

「はやかけOP工法」の開発

技術本部	土木技術第一部	志道昭郎
東北支店	土木工事統括部技術部	渡辺浩良
名古屋支店	土木技術部	加藤卓也
土木本部	土木工事統括部 PC 土木部	佐々木真一

概要:都市部交差点における立体交差化工事の早期施工を目的に、平成 14 年度より 3 年間、独立行政法人土木研究所、(株)大林組、弊社で、共同研究を実施した。弊社では主に上部構造を担当し、工期短縮および既存交通への影響が少ないプレキャストセグメント工法による両側からの押し出し架設を提案した。また、上部工重量の軽減および幅員条件への対応策として、波形鋼板ウェブ構造および張出し床版のストラット支持構造を要素技術として採用した。「はやかけOP(Over Pass)工法」は、上記共同研究を基に開発した立体交差化工事の早期施工工法であり、本稿では、上部工部分、および下部工・アプローチ部の概要に加えて、波形鋼板ウェブ構造およびストラット支持構造の併用に対して行った実物大切り出し供試体を用いた実証実験結果について報告する。

Key Words: 都市交差点、立体交差化、工期短縮、交通規制

1. はじめに

近年、交通量の多い都市交差点では、慢性的な交通渋滞とそれに伴う周辺環境や生活環境の悪化を引き起こしており、早期解決が望まれている。問題の解決には、交差部分を立体化してスムーズな交通環境を構築する必要があるが、一般に従来工法による立体交差化工事は、更なる交通渋滞の要因となっているのが実状である。交通量が多い都市部交差点の立体交差化施工では、経済性以上に短期間かつ交通規制等による既存の交通環境に及ぼす影響を極力低減することが要求される。このような背景から、平成 14 年から 3 年間、独立行政法人土木研究所および(株)大林組、弊社で共同研究「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発に関する分野」を行い、都市部交差点の立体交差化工事を想定したモデル条件に対して、立体交差構造の早期構築、周辺交通への影響を最小限に抑えることに主眼を置いた工法検討を行った。本稿では、検討の結果設定した立体交差化工法の概要と、上部構造について行った検証実験結果について報告する。

2. 検討条件

検討を行うにあたって設定した基本条件を以下に示す。

(1) 立体道路の条件

- ・道路幅員 : 35m
- ・車線数 : 片側 3 車線(計 6 車線)
- ・歩道 : 幅員 3.0m(車道側に植栽あり)
- ・右折車線 : 一方向 2 車線, 一方向 1 車線(中央分離帯利用)
- ・交通量 : 約 5.5 万台 / 日

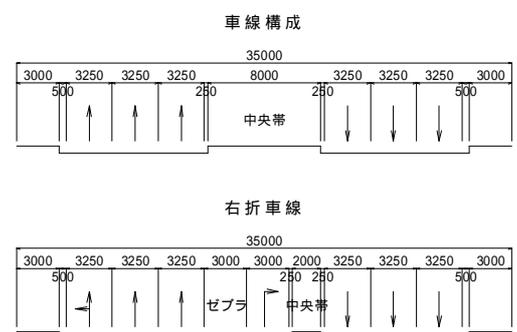


図-1 立体道路の車線構成



志道昭郎



渡辺浩良



加藤卓也



佐々木真一

(2) 交差道路の条件

- ・道路幅員 : 25m
- ・車線数 : 片側 2 車線(計 4 車線)
- ・歩道 : 幅員 5.0m
- ・右折車線 : 両方向とも 1 車線
- ・交通量 : 約 3.2 万台 / 日

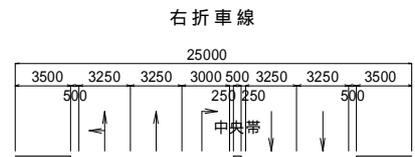
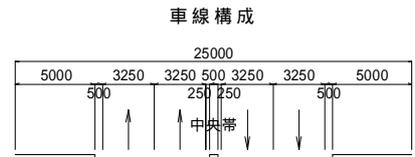


図-2 交差道路の車線構成

(3) 立体交差の条件

- ・線形条件 : 道路構造令準拠
- ・車線数 : 片側 2 車線(計 4 車線)
- ・道路規格 : 4 種 1 級(設計速度 60km/h)
- ・平面線形条件: 直線
- ・桁下空間 : 4.7m を確保(交差道路および右折レーンの区間)
- ・現道の車線 : 直進・左折 1 車線, 右折 1 車線
- ・中央支間 : 55m 以上(既設道路の交差点停車車両からの視距が確保されるように, 停止線から約 2m セットバックさせて橋脚を計画)
- ・背面擁壁高 : 5m 以下
- ・桁下空間 : 2m 程度確保(橋梁区間)
- ・土被り厚 : フーチング天端で歩車道部 1.5m 以上
- ・支持地盤の安定: 円弧すべり安全率 F_s 1.2(常時), 1.0(地震時)

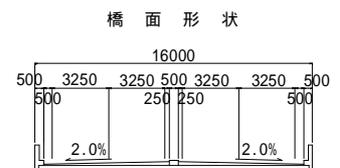


図-3 立体交差の車線構成

3. 工法概要

(1) 全体構造

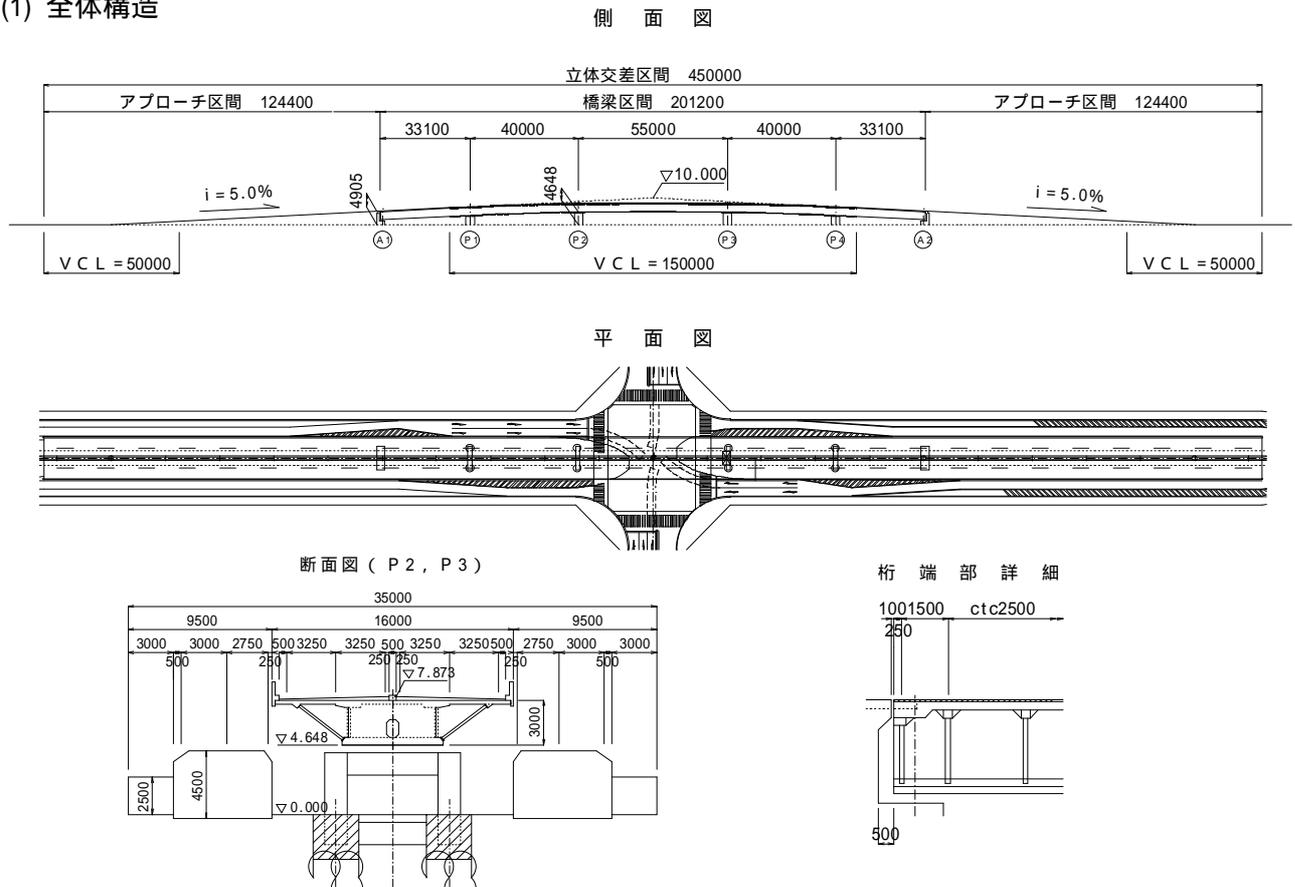


図-4 全体概要

図-4 に全体概要を示す。橋梁区間は、交差道路および右折レーンの区間における建築限界、橋台背面の擁壁高さおよび桁端部の調整から 201.2m に設定した。上部工形式は、交差点部の最小径間長から、中央径間を 55m とす

る5径間連続構造とし、既存交通に対する影響に配慮して、手延べ桁を使用しない両側からの押し出し架設を選定した。

手延べ桁を使用しない両側からの押し出し架設は、側径間部の施工ヤードでの作業が大半であるため、交差点部の交通に及ぼす影響を最小限にでき、手延べ桁の組立および解体に要する手間を省略できるメリットがある。また、張出し長を短くできるため、仮支柱を用いない架設が可能となる(図-5)。

また、架設完了後に橋梁外での作業が不要となるよう、交差点上部の壁高欄には埋込型のプレキャスト型枠を架設前に設置する計画とした。

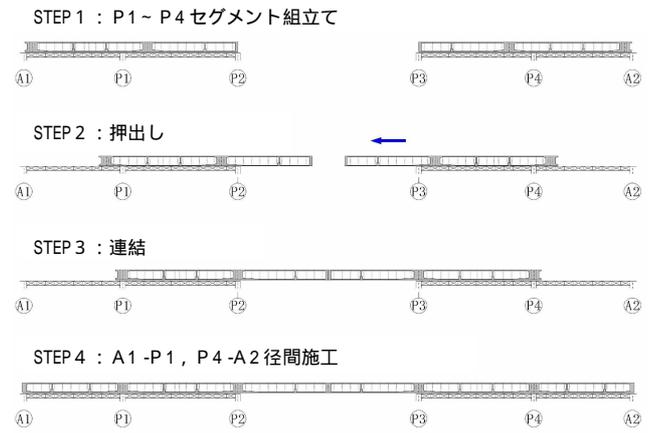


図-5 上部工架設手順

(3)下部構造

図-6 に下部構造の概要図を示す。基礎杭には、実績および施工速度から場所打ち杭(リバース工法)を選定した。橋脚は、フーチングが省略できる1柱1基礎方式とし、型枠工および鉄筋工が必要ないCFT構造を採用することで工期短縮を図った。また、耐震設計上必要となる地中梁は、上部工架設後に桁下空間を利用して施工し、工程に影響を及ぼさない計画とした。

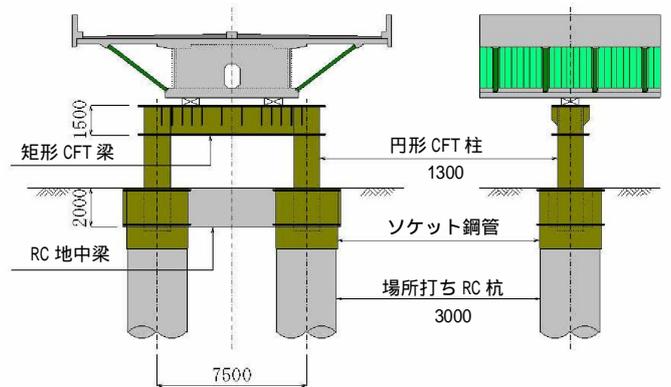


図-6 下部構造概要図

(4)アプローチ部構造

図-7 にアプローチ部の概要図を示す。アプローチ部は、一般的な盛土工に比較して基礎構造を軽減でき、側面部の土留めが不要となる超軽量プレキャストブロックを積み重ねて構築する形式を採用し、軽量土側面部の擁壁もプレキャスト化して工期短縮を図った。

