

## 12. バックルプレート床版の静的破壊機構と疲労耐久性に関する実験的検討

### Static Fracture Mechanism of Buckle Plate Slab and Experimental Examination Concerning Fatigue Durability

技術支援課 関口幹夫、大石雅登、内山博文  
法政大学 准教授 藤山知加子、真部洋大

#### 1. はじめに

隅田川の清洲橋（写真-1、昭和3年竣工）や永代橋（大正15年竣工）などは帝都復興橋梁群の代表的な著名橋であり、供用80年を超えて今なお健在である。中でも清洲橋と永代橋は重要文化財（他に勝鬃橋）に指定されている貴重な橋梁である。帝都復興橋梁群は、当時の東京市と鉄道省が役割分担して事業化した。文献1)によると、隅田川筋の長大橋梁の中の6事業（相生橋、永代橋、清洲橋、蔵前橋、駒形橋、言問橋）は、鉄道省が手掛けて形式の異なる著名橋を設計した。一方、隅田川筋の吾妻橋、両国橋、厩橋などは、東京市が手掛けて主に板桁で鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版）の組合せを基本とする設計になっている。鉄道省が採用した床版形式は、ヨーロッパで実績があり国内では少数のバックルプレート床版（以下、BP床版）が採用されている。BP床版の特徴は、図-1に示すとおりBPは下に凹みがあり、その上に無筋のコンクリート床版が打設されている形式であり、BPとコンクリート床版は、スタッドや形鋼などで合成構造としていない点の特徴である。

重要文化財の清洲橋と永代橋は、供用約60年経過した昭和62年には、写真-2~3のようにBP床版のBPで腐食が進行していることから、図-1のようにコンクリート部分を撤去してショットブラストで研掃して錆び止め塗装後に人工軽量コンクリートに打替えている。補修時の記録ではコンクリート撤

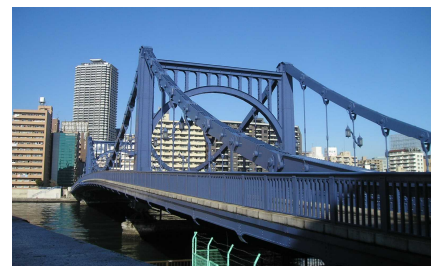


写真-1 清洲橋全景



写真-2 水抜き穴の欠損



写真-3 BP腐食状態

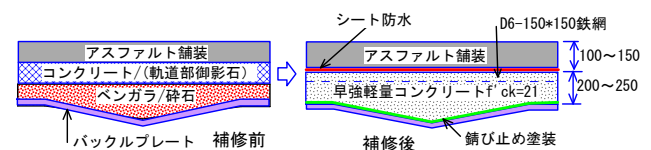


図-1 補修前後の断面（昭和62年）

去後のBPは、写真-3に示すとおり全面で腐食しており、約2mm減耗しているとの記述がある。また、一部のパネルでは、写真-2に示すとおり水抜き穴が直径20cm程度欠損している箇所もあった。これらBPの欠損箇所は、内側に当板などで補強を行ってコンクリートを施工したものと想定されるが、BPの補修方法に関する資料は存在しないため詳細は不明である。補修後約30年経過している現状の健全性は、定期点検の結果では、特に問題があるとは考え

られないが、将来の維持管理計画を策定しておくことが重要である。しかしながら、耐久性の検討事例がなく破壊モードや疲労耐久性も不明である。そこで、清洲橋の実物大モデル試験体による表-1 に示す実験を行い破壊機構と疲労耐久性を検討する。併せて東京大学が開発した三次元有限要素法 (COM-3D) を B P 床版に適用するため解析的検討を実施するものである。

本報文は、実験が完了している現行モデル I と現行モデル II で B P の板厚が 4.5mm の試験体が疲労破壊した 98 万回までのデータおよび三次元有限要素解析 (COM-3D) を用いた静的実験の再現解析の結果について取りまとめたものである。なお、実験中の長寿命化モデルの結果については、次年度以降に報告する。

## 2. 実験シリーズの概要

### 2.1 実験シリーズ

実験シリーズの概要を表-1 に示す。現行モデル I は、現在供用中の B P 床版 (昭和 62 年に人工軽量コンクリートに打換え) をモデル化して静的載荷実験を行い破壊形式や耐荷力など力学的な基本特性の検討を目的とする。現行モデル II は、現行モデル I と同一仕様の 3 体の試験体を使用して走行疲労実験を行い疲労耐久性の検討を目的とする。長寿命化モデルは、将来の再補修を意識して、疲労耐久性の向上が見込まれる高強度軽量コンクリートのモデルと B P を当板で補強したモデルについて走行疲労実験を行い補修効果の検討を目的とする。

### 2.2 試験体の概要

試験体の形状は、清洲橋の B P 床版のパネル最大寸法 (床版支間 1500mm、長さ約 1700mm) と床版厚は最小厚の 200mm のパネルをモデル化する。B P の材質は不明であるが一般構造用鋼材 SS400 を用いた。B P の板厚は、設計値 7.9mm 相当の 8.0mm (BP-8.0S、BP-8.0D) と昭和 62 年の打替え時の腐食量 2mm を考

表-1 実験シリーズの概要

実験シリーズ	実験方法	試験体名	B P 板厚 (mm)	最小床版厚 (mm)	サグ量 (mm)	コンクリート		配筋 (mm)
						種類	基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
現行モデル I	静的載荷	BP-8.0S	8.0	200	76	1種軽量 早強	21	D6 150×150 かぶり50
		BP-6.0S	6.0					
		BP-4.5S	4.5					
現行モデル II	走行疲労	BP-8.0D	8.0					
		BP-6.0D	6.0					
		BP-4.5D	4.5					
長寿命化モデル	走行疲労	BP-4.5D-H	4.5	24*				
		BP-4.5D-P	4.5					

(注) \*: 膨張材使用

慮した 6.0mm (BP-6.0S、BP-6.0D) と将来の補修限界 (鋼板接着補強工法の板厚相当) を想定した 4.5mm (BP-4.5S、BP-4.5D) の 3 ケースとする。

B P の凹み (サグ量) は、本来プレスで製作する予定であったが、プレスの型が存在しないため溶接構造とする。支持桁とプレートの取合は、本来のリベット構造をボルトの頭が半円形のトルシア型高力ボルト (TCB) で代用する。

使用するコンクリートは、昭和 62 年の補修では 2 種軽量コンクリートであったが、静的破壊実験では入手難から粗骨材のみ人工軽量骨材を使う 1 種軽量コンクリートで代替した。設計基準強度は、補修時と同じ早強ポルトランドセメント使用の 21N/mm<sup>2</sup> (≒210kg/cm<sup>2</sup>) とする。

将来の補修を想定した長寿命化モデルでは、36 N/mm<sup>2</sup> の高強度軽量コンクリートを使用した試験体と写真-2 の状態を再現した B P の水抜き孔部を直径 20 cm 欠損させて内側に当板補強したモデル (強度 24 N/mm<sup>2</sup> で膨張材使用) である。

## 3. 静的載荷実験

### 3.1 試験体の詳細

静的載荷実験用の形状寸法は、図-2 のとおりである。コンクリートの配合表を表-1 に示す。材令 7 日のコンクリートの力学特性値は、表-2 のとおり圧縮強度は 25.5N/mm<sup>2</sup> で弾性係数 16.6kN/mm<sup>2</sup>、単位体積質量 1953kg/m<sup>3</sup> である。

コンクリート床版は、支持桁上のスタッド (φ16 ×100mm) で浮き上がりを防止した。また、床版内には、異形鉄網 D6 の 150×150mm を上面から 50mm 位置

表-1 コンクリートの配合表 (早強)

呼び強度	スランブ	空気量	水セメント比	細骨材率	セメント	水	細骨材	粗骨材	AE減水剤	単位体積質量
N/mm <sup>2</sup>	cm	%			Kg/m <sup>3</sup>					
21	18	5	55.4	47.7	325	180	930	450	3.25	1,850

に挿入した。使用鋼材の特性値を表-3 に示す。

### 3.2 静的載荷実験方法

静的載荷の載荷板は、試験体中央部に道路橋示方書の輪荷重接地寸法の載荷板（橋軸方向 200mm×橋軸直角方向 500mm）を使用した。載荷は、手動油圧ジャッキで(0~100kN、0~200kN、0~300kN、0~400kN、0~破壊まで)の載荷パターンとし、BPおよび横支桁のたわみとBP、横支桁およびコンクリート表面のひずみを測定した。コンクリート表面のひび割れのスケッチ、BPの浮きやはく離は打音で領域を特定した。

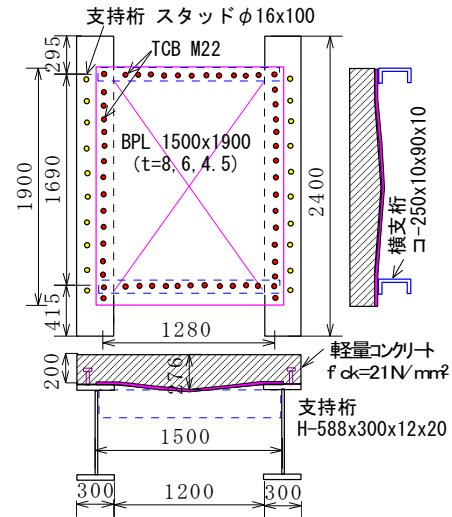


図-2 静的実験用の試験体寸法

表-2 コンクリートの特性値 (材齢 7 日)

供試体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	単位体積質量 (kg/m <sup>3</sup> )
BP-8.0S	25.7	16.6	1,950
BP-6.0S	25.7	17.5	1,960
BP-4.5S	25.2	15.8	1,950
平均	25.5	16.6	1,953

### 3.3 静的載荷実験結果

#### (1) 耐荷力

静的実験結果の一覧を表-4 に示す。押し抜きせん断耐荷力は、たわみ形状が急激に増加する時点(図-7 参照)とし、最大耐荷力と最大鋼板応力度は、手動油圧ジャッキの荷重が止まった時点とした。表-4 の ( ) 内の値は、BP板厚 8.0mm (BP-8.0S) に対する比率であり、押し抜きせん断耐荷力は、板厚の影響が大きい。一方、最大耐荷力と最大鋼板応力度では、板厚の影響は小さいという傾向が見られる。

