

孔あき鋼板リブ付き鋼管ソケット接合の耐力評価式の提案

Estimation Method of Ultimate Strength of the Socket Connection with Perfobond Strip between Steel Pier and Foundation

高嶋豊*, 蒲原武志**, 佐々木保隆***, 小田章治****, 吉川信男*****
Yutaka Takashima, Takeshi Kanbara, Yasutaka Sasaki, Shoji Oda and Nobuo Yoshikawa

- * 工修, (株)横河ブリッジ, 橋梁生産本部 設計第一部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)
- ** 工修, (株)横河ブリッジ, 橋梁生産本部 設計第二部 (〒592-8331 大阪府堺市西区築港新町 2-3)
- *** 工博, (株)横河ブリッジホールディングス, 社長室 (〒108-0023 東京都港区芝浦 4-4-44)
- **** オリエンタル白石(株), 施工・技術本部 土木技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町 2-1-1)
- ***** 工修, オリエンタル白石(株), 施工・技術本部 土木技術部 (〒102-0093 東京都千代田区平河町 2-1-1)

The socket connection is a simple connection to connect the steel pier and the foundation. This structure enables the reduction of the construction space and short term completion, and is suitable for construction in the urban area because the footing and the anchor frame that exists in general connections become unnecessary. In this study, perfobond strips are installed in the socket connection to improve the performance and the estimation method of ultimate strength about the socket connection based on the result of the past model experiment is proposed.

Key Words: socket connection, perfobond strip, ultimate strength, design method
キーワード: 鋼管ソケット接合, 孔あき鋼板リブ, 終局耐力, 設計法

1. はじめに

交差点の立体化工事に代表されるような, 都市内における橋梁建設工事では, 工事に用いる重機によって発生する騒音・振動, および工事にもなう交通規制による渋滞の発生など, 工事時の周辺への環境負荷が課題となる. そのため, 工事期間を極力短くする急速施工や, 交通規制を最小とするための作業占有帯の省スペース化が求められている. 筆者らは, こうした課題を解決する一手法として, 立体交差化の急速施工法「YS クイックブリッジ」を開発し, 工法の核である鋼製橋脚と基礎との接合部「鋼管ソケット接合」に関して, 研究開発を進めてきた¹⁾²⁾. 鋼管ソケット接合(図-1)は, 鋼製円柱橋脚(以下, 鋼管橋脚と呼ぶ)を柱状体基礎(ケーソン, PC ウェル等)の上部に設置した鋼管(以下, ソケット鋼管と呼ぶ)の中に差し込み, その隙間にコンクリートを充填し(以下, 環状コンクリートと呼ぶ)結合するので, 鉄道関連の構造物では標準的な接合法³⁾のひとつとして多くの採用実績がある. この接合法は, 従来の一般的な接合で用いられるフーチング・アンカーフレームを省略することにより, 作業占有帯の縮小と工期の短縮, および工費の削減が期待できる構造である.

筆者らは, まず, 鋼管ソケット接合を含む接合部周辺

(鋼管橋脚, 接合部, および柱状体基礎)の力学的特性の把握および安全性の検証を目的に, 実構造の約 1/3 スケールの縮小模型供試体を用いた載荷実験を行った¹⁾. その結果, 鉄道構造物で実績のある従来形式(基本タイプ)については, 接合部の安全性および設計方法の妥当

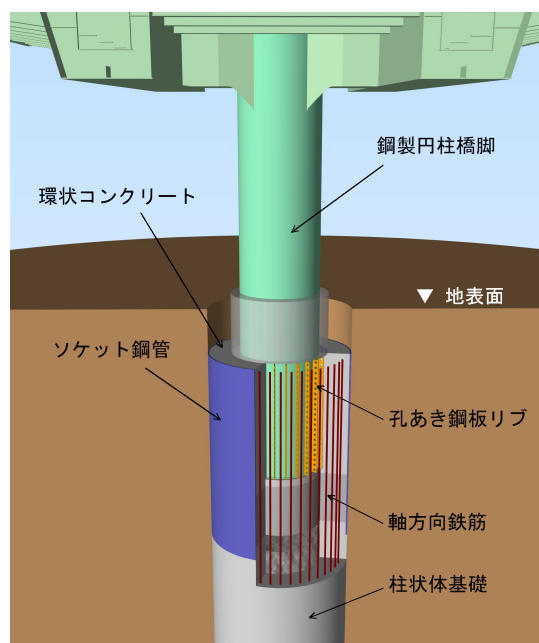


図-1 鋼管ソケット接合

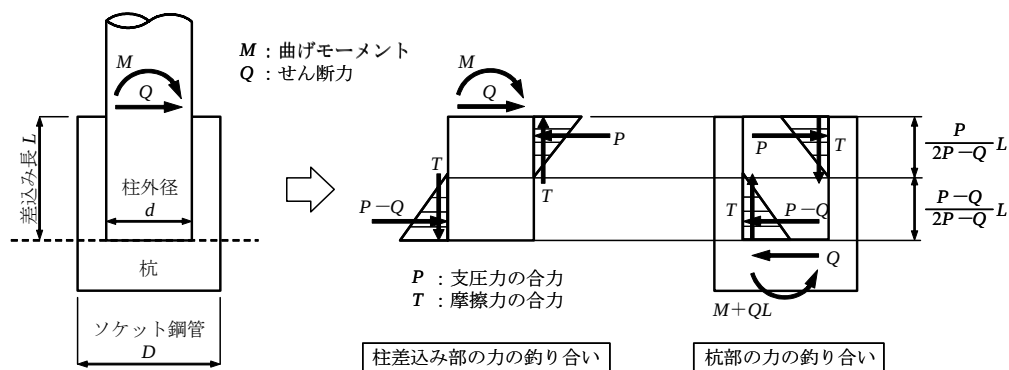


図-2 鉄標による鋼管ソケット接合の耐荷モデル³⁾

性が確認され、実構造に適用可能であることが確かめられた。また、差込み部の橋脚側面に孔あき鋼板のずれ止め (Perfobond Leisten: 以下、PBL と呼ぶ) を設けたタイプ (PBL 付タイプ) は、基本タイプに比べて接合部の損傷が小さく、耐力が基本タイプを上回り優れた性能を有することが確認された。