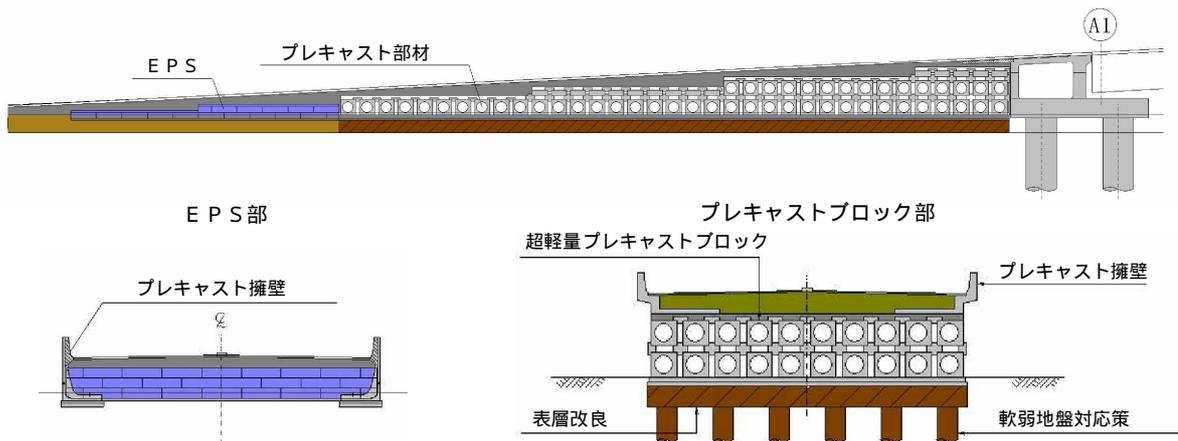


図-7 アプローチ部構造概要図

(2) 上部構造

図-8 に上部構造の概要図を示す。主桁は、上部工重量を軽減する必要性から、波形鋼板ウェブ箱桁断面とした。4車線幅員に対しては、張出し床版のストラット支持による1室箱桁断面とすることで、支承配置間隔を狭く設定し、右折車線に対する桁下空間を下部構造が阻害しない形状とした。

主桁の製作には、急速施工に対応する必要性からプレキャストセグメント工法を採用し、1ブロック長さは2.5mを標準とした。また、運搬上の制約から張出し床版を別セグメントとして、架設地点で箱桁部(コアセグメント)と一体化する構造とした。ストラットによる張出し床版の支持位置は、プレストレス量が最小となるよう張出し床版に発生する正負の曲げモーメントが同程度となる位置に設定した。

コアセグメント相互の接合はマッチキャスト方式とし、上床版の張出し先端には、張出し床版セグメント支持用の突起を設け、架設作業が容易な構造とした。コアセグメントと張出し床版セグメント、張出し床版セグメント相互の接合目地には、超速硬性の無収縮モルタルを充填する。張出し床版の横締めには、グラウトタイプのシングルストランドPC鋼材を配置し、箱桁部上床版横締めにはプレグラウトタイプのシングルストランドPC鋼材をセグメント製作時に緊張して架設地点に運搬する。また、張出し床版の橋軸方向にはPC鋼棒を配置し、セグメント3枚毎に緊張および接続を繰り返す。なお、張出し床版セグメントの横締めPC鋼材は箱桁内部から緊張し、橋梁外側での作業が不要となる構造とした。

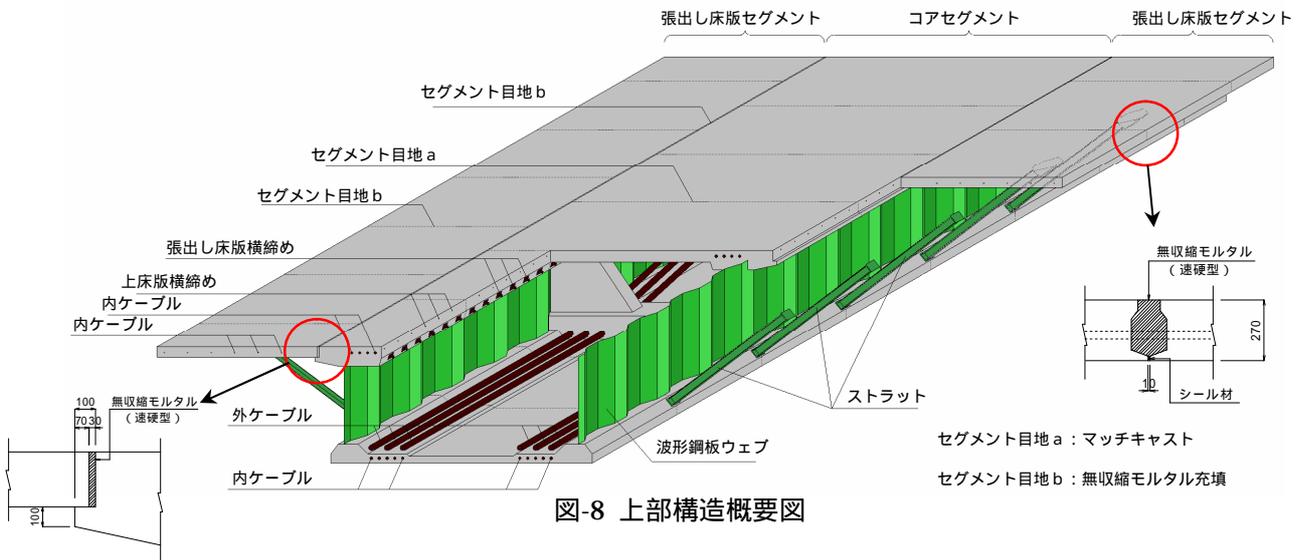


図-8 上部構造概要図

図-9 にストラットの概要図を示す。ストラットには、疲労耐久性の観点から完全溶け込み溶接が可能な開断面形状であること、入手が容易であることを考慮してH形鋼を採用した。また、平板とH形鋼の溶接部の品質確認が可能なようにH形鋼のフランジとウェブの接合部にスカーラップを設けた。

ストラットが接合される張出し床版部には接合突起を設け、ストラット上部に溶植したスタッドジベルを箱抜き部に差し込み、超速硬型の無収縮モルタルを充填して一体化する。なお、ストラットと接合突起の接合面には、接着剤を塗布して密着性を確保する。ストラット基部は、あらかじめ下床版に配置したアンカーで仮固定し、部材の設置誤差を調整後、同様の無収縮モルタルを充填して固定する。

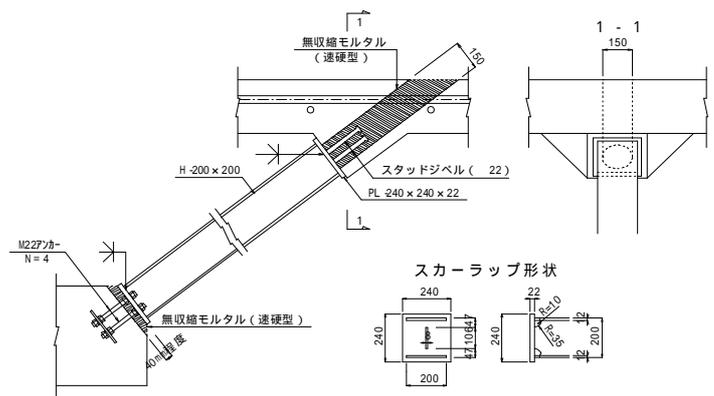


図-9 ストラット概要図

表-1 に1日当たりのセグメントの架設工程を、図-10 にセグメントの架設要領を示す。各セグメントは、橋台背面に設置したクレーンを使用して組立用架台および支保工上に架設する。1日当たり、コアセグメント3個、ストラット6本、張出しセグメント6枚を1サイクルとする架設を行う。なお、クレーンの作業性から、コアセグメントとストラットおよび張出し

床版セグメントは1サイクルずらした架設計画とし、ストラットおよび張出し床版セグメントは、事前に当該コアセグメント上に仮置きしてクレーン旋回等に必要となる架設時間の短縮を図った。

表-1 セグメント架設工程

	単位	数量	22:00 23:00 0:00 1:00 2:00 3:00 4:00 5:00 6:00 7:00 8:00 9:00 10:00 11:00 12:00 13:00 14:00 15:00 16:00 17:00													
			夜間作業						昼間作業							
交通規制	式	1	■													
No.1seg搬入・架設・移動	seg	1	■													
No.2seg搬入・架設・移動	seg	1	■													
No.3seg搬入・架設	seg	1	■													
接着剤塗布 (既設端面, No.1seg端面, No.2seg端面)	m ²	14	■													
引寄せ・接続 (既設 ~ No.3seg)	seg	3	■													
ストラット取付・調整・接着剤塗布	本	6	■													
張出し床版架設	枚	6	■													
目地型枠設置	ヶ所	14	■													
横締め・縦締めPC鋼材挿入	本	56	■													
シーブス接続 (縦締めPC鋼材)	本	20	■													
無収縮モルタル充填・養生作業	m	40	■													
跡片付け	式	1	■													
交通規制解除	式	1	■													
無収縮モルタル養生	m	40	■													
横締め・縦締めPC鋼材緊張	条	56	■													
押出し(主桁全体)	連	1	■													

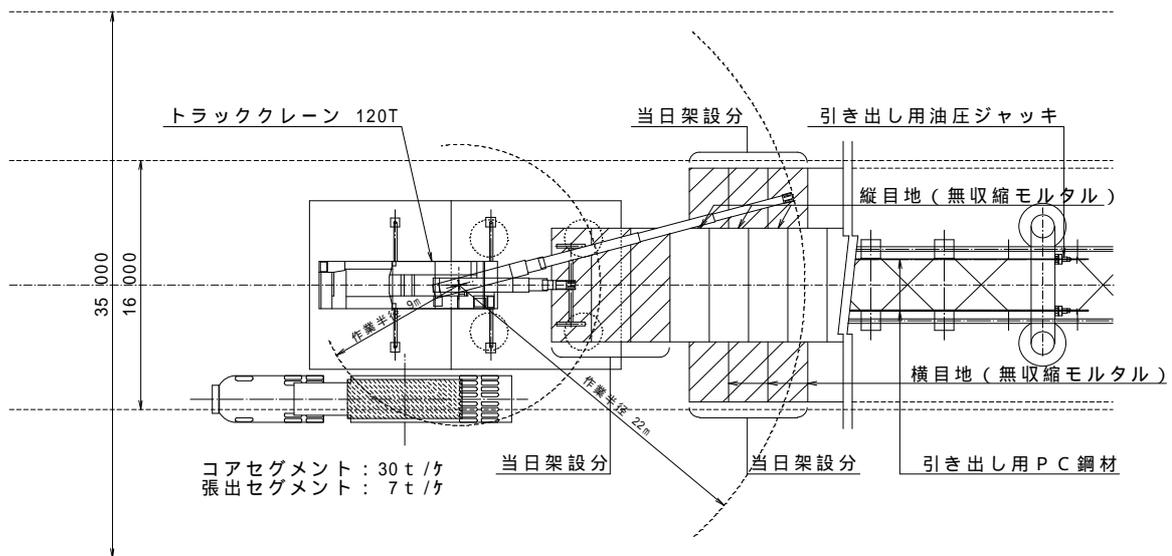


図-10 セグメント架設要領

4. 工費および工期

図-11に施工工程を表-2に各部の構造形式と、工費、工期に関する標準工法(鋼床版桁橋)との比較を示す。標準工法に比較して、工費は1割程度増となるが、工期は3分の1程度に短縮できる結果が得られた。なお、工期に関しては、準備工を含まず、稼働率を一律70%で算出した。