表-3 鋼材の特性値

項目 種類	規格	降伏応力			伸び %
		N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	
BP-8.0mm	SS400	293.0	438.0	32.0	
BP-6.0mm	SS400	338.0	456.0	28.0	
BP-4.5mm	SS400	289.0	448.0	41.0	
鉄網 D6	SD295	332.0	497.0	24.0	

表-4 静的載荷の実験結果

試験体名	押し抜きせん断耐荷力 (kN)	最大耐荷力 (kN)	最大鋼板応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	備考
BP-8.0S	650 (1.00)	850 (1.00)	209.4 (1.00)	設計7.9mm相当
BP-6.0S	550 (0.85)	800 (0.94)	195.6 (0.93)	S62補修時相当
BP-4.5S	400 (0.62)	750 (0.88)	204.2 (0.98)	補修限界相当

#### (2) 破壊形式

床版上面は、写真-4 に示す載荷板周長に沿って最大荷重時に 5~10mm 程度押し込まれる破壊形式である。図-3 の上面ひび割れ図では、BP-4.5S と BP-6.0S の側面のひび割れは、破壊荷重の 1/2 程度の荷重 294kN 辺りから発生した。一方 BP-8.0S では、破壊荷重に近い 658kN から発生しており両者に差が見られる。BP は写真-5 に示すように全体に荷重の増大に伴ってはく離が進展する。しかし、局所的な大きな変形は生じない。桁との接合部は、滑りや変形は確認できない。BP の打音調査によるはく離の分布を図-4 に示す。BP-4.5S と BP-6.0S は、横支桁上の BP で最初のはく離が荷重 196kN で発生したが、BP 部のはく離発生は 439kN 載荷以降である。一方、BP-8.0S は、横支桁上のはく離は 658kN と大きく、BP 部のはく離は、破壊近くで発生している違



写真-4 BP-4.5S の上面破壊状態



写真-5 BP-4.5S の下面はく離状態

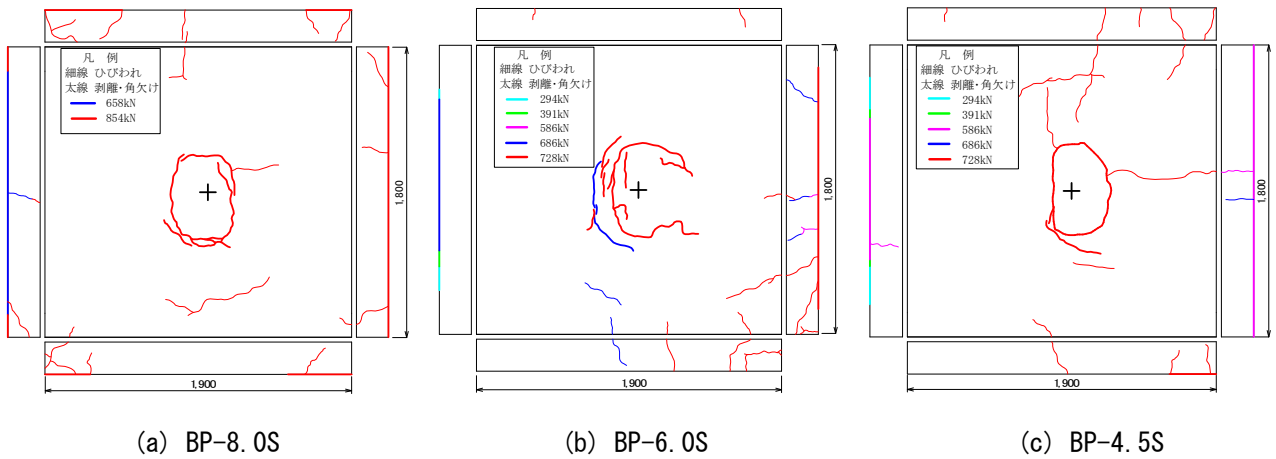


図-3 上面のひび割れ

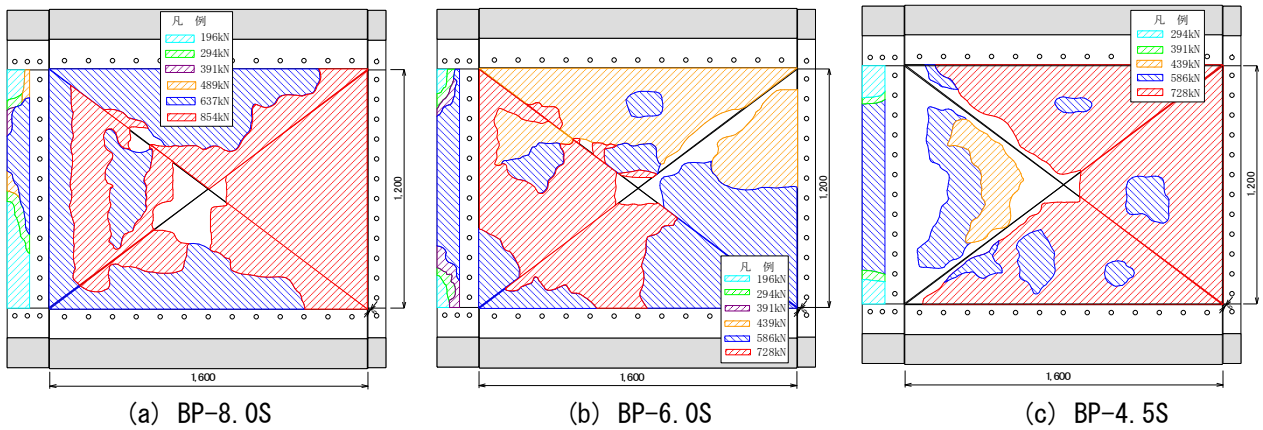


図-4 BPのはく離

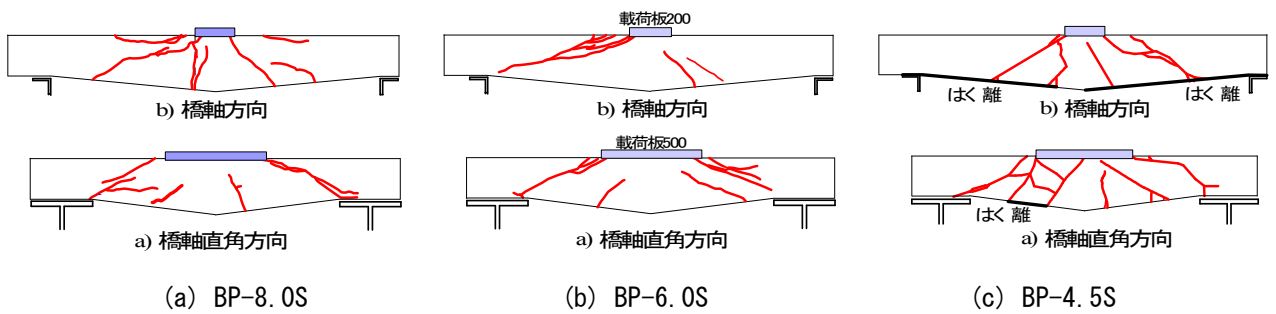


図-5 切断面のひび割れ

いが見られる。

試験体の中央で4分割した切断面のひび割れ図を図-5に示す。橋軸直角方向の切断面では、支持桁上フランジの端と載荷板を結ぶ線上に押し抜きせん断ひび割れが発生している。BP板厚の薄いBP-4.5Sは、6mm、8mmに比べひび割れの本数が多く複雑に入っている。橋軸方向の切断面のひび割れは、BP-4.5SとBP-8.0Sは、載荷板端から水平に対して約30~45度程度の押し抜きせん断ひび割れが概ね対照に発生している。一方、BP-6.0Sでは、図の左側の載荷板の片端から横支桁を結ぶ位置に押し抜き

せん断ひび割れが集中しており、やや偏芯した状態で破壊している。しかしながら、BP板厚8mm~4.5mmの範囲では、コンクリート床版部の静的破壊の破壊形式や破壊モードは、同一と認められるとともに、一般的なRC床版での押し抜きせん断破壊に類似している。したがって、輪荷重によるBP床版の破壊形式は、コンクリート床版部分が先行して押し抜きせん断破壊し、床版内部にはせん断ひび割れが走行輪方向に展開して、圧縮側に水平ひび割れが発生するほか、最終的には砂利化する破壊パターンを示すと考えられ、BPが破断する可能性は少ない

