

PBL を用いた複合ラーメン橋隅角部に関する実験的研究

An experimental investigation on rigid connection of steel-concrete composite rigid frame bridge using perfo-bond rib

高木優任*

中村俊一**

室井進次***

Masahide TAKAGI

Shun-ichi NAKAMURA

Shinji MUROI

*工修 新日本製鐵株式会社, 鋼構造研究開発センター (〒293-8511 千葉県富津市新富 20-1)

**Ph.D. 東海大学教授, 工学部土木工学科 (〒259-1292 神奈川県平塚市北金目 1117)

***工修 新日本製鐵株式会社, 鉄構海洋事業部 (〒100-8071 東京都千代田区大手町 2-6-3)

Recently, in order to reduce the construction costs and maintenance expenses of a short and medium span bridge, the composite rigid frame bridges that connect the steel girder and the RC pier rigidly have widely attractive attention. In this paper, new rigid connection detail using PBL was proposed. To verify the load carrying capacity of the proposed rigid connection detail, loading test was conducted. Three types of specimens, i.e. ①Non-composite girder, ②Composite girder, and ③SRC girder, were tested. As a result of the test, it is confirmed that the proposed rigid connection has sufficient load carrying capacity.

Key Words : composite rigid frame bridge, rigid connection, Perfo-bond Rib

キーワード: 複合ラーメン橋, 隅角部, 孔あき鋼板ジベル

1. はじめに

近年の建設分野における経済性の追求, 維持管理の軽減などへの要求の高まりを背景に, 中小スパン橋梁の経済化, 耐久性・耐震性の向上などに有効な構造形式として, 鋼桁とコンクリート橋脚を剛結した複合ラーメン橋が注目を集めている。このような複合ラーメン橋の利点としては, 以下のようなものが挙げられる。

- ①橋脚上の支承が不要となるため, 初期建設コストの低減が可能となるとともに, 維持管理上の問題となりやすい要素を排除できる。
- ②桁と橋脚を剛結することにより, 構造系としての不静定次数が高くなり, 耐震性が向上するので, 落橋防止装置を省略できる。
- ③コンクリートラーメン橋に比較して, 死荷重の小さい鋼桁をRC橋脚に連結するため, 上部工重量が小さくなり, 耐震性能の向上が図れるとともに, 断面力が低減されるので, 橋脚, 基礎の寸法を小さく抑えることができる。

合理的な複合ラーメン橋を実現するためには, 鋼桁からの断面力を合理的に RC 橋脚に伝えられる構造を確立することが最も重要な課題であり, 隅角部の構造については, 製作の省力化はもちろんのこと, 十分な耐力・耐久性を有するとともに施工の省力化も求められる。

これらの要求に応えるものとして, 孔あき鋼板ジベル(独語: Perfo-Bond Leisten, 以下「PBL」と表記)を用いた剛結構造が提案されている。この構造に対しては, 上下フランジにPBLを有する埋め込み桁の要素試験¹⁾により, 基本的な耐力機構が確認されている。また, 数値解析²⁾により, 荷重伝達機構等が検討されている。しかしながら, 実際の橋梁に適用することを想定したモデルでの実験は現在まで行われておらず, 荷重伝達機構について確認しておくべき項目が残されている。

また, 近年の鋼桁設計においては床版との合成した合成桁設計が常識化しつつあるが, 複合ラーメン橋の剛結部に関する既往の研究において, 床版の影響を考慮した検討はほとんどなされていない。

本文は, このような状況を背景として, 鋼・コンクリート複合ラーメン橋に適用する, PBLを用いた鋼桁-コンクリート橋脚の剛結部構造とその設計法を提案し, その耐力, ならびに荷重伝達機構について実験的に検討を行ったので, その結果を報告するものである。

2. 検討対象とした橋梁形式

本研究で検討対象とする複合ラーメン橋は, 建設コストの縮減を極限まで追求することを目的として, 主桁の製作費用低減を図るために主桁にH形鋼を利用した構造

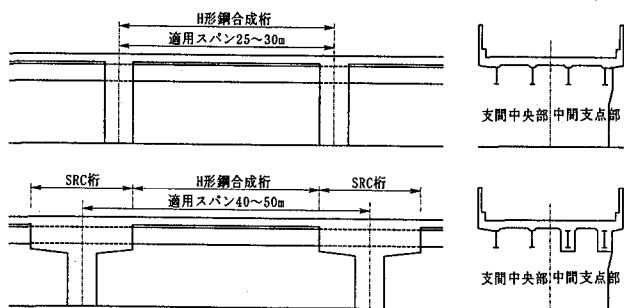


図-1 複合ラーメン橋

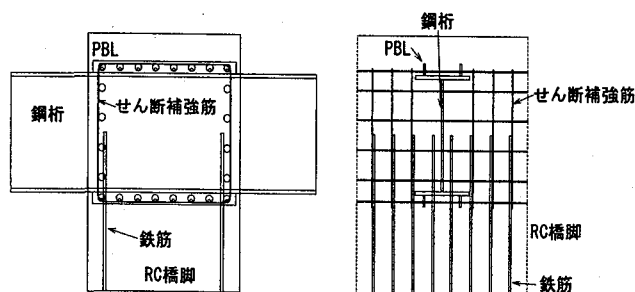
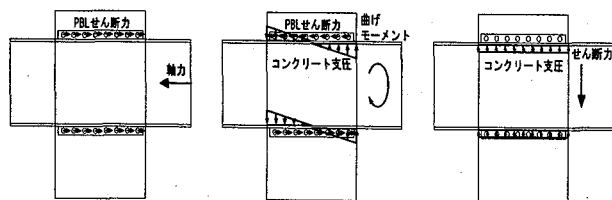


図-2 PBLを用いた剛結構造



圖一三 荷重傳達機構

である。

鋼桁と RC 橋脚を剛結した複合ラーメン橋には、図-1 の上段に示すように、連続合成桁の中間支点部を直接 RC 橋脚と剛結したタイプがまず考えられる。しかしながら、このタイプのみを対象とすると、製造可能な H 形鋼のサイズに制約があるため、H 形鋼を用いる限り、適用支間が 25~30m 程度以下に限られるという問題点がある。

中村ら³⁾はこの問題を解決する1つの方法として、図-1の下段に示すように、負曲げを受ける中間橋脚近傍のH形鋼主桁をコンクリートで巻きたてる構造を提案している。その試算結果によれば、平均支間45m程度の連続高架橋においても、限界状態設計法を導入し、中間支点部付近の負曲げ部の桁をSRC構造化することによって、現在のわが国の一般的な製造限界である高さ900mmのH形鋼で対応できる可能性のあることを明らかにしている。