表-2 標準案との比較

	10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150														標準案	はやかけOP工法	
	準備工																
準備工	■														基礎工	場所打ち杭基礎	場所打ち杭基礎
基礎工	■														下部工	逆T式橋台・張出し式橋脚	CFT橋脚(1柱1基礎)
下部工	■														上部工	連続鋼床版桁橋	ストラットを有する波形鋼板ウェブPC箱桁橋
上部工	■														盛土工	L型擁壁・重力式擁壁+盛土	超軽量コンクリートブロック+プレキャスト擁壁
盛土工	■														工費	1.00	上部工 0.69 下部工 0.14 盛土工 0.22 その他 0.03 計 1.08
橋面工	■														工期	約2年	7.6ヶ月
片付工	■														工期には準備工を含まず、稼働率は一律70%で算出		

図-11 施工工程(実働日数)

4. 実証実験

本工法で提案する上部工は、プレキャストセグメント工法を用いた両側からの押し出し架設によるPC箱桁構造を基本とするが、波形鋼板ウェブ構造やストラットによる張出し床版の支持構造などの要素技術導入により、上部構造の重量軽減や広幅員への対応も可能としている。そのため試設計においては、設計条件として比較的軟弱な地盤上における4車線の広幅員な立体交差橋の早期構築を条件とし、プレキャストセグメント工法によるストラット支持構造を有する波形鋼板ウェブ箱桁構造を採用した。また、運搬上の制約から張出し床版を箱桁部と別セグメントとして、架設地点でプレストレスの導入により一体化する構造とした。ストラット構造および波形鋼板ウェブ構造については、それぞれ実績があり、その力学特性並びに疲労特性等に関して既往の実験等により報告されているが、両構造を併用した構造は実績が乏しく、特に本案の張出し床版セグメントとストラットの一体化構造は類似形状がない。

そこで、張出し床版セグメントとストラットの接合構造に着目した実物大供試体を製作し、応力分布性状、疲労耐久性、破壊性状の確認実験を行った。また、張出し床版セグメントやストラットの接合精度および架設における作業性など、架設作業における問題の有無の確認を供試体製作時に行うこととした。図-12 に、試験項目および確認事項を示す。

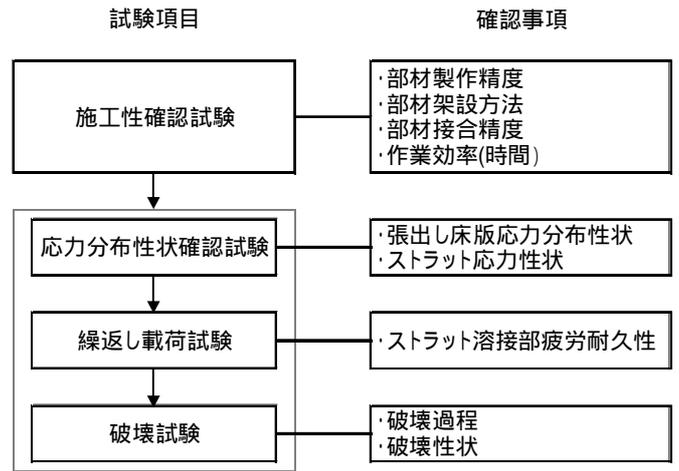


図-12 試験項目および確認事項

(1) 実験計画

1) 供試体計画

载荷実験を実施するにあたり、張出し床版およびストラットの接合構造特性を確認するため、床版およびストラットの挙動が顕著となる荷重载荷位置を検討した。図-13 に3次元線形FEM解析のモデル図を示す。

検討は、道路橋示方書 共通編に規定されるT活荷重の载荷方法に従い、図-14 に示す断面方向 ~ ，橋軸方向a ~ cの計 18 パターンのT活荷重载荷に対して行なった。

解析モデル

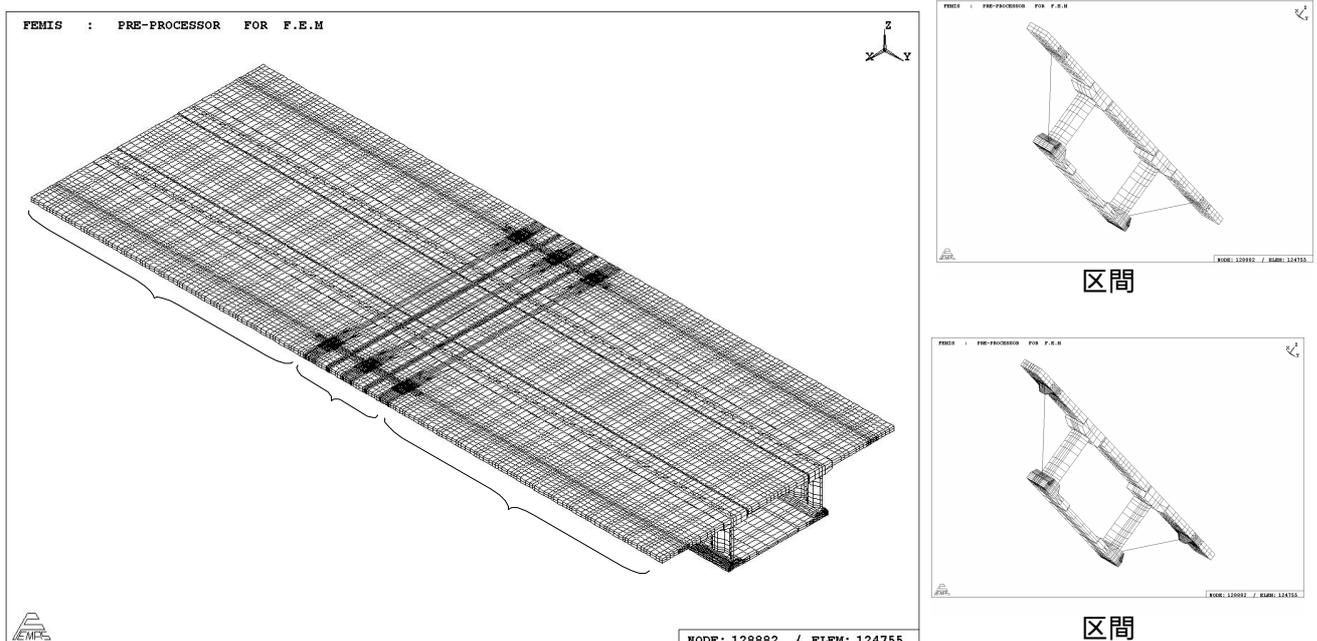


図-13 FEM解析モデル(L=17×2.5m=42.5m)

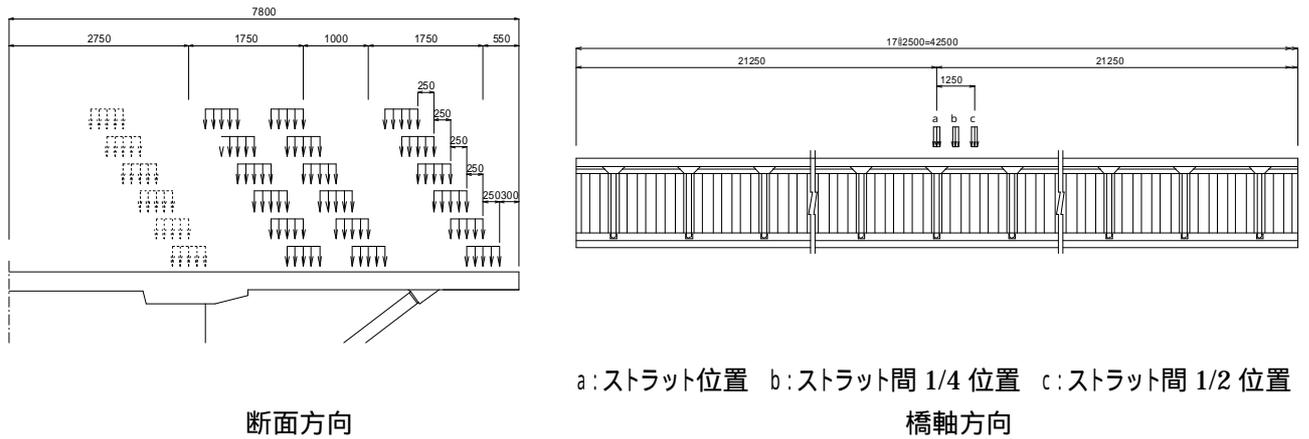
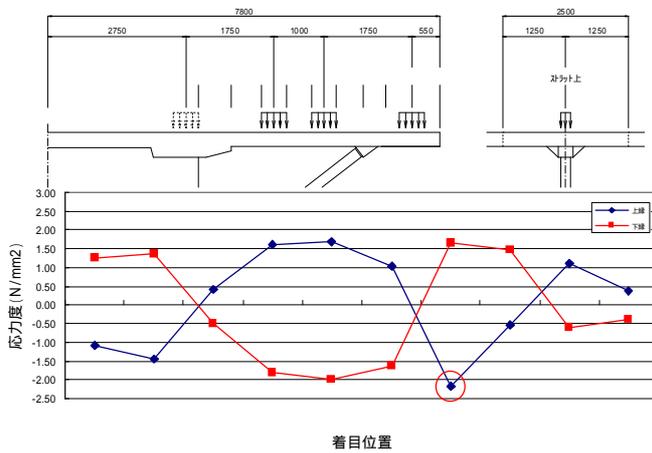


図-14 T活荷重の载荷ケース

検討結果

各着目部位における検討結果を以下に示す。

a. 張出し床版上縁 (断面方向)



b. 張出し床版下縁 (断面方向)

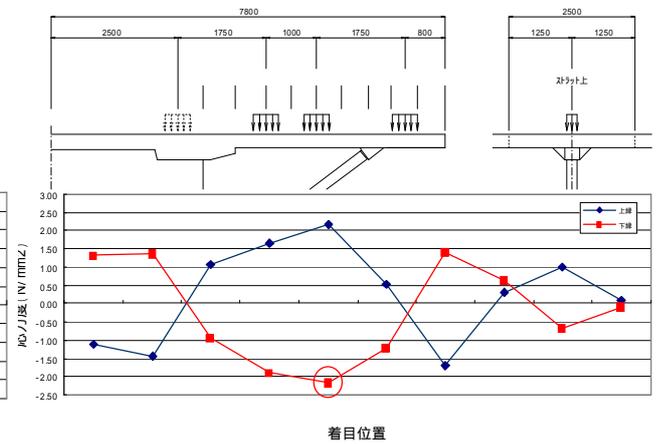
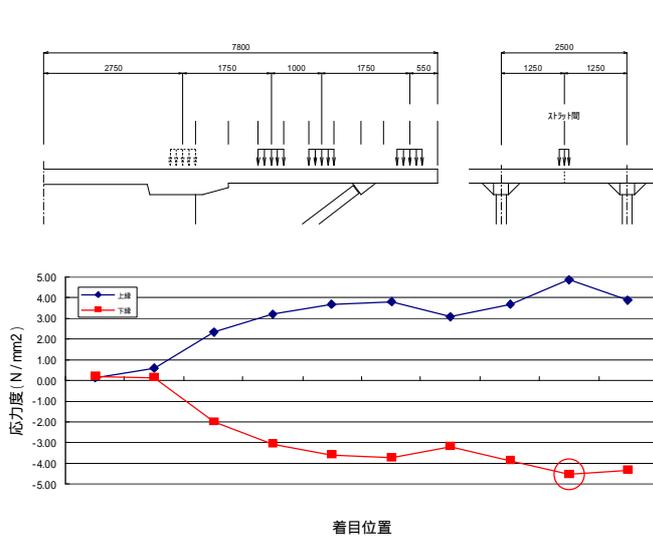