続いて、基本タイプおよび PBL 付タイプの破壊挙動と終局耐力の把握を目的に、実構造の約 1/7 スケールの模型供試体を用いて、接合部の破壊を先行させる載荷実験を行った²⁾。実験より、接合部の耐力特性と破壊挙動を明らかにし、基本タイプと PBL 付タイプの鋼管ソケット接合の破壊形態を考察した。

当該部位の設計では、従来の一般的な橋脚と基礎との接合であるアンカーフレームと同様の性能⁴⁾として、接合部の耐力が鋼管橋脚の耐力を上回ることが求められる。したがって、接合部を設計する上では、終局耐力の算定が必要となる。鉄道構造物で実績のある従来形式 (基本タイプ) は、野澤らによって数多くの実験研究が系統的に行われ、耐荷機構の解明および耐力算定法の提案がなされている^{5)~8)}。これらの研究成果に基づき、鉄道構造物等設計標準・同解説³⁾ (以下、鉄標と呼ぶ) に設計法が規定されている。しかし、筆者らが提案する、

孔あき鋼板のずれ止めの付加により耐力を向上させた PBL 付タイプについては、破壊形態が従来形式と異なるため従来形式の耐力算定法が適用できず、設計法が確立できていない。

そこで本研究では、従来形式に比べ優れた性能を有する PBL 付タイプの鋼管ソケット接合について、これまで実施した模型実験の結果に基づき、終局耐力の評価式を提案する。

鋼管ソケット接合に関する既往の研究^{6,7)}では、鋼管橋脚とコンクリート間に発生する摩擦力を向上させるために、ソケット鋼管の内側および鋼管橋脚の外側に鉄筋等によるずれ止めを用いる方法が示されている。ここで提案する PBL 付タイプは、ずれ止めによる摩擦力の向上に加えて、リブプレート追加による鋼管橋脚とコンクリート間の支圧面積の増加により、さらなる耐力の向上が期待できる構造である。

2. 鉄標による従来形式の終局耐力評価方法³⁾

鉄標では鋼管ソケット接合の耐荷機構として、鋼管橋脚とソケット鋼管との間に発生する支圧力の偶力と、鋼管橋脚とコンクリート間に発生する摩擦力の偶力によ

表-1 供試体タイプ

供試体タイプ	基本タイプ	PBL 付タイプ
接合部の構造概要図		
特徴	・ 曲げモーメントに対して、支圧力の偶力および摩擦力の偶力により抵抗する。 ・ 鋼材とコンクリートとの接合面にずれ止めを設けない。	・ 鋼管橋脚と環状コンクリートとの接合面に孔あき鋼板リブによるずれ止めを設ける。 ・ 曲げモーメントに対して、ずれ止め抵抗し、ずれが生じたのちには支圧力の偶力および摩擦力の偶力により抵抗する。

り、鋼管橋脚に作用する曲げモーメントおよびせん断力に抵抗するものと仮定している。接合部の耐荷モデルを図-2に示す。図に示される釣り合い条件を曲げモーメントについて解くことで、接合部の曲げ耐力 (M_{ut}) を次式 (以下、鉄標式と呼ぶ) で与えている。

$$M_{ut} = T \cdot \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} \right) \cdot d - \frac{L \cdot P^2}{3(2P-Q)} + (P-Q) \cdot \frac{L(5P-2Q)}{3(2P-Q)} \quad (1)$$

ここに、

- M_{ut} : 鉄標式による鋼管ソケット接合部の曲げ耐力
- T : 鋼管橋脚に作用する摩擦力の合力の最大値
- P : 鋼管橋脚に作用する支圧力の合力の最大値
- Q : 曲げ耐力時の作用せん断力
- d : 鋼管橋脚の外径
- L : 差込み長

鋼管橋脚とコンクリート間の摩擦力の合力の最大値 T 、および支圧力の合力の最大値 P は、それぞれ以下の式で表される。

$$T = c \cdot \frac{\pi}{4} \cdot d \cdot L \cdot \frac{P-Q}{2P-Q} + \frac{\pi}{2\sqrt{2}} \cdot (P-Q) \cdot \tan \phi \quad (2)$$

$$P = V_s + V_c \quad (3)$$

ここに、

- c : 粘着力 (平鋼管の場合、 $c=0.7 \text{ N/mm}^2$)
- ϕ : 摩擦角 (平鋼管の場合、 $\phi=20^\circ$)
- V_s : ソケット鋼管が負担するせん断力
- V_c : 環状コンクリートが負担するせん断力

詳しい計算方法は文献 3),5)に詳述されているので参照されたい。

3. 実験概要と結果²⁾

3.1 実験概要

提案する接合構造の破壊挙動と終局耐力を調べるために、模型供試体を用いて接合部の破壊を先行させる載荷実験を行った。鉄道構造で実績のある基本タイプと、提案する PBL 付タイプの2種類 (表-1) について、橋脚の接合部への差込み長さ (以下、差込み長と呼ぶ)、PBLの有無・枚数、およびソケット鋼管の板厚をパラメータとした全8ケースの実験を行った。実験ケースおよび供試体諸元を表-2に示す。

