

# 橋台部ジョイントレス構造における鋼-コンクリート接合部の耐力評価に関する正負交番実験

和田圭仙・遠藤繁人・七澤利明・星隈順一

## 1. はじめに

橋梁の橋台周辺部の損傷は、支承や伸縮装置付近の桁端部において多く発生<sup>1)</sup>しており、これらが維持管理上の課題の1つである。また、中小規模の橋梁では、橋梁全体コストに占める支承や伸縮装置の割合が相対的に高い。

上記等を背景として、近年、門型ラーメン構造やインテグラルアバット構造など、上部構造と橋台が剛結された橋台部ジョイントレス構造が設計・施工されている(図-1)。橋台部ジョイントレス構造は、支承と伸縮装置の省略による建設コストの削減<sup>2)</sup>や漏水等による桁端部の劣化対策の低減、伸縮装置の交換が不要であること等による維持管理の負担軽減、耐震性や走行性の向上に資する構造である。欧米では本構造の普及が進んでおり<sup>3)</sup>、我が国でも平成24年に改定された道路橋示方書IV下部構造編<sup>4)</sup>において、本構造に係る規定が新たに導入されている。

しかしながら、橋台部ジョイントレス構造のうち、鋼桁と鉄筋コンクリート橋台(以下、「鋼-コンクリート」)の接合部については、地震時挙動に対する知見や具体的な照査の方法が明らかでない。そのため、規定においては要求性能と設計照査の基本的な考え方が示されるに留まっており、本構造の普及を図るためには要求性能を満足させる照査方法や構造細目等を示していく必要がある。

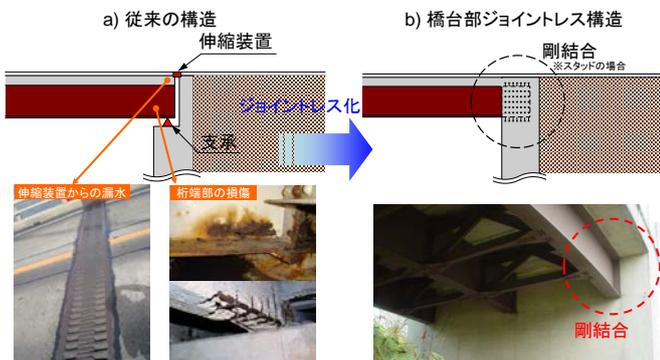


図-1 橋台部ジョイントレス構造の概要図

また、鋼-コンクリート接合部に一般的に用いられている頭付きスタッド(以下、「スタッド」)は、従来、1方向の押抜き(又は引抜き)せん断試験結果に基づき耐力評価されており、本構造のような曲げモーメント等を受ける部位での耐力特性は明らかにされていない。

そこで本研究では、スタッドによる接合部を対象に正負交番載荷実験を実施し、当該部位の耐力特性や抵抗メカニズムについて実験的に検討した。

## 2. 正負交番実験の概要

### 2.1 供試体の諸元

表-1に供試体の諸元、図-2に供試体と実験装置の諸元、写真-1に供試体配置を示す。想定する橋梁の諸元は、杭の支持力や水平変位等を踏まえて設定されたインテグラルアバット構造の適用範囲<sup>3)</sup>のうち、接合部の断面力が厳しくなる橋長40m、橋台高10mとした。ただし、供試体は実験装置の能力を考慮して約1/3の縮尺とした。鋼桁等の断面諸元は、設計上最も不利な荷重組合せ(温度上

表-1 供試体の諸元

供試体	縮尺	実橋の約1/3(ただしスタッドと床版厚は実寸)
	鋼桁長, 桁高	鋼桁長4,735mm, 桁高715mm
	壁厚, 埋込長	壁厚700mm, 埋込長585mm
	設計断面力(供試体換算)	曲げモーメント M=260kN・m せん断力 S=270kN 軸力 N=190kN

