト	61.1	—	—	—

表 6-3 鉄筋・PC 鋼棒の特性値

仕様	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	静弾性係数 (N/mm^2)	伸び (%)	リラクセーション値 (%)
鉄筋D19, SD345	405	572	—	20.0	—
鉄筋D13, SD345	389	549	—	27.0	—
PC鋼棒 $\phi 23$, SBPR930/180	1,131	1,232	201,000	11.0	2.70
PC鋼棒 $\phi 17$, SBPR930/180	1,123	1,251	200,000	13.0	2.75

6.3.3 載荷ステップ

載荷荷重は、NEXCO 試験法 442 の耐用年数 100 年相当の載荷を STEP-1 として、輪荷重 250kN で 10 万回走行させた。そして、床版上面中央に幅 2.0m × 長さ 1.0m の範囲に深さ 5mm で水を張り、6 時間保

持後に床版下面への漏水の有無を確認した。その後、3日程度床版の乾燥期間を取り、STEP-2として輪荷重350kNで10万回（総数20万回）、STEP-3として輪荷重450kNで10万回（総数30万回）まで走行を行い、最後にSTEP-4として輪荷重490kNで破壊に至るまで走行を継続した。载荷ステップを図6-3に、水張範囲を図6-4に示す。

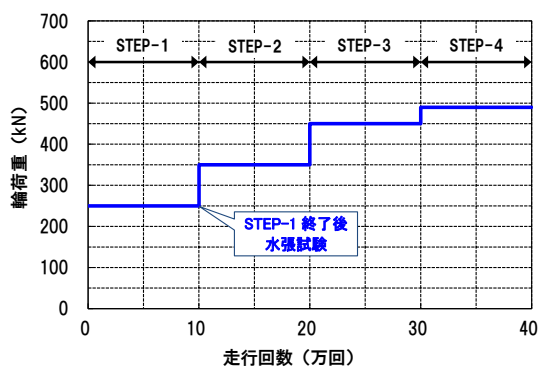


図 6-3 载荷ステップ

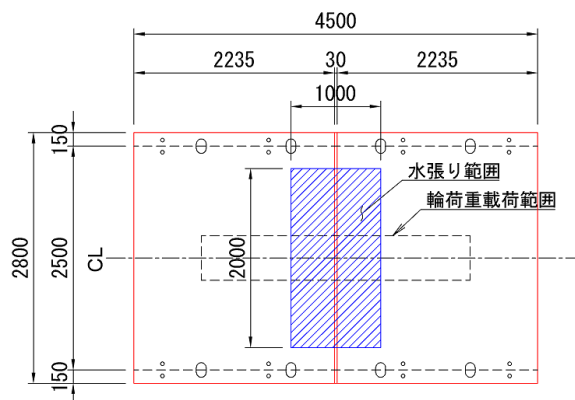


図 6-4 水張範囲

6.3.4 载荷方法

(1) 軌道および载荷ブロック

载荷は、床版試験体の中央に500×200mmの载荷ブロックを図6-5に示すように一列に並べた軌道上で、鉄輪を往復走行させることで行った。また、中央の载荷ブロックは、図6-7に示す打継目の位置と载荷ブロックの端面の位置が合うように設置した。

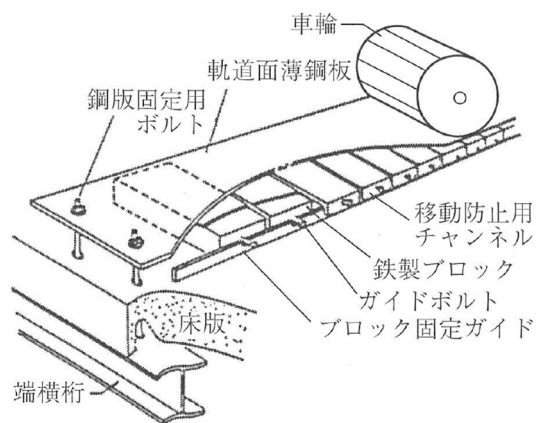


図 6-5 軌道の構造^{6.5)}

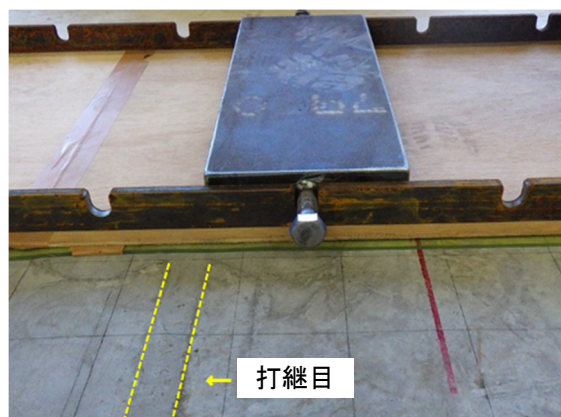


図 6-6 中央の载荷ブロック

(2) 静的载荷

測定は、一定回数毎に行う静的载荷時の静的測定とし、異常時における輪荷重の走行制御を目的として一部の床版たわみについてのみ輪荷重走行時にも動的に測定した。静的载荷位置を図6-7に示す。静的载荷は、床版中央（载荷点A）、床版中央より300mm（载荷点B、アンカー上）および1,000mm（载荷点C、床版一般部）、载荷面端部を打継目に合わせた115mm（载荷点D）の位置で行い、輪荷重250kNの段階（STEP-1）では、走行開始前、走行回数1,000回、1万回、5万回、9万回、10万回時点で行った。輪荷重350kN（STEP-2）および450kN（STEP-3）に増加して以降も各段階の走行開始前、走行回数1,000回、1万回、5万回、9万回、10万回時点で静的载荷を実施した。490kN（STEP-4）では、走

行開始前，走行回数 1,000 回，1 万回，5 万回で実施，以降は破壊に至るまで 4 万回毎に載荷を実施した．載荷状況を図 6-8 に示す．

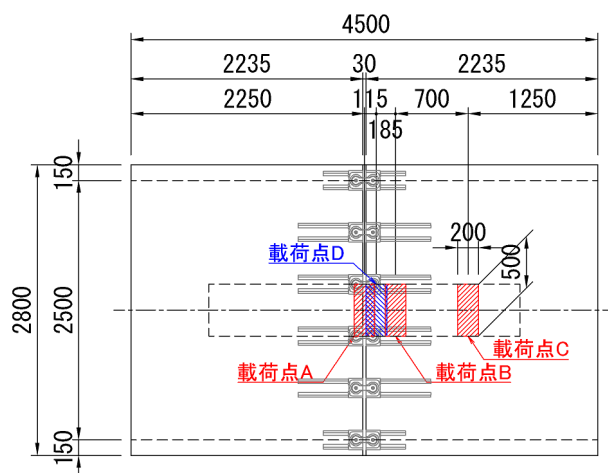


図 6-7 静的載荷位置



図 6-8 載荷状況

(3) 輪荷重走行試験機

試験は、(株) IHI インフラシステムが所有する輪荷重走行疲労試験機 (IHI 横浜工場内) で実施した．輪荷重走行試験機の概要図を図 6-9 に、仕様を表 6-4 に示す．

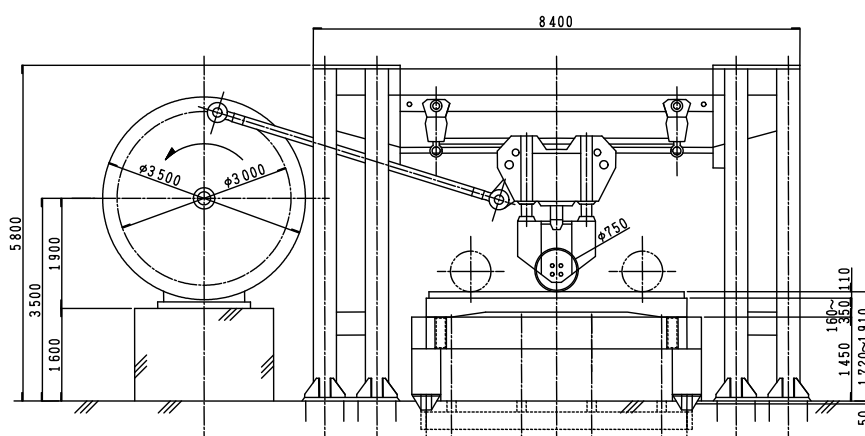


図 6-9 輪荷重走行試験機

表 6-4 輪荷重走行試験機の仕様

項 目		仕 様
形状寸法	試験装置寸法	フレーム : 高さ約 5.8m×長さ約 8m フライホイール : 直径 3.5m, 重さ 10tf
	供試体最大寸法	幅 2.8m×長さ 4.5m×厚さ 0.35m
	車輪の種類	鉄輪 (直径 750mm×幅 320mm)
駆動	電動機	108kW×6P×AC400V×f3×50Hz (インバーター制御)
	走行範囲	±1.5m (±0.5m/±1.0m/±1.25m に改造可)
	フライホイール回転数	15～35rpm (通常運転 20rpm)
載荷	最大載荷力	490kN (50tf)
	ストローク	最大 300mm (シリンダーストローク最大 400mm)

6.3.5 測定項目

測定項目は、鉛直変位、打継目の目開き、鉄筋ひずみ、ブリッジひずみ、アンカーひずみ、コンクリートひずみおよびモルタルひずみとした。

(1) 鉛直変位

鉛直変位の測定位置を図 6-10 に示す。試験体中央のたわみは、床版中央下面側に 10mm の目地部を有するため、中心から橋軸方向に 25mm の位置にて計測した。また、橋軸方向のたわみ分布の確認を目的として試験体中央より 300mm, 1,000mm, 1,700mm の位置で鉛直変位を測定した。また、橋軸直角方向のたわみ分布については、試験体中心から橋軸方向に 25mm の位置で中央および 375mm, 750mm の位置でたわみを計測した。

(2) 打継目の目開き

打継目の目開きは、下面および上面で測定した。打継目の上面の目開きは、輪荷重の繰返し走行による変形に伴って発生する目開きの程度を確認するために測定することとした。測定位置を図 6-11 に示す。打継目の目開きは、継手の直下および継手中間を測定するものとして、下面については試験体中央より 250mm 間隔で、10mm の間詰めを跨ぐ様に、上面については、試験体中央より 500mm および 750mm の位置で 30mm の目地部を跨ぐ様に測定した。

(3) 鉄筋ひずみ

鉄筋ひずみの測定位置を図 6-12 に示す。橋軸方向鉄筋ひずみは、機械式継手のアンカー基部と、載荷点 B、アンカー先端、載荷点 C 付近の位置と接合部を跨いだ対象の位置で測定した。

(4) ブリッジひずみ、アンカーひずみ

ブリッジひずみ、アンカーひずみの測定位置を図 6-13 に示す。ブリッジは、上縁・下縁の橋軸方向ひずみを、アンカーは橋軸方向に 3 箇所測定した。

(5) コンクリートひずみ、モルタルひずみ

コンクリートひずみ、モルタルひずみの測定位置を図 6-14 に示す。コンクリート上縁ひずみおよびモルタル上縁ひずみは、橋軸方向鉄筋ひずみを測定した 1 ライン、コンクリート下縁ひずみは、上面の 1 ラインに支間中央位置も加え、2 ラインにて測定した。

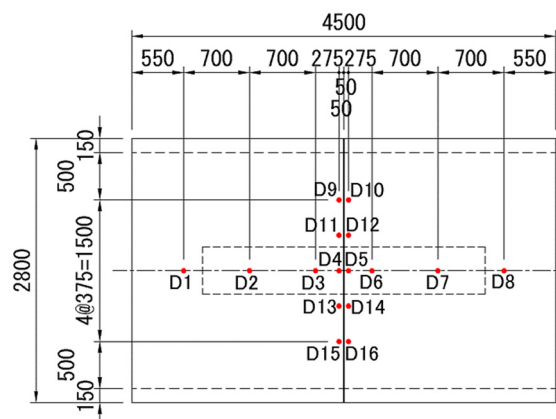


図 6-10 鉛直変位の測定位置

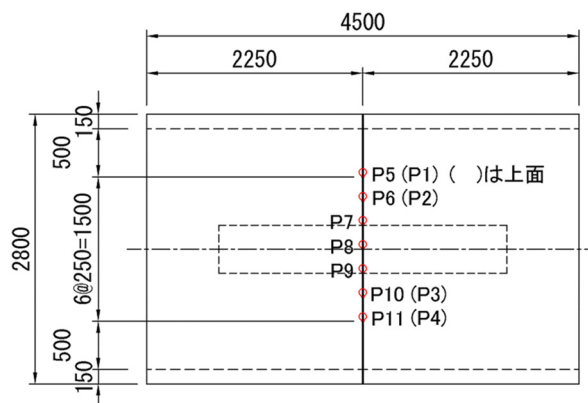


図 6-11 打継目の目開きの測定位置

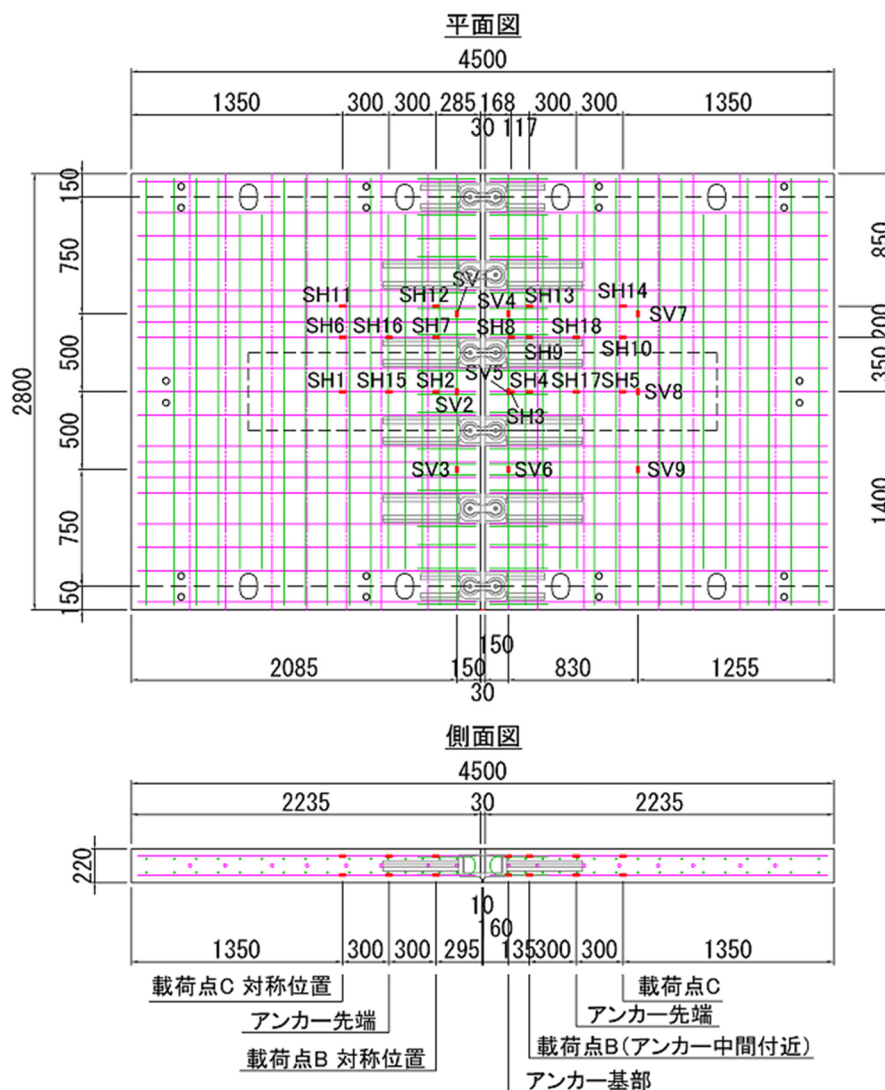


図 6-12 鉄筋ひずみの測定位置

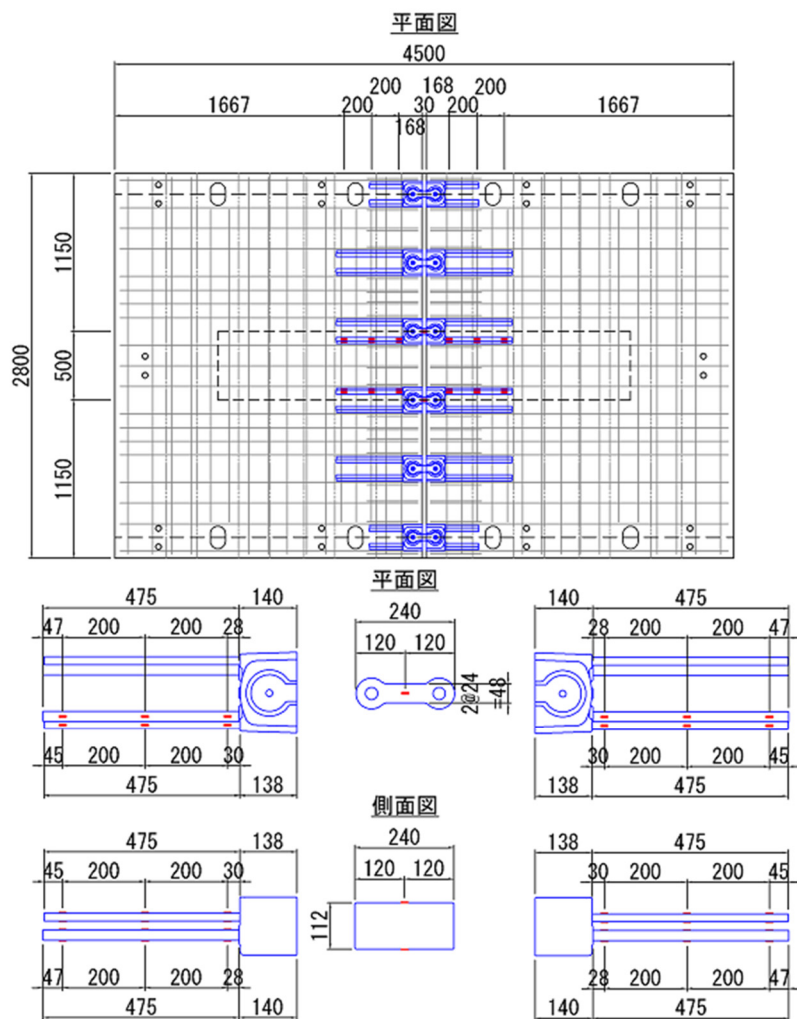


図 6-13 ブリッジ、アンカーひずみの測定位置

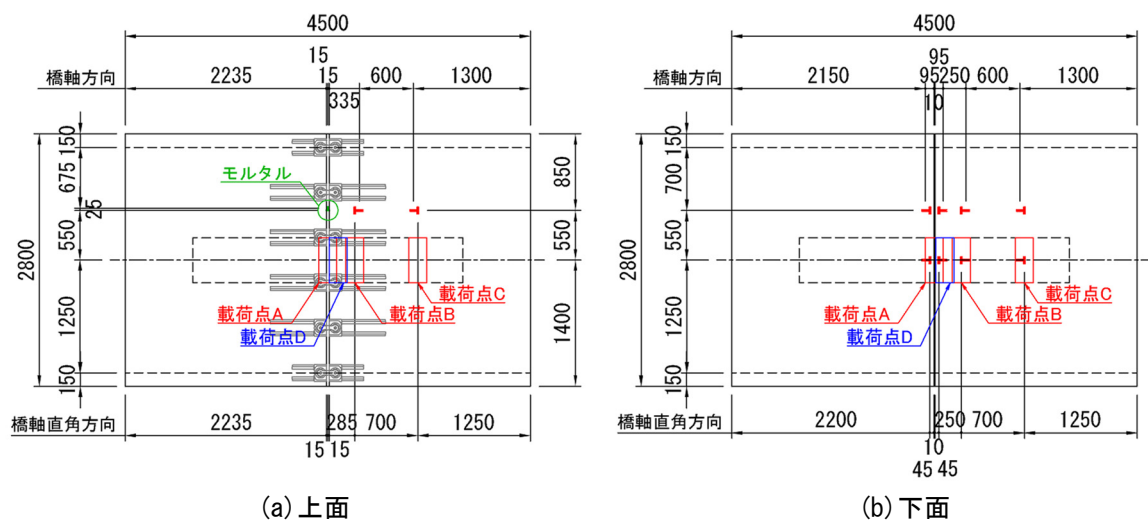


図 6-14 コンクリート、モルタルひずみの測定位置

6.4 試験結果および考察

6.4.1 耐用年数 100 年に対する疲労耐久性の検討

NEXCO 試験方法 442 に準じた耐用年数 100 年相当する輪荷重 250kN-10 万回走行 (STEP-1) 後の結果を踏まえ、耐用年数 100 年に対する疲労耐久性について検討した。

(1) 床版たわみ

(a) 走行回数－床版中央たわみの関係

走行回数に対する床版たわみについて、床版中央の A 点に載荷時の床版中央の D4 と D5 の輪荷重 250kN 載荷時の総たわみ、除荷時の残留たわみを図 6-15 に示す。床版中央の目地部を挟む D4 と D5 のたわみは同等で、段差は見られなかった。走行試験前において 1.09mm であった床版中央 D5 の総たわみ (載荷+残留たわみ) は、1,000 回走行後に 1.21mm に増加したものの、その後、1 万回走行後 1.26mm、5 万回走行後 1.36mm、10 万回走行後 1.47mm で、急激なたわみの増加は確認されなかった。また、走行試験前において 0.10mm であった床版中央 D5 の残留たわみについても、1,000 回走行後 0.16mm、1 万回走行後 0.20mm、5 万回走行後 0.26mm、10 万回走行後 0.31mm で、急激なたわみの増加は確認されなかった。