供試体の概要および載荷方法を図-3に示す。供試体は、試設計を行った実構造¹⁾ (以下、モデル橋と呼ぶ) に基づき、鋼製橋脚、鋼管ソケット接合部、柱状体基礎 (PRC

表-2 実験ケースおよび供試体諸元

供試体名	供試体諸元									パラメータ
	橋脚高さ	ソケット鋼管 径	ソケット鋼管 板厚	鋼管橋脚 径	差込み長		PBL枚数	環状コンクリート 圧縮強度	ソケット鋼管 降伏強度	
	h (mm)	D (mm)	t (mm)	d (mm)	L (mm)	L/d	(1枚当たり 孔個数)	f'_c (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	
No.1	1000	508	6.4	267.4	267	1.0	なし	44.6	357	ソケット増厚
No.2	1000	508	4.5	267.4	267	1.0	なし	39.6	360	標準
No.3	1000	508	4.5	267.4	401	1.5	なし	39.6	360	差込み長増大
No.4	1000	508	4.5	267.4	267	1.0	4 (4)	43.4	360	PBL4枚
No.5	1000	508	4.5	267.4	267	1.0	6 (4)	42.6	360	PBL6枚
No.6	1000	508	4.5	267.4	267	1.0	8 (4)	36.1	360	PBL8枚
No.7	1000	508	6.4	267.4	267	1.0	6 (4)	44.9	357	PBL6枚, ソケット増厚
No.8	1000	508	4.5	267.4	401	1.5	6 (4)	41.6	360	PBL6枚, 差込み長増大

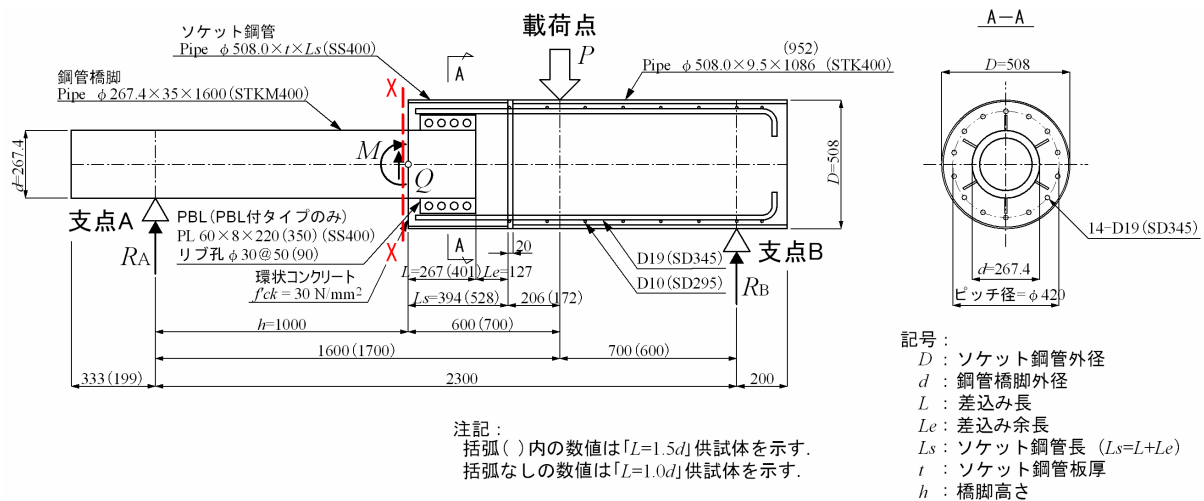


図-3 実験供試体の概要 (単位: mm)

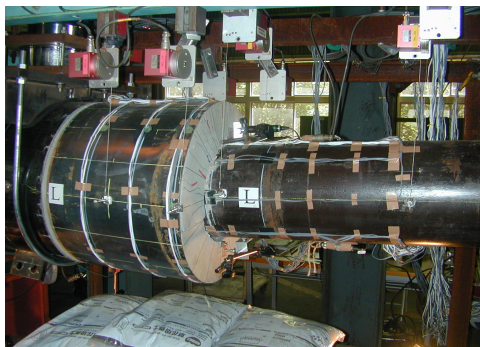


写真-1 載荷実験状況

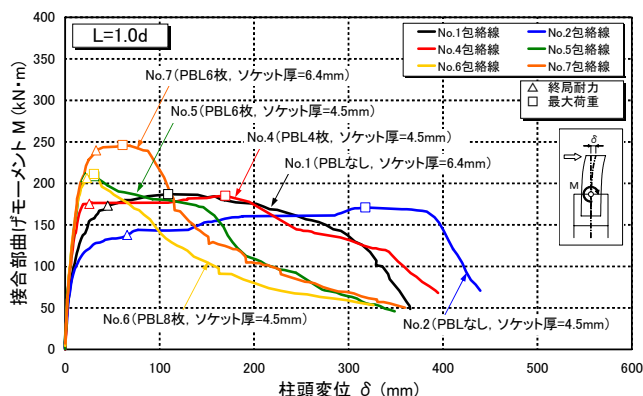
ウェル) をモデル化した1本柱とした。鋼管ソケット接合に関する既往の研究⁷⁾および筆者らの実験¹⁾から、1/3～1/7 スケールの範囲では接合部の破壊形態や最大荷重におよぼす寸法効果の影響は小さいものと考え、供試体の縮尺はモデル橋の約1/7スケールとした。

