

支圧板方式による鋼ポータルラーメン橋の剛結部に関する研究

Study on Rigid Connection Detail of Steel-Concrete Composite Portal Frame Bridge using Bearing Plate

橋梁工学分野 川元悠平

Abstract

近年、支間長 30~50m の中小スパンの単純桁橋の建設において、RC 橋台と鋼桁を剛結し、支承・落橋防止装置を省略できる、鋼ポータルラーメン橋の採用が増えてきている。本研究では、鋼ポータルラーメン橋の隅角部において、従来の桁埋め込み方式と提案構造である支圧板方式をそれぞれ採用した剛結部構造の構造実験と弾塑性有限変位解析を実施し、終局状態に至るまでの挙動について検証した。その結果、支圧板方式を用いた剛結部構造が、桁埋め込み方式による構造と同等の耐力を持ち、合理的な構造であることが確認できた。

Recently, the number of steel-concrete composite portal frame bridges is increasing for short and medium span length in Japan. In this study, for a rigid connection detail of this type of bridge, a new type of the connection detail with a bearing plate is proposed in contrast with current connection one by the authors and behavior up to the ultimate limit states of both ones were examined by structural loading test and elasto-plastic finite displacement analysis. As a result, it is found that the proposed connection detail using bearing plate have an adequate yield strength as equal as current one. So, it is concluded that proposed connection detail is more rational.

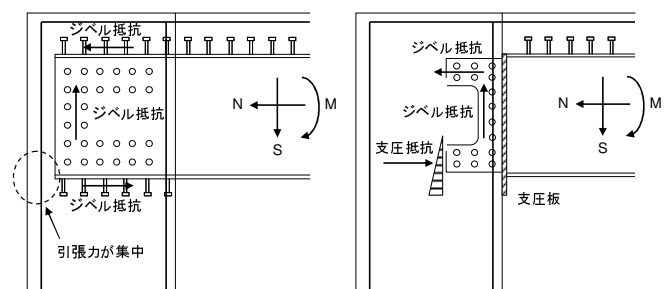
1. 研究背景と目的

我が国の道路橋では公共工事の縮減に伴う初期建設コスト削減のみならず、橋梁の設計供用期間に発生する維持管理コストの低減も課題となっている。既設の鋼橋においては、橋台付近の桁端部にて、伸縮装置からの漏水に起因する鋼桁や支承の腐食など、維持管理上の問題が数多く報告されている。そこで近年、支間 30~50m の中小スパンの単純桁橋において、建設コスト削減や維持管理性の観点から、伸縮装置・支承・落橋防止装置等を省略し、RC 橋台と鋼桁を剛結した鋼ポータルラーメン橋の採用が高速道路会社などで増えてきている。

この鋼桁と橋台の剛結部構造については各種提案¹⁾されており、現在は、図-1.2(a)に示すような桁埋め込み方式が主流となりつつあるが、設計基準や構造の統一化はされていない状況にある。しかし、この桁埋め込み方式には、以下に挙げるようないくつかの構造的な課題が挙げられる。1)鋼桁とコンクリート境界部に高い支圧力と引張応力が作用する。2)鋼桁埋め込み部の橋台背面側に引張力が集中する 3)剛結部の配筋と橋台背面付近まで埋め込んだ鋼桁の存在により、剛結部コンクリートの施工性および充填性が悪い。

そのため、本研究では、上記の桁埋め込み方式が抱える構造的課題を解消できる合理的な構造として図

-1.2(b)に示す、支圧板を用いた新しい剛結部構造（以下、支圧板方式とする）を提案する。そして、剛結部の構造実験とFEM解析により、その力学的挙動と破壊過程を明らかにし、同時に、モデル化や設計手法に関する情報も収集する。



(a) 桁埋め込み方式 (b) 支圧板方式

図-1.2 剛結部構造の比較

2. ポータルラーメン橋剛結部の構造実験

2.1 試験体の設計と載荷方法

図-2.1 および表-2.1 に試験体名とその一覧を示す。桁埋め込み方式と提案する支圧板方式の他、PBL 設置枚数の効果、支圧板の板厚の影響を確認するための試験体も作成する。図-2.2 に試験体の詳細の一例を示す。設計においては、橋長 50m の 2 主桁橋の剛結部の概略試設計を基に、それを 1/4 スケールに縮小し、断面の応

力を合わせている。具体的には、死荷重、活荷重、土圧、クリープ、乾燥収縮を組み合わせる設計断面力を決定した結果、 $M=238\text{kN}\cdot\text{m}$ 、 $S=140\text{kN}$ となった。