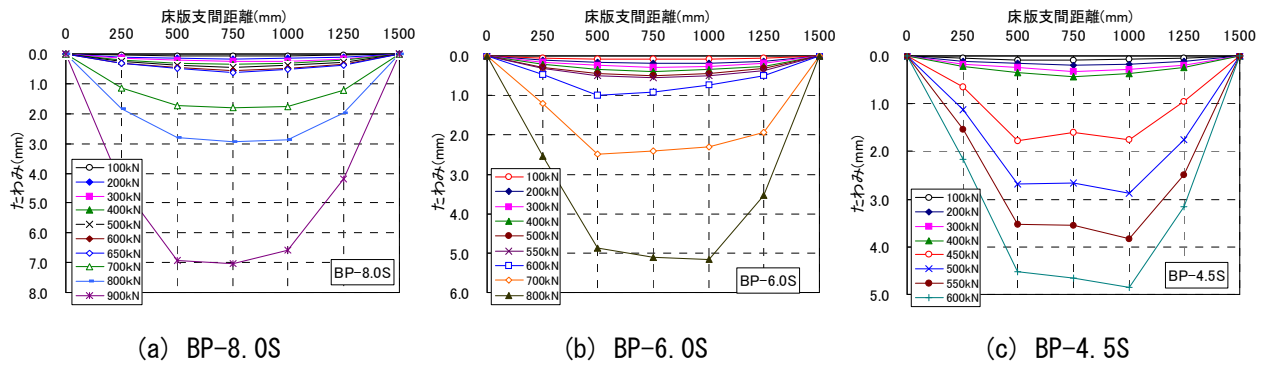


図-6 橋軸直角方向のたわみ分布

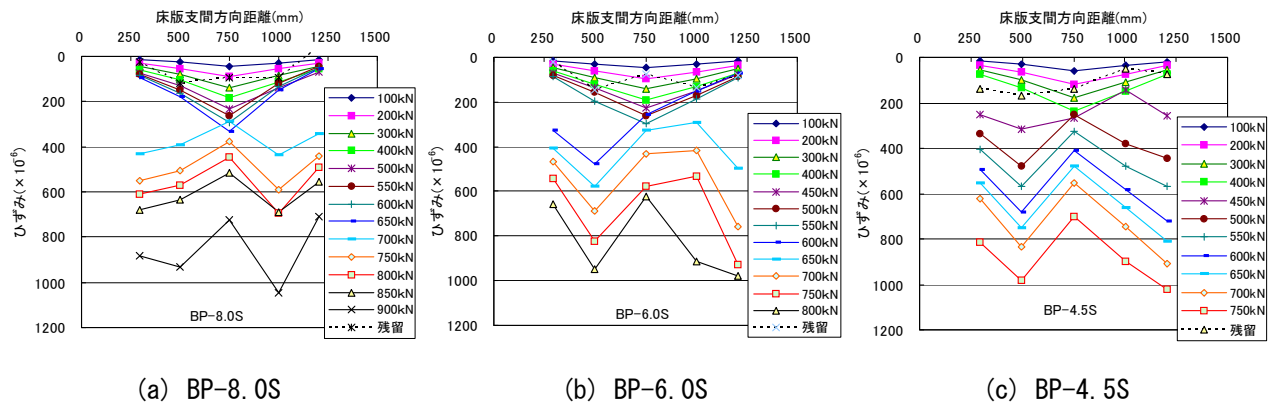


図-8 橋軸直角方向のBPのひずみ分布

と考えられる。

### (3) BPのたわみとひずみ

BP下の橋軸直角方向のたわみ分布を図-6に示す。鋼板とコンクリートが一体として機能（合成構造）している荷重は、BP-4.5Sは400kN、BP-6.0Sは500kN、BP-8.0Sは650kNであることがたわみ分布から推察できる。押し抜きせん断耐力までの弾性域のたわみは、図-7のとおりBPとコンクリートが完全合成で全断面有効時（床版厚は平均値）の厚板理論の単純板の計算値とほぼ一致する。

橋軸直角方向のBP下のひずみ分布を図-8に示す。BPがはく離するまでの合成断面では図-6のたわみ分布と類似形状を示す。ひび割れ発生後の塑性域では、破壊面の先端でBPが局部的に変形することで、床版中央のひずみよりやや離れた位置でのひずみの方が大きい値になったものと推察できる。最大ひずみは、いずれも約1000 $\mu$ 程度であり降伏応力度には至っていない。また破壊後のBPの残留ひずみは200 $\mu$ 以下であった。

コンクリート上面の橋軸直角方向のひずみ分布を

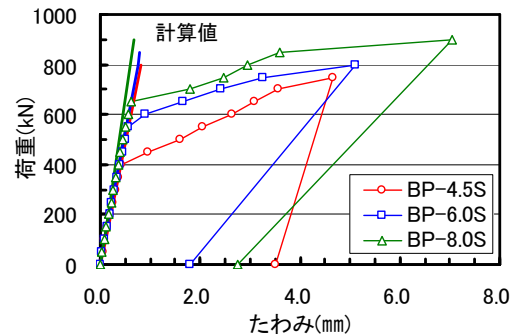


図-7 たわみ測定値と計算値の比較

図-9に示す。BP-4.5SとBP-8.0Sは、ほぼ同一の分布形状を示している。一方、BP-6.0Sは載荷板下の中央のひずみゲージの橋軸方向が載荷直後に断線しており、橋軸直角方向の値もBP-4.5SやBP-8.0Sに比べ合成断面の挙動が見られないことから、ケージの接着不良による異常値の可能性が考えられる。正常値と推察できるBP-4.5SやBP-8.0Sでは、ひずみの値は異なるものの分布形状はほぼ同一と見なせる。支間方向距離の500mmと1000mmのひずみ値の変化が小さいのは、載荷板の両端部であり、載荷板の拘束の影響によるものと考えられる。

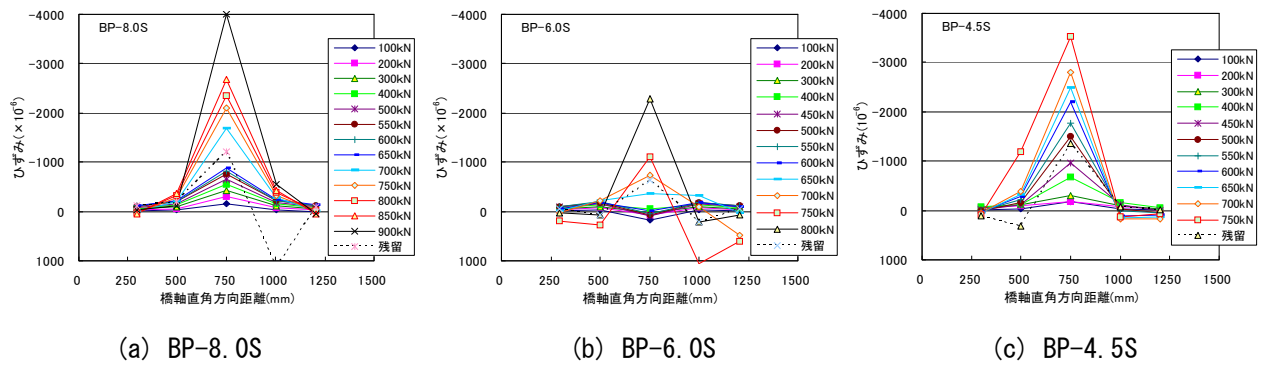


図-9 橋軸直角方向のコンクリート上面のひずみ分布

#### 4. 三次元 FEM 解析

##### 4.1 解析モデルの概要

近年、道路橋床版の高サイクル疲労解析手法が東京大学で開発され、一般的なRC床版はもとより鋼コンクリート合成床版にも適用可能であることが実証されている<sup>2,3)</sup>。床版への適応に関する第一人者である藤山知加子准教授（法政大学）と当センターはBP床版に適用するための共同研究を行っている。

高サイクル疲労解析ソフトの基本ソフトは、東京大学が開発した三次元有限要素法のCOM-3Dを用いる。COM-3DをBP床版に適用するための基礎的研究として、3.3の静的破壊試験結果を基に再現解析で解析モデルの検討を行う。

モデルの検討では、先ず適度な境界条件について、パラメトリックスタディを図-10に示すモデル①により行う。モデル②はBPの凹み、支持桁、スタッドジベルなども忠実に再現する再現解析用モデルである。

解析に用いる使用材料の特性値を表-5に示す。解析対象試験体は、BPの板厚は、設計時相当の8mmとし、コンクリートの特性は、軽量コンクリートでの計算事例がないため、普通コンクリートの物性値で検討する。

解析モデル①の概要を図-11に示す。モデルの座標軸は、橋軸方向をX軸、橋軸直角方向をY軸、鉛直方向をZ軸とする。BPと支持桁の関係は図-11(a)の橋軸方向約1.7m、橋軸直角方向1.5mで単純支持されている。BPのX軸(Y=0mm)の点、Z軸方向の変位を拘束する。(X=0mm、Y=0mmの点においてはX、Y、Z軸方向の変位を全拘束)。BPのX軸(Y=1500mm)の点、Z軸方向の変位を拘束する。(X=0mm、Y=1500mm

要素	モデル①	モデル②
縦桁・横桁	×	○
スタッド	×	○
リベット(TCB)	×	○
BPの傾斜	なし(平面)	有り
ソリッド要素数	2440	33094
節点数	3638	46304
全体図		

図-10 解析モデルの概要

表-5 解析に用いる材料の特性値

(a) コンクリート

項目	値	単位
弾性係数	16,700	N/mm <sup>2</sup>
圧縮強度	25.5	N/mm <sup>2</sup>
引張強度	2.55	N/mm <sup>2</sup>
ポアソン比	0.2	
単位重量	0.023	N/mm <sup>3</sup>

(b) 鋼材

項目	値	単位
弾性係数	200,000	N/mm <sup>2</sup>
降伏強度	340	N/mm <sup>2</sup>
引張強度	420	N/mm <sup>2</sup>
ポアソン比	0.3	
単位重量	0.07850	N/mm <sup>3</sup>

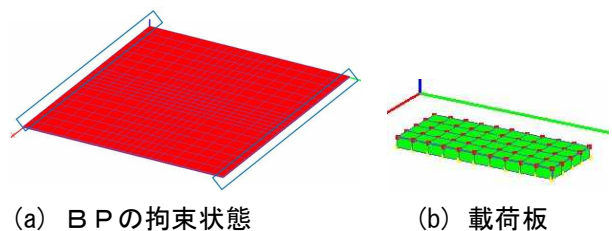


図-11 モデル①の詳細

の点においてはX、Z軸方向の変位を拘束)。

モデル①の荷荷板モデルを図-11(b)に示す。荷荷板上面55点をZ軸方向に拘束し、変位制御で荷荷板を実験結果図-6(a)BP-8Sに示すたわみの最大値7mmまで押し込む。1ステップ30秒で0.1mmピッチとして70ステップに分けて荷荷する。荷荷板の材料特性はBPと同様であると仮定する。

#### 4.2 境界面条件の検討

##### (1) 境界面条件の詳細

今回用いた解析ソフトCOM-3Dでは、BPとコンク

リートの界面をボンド要素（表-7 参照）として表現している。BPとコンクリートの界面の条件を図-12に示す。なお、せん断剛性(closure mode)  $G$ は式(1)により求めた。

$$G = E/2(1 + \gamma) \cdots \text{式(1)}$$

$$= 16700/2(1 + 0.2) \doteq 6958.3 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 $E$ : 弾性係数、 $\gamma$ : ポアソン比

BPとコンクリート床版の付着条件は、粘性減衰モデル（非線形開閉モードを考慮したクーロン摩擦接触平面モデル）である。摩擦係数、開口時の剛性、初期付着力の値を変えることでモデルにどのような影響が出るかを検討する。検討ケースを表-6に示す。ケース1は、ボンド要素のないモデルを剛結として解析して実験値と比較する。ケース2は、初期付着力（開閉・せん断）を検討する。ケース3は、開閉・せん断剛性（open mode）を検討する。ケース4は、摩擦係数を検討する。ケース2とケース4の検討条件の詳細を表-7～8に示す。

## (2) 境界面条件の検討結果

ケース1（剛結モデル）の荷重-たわみの関係は、実験値の荷重800～900kNのたわみ約7mmに対して解析値は約1mmとなり、図-7の厚板理論の解析値とほぼ一致する。実験では、BPがはく離しており、解析条件の剛結の影響が明確に表れる結果となった。