載荷実験の方法は図-3に示すように、供試体を実際の構造に対して90°倒した状態で設置した3点曲げの静的載荷とし、接合部に作用する曲げモーメント・せん断力のバランス、およびそれらの分布性状が実構造と近くなるようにモデル化した。荷重の載荷方法は、初期の段階(接合部の鉛直変位が50mm程度まで)は、変位制御による片押し漸増繰返し載荷とし、その後は、荷重が最大荷重を超えて低下するまでの単調載荷とした。本実験で着目する接合部の終局状態は、実構造においては地震荷重によって生ずると想定される。地震による破壊挙動を調べる載荷方法の代表的なものとして、交番繰返し載荷が挙げられる。鋼管ソケット接合に対して片押し単調載荷の場合と交番繰返し載荷の場合の荷重変位関係を比較した筑嶋らの研究⁸⁾によると、最大荷重に至るまでは、接合部の耐力および剛性は交番繰返し載荷の影響を受けないとされている。したがって、本検討では接合部の設計に必要となる終局耐力に着目するため、載荷方法は図-3に示す片押しの載荷で統一した。なお、実構造では、接合部に曲げモーメント、せん断力のほかに軸方向圧縮力(以下、軸力と呼ぶ)が作用する。しかし、既往の研究⁷⁾によれば、対象としているモデル橋の規模では軸力が接合部の耐力におよぼす影響がわずかと考えられること、さらに、軸力の影響が安全側(耐力の向上)に作用すると考えられることから、実験では軸力は考慮しないこととした。これまでの実験¹⁾²⁾では、基本タイプ、PBL付タイプともに接合部が破壊にいたる過程で、鋼管鋼脚の接合部からの抜け出しが生じている。本接合では、橋脚が抜け出すことで差込み部の支圧抵抗面積の減少および拘束の緩和が生じ、耐力が低下すると考えられる。接合部に作用する軸力は、橋脚の抜け出しを抑制する働きがあることから、提案するPBL付タイプについても基本タイプと同様に、軸力による耐力の向上が期待できる

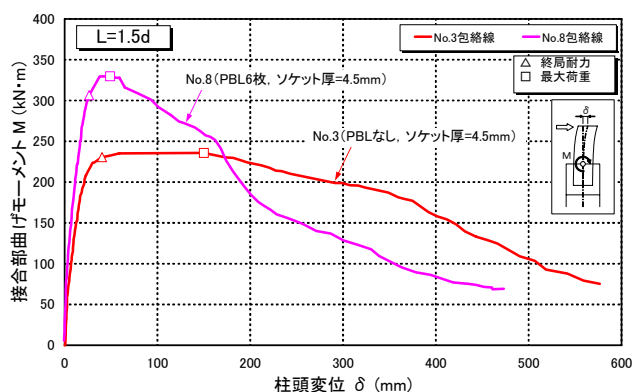
表-3 実験結果および鉄標式との比較

供試体名	終局耐力 実験値 M_u (kN・m)	鉄標式による 終局耐力計算値 M_{ut} (kN・m) ※	実験値/計算値 M_u/M_{ut}	パラメータ
No.1	173	169	1.02	ソケット増厚
No.2	138	124	1.11	標準
No.3	224	207	1.08	差込み長増大
No.4	175	124	1.41	PBL4枚
No.5	207	124	1.67	PBL6枚
No.6	206	124	1.66	PBL8枚
No.7	240	169	1.42	PBL6枚、ソケット増厚
No.8	306	207	1.48	PBL6枚、差込み長増大

注記) ※ 鉄標³⁾の終局耐力評価方法(式(1))に準拠して計算。PBLの効果は無視。



(a) L=1.0d 供試体



(b) L=1.5d 供試体

図-4 接合部曲げモーメントー柱頭変位の関係

ものとする。

供試体の詳細寸法などの諸元は、文献2)を参照された。供試体は、接合部の破壊が先行するように、接合部以外の断面(鋼管橋脚・基礎)は断面性能が實際を大きく上回るように設定した。その結果、実験では全ての供試体において着目する接合部が破壊し終局に至った²⁾。載荷実験の状況を写真-1に示す。

2.2 実験結果

実験供試体の接合部曲げモーメントと柱頭変位の関係の包絡線を図-4に示す。ここで、接合部曲げモーメントとは、載荷により橋脚差込み仕口部(図-3のX-X断面)

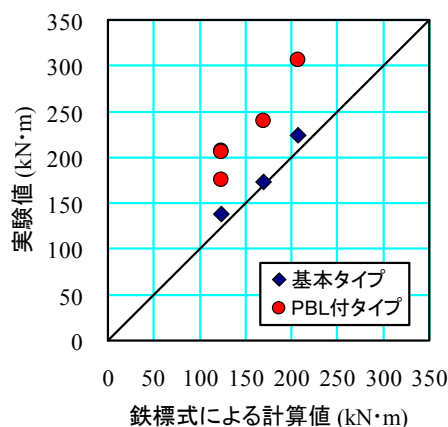


図-5 終局耐力の実験値と鉄標式との比較

に作用する曲げモーメントで、柱頭変位とは橋脚天端（図-3の支点A）の変位である。また、図中の△印は終局耐力を、□印は最大荷重を表している。表-3に各実験供試体の終局耐力を示す。ここで、終局耐力は、鋼管ソケット接合に関する既往の研究⁷⁾に倣い、荷重-変位関係のグラフの接線勾配が初期勾配の5%まで低下した時点の荷重と定義した。鉄標式による終局耐力の計算値と実験値との比較を表-3および図-5に示す。

基本タイプ（No.1～No.3）の終局耐力は、実験値が鉄標式による計算値を若干上回るものの概ね一致しており、鉄標式により比較的精度のよい耐力評価が可能といえる。また、PBL付タイプ（No.4～No.8）は、PBLの効果期待しない計算値に対し、実験値が4割～6割程度高い値となり、PBLによる耐力の向上が確認できた。