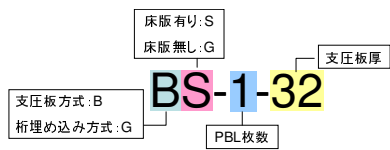


図-2.1 試験体名

表-2.1 試験体一覧

試験体	剛結部方式	床版の有無	PBL枚数・形状	PBL孔あき列数	支圧板板厚
BS-1-32	支圧板	有り	1-PBL	3列	32mm
BG-2-32	支圧板	無し	2-PBL	3列	32mm
BG-1-32	支圧板	無し	1-PBL	3列	32mm
BS-1-16	支圧板	有り	1-PBL	3列	16mm
GS	桁埋め込み	有り	Flg:Webに開孔	Flg:5列, Web:3列	無し

計測項目は、載荷点の鉛直・水平変位と、鋼桁、PBL、コンクリート床版・橋台のひずみである。載荷には、高田機工技術研究所所有の100tアクチュエータを使用し、張り出し部先端の載荷点に設けた載荷梁に対して1方向の単調載荷とする。また、張り出し部先端には、横倒れ防止用の治具を設置した。アクチュエータの載荷治具と載荷梁の間には、テフロン板を挟み、載荷治具のピンが回転に追随するようにした。

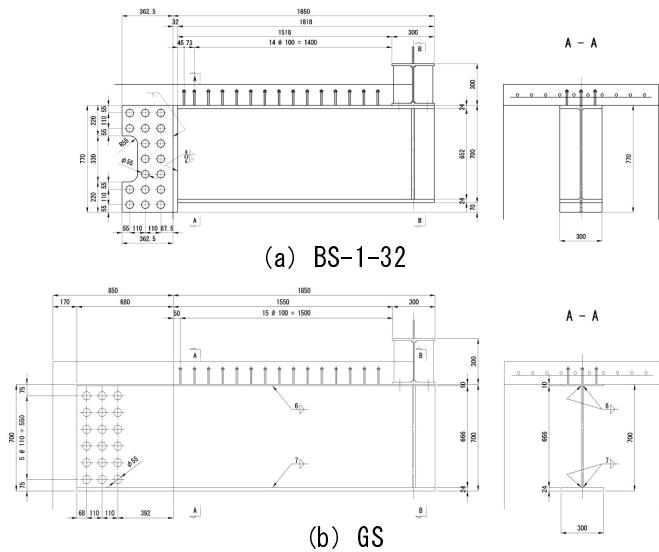


図-2.2 試験体詳細

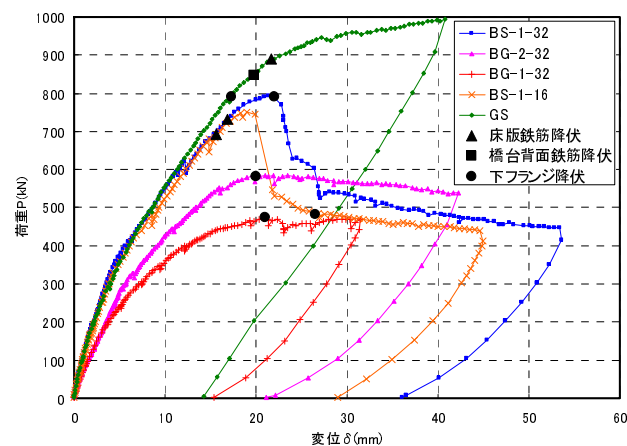


図-2.3 荷重-変位関係

2.2 実験結果と考察

2.2.1 荷重-変位関係

図-2.3に、各試験体の荷重-変位関係を示す。床版有りの試験体では、試験体BS-1-32、GSともに同様の挙動を示し、最初に設計荷重以下の段階で床版コンクリートのひび割れが発生する。その後、同じく設計許容荷重以下で桁埋め込み方式でのみ橋台背面コンクリートのひび割れが発生する。試験体BS-1-32では、設計許容荷重を2割程度越えたあたりで橋台背面にひび割れが生じる。その後、両方式ともに荷重が増加し、試験体BS-1-32では剛結部直上の床版鉄筋が、試験体GSでは埋め込み桁の下フランジ背面辺りの橋台鉄筋が降伏し始め、さらに橋台背面鉄筋の降伏後すぐに床版鉄筋も降伏に至っている。試験体GSでは荷重が増加し続けているが、アクチュエータの載荷能力の都合上、1000kN付近で載荷を中止した。一方、試験体BS-1-32と、板厚を変化させた試験体BS-1-16では、ともに最大荷重到達後に急激に荷重が低下しているが、その後はPBLの効果が発揮され、変位のみが増大している。床版無しの試験体の耐力は、下フランジの降伏で決まっており、下フランジ降伏後は、PBLの効果により荷重の著しい低下はなく、同じく変位のみが増大する挙動を示している。なお、床版無しの試験体の詳しい破壊過程については2.2.4節に詳細を記述する。