ケース2の初期付着力の値を0～5(1ピッチ)に変化させた解析では、荷重とBP中央のたわみの関係を検証した。Open modeの開閉・せん断剛性を1 N/mm<sup>2</sup>としたときの検討結果は、初期付着力を変えたことによる押し抜きせん断耐力の変化が顕著に表れた。実験での押し抜きせん断耐力は約650kNなので、解析における初期付着力の値は1～2 N/mm<sup>2</sup>が妥当であると考えられる。

ケース3の開閉・せん断剛性の検討では、各ケースで有意な結果を得られなかった。open modeの開閉・せん断剛性の値を1～5 N/mm<sup>2</sup>まで上げると、最大耐荷力を超えた後の剛性に若干の違いが見られる。しかし、open modeの開閉・せん断剛性は解析モデルによる影響が小さいと思われる。

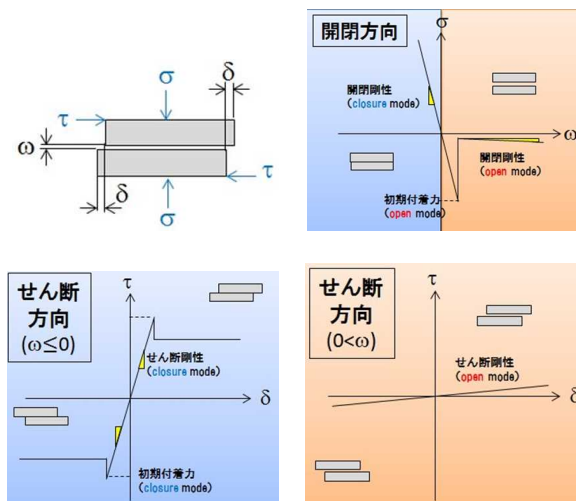


図-12 BPとコンクリートの境界面条件

表-6 検討ケース

ケース	検討条件
1	剛結
2	初期付着力(開閉・せん断)
3	開閉・せん断剛性(open mode)
4	摩擦係数

表-7 ケース2（初期付着力）の検討条件

項目	B-0	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5
摩擦係数	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
開閉剛性(closure mode)	16700	16700	16700	16700	16700	16700
せん断剛性(closure mode)	6958.3	6958.3	6958.3	6958.3	6958.3	6958.3
開閉剛性(open mode)	5	5	5	5	5	5
せん断剛性(open mode)	5	5	5	5	5	5
初期付着力(開閉方向)	0	1	2	3	4	5
初期付着力(せん断方向)	0	1	2	3	4	5

表-8 ケース4（摩擦係数）の検討条件

項目	F-0.6	F-1	F-2	F-3
摩擦係数	0.6	1	2	3
開閉剛性(closure mode)	16700	16700	16700	16700
せん断剛性(closure mode)	6958.3	6958.3	6958.3	6958.3
開閉剛性(open mode)	3	3	3	3
せん断剛性(open mode)	3	3	3	3
初期付着力(開閉方向)	1.5	1.5	1.5	1.5
初期付着力(せん断方向)	1.5	1.5	1.5	1.5

ケース4では、摩擦係数の値を変化させた時、荷重とBP中央のたわみの関係を検証した。初期付着力を1.5 N/mm<sup>2</sup>、open modeの開閉・せん断剛性を3 N/mm<sup>2</sup>としたときの荷重-たわみの関係を図-13に示す。摩擦係数を変えることによる押し抜きせん断耐力を超えた後の最大耐荷力に違いが見られた。特に摩擦係数の値が1～2の間で大きな変化が起きた。摩擦係数の値が2を超えると、最大耐荷力を超えた後、実験値と同様な挙動を示している。摩擦係数の変化によって影響を受けるのは最大耐荷力を超えた後であり、初期剛性には影響が小さいと思われる。

モデル①によるボンド要素の検討結果は、表-9のように整理できる。しかしながら、図-13に示した摩擦係数の値を2と仮定した場合の実験値と解析

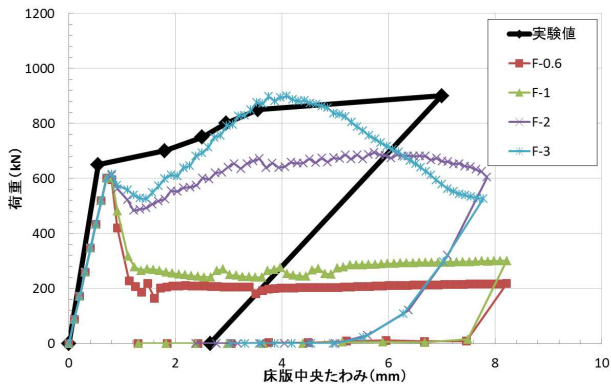


図-13 ケース4の荷重-たわみ解析結果

表-9 モデル①のボンド要素検討結果

要素	値	単位
摩擦係数	2	N/mm <sup>2</sup>
開閉剛性(closure mode)	16700	N/mm <sup>2</sup>
せん断剛性(closure mode)	6958.3	N/mm <sup>2</sup>
開閉剛性(open mode)	3	N/mm <sup>2</sup>
せん断剛性(open mode)	3	N/mm <sup>2</sup>
初期付着力(開閉方向)	1.5	N/mm <sup>2</sup>
初期付着力(せん断方向)	1.5	N/mm <sup>2</sup>

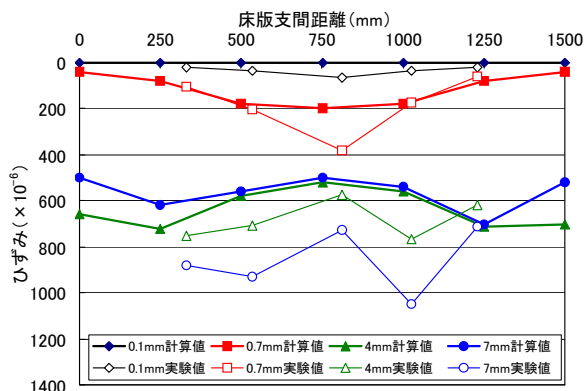
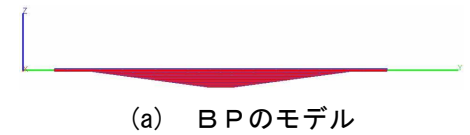
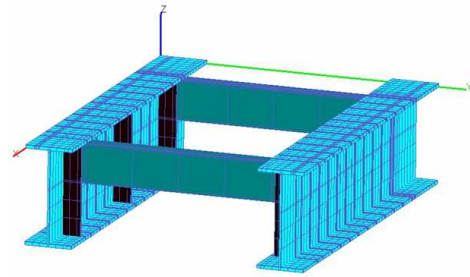


図-14 モデル①の変位制御でのひずみ解析値と実験値の比較

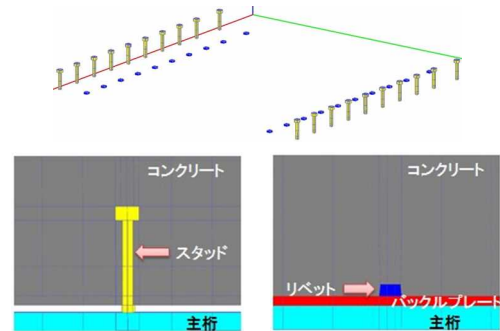
値を比較すると、押し抜きせん断耐力と残留たわみは、ほぼ同等な値となったものの、最大耐荷力は実験値が約900kN、解析値が約650kNと大きな誤差が生じた。また、図-14に示す橋軸直角方向ひずみの解析値と実験値を比較すると、大きく2つの特徴が確認できる。一つ目は、ひずみの最大値は解析値で約700 $\mu$ 、実験値で約1050 $\mu$ と差が大きい。また、解析値では載荷板の押し込みが4mmから7mmになる過程でひずみの値が減少している。二つ目は、押し込みが4mmから7mmになる過程の両端部の解析値は、実験値がなく直接比較できないが床版中央の値より等しいかやや大きいなど不自然である。したがって、解析による押し抜きせん断耐力に至った後の床版内



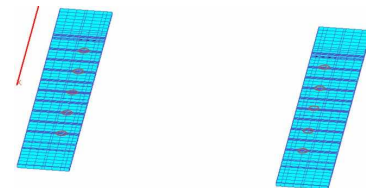
(a) BPのモデル



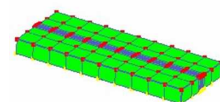
(b) 支持桁・横支桁・補剛材のモデル



(c) スタッドジベル・リベットのモデル



(d) 拘束条件



(e) 載荷板

図-15 解析モデル②の詳細モデル部の状況を再現できていないと考えられる。

### (3) 支持条件の検討

解析モデル①の解析値は、実験値に対して押し抜きせん断耐力に至った後の最大耐荷力・ひずみの値が大きく異なる結果となった。これは、ボンド要素の値よりも床版の支持条件が大きく影響していると考えられるので、床版支持条件の検討を解析モデル②の詳細モデルで行う。BP特有の下に凹んでいるサグ量を考慮する。支持桁部は、図-15(b)に示すように横支桁、補剛材も忠実にモデル化する。コンクリート床版の浮



き上がりを防止するスタッドジベルとリベットの代用である CTB の頭も図-15(c)のとおりモデル化する。支持桁を試験機に固定する拘束状態のモデルを図-15(d)に示す。載荷板の寸法は 200×500mm、載荷方法は変位制御とし、載荷板上面 121 点を Z 軸方向に拘束し、70 ステップに分けて載荷する。なお、1 ステップ 30 秒で 0.1mm 押込む。ボンド要素はモデル①の検討結果である表-9 に示す特性値を使用する。支持条件の検討ケースを図-16 に示す。

支持桁、スタッド・リベット、補剛材の影響を検討した結果を図-17 に示す。図-16 の検討ケース M-1・M-2 と M-3 で押し抜きせん断耐力に至った後の違いが顕著に表れている。M-1・M-2 では押し抜きせん断耐力に至った後、荷重の上昇が起こり、最大耐荷力は 1000kN 以上と実験値の 900kN よりも大きくなった。この結果から、スタッド・リベットを再現することで、実験の再現に近づくことが確認できた。