図-15 解析結果

c. 張出し床版下縁 (橋軸方向)



d. スラット

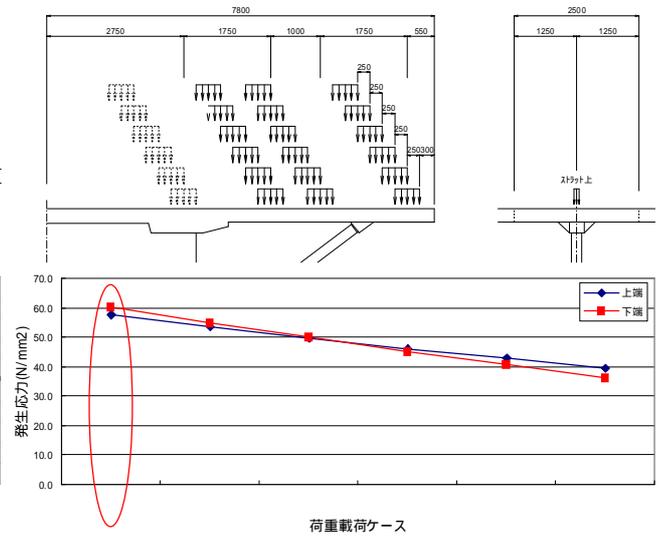
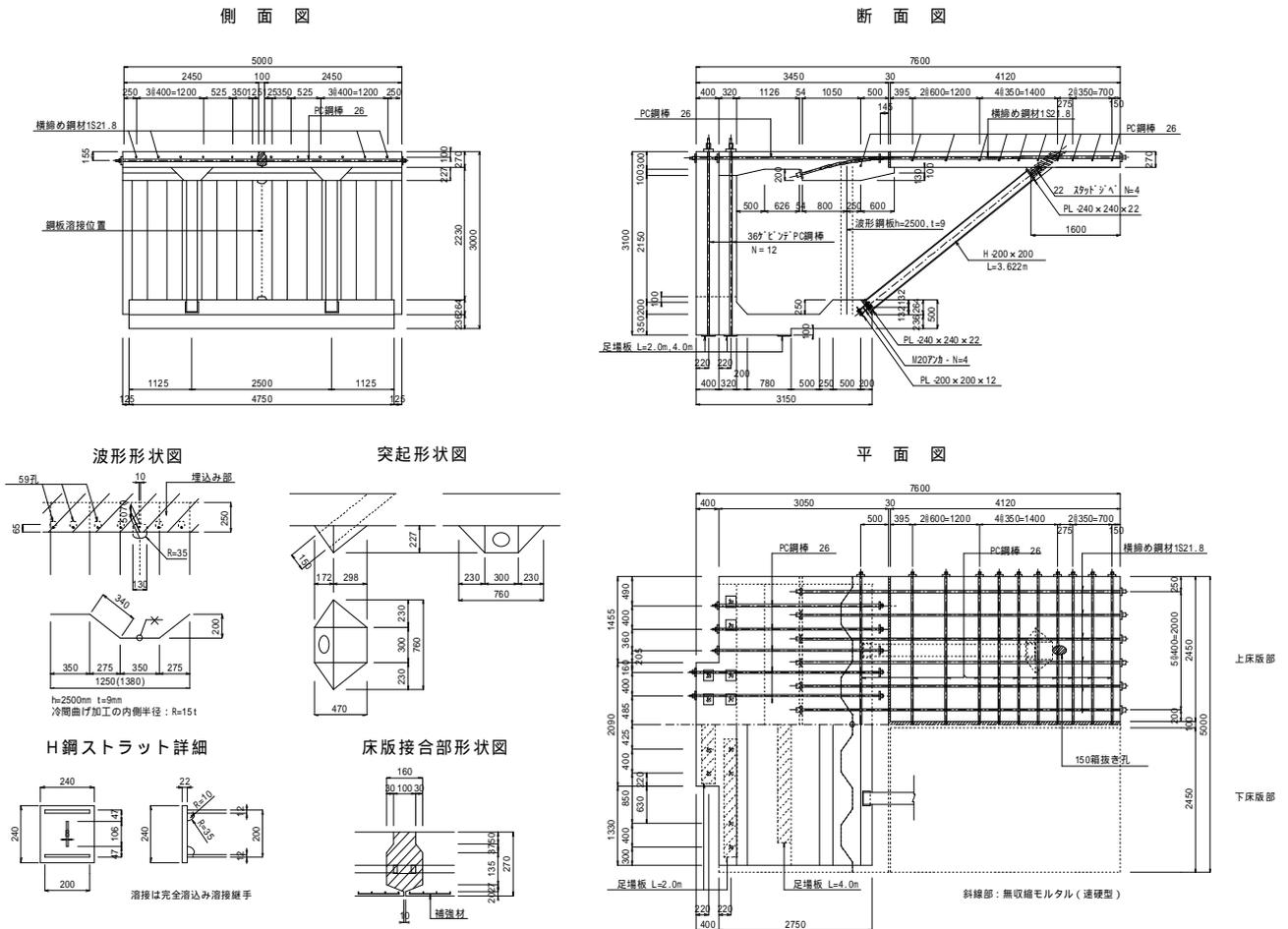


図-16 解析結果

2) 供試体形状

供試体形状

図-17 に供試体形状を示す。供試体は、ストラットに支持された張出床版部分の構造特性に着目して、箱桁部で断面を分割した実物大切削しモデルとした。橋軸方向の長さは、前項の検討結果からストラット上およびストラット間への荷重載荷を考慮して5.0mとした。箱桁部の分割位置は、張出床版の横締め緊張作業が可能なスペースを箱桁内に確保できる位置とし、反力床にアンカーをとる(PC鋼材を配置する)ためのコンクリート壁を設けた。下床版下面是部分的に100mm打下ろして供試体を支持することとした。なお、供試体は、工場(ピーエス三菱茨城工場)で製作した波形鋼板を建込んだ下床版および張出し床版セグメントを土木研究所内の実験施設に運搬し、箱桁部の縦桁および上床版を実験施設内で場所打ちして製作した。



- ・コンクリート $ck = 50N/mm^2$
- ・鉄筋 SD295A
- ・PC鋼材 SWPR19 1S21.8 :張出し床版横締め
- SBPR930/1080 26 :コア上床版横締め,張出し床版軸方向締め
- SBPD930/1080 D36 :コア縦桁アンカー
- ・波形鋼板 SM400A
- ・ストラット H鋼:SS400,端部プレート:SM400A

図-17 供試体形状

3) 供試体解析

3次元線形FEM解析のモデルを図-18に示す。解析には汎用FEM解析プログラム FEMLEEG((株)ホクトシステム)を使用した。

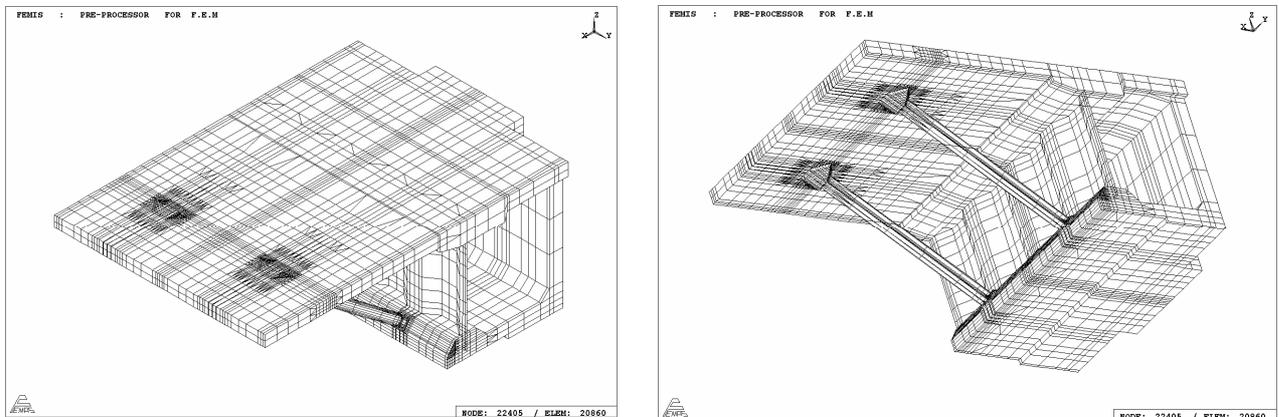


図-18 FEM解析モデル

・拘束条件(打下し部下面)

縦桁前面ライン: X, Y, Z 方向拘束 その他打下し部: Z 方向拘束 下床版先端 : Z 方向拘束(繰返し実験以降)

・要素設定

表-3 FEM 解析における要素設定

	弾性係数 N/mm ²	ポアソン比	要素	備考
コンクリート部材	材料試験 結果引用	材料試験 結果引用	3次元ソリッド	
波形鋼板	200000	0.3	2次元シェル	t=9mm
ストラット	200000	0.3	3次元ソリッド	200H相当

(2) 実験概要

1) 使用材料

本実験に使用した材料の強度性状を表-4~6に示す。

表-4 工場製作部材: 下床版, 張出しセグメント

		材齢28	材齢71	材齢103
圧縮強度	N/mm ²	57.9	59.8	61.9
割線弾性係数	E _c N/mm ²	-	35850	37290
ポアソン比		-	0.197	0.217

表-5 場所打ち製作部材: 横桁, 上床版

		材齢28	材齢71	材齢103
圧縮強度	N/mm ²	41.0	57.4	61.8
割線弾性係数	E _c N/mm ²	-	28100	28060
ポアソン比		-	0.180	0.174

表-6 無収縮モルタル, グラウト

	圧縮強度 ₂₈ N/mm ²	備考
無収縮モルタル	50.0	MG-10M(三菱マテリアル)
グラウト	28.9	低粘性型

材齢 71 : 応力分布性状確認実験実施時

材齢 103: 破壊実験実施時

2) 施工性確認実験

モデル橋梁では、橋台背面に設置したクレーンにより、箱桁(コア)セグメントおよび張出し床版セグメント、ストラットを架設地点で所定の位置に据付け、プレストレス導入による一体化を繰り返して主桁を構築する架設計画としている。本実験では、各部材の架設における作業要領および接合精度、作業効率(時間)等に関して問題点の有無を実物大供試体の製作時に確認する。以下に架設ステップを示す。

STEP1: ストラット架設

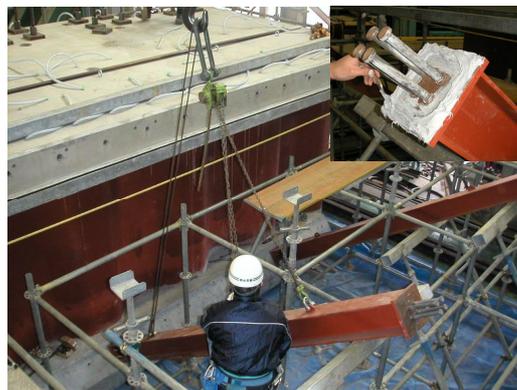
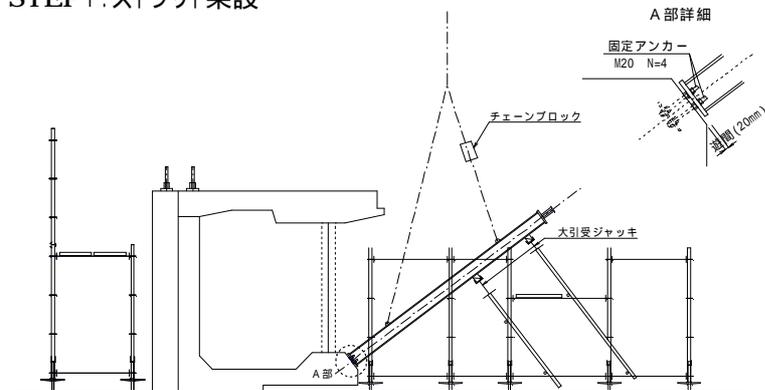