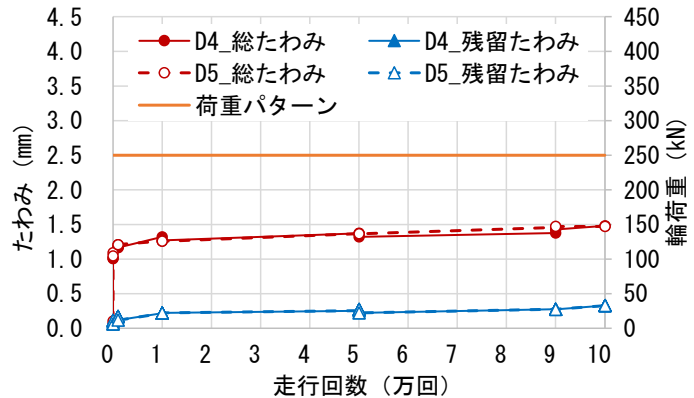


図 6-15 走行回数と床版中央たわみの関係 (載荷点 A)

(b) たわみ分布

A～D 点に載荷時の橋軸方向のたわみの分布を図 6-16 に、D 点に静的載荷時の載荷側 (R) と無載荷側 (L) それぞれの接合部中央から 25mm の位置における橋軸直角方向のたわみ分布を図 6-17 に示す。

各載荷点に載荷した時の橋軸方向のたわみは連続性が保たれており、床版の段差は認められなかった。また、D 点に載荷時の橋軸直角方向のたわみ分布は、載荷側と無載荷側で概ね一致しており、床版の一体性が確保されていることがわかる。

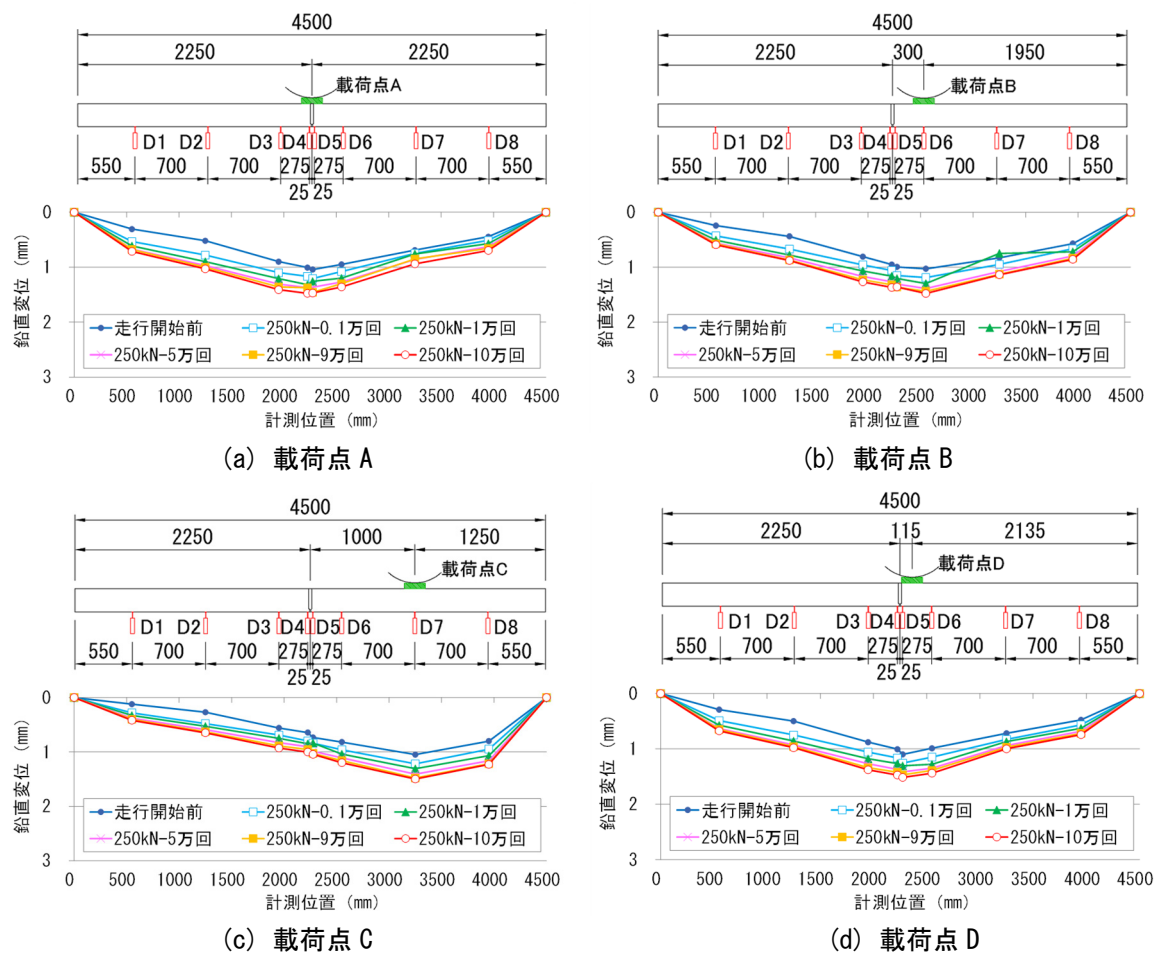


図 6-16 各载荷点载荷時の橋軸方向の床版たわみ分布

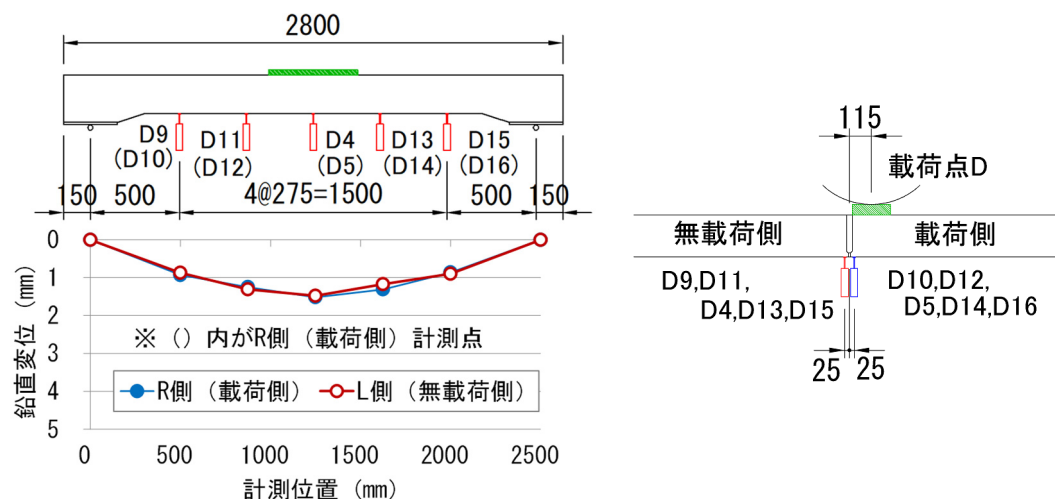


図 6-17 D点载荷時における载荷側・無载荷側の橋軸直角方向の床版たわみ分布比較

(2) 打継目の目開き

走行回数に対する打継目の目開きについて、床版中央の A 点に載荷時の床版中央下面の輪荷重 250kN 載荷時の目開き、除荷時の残留目開きを図 6-18 に示す。輪荷重 250kN 載荷時の目開きは、機械式継手直下の P7 や P9 よりも機械式継手間の P8 が最も大きかった。輪荷重 250kN 載荷時の走行試験前において 0.16mm であった P8 の目開きは、1,000 回走行後 0.15mm、1 万回走行後 0.14mm、5 万回走行後 0.15mm、10 万回走行後

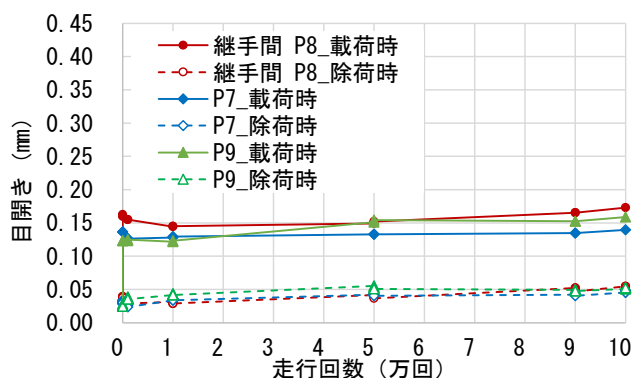


図 6-18 走行回数と床版中央目開きの関係（載荷点 A）

0.17mm と急激な増加は確認されなかった。走行試験前から 1,000 回走行後や 1 万回走行後に目開きが若干小さくなった理由は、打継目が目開く代わりに、輪荷重の繰返しにより床版下面に発生したひび割れの幅が開いたことが考えられる。

輪荷重 250kN-10 万回走行後の各載荷位置での目開きの結果を表 6-5 に示す。打継目上の A 点と D 点における載荷時の下面の目開き P5～P11 は 0.09～0.17mm 範囲で、コンクリート標準示方書^{6.6)}の鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値 $0.005c$ (かぶり $c=40\text{mm}$) $=0.20\text{mm}$ 以下であった。除荷後に残留した下面の目開きは、0.02～0.08mm と小さかった。上面の目開き P1～P4 は、打継目から最も離れた載荷点 C が最も大きかったが、その値は 0.05mm 以下と小さかった。

表 6-5 打継目の目開き（250kN-10 万回走行後）

載荷点	輪荷重 (kN)	打継目上面の目開き (mm)				打継目下面の目開き (mm)						
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11
A	250	0.01	-0.02	-0.03	0.02	0.10	0.16	0.14	0.17	0.16	0.10	0.09
B		0.02	0.00	-0.01	0.03	0.08	0.12	0.09	0.08	0.07	0.07	0.08
C		0.04	0.03	0.02	0.05	0.04	0.07	0.04	0.05	0.04	0.02	0.04
D		0.01	-0.02	-0.03	0.02	0.10	0.16	0.13	0.16	0.14	0.09	0.09
残留	0	0.04	0.04	0.01	0.05	0.03	0.08	0.05	0.05	0.05	0.02	0.04

(3) 床版下面のひび割れ

輪荷重 250kN-10 万回走行後、床版上面にはひび割れは確認されず、床版下面のひび割れのみを確認した。床版下面のひび割れ図を図 6-19 に示す。最初に発生したひび割れは、1,000 回の走行後に機械式継手から離れた位置の図中の矢印で示した橋軸直角方向のひび割れであった。機械式継手付近は、アンカーにより変形しにくいこと、打継目が目開くことによって機械式継手付近の橋軸直角方向のひび割れが発生しにくくなることにより、アンカーから少し離れた床版の位置で橋軸直角方向にひび割れが発生したと推察される。その後、輪荷重の走行範囲に橋軸方向のひび割れや機械式継手付近のひび割れが発生した。輪荷重 250kN の走行にひび割れの開き状況を目視にて確認したが、機械式継手付近のひび割れの幅が特に著しくなることはなかった。

(4) 水張試験

輪荷重 250kN-10 万回走行後に床版中央で接合部を跨ぐ橋軸方向 1m, 橋軸直角方向 2m の範囲で行った水張試験の状況を図 6-20 に示す。水張り 6 時間後において床版下面に漏水はなく, 打継目に貫通ひび割れがないことを確認した。

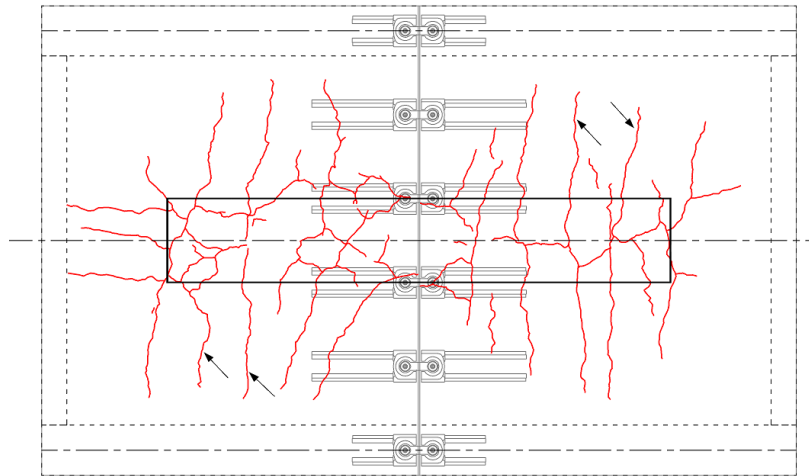
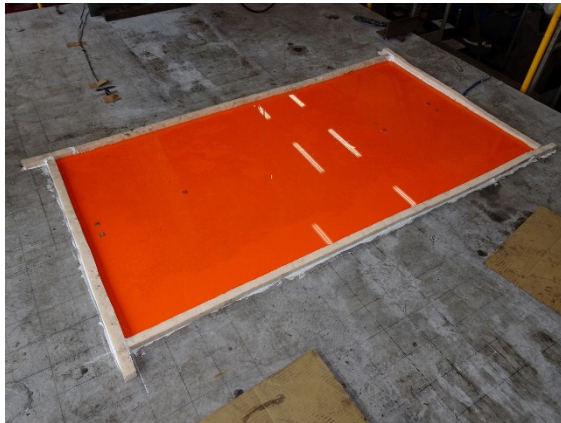


図 6-19 下面ひび割れ図 (荷重 250kN-10 万回走行後)

(5) 耐用年数 100 年相当の試験結果まとめ

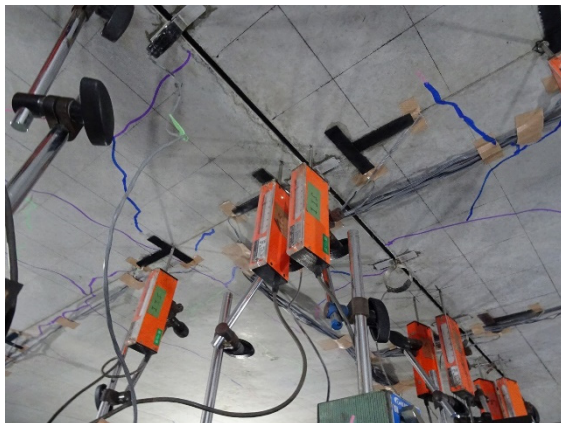
NEXCO 試験方法 442 に準じた耐用年数 100 年相当する輪荷重 250kN-10 万回走行 (STEP-1) 試験の結果, 急激な床版中央のたわみの増加はなく, 床版の段差もなかった。また, 打継目の目開きは, 鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値 0.20mm 以下で, 走行に伴う急激な増加は確認されなかった。下面のひび割れは, 機械式継手付近



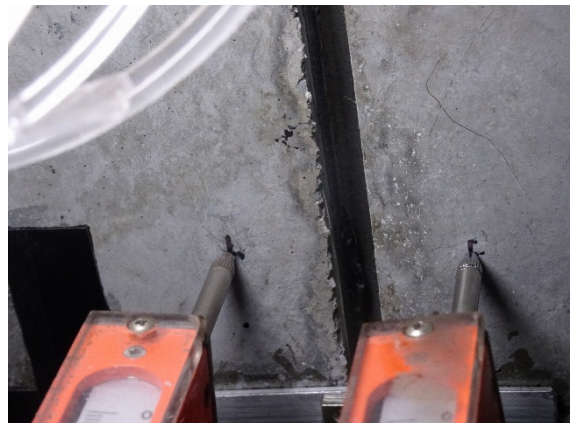
(a) 水張状況



(b) 床版下面全景



(c) 床版下面接合部付近



(d) 接合部近接

図 6-20 水張試験状況

のひび割れの幅が特に著しくなるようなことはなく、水張り6時間後において床版下面に漏水はなく、打継目に貫通ひび割れも確認されなかった。以上より、機械式継手によって接合した PC 床版は、耐用年数100年に相当する疲労耐久性を有することを確認した。

6.4.2 疲労による破壊性状の検討

水張り試験後、STEP-2として輪荷重350kN・10万回（総走行回数20万回）、STEP-3として輪荷重450kN・10万回（総走行回数30万回）まで走行を行い、その後STEP-4として輪荷重490kNで破壊に至るまで走行を継続した。以降に、破壊までおよび破壊時の試験結果を示す。

(1) 床版たわみ

(a) 走行回数に対する床版中央のたわみ

走行回数に対する床版たわみについて、走行回数とA点に載荷時の床版中央のたわみの関係を、それぞれの走行回数での輪荷重とともに図6-21に示す。

STEP-2の輪荷重350kN・10万回走行後における床版中央のたわみは、走行開始前の2.00mmに対して10万回走行後（総走行回数20万回）は2.81mmとここでも急激な増加は確認されなかった。

が、輪荷重450kNとしたSTEP-3で走行開始前の3.55mmに対して10万回走行後（総走行回数30万回）は5.73mmと増加が大きくなり、輪荷重490kNとしたSTEP-4で3,782回走行させた時点で、試験体中央で動的に測定した鉛直変位の増大を確認し、試験を終了した。試験終了時は、PC床版上面の載荷ブロック付近に、押抜きせん断破壊の陥没によるひび割れが確認された。ひび割れの発生状況については、6.3.2(3)にて詳述する。

過去に筆者は、本試験と同様の荷重パターンにて図6-22(a)に示す先端拡張鉄筋継手により接合した PC 床版の輪荷重走行試験^{6,7)}を実施している。機械式継手と先端拡張鉄筋継手での走行回数と床版中央たわみの関係の比較を図6-22(b)に示す。先端拡張鉄筋継手は、機械式継手と同様に最大輪荷重490kNで破壊に至った。総走行回数は約32.8万回であった。機械式継手の総走行回数は約30.4万回であり、機械式継手は先端拡張鉄筋継手に対し、最大輪荷重490kNで約2.4万回早く破壊に至っていた。機械式継手の総たわみや残留たわみは、先端拡張鉄筋継手よりも大きくなっており、たわみを大きくするような断面が存在していて早く破壊に至ったと考えられる。機械式継手のたわみが先端拡張鉄筋継手よりも大きくなった一因として、6.4.2(2)に示す目開きの違いが考えられる。

(b) たわみ分布

A～D点に載荷時の橋軸方向のたわみの分布を図6-23に、D点に載荷時の載荷側（R）と無載荷側（L）それぞれの接合部中央から25mmの位置における橋軸直角方向のたわみ分布を図6-24に示す。