補剛材がモデルに与える影響を確認した図-18 (a)の補剛材の無いモデルと補剛材の有るモデル図-18 (b)の変形図を示す。補剛材無しモデルでは、主桁の上フランジが大きく曲がり、コンクリート内のスタッドも曲がっていることが確認できる。実際に行われた実験では主桁の上フランジが曲がることは無かったため、補剛材の再現は重要である。

解析モデル②による解析結果から再現性の良好な M-1 のモデルを採用する。しかし、M-1 のモデルの最大耐荷力が 1000kN を超える点は検討の余地がある。そこで、ボンド要素の摩擦係数に再び注目して再解析を行う。M-1 モデルの摩擦係数の値は 2 であるが、既往の研究<sup>4)</sup>では 0.4、0.5、0.68 とする報告がある。したがってモデル①の検討結果の摩擦係数 2 は大過ぎるものと考えられる。4.2(2) B P とコンクリートの境界面特性で摩擦係数の検討をした際に、摩擦係数の値を大きくすると最大耐荷力が上昇することが確認できているので、摩擦係数の値を 2 から下げることによって最大耐荷力を減少させ、実験値 900kN に近づけられると考えた。そこで、摩擦係数を 0.6 (ケース A-0.6)、1.0 (ケース A-1)、2.0 (ケース A-2) の 3 ケースについて再度検討した結果を図-19 示す。荷重と B P 床版中央のたわみの関係は、摩擦係数を

	主桁・横桁	スタッド・リベット	補剛材
参考図			
M-1	○	○	○
M-2	○	○	×
M-3	○	×	×

図-16 支持条件の検討ケース

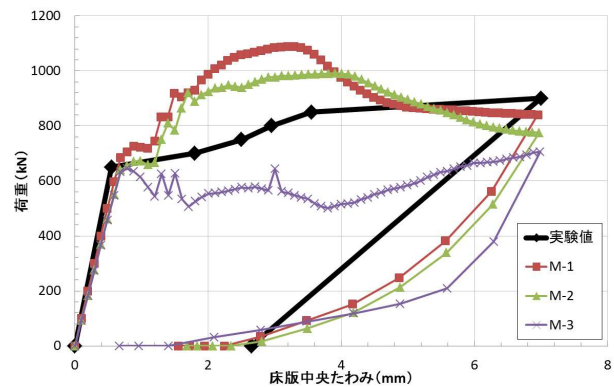


図-17 荷重-たわみ図

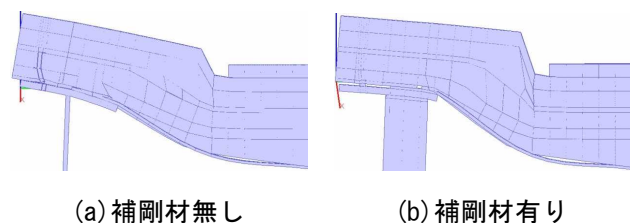


図-18 補剛材の影響 (変形図倍率 25:1)

変化させることにより、最大耐荷力に違いが生じた。特に、ケース A-0.6 は最大耐荷力が約 950kN と実験の 900kN に近づく結果となった。

#### 4.3 再現解析結果の検討

##### (1) 荷重-変形特性

荷重-たわみ図による解析結果と実験結果の比較を図-19 に示す。また、モデルの全体変形図を図-20 に示す。押し抜きせん断耐力・最大耐荷力・残留たわみに着目すると、解析結果と実験結果はほぼ同程度の値となった。しかし、押し抜きせん断破壊が起こった後の挙動は、解析結果と実験結果で大きな差がでた。この原因は 2 つ考えられる。1 つ目は、解析ではプロットした点が 80 あるのに対し、実験ではわずか 8 点を直接結んだものなので、プロットする点の違いによるものである。2 つ目は、解析で再現したスタッドとリベット (CTB) の効果が実際の実験と異なること。しかし、解析結果は概ね良好であり、この解析モデルは有用性があると考えられる。

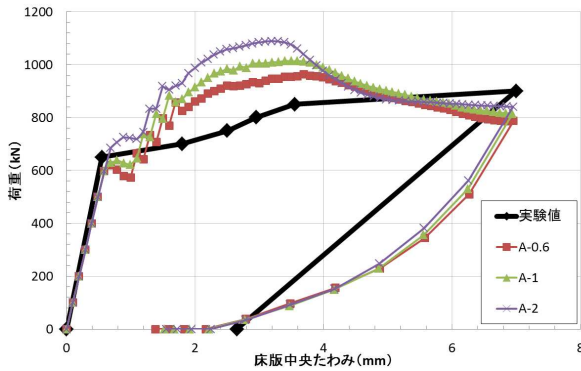


図-19 荷重-たわみ図

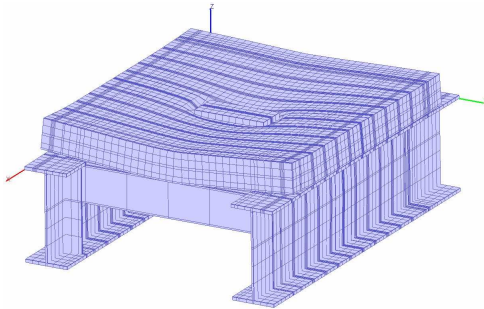


図-20 押し込み 4mm の全体変形図 (倍率 25:1)

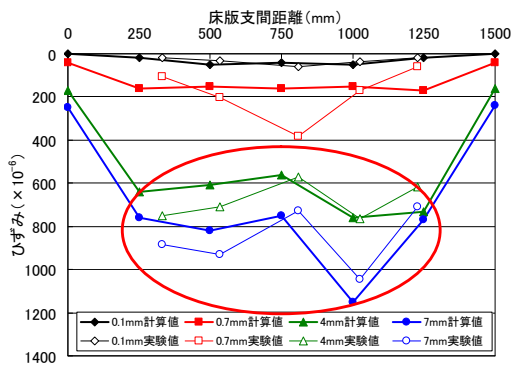


図-21 ケース A-0.6 ひずみの値と実験値の比較

## (2) BPのひずみ

図-21 に変位制御による荷重過程でのBP下面の橋軸直角方向ひずみ値を示す。ひずみの最大値は、解析結果で約 1150  $\mu$ 、実験結果で約 1050  $\mu$  とほぼ一致した。ひずみ分布に関しては、解析結果と実験結果共にほぼ同程度であった。実験結果での特徴は、変位制御による荷重板の押し込みが 4mm、7mm となった時のW型の変形であるが、解析結果でも良く再現できていると考えられる。変位制御による荷重板の押し込みが 0.7mm の時、解析結果で床版支間距離 500mm~1000mm でのひずみが同値なのは、変位制御の特徴である荷重板のエッジ部分の押し込みによるものと思われる。実験結果では同じ荷重板の押し込

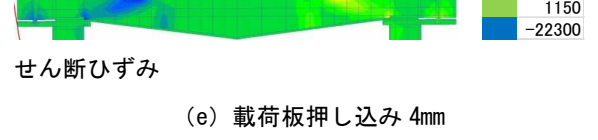
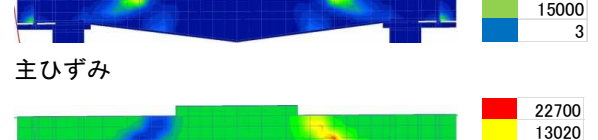
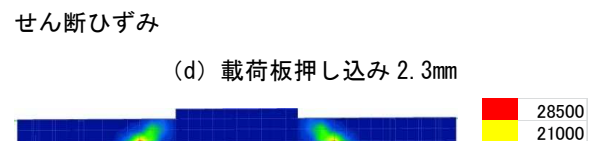
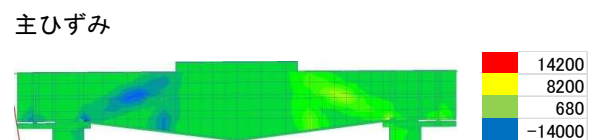
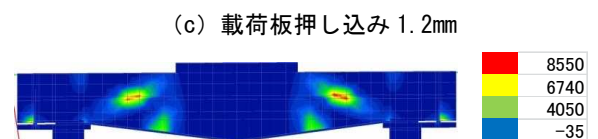
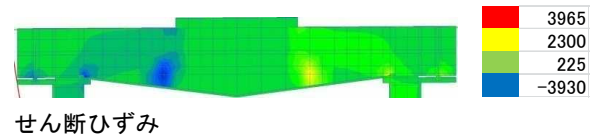
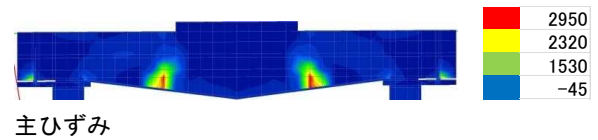
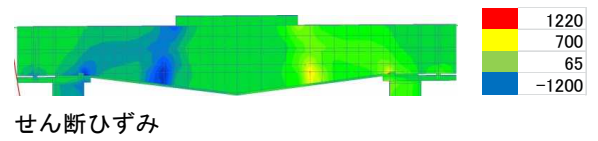
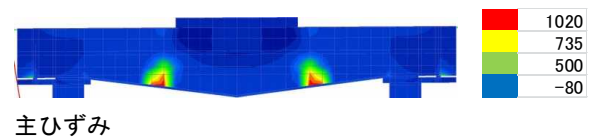
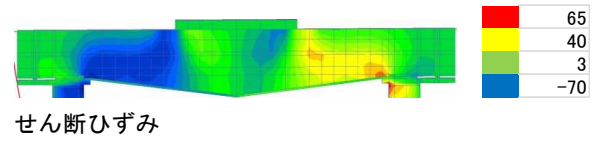
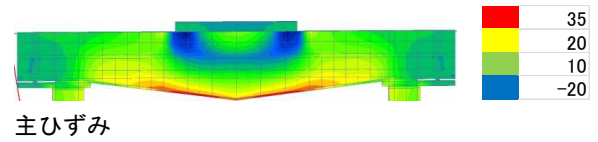


図-22 Y-Z 断面のひずみ分布 (X10<sup>-6</sup>)

みが 0.7mm の時、荷重制御のため床版支間距離 750mm (床版中央) のひずみが最も大きくなったと考えられる。変位制御による荷重板の押し込みが 7mm の時、解析結果で床版支間距離 1000mm のひずみの値が大