2.2.2 桁埋め込み方式と支圧板方式の挙動比較

図-2.4に、試験体BS-1-32とGSにおける荷重と鉄筋のひずみの関係を示す。橋台背面鉄筋のひずみを見ると、試験体BS-1-32、GSともに、コンクリートのひび割れ発生に伴い、鉄筋のひずみが増大し始める。試験体GSにおいては、橋台背面付近まで埋め込んだ鋼桁の影響で試験体BS-1-32より先行して橋台背面にひび割れが発生する。その後、両者ともに鉄筋の降伏ひずみ付近までひずみが増大するが、試験体GSにおいてのみ背面鉄筋が降伏し、試験体BS-1-32では背面鉄筋の降伏には至らない。試験体GSでは、降伏後もひずみが増え続け、最終的に

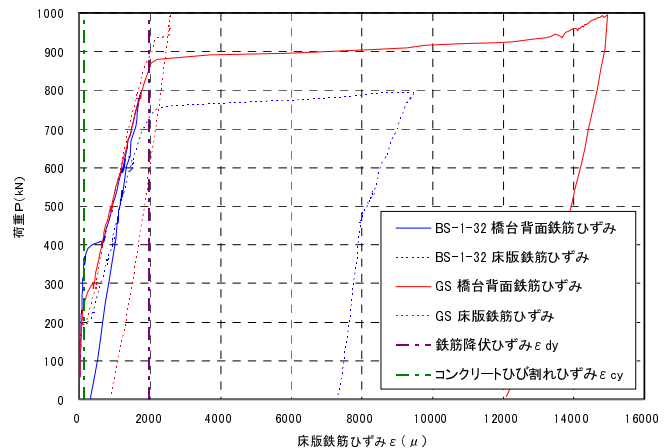
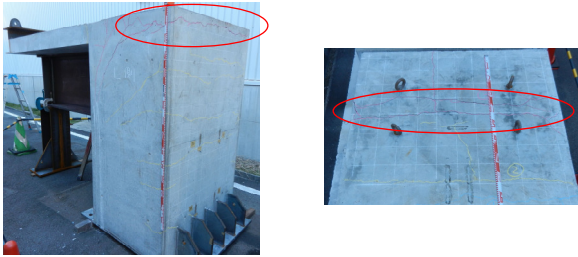
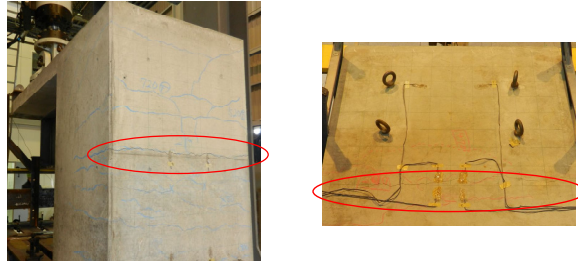


図-2.4 試験体の設置状況



(a) BS-1-32



(b) GS

図-2.5 試験体のひび割れ

はひずみ硬化域にまで達している。一方、床版鉄筋のひずみを見ると、床版コンクリートのひび割れ発生に伴い、床版鉄筋のひずみが増大し両者とも降伏ひずみに達するが、背面鉄筋の場合とは逆に、試験体 BS-1-32 の床版鉄筋ひずみが増え続け、試験体 GS においてはわずかに降伏ひずみを越える程度であった。

図-2.5 に、試験体 BS-1-32 と GS における載荷後の剛結部と橋台背面のひび割れ状況を示す。試験体 BS-1-32 においては、剛結部頭頂部のひび割れが顕著で、橋台背面のひび割れについては 0.2mm 程度であった。一方、試験体 GS では、早期に背面側にひび割れが発生し、また実験後も最大のひび割れ幅となっていた。

図-2.6 に、鋼桁とコンクリート境界部における載荷後のコンクリートのひび割れ状況を示す。試験体 BS-1-32 では、ウェブと PBL のある位置の延長上からひび割れ、あるいは表面の剥離が発生していたが、非常に小規模なもので、近づいて目視しないと確認できない程度のものであった。一方、試験体 GS においては、下フランジの両端から発生したひび割れが 15~20cm 程度まで進展していた。