本研究では、この検討結果を参考にして、図-1に示す、

- ①H 形鋼を用いた連続合成桁複合ラーメン橋
②橋脚部近傍の桁を SRC 構造化した複合ラーメン橋

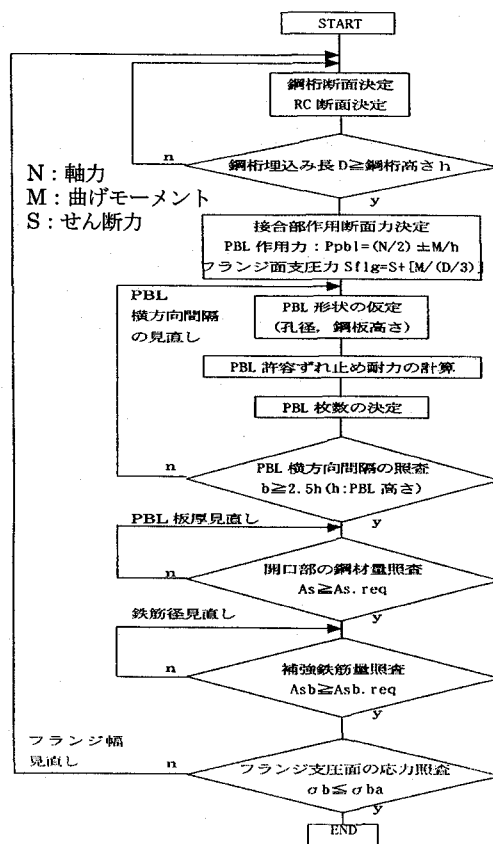


図-4 PBL の設計フロー

の2タイプを対象に実験計画を立案した。

3. PBLを用いた剛結部構造の提案

3.1 剛結部の構造

着目した隅角部構造は、図-2に示すような構造である。すなわち、鋼桁の上下フランジにずれ止めとしてPBLを取り付け、主としてPBLに作用するせん断力の偶力によって桁から橋脚への荷重を伝達する構造である。PBLからの荷重を橋脚に均等に分散させるために、隅角部を取り囲むようにせん断補強鉄筋を配置している。

提案する構造モデルにおける、桁から橋脚への力の流れを模式的に示したものを図-3に示す。桁に作用する軸力はPBLに作用するせん断力として橋脚に伝達され、曲げモーメントはPBLに作用する偶力と、桁の支圧力によって橋脚に伝達される。また、桁に作用するせん断力は、フランジ部の支圧によって橋脚に伝達される。

3.2 隅角部の設計方法

(1) 構造要素に作用する断面力の算出方法

隅角部 PBL の設計フローを図-4 に示す。隅角部に作用する断面力は軸力、曲げモーメント、せん断力であ

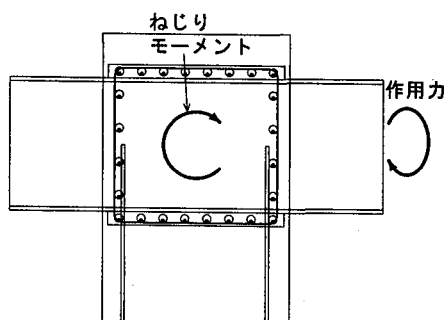


図-5 せん断補強鉄筋の設計

る。

桁に作用する軸力は、上下フランジに配置された PBL がそれぞれ各孔でずれ力を均等に分担すると仮定した。

曲げモーメントは、図-3 に示したように、PBL による偶力とフランジでの支圧との組み合わせによって伝達される。設計に際しては、PBL と支圧力の分担率を加味して設計することも考えられるが、現状ではデータが少ないため、安全側を考慮して、曲げモーメントは、PBL を設計する場合には PBL に作用するせん断力の偶力として 100% 伝達されると仮定し、桁の支圧の照査を行なう場合には支圧で 100% 伝達されるものと仮定して設計した。

せん断力については、これも安全側を考慮して、フランジ面の支圧により 100% 抵抗するものと仮定した。

(2) PBL 配置

Leohardt の提案する下記の設計式⁴⁾により PBL の許容耐力を算出し、桁が許容応力度に達するときに PBL に作用する荷重を設計荷重として、PBL の枚数、孔数を決定した。

$$PBL \text{ の許容耐力 } Pa = Pu / 2.1 \quad -(1)$$

$$Pu = 1.4d^2 \sigma_{ck} n \quad -(2)$$

ここに、 Pu : PBL の終局強度

d : 開口径

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

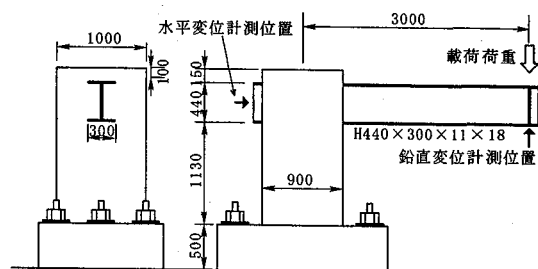
n : 開口数

また、PBL に関する構造細目として、図-4 に示す通り、①PBL の横方向間隔、②PBL 開口部間の鋼材量、③PBL に挿入する補強鉄筋の鋼材量、について照査を行ない、その形状と配置を決定した。

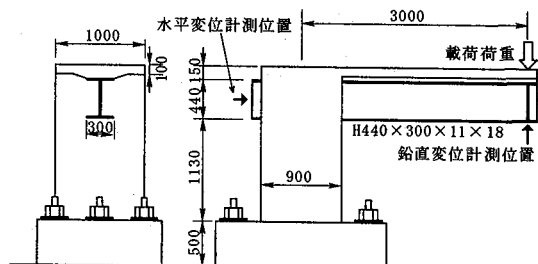
(3) 隅角部 RC 部分の配筋

①橋脚主鉄筋の定着

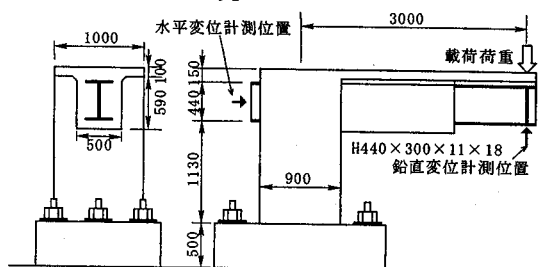
橋脚主鉄筋の定着は、コンクリート標準示方書⁵⁾に従い、所定の定着長を確保するものとした。しかしながら、今回の試験では、H形鋼を用いたために桁高さが小さく、所定の定着長が取れなかったため、フックによる定着を



(a) Type-1



(b) Type-2



(c) Type-3

図-6 試験体

採用した。

②隅角部せん断補強鉄筋

隅角部のせん断補強鉄筋は、図-5 に示すように、桁間の隅角部を RC 梁とみなし、桁に作用する曲げモーメントの 1/2 がねじりモーメントとして作用すると仮定して、コンクリート標準示方書⁵⁾に従って必要せん断補強鉄筋量を算出した。

(4) 床版鉄筋

構造上、負曲げを受けることになる橋脚付近の床版部はひび割れの発生が避けられない。したがって、設計上はひび割れの発生を許容することとするが、ひび割れ制御を行うことにより、耐久性に問題のないようにする必要がある。このため、道路橋示方書⁶⁾の規定に従い、負曲げ領域における床版には床版断面積の 2% 以上の鉄筋量を入れるとともに、鉄筋の周長率が 0.0045mm/mm^2 以上となるようにした。

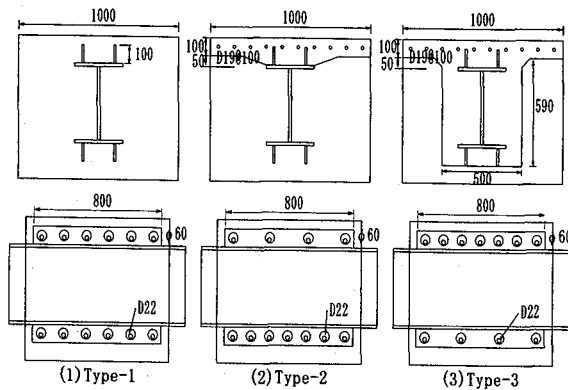


図-7 PBL の配置

4. 試験方法

今回の実験では、隅角部の破壊性状を調査する試験とはせず、3 で述べた設計により得られた構造寸法において、隅角部が十分な耐力を有するかどうかに着目した。

このため、設計においては鋼桁、あるいは SRC 桁が最初に降伏するようにし、隅角部、ならびに橋脚はそれ以上の強度となるように設計した。

4.1 試験方法と試験体

試験方法は、桁から橋脚への荷重伝達、主に曲げモーメントの伝達性能を確認するために、隅角部を模擬した、図-6 に示す鋼桁と RC 橋脚を直角に交差させた、逆 L 型の試験体を用いた。