大きく出ているのは、モデル化したスタッドジベルの影響が考えられる。

### (3) ひずみ分布

#### 1) 橋軸直角方向ひずみ

図-22 に Y-Z 断面のひずみ分布を示す。荷重が押し抜きせん断耐力に至った時点図-22(b)での主ひずみの最大値は約  $1000 \mu$  で、ひずみの集中が2箇所観察された。このひずみの集中した場所が、せん断ひずみの引張り・圧縮領域とほぼ一致しているため、せん断ひび割れが生じたと推察される。荷重板押し込み  $2.3 \text{mm}$  の時点図-22(d)で、ひずみ集中箇所に変化が表れた。主ひずみとせん断ひずみの分布がほぼ一致していることから、せん断スパン中間部にて斜めひび割れが発生・進展したと考えられる。

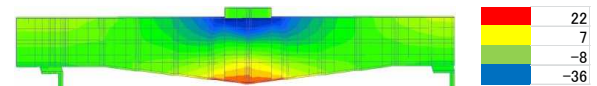
#### 2) 橋軸方向ひずみ

図-23 に X-Z 断面のひずみ分布を示す。押し抜きせん断耐力に至った直後図-23(b)のひずみの最大値は約  $4400 \mu$  で、ひずみの集中箇所がコンクリート下面に2箇所表れた。このひずみの集中箇所が、せん断ひずみの引張り・圧縮領域と一致しているため、せん断ひび割れが発生したと考えられる。荷重板の押し込みが進む図-23(c)および図-23(d)では、せん断ひび割れが荷重板両端部方向に進展していることが確認された。

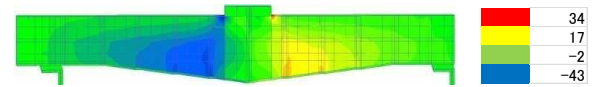
#### (4) コンクリート上面主ひずみ

図-24 にコンクリート上面のひずみ分布を示す。荷重直後の図-24(a)のひずみが、コンクリートの対角線上に集中していることが確認できた。押し抜きせん断耐力に至った時点でのひずみの最大値は図-24(b)の約  $575 \mu$  で、ひずみが荷重板の縁部分4点に集中している。その後、荷重が最大耐荷力に至った時点で図-23(c)のひずみの集中箇所には変化が表れなかった。しかし、コンクリート上面全体でひずみの値は増加し、数多くのひび割れが発生していると推察される。

#### (5) 内部応力分布

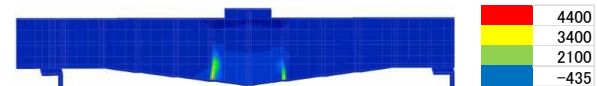


主ひずみ

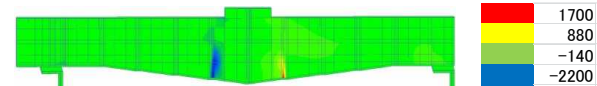


せん断ひずみ

(a) 荷重板押し込み  $0.1 \text{mm}$

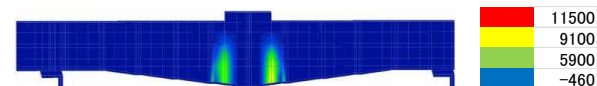


主ひずみ

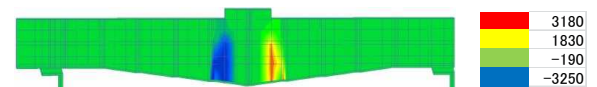


せん断ひずみ

(b) 荷重板押し込み  $0.9 \text{mm}$

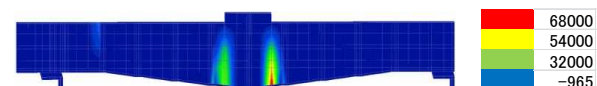


主ひずみ

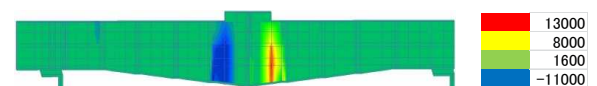


せん断ひずみ

(c) 荷重板押し込み  $1.2 \text{mm}$



主ひずみ



せん断ひずみ

(d) 荷重板押し込み  $4 \text{mm}$

図-23 X-Z 断面のひずみ分布 ( $\times 10^{-6}$ )

#### 1) B Pの主応力分布

図-25 に B Pの主応力分布を示す。図-25(a)に示す荷重直後は、B P中央に応力の集中が確認できた。応力の値は  $10 \text{N/mm}^2$  以下で非常に小さな値となった。図-25(b)に示す押し抜きせん断耐力を超えた直後の応力分布に変化が生じた。応力集中箇所が主桁の上フランジの端部とB Pの接合部に移り、応力の最大値は約  $75 \text{N/mm}^2$  となった。荷重が最大耐荷力に至った時点の図-25(c)での応力分布は図-25(b)から大きな変化は生じなかったが、応力の最大値が局部的に  $270 \sim 350 \text{N/mm}^2$  と上昇した。B P全体の応

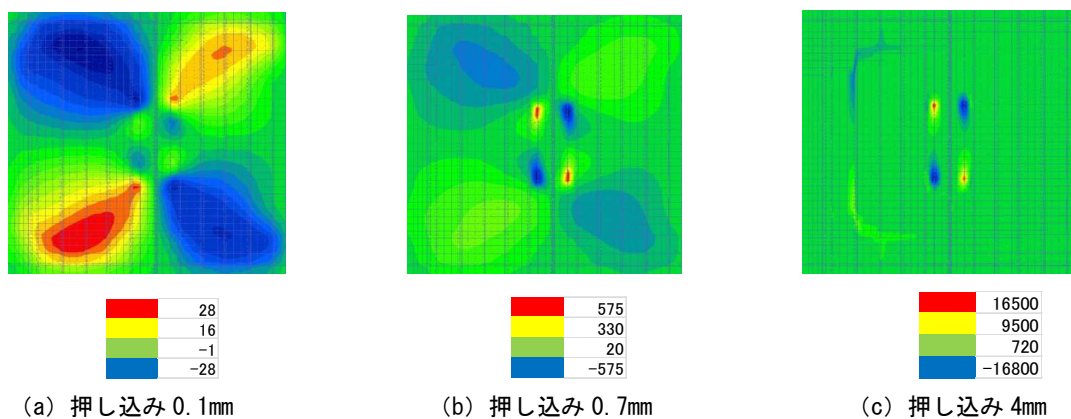


図-24 コンクリート上面のひずみ分布 ( $\times 10^{-6}$ )

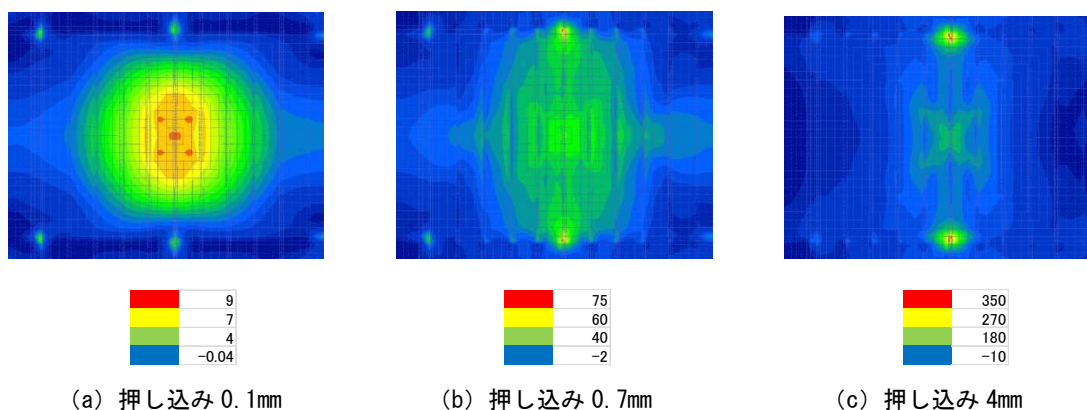


図-25 BPの主応力分布 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

力を考えると  $180 \text{ N}/\text{mm}^2$  以下であり、実験での応力  $209.4 \text{ N}/\text{mm}^2$  (表-4 の BP-8.0S) に近い値となった。また、BPの降伏強度は  $293 \text{ N}/\text{mm}^2$  (表-3) であるため、BPは破壊していないと判断した。

## 2) スタッド・リベット

図-26 にスタッド・リベット周辺の主応力分布を示す。図-26(a) 床版内部でのスタッド周辺の応力集中が確認できた。応力の最大値は約  $270 \text{ N}/\text{mm}^2$  となった。スタッドの降伏強度は  $340 \text{ N}/\text{mm}^2$  であるため、載荷板押し込み  $4 \text{ mm}$  (最大耐荷力) の時点ではスタッドは破断していないと推察できる。また、図-26(b) のリベット周辺にかかる応力は  $55 \text{ N}/\text{mm}^2$  であり非常に小さい値となった。断面図中央のリベット周辺のみ応力の最大約  $350 \text{ N}/\text{mm}^2$  と大きな値となったが、これは、リベットによるものではなく主桁に接合されている補剛材が応力を負担しているためと思われる。図-26(c) のスタッド・リベット周辺 (Y-Z 断面) では、特にスタッドと主桁上フランジの接合部に応力が集中していることを確認した。

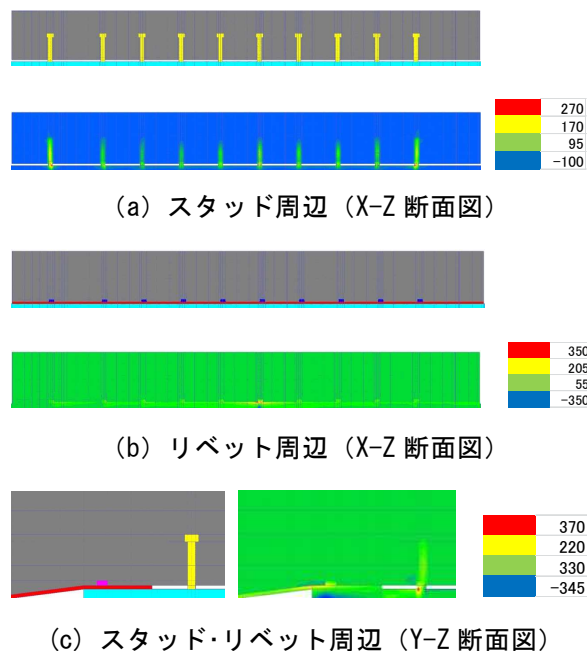


図-26 スタッド周辺の主応力分布 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

## 4.4 解析結果のまとめ

静的載荷試験を模擬した解析から、概ね解析モデル M-1 は良好であると考えられる。図-19 では、押し抜きせん断耐力・BP中央の残留たわみの一致が確認

できた。解析では、たわみが4mmの時点で最大耐荷力に至るが、この原因はスタッド・リベットのモデル化の仕方によるものと推察した。スタッド・リベットは、付着切れを起こした後も荷重の上昇に耐えることができたと考えられる。つまり、BP床版ではスタッド・リベットのモデル化の仕方によって、最大耐荷力・床版内部応力に大きな影響を与えることが分かった。解析結果より考えられるひび割れ・破壊モードを図-27に示す。解析において主ひずみとせん断ひずみの一致が確認できたので、せん断ひび割れが発生したと言えるので、破壊モードは押し抜きせん断破壊であると判断した。