3. 累加計算によるPBL付きタイプの終局耐力算定式

本間ら⁹⁾は、PBLによるずれ止めを設けた鋼桁とRC部材との接合部について耐力評価を行っている。これによると、PBLのずれ止め作用による耐力と埋め込まれた鋼桁の支圧による耐力を、それぞれに補正を加えて累加することで接合部の耐力評価を試みている。ここではこれを参考に終局耐力の定式化を行う。PBLによる耐力の向上分を、PBLの板厚、配置、孔数、コンクリート強度等をパラメータとしたずれ耐力（ M_{pbl} ）として評価し、これを鉄標式の耐力計算値に累加することで、PBL付タイプの終局耐力の評価を試みる。図-6に示すような、円柱断面に m 個の孔を有するPBLを n 本配置した差込み部のずれ耐力（ M_{pbl} ）を、次のように仮定する。

$$M_{pbl} = \sum_{i=1}^n \frac{m+1}{2} \cdot P_{upbl} \cdot h_r \cdot \cos \theta_r \quad (4)$$

ここに、

P_{upbl} : PBLの孔1個のせん断耐力

h_r : 鋼管橋脚の断面中心から孔中心までの距離

表-4 PBL付タイプの実験値と累加計算算定式の比較

供試体名	ずれ耐力 M_{pbl} 式(2) (kN・m)	耐力算定式①(累加計算)		耐力算定式②(補正)	
		終局耐力 $M_{ua①}$ $=M_{ut}+M_{pbl}$ (kN・m)	実験値/計算値 $M_u/M_{ua①}$	終局耐力 $M_{ua②}$ $=M_{ut}+\alpha \cdot M_{pbl}$ (kN・m)	実験値/計算値 $M_u/M_{ua②}$
No.4	55.1	179.1	0.98	167	1.05
No.5	110.1	234.1	0.89	210	0.99
No.6	114.7	238.7	0.86	213	0.96
No.7	110.1	279.0	0.86	255	0.94
No.8	109.5	316.9	0.97	293	1.05
		平均値	0.91	平均値	1.00
		変動係数(%)	5.7	変動係数(%)	4.4

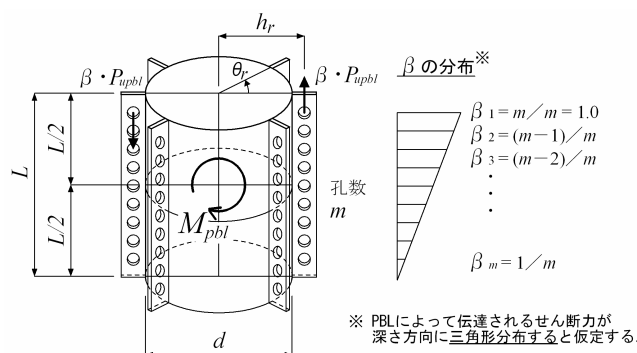


図-6 PBL付タイプのずれ耐力の仮定

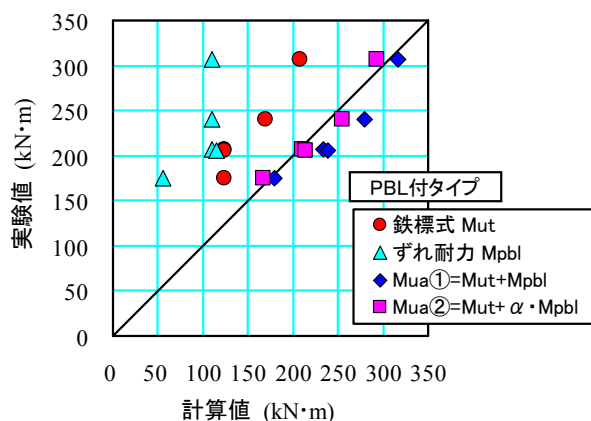


図-7 終局耐力の実験値と累加計算算定式との比較

θ_r : PBLの取付き角度（図-6）

ここで、PBLの孔1個のせん断耐力（ P_{upbl} ）は、PBLに関する既往の研究に基づくLeonhartの提案式¹⁰⁾である次式が適用できるものとした。

$$P_{upbl} = 1.787 \cdot d_0^2 \cdot f'_c \quad (5)$$

ここに、 P_{upbl} : PBLの孔1個のせん断耐力

d_0 : 孔径

f'_c : 環状コンクリートの圧縮強度

また、PBLによって伝達されるせん断力が、橋脚差し込み部の深さ方向に三角形分布するものと仮定した。力の作用する方向に複数個の孔を配置したPBLについて

検討した既往の研究¹¹⁾によれば、各孔に作用するせん断力は一定ではなく変化する傾向を示す。このせん断力の分布は直線とはなっていないが、ここではこれを参考に、簡便なモデル化ではあるが式が複雑とならない三角形分布の仮定を採用した。

式(4)より算定したずれ耐力を鉄標式による終局耐力に累加して求めた終局耐力算定値の実験値との比較を、表-4 および図-7 に示す。鉄標式の耐力計算値にずれ耐力を単純累加した結果 ($M_{ua①}$, 図-7 ◆印) は実験値に対して過大評価となったが、ずれ耐力に補正を加えた次式による算定結果 ($M_{ua②}$, 図-7 ■印) は、実験値と良い一致が見られる。

$$M_{ua} = M_{ut} + \alpha \cdot M_{pbl} \quad (6)$$

ここに、 M_{ut} : 式(1)による支圧および摩擦による耐力

M_{pbl} : 式(4)によるずれ耐力

α : 定数 ($\alpha=0.780$)