2.2.3 支圧板方式における PBL の挙動



(a) BS-1-32



(b) GS

図-2.6 鋼桁・コンクリート境界部のひび割れ

支圧板方式において、床版の有無による PBL の挙動の違いと有効性について確認する。

図-2.3 の試験体 BS-1-32 と BG-1-32 の荷重-変位関係

に着目すると、試験体 BS-1-32 では、床版鉄筋と鋼桁が主たる抵抗部材となり、800kN 付近まで荷重は上昇し、図-2.5(a)に示す橋台頭頂部のひび割れ進展により荷重が低下する。試験体 BG-1-32 では、床版が無い分、試験体 BS-1-32 よりも剛性が低く、PBL のみで荷重に抵抗するため、試験体 BS-1-32 に比べ耐力も低くなっている。ここで、試験体 BS-1-32 において、荷重が低下した後の挙動に着目すると、PBL のみで抵抗している試験体 BG-1-32 の耐力と同程度の荷重を保ったまま変位が増大していることがわかる。このことから、試験体 BS-1-32 においては、鋼材、特に床版鉄筋が降伏した後に PBL が冗長部材として機能しているといえる。

図-2.7 は、PBL 上側の水平方向のひずみ（赤囲みのゲージ位置）である。試験体 BG-1-32 では載荷直後からひずみが増加し続けるのに対し、試験体 BS-1-32 では床版のひび割れ発生に伴いひずみが増えていることから、曲げによる引張りに対しては、鉄筋降伏まで PBL は補助的に抵抗しているといえる。

図-2.8 は、PBL に作用するせん断力と荷重の関係を示している。設計におけるせん断力分担曲線と比べると、床版有りで若干下回っているものの、設計と実験結果がよく一致している。一方、床版無しでは、PBL のせん断力の増加率が大きく、設計でのせん断力分担の想定を上回っている。この結果から、PBL はせん断力に対しては載荷直後から抵抗していることが確認できた。

図-2.9 は、PBL の上側上段の水平方向ひずみの分布である。それぞれ、弾性域内である 100kN 時から、200kN 間隔で分布を取り出している。この図から、PBL の 1 列目、つまり、剛結部の前面側の PBL 孔のみ有効に働いていることがわかる。

2.2.4 PBL の設置枚数比較

PBL の設置枚数について、荷重の分担性能が枚数相応になるか、また応力伝達性能や耐力に対する影響について確認するため、試験体 BG-2-32 と試験体 BG-1-32 について比較していく。

両者の耐力を比較すると、PBL 枚数を 2 枚にしても、単純に耐力が 2 倍になるわけではないことがわかった。最大荷重到達後は、両者とも PBL の効果により、変位のみが増大する。ただし、剛性に関しては PBL2 枚の方が大きい結果となった。

また、図-2.8 の試験体 BG-2-32 の値は、PBL2 枚に作用するせん断力の合計であり、PBL1 枚あたりのせん断力の負担は軽減できていることがわかる。

図-2.10 は、それぞれにおける橋台のひび割れ発生状況である。両者とも、PBL 鋼板を配置した位置の延長上からひび割れが発生しており、橋台上面の半分程度の位置までひび割れが進展する。また試験体 BG-2-32 では、