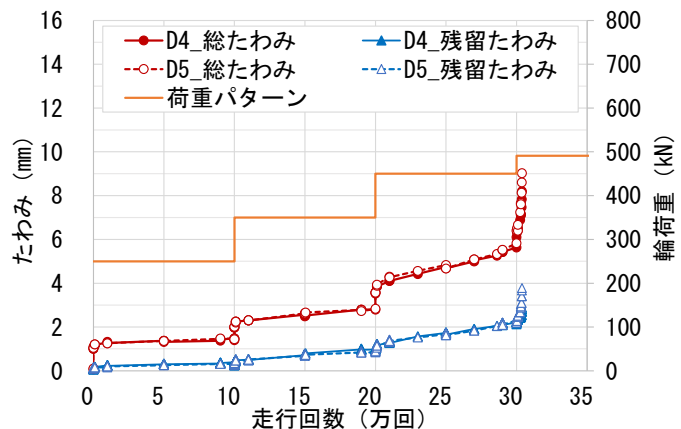


図 6-21 走行回数と床版中央たわみの関係（載荷点 A）

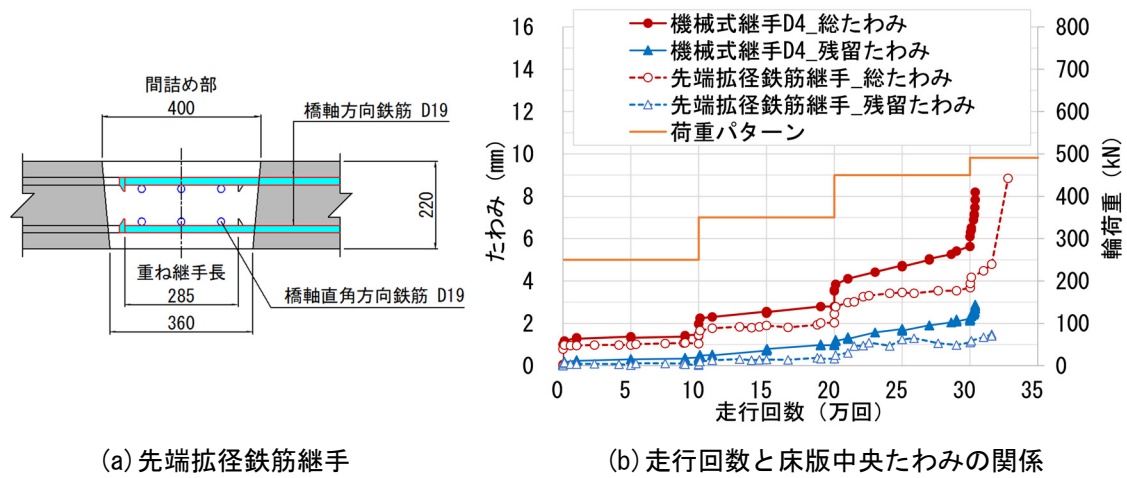


図 6-22 先端拡張鉄筋継手の輪荷重走行試験結果との結果比較^{6, 7)}

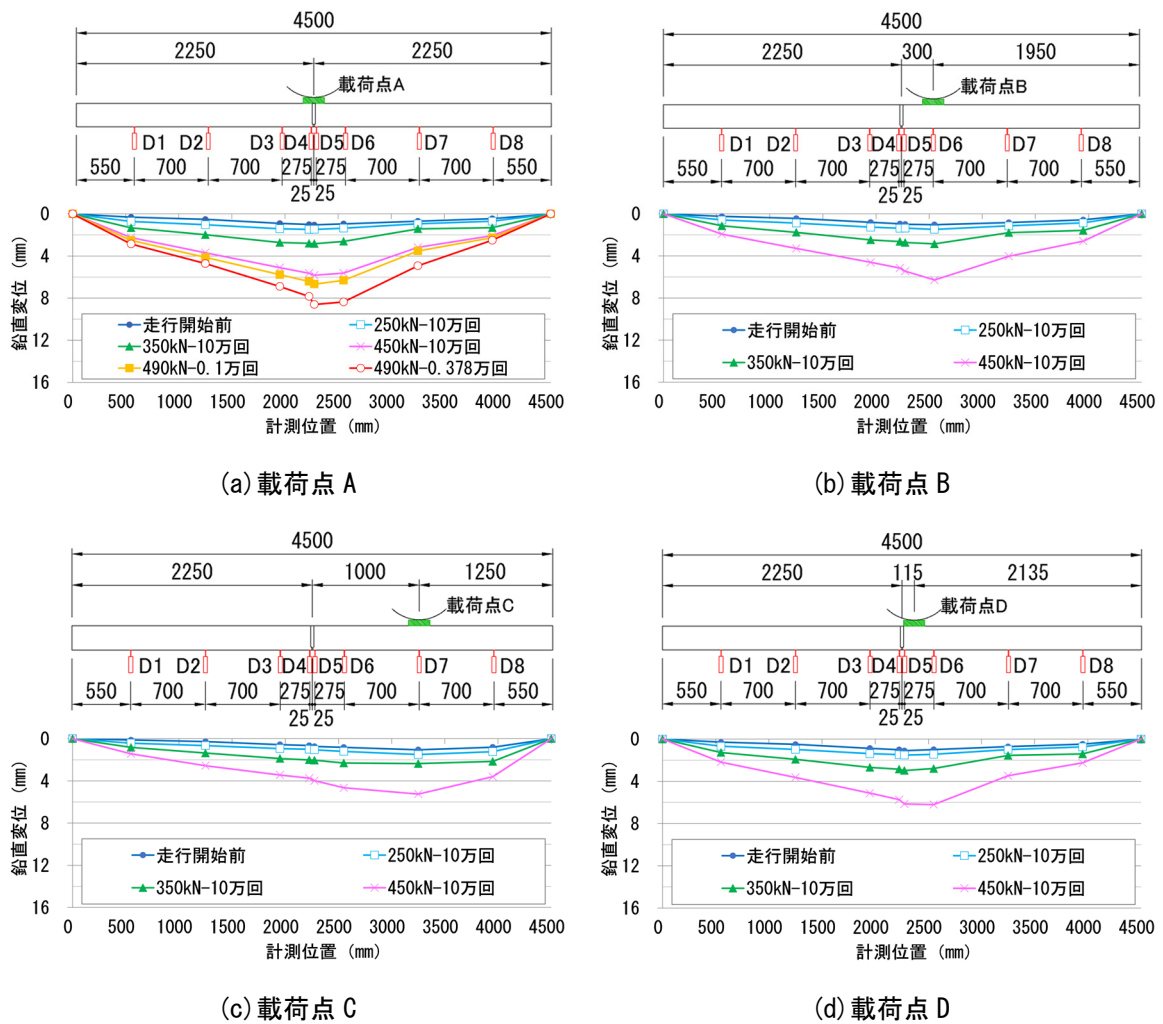
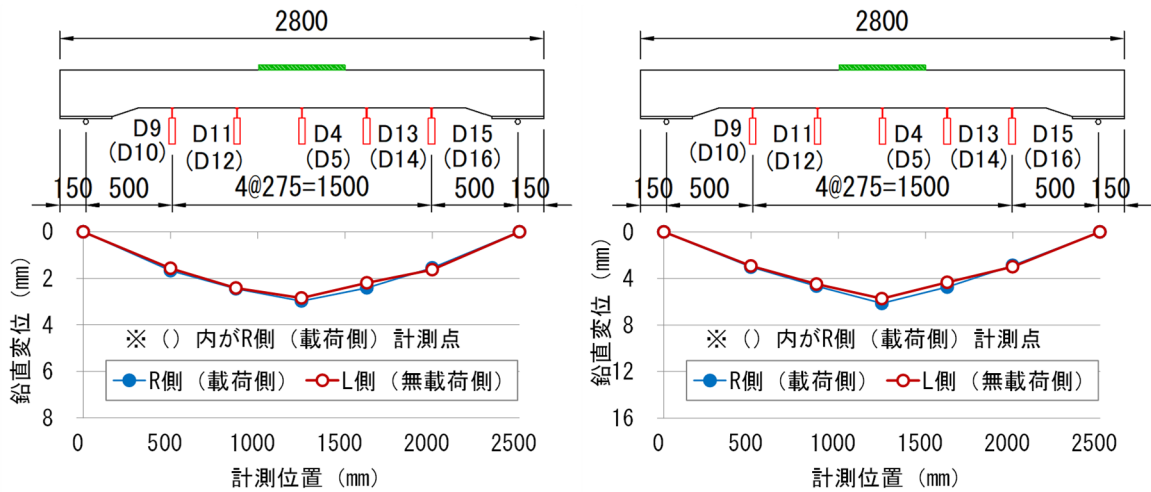


図 6-23 各載荷点載荷時の橋軸方向の床版たわみ分布



(a) 350kN-10 万回走行後 (STEP-2 終了時)

(b) 450kN-10 万回走行後 (STEP-3 終了時)

図 6-24 D 点荷重時における荷重側・無荷重側の橋軸直角方向の床版たわみ分布比較

STEP-2 および STEP-3 にかけて各荷重点に荷重した時の橋軸方向のたわみは概ね連続性が保たれ、床版の段差は、STEP-2 終了時で 0.13mm, STEP-3 終了時においても 0.40mm 程度であった。また、D 点に荷重時の橋軸直角方向のたわみ分布は、STEP-3 終了時においても荷重側と無荷重側で概ね一致しており、床版の一体性が確保されていることがわかる。

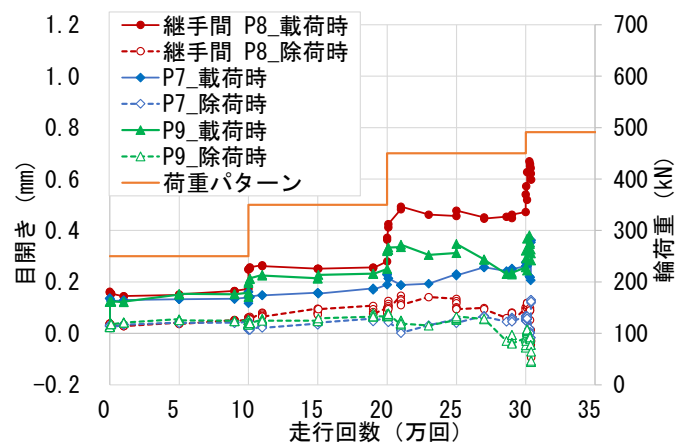


図 6-25 走行回数と床版中央目開きの関係 (荷重点 A)

(2) 打継目の目開き

走行回数に対する打継目の目開きについて、走行回数と A 点に荷重時の床版中央下面の目開きの関係を図 6-25 に示す。

STEP-2 の輪荷重 350kN, STEP-3 の輪荷重 450kN において、継手直下の P7 や P9 に比べ継手間 P8 の目開きが大きかった。荷重荷重の増加に伴い打継目の目開きは増加したが、走行回数の増加に対する急激な増加は見られず、STEP-3 終了後の輪荷重 450kN の静荷重に対する目開きは 0.47mm, 除荷時は最大で 0.15mm 程度であった。床版一般部での押抜きせん断破壊に至った STEP-4 の輪荷重

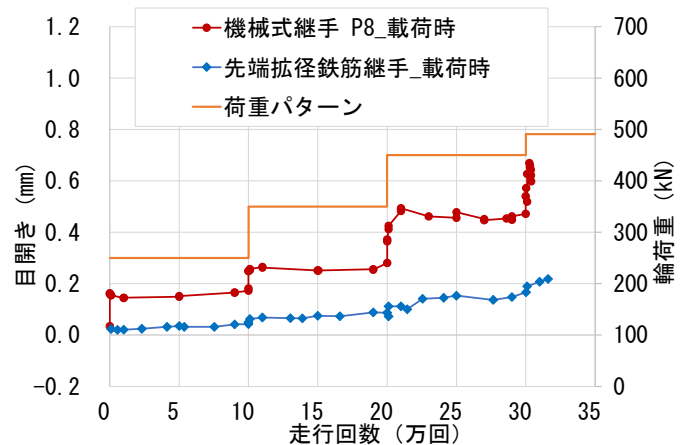


図 6-26 先端拵鉄筋継手との荷重時の目開きの比較

490kN では、除荷後にマイナスの値が見られた。除荷時の床版一般部の残留たわみが大きくなることで、打継目の目開きが閉じる方向に変形したと考えられる。

走行回数に対する機械式継手の床版中央載荷時の目開きと、図 6-22 (a) の先端拡張鉄筋継手の試験における目開きの比較を図 6-26 に示す。機械式継手の目開きは、打継目 2 箇所を跨いだ測定値に対し、先端拡張鉄筋継手は打継目 1 箇所の目開きの測定値である。機械式継手の目開きは、先端拡張鉄筋継手の 2 倍以上であった。機械式継手の目開きが先端拡張鉄筋継手よりも大きかったことにより、図 6-22 (b) においてたわみが大きくなったものと考えられる。先端拡張鉄筋継手は、ループ継手と同様の間隔で橋軸方向鉄筋を配置する継手である。第 5 章の静的押抜きせん断載荷試験では、機械式継手とループ継手の打継目の目開きは同程度であったが、先端拡張鉄筋継手との比較結果を踏まえると、機械式継手は、輪荷重の繰返しに対しループ継手よりも目開きが大きくなる可能性がある。

(3) 破壊後の床版上下面のひび割れ、切断面のひび割れ

(a) 床版上下面のひび割れ

破壊後の床版上面のひび割れの発生状況を図 6-27 に、床版下面のひび割れの発生状況を図 6-28 に、床版上下面のひび割れ写真を図 6-29 に示す。床版下面のひび割れは、載荷 STEP 毎に色分けした。図 6-28 には、たたき検査で確認した下面コンクリートの剥離範囲を示した。

STEP-2 の輪荷重 350kN-10 万回走行によって、STEP-1 に主に発生した橋軸直角方向のひび割れ長さの進展に加え、主に橋軸方向や放射状のひび割れが確認された。荷重の増大に伴い、橋軸直角方向の引張応力が増大したためと考えられる。次の STEP-3 の輪荷重 450kN-10 万回走行や STEP-4 の輪荷重 490kN の破壊までの載荷によって、主には輪荷重走行範囲の外側で新たな放射状のひび割れの発生が確認されており、荷重の増大に伴い床版全体のたわみが増大し、引張応力発生範囲が拡大したものと考えられる。押抜きせん断破壊した位置は、床版上面の橋軸方向のひび割れによる陥没が顕著であった機械式継手のアンカー先端付近の床版一般部であった。下面コンクリートの剥離範囲は、押抜き破

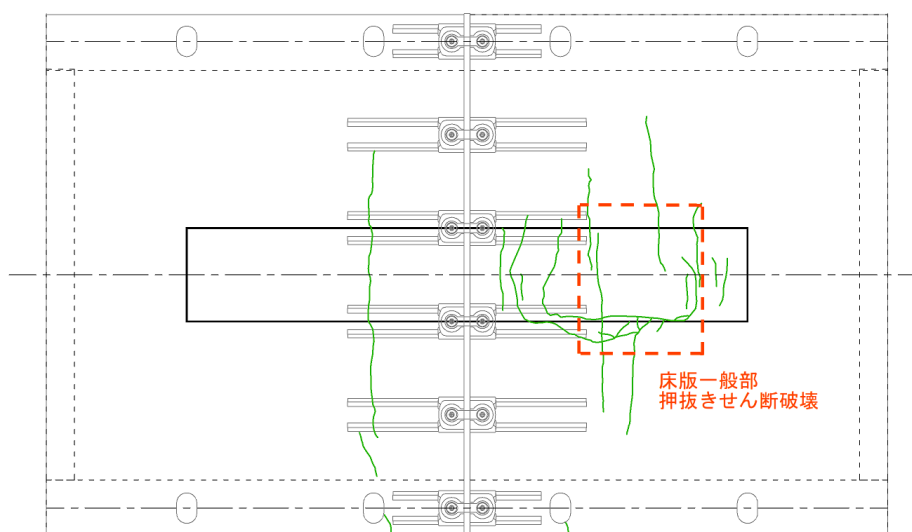


図 6-27 床版上面のひび割れ図

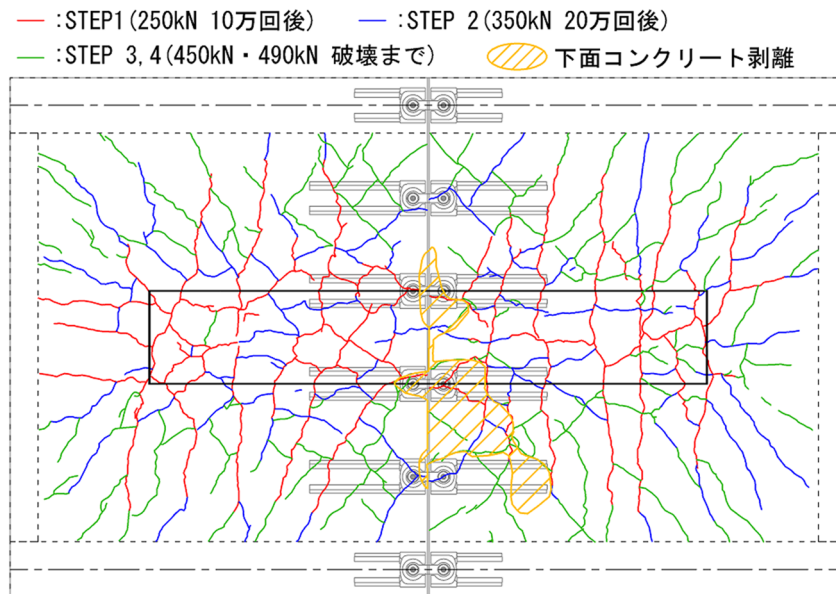
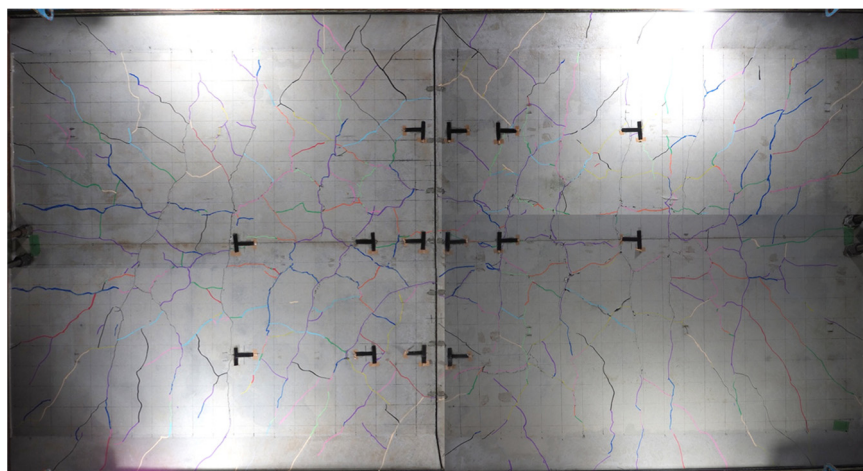


図 6-28 床版下面のひび割れ図



(a) 床版上面の打継目付近



(b) 床版下面

図 6-29 床版上下面のひび割れ

壊した床版側で大部分を確認したが、打継目を挟んでもう一方の床版側の下面コンクリートにも連続して発生していた。また、床版下面に生じたひび割れに著しく幅が大きいものは確認されず、ひび割れは分散して発生していた。

後藤ら^{6.8)}による NEXCO 試験法 442 に準じて実施したループ継手試験体の輪荷重走行試験の結果を図 6-30 に示す。輪荷重 250kN-10 万回走行後に最大輪荷重として 490kN を載荷させており、本試験と載荷ステップが異なるため走行回数の比較はできないが、最大輪荷重 490kN での破壊は本試験と同様であった。STEP1 の輪荷重 250kN-10 万回走行後の床版下面には、主に橋軸直角方向のひび割れが発生しており本試験と同様である。ループ継手の間詰め部には、橋軸直角方向にプレストレスが導入されていないため、PC 床版よりも広範囲に橋軸方向にひび割れが発生していることがわかる。破壊時のコンクリート下面には、橋軸方向や放射状のひび割れが発生しており、本試験と類似する。そして、押抜きせん断破壊した位置は、ループ継手でなく PC 床版の床版一般部であり、本試験と同様である。

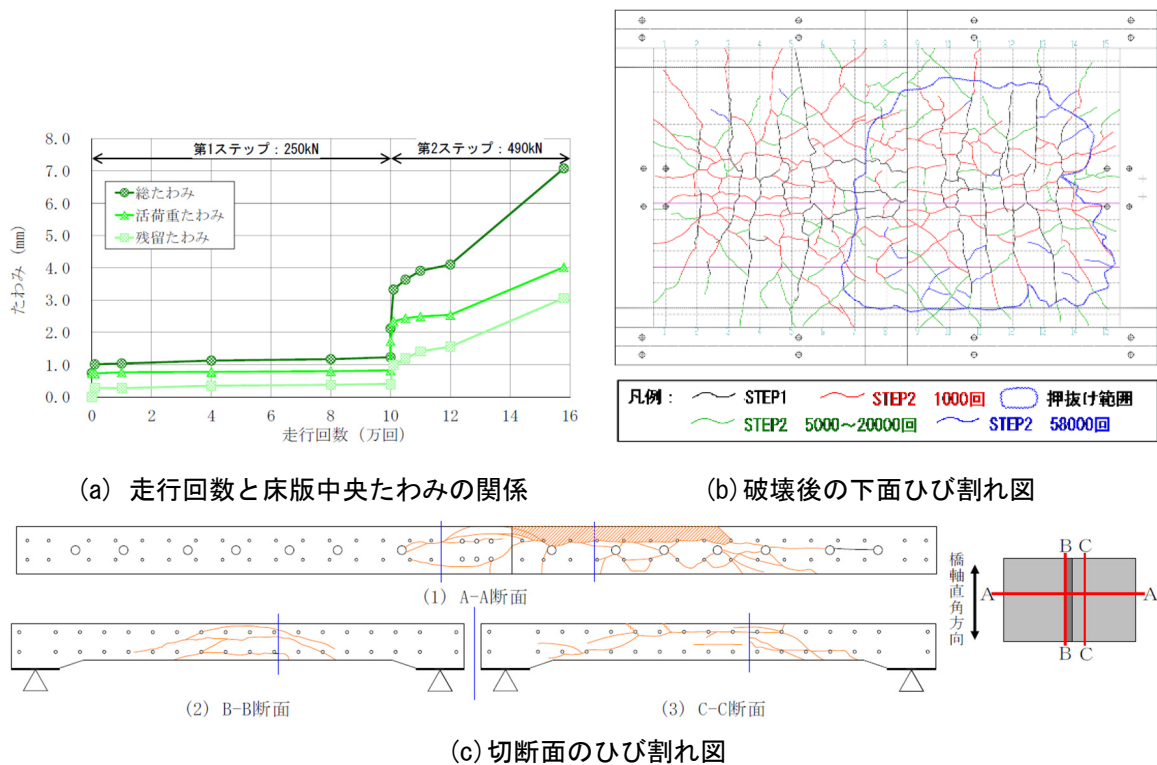


図 6-30 後藤らのループ継手試験体の輪荷重走行試験結果^{6.8)}

(b) 床版切断面のひび割れ

床版内部のひび割れを確認するため、橋軸方向について床版中央の機械式継手間、機械継手上の 2 箇所（図 6-31 (a)）、橋軸直角方向について破壊位置の床版一般部、アンカー位置、打継目の 3 箇所（図 6-32 (a)）で切断した。

橋軸方向の機械式継手間 A-A 断面、機械継手上 B-B 断面のひび割れ図を図 6-31 に示す。押抜きせん断破壊した床版側の上方に水平方向のひび割れが複数発生していた。輪荷重の繰返しによるたたき作用により、橋軸方向鉄筋の上側鉄筋に沿ってひび割れが複数発生したものと推察される。破壊した床版側の図中右側には、押抜きせん断による斜め方向のひび割れが確認された。破壊した床版側には、