載荷パターンは、1 方向の単調載荷とし、設計荷重、降伏荷重など、載荷途中で適宜除荷して、挙動の線形性を確認した。

試験体の種類は、対象とする上部工の構造形式の違いを考慮して、以下の 3 タイプとした。

Type-1: 非合成桁タイプ(床版なし)

Type-2: 合成桁タイプ(床版つき)

Type-3: SRC 桁タイプ(床版つき)

Type-1 は、対象とする隅角部の基本的な挙動を調査するために設定した試験体であり、床版を設けず、隅角部の鋼桁に PBL を上下均等に配置した。Type-2 は、連続合成桁構造を想定し、Type-1 に床版を付けた試験体である。桁の上フランジにはスタッドを配置し、床版と合成した。Type-3 は、中間支点部をコンクリートで巻きたてて SRC 構造化することを想定したものである。SRC 桁部分は、床版との合成化を図るため、鋼桁の上フランジのみにスタッドを配置したが、その他の部分は鋼材とコンクリートの付着により合成することとした。

4.2 試験体の設計

試験体の設計にあたっては、試験機的能力等を勘案し

表-1 主要な使用材料のサイズ、材質、ピッチ

		Type-1	Type-2	Type-3
鋼桁		H440*300*11/18(SS400)		
床版	コンクリート	—	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	
	鉄筋	—	D19(SD295) @100mm	
橋脚	コンクリート	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$		
	鉄筋	D22(SD345) @125mm		D25(SD345) @125mm
隅角部	PBL	高さ 100mm, 板厚 12mm, ϕ 60mm		
	PBL 補強筋	D22(SD295)		
	せん断補強筋	D16(SD295)@110mm		

表-2 材料試験結果(各 3 体の平均)

		単位	Type-1	Type-2	Type-3
H 形鋼 (SS400)	降伏点	N/mm ²	338 (235 以上)		
	引張強さ	N/mm ²	471 (400~510)		
橋脚鉄筋 (SD345)	降伏点	N/mm ²	374 (345~440)		
	引張強さ	N/mm ²	575 (490 以上)		
床版鉄筋 (SD295)	降伏点	N/mm ²	388 (295 以上)		
	引張強さ	N/mm ²	571 (440~600)		
コンクリート (早強) ($\sigma_a=30$ N/mm ²)	材齢(試験日)	日	22	23	30
	圧縮強度	N/mm ²	40.4	39.6	40.0
	引張強さ	N/mm ²	2.36	2.34	2.85
	ヤング係数	$\times 10^4$ N/mm ²	3.38	3.52	3.51

各々 3 本の平均値、()内は規格値

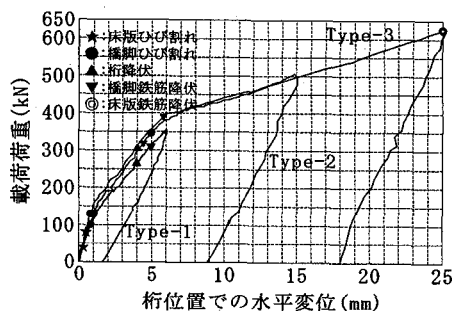
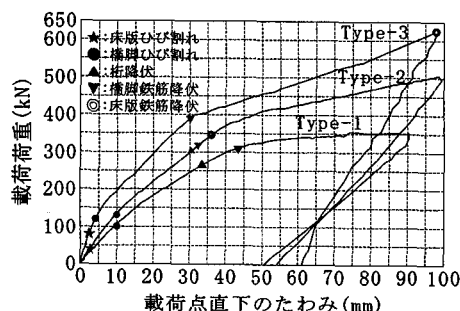
て、2. で述べた検討対象橋梁の幾何学的寸法を 1/2 にスケールダウンすることとし、桁は高さ 440mm の H 形鋼を用い、桁の埋め込み長を桁高さの約 2 倍、橋脚幅は主桁間隔の 1/2 の 1.0m とした。試験体の寸法は図-6 に示す通りである。

このようにして決定した外形寸法をもとに、3. に示した設計法に従って試験体の設計を行い、PBL の配置、RC 部分の配筋を決定した。各試験体における PBL の配置を図-7 に、主要な使用材料のサイズ、材質を表-1 に示す。

なお、床版鉄筋は、構造寸法を縮小したために実構造物と同様の 2 段配置とすることが難しくなったので、床版中央に 1 段配置とした。

Type-2, Type-3 は合成桁としたため、中立軸位置が桁重心から離れるので、上下フランジに発生する断面力が異なり、PBL の配置が上下フランジで非対称となっている。試験体は実橋モデルの 1/2 スケールとしたが、PBL についてはスケールダウンを行わず、実橋とほぼ同じスケールのものを用いた。これは、鉄筋のピッチを 10cm 以下にすることを避けたため、所定のずれ止め耐力を確保するためには、スケールダウンができなかったからである。

一方、既往の研究⁵⁾によると、鋼桁とコンクリートの



図－8 荷重－変位関係

支圧面には応力集中が生じることが指摘されており、この部分はコンクリートの欠け落ちなどの損傷が心配される。この部分の補強法として、フランジの板厚をカバープレートにより増厚する、縦リブを入れて荷重の分散を図る、などの補強法が提案されている。しかし、今回の試験においては、隅角部の荷重伝達は PBL に作用するせん断力による偶力が卓越し、支圧が分担する荷重は小さいと考え、縦リブの追加などの桁端部補強は一切行わなかった。そのため、試験においては、この部分のコンクリートが支圧により損傷するかどうかということも着目点の一つとした。

4.3 試験体の製作

試験体の製作にあたっては、コンクリートの打設方法が大きな問題になる。ここでは、できるだけ実際の構造に近い状態で試験体を製作することを目指し、桁を水平にした状態で支持し、隅角部の配筋を行ったあと、コンクリートを打設した。ただし、コンクリートの打設は橋脚、隅角部、床版を同時に行なった。

5. 試験結果

5.1 材料試験結果

試験に使用した主要な材料の材料試験結果を表－2に示す。使用した材料の機械的性質はすべて、規格を満足するものであった。

表－3 実験結果

(単位:kN)

	Type-1		Type-2		Type-3	
	計算	実験	計算	実験	計算	実験
床版ひび割れ荷重	—	—	34	40	63	80
橋脚ひび割れ荷重	103	100	108	131	130	130
鋼桁降伏荷重	261	264	309	309	521	降伏せず
鋼桁全塑性荷重	287	—	340	—	573	降伏せず
橋脚鉄筋降伏荷重	286	310	286	318	370	390
床版鉄筋降伏荷重	—	—	380	346	477	625
設計荷重①	114		134		133	
限界状態荷重②	261		309		370	
実験時最大荷重③	356		507		625	
③/②	1.36		1.64		1.69	
③/①	3.12		3.78		4.70	

*1,計算：実測の材料強度、断面寸法で評価した計算値

*2,実験：実験時の測定結果(降伏ひずみは実測の材料強度で評価)