写真-1 ストラット架設状況

所定のストラット位置に合わせて支保工を設置する。

チェーンブロックを使用して、所定の傾きでストラットを吊り込む。

下床版に設置した M20 アンカーにストラットを差し込み、支保工で支持する。このとき、ストラット下端の遊間は、床版架設時に干渉しないよう設計値より狭く設定する(上図: A部詳細参照 設計値 40mm に対して 20mm で実施)。

ストラット上部の接合面には、密着性を確保するための接着剤(アルプロン A-105T: 日米レジン(株)を使用)を塗布する。

STEP2: 張出し床版セグメント架設

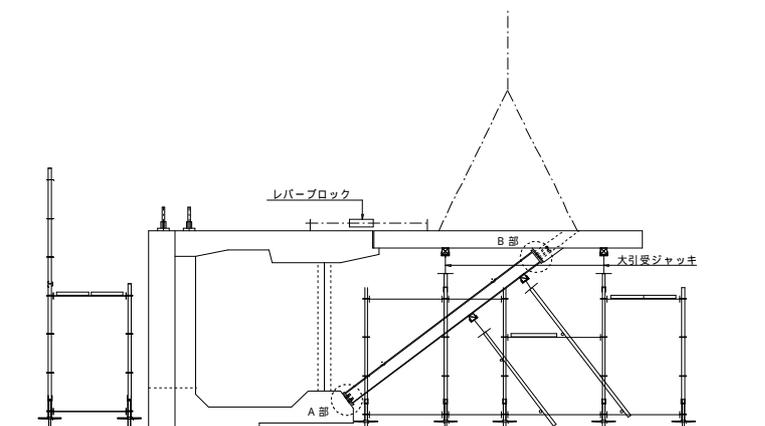


写真-2 床版セグメント架設状況

所定の張出し床版セグメント位置に合わせて支保工を設置する。

掛違い部およびストラット上部のスタッドジベルが損傷しないように、上下および前後の移動を繰り返して張出し床版セグメントを吊り込む。

掛違い部および支保工に荷重支持する直前で停止させ、シーブ接続スポンジが所定の厚さまで圧縮されるようにレバーブロックで引き寄せ、2枚目のセグメントは、に加えて、既設セグメント方向にもレバーブロックで引き寄せ、目地部止水スポンジを圧縮する。

張出し床版間目地の軸方向シーブをジョイントする。

STEP3: ストラット位置調整

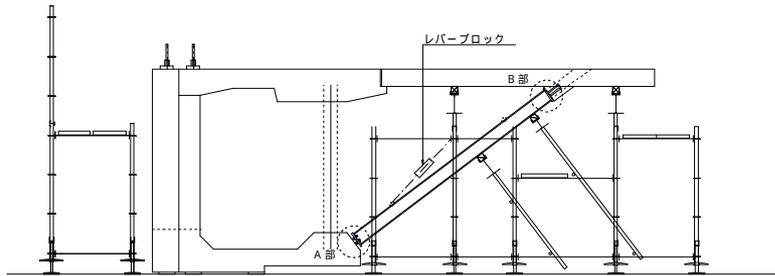
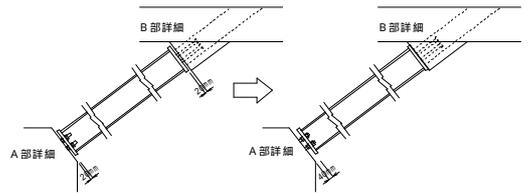


写真-3 ストラット位置調整状況

ストラットの吊り治具を利用してレバーブロックで引き上げ、張出し床版突起部に密着させる。
 ストラット下端のアンカーでストラットの位置を固定する。
 PC鋼材をシースに挿入する。



STEP4: 無収縮モルタル充填

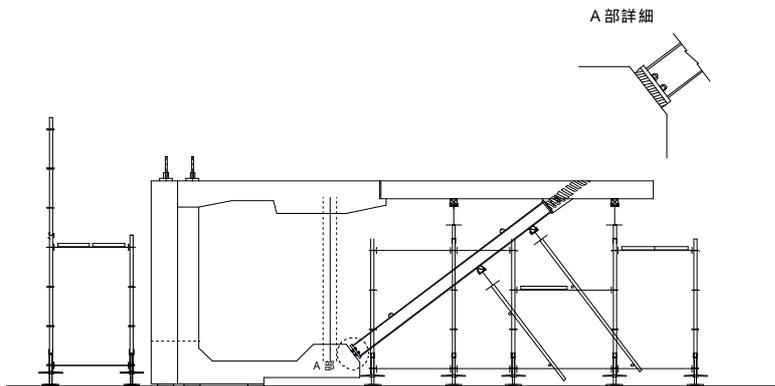


写真-4 無収縮モルタル充填状況

目地端部の型枠を設置し、超早硬型の無収縮モルタルを目地部に充填する。
 充填箇所に養生シートを設置する



写真-5 無収縮モルタル充填状況

作業時間

表-7に本実験において各作業に要した時間を示す。実施工における計画では、1夜間で3ブロックのコアセグメント、6本のストラット、6枚の張出し床版セグメントの架設が標準であるが、組立てヤードでの繰返し作業であるため、作業熟練度の向上が望め、作業人員の増員も可能であり、計画時間内での架設に問題ないと考えられる。

表-7 架設作業に要した時間

作業内容	施工性確認実験		実施工計画	
	部材数	実施時間	部材数	計画時間
STEP 0 コアセグメント架設	-	-	3部材	1.5h
STEP 1 ストラット架設	2本	1.0h	6本	1.0h
STEP 2 張出しセグメント架設	2枚	1.5h	6枚	2.0h
STEP 3 ストラット調整	2ヶ所	0.5h	6ヶ所	0.5h
STEP 4 無収縮モルタル充填	0.2m ³	2.0h	1.0m ³	1.0h
合計		5.0h		6.0h



写真-6 ストラットの角度調整状況



写真-7 張出し床版架設状況



写真-8 ストラット位置調整状況



写真-9 練混ぜ充填状況

製作精度

写真-10～15 に部材の接合状況を示す。コンクリート部材の製作には木製型枠を使用したが、部材の製作精度に問題はなく、所定の接合精度を確保できた。実施工においては、型枠の転用性から鋼製型枠の使用を想定しており、より精度の向上が望めると考えられ、モデル橋梁で想定した架設計画にしたがって実際の施工を実施することが可能であることが確認できた。



写真-10 接続スポンジ圧縮状況



写真-11 橋軸方向シース接続



写真-12 上部接合部(箱抜き孔より)



写真-13 上部接合部



写真-14 下部接続部



写真-15 床版接合部

3) 応力分布性状確認実験

本構造の張出し床版部は、ストラットで支持された構造であるため、道路橋示方書に規定される床版の設計手法を用いることができない。そのため、本構造においてはFEM解析により床版の設計を行うものとした。本実験では、張出し床版の所定の位置に単位荷重 100kN を載荷し、張出し床版およびストラットに設置した計測装置による挙動確認を行い、FEM解析による設計手法の妥当性を検証する。

単位荷重は、事前検討結果から、表-8 に示す各部位の挙動が顕著となる位置(床版 3 パターン、ストラット 1 パターン)を含む、断面方向 2 箇所、橋軸方向 3 箇所の計 6 点に 500mm × 200mm の面積で載荷した(図-19)。また、各部位の挙動が顕著となる位置に関しては、設計相当の荷重(床版については解析上着目点において導入プレストレスを打ち消す荷重、ストラットについては軸力が等しくなる荷重)を載荷し、ひび割れ等の変状が無いことを確認した。なお、荷重増加の間隔は 20kN とした。

表-8 各部位に着目した載荷位置

着目位置		載荷位置	設計荷重相当 P (kN)
床版	断面方向	ストラット支持位置上縁	238
		荷重載荷位置下縁	107
	橋軸方向	荷重載荷位置下縁	192
ストラット			184



写真-16 載荷実験状況

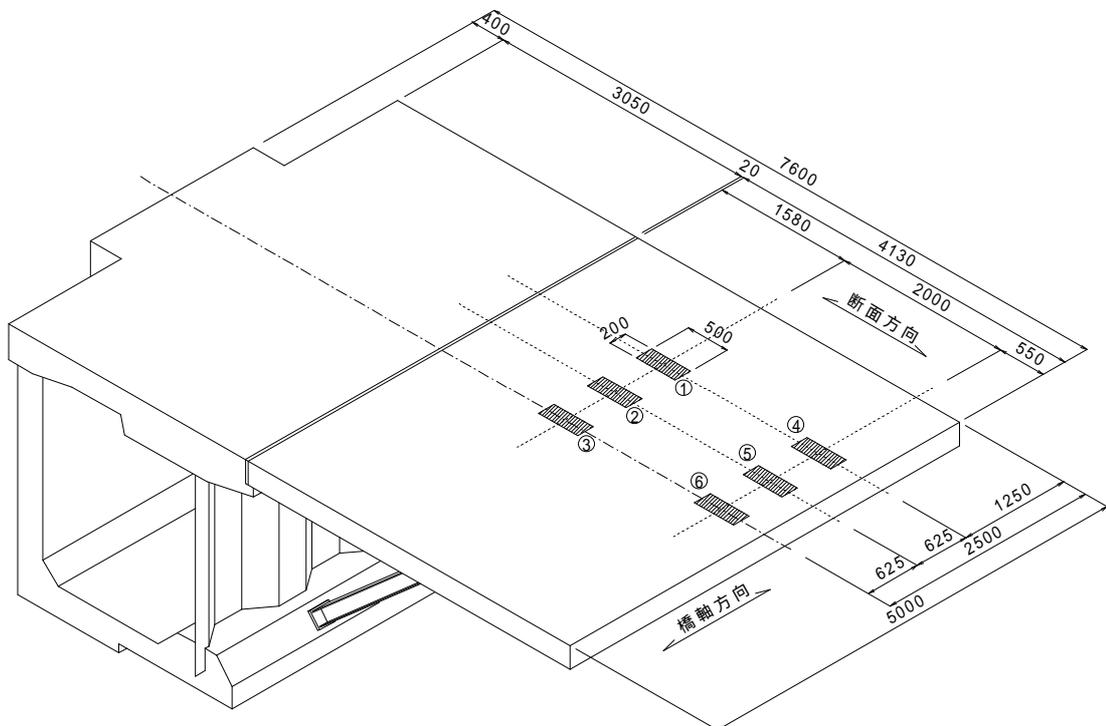


図-19 単位荷重載荷位置

単位荷重載荷

以下に計測結果および解析値の比較を示す。全ケースについて、傾向は解析値と整合しており、精度に関しても材料誤差や施工誤差・計測誤差として問題ない範囲であり、解析手法の妥当性が確認された。

変位

図-20 に変位計測位置を、図-21, 22 に計測結果を示す。なお、変位については、解析値に比較して張出し先端に向かうほど乖離する結果が計測された。この要因としては、後述する各部位におけるひずみの計測値が解析値とよく整合していること、張出し床版先端方向に向かって計測値と解析値の差が直線的に増加していることから、供試体下面に設置したなじみ材(板材 $t=28\text{mm}$)の影響により、供試体全体に回転変位が生じたことが想定される。そのため、変位に関しては、計測値と解析値の差に近似線(線形)を設定し、その傾き分は回転変位による影響と仮定して計測値から差し引いた。