床版中央の継手間よりも継手上の切断面に多くのひび割れが発生していた。アンカーで引張力を伝達すること、鋼材が密であったことが影響していると考えられる。図 6-30 (c) の後藤らによるループ継手の橋軸方向切断面では破壊していない側の床版には水平方向のひび割れが進展していなかったが、機械式継手上的切断面の図 6-31 (c) では、破壊していない床版側にアンカーに沿ったひび割れが進展していた。また、機械式継手間の切断面の図 6-31 (b) でも、破壊していない床版側にそのひび割れの一部が見受けられた。押抜きせん断破壊に至る前まで、機械式継手によって橋軸方向の一体性を有し、ループ継手よりも橋軸方向に広い範囲で抵抗したと考えられる。

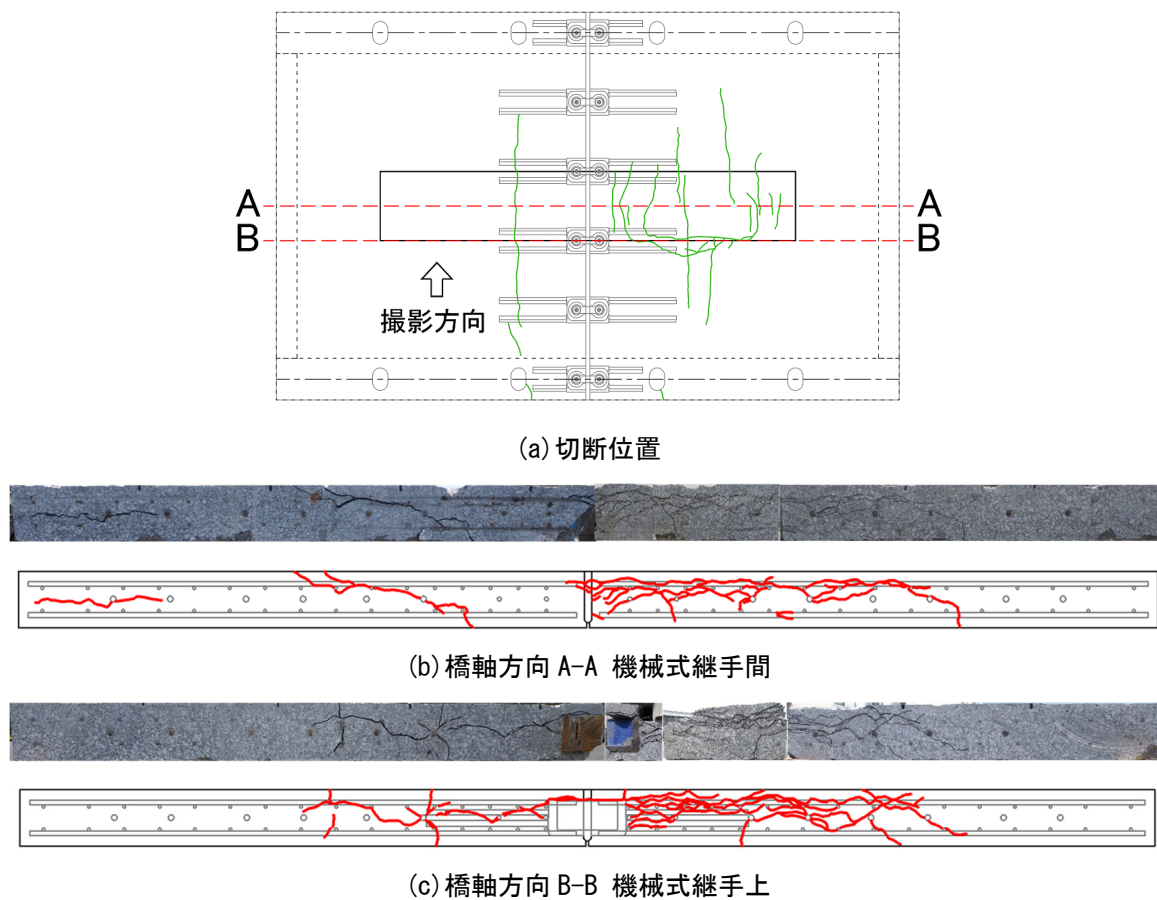
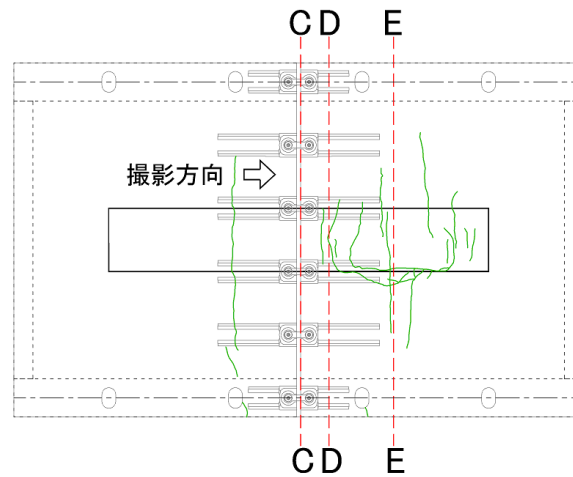


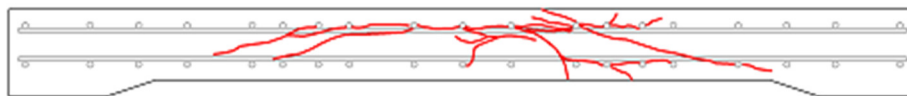
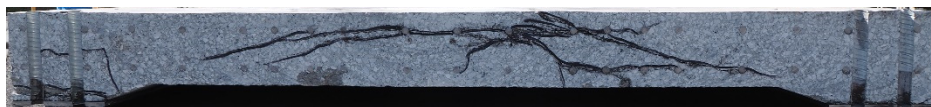
図 6-31 橋軸方向の切断位置と切断面のひび割れ図

橋軸直角方向の切断面のひび割れ図を図 6-32 に示す。図 6-32 (b) の床版一般部で切断した E-E 断面には、押抜きせん断破壊面とみられる幅の大きい斜めひび割れが確認された。アンカー基部で切断した D-D 断面には、E-E 断面よりも多数のひび割れが発生しており、斜めひび割れも確認された。多くのひび割れの発生は、アンカーと鉄筋により鋼材量が多くなっている位置でアンカーによる引張力負担とその引抜作用による影響があったと考えられる。打継目で切断した C-C 断面には、E-E 断面や C-C 断面に見られる幅の大きいひび割れや下縁付近まで到達する斜めのひび割れは確認されなかった。C ホルダの間や C ホルダ下面には、水平方向のひび割れが見られた。第 5 章の静的押抜きせん断載荷試験の打継目の切断面では確認されていないひび割れで、PC 床版一般部の押抜きせん断破壊時または輪荷重の繰返しによって発生したと考えられる。C ホルダ下面の水平方向のひび割れは、押抜きせん断破壊面のように幅の大きいひび割れではなかったが、実橋では下面コンクリートの剥落に繋がる可能

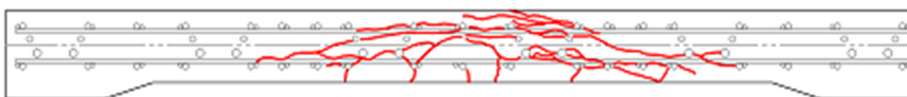
性がある。橋梁下に道路がある場合など、プレキャスト PC 床版の接合部の下面にアラミド繊維シートによる剥落防止を講じるなどの対応が必要であると考えられる。



(a) 切断位置



(b) 橋軸直角方向 E-E 押抜きせん断破壊位置



(c) 橋軸直角方向 D-D アンカー位置



(d) 橋軸直角方向 C-C 打継目位置

図 6-32 橋軸直角方向の切断位置と切断面のひび割れ図

(4) 機械式継手と鉄筋のひずみ

(a) ブリッジひずみ, アンカーひずみ

走行回数に対するブリッジおよびアンカーひずみの変化について, 図 6-33 に示す位置での測定値を確認し, 材料 SCM435H の両振り引張圧縮疲労限度^{6,10)}の下限値 465N/mm^2 に相当するひずみ $2,325\mu$ と比較した. アンカーひずみは, 最も引張ひずみの大きかったアンカー基部での測定値を示す.

A 点に載荷時の走行回数毎のブリッジひずみを図 6-34 に示す. 載荷点 A に対し, 図 6-33 に示したブリッジ上およびブリッジ下のひずみは, 上縁および下縁ともに同等で, 床版一般部が破壊に至るまで, 輪荷重に対しブリッジ上下が均等に抵抗していたと考えられる. 最終走行後の A 点に載荷時のブリッジ下縁の最大引張ひずみは 644μ (応力 129N/mm^2) で, 疲労限度に相当するひずみに対し, 十分小さかった. したがって, 疲労により PC 床版が押抜きせん断破壊する前に, ブリッジが破断することはないと考えられる.

A 点に載荷時の走行回数毎の下側アンカー D25 および上側アンカー D19 のひずみを図 6-35 に示す. 最終走行まで, 下側アンカー D25 および上側アンカー D19 の引張ひずみは 100μ 以下と小さかった. 最終走行後の A 点に載荷時の下側アンカー D25 の最大引張ひずみは 305μ (応力 61N/mm^2), 上側アンカー D19 の最大引張ひずみは 57μ (応力 11N/mm^2) で, 疲労限度に相当するひずみに対し, 十分小さかった. したがって, ブリッジ同様に, 疲労により PC 床版が押抜きせん断破壊する前に, アンカーが破断することはないと考えられる.

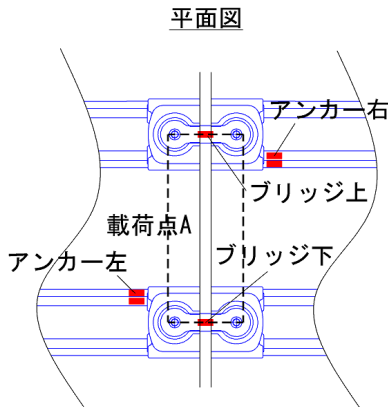


図 6-33 プリッジとアンカーひずみ測定位置

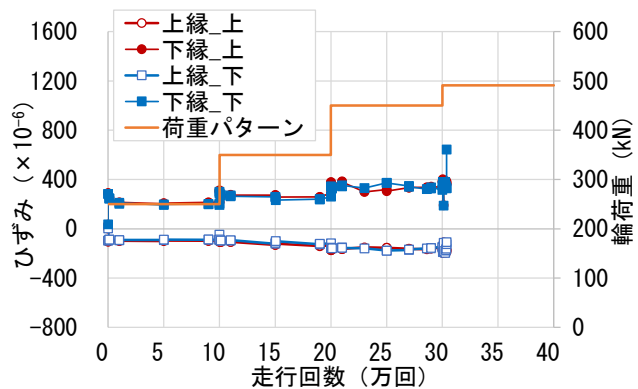
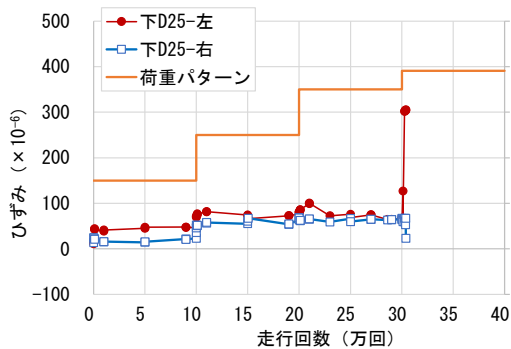
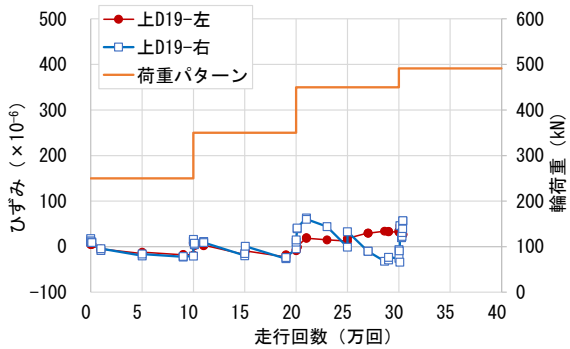


図 6-34 走行回数とブリッジひずみの関係 (載荷点 A)



(a) 下側アンカー D25



(b) 上側アンカー D19

図 6-35 走行回数とアンカーひずみの関係 (載荷点 A)

(b) 鉄筋ひずみ

A 点に載荷時および破壊位置付近の C 点に載荷時の、橋軸方向鉄筋 D19 および橋軸直角方向鉄筋 D13 のひずみを確認した。測定した鉄筋ひずみのうち、引張ひずみの大きかった図 6-36 に示す位置の鉄筋ひずみをグラフ化した。

C 点に載荷時の走行回数毎の橋軸方向鉄筋 D19 (SH5, SH10) のひずみを図 6-37 に示す。なお、C 点での載荷は、STEP-3 の 450kN-10 万回走行後までのデータである。橋軸方向鉄筋 D19 の最大引張ひずみは、載荷点 C 直下の SH5 の下筋にて 615μ (応力 123N/mm^2) であった。A 点に載荷時の走行回数毎の橋軸直角方向鉄筋 D13 (SV2, SV5) のひずみを図 6-38(a) に、C 点に載荷時の走行回数毎の橋軸直角方向鉄筋 D13 (SV8) のひずみを図 6-38(b) に示す。走行終了後に、載荷点 A に最大輪荷重 490kN を載荷した時の橋軸直角方向鉄筋 D13 の最大引張ひずみは 1125μ (応力 225N/mm^2) であった。橋軸方向鉄筋 D19、橋軸直角方向鉄筋 D13 の最大引張ひずみともに、鉄筋の設計降伏ひずみ 1725μ (降伏応力 345N/mm^2) より小さく、鉄筋は降伏していなかった。道路橋 RC 床版において、標準的な床版厚の床版であれば、一般的に引張側鉄筋が降伏する前に押抜きせん断破壊することが言われており^{6,9)}、本試験においても同様に鉄筋は降伏せずに、押抜きせん断破壊に至ることが確認された。

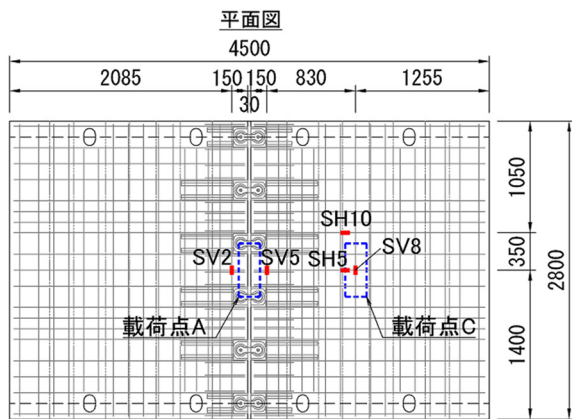


図 6-36 鉄筋ひずみ測定位置

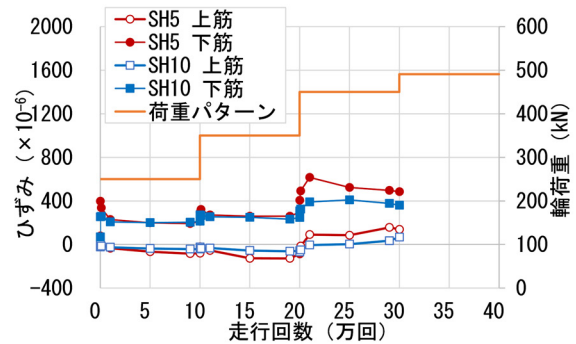
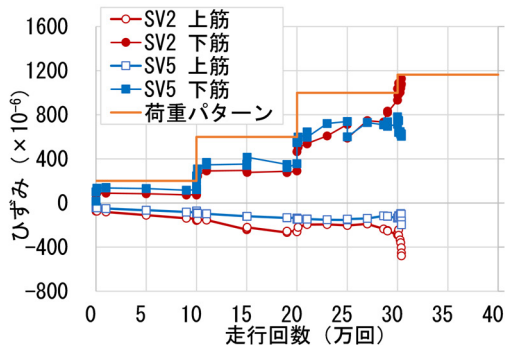
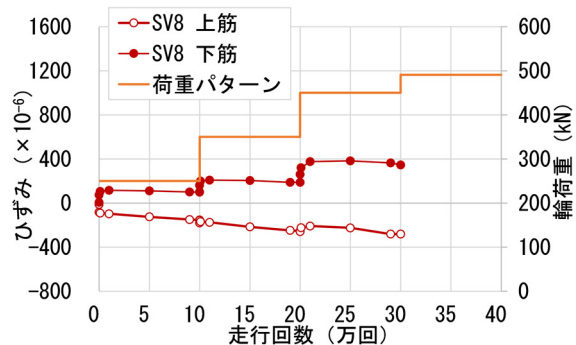


図 6-37 走行回数と橋軸方向鉄筋 D19 ひずみの関係 (載荷点 C)



(a) 載荷点 A



(b) 載荷点 C

図 6-38 走行回数と橋軸直角方向鉄筋 D13 ひずみの関係

6.5 機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価方法

機械式継手により接合した PC 床版は、疲労によって機械式継手の接合部でなく、PC 床版の床版一般部で押抜きせん断破壊することを確認した。したがって、PC 床版の疲労に対する耐用年数を推定で

できれば、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性を評価できると考えられる。

第 5 章の静的押抜きせん断載荷試験において、PC 床版単体の静的押抜きせん断耐荷力の試験値は 1,180kN で、東山らによる算定式(5.1)の計算値 1,220kN と同等であった。一方向 PC 床版の疲労耐久性の評価については、後藤ら^{6.11)}が図 6-39 のモデルを考え、この東山らの算定式(5.1)を変形することで、橋軸方向に幅を持った梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} の算定式(6.1)を提案している。この P_{sx} の計算にあたり、PC 鋼材の配置間隔から、梁状化した床版の梁幅 B を設定している。また後藤らは、床版厚 220mm, 230mm の一方向 PC 床版の輪荷重走行試験の破壊走行回数を用い、この P_{sx} で除して無次元化した基本耐荷力 P/P_{sx} を縦軸に用いた S-N 曲線の式(6.2)を提案している。

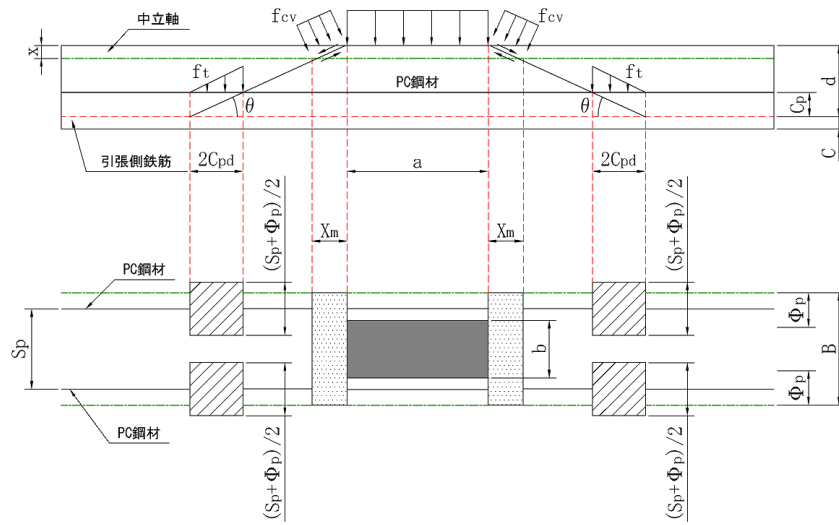


図 6-39 梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断破壊モデル^{6.11)}

$$P_{sx} = 2f_{cvm}(s_p + \varphi_p)x_m + f_t \{n_{pd} \cdot (s_p + \varphi_p)/2 \cdot 2C_{pd}\} \quad (6.1)$$

- ここに、 P_{sx} : 梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐荷力 (N)
- f_{cvm} : プレストレスを用いて求まる主鉄筋方向のコンクリートせん断強度 (N/mm²)
- $$f_{cvm} = f_{cv0} - 2.247 (\sigma_{pm} \cdot \sin \theta_m)^2 / f'_c + 1.719 (\sigma_{pm} \cdot \sin \theta_m)$$
- f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm²)
- σ_{pm} : 主鉄筋方向のプレストレス (N/mm²)
- θ_m : 主鉄筋方向のせん断破壊面の角度
- $$\theta_m = 1/2 \tan^{-1} (2 \tau_{crm} / \sigma_{pm})$$
- τ_{crm} : 主鉄筋方向のせん断ひび割れ強度 (N/mm²)
- $$\tau_{crm} = 1.005 (f_t^2 + f_t \sigma_{pm})^{1/2}$$
- f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm²)
- f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- s_p : PC 鋼材の配置間隔 (mm)
- φ_p : PC 鋼材の径 (mm), ポストテンション方式の場合, シース外径
- B : 梁状化した床版の梁幅 (mm), $B = s_p + \varphi_p$
- x_m : 主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した時の中立軸深さ (mm)
- d_m : 引張側主鉄筋の有効高さ (mm)

n_{pd} : 配力鉄筋方向のせん断破壊領域内の PC 鋼材本数 (本)
 C_{pd} : せん断破壊領域内にある配力鉄筋方向の PC 鋼材から引張側配力鉄筋までの距離 (mm)

$$\log (P / P_{sx}) = -0.13455 \log N + \log 5.65 \quad (6.2)$$

ここに, P : 輪荷重 (N)
 P_{sx} : 梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐荷力 (N)
 N : 繰返し回数 (回)