*3,設計荷重：Type-1,Type-2=鋼桁許容応力時

Type-3=SRC 部コンクリート許容応力時

*4,限界状態荷重：Type-1,Type-2=鋼桁降伏荷重

Type-3=橋脚鉄筋降伏荷重

5.2 載荷時の挙動ならびに耐力

試験の結果得られた、荷重と載荷点直下の鉛直たわみの関係、ならびに荷重と桁位置での水平変位の関係を図－8に示す。また、実験結果と各種計算荷重との比較を表－3に示す。図中では、表示を見やすくするため、載荷途中の除荷経路は示さず、包絡線のみを示した。なお、載荷途中の除荷では、いずれの試験体も挙動の線形性を示した。

載荷初期においては Type-3, Type-2, Type-1 の順番で剛性が大きくなっており、合成桁化(Type-2)、SRC 構造化(Type-3)によって全体剛性が上昇している様子がわかる。

Type-1 は、橋脚コンクリートのひび割れ(100kN)、桁の降伏(264kN)によってたわみ勾配に変化が現れ、最終的には鋼桁の根元側の上下フランジが共に降伏して塑性化し、鋼桁根元部の塑性ヒンジ化によって桁部分の回転の増大によって終局を迎えた。

Type-2 は、床版、橋脚それぞれのコンクリートのひび割れ発生(40kN, 131kN)によって剛性の低下が生じ、たわみ勾配が変化した。その後、荷重の増加とともにほぼ線形に変位は増大していったが、載荷荷重が設計荷重の約 2.2 倍となった 300kN あたりで桁圧縮側フランジが降伏し、それとほぼ同時に橋脚鉄筋が降伏した。その後、載荷荷重 350kN あたりで床版鉄筋が降伏するとともに、それ以降は橋脚鉄筋の塑性化によって橋脚部分の回転が大きくなり、それに伴って図－8に見られるように桁位置での水平変位、ならびに水平載荷点直下の鉛直たわみが大幅に増加した。橋脚鉄筋が降伏してから後も荷重は漸増していたが、試験機の制限により、鉛直変位が約 100mm

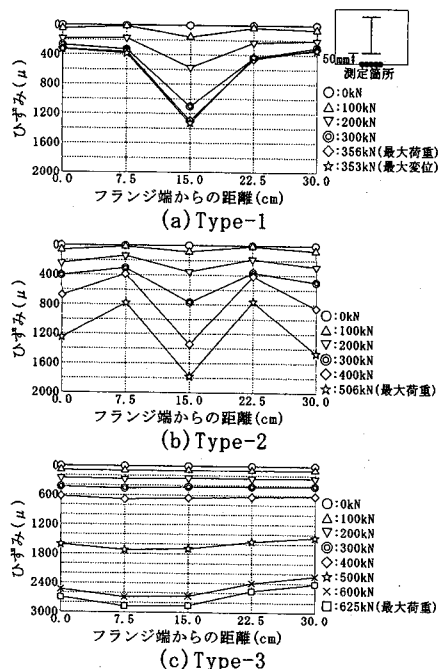


図-9 橋脚コンクリート支圧ひずみ分布

となったところで試験を終了した。

Type-3 は、橋脚鉄筋の降伏(390kN)に至るまでの挙動は Type-2 のそれとほぼ同じである。橋脚鉄筋の降伏後は、Type-2 と同じく、鉄筋の塑性化によって橋脚部分の回転が大きくなり、それに伴って桁位置での水平変位、ならびに載荷点直下の鉛直たわみが大幅に増加した。橋脚鉄筋が降伏してから後も荷重は漸増していたが、Type-2 と同様、試験機の制限により、鉛直変位が約 100mm となったところで試験を終了した。なお、Type-3 は、表-4 からわかるように、実験において鋼桁は計算よりも高い耐力を示し、降伏には至らなかった。これは、SRC 構造であるため、断面計算は鋼桁を鉄筋換算し、引張側断面を無視した RC 断面で行なったためであると考えられる。

いずれの試験体においても、後述するように実験時の最大荷重において隅角部コンクリートに微細なひび割れが観察されたものの、PBL の破壊、コンクリートの欠落ちなどの損傷は認められず、実験時の最大荷重に至っても荷重の急激な低下は見られず、ねばりのある変形性能を示した。また、表-3 より、各試験体の耐力は設計荷重を 3 倍以上上回り、また材料強度の実測値で評価した限界状態荷重を 1.3 倍以上回った。さらに、鋼桁、床版鉄筋、橋脚鉄筋などの降伏荷重の計算値は実測の材料強度、断面寸法で評価した荷重とほぼ一致、あるいは安全側の評価を示し、設計で仮定した限界状態がほぼ再現できていると考えられる。

表-4 支圧ひずみの比較(設計荷重時)

単位(μ)

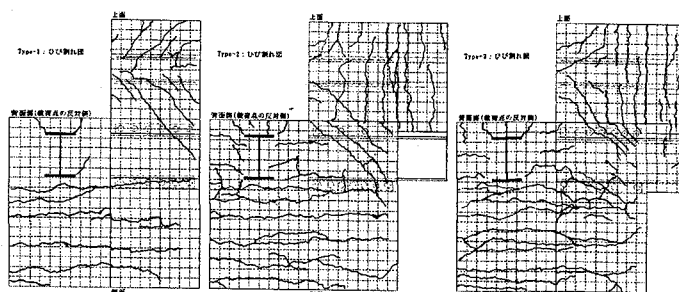
	Type-1	Type-2	Type-3
載荷荷重(kN)	114	134	133
曲げモーメント分担率	1.00	0.69	0.37
計測値	最大値*1 ①	-207	-146
	平均値*2 ②	-85	-94
	①/②	2.44	1.55
計算値	曲げ成分*3	-281	-218
	せん断成分*4	-6	-7
	合計 ③	-287	-225
	①/③	0.721	0.649
	②/③	0.296	0.418

*1: 5 個の測定データのうち最大のもの

*2: 5 個の測定データの平均値

*3: 曲げモーメントによるひずみは、剛性比により桁の分担モーメントを算出し、支圧力が三角形分布すると仮定して算出した

*4: せん断によるひずみは、桁フランジ面が均等に分担すると仮定して算出した



(a)Type-1 (b)Type-2 (c)Type-3

図-10 橋脚のひびわれ状況(試験終了時)

5.3 橋脚の桁下面コンクリート部のひずみ分布

桁下端から 50mm 下がった位置に貼付したひずみゲージにより測定した、橋脚コンクリート圧縮ひずみの水平方向の分布を図-9 に示す。

鋼桁のみの Type-1 では、局部的に剛性が高くなっているウェブ直下でのひずみの集中が観察された。合成桁とした Type-2 でも、ウェブ直下で同様の応力集中が見られたが、ひずみ集中の絶対値は Type-1 よりも小さかった。SRC 桁とした Type-3 では、桁をコンクリートで巻き立て、桁断面がほぼ一様な剛性となっているため、ひずみの集中は観察されなかった。

表-4 は、設計荷重時に隅角部に作用する曲げモーメントを、100%支圧で分担すると仮定して支圧ひずみを算出し、実験データと比較したものである。応力集中を生じている Type-1、Type-2 では、最大ひずみの実測値は計算値より小さく、PBL の偶力による曲げモーメント伝達が有効に働き、支圧応力が減少していることがわかる。ただし、計算においては、剛性比により桁の分担する曲げモーメントを算出して支圧ひずみを算出した。このため、Type-3 は桁の分担する曲げモーメントが 37% と小さな値となったので、支圧ひずみは計算値に近くなった。