ここで、定数 α は補正係数であり、累加計算による計算値と実験値との差の二乗和が最小になるように同定した。接合部に曲げモーメントが作用することで抜け出す側に配置されたPBLは、上部が環状コンクリートの天端面の近いことから、沈み込む側に配置されたPBLに比べて孔周辺のコンクリートの拘束度合いが低く、孔のせん断耐力が小さくなると考えられる。また、各孔に作用するせん断力の分布性状として、深さ方向に三角形分布を仮定しているが、幅方向についても同様に、孔に作用するせん断力は一定とはならず、中立軸に近づくほど荷重負担が小さくなると考えられる。定数 α は、こうした拘束の少ない部位のせん断耐力低下の影響、および幅方向のせん断力の分担率の変化の影響を反映するものと考ええる。

ここで提案したずれ耐力の算定方法では、PBLのせん断耐力としてLeonhartの提案式(式(5))を用いることとしたが、PBLの強度特性については我が国でも多くの研究がなされており、ずれ耐力評価式がいくつか提案されている¹²⁾。今回の実験の範囲では採用した式で実用上問題ないが、より適したPBLのずれ耐力式の選定が必要となる可能性がある。

4. 支圧分布の違いを考慮した終局耐力算定式

実験において、ソケット鋼管のひずみ分布性状や環状コンクリートのひび割れ発生状況から、基本タイプとPBL付タイプとで接合部に作用する支圧力の分布性状が異なると考えられた¹⁾。そこで、実験結果の考察により仮定した支圧力の分布性状を用いて、終局耐力の定式化を試みる。

鋼管橋脚と環状コンクリートとの境界に生じる支圧力の分布性状を、実験結果¹⁾に基づき図-8のように仮定

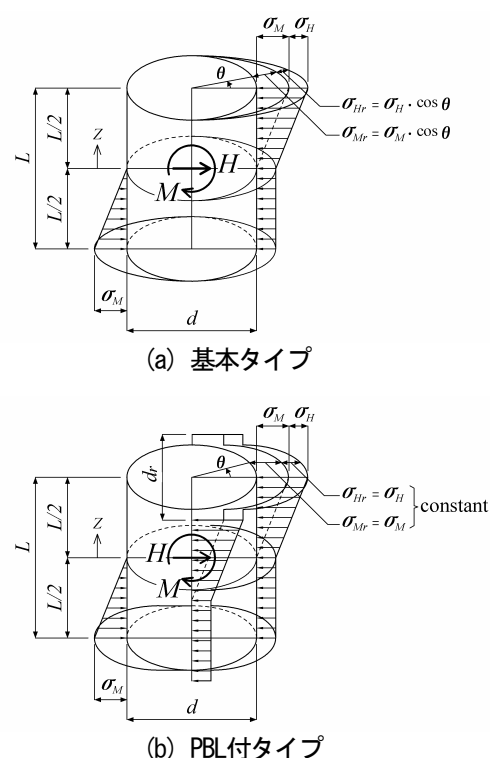


図-8 差込み部の支圧力分布の仮定

する。ずれ止めを設けない基本タイプは、鋼管橋脚から環状コンクリートを介してソケット鋼管に作用する支圧力は、直径の異なる円柱の面接触の様相を呈し、円周方向に余弦(cosine)分布すると仮定する(図-8(a))。一方、PBL付タイプでは、支圧力がリブを含む鋼管橋脚の投影面に一定値で分布すると仮定する(図-8(b))。図に示される釣り合い条件より、接合部の曲げモーメント(M)は次式で表される。なお、詳しい式の誘導は、文献1)を参照されたい。

$$\text{基本タイプ: } M = \frac{\pi \cdot \sigma_{ch} \cdot d \cdot L}{4 \cdot \left(\frac{1}{L/6 + \mu \cdot d/4} + \frac{1}{h + L/2} \right)} \quad (7)$$

$$\text{PBL付タイプ: } M = \frac{\sigma_{ch} \cdot L}{\left\{ \frac{1}{L \cdot d_r / 6 + \mu \cdot d^2 / 4} + \frac{1}{d_r (h + L/2)} \right\}} \quad (8)$$

ここに、

σ_{ch} : 最大支圧応力 ($=\sigma_M + \sigma_H$)

σ_M : 曲げモーメント M による最大支圧応力

σ_H : 水平力 H による最大支圧応力

d : 鋼管橋脚の外径

L : 差込み長

μ : 鋼材とコンクリート間の摩擦係数 ($=\tan 20^\circ$)

d_r : PBLを含む投影面幅(図-8(b))

h : 接合部から載荷位置までの距離

ここで、鋼材とコンクリート間の摩擦係数 μ は、既往の研究⁵⁾に倣い $\mu = \tan 20^\circ$ とした。式(7),(8)の最大支圧応

表-5 基本タイプの実験値と提案式の比較

実験 シリーズ	供試体名	終局耐力 実験値 M_u (kN・m)	終局耐力 計算値 M_{ua} (kN・m)	実験値/計算値 M_u/M_{ua}
既往の 実験 ^{5),6)}	A-1	40	45	0.88
	A-2	131	117	1.12
	A-3	203	225	0.90
	B-1	74	63	1.17
	B-2	229	247	0.93
	S-5	180	186	0.97
今回の 実験	No.1	173	194	0.89
	No.2	138	120	1.15
	No.3	224	223	1.01
平均値				1.00
変動係数(%)				11.0