## 5. 輪荷重走行実験

### 5.1 試験体概要

輪荷重走行疲労実験用試験体の形状寸法を図-28に示す。試験体の長さは、静的実験の支持桁張出しを無くしている。コンクリートの配合表を表-10に示す。配合強度は静的実験と同一の21N/mm<sup>2</sup>であるが、実験期間が長期間となることから強度増進を考慮して普通セメントを使用した。骨材は軽量2種とし材齢28日の特性値は、圧縮強度23.2N/mm<sup>2</sup>、弾性係数15.4kN/mm<sup>2</sup>、ポアソン比0.17、単位体積質量1777kg/m<sup>3</sup>である。

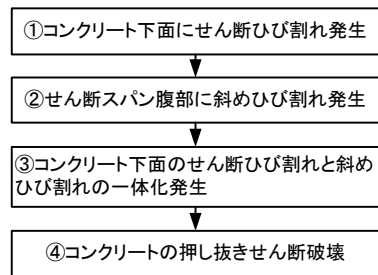
### 5.2 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、戸田橋実験場の写真-6に示すゴムタイヤの自走式走行載荷装置を使用した。試験体は、図-29に示すように配置して、床版支間中央をタイヤが走行する方式である。載荷プログラムは階段載荷方式で図-30に示す。走行荷重は設計輪荷重相当の100kNで10万回、衝撃の割増を考慮した130kNで10万回、輪荷重の最大観測値相当の160kNで10万回、設計輪荷重の2倍の200kNで60万回、試験機の最大荷重240kN載荷を上限とする。

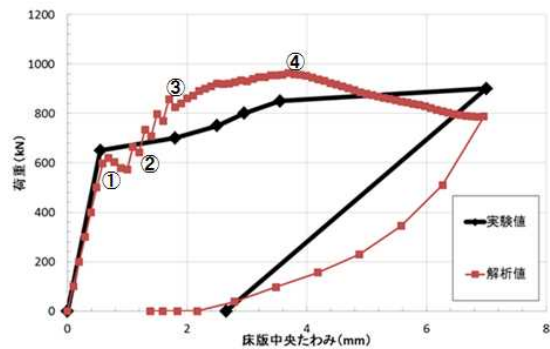
### 5.3 疲労実験結果

表-10 コンクリートの配合表（普通）

呼び強度	スランプ	空気量	水セメント比	細骨材率	セメント	水	細骨材	粗骨材	AE減水剤	単位体積質量
N/mm <sup>2</sup>	cm		%				Kg/m <sup>3</sup>			
21	18	5	56.3	50	316	178	699	433	3.476	1,650



(a) 破壊のプロセス



(b) 荷重-たわみ図



(c) ひび割れ

図-27 ひび割れ・破壊モード

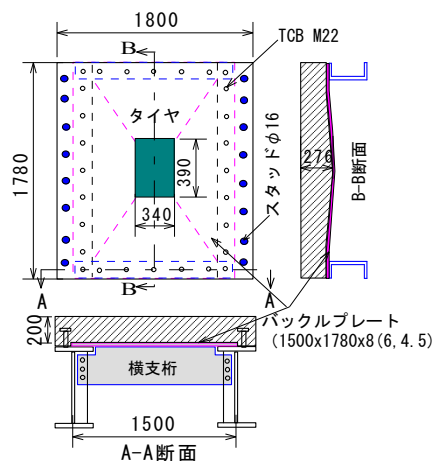


図-28 疲労実験用試験体寸法

#### (1) 走行回数

平成24年度末の走行回数は、図-30に示すとおり、現行モデルのBP-4.5Dは、981,898で疲労破壊した。BP-6.0DおよびBP-8.0Dは累計120万回時点で未破壊の状態で中断し、継続実験を予定している。

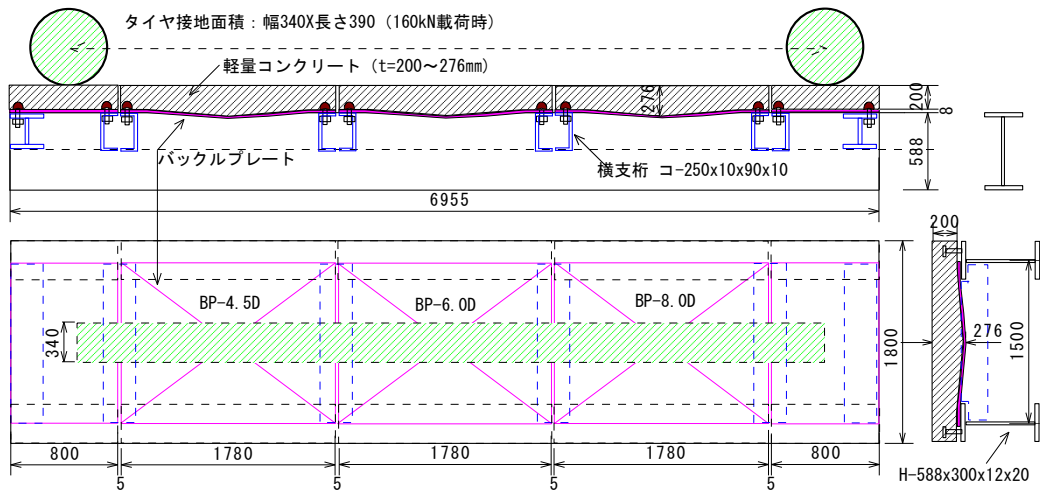


図-29 輪荷重走行実験の試験体配置



写真-6 輪荷重走行装置

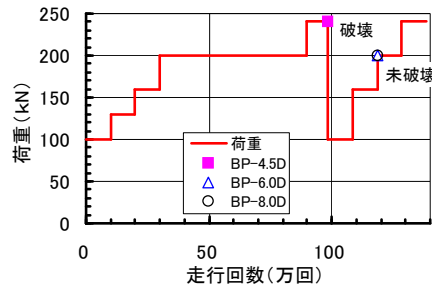


図-30 走行載荷プログラム

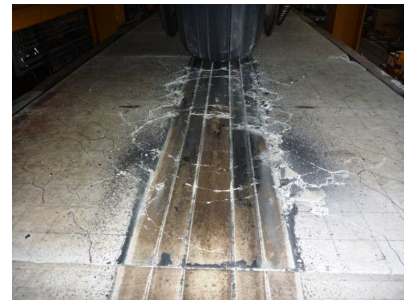
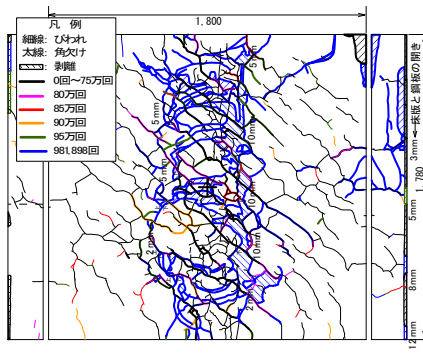
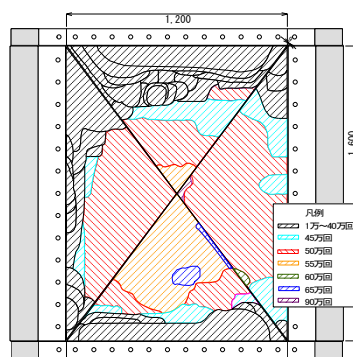


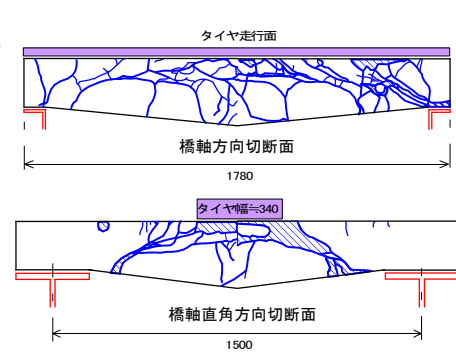
写真-7 BP-4.5Dの上面破壊状態



(a) 上面・側面のひび割れ



(b) BPのはく離



(c) 切断面のひび割れ

図-31 BP-4.5Dのひび割れ・はく離・切断面の詳細

## (2) 疲労破壊モード（形式）

BP-4.5Dの破壊時のコンクリート上面のひび割れの状態を写真-7 および図-31 に示す。図-31(a)の左上から斜め45度右下に発生している規則的なひび割れは、走行初期に発生した乾燥収縮によると考えられる微細なひび割れである。また、試験体の試験機への固定において試験体の歪みによる可能性がある。破壊直近の疲労ひび割れの増加は、概ね80万回辺りから急増している。タイヤ側面位置の押し抜きせん断ひび割れの段差は、5mm~10mm程度であ

る。タイヤ走行面の一部は、破壊直前に砂利化状態に粉砕されている。

BPのはく離の状態を図-31(b)に示す。はく離は、横支取付け部の走行1万回から発生した。約50万回で面積の50%程度に進展し、85万回でほぼ100%はく離している。支持桁とBPの接合ボルト部では、滑りや変形は確認できない。