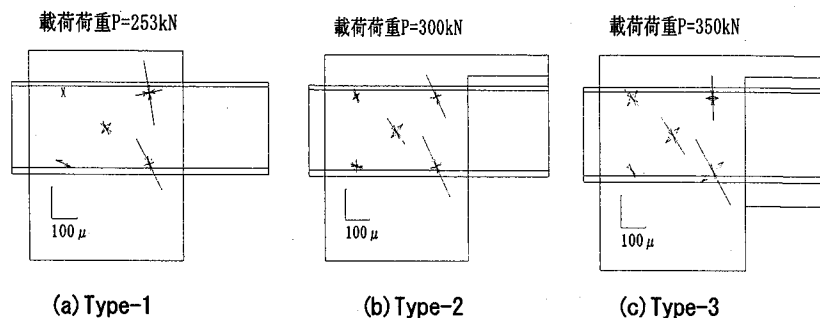


図-11 隅角部主ひずみ分布(鋼桁降伏荷重付近)

しかし、実際はコンクリート桁により伝達されている支圧成分が加わるため、計算値はもっと大きくなる。

このように、桁端部をコンクリートで補強していない Type-1, Type-2 では桁のウェブ直下で比較的大きなひずみの集中を生じたが、桁下のコンクリートのひび割れや欠落ちは観察されなかった。また、発生するひずみレベルそのものも、支圧で 100% 分担するとして計算した値よりも小さかった。このため、設計においては曲げモーメントを 100% 支圧で伝達すると仮定することで、安全側の設計ができることがわかる。

以上より、PBL を用いた隅角部を有する本試験体では、PBL の偶力による荷重伝達によってコンクリート支圧面の応力が減少するため、桁補強を行なわなくとも十分な耐力を有していることが確認できた。

5.4 隅角部の挙動

(1) 隅角部のひび割れ

試験終了時に観察した、試験体のコンクリート表面のひび割れ発生状況を図-10 に示す。

Type-1, Type-2, Type-3 と終局荷重が高くなるほど、橋脚コンクリート表面のひび割れが多くなっている。しかし、隅角部、RC 橋脚部分の配筋は 3 タイプでほぼ等しいため、ひび割れの発生パターンは 3 タイプともほぼ同じ様相を呈している。すなわち、これらは、

- ① かぶりコンクリートの押抜きせん断ひび割れ
- ② 隅角部の斜めせん断ひび割れ
- ③ 隅角部上面の斜めひび割れ
- ④ 橋脚の曲げひび割れ
- ⑤ 床版部の曲げひび割れ

に分類できる。これらのうち、隅角部の挙動を表すものは①、②、③である。

① かぶりコンクリートの押し抜きせん断ひび割れ

床版部分の押し抜きせん断ひび割れは、載荷点の反対側の床版かぶりコンクリート部分に斜め 45° 方向に生じた。ひび割れの発生した荷重レベルは、いずれも鋼桁降伏荷重付近(Type-3 は最大荷重付近)であった。ただし、

ひび割れ幅は小さく、除荷すると閉じる程度のものであり、試験体の強度に影響を及ぼすようなものではなかった。

この部分は、図-3 の曲げモーメントに対する抵抗モデルからもわかるように、桁の跳ね上がりによって押し抜きせん断を受ける。実際の構造に

においても、コンクリートのかぶりが相対的に小さい部分であるため、押し抜きせん断に対して十分な耐力を有するようにしておく必要がある。

したがって、この部分は、設計上、押し抜きせん断に対する照査が必要であると考えられる。

② 隅角部の斜めせん断ひび割れ

隅角部コンクリートの斜めせん断ひび割れは、桁上フランジ側から橋脚引張鉄筋側への力の流れと直角方向に生じている。ただし、これらのひび割れは終局限界荷重(Type-1, Type-2: 鋼桁降伏荷重, Type-3: 橋脚鉄筋降伏荷重)では観察されておらず、それ以降に生じたものであり、これも試験体の強度に影響を及ぼすものではなかった。

図-11 に、隅角部コンクリート表面に貼付した 3 軸ゲージから算出した、鋼桁降伏荷重付近における隅角部の主ひずみの分布を示す。隅角部に発生したコンクリートのひび割れの方向は引張主応力に直角方向に生じており、計測結果はこれと一致するものであった。また、観察された主ひずみは載荷点側の圧縮ひずみが卓越している。

③ 隅角部上面のひび割れ

隅角部上面のひび割れは、PBL 位置を基点に 45° 方向に広がっており、とくに床版のない Type-1 において顕著である。

本試験においては、PBL はスケールダウンしておらず、PBL 孔上縁からコンクリート上縁までのかぶりは 7cm しかない。文献 8)において、このかぶりが不足すると PBL 前面のコンクリートの支圧耐力が減少し、PBL の耐力も低下することが指摘されており、これを防止するかぶりの高さは鋼板高さの 3 倍以上が必要であるとしている。Type-1 は床版コンクリートがないため、PBL 前面のコンクリートの厚さが小さく、支圧耐力が小さかったために、載荷点側の PBL からひび割れが発生したものと考えられる。逆に、Type-2, Type-3 は床版が連続しており、PBL 前面のコンクリートが連続しているため、載荷点側の PBL からのひび割れは観察されなかった。

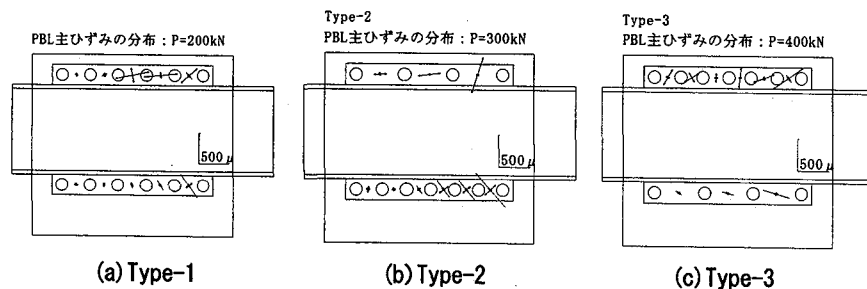


図-12 PBL の主応力図

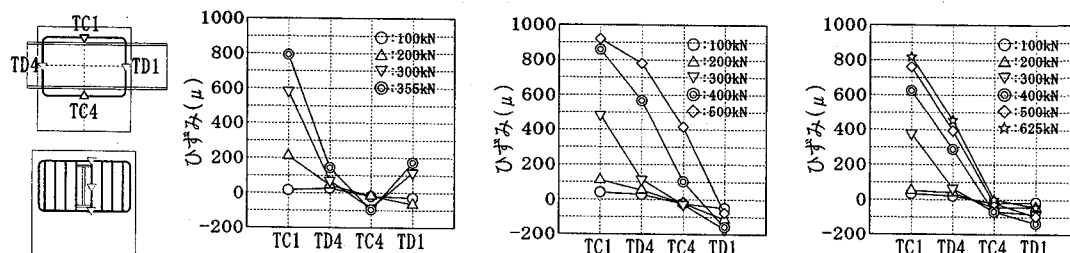


図-13 せん断補強筋のひずみ分布

これを考慮すると、今回の試験では、Type-1 のように PBL の大きさに対してコンクリート部分のかぶりが小さいものは PBL 前面のせん断耐力が不足することになる可能性があるため、実際の構造物を設計する際には注意する必要がある。ただし、今回の構造寸法であってもひび割れが生じた以外は目立った損傷は生じておらず、耐力上は余裕のあるものであった。