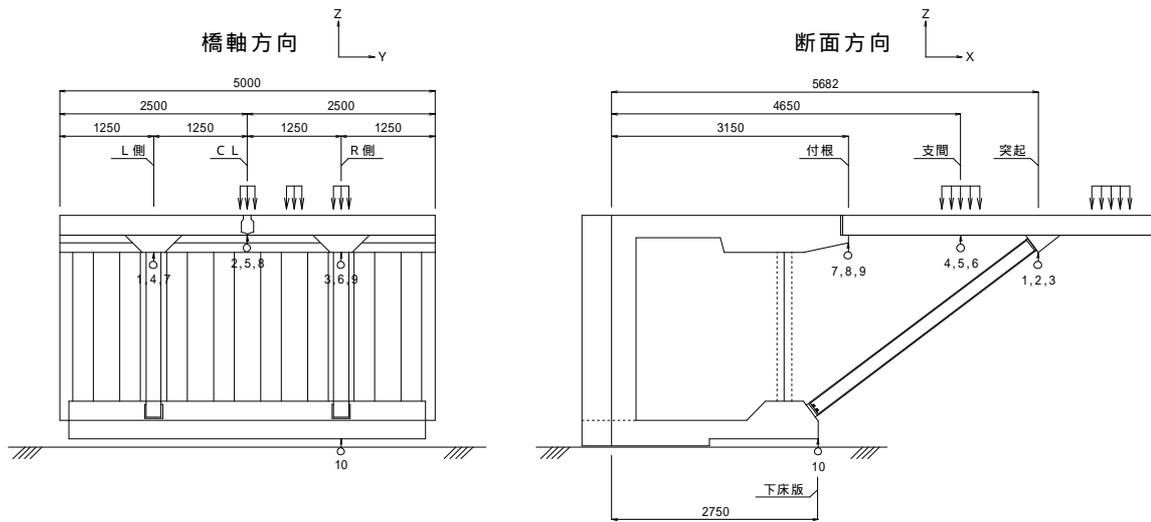


図-20 変位計測位置

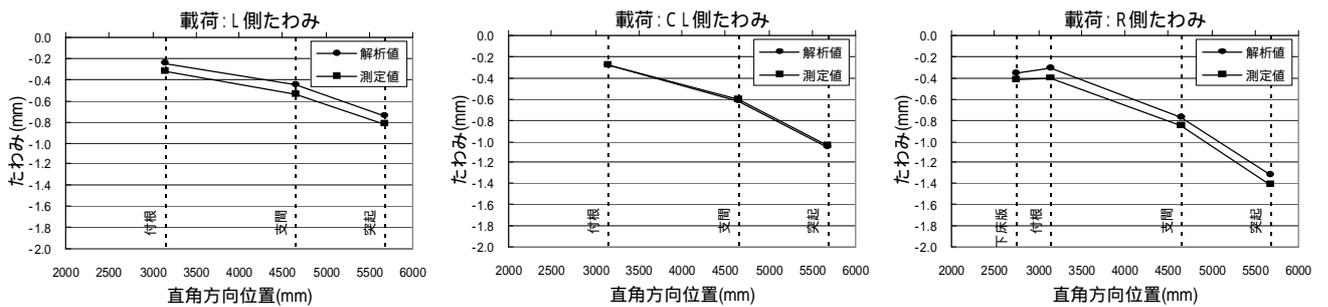


図-21 単位荷重 載荷時変位

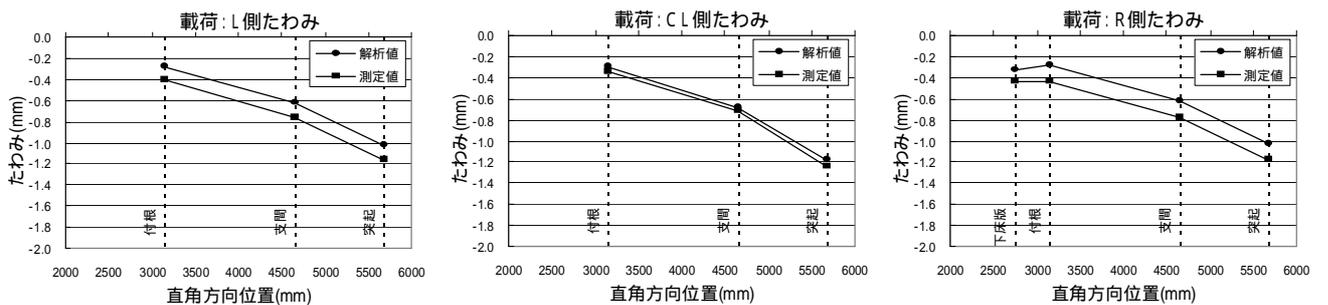


図-22 単位荷重 載荷時変位

・床版応力

図-23 にひずみ計測位置を、図-24 に計測結果を示す。なお、床版ひずみに関しては、図-23 に示す直角方向ライン1~6, 橋軸方向ライン1~5 にグループ分けしてグラフ化した。

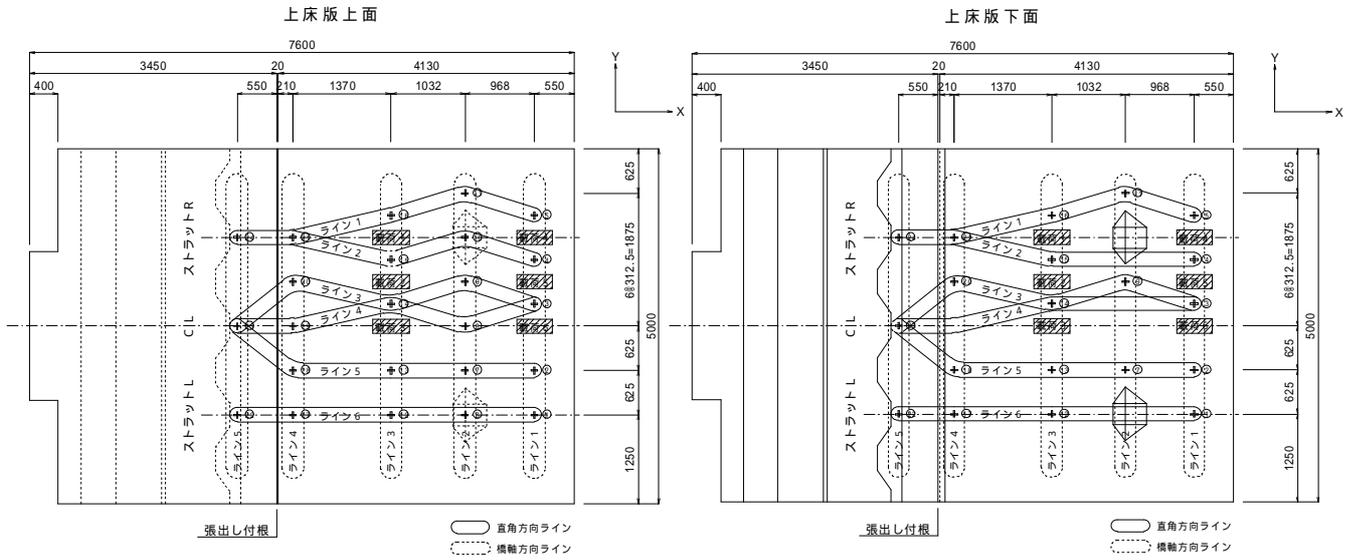


図-23 ひずみ計測位置(2軸)

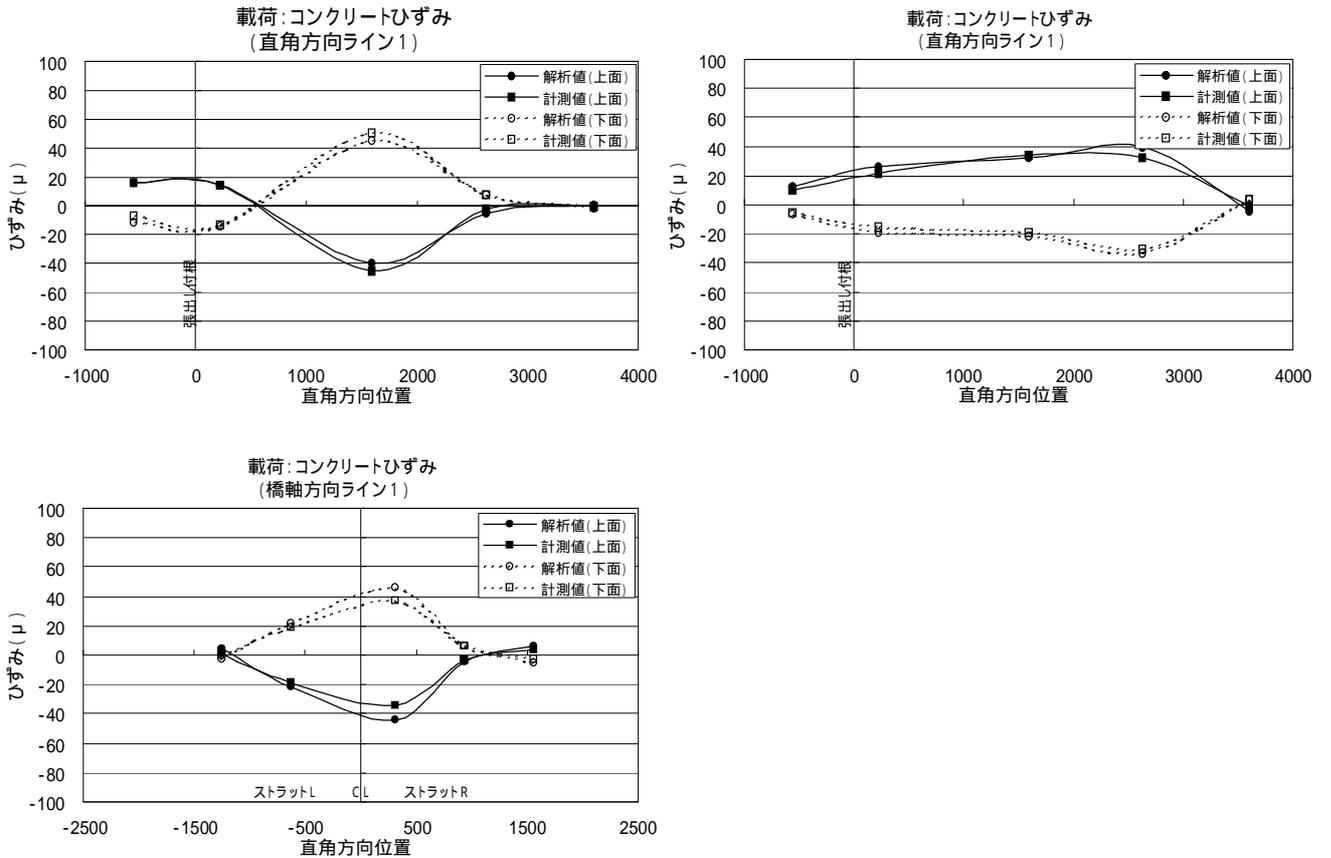


図-24 ひずみ計測結果

・ストラットひずみ

図-25 にひずみ計測位置を、図-26 に計測結果を示す。

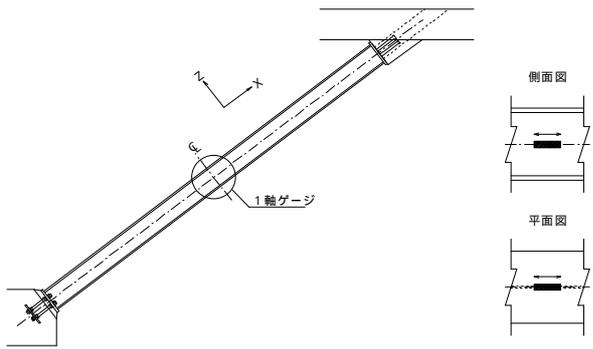


図-25 ひずみ計測位置(荷重載荷側)