本試験において, PC 鋼棒の位置を図示した破壊後の床版下面のひび割れ図を図 6-40 に示す. 押抜きせん断破壊位置において, 橋軸方向に梁状化させる橋軸直角方向のひび割れは, PC 鋼棒の位置に発生しており, 後藤らの梁状化した床版の梁幅 B としての PC 鋼材位置での設定は妥当と考えられる. そこで, 後藤らの式(6.1)により PC 床版の計算値 P_{sx} を計算することとした. 計算値 P_{sx} の計算にあたり使用した各項目を表 6-6 に示す. また, 試験で破壊に至った荷重と総走行回数

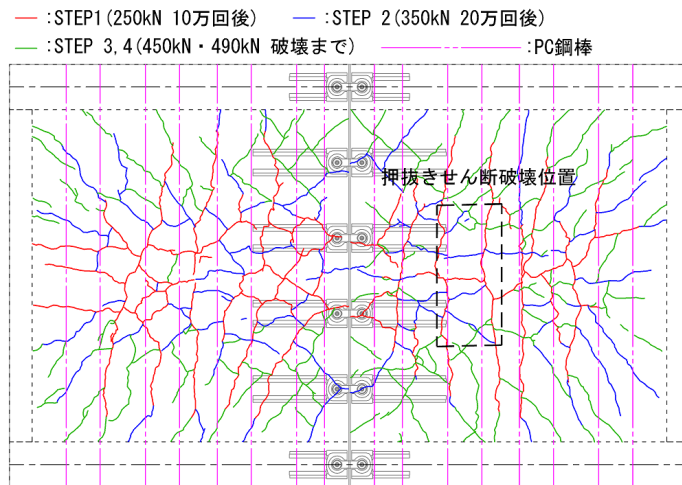


図 6-40 床版下面のひび割れと PC 鋼棒の位置

303,782 回から, 後藤らの提案する S-N 曲線の式(6.2)により試験推定値 P_{sx} を計算し比較した. P_{sx} は, 各輪荷重において S-N 曲線の式(6.2)により疲労破壊回数を計算し, その疲労破壊回数と実際の走行回数から疲労損傷度を計算し, 累積疲労損傷度が 1 となる時の値として推定した. 試験推定値 P_{sx} と計算値 P_{sx} との比較結果を表 6-7 に示す. 試験推定値の 385.8kN は, 計算値 391.0kN と同等であった. したがって, 少なくとも後藤らが S-N 曲線の設定に用いた本試験と同じ床版厚 220mm の一方向 PC 床版であれば, 式(6.1)により P_{sx} を計算し, 式(6.2)の S-N 曲線を用いて破壊走行回数を推定, すなわち耐用年数を推定することで, 機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価が可能と考えられる. 表 6-7 において, 輪荷重 250kN のみを走行させた時の疲労破壊走行回数は約 977 万回となっており, NEXCO 試験方法 442 に準じ, 耐用年数 100 年相当を輪荷重 250kN-10 万回と考えると, 本試験の機械式継手により接合した PC 床版の耐用年数は 9,770 年相当と推定される. ただし, この耐用年数 100 年相当の輪荷重 250kN-10 万回は, 松井ら^{6,9)}の提案する RC 床版の乾燥状態の S-N 曲線と床版上面の水張状態での S-N 曲線から, 後藤ら^{6,11)}が乾燥状態に対し水張状態による PC 床版の疲労促進倍率が 15 倍であると仮定し, 乾燥状態の走行回数を 15 倍として設定したものであり, 水張りによる PC 床版の疲労耐久性の影響を直接的に評価していない. 今後, 機械式継手の接合部や PC 床版の一般部の疲労耐久性に与える水張りの影響について, 定量的に把握する必要がある.

表 6-6 後藤らの式 (6.2) によるプレキャスト PC 床版の P_{sx} の計算値

項目			記号	単位	値
床版厚			t	mm	220
コンクリートの圧縮強度			f'_c	N/mm ²	52.7
コンクリートの静弾性係数			E_c	N/mm ²	34,600
鉄筋の弾性係数			E_s	N/mm ²	200,000
PC鋼棒の弾性係数			E_p	N/mm ²	201,000
コンクリートの静弾性係数と鉄筋の弾性係数の比			n_s	—	5.780
コンクリートの静弾性係数とPC鋼材の弾性係数の比			n_p	—	5.809
鉄筋の断面積	橋軸直角 方向鉄筋	上段	A_{sm}'	mm ²	1014
		下段	A_{sm}	mm ²	1014
PC鋼材の断面積	橋軸直角方向		A_{pm}	mm ²	1511
引張側コンクリートを無視した橋軸方向断面の中立軸			x_m	mm	49.7
鉄筋の有効高さ	橋軸直角方向鉄筋		d_m	mm	154.5
	橋軸方向鉄筋		d_d	mm	170.5
PC鋼材の配置高さ			d_{pm}	mm	110.0
せん断破壊領域内にあるPC鋼材の本数			n_{pd}	本	2
PC鋼材と橋軸方向鉄筋の距離			C_{pd}	mm	60.5
鉄筋のかぶり高さ	橋軸直角方向鉄筋		C_m	mm	65.5
	橋軸方向鉄筋		C_d	mm	49.5
コンクリートの引張強度			f_t	N/mm ²	2.99
プレストレスを用いて求まる主鉄筋方向のコンクリートせん断強度			f_{cvm}	N/mm ²	11.61
コンクリートせん断強度			f_{cv0}	N/mm ²	8.92
有効プレストレス	橋軸直角方向		σ_{pm}	N/mm ²	4.184
コンクリートのせん断ひび割れ強度	橋軸直角方向		τ_{crm}	N/mm ²	4.65
破壊面角度	橋軸直角方向		θ_m	rad	0.574
				°	32.9
			α_m	—	1.55
PC鋼材の配置間隔			s_p	mm	225
PC鋼材のシースの外径			ϕ_p	mm	33
梁状化幅 $B=s_p+\phi_p$			B	mm	258
圧縮域コンクリートの純せん断耐荷力			P_{cv}	kN	297.6
PC鋼材のダウエル力による剥離耐荷力			P_{tp}	kN	93.3
静的押抜きせん断耐荷力			P_{sx}	kN	391.0

表 6-7 試験結果からの P_{sx} の推定値, 計算値との比較

輪荷重 P_i (kN)	走行回数 n_i (回)	累積 走行回数 Σn_i (回)	押抜き せん断耐荷力 推定値 P_{sx} (kN)	P_i/P_{sx}	疲労破壊 回数 N_i (回)	疲労損傷度 n_i/N_i	累積疲労 損傷度 $\Sigma(n_i/N_i)$
250	100,000	100,000	385.8	0.648	9,774,708	0.010	0.010
350	100,000	200,000	385.8	0.907	801,777	0.125	0.135
450	100,000	300,000	385.8	1.166	123,843	0.807	0.942
490	3,782	303,782	385.8	1.270	65,766	0.058	1.000
P_{sx} の試験推定値 (kN)			385.8				
P_{sx} の計算値 (kN)			391.0				
P_{sx} の試験推定値/計算値			0.99				

6.6 本章の結論

本章では、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価にあたり、輪荷重走行試験を実施した。まず試験では、NEXCO 試験法 442 に準じた载荷を実施し、たわみや打継目の目開き、ひび割れ性状、貫通ひび割れの有無について確認し、耐用年数 100 年相当の輪荷重走行に対する疲労耐久性を検討した。その後、輪荷重を上げ破壊まで载荷し、たわみ、打継目の目開き、ひび割れ性状、破壊位置、機械式継手や鉄筋のひずみなどを検討するとともに、疲労による破壊性状を検討した。また、最後に機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価方法について検討した。本章にて得られた主な知見を以下に示す。

- (1) STEP-1 として、耐用年数 100 年相当の輪荷重 250kN-10 万回走行の結果、床版中央の総たわみ（载荷+残留たわみ）および残留たわみに急激な増加は確認されず、各载荷点（床版中央、アンカー橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布から、床版の段差がないことを確認した。打継目の目開きは、最大で 0.17mm で、コンクリート標準示方書の鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値 0.20mm 以下であることを確認した。下面のひび割れは、まず機械式継手から離れた位置の橋軸直角方向にひび割れが発生し、その後、機械式継手付近にひび割れが発生したが、走行中に機械式継手付近にひび割れの幅が特に著しくなることはなかった。輪荷重 250kN-10 万回走行後、床版上面中央に 6 時間水を張った水張試験では、漏水は無く、機械式継手の接合部や PC 床版に貫通ひび割れが無いことを確認した。以上の結果より、機械式継手により接合した PC 床版は、耐用年数 100 年以上の疲労耐久性を有することを明らかとした。
- (2) 試験機の最大輪荷重 490kN でたわみの急増と押抜きせん断破壊を確認し、試験を終了した。押抜きせん断破壊の位置は、既往研究におけるループ継手と同様に接合部でなく、PC 床版の床版一般部であることが明らかとなった。
- (3) 橋軸方向のたわみの連続性が保たれていたこと、破壊していない床版側の橋軸方向切断面にアンカーに沿ったひび割れが確認されたことから、押抜きせん断破壊に至る前まで、機械式継手によって橋軸方向の一体性を有したと考えられる。
- (4) 破壊位置の床版一般部での橋軸直角方向切断面には、押抜きせん断破壊面とみられる幅の大きい斜めひび割れが確認された。打継目の橋軸直角方向切断面には、押抜きせん断破壊特有の幅の大きい斜めひび割れの発生はなく、C ホルダの間や C ホルダ下面に、幅の小さい水平ひび割れの発生を確認した。第 5 章の静的押抜きせん断载荷試験の打継目の切断面では確認されていないひび割れで、PC 床版一般部の押抜きせん断破壊時または輪荷重の繰返しによって発生したと考えられる。
- (5) 最大輪荷重 490kN を载荷した時のブリッジ下縁の最大引張ひずみ、下側アンカー D25 の最大引張ひずみは、材料 SCM435H の両振り引張圧縮疲労限度に相当するひずみに対し十分に小さく、疲労により PC 床版が押抜きせん断破壊する前に、ブリッジやアンカーが破断する可能性は低いと考えられる。
- (6) 機械式継手の接合部より先に床版一般部で押抜きせん断破壊したことから、PC 床版の疲労に対する耐用年数を推定できれば、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価が可能と考えられる。梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐力 P_{sx} について、後藤らの式(6.1)による計算値、式(6.2)の S-N 曲線を用いた本試験結果からの推定値 P_{sx} は同等であった。したがって、少なくとも後藤らが S-N 曲線の設定に用いた本試験と同じ床版厚 220mm の一方向 PC 床版であれば、式(6.1)により P_{sx} を計算し、式(6.2)の S-N 曲線を用いて破壊走行回数の推定、すなわち耐用年数を推定することで、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価が可能と考えられ

る。

【参考文献】

- 6.1) 松井繁之：道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究，大阪大学学位論文，1984.
- 6.2) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編，2017.
- 6.3) 東・中・西日本高速道路：NEXCO 試験方法 第 4 編 構造関係試験方法，pp.91-94，2020.
- 6.4) 東・中・西日本高速道路：設計要領第二集 [橋梁保全編]，2020.
- 6.5) 松井繁之：道路橋床版，森北出版，2007.
- 6.6) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書 [設計編：標準]，2018.
- 6.7) 高木祐介，小林崇，中村定明：半楕円形状に拡径加工した鉄筋を用いたプレキャスト PC 床版継手の開発，第 27 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム，pp.371-374，2018.
- 6.8) 後藤俊吾，長谷俊彦，原田拓也，松本政徳，勝呂翔平：更新用 RC ループ継手の輪荷重走行試験結果，令和 2 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会，I-370，2020.
- 6.9) 松井繁之：道路橋床版，森北出版，2007.
- 6.10) 日本規格協会：JIS に基づく機会システム設計便覧（1 版），1986.
- 6.11) 後藤俊吾，長谷俊彦，本間敦史，平野勝彦：PC 床版の疲労耐久性評価方法の提案，構造工学論文集，Vol. 66A，pp.762-773，2020.

第 7 章 機械式継手により接合した PC 床版の設計方法の提案

7.1 本章の目的

第 6 章までの検討により、機械式継手の接合部の曲げモーメントに対する抵抗伝達機構、機械式継手により接合した PC 床版の T 荷重に対する耐荷性、輪荷重に対する疲労耐久性が明らかとなった。本章では、これらの検討結果から機械式継手により接合したプレキャスト PC 床版の設計方法を提案し、既存の規定である道路橋示方書 II 鋼橋・鋼部材編^{7.1)}（以下、道示 II）、NEXCO 設計要領第二集橋梁保全編^{7.2)}（以下、NEXCO 設計要領）に準じた各々の照査結果を示した。また、本章の最後に接合部の設計に関する未検討の内容については、今後の課題として取りまとめた。

7.2 機械式継手により接合した PC 床版の設計方針

第 6 章までの検討をふまえ、以下に設計方針を記す。

(1) 道示の設計曲げモーメントを適用する。

PC 床版単体やループ継手は等方性版と見なされ、等方性版のたわみに関する理論計算を基に設定された道示 II の設計曲げモーメントにより設計されている。第 5 章の検討において、機械式継手は、橋軸方向のたわみは最大荷重においても連続性が保たれていること、橋軸方向や橋軸直角方向のたわみ分布は、PC 床版単体やループ継手と同等であることが明らかになった。したがって、機械式継手は、PC 床版単体やループ継手と同様に等方性版と見なすことができると考えられ、道示の設計曲げモーメントで設計するものとする。

(2) プレキャスト PC 床版の床版一般部の設計は、道示や NEXCO 設計要領に準じ設計する。

第 5 章の検討において、PC 床版単体やループ継手と橋軸方向鉄筋ひずみや橋軸直角方向ひずみ、下面のひび割れの比較から、機械式継手により接合したプレキャスト PC 床版は、PC 床版単体やループ継手と押抜きせん断破壊直前まで一体性を有したと考えられることから、プレキャスト PC 床版の床版一般部の橋軸方向および橋軸直角方向の設計は、ループ継手と同様に NEXCO 設計要領や道示に準拠し設計するものとする。

(3) せん断力や押抜きせん断力に対する個別の検討は、省略できるものとする。

機械式継手は、床版支間 3.6m 以下で、道示による床版支間 3.6m の最小床版厚 220mm の PC 床版での使用を標準としている。せん断力や押抜きせん断力に対する設計については、床版支間 3.6m の最小床版厚 220mm を確保していること、第 5 章の検討において、接合部でせん断破壊せず、ループ継手と押抜きせん断耐荷力が同等であることが明らかとなったことから、せん断力や押抜きせん断力に対し十分な耐荷力を有するものと考え、床版支間 3.6m 以下の場合、せん断力や押抜きせん断力に対する個別の検討を省略できるものとする。

(4) 疲労耐久性に対する個別の検討は、省略できるものとする。

第 6 章の検討において、NEXCO 試験法 442 に準じた輪荷重走行試験により、機械式継手により接合したプレキャスト PC 床版の設計耐用年数 100 年の疲労耐久性を有すること、疲労による押抜きせん断破壊位置は、接合部でなく床版一般部であることを確認した。また試験結果から、床版が押抜きせん断破壊する前に、ブリッジやアンカーが疲労により降伏する可能性は十分低いと考えられることから、床版支間 3.6m 以下の場合、疲労耐久性に個別の検討を省略できるものとする。

(5) 機械式継手の接合部の設計は、橋軸方向の曲げモーメントに対する照査のみ実施する。

機械式継手の接合部の設計は、床版支間 3.6m 以下の場合、(3) (4) の理由からせん断力や押抜きせん断力、疲労に対する検討を省略するため、橋軸方向の曲げモーメントに対する照査のみ実施する。

(6) 機械式継手の接合部の設計断面は、ブリッジ断面とアンカー断面とする。また、曲げモーメントに対する応力計算は、RC 断面計算による。

機械式継手の接合部の平面図に検討断面位置を図 7-1 に示し、C ホルダ断面を図 7-2 に、設計に使用するブリッジ断面、アンカー断面を図 7-3 に示す。第 3 章において、C ホルダの断面は、孔位置の最小面積でブリッジと同等の引張耐力を有するように決定したこと、加えて C ホルダの孔内にはブリッジを設置するため、C ホルダ断面を設計断面から除外する。接合部の設計断面は、ブリッジ断面とアンカーの引張応力が最大となるアンカー基部位置のアンカー断面の 2 断面とする。

第 4 章の検討において、橋軸方向の曲げモーメントに対し、ブリッジ断面では、圧縮力に無収縮モルタル（以下、モルタル）およびブリッジが抵抗し、引張力にはブリッジのみが抵抗すること、アンカー断面では、圧縮力にコンクリートが抵抗し、引張力には上側アンカー D19 と下側アンカー D25 が抵抗し、各断面のひずみ分布は、RC 断面計算により推定可能であることが明らかとなった。モルタル上縁の曲げ圧縮応力度とブリッジ下縁の曲げ引張応力度を照査するブリッジ断面の応力計算は、第 4 章の検討をふまえ、ブリッジの高さを等分に 10 分割し（図 7-4）、各々を鉄筋とみなした RC 断面計算とする。ブリッジ下縁の曲げ引張応力度は、それらの応力から直線分布として計算する。また、アンカーの設計断面は、上側アンカー D19 を考慮した複鉄筋矩形断面でなく、下側アンカー D25 の曲げ引張応力度の評価に安全側な単鉄筋矩形断面（図 7-3(b)）とし、コンクリート上縁の曲げ圧縮応力度と下側アンカー D25 の曲げ引張応力度を照査する。

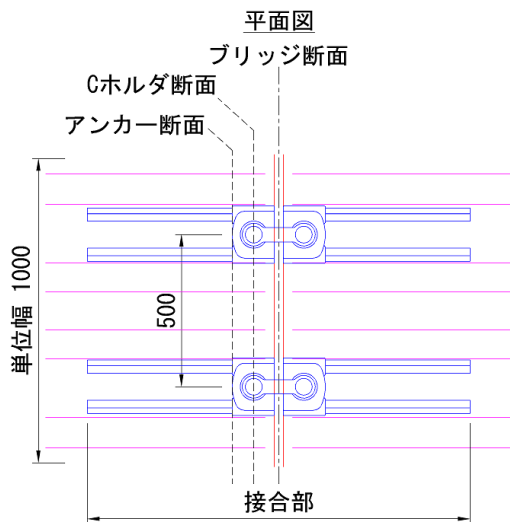


図 7-1 断面位置

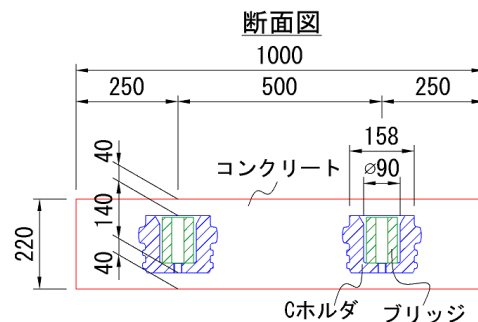


図 7-2 Cホルダ断面

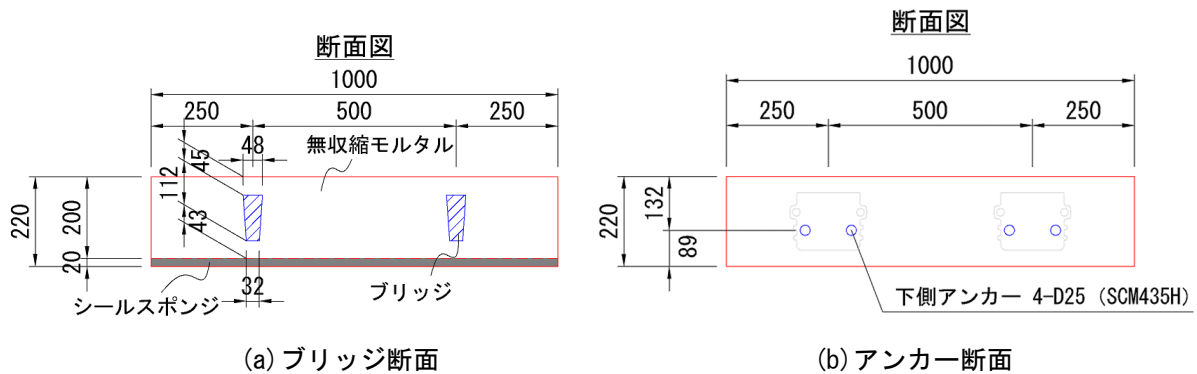


図 7-3 設計断面

(7) ブリッジ断面、アンカー断面の RC 断面計算を用いた降伏曲げモーメントや破壊抵抗曲げモーメントの特性値を低減して設計する。

第4章の検討において、機械式継手の接合部の曲げ耐荷力の推定には、接合部の各断面の RC 断面計算では困難で、非線形 FEM 解析が必要と考えられる。ただし、高度な技術と時間を要するため、通常の実設計においての非線形 FEM 解析の実施は、現実的でない。そこで、通常の実設計においては、RC 断面計算を用いることとし、第4章の RC 断面計算と試験の最大荷重の比較から、降伏曲げモーメントや破壊抵抗曲げモーメントの特性値に対し、表 7-1 に示す低減係数を乗じて照査することとした。低減値は、試験最大荷重/計算最大荷重の小数点第2以下を切り捨てた値とした。