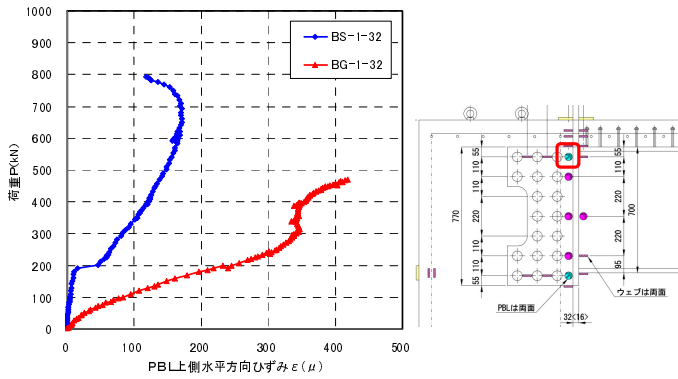


図-2.7 PBL 上側の水平方向ひずみ

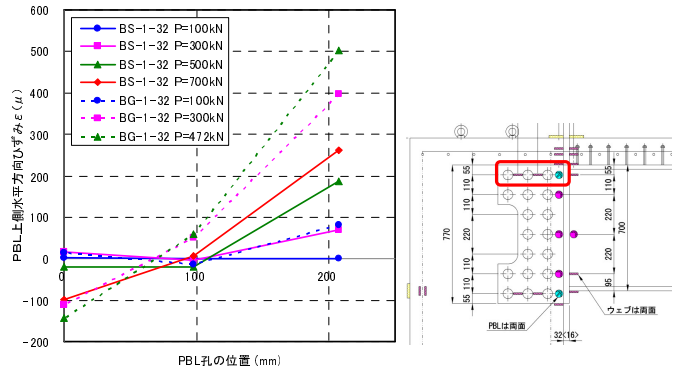


図-2.9 PBL 水平方向ひずみの分布

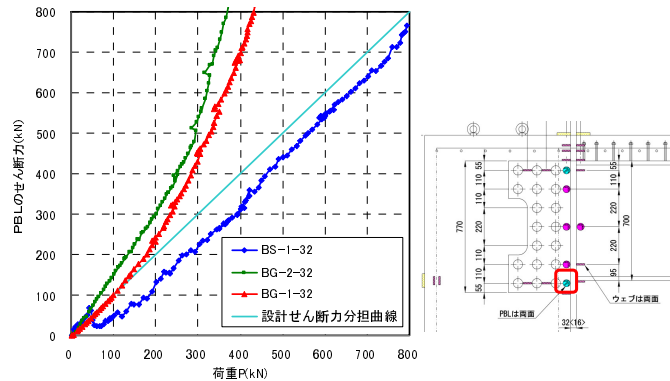


図-2.8 PBL に作用するせん断力

両側のひび割れが橋台上面で繋がるまで進展したが、2枚の PBL に囲まれた領域がブロック状に抜け落ちることにはなかった。

2.2.5 支圧板の挙動

支圧板方式の支圧板厚について、支圧板厚の耐力への影響と橋台に作用する支圧応力を確認するため、試験体 BS-1-32 と BS-1-16 について比較していく。

板厚の違いによる大きな挙動の差はなく、耐力も 5% 程度低いだけで、板厚の影響はほとんどないといえる。

表-2.2 に、下フランジと PBL 下側のひずみの差を支圧ひずみと定義して推定した支圧応力をまとめた結果を示す。実験における最大荷重時には、コンクリート標準示方書³⁾にて提案されている支圧強度以下の支圧応力が作用していたと推定できる。

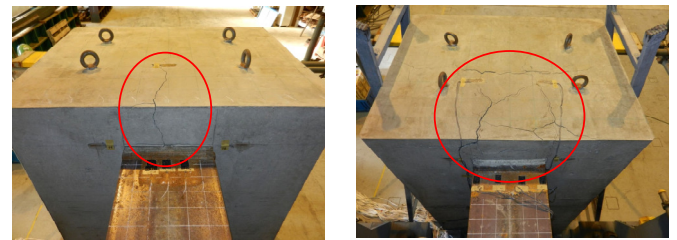
3. 剛結部の FEM 解析

3.1 FEM モデルと境界条件

図-3.1 に、一例として試験体 BS-1-32 を再現したモデルを示す。

境界条件については、橋台底面を完全固定とする。また、試験時の載荷梁は再現せずに、張り出し部先端の中立軸位置に強制変位を与える。

表-3.1~3.3 および図-3.2 に、使用した材料特性とその応力ひずみ関係を示す。使用する材料特性は、実験時に実施した材料試験の結果を基に複合構造標準示方書



(a) 試験体 BG-1-32 (b) 試験体 BG-2-32

図-2.10 PBL 設置位置からのひび割れ

表-2.2 支圧応力の推定

試験体	コンクリート仕様	ヤング率	最大荷重	支圧ひずみ [※]	推定支圧応力
		E(N/mm ²)		P(kN)	
BS-1-32	σ _{ck} =35N/mm ²	2.8×10 ⁴	794.2	-1346	-37.7
BS-1-16	σ _{ck} =34N/mm ²	2.8×10 ⁴	750.5	-1091	-30.5

※支圧ひずみは、下フランジひずみとPBL下側のひずみの差とした。

²⁾に従い、鋼材・鉄筋ともにバイリニアでモデル化した。また、コンクリートの引張領域に関しては、材料の強度とメッシュサイズを基に、ひび割れを考慮したモデルとしている。PBL ばねの剛性は、事前に実施した PBL の要素試験を基に決定した。

3.2 解析結果

3.2.1 荷重-変位関係

図-3.3 に、実験と解析における荷重-変位関係を示す。実験結果については、橋台背面頂部に設置した変位計により得られた水平方向の変位を用いて、試験体の回転による影響を除去した結果である。実線が実験、破線が解析結果である。まず、床版有りの試験体 BS-1-32, BS-1-16, GS に着目すると、初期剛性は良好に一致し、耐力についても概ね近い値となっている。しかし、全ての試験体において、300kN を越えた辺りから実験の剛性をやや上回っている。これは、解析において、荷重の増加に伴うひび割れの多方向への進展や細かなひび割れの発生位置などについては忠実に再現できていないことが原因であると考えられる。解析における耐力の決定要因は支圧板方式では床版鉄筋の降伏、桁埋め込み方式では橋台および床版鉄筋の降伏であり、こちらも実験と同様の挙動であった。また、試験体 BS-1-32 と BS-1-16 では、板厚が 1/2 になっているが、解析上においても挙動に大きな差は見られなかった。