以上を総合すると、これらのひび割れは、せん断補強筋等による隅角部コンクリートの拘束が有効に作用していることを示すものであり、隅角部における力の伝達が設計の仮定どおり行なわれていることを示すものであったと判断される。

(2)PBL のひずみ分布

今回提案した隅角部構造における PBL の役割は、桁と隅角部コンクリートを一体化し、PBL に作用するせん断力による偶力が曲げモーメント伝達の大部分を分担し、桁埋め込み部のコンクリートへの支圧応力の集中を緩和することにある。したがって、PBL が曲げモーメントの伝達に寄与していることを確認することが重要である。

図-12 は、PBL の孔間に貼り付けた 3 軸ひずみゲージから計算した、桁降伏荷重付近における各タイプの PBL 鋼板の主ひずみ分布を示したものである。

各タイプとも、設計で仮定したように、上フランジ側の PBL では引張が卓越し、下フランジ側の PBL では圧縮力が卓越していることがわかる。

また、PBL 鋼板のひずみ分布は載荷点側に集中する傾

向があることがわかる。一般に、コンクリート中に埋め込まれた PBL の荷重分担は各孔で均等にならず、荷重は桁載荷点側の孔に集中することが指摘されており、桁の埋め込み長さが長くなるほど分担力の不均等が生じやすくなる。このため、桁の埋め込み長が長い場合は、PBL の強度低下を考慮する必要があるが、本試験では、桁の埋め込み長を桁高さの 2 倍と比較的長くしたが、最終的には PBL 部分は破壊にまで至らず、強度低下は見られなかった。

各 PBL の作用力の大きさはひずみゲージのデータだけでは特定できないが、本試験からは PBL が有効に作用し、作用力が十分に伝達されている様子が確認できた。

(3)隅角部鉄筋のひずみ分布

隅角部内部に配置したせん断補強鉄筋のひずみ分布を図-13 に示す。

図-13 は、隅角部を取り囲む面にある補強鉄筋のひずみ分布を示したものであるが、この中では床版面の補強鉄筋(TC1)が最もひずみが大きく、その次に引張側鉄筋(TD4)のひずみが大きくなっている。残りの、コンクリートが圧縮側になる TD1、TC4 のひずみは限界状態荷重 (Type-1:261kN, Type-2:309kN, Type-3:370kN) 以下ではほとんど発生していない。これは、鉄筋が分担するのは引張荷重であるため、PBL、あるいは床版鉄筋からの引張荷重がせん断補強筋に伝達され、それが橋脚の引張鉄筋へと伝達されるため、TC-1、TD-4 のひずみが大きくなったと考えられる。逆に、図-11 に示したように、

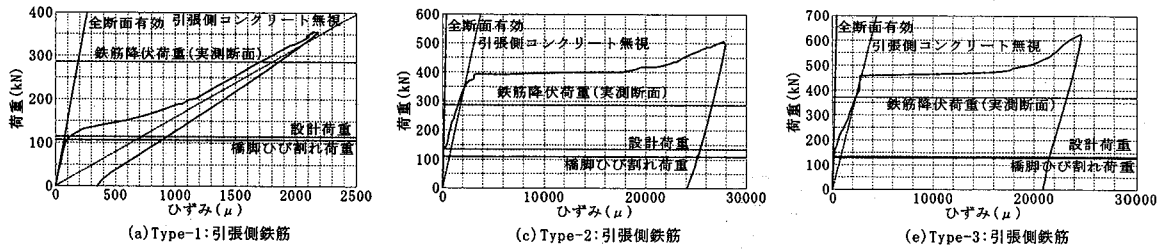


図-14 橋脚鉄筋のひずみ

TC-4,TD-1 の位置のコンクリートは圧縮力が卓越しており、そのため、この部分の鉄筋のひずみは小さくなっているものと推察される。

(4) 橋脚鉄筋のひずみ

Type-1～Type-3 の各タイプにおける、橋脚の引張側鉄筋に貼付したひずみゲージにより測定した、載荷荷重と橋脚部引張側鉄筋のひずみの測定結果の関係を図-14に示す。

試験では、隅角部直下(桁下フランジ面から 50mm 下がった位置)、ならびにそこから桁高(440mm)分だけ下がった位置の 2 箇所の断面において、橋脚の幅方向に配置されている 4 本の引張側鉄筋にひずみゲージを貼付し、ひずみ分布を測定した。測定の結果、いずれのひずみデータもほぼ同じような値を示し、均等に荷重が分散されていることを確認したので、ここでは隅角部直下で測定した各タイプの代表的な測定結果 1 ケースのみを示した。

Type-1～Type-3 に共通する傾向を以下に示す。0～100kN の間は橋脚にひび割れが生じていないため、各鉄筋のひずみは全断面有効とした計算値に一致する。100kN 付近で、橋脚のひび割れが発生し、その後は荷重の増加につれて引張側コンクリートを無視して計算した値に漸近していく。その後、Type-2、Type-3 では鉄筋が降伏し、ひずみが増大して終局状態に至った。

各タイプとも、鉄筋が降伏に至るまでの鉄筋ひずみの測定結果は幅方向の位置に関わらず、ほぼ均等であり、理論値にほぼ一致する挙動を示した。このことから、桁から隅角部を通して橋脚に荷重が分散され、ほぼ均等に伝達されていることがわかる。

5.5 床版の挙動

負曲げ部の床版コンクリートのひび割れ性状を確認するため、床版と隅角部の境界部付近に測定区間長 100mm のパイゲージを 3 個、桁中心線上に配置し、ひび割れ幅の測定を行った。3 個の測定値のうち、各タイプで最大のひずみを記録した測定結果を図-15に示す。

Type-2 は比較的早い荷重段階からひび割れが発生するものの、床版鉄筋が許容応力度に達した時点でも、ひび割れ幅は一般的な環境における床版コンクリートのひ

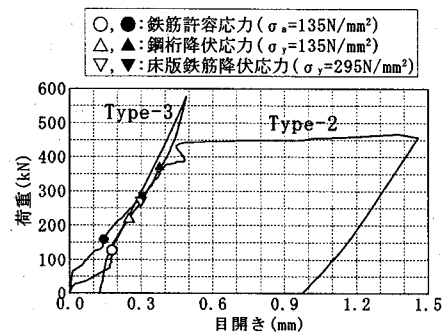


図-15 荷重-床版ひび割れ幅の関係

び割れ幅の制限値⁹⁾である 0.2mm 以下となっており、十分なひび割れ制御が行えている。ただし、荷重が増加し、鉄筋が降伏した後はひび割れ幅が急激に大きくなった。

Type-3 のひび割れ幅の挙動も Type-2 とほぼ同様の傾向を示した。ただし、ひび割れ幅は Type-2 よりも若干小さく、こちらも十分なひび割れ制御ができています。また、床版鉄筋の降伏が最大荷重付近であったため、Type-2 とは異なり、鉄筋の降伏によるひずみの増大がなかったため、ひび割れ幅の急激な増加は見られなかった。