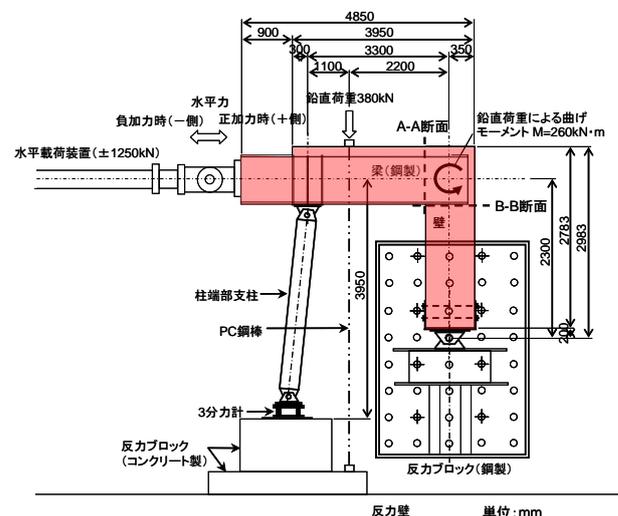


図-2 供試体と実験装置の諸元

Experimental study through cyclic loading test on strength evaluation for the connection between steel girder and RC abutment at jointless bridges

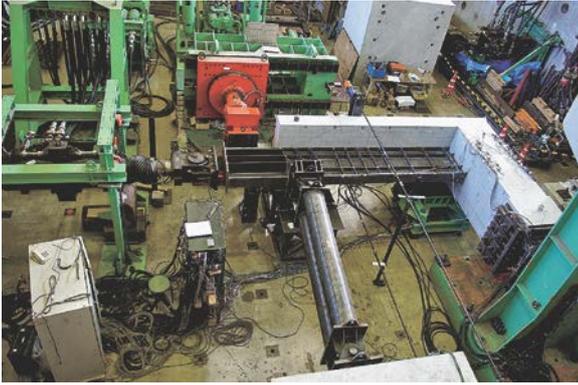


写真-1 供試体配置

昇時、側圧両載) に対して、供試体と想定する橋梁の発生応力度が等しくなるよう決定した。

ただし、スタッドと床版厚については、スタッドの縮小など実橋の構造を再現することが困難であることから実寸とした。

コンクリートは設計基準強度 $24\text{N/mm}^2$ に対して実験時は $25.6\text{N/mm}^2$ 、鋼桁はSM400Aで上下フランジの降伏点は $302\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD345で降伏点は $380\text{N/mm}^2$  (D13) であった。

### 2.2 鋼-コンクリート接合部の諸元

図-3に鋼-コンクリート接合部の諸元及び計測図を示す。スタッドは一般的に採用されている軸径 $22\text{mm}$ 、全高 $150\text{mm}$ のものを使用した。曲げモーメントによる偶力に対して上下フランジのスタッドが抵抗し、また、せん断力に対してウェブに配置されたスタッドが抵抗するとして必要本数を配置した。ここで、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編<sup>4)</sup>では、根拠実験<sup>5)</sup>に基づき、同示方書に示されている式により設計されたスタッドは、許容せん断力が降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率を有するとされているが、スタッドの安全率を他の鋼部材と同程度である破壊に対して3とした場合の、接合部の耐力・抵抗特性を確認するため、許容せん断力を2倍した値に対して必要本数を配置した。

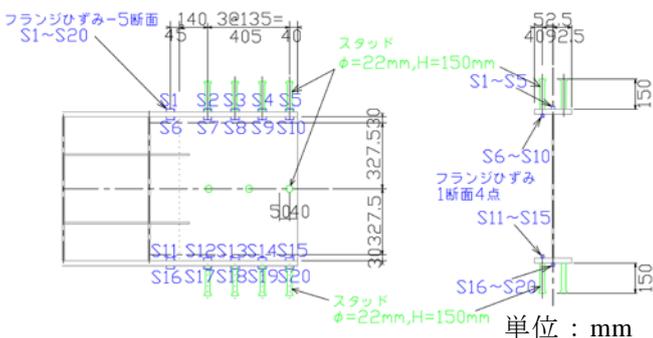


図-3 鋼コンクリート接合部の諸元及び計測図

なお、実際の施工でフランジ下面に空隙が生じる場合を想定し、上下フランジの下面全面にわたり、厚さ約 $5\text{mm}$ の発泡スチロールを張り付けた。

### 2.3 荷重方法

荷重は、図-2に示すとおり、2.1に示す荷重組合せに相当する鉛直荷重を常に作用させた状態で、水平加振機を用いて正負交番荷重を行った。変位制御により、荷重基本変位 $1\delta_y$ に達するまでは各サイクル1回、 $1\delta_y$ 以降は各サイクル3回正負交番で荷重した。ここで荷重基本変位 $1\delta_y$ は、今回の実験で得られた、接合部の堅壁主鉄筋が降伏した時点の水平変位 $27\text{mm}$ である。