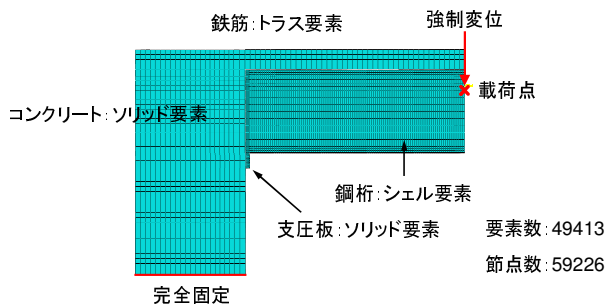
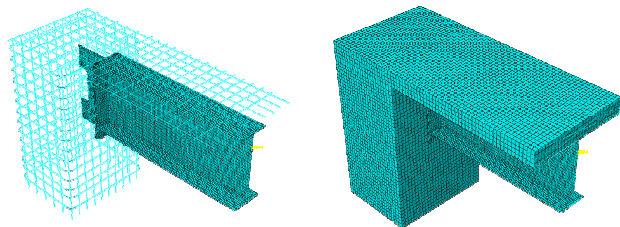


図-3.1 試験体 BS-1-32 のモデル

次に、床版無しの試験体 BG-2-32, BG-1-32 に着目すると、耐力が実験結果の 6-7 割程度しかなく、また PBL1 枚の試験体 BG-1-32 については、剛性も大きく異なっていることがわかる。これは、解析における PBL の接続部分に原因があると考えられる。解析モデルでは、PBL 鋼板とコンクリート橋台側の PBL 孔中心の位置に節点を設け、その 2 つの節点を PBL のずれ剛性を入力したばね要素で繋いでいる。この方法では、PBL とコンクリートのばね要素を連結している節点周りに作用力が集中し、図-3.4 に示すように橋台と支圧板の離間が実験で計測した離間よりも大きくなることがわかった。そのため、PBL2 枚配置にすると、ばね要素を連結した節点への負担が分担されることで離間量が小さくなり、剛性も大きくなっている。

以上のことから、床版有りのモデルでは、実験の挙動をよく再現できているといえるが、床版無しのモデルでは PBL ばねの接続手法に課題が残っていることがわかった。そのため、ばね要素の接続節点を PBL 孔位置周りに分散させる等の改善が必要であるといえる。

表-3.1 鋼材の材料特性

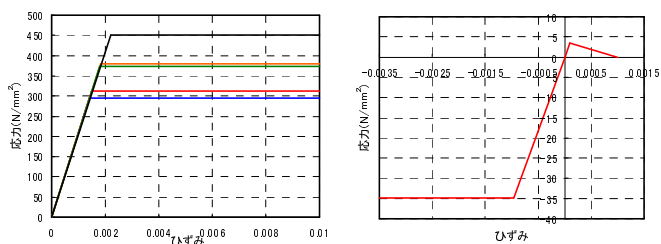
鋼種	部材	ヤング率(N/mm ²)	降伏点(N/mm ²)	ポアソン比
SS400	鋼桁(B)	2.09 × 10 ⁵	293.6	0.291
SM400A	鋼桁(G)	2.09 × 10 ⁵	311.4	0.292
SM490YB	支圧板	2.07 × 10 ⁵	374.2	0.291
SM490YA	PBL	2.08 × 10 ⁵	379.9	0.282
SD345	鉄筋	2.03 × 10 ⁵	451.4	-

表-3.2 コンクリートの材料特性

実施日(打設後経過)	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング率(N/mm ²)	ポアソン比
実験中日(65日)	34.9	2.89 × 10 ⁴	0.163