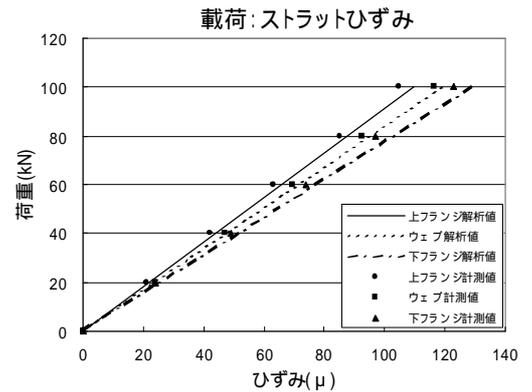


図-26 ひずみ計測結果

設計荷重相当の荷重載荷

以下に、それぞれの部位における設計荷重相当の荷重を載荷した場合の着目点近傍(表-9)のひずみ計測結果を示す。全ケースについて設計相当の荷重値までのひずみは線形で変化しており、3次元FEM線形解析による解析手法の妥当性が確認された。また、外観上もひび割れ等の変状は確認されなかった。

表-9 着目部位近傍の計測器の位置

着目位置		載荷位置	設計荷重相当 P (kN)	計測器位置
床版	断面方向	ストラット支持位置上縁	238	図 - 8.4.8 床版上面: No. 10
		荷重載荷位置下縁	107	図 - 8.4.8 床版下面: No. 16
	橋軸方向	荷重載荷位置下縁	192	図 - 8.4.8 床版下面: No. 3
ストラット			184	図 - 8.4.21

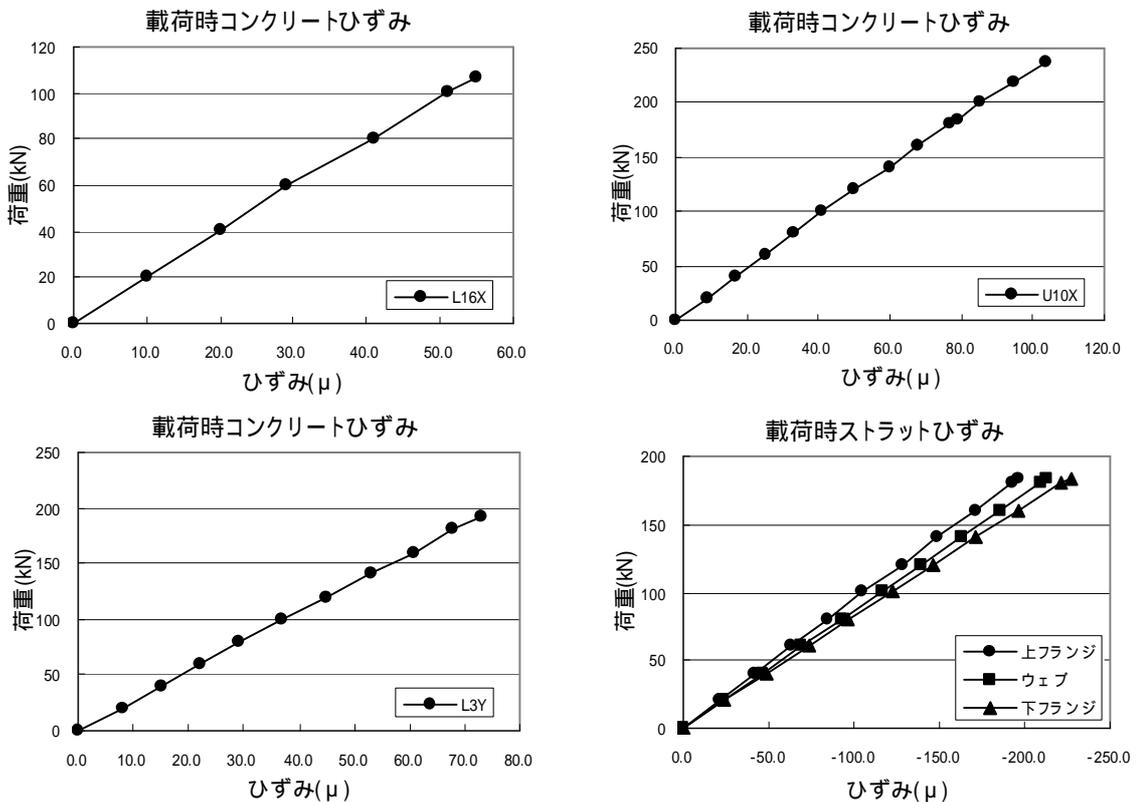


図-27 荷重相当載荷による各部位のひずみ

4) 疲労耐久性状確認実験

本構造におけるストラットによる張出し床版の支持位置は車両走行直下にあり、特に鋼部材であるストラット溶接部の疲労耐久性が課題となる。そのため、本実験では、ストラットが最も厳しい状態となる活荷重の載荷状態に着目し、所定の荷重の定点繰返し載荷によりストラット溶接部の疲労耐久性に関して安全性の確認を行った。なお、溶接方法は完全溶込み溶接とし、品質確認が可能なようフランジとウェブの接合部にスカーラップを設けた。また、溶接部継手構造自体の疲労強度の確認は行っていないが、継手部形状および溶接方法から、疲労設計指針に規定される強度等級D区分と仮定した。

図-28, 図-29 に想定するT活荷重の載荷状態および供試体における荷重載荷位置を示す。本構造においては、ストラットに曲げモーメントおよびせん断力に比較して軸方向力が卓越して作用するため、ストラットに発生する軸方向力に着目して振幅荷重値を決定した。なお、表-10 に示すように、T活荷重載荷によりストラットに発生する軸方向力ひずみ(216 μ)と供試体の解析結果(単位荷重 100kN 載荷に対して 117 μ 発生)の比率から設定した荷重振幅値 184kN を、実験前に行った実載荷(P = 100kN)による計測結果(107 μ)から 202kN に変更した(下限値:15kN, 上限値を 217k)。載荷回数は 200 万回とし、表-11 に示す所定の回数終了時に、振幅荷重相当の荷重を静的載荷(荷重増加間隔:20kN)し、各部位の変位およびひずみを計測した。荷重の振幅速度は 1.2Hz, 振幅波形は正弦波で実施した。

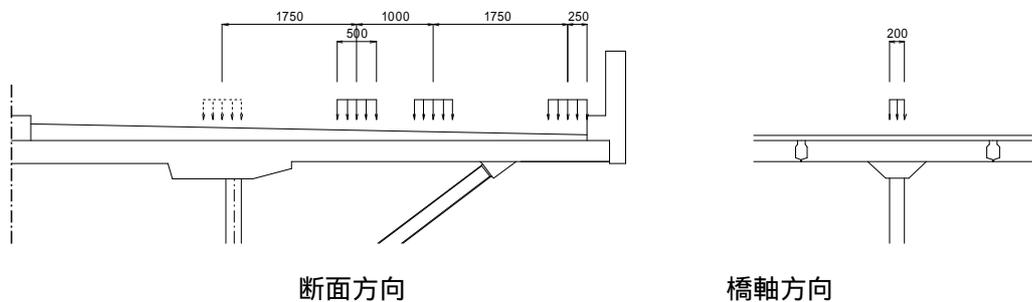


図-28 想定したT活荷重の載荷状態

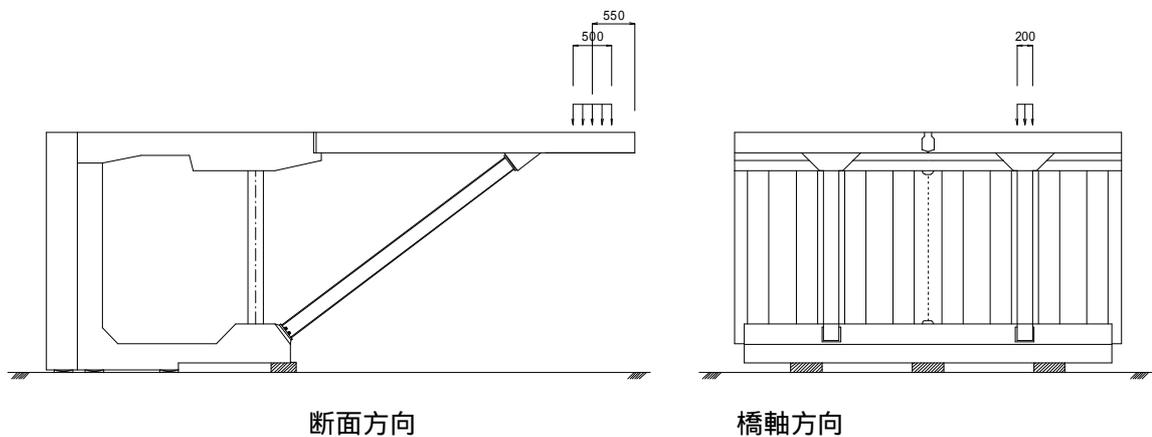


図-29 T活荷重載荷位置(供試体)

表-10 振幅荷重の設定

	発生ひずみ(μ)	比率
100kN載荷時(解析値)	117	-
100kN載荷時(実載荷)	107	/ : 0.91
ストラット許容応力度設計	216	/ : 1.84
		/ : 2.02
振幅値 = 100kN \times 2.02 = 202kNで実施		

: 単位荷重によるストラットの軸力ひずみ(解析値)
 : 単位荷重によるストラットの軸力ひずみ(実測値)
 (図-25: ストラットウェブ位置)
 : T活荷重載荷によりストラットに生じる軸力ひずみ

表-11 繰返し載荷ステップ

ステップ	回数	累積回数	計測
0	0	0	
1	1000	1000	
2	4000	5000	
3	5000	10000	
4	90000	100000	
5	400000	500000	
6	625000	1125000	
7	415000	1540000	
8	460000	2000000	

5) 破壊性状確認実験

破壊耐力

表-12 に破壊実験の結果を図-34 および図-34, 35 に荷重載荷位置の変位および目地部下端の開きを示す。破壊荷重は、終局荷重相当Pに比較して余裕があり、十分な耐力を有していることが確認された。荷重と変位の関係からは、200kNを超えた段階で傾きが変化しており、張出し床版接合部下縁が目地開きした影響と考えられる。目地開きは、導入プレストレスを打ち消し、充填モルタルの引張強度に至るまでに発生していることが確認できる。

表-12 実験結果

	終局荷重相当 P (kN)	破壊荷重 (kN)	比率
張出し床版先端 (橋軸方向)	437 :1.3D+2.5L	1117	2.6
載荷位置の押抜き	250 :2.5L		4.5

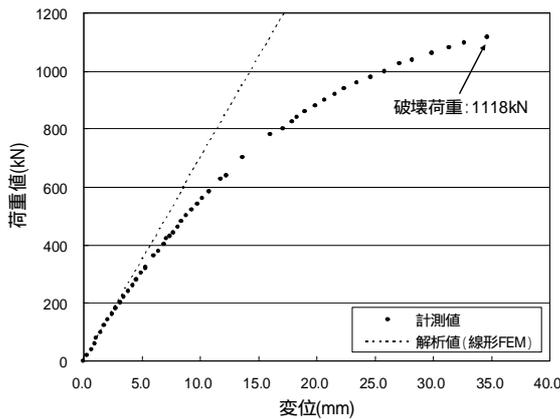


図-34 荷重と変位

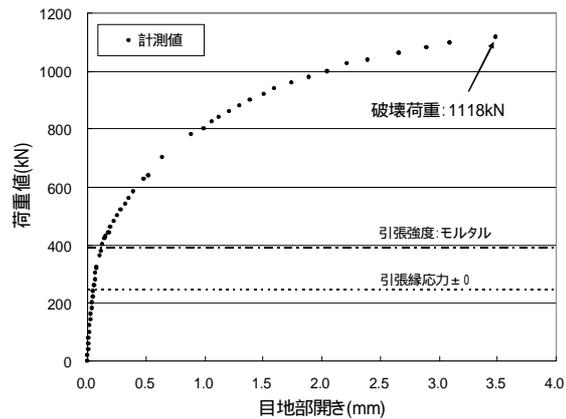


図-35 目地部間隔変化

なお、張出し床版先端近傍の載荷、ストラットによる支持、両方向プレストレスなど、本実験と構図条件および載荷条件は異なるが、以下に既往のせん断耐力式により算出した結果を示す。