疲労破壊したBP-4.5Dのコンクリート床版部を4分割にカッターで切断した床版内部のひび割れの状態を図-31(c)に示す。橋軸直角方向ではタイヤ幅の

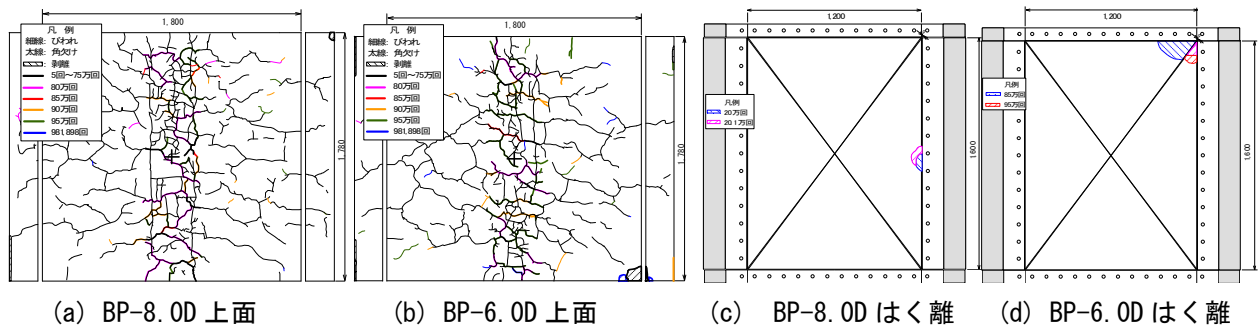


図-32 BP-8.0D と BP-6.0D 上面のひび割れ・はく離 (98 万回時点)

エッジから 30~45 度の押し抜きせん断ひび割れが明瞭に確認できる。一方、橋軸方向では、上面から約 10cm の深さに RC 床版で観察される水平ひび割れに近いひび割れが、それより深い位置ではブロック化した状態が観察される。ひび割れや破壊パターンは、RC 床版でのひび割れや破壊形式と大きく相違しないと考えられる。

未破壊の 98 万回時点の BP-8.0D および BP-6.0D のコンクリート上面のひび割れの状態を図-32(a) と (b) に示す。ひび割れの発生状況は、いずれも 5 万回からひび割れが発生し、50 万回以降で増加傾向を示した。ひび割れの発生量は、98 万回時点では両者で大きな差は見られない。BP のはく離の状態を図-32(c) と (d) に示す。BP-8.0D は、支持桁中央部において一箇所 20 万回で発生したが 20.1 万回で止まっている。一方、BP-6.0D は、横支桁と支持桁の接合端部の一箇所において 85 万回で少量発生した。

### (3) たわみとひずみ

床版中央の活荷重たわみと 100kN 換算走行回数 (S-N 線図の傾きの逆数  $m=12.76$  と仮定) の関係を図-33 に示す。BP-4.5D の 100kN 換算走行回数では、 $1.0E+09$  回以降にたわみが急増して破壊 (100kN 換算

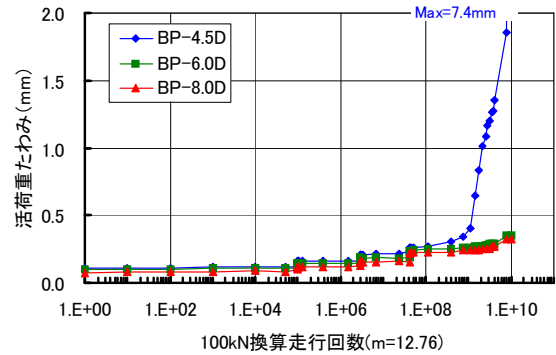


図-33 床版中央の活荷重たわみ

輪数 10, 023, 031, 751 回) 後の最大値は 7.4mm である。図-34 の BP-4.5D の橋軸直角方向のたわみ分布では、図-31(c) で示した橋軸直角方向のひび割れ先端に相当する位置で変位が中央より大きくなる W 型のたわみ形状が特徴である。一方、BP-8.0D と BP-6.0D のたわみ分布は、BP とコンクリート床版の付着切れがない完全合成状態であることから W 型のたわみ形状に変化していない。

BP の床版中央の活荷重ひずみと 100kN 換算走行回数の関係を図-35 に示す。BP-4.5D は、走行回数  $1.0E+09$  回以降に一旦減少し、その後急増して破壊するものの、活荷重ひずみの最大値は  $450 \mu$  であった。また、橋軸直角方向の BP のひずみ分布を図-

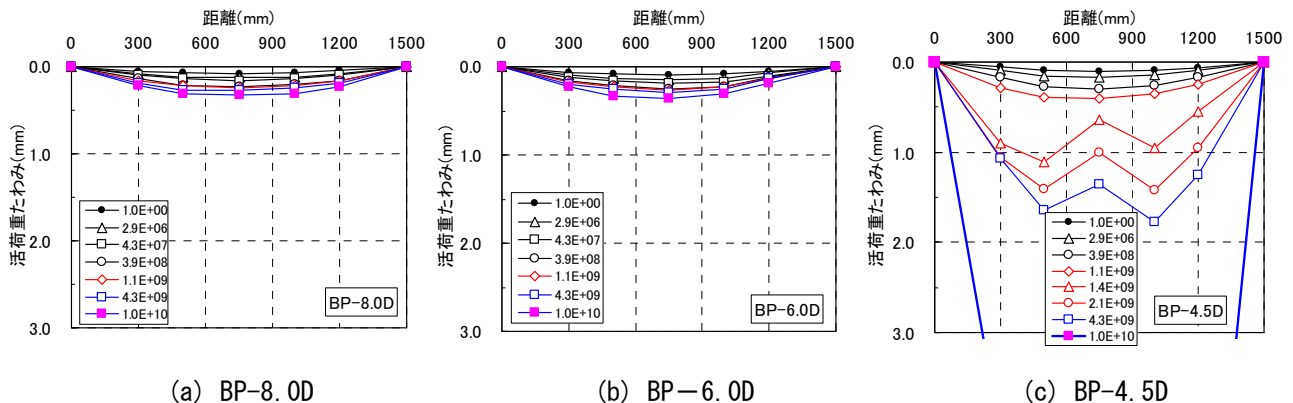


図-34 橋軸直角方向活荷重たわみ分布

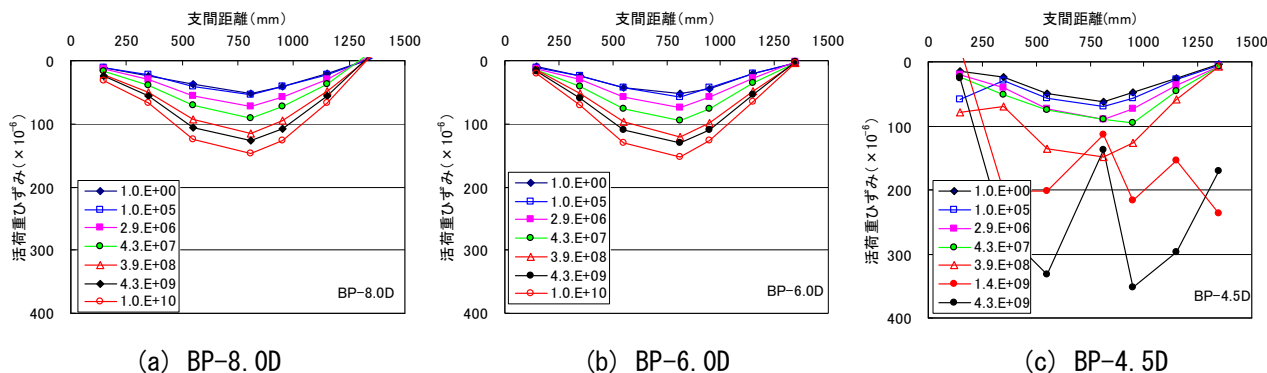


図-36 橋軸直角方向BPの活荷重ひずみ分布

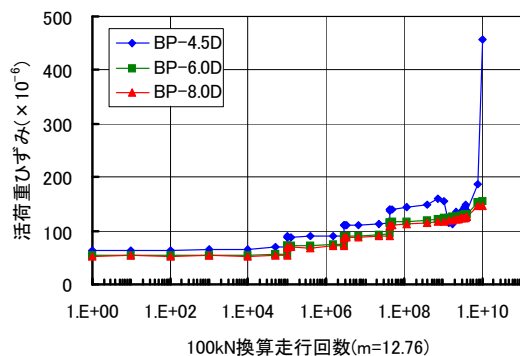


図-35 床版中央BPの活荷重ひずみ

36に示す。BP-4.5Dは、たわみ分布の図-34同様に床版支間中央の両サイドに発生する押し抜きせん断ひび割れ位置でBPが局部的に変形する影響を受けて、最終的には中央よりひずみの値が大きくなるW型の分布が特徴的である。BP-8.0DとBP-6.0Dは、BPとコンクリート床版の付着切れが生じていないため、図-34のたわみ同様に完全合成状態を維持している分布形状である。

#### (4) 疲労試験のまとめ

BP床版の疲労耐久性は、BP厚が4.5mmに減耗したモデルでも十分に高耐久と考えられる。疲労破

壊の形態は、コンクリート床版部のみが破壊する。破壊機構は、RC床版と類似しているが、橋軸直角方向のたわみ分布の形状は、押し抜きせん断ひび割れが発生すると静的破壊実験同様にW型に変化する特徴が確認できた。

## 6. あとがき

清洲橋のBP床版をモデルに静的載荷実験を行い、破壊形式や損傷の進展過程を明らかにした。また、法政大学との共同研究により、COM-3Dを用いた三次元FEM解析をBP床版に適用するモデル化を行い静的載荷実験の再現解析が可能となった。今後、疲労解析に発展させていく予定である。

震災復興橋梁の中でも貴重なBP床版は、清洲橋、永代橋の他に蔵前橋、駒形橋などの著名橋にも使われている。今後長寿命化事業によって、重要文化財は将来にわたって使い続ける目標を掲げている。また、これらの著名橋は、補修や補強対策を施すことによって、延命化を図ることが大切である。

## 参考文献

- 1) 中井祐：帝都復興事業における隅田川六大橋の設計方針と永代橋・清洲橋の設計経緯、土木史研究論文集 Vol. 23、pp13-21、2004.
- 2) 藤山知加子、商峰、櫻井信彰、前川宏一：直接経路積分法に基づく鋼コンクリート合成床版の疲労寿命推定と損傷モード、土木学会論文集 A Vol. 66 No. 1、106-116、2010.
- 3) 藤山知加子、櫻井信彰、前川宏一：鋼コンクリート境界面特性とリブ諸元が合成床版疲労損傷機構に及ぼす影響、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 67 No. 1、193-206、2011.
- 4) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達と抵抗機構、pp. 31、pp. 33