以上より、負曲げを受ける中間橋脚付近の剛結部床版についても、鉄筋量の調節によるひび割れ制御が可能であることがわかる。

6. FEM 解析による実験結果の検証

6.1 解析の概要

隅角部の評価における解析の適用性を検証するため、立体弾塑性 FEM 解析を実施した。メッシュ分割図を図-16に示す。鋼桁はシェル要素、コンクリートはソリッド要素、鉄筋はトラス要素でモデル化し、構造の対称性を考慮して、ハーフモデルで解析を行なった。引張側コンクリートのひび割れを考慮するため、ソリッド要素にはクラックモデルを導入した。

また、鋼桁-コンクリート橋脚の接合部は、既往の研究²⁾を参考にして、鋼桁とコンクリートの節点を分離し、PBL は橋軸方向、ならびに橋軸直角方向の並進バネでモデル化し、当該位置の鋼桁とコンクリートの接点を結合

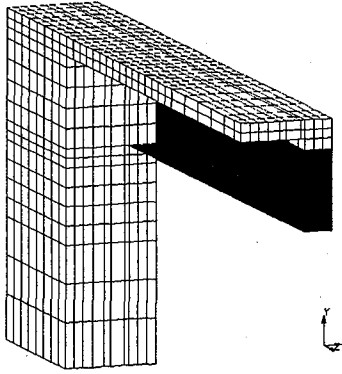


図-16 メッシュ分割図 (Type-2)

した。また、鋼桁と RC 橋脚コンクリートの支圧面は、当該位置の鋼桁フランジとコンクリートの交点に鉛直方向の支圧パネを挿入して、PBL と桁の支圧による荷重伝達を考慮した。なお、以上のモデル化からわかるように、剛結部は鋼とコンクリートの付着は考慮しないで解析を行なった。

境界条件はフーチング上の橋脚基部を固定とし、床版上面の載荷点に集中荷重を加えた。載荷点近傍は荷重の集中による塑性化によって変形が増大する恐れがあるため、荷重集中点近傍のソリッド要素は弾性体とし、幅方向への荷重分散が図れるように、剛性を 100 倍にして解析を行なった。

解析コードは、汎用弾塑性有限要素解析プログラム、MARC2000¹⁰⁾を用いた。

6.2 材料特性

解析に使用した材料特性は、5.1 に示した各材料の材料試験結果をもとに設定した。

(1) 鋼材、コンクリートの物性

鋼材の応力-ひずみ関係は、降伏点を折れ曲がり点とするバイリニアモデルとした。ヤング率は

$$E_s = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{---(3)}$$

とした。

コンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮側は以下の式で示される関係をフィッティングしたトリリニアモデルとし、引張側は、引張強度まで線形弾性、その後はひずみが 0.001 のときに伝達応力が 0 となるようにソフトニング係数を設定した。

$$\sigma_c = f_{cd} \frac{\varepsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \quad \text{---(4)}$$

ここに、 σ_c : コンクリートの応力度

f_{cd} : コンクリートの圧縮強度

ε_c : コンクリートのひずみ

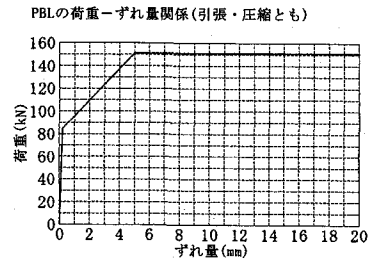


図-17 PBL の荷重-ずれ関係

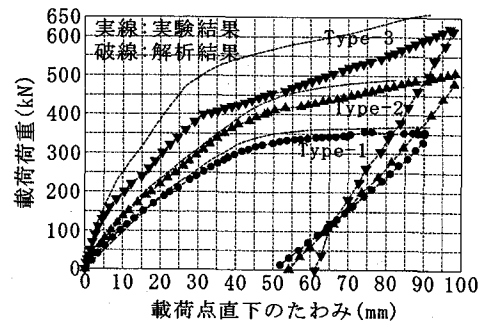


図-18 解析結果と実験結果の比較

(2) 接合部のモデル化

① PBL パネ

PBL の荷重-ずれ量関係は、既往の研究¹¹⁾を参考に図-17 のようなトリリニアモデルとして設定した。なお、PBL パネの初期勾配は、同じく既往の研究を参考に、橋軸方向は 400 kN/mm、橋軸直角方向は 40 kN/mm とした。

② 支圧パネ

鋼桁フランジとコンクリートの支圧面には、1 mm² あたりのパネ定数を 10 kN/mm/mm² とした線形パネを挿入し、パネ 1 本あたりの分担面積を考慮してパネ定数を決定した。

③ 桁と床版、SRC コンクリートの界面

今回の解析は剛結部の挙動を調べることに主眼を置いたため、その他の部分の合成化については簡単のため、基本的には完全合成として取り扱った。すなわち、Type-2 の桁と床版の界面、ならびに Type-3 の SRC 桁部分の鋼材とコンクリートの接点はすべて剛なパネで結合した。

6.3 解析結果と実験結果との比較

(1) 荷重-載荷点鉛直変位関係

載荷点直下における荷重-鉛直たわみ関係の比較を図-18 に示す。解析は橋脚の基部を完全固定としているが、

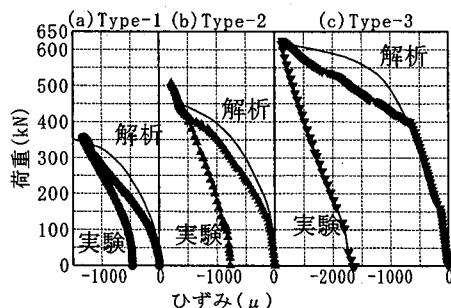


図-19 桁下コンクリートひずみ

表-5 PBL の荷重分担率

		単位	設計荷重	終局荷重
Type-1	作用曲げ	kN・m	342	783
	分担率	%	67.9	57.9
Type-2	作用曲げ	kN・m	402	927
	分担率	%	57.1	53.8
Type-3	作用曲げ	kN・m	399	1110
	分担率	%	10.1	33.3

計算式:

(上下フランジ PBL 反力の平均×上下 PBL 間の距離)
 / (作用曲げモーメント×桁モーメント分担率)

実験では回転が生じているため、解析値は実験値よりも小さい値となった。そこで、図中では、橋脚天端での水平変位がほぼ同じになるように橋脚基部の回転を補正して解析値を示した。それでも解析値は若干、実験値よりも小さくなった。この傾向は、終局状態において鉄筋コンクリートの挙動が支配的となる Type-3 においてより顕著である。これは、コンクリートの材料特性(非線形弾性、ひび割れモデル、ならびにコンクリートひび割れ後のソフトニングなど)のモデル化が実際とは若干異なるためであると考えられる。このため、コンクリートの影響があまりない Type-1,2 では解析結果は実験結果とよく一致している。しかし、Type-3 は、コンクリートの挙動が支配的であるため、橋脚のひび割れ、鉄筋の降伏などによる荷重-変位関係の折れ曲がり点は比較的良好に近似できているが、上記のような理由で変形挙動は解析値と実験値とで若干の相違があり、まだ検討の余地が残ると考えられる。

(2) 鋼桁とコンクリートの支圧面の支圧力分布

鋼桁ウェブ直下 50mm の位置でのひずみの実験値と解析値の比較を図-19 に示す。解析値の方が実験値よりも若干、ひずみは小さくなるが、初期勾配や折れ曲がり点は両者で比較的良好に一致している。このことから、PBL と鋼桁の支圧による荷重分担のモデル化が本解析モデルによってよく表現できていると判断できる。