表-3.3 PBL のばね剛性

PBL仕様	ばね剛性(kN/mm)
φ55-R	298.8



(a) 鋼材

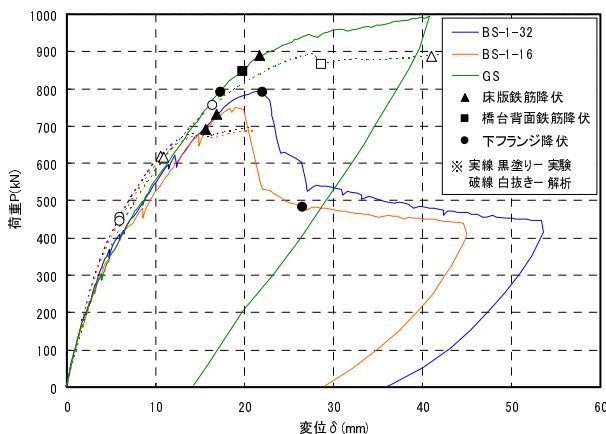
(b) コンクリート

図-3.2 各材料のモデル化

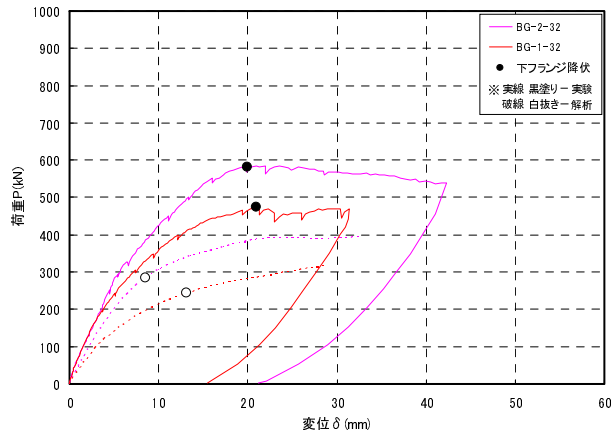
3.2.2 剛結部の応力状態

各モデルにおける、剛結部の応力状態を確認し、解析におけるコンクリートのひび割れ発生位置を実験と比べ、検証する。まずは、剛結部構造による違いに着目し、試験体 BS-1-32 と GS について考察していく。

図-3.5 は、終局状態における床版および橋台鉄筋の降伏箇所を示している。試験体 BS-1-32 においては、鋼桁直上の位置にある床版鉄筋から降伏域が進展しているだけなのに対して、試験体 GS では、床版鉄筋だけでなく橋台背面の鉄筋も降伏していることがわかる。この違いは実験とも一致している。また、図-3.6 および図-3.7 は、その時のコンクリートの応力状態である。コンクリートの引張強度に達すると応力が低下する材料モデルとしているので、応力が低下している部位でひび割れが発生していると見なすことができる。床版におい



(a) 床版有り



(b) 床版無し

図-3.3 実験と解析の荷重-変位関係

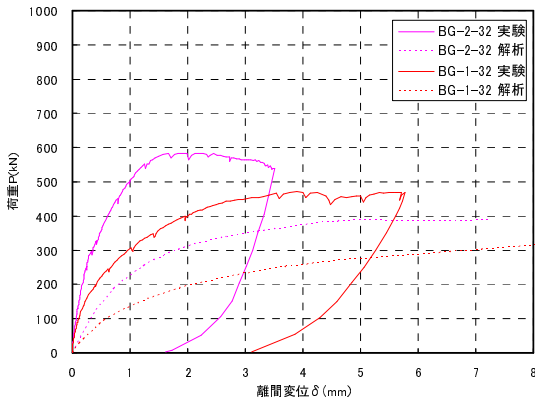


図-3.4 荷重-離間変位関係

では、どちらも鉄筋の降伏部分の上からひび割れが発生している。さらに、試験体GSにおいては橋台背面のひび割れも発生していることがわかる。試験体BS-1-32においては、実験で橋台背面のひび割れの発生を確認しているが、試験体GSに比べるとひび割れ幅は非常に小さい。図-3.8は、床版無しの試験体BG-2-32とBG-1-32における橋台前面の鉛直方向応力の分布である。両者とも、PBL鋼板が設置されている箇所から応力が低下しており、ここからひび割れが発生していることがわかる。このひび割れ発生位置は、図-2.10に示している実験後の試験体のひび割れ位置とも一致している。以上のことから、現状の解析モデルにおいて、細かなひび割れや、多方向にひび割れが進展する現象を再現することはできていないが、全体系の挙動に影響を与えるような主たるひび割れについては、その発生位置を再現できているといえる。

4. まとめ

ポータルラーメン橋の剛結部に対して、より合理的な構造として、支圧板方式による剛結部構造を提案し、構造実験とFEM解析により、その力学的特性と破壊過程を明らかにした。また、実験と解析の比較から、モデル化手法の妥当性についても検討した。以下に、それらの結果をまとめる。

- 1) 提案した支圧板方式においても、従来の桁埋め込み方式と同様の耐力を有していた。また、支圧板方式では、床版鉄筋の降伏、桁埋め込み方式では、橋台背面鉄筋と床版鉄筋の降伏で耐力が決まり、桁埋め込み方式では、橋台背面に大きなひび割れが生じ、背面盛土の存在を考慮すると、維持管理上の問題となることも確認できた。
- 2) 支圧板方式では、曲げによる引張に対してPBLは床版鉄筋降伏まで補助的に作用し、鉄筋降伏後の冗長部材として機能する。しかし、せん断力に対しては載荷直後から有効に抵抗している。また、PBLを2枚配置することで耐力が2倍になることはないが、PBL1枚あたりのせん断力の負担を軽減できている