## 3. 正負交番実験の結果

### 3.1 水平荷重P-水平変位 $\delta$ の履歴曲線

図-4に荷重点位置における水平荷重P-水平変位 $\delta$ 関係の履歴曲線、表-2に各荷重ステップにおける最大水平荷重 $P_{\text{max}}$ と水平変位 $\delta$ 関係を示す。 $3\delta_y$ の正加力時 (+側) 荷重2回目の荷重ステップまでは、最大水平荷重が $1\delta_y$ の変位を与えたときの水平荷重 $320\text{kN}$ を上回り、それ以降の荷重ステップでは段階的に低下した。

### 3.2 接合部鋼桁フランジの軸方向ひずみ

図-5に各サイクルにおける鋼桁フランジ軸方向ひずみの橋軸方向分布を示す。正加力時 (+側)

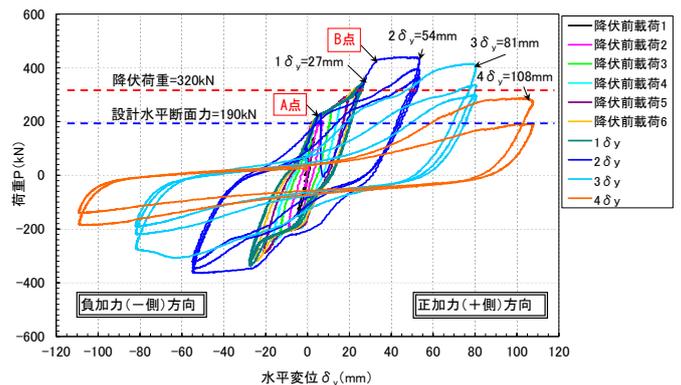


図-4 水平荷重P-水平変位 $\delta$ 関係の履歴曲線

表-2 最大水平荷重 $P_{\text{max}}$ -水平変位 $\delta$ 関係

	負加力時 (-側)		正加力時 (+側)		備考
	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	
降伏前荷重 1	-153	-5	139	3	
降伏前荷重 2	-195	-9	202	7	≒設計軸力 190kN
降伏前荷重 3	-210	-13	240	12	
降伏前荷重 4	-250	-17	265	16	≒レベル2地震時の水平変位 9~18mm
降伏前荷重 5	-287	-21	292	20	
降伏前荷重 6	-319	-25	324	24	
$1\delta_y$	-336	-28	345	27	
$2\delta_y$	-364	-55	440	54	
$3\delta_y$	-308	-82	415	81	
$4\delta_y$	-187	-109	286	108	

は鋼桁上フランジに引張ひずみ、鋼桁下フランジに圧縮ひずみが生じ、それぞれ縦壁前面であるコンクリート面に近いほどひずみ量が大きい。一方、負加力時（－側）は鋼桁下フランジに引張ひずみが生じ、壁前面に近いほどひずみ量が多い傾向は正加力時と対称的であるが、(b)では上フランジに引張が生じており、曲げによる圧縮を相殺する軸引張力が作用していたことが分かる。

### 3.3 接合部の破壊形態

正負交番繰返し载荷に伴う接合部の破壊過程は次のとおりである。まず、図-4に示すA点（降伏前载荷2）において、図-6(a)平面図に示すように床版と橋台の接合部に橋軸直角方向のひび割れが生じ、水平剛性が低下した。さらに $2\delta_y$ に向け正加力時（＋側）に水平変位を増加させている途中、図-4に示すB点において、図-6(c)平面図に示すように、接合部橋台天端の鋼桁上フランジ中心線に沿って橋軸方向のひび割れが生じ、水平剛性がさらに低下した。その後、 $2\delta_y$ の载荷中に接合部側面の斜めひび割れが進展し、耐力の低下に至った。

その後、押抜きせん断破壊と考えられる橋台上面の鋼桁上フランジ中心線に沿った橋軸方向のひび割れが増大し、鋼桁の引抜きに伴う接合部前面コンクリートのコーン状破壊や、鋼桁付け根部の