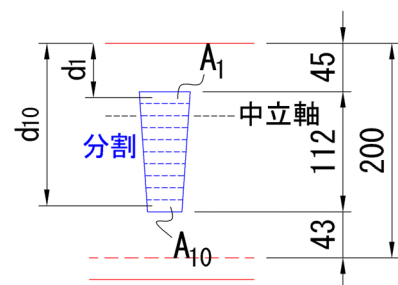


図 7-4 ブリッジ高さ 10 分割

表 7-1 曲げモーメントの低減

	試験最大荷重 (kN)	計算最大荷重 (kN)	試験最大荷重 / 計算最大荷重	低減係数 α
ブリッジ断面	338.4	536	0.63	0.6
アンカー断面	338.4	416	0.81	0.8

7.3 既存の規定による接合部の照査

7.3.1 道示の規定と照査

道示に準じ照査するには、機械式継手の接合部が道示の規定に準ずることが重要であると考えられる。床版および接合部に関する道示の規定について、道示 I^{7.3)}、II、III^{7.4)}の項目を抽出し、関連項目に対して評価する内容、これらに対する本研究での結果の概要を表 7-2 に示す。

床版の設計曲げモーメントは、7.2 に記したように機械式継手により接合した PC 床版の橋軸方向、橋軸直角方向のたわみ分布が PC 床版単体およびループ継手と同等であったこと、下面のひび割れおよび、PC 床版単体およびループ継手と橋軸方向、橋軸直角方向鉄筋のひずみが同等で挙動が同様である結果から、押抜きせん断破壊直前まで床版の一体性を有すると評価され、道示による設計曲げモーメントを用いることとした。機械式継手の構成部材であるブリッジ、アンカーの使用材料 SCM435H や C ホルダの FCD700 は、道示に記載のない使用材料であるが、第3章の部材断面の設計思想において、

第7章 機械式継手により接合したPC床版の設計方法の提案

表 7-2 道示の検討項目と評価内容・結果の概要

検討項目	道示関連項目			評価内容		本論文の章	結果の概要
床版の設計曲げモーメント	Ⅱ編 7章 床版	11.2 コンクリート系床版における一般事項	11.2.3 床版の設計曲げモーメント	等方性	道示の設計曲げモーメントを適用するには、接合したPC床版の等方性を確認することが必要	第5章 PC床版の耐荷性に関する研究	PC床版単体およびループ継手と橋軸方向、橋軸直角方向のたわみ分布が同等であったことから等方性を有する
				一体性	道示の設計曲げモーメントを適用するには、接合したPC床版の一体性を確認することが必要	第5章 PC床版の耐荷性に関する研究	下面のひび割れの評価および、PC床版単体およびループ継手と橋軸方向、橋軸直角方向鉄筋のひずみが同等で挙動が同様の評価から、押抜きせん断破壊直前まで一体性を有する
使用材料 ブリッジ Cホルダー アンカー	Ⅰ編 9章 使用材料	-	-	機械的性質、化学組成、形状寸法	道示の規定にないため、鋼材して必要な特性や品質を有することの確認が必要	第3章 機械式継手の構造と設計思想	JIS等による試験により管理値を満足する
	Ⅲ編 4章 材料の特性値	4.1 材料の強度の特性値	-	強度	道示の規定がなく、強度に関する評価が必要	第3章 機械式継手の構造と設計思想	JIS等による試験により管理値を満足する
接合部の耐荷性能	Ⅲ編 7章 接合部	7.3 接合部の耐荷機構	7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結	接合部の耐荷性能	接合部の耐荷性能が明確であることが必要	第4章 梁構造の曲げ耐荷性に関する研究 第5章 PC床版の耐荷性に関する研究	第4章 橋軸方向の曲げモーメントによる力の伝達、荷重抵抗機構を明らかにし、曲げ耐力は、ループ継手と同等である
	Ⅲ編 16章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計	16.5 コンクリート打設を伴う接合部	-				第5章 PC床版の押抜きせん断耐力は、ループ継手と同等である
接合部の耐久性能	Ⅲ編 7章 接合部	7.4 接合部の耐久性能に関する設計	-	接合部の耐久性能	接合部の耐久性能が明確であることが必要 輪荷重の影響を直接的に受ける接合部のため、疲労に対する検討が必要	第6章 PC床版の疲労耐久性に関する研究	設計耐用年数100年以上の疲労耐久性を有する 疲労による破壊位置は、接合部でなくPC床版の床版一般部である

表 7-3 道示Ⅱの照査における制限値

性能	限界状態	荷重 (L：活荷重)	制限値					
耐荷性能	限界状態1	1.0 L	$F = M_{yd} / M_{d1} \geq 1.0$ M_{d1} ：設計曲げモーメント M_{yd} ：降伏曲げモーメントの制限値 $M_{yd} = \alpha \xi_1 \cdot \Phi_y \cdot M_{yc}$ M_{yc} ：降伏曲げモーメントの特性値 α ：低減係数 <table><tr><td>ξ_1</td><td>Φ_y</td></tr><tr><td>0.90</td><td>0.85</td></tr></table>	ξ_1	Φ_y	0.90	0.85	
	ξ_1	Φ_y						
0.90	0.85							
限界状態3	1.25 L	$F = M_{ud} / M_{d3} \geq 1.0$ M_{d3} ：設計曲げモーメント $M_{d3} = 1.25 M_{d1}$ M_{ud} ：破壊抵抗曲げモーメントの制限値 $M_{ud} = \alpha \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_u \cdot M_{uc}$ M_{uc} ：破壊抵抗曲げモーメントの特性値 α ：低減係数 <table><tr><td>ξ_1</td><td>ξ_2</td><td>Φ_u</td></tr><tr><td>0.90</td><td>0.90</td><td>0.80</td></tr></table>	ξ_1	ξ_2	Φ_u	0.90	0.90	0.80
ξ_1	ξ_2	Φ_u						
0.90	0.90	0.80						

各部材の設計断面は、標準 RC 断面の下側橋軸鉄筋の降伏耐力に対し、安全側に 2 倍以上の降伏耐力を有するよう設定したこと、JIS 試験などにより強度などの管理値を満足することを確認した上で使用可能と考えた。接合部の耐力性能については、第 4 章の検討において、橋軸方向の曲げモーメントに対する力の伝達、荷重抵抗機構を明かし、曲げ耐力は従来のループ継手と同等であること、第 5 章の検討において、PC 床版の押抜きせん断耐力は、ループ継手と同等であることを確認した。また、接合部の耐久性能については、現実的な方法として輪荷重走行試験による評価を実施し、NEXCO 設計要領に記載の輪荷重の走行回数に対し、設計耐用年数 100 年以上の疲労耐久性を有すること、疲労により先に破壊する位置は、接合部でなく PC 床版の床版一般部であることを明らかにした。

道示Ⅱにおいて PC 床版の橋軸方向を RC 断面として設計する場合、耐力性能についての照査では、限界状態 1 は部材降伏に対する限界状態、限界状態 3 は部材破壊に対する限界状態として、調査・解析係数 ξ_1 、部材・構造物係数 ξ_2 、抵抗係数 ϕ_y または ϕ_u を乗じた各々の設計曲げモーメントにて照査する。機械式継手の接合部は、道示の規定に準じ、表 7-3 の制限値により照査するものとする。降伏曲げモーメントや破壊抵抗曲げモーメントには、7.2(7) の低減係数 α を乗ずることとし、これは断面保持を仮定した梁理論等に従い部材断面に作用する断面力や応力を算出する場合に 0.90 が標準である調査・解析係数 ξ_1 の低減を意味する。耐久性能について、床版一般部の RC 断面では、鉄筋の最大曲げ引張応力度が 120N/mm^2 以下であることを確認するが、接合の設計においては 7.2(4) から省略する。

7.3.2 NEXCO 設計要領による照査

NEXCO 設計要領による準じた照査での制限値を表 7-4 に示す。設計荷重作用時において、ブリッジ断面のモルタルの許容曲げ圧縮応力度は、コンクリートと同じ設計基準強度 50N/mm^2 であるため同値とした。ブリッジやアンカーの使用材料 SCM435H（降伏強度 785N/mm^2 ）の許容曲げ引張応力度につ

表 7-4 NEXCO 設計要領による制限値

作用状態	設計曲げモーメント	制限値
設計荷重作用時	道示の 設計曲げモーメント M_d	ブリッジ断面：無収縮モルタル上縁 アンカー断面：コンクリート上縁 許容曲げ圧縮応力度（道示） 17.0 N/mm^2 ($=50\text{ N/mm}^2 / 3$ より) 50 N/mm^2 ：無収縮モルタル コンクリートの設計基準強度
		ブリッジ断面：ブリッジ下縁 アンカー断面：下側アンカー D25 許容曲げ引張応力度 260 N/mm^2 ($=785\text{ N/mm}^2 / 3$ （安全率）より) 785 N/mm^2 ：ブリッジ、アンカーの材料 SCM435H の降伏強度の管理値
終局荷重作用時	設計曲げモーメント $M_u = 2.5 M_d$	F ：曲げ破壊安全度 $F = \alpha M_r / M_u \geq 1.0$ M_r ：破壊抵抗曲げモーメント α ：低減係数

いて、RC 断面の場合、鉄筋 SD345 の許容曲げ引張応力度は 120N/mm^2 で、腐食に対する耐久性の点から設定されている。ブリッジやアンカーは、第 6 章の検討において、ブリッジやアンカーが疲労により降伏する可能性は十分低い、腐食に対する耐久性の点からは、エポキシ樹脂塗装による防錆を標準とし、許容曲げ引張応力度は安全率 3 と大きく設定し、許容曲げ引張応力度は 260N/mm^2 とした。終局荷重作用時の曲げ破壊安全度の照査において、破壊抵抗曲げモーメントに 7.2(7) の低減係数 α を乗じて照査する。

7.4 接合部の照査結果

機械式継手を適用する最大床版支間 3.6m、床版厚 220mm の中間床版について、提案した設計方法による照査結果を以降に示す。

7.4.1 道示による照査結果

道示 II による照査結果を表 7-5 に示す。第 3 章の設計思想において、接合部で破壊しないようブリッジ断面、アンカー断面ともに十分安全側に断面を決定した。そのため、7.2(7) の低減係数を考慮しても、2 倍以上の安全率を有した。

7.4.2 NEXCO 要領による照査結果

NEXCO 要領による照査結果を表 7-6 に示す。設計荷重作用時において、ブリッジ下縁の曲げ引張応力度は 113N/mm^2 、下側アンカー D25 の曲げ引張応力度は 143.4N/mm^2 と、制限値 260N/mm^2 に対し、十分余裕がある結果であった。第 3 章の設計思想において、ブリッジとアンカーは降伏強度 785N/mm^2 の高強度な材料を使用した、ブリッジの断面は、橋軸方向鉄筋の曲げ引張応力度の制限値 120N/mm^2 と同程度となるように、また下側アンカー D25 は、橋軸方向鉄筋の降伏耐力に対し 2 倍の降伏耐力を有するように、安全側に断面を決定したためである。終局作用時の曲げ破壊安全度の照査についても、7.2(7) の低減係数を考慮しても、ブリッジ断面は 1.91、アンカー断面は 2.54 と十分余裕がある結果であった。

7.5 本章の結論

本章では、第 6 章まで検討結果から機械式継手により接合したプレキャスト PC 床版の設計方法を提案し、道示および NEXCO 設計要領に準じた各々の照査結果を示した。本章にて得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 機械式継手の接合部の設計は、床版支間 3.6m 以下の場合、せん断力や押抜きせん断力、疲労に対する検討を省略し、橋軸方向の曲げモーメントに対する照査のみ実施することを提案した。
- (2) 機械式継手の接合部の設計断面は、ブリッジ断面とアンカー断面とする。また、曲げモーメントに対する応力計算は、RC 断面計算によることを提案した。
- (3) ブリッジ断面、アンカー断面の降伏曲げモーメントや破壊抵抗曲げモーメントの特性値に対し、低減係数を乗じて照査することを提案した。
- (4) 設計思想において、接合部で破壊しないよう十分安全側に断面を決定したことにより、提案した設計方法を用いた照査において、制限値に対し十分余裕がある結果であることを確認した。

表 7-5 道示Ⅱによる照査結果

(a) ブリッジ断面

項目	記号	値	単位	備考
限界状態1				
モルタルの設計基準強度	σ_{mk}	50.0	N/mm ²	
設計曲げモーメント	M_{dl}	32.0	kN・m	$M_{dl} = (0.1L + 0.04) \times P \times 0.8$ 床版支間 $L : 3.6\text{m}$, T荷重 $P : 100\text{kN}$
部材降伏に対する曲げモーメントの特性値	M_{ym}	250.3	kN・m	
低減係数	α	0.60		
調査・解析係数	ξ_1	0.90		
抵抗係数	ϕ_y	0.85		
部材降伏に対する曲げモーメントの制限値	M_{yd}	114.9	kN・m	$M_{yd} = \xi_1 \cdot \phi_y \cdot M_{yc} \cdot \alpha$
$F = M_{yd} / M_{dl}$	F	3.59		≥ 1.0 : O.K.
限界状態3				
設計曲げモーメント	M_{d3}	40.0	kN・m	$M_{d3} = 1.25 \times M_{dl}$
部材破壊に対する曲げモーメントの特性値	M_{um}	254.5	kN・m	
低減係数	α	0.60		
調査・解析係数	ξ_1	0.90		
部材・構造物係数	ξ_2	0.90		
抵抗係数	ϕ_u	0.80		
部材破壊に対する曲げモーメントの制限値	M_{ud}	98.9	kN・m	$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_u \cdot M_{um} \cdot \alpha$
$F = M_{ud} / M_{d3}$	F	2.47		≥ 1.0 : O.K.

(b) アンカー断面

項目	記号	値	単位	備考
限界状態1				
コンクリートの設計基準強度	σ_{mk}	50.0	N/mm ²	
設計曲げモーメント	M_{dl}	32.0	kN・m	$M_{dl} = (0.1L + 0.04) \times P \times 0.8$ 床版支間 $L : 3.6\text{m}$, T荷重 $P : 100\text{kN}$
部材降伏に対する曲げモーメントの特性値	M_{yc}	177.5	kN・m	
低減係数	α	0.80		
調査・解析係数	ξ_1	0.90		
抵抗係数	ϕ_y	0.85		
部材降伏に対する曲げモーメントの制限値	M_{yd}	108.6	kN・m	$M_{yd} = \xi_1 \cdot \phi_y \cdot M_{yc} \cdot \alpha$
$F = M_{yd} / M_{dl}$	F	3.39		≥ 1.0 : O.K.
限界状態3				
設計曲げモーメント	M_{d3}	40.0	kN・m	$M_{d3} = 1.25 \times M_{dl}$
部材破壊に対する曲げモーメントの特性値	M_{uc}	178.6	kN・m	
低減係数	α	0.80		
調査・解析係数	ξ_1	0.90		
部材・構造物係数	ξ_2	0.90		
抵抗係数	ϕ_u	0.80		
部材破壊に対する曲げモーメントの制限値	M_{ud}	92.6	kN・m	$M_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \phi_u \cdot M_{uc} \cdot \alpha$
$F = M_{ud} / M_{d3}$	F	2.31		≥ 1.0 : O.K.

表 7-6 NEXCO 要領による照査結果

(a) ブリッジ断面

項目	記号	値	単位	備考
設計荷重作用時				
モルタルの設計基準強度	σ_{mk}	50.0	N/mm ²	
設計曲げモーメント	M_d	32.0	kN・m	$M_d = (0.1L + 0.04) \times P \times 0.8$ 床版支間 $L : 3.6\text{m}$, T荷重 $P: 100\text{kN}$
モルタルの曲げ圧縮応力度	σ_m	7.1	N/mm ²	0. K.
許容値	σ_{ma}	17.0	N/mm ²	
ブリッジ下縁の曲げ引張応力度	σ_B	113.1	N/mm ²	0. K.
許容値	σ_{Ba}	260	N/mm ²	785 (降伏強度) / 3 (安全率)
終局荷重作用時				
設計曲げモーメント	M_u	80.0	kN・m	$M_u = 2.5 \times M_d$
破壊抵抗曲げモーメント	M_r	254.5	kN・m	
低減係数	α	0.60		
曲げ破壊安全度 $F = M_r \cdot \alpha / M_u$	F	1.91		≥ 1.0 : 0. K.

(b) アンカー断面

項目	記号	値	単位	備考
設計荷重作用時				
コンクリートの設計基準強度	σ_{mk}	50.0	N/mm ²	
設計曲げモーメント	M_d	32.0	kN・m	$M_d = (0.1L + 0.04) \times P \times 0.8$ 床版支間 $L : 3.6\text{m}$, T荷重 $P: 100\text{kN}$
コンクリートの曲げ圧縮応力度	σ_c	9.1	N/mm ²	0. K.
許容値	σ_{ca}	17.0	N/mm ²	
下側アンカーD25の曲げ引張応力度	σ_A	143.4	N/mm ²	0. K.
許容値	σ_{Aa}	260	N/mm ²	785 (降伏強度) / 3 (安全率)
終局荷重作用時				
設計曲げモーメント	M_u	80.0	kN・m	$M_u = 2.5 \times M_d$
破壊抵抗曲げモーメント	M_r	254.5	kN・m	
低減係数	α	0.80		
曲げ破壊安全度 $F = M_r \cdot \alpha / M_u$	F	2.54		≥ 1.0 : 0. K.

7.6 機械式継手の接合部の設計に関する課題

機械式継手の接合部の設計に関する未検討の内容について、今後の課題として以下に整理する。

(1) 連続桁の中間支点上の設計

連続桁の中間支点上では、床版作用だけでなく主桁作用による負の曲げモーメント（以下、負曲げ）が作用するため、床版の耐久性の低下が懸念される。中間支点上の設計では、ループ継手の場合、鉄筋応力の照査は、床版コンクリートを無視し、主桁に橋軸方向鉄筋を算入した抵抗断面で算定する。NEXCO 設計要領では、上側鉄筋位置でのひび割れ幅照査を行うものとなっている。機械式継手において、負曲げに対する試験などを検討し、その結果を踏まえ、機械式継手の応力算定方法などの照査方法を検討する必要がある。

(2) 斜角が小さい橋や曲線橋でのねじりモーメントに対する検討

通常の PC 床版は、道示に規定される最小床版厚を確保し、主桁と直角に設置されるため、せん断力やねじりモーメントに対する照査は特に行う必要はなく、曲げモーメントに対する設計のみ実施する。しかし、斜角が小さい橋や曲線橋では、桁端部や中間支点上で主桁のねじり作用が床版にも影響するため、ねじりモーメントの影響について照査する場合がある。機械式継手に対して、このねじりモーメントの影響を検討する必要がある。

【参考文献】

- 7.1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋・鋼部材編，2017.
- 7.2) 東・中・西日本高速道路：設計要領第二集 [橋梁保全編]，2020.
- 7.3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編，2017.
- 7.4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ コンクリート橋・コンクリート部材編，2017.