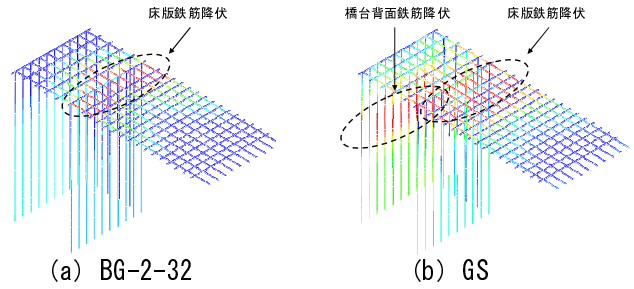


図-3.5 鉄筋の降伏進展

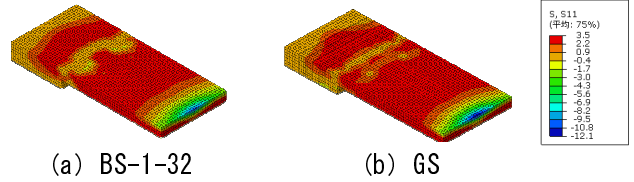


図-3.6 床版の水平方向応力

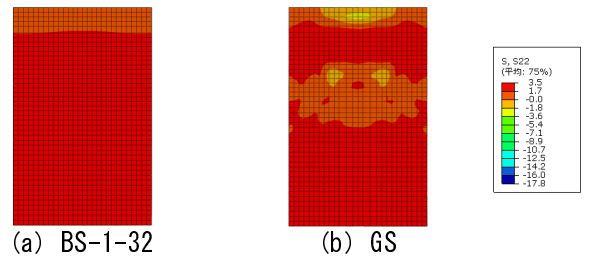


図-3.7 橋台背面の鉛直方向応力

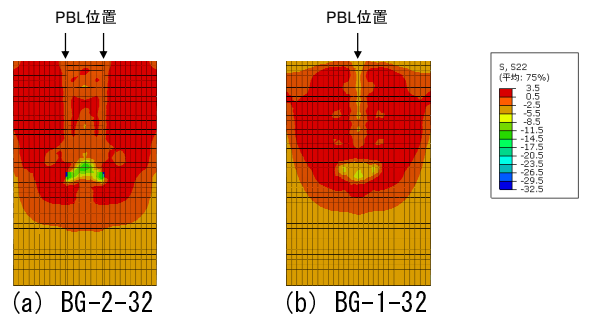


図-3.8 橋台前面の鉛直方向応力

ことは確認できた。

- 3) 床版のある試験体については、FEM解析により、挙動に大きな影響を及ぼす主たるひび割れの発生位置については再現できており、その耐力と挙動を概ね再現できていたが、ひび割れの多方向への進展や細かなひび割れの再現はできていないと考えられる。
- 4) 床版無しの試験体については、主たるひび割れ発生位置についてはよく再現できていたが、鋼桁とコンクリート間のPBLばねの接続手法に問題があり、その耐力と挙動を忠実に再現するには至っていない。

参考文献

- 1) 本間宏二, 平田尚: 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁-RC橋台接合構造の実験的研究, 鋼構造論文集, 第8巻第30号, pp23-30, 2001.6.
- 2) 土木学会: 複合構造標準示方書, 2009年
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 2007年

討議

でも考慮する必要があると考えている。

討議 [松村 政秀 准教授]

支圧板方式における過剰な耐力の合理化は考えているのか。

回答

あくまで、従来の桁埋め込み方式に対する合理化で支圧板方式を提案している、しかし、PBL形状などの構造細目の改善により、適切な耐力を目指して設計することは、今後の検討課題である。

討議 [鬼頭 宏明 准教授]

解析における PBL ばね要素は耐力の上限値を設定しているのか。それとも線形なのか。

回答

PBL ばね要素は線形ばね要素である。最大荷重においても、設計せん断耐力を超過していないので、構造全体の非線形挙動にも影響はないと考えている。

討議 [鬼頭 宏明 准教授]

断面の設計は、終局状態で決めているのか。

回答

設計断面力に対して、断面の発生応力を実物と設計上一致するように決めている。

討議 [松村 政秀 准教授]

地震時の挙動はどのように考えているのか。

回答

地震時も含めた荷重の組み合わせで、剛結部への負曲げが最も卓越する荷重条件を決めている。

討議 [角掛 久雄 講師]

実験時のコンクリートの圧縮強度が設計時よりも大きいので、その強度で設計すると、十分な耐力があるとは言えないのではないか。

回答

設計では、床版鉄筋あるいは鋼桁の降伏で耐力を決め、そこから安全率を考慮しているので、コンクリートの圧縮強度の上昇は、設計には影響がない。引張側のコンクリートについては、ひび割れ開口変位を定め、設計している。

討議 [角掛 久雄 講師]

支圧板の板厚はどのようにして決めるのか。

回答

下フランジ厚と支圧板厚から求めた有効支圧分布面積から支圧応力の照査を行い、必要板厚の範囲を提案できないか検討している。その際には、板曲げ変形につい