(3) PBL 反力

解析の結果得られた、PBL パネの反力分布を図-20

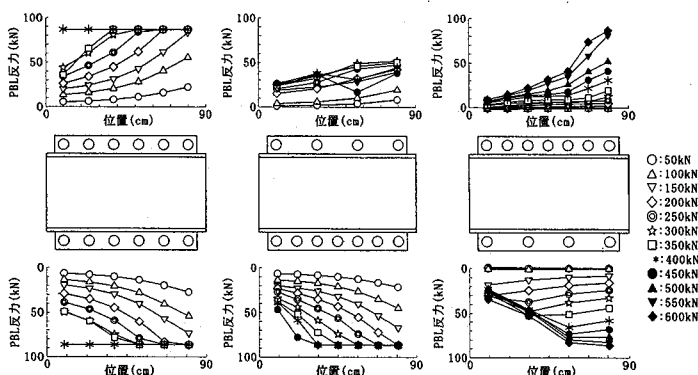


図-20 PBL パネ反力の分布

に示す。

いずれのタイプも最初、線形の範囲では載荷点側の孔に荷重の集中を生じているが、分担荷重が PBL の第一折れ曲がり点に達するとそれ以降は分担荷重が頭打ちとなり、隣接する孔への荷重の再分配がなされている様子がわかる。

上下フランジで作用荷重が等しくなる Type-1 では、上下フランジの PBL パネで対称に反力が生じており、PBL を用いた剛結部の基本的な挙動がわかる。

床版鉄筋が荷重を分担するため、上フランジの作用荷重が小さくなる Type-2 では、上フランジの PBL パネに作用する力も小さい。

また、SRC 桁とした Type-3 では、鋼桁に発生する応力そのものが他のタイプよりも小さいため、PBL パネの反力も終局に至るまであまり増加しない。

表-5 は、解析により得られた PBL のパネ反力をもとに、設計荷重時、終局荷重時における PBL の荷重分担率を計算した結果である。Type-1, Type-2 は、PBL の荷重分担が卓越し、分担率は、設計荷重時でそれぞれ 67.9%, 57.1% と、曲げモーメントの半分以上が PBL により伝達されていることがわかる。また、終局荷重時は設計荷重時よりも若干分担率が低下しているが、これは、先に述べたように、PBL に作用する力がある限界にまで達すると、以降は荷重の再分配が行なわれるため、PBL の荷重分担が減少しているものと考えられる。しかし、それでも PBL の荷重分担率は 50% 以上となっており、PBL が有効に作用していると言える。一方、Type-3 は PBL の荷重分担率が設計荷重時で 10% 程度とかなり小さかったが、これは、SRC 桁における鋼桁の荷重分担が小さく、荷重の大部分がコンクリート部分で伝達されたためであると考えられる。

以上の結果より、桁の埋込み長を桁高さの 2 倍とした本試験体においても、PBL は十分な荷重伝達性能を示しており、十分な機能を果たしていることが確認できた。

7. まとめ

中小スパン橋梁の経済化、合理化に有効な構造形式として、鋼桁とコンクリート橋脚を剛結した複合ラーメン橋に着目し、PBLを用いた合理的な剛結構造とその設計法を提案した。そして、提案した剛結構造の性能を確認することを目的として、載荷試験ならびにFEM解析を実施した。これらの検討の結果、得られた結論を以下にまとめる。

- (1) ずれ止めであるPBLを介して桁から橋脚に直接的に荷重を伝達する方式の剛結構造、ならびにその設計法を提案した。載荷試験での鋼桁のひずみ、橋脚鉄筋のひずみ分布などから総合的に判断すると、隅角部は外力に対して一体となって挙動しており、桁から橋脚へと確実に荷重伝達が行なわれ、耐力も設計で想定した耐力を上回った。このことから、提案した設計法で十分に安全側の設計ができることを確認した。
- (2) 鋼桁埋込部のコンクリートの支圧面は、応力集中が生じ、コンクリートの欠落ちなどによる損傷が想定される。今回提案した隅角部構造では、PBLに作用する力が卓越するため、桁の支圧は小さくなるものと考え、鋼桁と橋脚コンクリートの支圧面に特別な補強を行なわなかった。載荷試験の結果、コンクリートのひび割れ、欠落ちなどの損傷は生じず、支圧面がクリティカルとなることはなかった。このことから、本研究において提案した、PBLを用いた剛結構造では、支圧による荷重分担は小さく、桁支圧面の補強は基本的に必要とされない。
- (3) 複合ラーメン構造における床版、桁補強などの影響を調査するため、非合成桁、床版との合成桁、SRC桁の3タイプについて載荷試験を行なったが、合成桁化、SRC桁化などのコンクリートによる桁の補強によって、桁の剛性が向上し、耐力も上昇することが確認できた。
- (4) 剛結部に隣接する、負曲げを受ける床版部分では、ひび割れによる耐久性の低下が問題となるが、ひび割れを分散し、耐久性を確保するために、鉄筋の面積率、周長率を所定の量確保して試験を行なった。その結果、鉄筋許容応力レベルでのひび割れ幅は、耐久性を確保する上で問題のないと言われている0.2mm以下に抑えられ、ひび割れ制御が可能であることがわかった。
- (5) 隅角部の挙動を調査するため、PBL、ならびに桁とコンクリート面の支圧をバネでモデル化した解析モデルにて解析を行なった。解析の結果、コンクリートの影響が少ない鋼桁(非合成桁、合成桁)タイプでは、提案した解析モデルで実験結果を実用的な精度で再現することができ、FEM解析による隅角部の強度評価が可能であることを確認した。一方、SRC桁タイプでは、

解析で得られた強度は実験結果をほぼ再現できるが、変形状態が若干危険側の評価となるため、コンクリートのモデル化についてさらなる検討が必要であると考えられる。

本試験の結果、提案したPBLを用いた剛結構造の耐力について、その定性的な挙動については概ね把握できた。しかし、設計法のさらなる合理化を図るためには、剛結部の構造が耐力に与える影響についての定量的な評価が必要である。これらについては、解析的な検討の高精度化も含めて、今後の課題としたい。

最後に、本報告が複合ラーメン橋の普及・発展に何らかの形で役立てば幸いである。

参考文献

1. 本間宏二, 平田尚: 孔開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, No.30, pp.23-30, 2001.6.
2. 道下泰博, 本間宏二, 平田尚, 櫻井信彰, 渡部弘明, 藤川敬人: インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.35, No.2, pp.11-18, 2001.2.
3. 中村俊一, 田中寛泰: 圧延H形鋼を用いた複合橋梁の提案, 鋼構造年次論文報告集, 第9号, pp.17-24, 平成13年11月.
4. F. Leonhardt, W. Andra, H. Andra: Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, beton und stahl betonbau, pp.325-331, 1987.
5. 土木学会: 2002年制定コンクリート標準示方書[構造性能照査編], 2002.3
6. 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 丸善, 2002.3
7. 保坂鐵矢, 堀地紀行, 依田照彦, 八巻博, 岡田誠司: 結合方法の違いによる鋼桁とRC橋脚の一体構造の載荷試験, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1501-1508, 2000.3.
8. 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴: 孔あき鋼板ジベルのせん断強度評価式と設計法に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.48A, pp.1265-1272, 2002.3.
9. 日本橋梁建設協会: PC床版を有するプレストレスしない連続合成桁設計要領(案), 平成8年3月.
10. MSC Software Corp.: MARC2000 ユーザーズマニュアル, 2000.
11. 西海健二, 富永知徳, 室井進次, 古市耕輔: 拘束条件を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.865-870, 1998.

(2002年9月13日受付)