第 8 章 結論

8.1 本研究で得られた結論

本論文では、プレキャスト PC 床版（以下、PC 床版）に設置した橋軸方向のアンカーを有する C 字形の接合材（以下、C ホルダ）に、I 字形の接合材（以下、ブリッジ）をボルト締めして連結し、幅 30mm の間詰め部に無収縮モルタルを充填する機械式継手を提案した。この機械式継手をプレキャスト PC 床版の橋軸方向接合部に使用するにあたり、既往の設計方法の適用を念頭に置き、接合部の耐荷性および疲労耐久性を明らかにし、橋軸方向の曲げモーメント、せん断力、押抜きせん断力、疲労に対する機械式継手の設計思想について示し、これらを検証するため、まず橋軸方向の曲げモーメントに対する梁構造の耐荷性に関して、実験的および解析的に検討した。次に、機械式継手により接合した PC 床版の押抜きせん断力に対する耐荷性を明らかにするため、静的押抜きせん断載荷試験を実施し、押抜きせん断耐荷力や PC 床版の等方性や一体性について検討した。さらに、疲労耐久性に関して、輪荷重走行試験を実施し、耐用年数や疲労による破壊性状について検討した。最後に、これらの耐荷性および疲労耐久性を明らかにした上で、機械式継手の接合部の設計方法を提案した。以下に、各章の結論を総括する。

第 2 章「既往の研究」では、本研究の対象とする PC 床版の橋軸方向接合部に関する既往の研究を整理し、接合部の設計、接合部の耐荷性や耐久性の関する研究として、コンクリート床版の押抜きせん断耐荷力、疲労耐久性に関する研究、各研究機関の橋軸方向の接合部に関する研究内容を示した。

第 3 章「機械式継手の構造と設計思想、本研究の課題」では、曲げモーメント、せん断力、押抜きせん断力、疲労に対する機械式継手の設計思想について示した。次に、機械式継手を構成する各部材の使用材料、断面の決定根拠について示した。そして、第 2 章の既往の研究、本章の設計思想や断面の決定根拠を踏まえ、以下に本研究の課題をまとめた。

(1) 曲げモーメントに対する抵抗および力の伝達機構の検討

曲げモーメントに対し、ブリッジ断面では、圧縮力に無収縮モルタルおよびブリッジが抵抗し、引張力にはブリッジのみが抵抗することを想定した。また、アンカー断面では、圧縮力にコンクリートが抵抗し、引張力にはアンカーが主となり抵抗すると想定した。また、C ホルダから下側アンカー D25 に伝達された引張力は、下側アンカー D25 と橋軸方向鉄筋 D19 の継手長を、道路橋示方書（以下、道示）に規定されている橋軸方向鉄筋 D19 の継手長 $25\phi=475\text{mm}$ を確保することにより、コンクリートを介して橋軸方向鉄筋に引張力が伝達されると想定した。これらの抵抗および伝達機構の検討が課題であり、第 4 章の RC 梁の静的曲げ載荷試験において検討することとした。

(2) 曲げモーメントに対する断面のひずみ分布の検討

通常、道示に規定される最小床版厚を確保した PC 床版の橋軸方向の設計においては、曲げモーメントによる設計が行われるため、接合部の断面のひずみ分布の推定が必要となる。機械式継手に類似するコッター式継手の研究においては、接合部中央断面のひずみ分布は、平面保持が成立し、RC 断面計算にて推定できると報告している。機械式継手においても同様に、接合部中央断面であるブリッジ断面のひずみ分布が RC 断面計算にて推定可能であると想定している。ただし、機械式継手とコッター式継手とは、部材の形状寸法や使用材料、アンカーの形状などが異なることから、機械式継手としての検討が必要である。また、コッター式継手においては、アンカー断面のひずみ分布については検討されていない。機械式継手において、アンカー断面のひずみ分布が RC 断面計算にて推定可能で

あるかの検討が必要である。ブリッジ断面やアンカー断面のひずみ分布の推定の検討が課題であり、第 4 章の RC 梁の静的曲げ載荷試験において実施することとした。

(3) 打継目のせん断伝達機構および押抜きせん断耐荷力の検討

機械式継手の打継目のせん断伝達機構として、打継目には T 荷重の幅内 500mm に 1 個はブリッジが存在し、ブリッジのみで T 荷重によるせん断力に抵抗すると想定した。また、機械式継手による接合部が上述の橋軸方向の曲げモーメントおよびせん断力で破壊せず、PC 床版の一体性が確保されていれば、押抜きせん断耐荷力は接合部のない PC 床版と同程度を有すると考えられる。この打継目のせん断伝達機構および押抜きせん断耐荷力についての検討が課題であり、第 5 章にて PC 床版による静的押抜きせん断載荷試験を実施し、検討することとした。

(4) 道路橋示方書の設計曲げモーメントの適用に対する検討

道示Ⅱでは、等方性版のたわみに関する理論計算を基に、単純版や片持ち版の理論値に対して 10～20%の安全を確保した設計曲げモーメントの式を規定している。接合部のない PC 床版やループ継手によって接合された PC 床版は、等方性版と見なし、この設計曲げモーメントで設計されている。したがって、機械式継手で接合した PC 床版の橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布が接合部のない PC 床版やループ継手と同等であれば等方性版と見なすことができると考えられる。機械式継手で接合した PC 床版にも、道示の設計曲げモーメントを適用可能かの検討が課題であり、第 5 章にて PC 床版の静的押抜きせん断載荷試験を実施し、各試験体にて橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布を比較し、検討することとした。

(5) 機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の検討

輪荷重が繰返し作用する床版は、輪荷重の繰返し走行に対する疲労耐久性が重要であり、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の検討が課題となる。第 6 章において、NEXCO 試験法 442 に準じ、250kN で 10 万回の輪荷重走行試験方法を実施することで、設計耐久年数 100 年相当の疲労耐久性を評価することとした。また、250kN で 10 万回の輪荷重走行の試験後には、荷重を階段状に上げて試験を継続し、機械式継手による接合した PC 床版の疲労による破壊形態を検討することとした。

(6) 機械式継手により接合した PC 床版の設計方法の検討

機械式継手の実用化には、機械式継手により接合した PC 床版の設計方法が必要となる。設計方法に関して、(1)～(5)の課題を踏まえた上で、第 7 章にて提案することとした。

第 4 章「機械式継手により接合した RC 梁構造の曲げ耐荷性に関する研究」では、曲げモーメントに対する接合部断面の曲げ耐荷力の確認を目的に、実橋の橋軸直角方向を支間とした PC 床版でなく、橋軸方向を支持した幅 1.0m の RC 梁試験体による静的曲げ載荷試験を実施し検討した。また、機械式継手の橋軸方向の曲げモーメントによる圧縮力や引張力に対する抵抗および伝達機構、接合部断面のひずみ分布を明らかにすることを目的とした。試験は、機械式継手にて接合した RC 梁（以下、機械式継手）だけでなく、比較検討のため、接合部のない RC 梁（以下、RC 梁単体）およびプレキャスト PC 床版の一般的な接合構造であるループ継手により接合した RC 梁（以下、ループ継手）の静的曲げ載荷試験を実施した。また、試験結果の評価および耐荷メカニズムの解明のため、RC 梁単体および機械式継手については 3 次元材料非線形 FEM 解析を実施した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 機械式継手により接合した RC 梁の曲げ耐荷力は、RC 断面の破壊抵抗曲げモーメントの計算荷重および、RC 梁単体やループ継手の曲げ耐荷力と同等であった。一方で剛性は、RC 梁単体やループ継手よりも低い結果であった。剛性の低い理由は、機械式継手の接合部の曲げ剛性 EI が鉄筋断

- 面よりも低いこと、目開きがループ継手と比べて大きいこと、FEM 解析による検証結果から C ホルダ付近に発生した水平ひび割れが影響していると考えられる。この水平ひび割れの発生原因は、C ホルダによる側面のコンクリートの曲げ変形の拘束によるものと考えられる。
- (2) 橋軸方向の曲げモーメントに対し、接合部中央のブリッジ断面では、圧縮力に無収縮モルタルおよびブリッジが抵抗し、引張力にはブリッジのみが抵抗する。アンカー基部のアンカー断面では、圧縮力にコンクリートが抵抗し、引張力には上側アンカー D19 と下側アンカー D25 が抵抗することが明らかとなった。最大荷重時のブリッジ下縁の最大引張ひずみは $2,245 \mu$ (応力 449N/mm^2)、下側アンカー D25 の最大引張ひずみは $2,701 \mu$ (応力 540N/mm^2) で、ブリッジおよびアンカーの設計降伏ひずみ $3,925 \mu$ (降伏応力 785N/mm^2) よりも十分小さいことを確認した。
 - (3) C ホルダから下側アンカー D25 に伝達された引張力は、下側アンカー D25 と橋軸方向鉄筋 D19 の継手長を道示に規定されている橋軸方向鉄筋 D19 の継手長 $25 \phi = 475\text{mm}$ を確保することにより、橋軸方向鉄筋に伝達されることを明らかにした。
 - (4) 機械式継手のアンカー先端付近の RC 断面、アンカー基部のアンカー断面、接合部中央のブリッジ断面のひずみ分布を検討した結果、各断面ともに平面保持の仮定が成り立っており、ひずみ分布は RC 断面計算により推定可能である。ブリッジ断面においては、ブリッジの高さを適当な分割数で鉄筋断面換算することにより RC 断面計算を用いて推定可能であることが明らかとなった。
 - (5) アンカー断面、C ホルダ断面、ブリッジ断面の RC 断面計算による計算最大荷重は、試験値よりも小さく乖離があった。打継目の目開きや水平ひび割れの発生により曲げ変形の形態が異なった可能性があり、機械式継手の接合部の曲げ耐荷力の推定に RC 断面計算を用いる場合には、計算結果の低減を考慮する必要があると考えられる。

第 5 章「機械式継手により接合した PC 床版の耐荷性に関する研究」では、機械式継手により接合した PC 床版の静的耐荷性を明らかにするため、実橋と同様に橋軸直角方向を支持した PC 床版に T 荷重 $200 \times 500\text{mm}$ を載荷する静的押抜きせん断載荷試験を実施した。そして、接合部のない PC 床版単体やループ継手との試験結果と比較し、剛性や押抜きせん断耐荷力について検討した。また、機械式継手により接合した PC 床版の打継目のせん断伝達の検討や、道示の設計曲げモーメントの適用のため、等方性について検討した。最後に、PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力の試験値の妥当性について、既往研究による計算値にて検討し、3 次元材料非線形 FEM 解析により PC 床版単体や機械式継手の試験結果の再現を試みた。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 機械式継手により接合した PC 床版は、T 荷重を機械式継手間に載荷した場合、機械式継手上に載荷した場合ともに、PC 床版単体よりも剛性が若干低く、押抜きせん断耐荷力が 1 割程度低かったが、ループ継手とは設計荷重 160kN の約 6 倍以上の荷重 $1,000\text{kN}$ 付近まで同等の剛性を有し、同等の押抜きせん断耐荷力を有することが明らかとなった。
- (2) 機械式継手の下面には、PC 床版単体やループ継手同様に載荷面を中心に接合部を跨いだ床版側にも放射状のひび割れが発生しており、ほぼ破壊まで PC 床版の一体性があったと考えられる。
- (3) 機械式継手の打継目の最大目開きは、設計荷重 160kN において 0.1mm 以下とループ継手と同程度であった。
- (4) 機械式継手の打継目の切断面において、C ホルダ上部付近に水平ひび割れの発生は確認されなかった。
- (5) 第 4 章の RC 梁の静的曲げ載荷試験では、機械式継手の剛性がループ継手より低く、打継目の目開きは大きかったが、本試験では、静的曲げ載荷試験のように橋軸方向の曲げ変形が卓越しな

ったため、打継目の目開きの増大がなく一体性が著しく低下しなかったこと、C ホルダとコンクリートとの剛性差による水平ひび割れが発生しなかったことにより、ループ継手と剛性が同等であったと考えられる。

- (6) ブリッジに作用したせん断力は、設計せん断耐荷力に対し十分に余裕があることが明らかとなった。また、荷重によりブリッジ以外に作用したせん断力が、打継目のコンクリートとモルタルのせん断面で、即ち摩擦で抵抗したとすると、打継目のせん断力に対し、大半がせん断面の摩擦力で抵抗したと考えられる。
- (7) PC 床版が押抜きせん断破壊時のブリッジ下縁の最大引張ひずみ、下縁アンカーD25 の最大引張ひずみは、設計降伏ひずみに対し十分小さいことが明らかとなった。
- (8) PC 床版単体やループ継手は等方性版と見なし、道示の設計曲げモーメントで設計されている。本試験の結果、機械式継手の橋軸方向のたわみは、最大荷重においても連続性が保たれていること、橋軸方向や橋軸直角方向のたわみ分布は、PC 床版単体やループ継手と同等であることが明らかになった。したがって、機械式継手は、PC 床版単体やループ継手と同様に等方性版と見なすことができ、道示の設計曲げモーメントで設計するものとする。
- (9) 機械式継手により接合した PC 床版の橋軸方向鉄筋ひずみや橋軸直角方向ひずみは、PC 床版単体やループ継手と同等で、同様な挙動を示しており、下面のひび割れだけでなく鉄筋ひずみからも、PC 床版単体やループ継手と同様に押抜きせん断破壊直前まで一体性を有していたと考えられる。
- (10) 既往研究の PC 床版の押抜きせん断破壊モデルに基づいた押抜きせん断耐荷力の算定式より、PC 床版単体の押抜きせん断耐荷力の試験結果は、妥当であると判断される。PC 床版単体や機械式継手の試験結果について、3 次元材料非線形 FEM 解析により、剛性や押抜きせん断破壊面の角度の再現に課題は残るが、押抜きせん断耐荷力については概ね推定できることがわかった。

第 6 章「機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性に関する研究」では、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価にあたり、輪荷重走行試験を実施した。まず試験では、NEXCO 試験法 442 に準じた载荷を実施し、たわみや打継目の目開き、ひび割れ性状、貫通ひび割れの有無について確認し、耐用年数 100 年相当の輪荷重走行に対する疲労耐久性を検討した。その後、輪荷重を上げ破壊まで载荷し、たわみ、打継目の目開き、ひび割れ、破壊位置、機械式継手や鉄筋のひずみなど、疲労による破壊性状を検討した。また、最後に機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価方法について検討した。これらの検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) STEP-1 として、耐用年数 100 年相当の輪荷重 250kN-10 万回走行の結果、床版中央の総たわみ（载荷+残留たわみ）および残留たわみに急激なたわみの増加は確認されず、各载荷点（床版中央、アンカー橋軸方向および橋軸直角方向のたわみ分布から、床版の段差がないことを確認した。打継目の目開きは、最大で 0.17mm で、コンクリート標準示方書の鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値 0.20mm 以下であることを確認した。下面のひび割れは、まず機械式継手から離れた位置の橋軸直角方向にひび割れが発生し、その後、機械式継手付近にひび割れが発生したが、走行中に機械式継手付近にひび割れの幅が特に著しくなることはなかった。輪荷重 250kN-10 万回走行後、6 時間、床版上面中央に水を張った水張試験では、漏水は無く、機械式継手の接合部や PC 床版に貫通ひび割れが無いことを確認した。以上の結果より、機械式継手により接合した PC 床版は、耐用年数 100 年以上の疲労耐久性を有することを明らかとした。
- (2) 試験機の最大輪荷重 490kN でたわみの急増と押抜きせん断破壊を確認し、試験を終了した。押抜きせん断破壊の位置は、既往研究におけるループ継手と同様に接合部でなく、PC 床版の床版一

般部であることが明らかとなった。

- (3) 橋軸方向のたわみの連続性が保たれていたこと、破壊していない床版側の橋軸方向切断面にアンカーに沿ったひび割れが確認されたことから、押抜きせん断破壊に至る前まで、機械式継手によって橋軸方向の一体性を有したと考えられる。
- (4) 破壊位置の床版一般部での橋軸直角方向切断面には、押抜きせん断破壊面とみられる幅の大きい斜めひび割れが確認された。打継目の橋軸直角方向切断面には、押抜きせん断破壊特有の幅の大きい斜めひび割れの発生はなく、C ホルダの間や C ホルダ下面に、幅の小さい水平ひび割れの発生を確認した。第 5 章の静的押抜きせん断載荷試験の打継目の切断面では確認されていないひび割れで、PC 床版一般部の押抜きせん断破壊時または輪荷重の繰返しによって発生したと考えられる。
- (6) 最大輪荷重 490kN を載荷した時のブリッジ下縁の最大引張ひずみ、下側アンカー D25 の最大引張ひずみは、材料 SCM435H の両振り引張圧縮疲労限度に相当するひずみに対し十分に小さく、疲労により PC 床版が押抜きせん断破壊する前に、ブリッジやアンカーが破断する可能性は低いと考えられる。
- (7) 疲労によって機械式継手の接合部より先に床版一般部で押抜きせん断破壊することを確認した。したがって、PC 床版の疲労に対する耐用年数を推定できれば、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価が可能と考えられる。梁状化した一方向 PC 床版の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} について、後藤らの式(6.1)による計算値、式(6.2)の S-N 曲線を用いた本試験結果からの推定値 P_{sx} は同等であった。したがって、少なくとも後藤らが S-N 曲線の設定に用いた本試験と同じ床版厚 220mm の一方向 PC 床版であれば、式(6.1)により P_{sx} を計算し、式(6.2)の S-N 曲線を用いて破壊走行回数の推定、すなわち耐用年数を推定することで、機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性の評価が可能と考えられる。

第 7 章「機械式継手により接合した PC 床版の疲労耐久性に関する研究」では、第 6 章まで検討結果から機械式継手により接合した PC 床版の設計方法を提案し、道示および NEXCO 設計要領に準じた各々の照査結果を示した。検討の結果、得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 機械式継手の接合部の設計は、床版支間 3.6m 以下の場合、せん断力や押抜きせん断力、疲労に対する検討を省略し、橋軸方向の曲げモーメントに対する照査のみ実施することを提案した。
- (2) 機械式継手の接合部の設計断面は、ブリッジ断面とアンカー断面とする。また、曲げモーメントに対する応力計算は、RC 断面計算によることを提案した。
- (3) ブリッジ断面、アンカー断面の降伏曲げモーメントや破壊抵抗曲げモーメントの特性値に対し、低減係数を乗じて照査することを提案した。
- (4) 設計思想において、接合部で破壊しないよう十分安全側に断面を決定したことにより、提案した設計方法を用いた照査において、制限値に対し十分余裕がある結果であることを確認した。

8.2 今後の課題

本研究で得られた機械式継手の接合部に関する知見により明らかとなった今後の検討課題について以下に整理する。

(1) 連続桁の中間支点上での適用評価

連続桁の中間支点上では、床版作用だけでなく主桁作用による負の曲げモーメントが作用するため、床版の耐久性の低下が懸念される。中間支点上に機械式継手を適用した場合、第 4 章の正の曲げ

モーメントに対する目開きを鑑みると、負の曲げモーメントによる床版上縁の打継目の目開きが懸念される。今後、負の曲げモーメントに対する耐久性に関し、実験的や解析的により検討し、その結果を踏まえ、連続桁の中間支点上での機械式継手の適用の評価や設計方法を検討する必要がある。

(2) 収縮やクリープの影響の評価

プレキャスト PC 床版のコンクリートや接合部の無収縮モルタルの収縮やクリープの機械式継手の接合部への影響の可能性がある。無収縮モルタルは、初期段階では収縮しないが、長期では乾燥収縮により収縮すると考えられる。試験体では、確認されていないが、収縮ひずみの機械式継手による拘束、クリープひずみによるプレストレスが減少、接合部にひび割れが発生する可能性がある。今後、長期的に接合部をモニタリングするなど、収縮やクリープの影響を評価する必要がある。

(3) 疲労耐久性に与える水の影響の評価

床版上面の防水層の防水機能が損なわれた場合には、水の影響による床版の疲労耐久性の低下が懸念される。第 6 章の輪荷重走行試験において、NEXCO 試験法 442 に準じ、輪荷重 250kN・10 万回により、耐用年数 100 年相当の疲労耐久性を評価した。ただし、この走行回数は、既往の研究の RC 床版の乾燥状態の S-N 曲線と床版上面の水張状態での S-N 曲線から、乾燥状態に対し水張状態による PC 床版の疲労促進倍率を 15 倍と仮定し、乾燥状態の走行回数を 15 倍として設定したものであり、水張りによる PC 床版の疲労耐久性の影響を直接的に評価していない。今後、機械式継手の接合部や PC 床版の一般部の疲労耐久性に与える水張りの影響について、定量的に把握する必要がある。

(4) 床版厚の影響の評価

機械式継手を用いる PC 床版の床版厚は、NEXCO の床版取替工事に用いる PC 床版の標準床版厚 220mm とし、本研究では、床版厚 220mm の試験体にて耐荷性や疲労耐久性を検討した。C ホルダやブリッジの高さは、床版厚 220mm の場合には上下のかぶりを 40mm としており、かぶりの設定によっては、機械式継手を 220mm 以外の床版厚の PC 床版に用いることは可能である。しかし、床版厚 220mm 以外の床版厚の PC 床版の耐荷性や疲労耐久性への影響について検討できていない。今後、これらの影響を定量的に把握するとともに、床版厚の適用条件を明らかにする必要がある。

(5) 機械式継手の配置間隔の影響の評価

機械式継手は、T 荷重の幅内に 1 個は存在するよう橋軸直角方向に 500mm 以内に配置するものとし、機械式継手を 500mm 間隔で配置した試験体にて耐荷性や疲労耐久性を検討した。今後、経済性や施工性を考慮すると、機械式継手を 500mm 間隔より広く配置することが望まれる可能性がある。しかし、配置間隔 500mm を大きく超過する場合には、PC 床版の耐荷性や疲労耐久性の低下が予想される。今後、PC 床版の耐荷性や疲労耐久性に与える配置間隔の影響について、定量的に把握する必要がある。

(6) 劣化と損傷に対する評価

床版の劣化と損傷の代表的な要因として、塩化物の侵入、中性化、凍害、アルカリシリカ反応 (ASR)、土砂化 (砂利化) が挙げられる。打継目に接するブリッジや C ホルダは、エポキシ樹脂塗装仕様を標準としており、塩化物の侵入や中性化に対して一定の防錆効果があると考えられる。凍害や ASR などの劣化により接合部のコンクリートや無収縮モルタルに剥離やひび割れが発生した場合、土砂化が発生した場合には、接合部の耐荷性や疲労耐久性の低下が懸念される。これらの評価に関しては、PC 床版の自体がほぼ研究されていないものの、床版取替工事が進められているなかで、今後、接合部のコンクリートや無収縮モルタルの劣化の程度と、耐荷性や疲労耐久性の低下の関係を定量的に把握する必要がある。

(7) ブリッジやアンカーの断面寸法の影響に対する評価

ブリッジやアンカーの断面寸法は、接合部で破壊しないように安全側に決定し、提案した設計での制限値に対し、余裕のある断面寸法となっている。経済性や軽量化による施工性を考慮した場合、断面寸法を小さくすることが望まれる。本研究では、一定の安全率を確保し断面を決定したが、今後、耐荷重性や疲労耐久性を踏まえつつ、合理的な断面寸法の設定が必要であると考えられる。