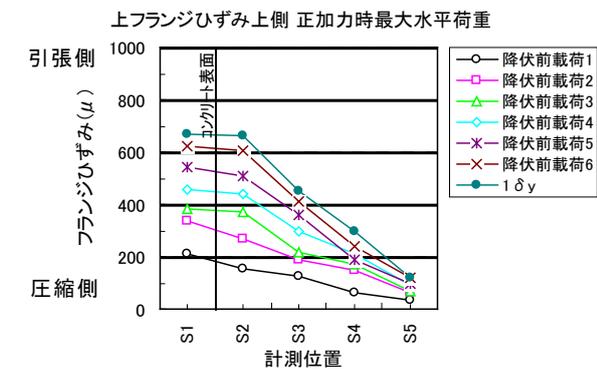
床版鉄筋の破断等が生じ、図-6(d)に示す状態に至っている。

### 3.4 接合部の耐力、抵抗特性の考察

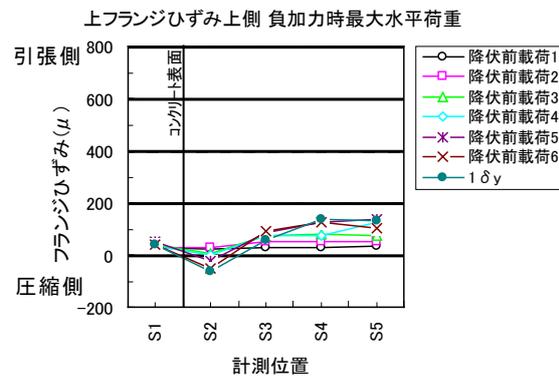
設計上最も厳しくなる荷重組合せ（2.1参照）は、実験での降伏前载荷2の水平荷重とほぼ等しくなる（表-2）。このときは、図-6(a)のように床版と橋台の接合部に橋軸直角方向のひび割れが生じた程度であり、図-4に示すように弾力的な挙動の範囲に留まっていた。

また、レベル2地震動相当の状況として、文献3)に示す動的解析（時刻歴応答解析）結果に基づき、本橋梁モデルのレベル2地震時の水平変位を計算し、供試体レベルに換算すると、水平変位は約9~18mmとなる。これは、おおよそ降伏前载荷4に相当する程度と判断できるが、図-6(b)のように縦壁の鋼桁下フランジ位置を中心に複数のひび割れが見られるものの限定的な損傷に留まっている。図-4から最大耐力を大きく下回り安定した履歴特性を保っていることが分かる。

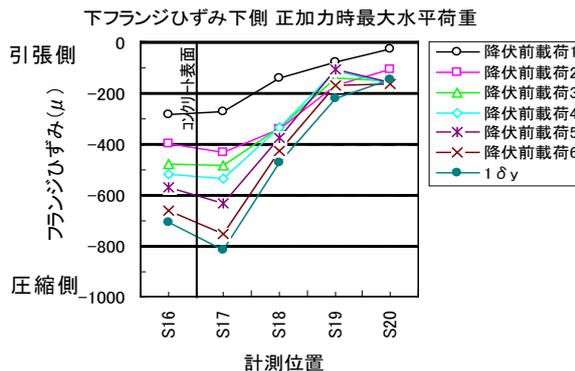
一方で、3.3に示したように本実験では、最終的には接合部上面における床版の押抜きせん断により耐力低下が生じており、このような脆性的な破壊を防ぐためには、補強鉄筋の配置等が必要になると考えられる。