表-6 PBL 付タイプの実験値と提案式の比較

供試体名	終局耐力実験値 M_u (kN・m)	終局耐力計算値 M_{ua} (kN・m)	実験値/計算値 M_u/M_{ua}
No.4	175	168	1.04
No.5	207	182	1.14
No.6	206	169	1.21
No.7	240	259	0.93
No.8	306	337	0.91
平均値			1.05
変動係数(%)			11.3

力 σ_{ch} の項に、環状コンクリートの強度、ソケット鋼管の寸法・材質等をパラメータとした以下の式(9),(10)より求めた支圧強度の特性値 σ_{ch} を代入し、接合部の終局耐力 (M_{ua}) を算定する。

$$\sigma_{ch} = \alpha_c \cdot f'_c \quad (9)$$

$$\alpha_c = a \cdot \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{\sigma_y}{E_s} \cdot \left(\frac{D}{d} - b \right) \quad (10)$$

ここに、 α_c : コンクリート強度の補正係数

f'_c : 環状コンクリートの圧縮強度

A_s : 鋼材の断面積 (ソケット鋼管+PBL)

A_c : 環状コンクリートの断面積

σ_y : ソケット鋼管の降伏強度

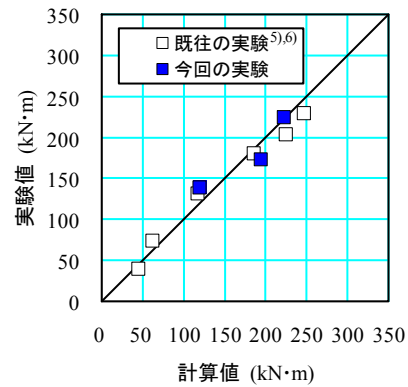
E_s : ソケット鋼管のヤング係数

D : ソケット鋼管の外径

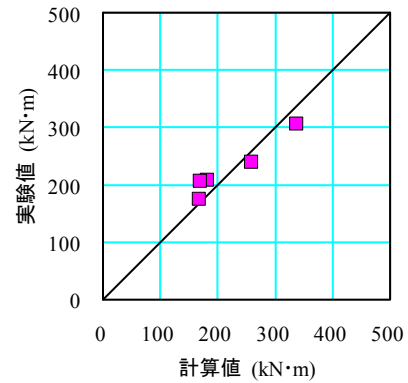
a, b : 定数 (基本タイプ ; $a=8560, b=0.697$,

PBL 付タイプ ; $a=4963, b=0.697$)

提案する算定方法では、ソケット鋼管による拘束の効果を、環状コンクリートの支圧強度を割り増し補正することで表現している。すなわち、ソケット鋼管の板厚もしくは材料強度の増加により差込み部の拘束が向上する場合、それらをパラメータとした割り増し係数 α_c (式(10)) を環状コンクリートの強度に乘じることで、見かけ上、コンクリートの支圧強度を増加させて耐力の向上を表現している。式(10)の A_s/A_c の項は、拘束する鋼材と



(a) 基本タイプ



(b) PBL付タイプ

図-9 終局耐力の実験値と提案式との比較

環状コンクリートとの断面積比であり、これが大きくなることで拘束の効果が增加することが表現される。また、 D/d は、近似的に支圧抵抗する環状コンクリートの厚みを鋼管橋脚の外径との比として表しており、これが大きくなることでコンクリートの材料の均質さが向上し、見かけの強度が増加することが表現されるものと考えられる。

なお、式(10)中の定数 a, b は補正係数であり、基本タイプ、PBL 付タイプそれぞれについて提案式による計算値と実験値との差の二乗和が最小になるように同定した。接合部の拘束鋼材のうち、ソケット鋼管は支圧力と直角方向 (円周方向) に配置され、PBL は支圧力と平行な方向 (法線工法) に配置されている。また、PBL のうち、支圧力を受ける面と反対側に配置された PBL は、拘束への寄与が小さいと考えられる。定数 a の値が基本タイプと PBL 付タイプとで異なるのは、こうした拘束鋼材の配置方向の違いの影響、および拘束への寄与の小さい部材の影響による拘束の低下を表すものと考えられる。

式(7)～式(10)より算定した終局耐力の実験値との比較結果を、表-5、表-6 および図-9 に示す。ここで、基本タイプについては、鉄道構造物に関する既往の実験結果^{5),6)}との比較もあわせて示す。既往の実験の供試体諸元および実験結果を表-7 に示す。基本タイプ・PBL 付タイプともに、提案式による終局耐力の算定結果は実験値と比較的良好一致が見られる。

ここで提案した終局耐力の算定方法は、差込み部の鋼

表-7 既往の実験の供試体諸元および実験結果^{5),6)}

供試体名	供試体諸元									実験結果
	橋脚高さ	ソケット鋼管 径	ソケット鋼管 板厚	鋼管橋脚 径	差込み長		ずれ止め	環状コンクリート 圧縮強度	ソケット鋼管 降伏強度	終局耐力
	h (mm)	D (mm)	t (mm)	d (mm)	L (mm)	L/d		f'_c (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	M_u (kN・m)
A-1	970	318	6.24	216	108	0.5	なし	35	372	40
A-2	970	318	6.24	216	216	1.0	なし	32.6	372	131
A-3	970	318	6.24	216	324	1.5	なし	33.6	372	203
B-1	970	318	3	216	324	1.5	なし	27.4	285	74
B-2	970	318	8.92	216	324	1.5	なし	28.6	315	229
S-5	970	430	6	216	324	1.5	なし	37.1	350	180

管とコンクリート間に発生する支圧力および摩擦力によって、鋼管橋脚に作用する断面力に抵抗するという基本コンセプトは2章に示した鉄標の耐力評価方法と同じである。しかし、次の点が鉄標の評価方法と異なる。