(8) 斜角が小さい橋や曲線橋でのねじりモーメントに対する検討

一般に PC 床版は、主桁と直角に設置されるため、せん断力やねじりモーメントに対する照査は特に行う必要はなく、曲げモーメントに対する設計のみ実施する。しかし、斜角が小さい橋や曲線橋では、桁端部や中間支点上で主桁のねじり作用が床版にも影響するため、ねじりモーメントの影響について照査する場合がある。機械式継手に対して、このねじりモーメントの影響を検討する必要がある。

8.3 機械式継手により接合した PC 床版の耐久性確保のためのシナリオ

8.3.1 RC 床版およびプレキャスト PC 床版の損傷や変状

我が国におけるインフラ整備において、橋梁の維持管理の重要性は、より一層高まっている。道路橋の RC 床版は、橋梁の上方に位置する部材であり、輪荷重を直接受けること、凍結防止剤の散布や凍結融解の影響を受けやすいなどの理由により、橋梁部材の中でも最も損傷しやすい部材である。延長約 9,000km におよぶ東・中・西日本高速道路（株）（NEXCO）が管理する高速道路においては、供用から 30 年以上を経過した路線が約 4 割（約 3,700km）を占めており、RC 床版の老朽化の進展とともに厳しい環境条件により、RC 床版の損傷や変状が顕在化しており^{8.1)}、高速道路の維持管理の対応に追われている。

RC 床版の主な損傷や変状は、4 つの分類「床版上面の損傷、床版下面の損傷、床版の剛性低下による損傷、補修済み

床版の損傷」により表 8-1 が挙げられる^{8.2)}。また、近接目視では確認できない変状として、床版内部の水平ひび割れがある。疲労や凍結融解、塩害や ASR などの複合的な要因で発生したものと考えられている。プレキャスト PC 床版の損傷については、これらの RC 床版に準ずる損傷の他に、以下の特有の損傷も想定される。

表 8-1 RC 床版の主な損傷や変状^{8.2)}

分類	代表的な損傷や変状
床版上面の代表的な損傷	舗装のひび割れ、剥離・ポットホール 上面コンクリートのひび割れ・滞水 上面コンクリートの浮き・剥離 上面側の内部鉄筋の露出・腐食・断面欠損
床版下面の代表的な損傷	下面コンクリートのひび割れ進展 漏水・白色析出物・錆汁 かぶりコンクリートの浮き・剥離・剥落 下面側の鉄筋露出、鉄筋腐食、断面欠損 下面コンクリートのスケーリング、ポップアウト 下面コンクリートの ASR などによる特異な事例
床版の剛性低下による代表的な変状	たわみ増加 異常振動
補修済み床版の損傷	断面修復材の浮き・剥離 上面・下面増厚部の眉間剥離 接着鋼板の腐食、浮き・剥離 接着された連続繊維シート（炭素・アラミド繊維など）の浮き・剥離

(1) PC 鋼材の腐食

床版上面のひび割れなどの理由でプレキャスト PC 床版に塩化物イオンや水が浸入した場合、プレテンション方式の PC 鋼材が腐食する可能性がある。ポストテンション方式の PC 鋼材を用い、シース管内へ塩化物イオンや水が浸入した場合、PC 鋼材や PC 鋼材定着部が腐食する可能性がある。PC 鋼材の腐食が進行すれば、PC 鋼材の破断や破断に伴う飛び出しの恐れがある。

(2) 間詰めコンクリートのひび割れ

プレキャスト PC 床版を一般的なループ継手により接合する場合、間詰めコンクリートは、生コン工場で使用している材料の品質や施工条件の影響を受けやすく、工場で製造されるプレキャスト PC 床版のコンクリートよりも、品質のばらつきが大きいといえる。また、間詰めコンクリートの橋軸直角方向は、プレキャスト PC 床版と異なり RC 構造であるため、間詰めコンクリートには、橋軸方向のひび割れが発生する可能性がある。そして、このひび割れによって塩化物イオンや水が浸入した場合には、間詰めコンクリートの鉄筋が腐食する可能性がある。

(3) 打継目の目開き

プレキャスト PC 床版の打継目には、目開きが発生する可能性がある。負の曲げモーメントにより上面に目開きが貫通ひび割れとなって、床版内に塩化物イオンや水が浸入した場合には、打継目付近の鉄筋が腐食する可能性がある。また、水の侵入によって、打継目のすりみがきが助長され、床版の一体性が損なわれる可能性がある。

(4) 打継目付近のプレキャスト PC 床版のひび割れ

橋軸直角方向の接合部（縦目地）を伴う分割床版取替工事において、橋軸方向の間詰めコンクリートに圧縮強度 180N/mm^2 の高強度繊維補強コンクリート（UFC）を使用したことが要因であるプレキャスト PC 床版端部のひび割れの発生事例が報告されている^{8,3)}。間詰め UFC が収縮する過程で、主桁による拘束も加わり、圧縮強度の低いプレキャスト PC 床版が引っ張られ、プレキャスト PC 床版の端部にひび割れが発生したと考えられている。また、ひび割れの発生の要因として、プレキャスト PC 床版側にもクリープ収縮が残存しており、クリープ収縮の間詰め UFC による拘束による可能性も考えられている。

現時点では、プレキャスト PC 床版の損傷事例は、ほとんど報告されていないものの、高速道路の床版取替工事では、打継目付近の接合部に起因する(4)の事例などが報告されており、接合部を含めたプレキャスト PC 床版の耐久性確保のためシナリオが求められる。

8.3.2 道路橋床版を長く使用するための維持管理

道路橋床版を長く使用するためには、維持管理が重要である。道路橋床版の維持管理における点検から措置までの流れは、近接目視や詳細調査などによってパネル単位で損傷状態を評価し、その評価に基づいて「連」あるいは「径間単位」で措置の必要性の有無を判断する対策区分の判定が行われる。床版の健全性の診断は、各道路管理者の要領や学協会の規準類において統一されておらず、床版の状態を基にした定性的なグレーディング評価によって定められている。健全性の診断による判定区分は、舗装や床版下面の損傷程度から原因を推察し、設計年や交通量、前回点検からの進行に着目して決定される。しかし、目視確認できない舗装直下の床版上面の損傷状態や、材料劣化に起因する損傷の程度は、詳細調査を行わなければ確定できない。そのため、健全性の診断結果に対する対策工法は一義的に決定されるものでなく、ある程度の幅を持たせ、検討する必要がある。道路橋床版の健全性の診断に応じた措置の考え方は、土木学会の道路橋床版の維持管理マニュアル 2020^{8,2)}で表 8-2 のように整理されている。

措置方針の性能保護は、健全性の診断の判定区分 I～II に該当し、損傷が見られない、または予防保

全段階である。予防保全に対する措置は、床版上面には床版防水工、床版下面には表面処理工を施すなどであり、耐久性の確保を目的に実施するものである。

性能回復は、判定区分Ⅱ～Ⅲに該当し、損傷が発生しているが、耐荷力への影響が小さい状態での対策である。措置目的は、耐荷力の低下が認められる場合、要求性能を満足するために措置を施し、建設時の状態に回復することである。措置内容は、鉄筋露出箇所の断面修復によるかぶりの確保、部分打替えによる断面の確保、防錆処理やひび割れ注入による鉄筋の腐食防止を目的とした補修となる。

性能強化は、判定区分Ⅱ～Ⅲに該当し、密な疲労ひび割れや、鋼材腐食、凍害などの床版上面の脆弱化による床版厚の減少など、耐荷力が低下しており、放置すると抜け落ちなどに進行する状態での対策である。措置目的は、交通量が多く、現行基準に則した耐荷力が必要な場合など、要求性能を満足するための措置を施し、床版の性能を強化することある。措置内容は、当初の要求性能よりも耐荷力を向上させるため、上・下面での断面増厚や、下面の鋼板・連続繊維シート定着、縦桁増設を行うものである。

更新は、判定区分Ⅲ～Ⅳに該当し、床版の耐荷力が全体的に著しく低下し、補修・補強を実施しても長期的には性能を保てない状態での対策である。措置内容は、橋梁、径間単位で全体的な耐荷力の不足が著しい場合、交通規制や施工条件による社会的影響、LCC を含むコスト検討を踏まえ、床版取替を施すものである。

表 8-2 健全性の診断と措置・適用範囲の考え方および適用工法^{8.2)}

健全性の診断 (判定区分)		措置方針	措置・適用範囲の考え方	想定される対策工法
I	健全		床版に変状がほとんどなく構造的に問題がない状態	床版防水未設置の場合は、舗装の打換えと併せて実施
II	予防保全段階		床版への劣化因子を遮断するよう性能保護・回復を行う。	表面処理（塗膜，含浸系）
III	早期措置段階		耐荷力の低下が懸念される場合、性能回復・強化を行う。劣化因子は遮断する。	断面修復・ひび割れ注入・電気化学的防食
IV	緊急措置段階		耐荷力の低下が顕著、または要求性能が確保できない場合に、性能強化・更新を行う。	部分打換え・連続繊維シート接着・鋼板接着・下面増厚・上面増厚・縦桁増設
			抜け落ち等の第三者被害や大規模事故に繋がる恐れがあり、迅速な応急対策や、通行止めが必要な状態。	床版取替え

8.3.3 機械式継手により接合した PC 床版の耐久性確保のためのシナリオ

最後に、前記の道路橋床版の維持管理、本研究で得られた知見に基づき、機械式継手により接合した PC 床版の耐久性確保のためのシナリオについて述べる。シナリオは、機械式継手により接合した PC 床版の耐久性を確保するために、接合部に変状が見られた場合、どのような対策を図るかが重要となる。想定したシナリオを図 8-1 に示す。

シナリオ 1 は、日常点検や定期点検において、変状がない場合で、経過観察や劣化因子を遮断するための表面処理などの予防保全に留まった対応で、設計供用年数 100 年を迎える最も理想的なシナリオである。

シナリオ 2～4 は、発生した劣化や変状に対し、機械式継手により接合した PC 床版の耐久性を確保するために対策を講じるシナリオである。PC 床版の耐久性の確保には、第 3 章で述べた設計思想において、接合部が曲げモーメントおよびせん断力で破壊せず、隣り合う PC 床版同士の一体性が重要であると考えられる。共用中に PC 床版が一体性を有していれば、接合部は PC 床版の一般部と同程度の押抜きせん断耐荷力を有するとともに、それにともない耐久性を確保しているものと想定される。シナリオ 2 は、変状として、打継目の目開きや接合部の上下面にひびわれが発生した場合である。打継目の目開きやひびわれにより、PC 床版の一体性の低下や機械式継手の腐食の助長による耐久性の低下が懸念される。打継目の目開きやひびわれを確認した場合には、発生範囲、幅の調査、進行のモニタリングが必要となる。ひび割れの発生範囲対策が必要な目開きやひび割れ幅の目安値は、コンクリート標準示方書^{8,4)}の鋼材腐食に対するひび割れ幅の限界値 $0.005c=0.20\text{mm}$ （かぶり $c=40\text{mm}$ ）が考えられ、打継目の目開きやひび割れ幅が 0.2mm 以上となった場合には、対策としてひび割れ注入を実施する。

シナリオ 3 は、変状として、漏水や錆汁の発生が確認された場合である。漏水が確認された場合には、床版上下に貫通した目開きやひび割れの発生による PC 床版の一体性の低下が懸念される。また、錆汁が発生している場合には、機械式継手や鉄筋の腐食が考えられる。対策としては、基本的にはひび割れ注入や表面塗装などによる水や劣化因子の遮断することとなる。漏水や錆汁の発生原因によっては、今後の変状の抑制や一体性の確保のため、対策として変状部の断面修復が考えられる。

シナリオ 4 は、変状として、打継目に著しい段差、たわみの増大が発生した場合である。この場合は、PC 床版の一体性が著しく損なわれ、耐久性が著しく低下している可能性が高いと考えられる。これらの変状の原因は、接合部のコンクリートの剥離や土砂化等の劣化や機械式継手の亀裂等の損傷が考えられる。対策として、変状部の断面修復や床版パネル毎での部分取替えが必要であると考えられる。機械式継手は、ブリッジ部分をウォータージェットでハツリ出し、ブリッジ固定用ボルトを緩め、ブリッジを C ホルダから取り外せば、PC 床版を床版パネル毎で取替え可能である。ブリッジ固定用ボルトが取り外しにくい場合には、ブリッジをコンクリートカッターで切断した後、ブリッジを C ホルダから取り外すことが可能である。

以上に想定したシナリオにおいては、断面修復や床版の部分の取替えなど交通規制による社会的影響、工事による経済的影響が大きいシナリオ 3 やシナリオ 4 を防止しなければならない。そのためには、シナリオ 1 における予防保全やシナリオ 2 におけるひび割れ注入などの比較的容易な対策を講じることにより、耐久性を確保することが重要である。本研究の機械式継手を用いた PC 床版による床版取替工事の実績を積上げ、ここで想定したシナリオについて検証していき、社会インフラの更新に貢献したい。

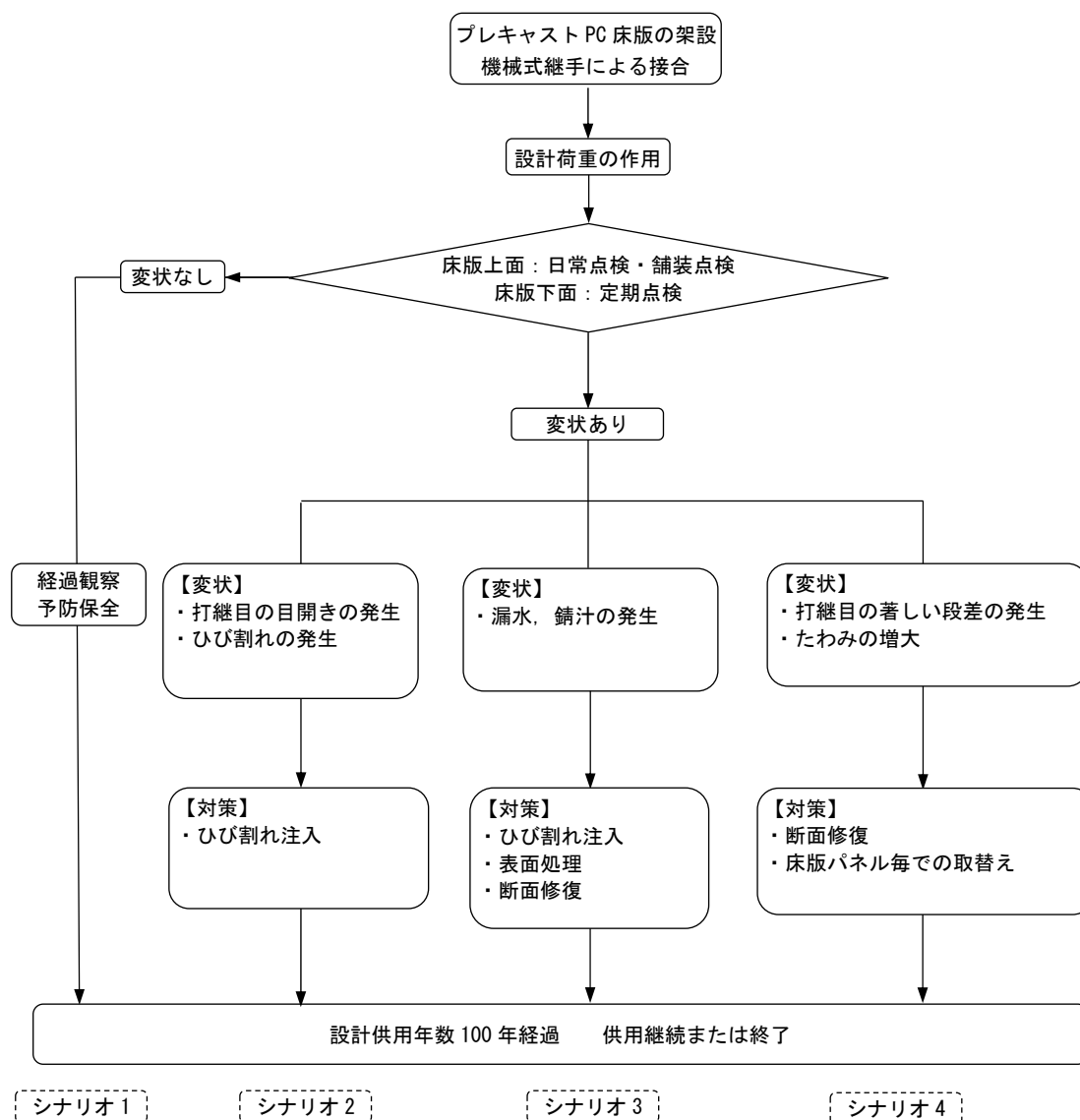


図 8-1 機械式継手により接合した PC 床版の耐久性確保のためのシナリオ

【参考文献】

- 8.1) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル 2020，鋼構造シリーズ 35，2020.
- 8.2) プレストレストコンクリート工学会：第 49 回 PC 技術講習会テキスト，2022.
- 8.3) 道路構造物ジャーナル NET：<https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/walks/24714/>
- 8.4) 土木学会：2017 年制定コンクリート標準示方書〔設計編：標準〕，2018.

謝辞

本論文は、プレキャスト PC 床版の橋軸方向機械式継手の耐荷性および疲労耐久性に関して、著者が 2019 年 4 月から 3 年間に在籍した京都大学大学院 工学研究科 社会基盤工学専攻 博士後期課程において取り組んだ一連の研究成果を取りまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、多くの皆様からご指導、ご支援、ご協力を賜りました。

京都大学大学院教授 山本貴士博士には、本研究の遂行にあたり、予定どおりに研究成果の進捗を示しできない状況においても、幅広い見識から終始暖かく、懇切丁寧なご指導とご助言を賜りました。さらに本論文作成にあたり、細部までご確認、ご指導いただき、無事に本論文をまとめることができました。ここに、心より厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授 西山峰広博士には、本論文をまとめるにあたり貴重なご意見、ご指導をいただきました。ここに、心より厚く御礼申し上げます。京都大学大学院教授 高橋良和博士には、研究の遂行、本論文をまとめるにあたり貴重なご意見、ご指導を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。京都大学大学院助教 高谷哲博士には、ドクターゼミにおいて、試験結果に対する貴重なご意見、研究に取り組む姿勢についてご指導をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

京都大学大学院名誉教授 宮川豊章博士には、京都大学大学院博士後期課程への進学に対して、貴重なご意見をいただきました。ここに心より厚く御礼申し上げます。京都大学大学院助教 植村佳大博士には、ドクターゼミにおいて、様々な視点から貴重なご意見、ご指導をいただきました。研究室秘書の三木由有氏には、事務手続き等についていろいろとご教示いただきました。ここに感謝の意を表します。

本研究を遂行するにあたり、(株)NejiLaw の道脇裕氏には、機械式継手の機能・形状検討、機械式継手の製造においてご協力をいただきました。ここに深く御礼申し上げます。JIP テクノサイエンス(株)の戸田圭彦氏には、非線形 FEM 解析のご協力、解析の技術的なご意見をいただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

(株) IHI インフラ建設代表取締役社長 森内昭氏、同取締役 宮田明氏、同事業推進部 部長 池上浩太郎氏には、筆者が会社に籍を置きながら社会人博士課程の学生として研究を行うにあたり、ご支援いただきました。また、京都大学入学当時に (株) IHI インフラ建設 代表取締役社長であられました (株) IHI 建材工業顧問 徳山 貴信氏、(株) IHI インフラ建設 中村定明博士、赤松輝雄氏、(株) IHI インフラシステム 若林良幸氏、(株) IHI 齋藤和也氏には、社会人博士課程の学生として研究を行う機会を与えていただきました。(株) IHI 廣井幸夫博士には、京都大学大学院博士後期課程への進学に対して、大学の先輩として私の背中を押していただき、研究を行う機会を与えていただきました。ここに深く御礼申し上げます。(株) IHI インフラ建設 PC 技術部 部長 山下亮博士には、大学の先輩として、研究の遂行にあたり、多大なるご配慮、ご指導をいただきました。(株) IHI インフラ建設 小林崇氏には、各実験の実施、社内の関連業務に対して多大なご協力をいただきました。ここに厚く感謝を申し上げます。

本研究を遂行するにあたり、ドクターゼミを通じて阪神高速道路㈱ 茅野茂博士，京都大学大学院特定助教 奥出信博博士，地方独立行政法人 大阪産業技術研究所 佐藤眞市博士，(株) 日本ピーエス 天谷公彦博士，(一財) 電力中央研究所 金光俊徳博士，村本建設(株) 林学博士，阪神高速道路(株) 岡本信也博士，ピーエス・コンストラクション(株) 橋野哲郎博士，日本製鉄(株) 寺田豊氏，京都大学大学院 篠原弘充氏，清水建設(株) 齊藤亮介氏，(株) 島津テクノリサーチ 羽村陽平氏，京都大学大学院 平野裕一氏には，様々な視点から貴重なご意見，ご指導をいただきました．特に天谷公彦博士には，大学の先輩として研究内容だけでなく，事務手続きについてもご助言いただきました．また，奥出博士，林学博士，羽村陽平氏には高谷哲博士とともに，ドクターゼミ後の会食の場等で様々な相談にのっていただきました．ここに深く感謝申し上げます．

最後に，影ながら応援してくれた両親，妻の冬子，長女の茉奈，次女の明音にも感謝の意を表し，謝辞とさせていただきます．

2025年3月
高木 祐介