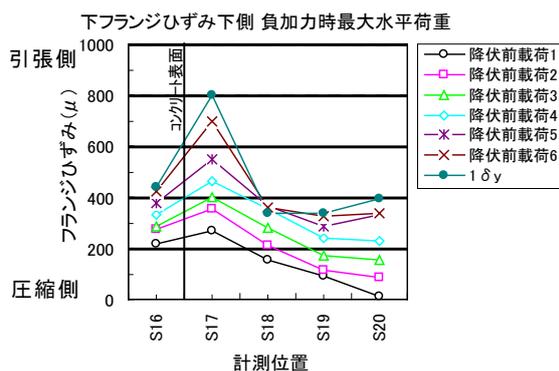
(a) 鋼桁上フランジ上側ひずみ【正加力時（＋側）】



(b) 鋼桁上フランジ上側ひずみ【負加力時（－側）】



(c) 鋼桁下フランジ下側ひずみ【正加力時（＋側）】



(d) 鋼桁下フランジ下側ひずみ【負加力時（－側）】

図-5 鋼桁フランジ軸方向ひずみの橋軸方向分布

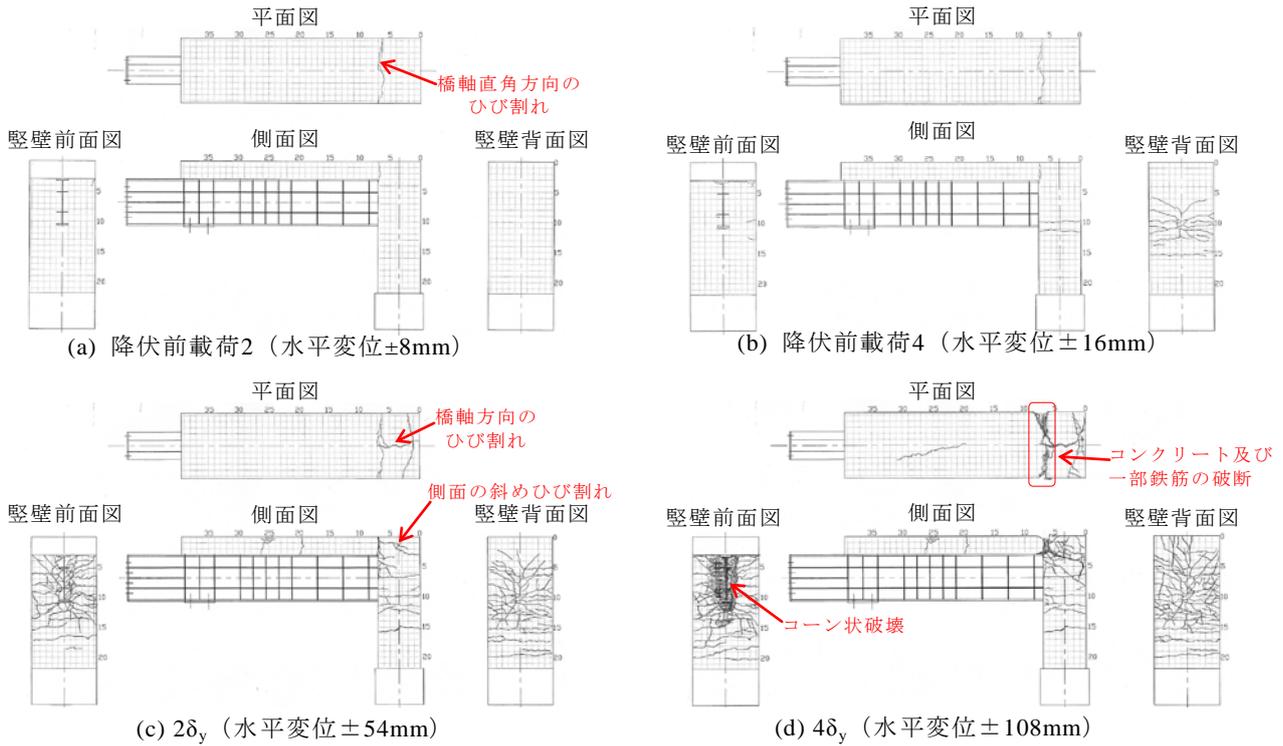


図-6 ひび割れ損傷図

#### 4. おわりに

鋼桁を有する橋台部ジョイントレス構造接合部の耐力特性や破壊メカニズムを評価するため、模型による正負交番実験を行った。実験の結果、設計で考慮する荷重条件時における損傷程度や最終的な破壊形態、スタッドが隅角部の曲げモーメント等に対して有効に働くことについて確認することができた。

今後は、実験で最終的に生じた脆性的な破壊を防ぐための補強方法を検討するとともに、接合部の設計方法を明らかにし、成果を設計ガイドライン等に反映していく予定である。

最後に、本実験にあたりご助言をいただきました大阪工業大学の栗田章光教授、大阪大学の小野潔准教授、早稲田大学の秋山充良教授、並びに

(社) 日本橋梁建設協会に深く感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究、国土技術政策総合研究所資料第381号、2007.4.  
<http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryou/tnn/tnn0381.htm>
- 2) 遠藤繁人、和田圭仙、七澤利明、木村真也：橋台部ジョイントレス構造のコスト縮減効果に関する研究、土木学会第68回年次学術講演会、2013.9
- 3) 橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その1～その3）、土木研究所共同研究報告書、第369号、第388号、第404号、平成19年4月、平成20年12月、平成24年3月
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、II 鋼橋編2012.3
- 5) 山本稔、中村正平：Studd Shear Connectorの試験報告、土木研究所報告、第109号、pp.67～90、昭和36年11月

和田圭仙



(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員  
Yoshinori WADA

遠藤繁人



(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 交流研究員  
Shigehito ENDO

七澤利明



(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員  
Toshiaki NANAZAWA

星隈順一



(独)土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員、工博  
Dr. Jun-ichi HOSHIKUMA