- (1) 支圧力の分布性状を三次元的に表現している。
- (2) 基本タイプとPBL付タイプとの違いを、支圧分布性状の違いとして表現することで、基本タイプとPBL付タイプを同一の概念で導出した式を用いて評価できる。

なお、提案式では、PBLの枚数、板厚の影響は式(10)の A_s/A_c の項で考慮されている。しかし、PBLの孔個数、孔径の影響、すなわちこれらパラメータに起因するPBLの孔1個あたりのずれ止めとしてのせん断抵抗の影響は、提案式には反映されていない。したがって本手法では、PBLの孔個数、孔径を決定できない。PBLの孔個数、孔径の決定根拠となる、PBLのせん断抵抗を反映させた式の拡張が今後の課題である。PBLによるせん断抵抗の影響は、式(7),(8)の μ （鋼材とコンクリート間の摩擦係数）の項に補正を加えることで反映できると考える。

本研究で提案したPBL付タイプの2種類の耐力評価方法のうち、3章に示した累加計算による評価方法は、PBLを設けたことによる破壊形態の変化を厳密には表現していないという側面がある。しかし、耐力の増加分として式に新たな項を設けて累加するという方法論、および式の形が比較的シンプルである。また、本章に示した支圧力分布の違いを考慮した提案式に比べて実験値の予測精度が高いことなどから、PBL付タイプを設計する上で、実用上十分な精度を有する耐力評価の便法であると考えられる。実構造の設計では、この提案式で算出した終局耐力を適切な安全率（実験結果のばらつきや寸法効果の影響、耐力を比較する橋脚の実際の材料強度やコンファインド効果による実耐力の増加などをふまえて設定する）で除することで、安全側の設計とする必要がある。

5. まとめ

本研究では、従来形式に比べて耐力の向上が期待でき

るPBL付きの鋼管ソケット接合について、これまで実施した模型実験の結果に基づき、終局耐力の評価式を提案した。得られた結論を次に示す。

- (1) PBLを設けたことによる耐力の向上分をずれ耐力として評価し、鉄標式で表される接合部の支圧力および摩擦力によって定まる耐力にこのずれ耐力を累加することで、PBL付タイプの終局耐力を評価する方法を提案した。提案式による計算値は実験値と良い一致がみられた。
- (2) ずれ止めのない基本タイプとPBL付タイプとの支圧力の分布性状の違いに着目し、それぞれの支圧分布性状を反映した終局耐力の評価方法を提案した。基本タイプは、既往の実験結果を含めて計算値と実験値が比較的良く一致した。また、PBL付タイプについても計算値と実験値とで良い一致がみられた。ただし、PBLの孔個数・孔径を決定するためのPBLのせん断抵抗の影響の反映が今後の課題である。
- (3) 提案したPBL付タイプの2種類の耐力評価方法のうち、上述(1)の累加計算による評価方法は、上述(2)の支圧力分布の違いを考慮した提案式に比べて実験値の予測精度が高く、PBL付タイプを設計する上で実用上十分な精度を有する耐力評価の便法であるといえる。

なお、 D/d (D :ソケット鋼管外径、 d :鋼管橋脚外径)、 L/d (L :差込み長)などのプロポーションが本研究の範囲から大きく逸脱する場合には、破壊形態が異なってくる^{6),7)}ため、ここでの知見は適用範囲外となる。本研究でのパラメータ範囲は次の通りである。

$$D/d : 1.47 \sim 1.99$$

$$L/d : 1.0 \sim 1.5$$

$$D/t : 35.7 \sim 115.2$$

$$f'_c : 27.4 \sim 44.9 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

ここに、 D : ソケット鋼管の外径

d : 鋼管橋脚の外径

L : 差込み長

t : ソケット鋼管の板厚

f'_c : 環状コンクリートの圧縮強度

参考文献

- 1) 高嶋豊, 増子康之, 春日井俊博, 佐々木保隆, 鹿浦純一: 急速施工への適用を目指した鋼製橋脚と杭基礎との接合構造に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.51A, pp.1759-1770, 2005.3
- 2) 高嶋豊, 蒲原武志, 佐々木保隆, 小田章治, 茂木浩二, 梅田法義: 孔あき鋼板リブ付き鋼管ソケット接合の力学性状に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.53A, pp.1321-1330, 2007.3
- 3) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説一鋼とコンクリートの複合構造物, 丸善株式会社, 2002.12
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善株式会社, 2002.3
- 5) 野澤伸一郎, 木下雅敬, 築嶋大輔, 石橋忠良: コンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価, 土木学会論文集, No.606/V-41, pp.31-42, 1998.11
- 6) 野澤伸一郎, 木下雅敬, 築嶋大輔, 石橋忠良: ずれ止めを用いたコンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.71-89, 1999.11
- 7) 野澤伸一郎: コンクリート充填鋼管ソケット接合部の終局強度に関する研究, 東北大学学位論文, 2000.2
- 8) 築嶋大輔, 野澤伸一郎, 木下雅敬: 異径コンクリート充填鋼管柱のソケット式(差し込み式)接合部の耐荷性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.925-930, 1998
- 9) 本間宏二, 平田尚: 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁-R C橋台接合構造の実験的研究, 鋼構造論文集, Vol.8, No.30, pp.23-30, 2001.6
- 10) F. Leonhardt et al: Neues, vorteilhaftes Verbund-mittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325-331, 1987.12
- 11) 小林一雄, 平峯圭治, 春日井俊博: 第二東名高速道路上倉橋の設計, 横河ブリッジグループ技報, pp.72-81, 2003.1
- 12) たとえば, 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会: 複合構造物の性能照査指針(案), 土木学会, pp.204-205, 2002.10

(2007年9月18日受付)