コンクリート標準示方書の規定式

載荷面から d/2 離れた位置を設計断面の周長とした場合の押抜きせん断耐力は 671kN であり、破壊荷重は 1.66 倍となる。

$$V_{pcd} = d \cdot p \cdot r \cdot f'_{pcd} \cdot u_p \cdot d / b \quad \dots (式 - 1)$$

ここに

$$f'_{pcd} = 0.20\sqrt{f'_{cd}} \quad (N/mm^2) \quad \text{ただし } f'_{pcd} \leq 1.2N/mm^2$$

$$d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d : m) \quad \text{ただし } d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$p = \sqrt[3]{100p} \quad \text{ただし } d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$r = 1 + 1/(1 + 0.25 u/d)$$

f'cd : コンクリートの設計圧縮強度

u : 載荷面の周長

u_p : 設計断面の周長で載荷面から d/2 離れた位置で算定

d および p : 有効高さおよび鉄筋比

b : 一般に 1.3 としてよい

文献¹⁾に示される算出式

プレストレスの影響を考慮した算出式(式 - 2)では, 押抜きせん断耐力は 1262kN であり, 破壊荷重は 0.89 倍となる.

$$P = f_v \{ 2(a + 2 m X_m) d X_d + 2(b + 2 d X_d) m X_m \} + f_t \{ 2(a + 2 m d_m) C_d + 2(b + 2 d d_d + 4 C_d) C_m \} b \cdots \cdots (式 - 2)$$

ここに

a, b: 載荷板の主鉄筋, 配力鉄筋方向の辺長

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中立軸

d_m, d_d: 引張側主鉄筋, 配力鉄筋の有効高さ

C_m, C_d: 引張側主鉄筋, 配力鉄筋のかぶり

f_v: コンクリートのせん断強度

f_t: コンクリートの引張強度

$$m = 1/\tan \alpha_m, \quad d = 1/\tan \alpha_d$$

$$= \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2 \sigma_{cr}}{\sigma_{pe}} \right)$$

$$\sigma_{cr} = 1.005 \sqrt{f_t^2 + \sigma_{pe}^2}$$

σ_{pe}: 有効プレストレス

1) 「プレストレスしたコンクリート床版の押抜きせん断耐力」: 東山浩士, 松井繁之, 構造工学論文集 Vol.44A, 1998.3

破壊形態

写真-17 ~ 20 に破壊状況を, 図-36 ~ 38 にひび割れ状況を示す. 破壊形態は押抜きせん断破壊で, 床版上面の荷重載荷位置からストラット支持位置にかけて押し抜かれる形状を呈していた.



写真-17 床版上面(全景)



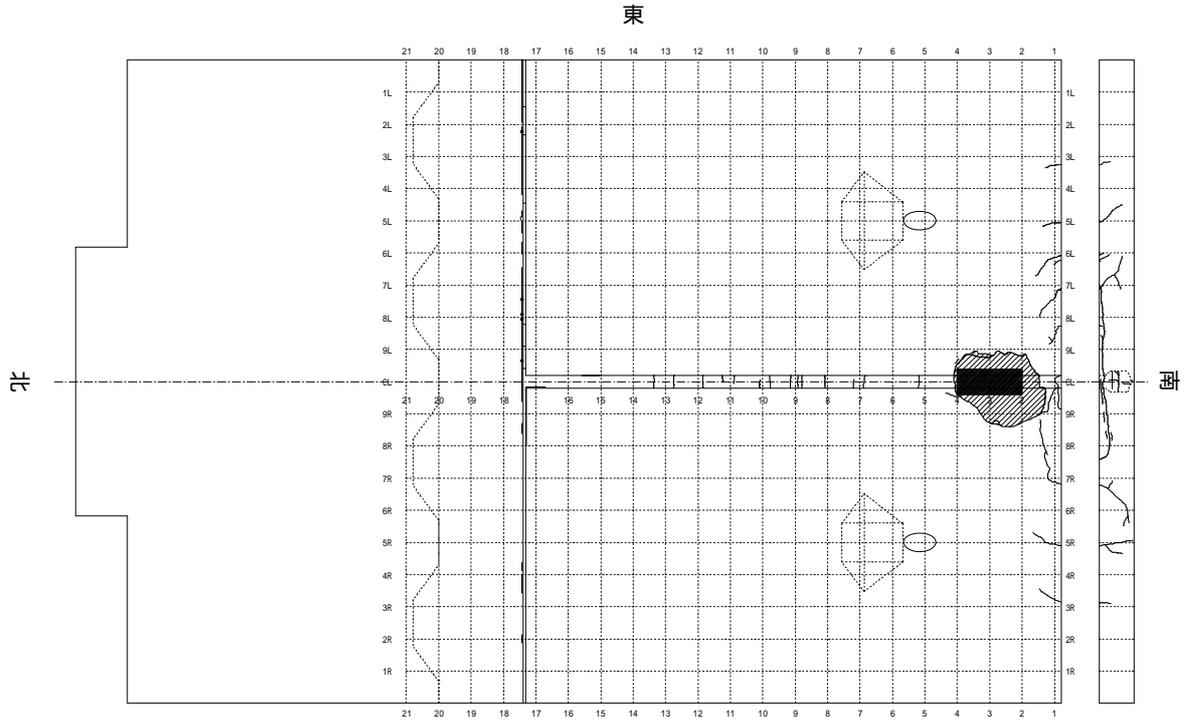
写真-18 床版上面(載荷位置)



写真-19 床版下面



写真-20 目地切断面



西
東
図-36 ひび割れ状況(床版上面)

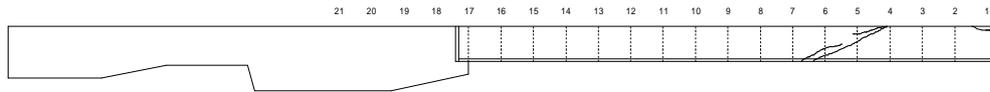
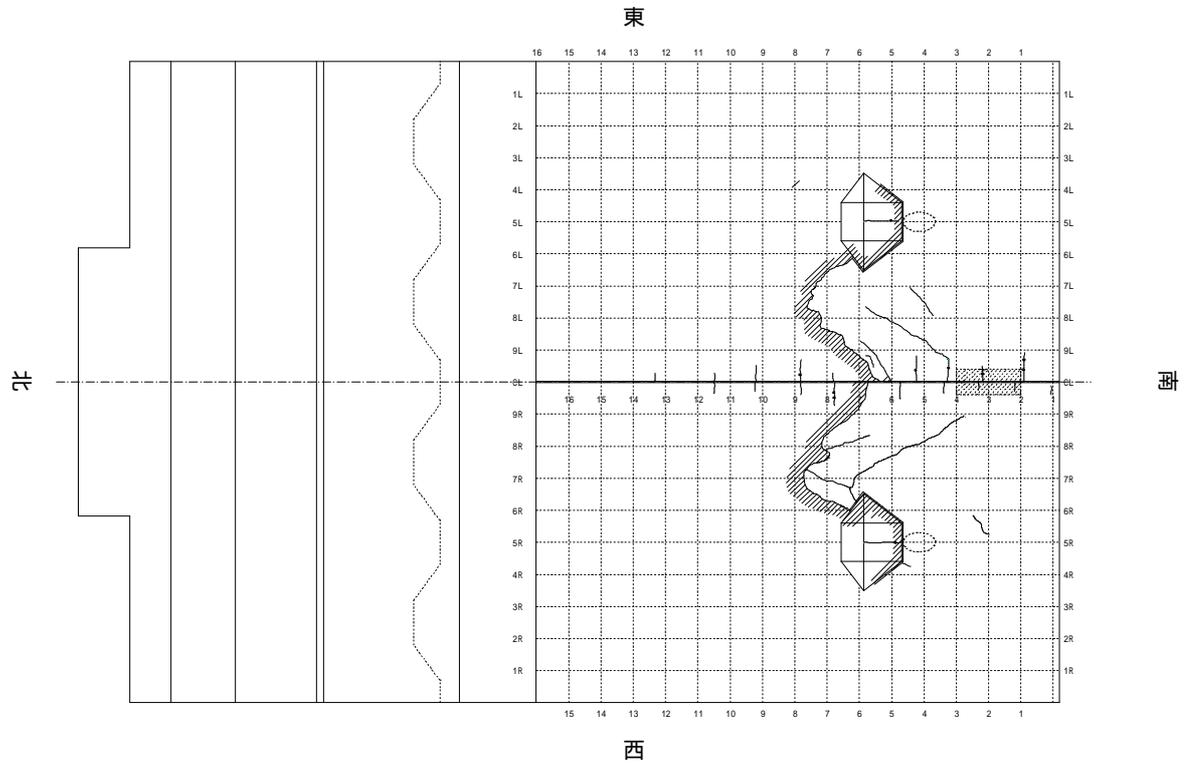


図-37 ひび割れ状況(目地切断面)



西
東
図-38 ひび割れ状況(床版下面)

(5) まとめ

1) 施工性確認実験

張出し床版を別セグメントとし、架設地点でコアセグメントおよびストラットと接合する橋体構築方法について、モデル橋梁で計画する1夜間3ブロック分のセグメント接合に施工上問題なく、適切な接合精度も確保できることが確認された。

2) 応力分布性状確認実験

ストラットで支持された張出し床版構造において、荷重載荷により床版およびストラットの各部位に発生するひずみはFEM解析結果と十分整合しており、FEM解析による設計手法の適当性が確認された。

3) 繰返し載荷実験

鋼部材の疲労設計に適用される「鋼道路橋の疲労設計指針：日本道路協会 H14.3」では、1組の疲労設計荷重(T活荷重)を車線中央に載荷し、進行方向に移動載荷させて変動応力を算出するものと規定されている。本供試体において疲労設計指針に規定される荷重載荷状態を反映することが困難であったことから、本実験においては図-28に示すT活荷重の載荷状態を想定して荷重振幅値を決定した。200万回の繰返し載荷において、所定の回数終了毎に荷重振幅相当の荷重を静的に載荷したが、ストラット溶接部近傍の局所的な応力に変動はなく、外観にもひび割れ等の変状は確認されなかった。局部応力は、解析結果と十分な整合が確認できることから、疲労設計指針の規定を満足する部材形状および強度を設定することで、疲労耐久性は確保されと考えられる。

4) 破壊実験

ストラットとストラットの間かつ張出し床版先端近傍に荷重を載荷し、破壊に至る経過および破壊性状を確認した。破壊荷重は、各部位の終局荷重に比較して十分余裕があり、構造上十分安全であることが確認された。なお、破壊形態は押抜きせん断破壊であり、道路橋で想定する車両荷重に対して十分な耐荷力を有していた。

5. おわりに

本検討においては、設定した条件に対応するため、上部構造に波形鋼板ウェブやストラット等の要素技術を採用したが、比較的地盤条件が良好な場合や、立体交差が幅員でない場合には、通常の箱桁断面にも適用可能である。都市部交差点における立体交差化においては、工費に加えて工事に伴う交通規制などによる渋滞や、周辺的生活環境に及ぼす影響を低減することが重要であり、本工法は十分有用性があると考えられる。