

(2) 合成桁のインテグラル橋への適用 に関する基礎的研究

京野光男¹・森田晃稚²・大山 理³・栗田章光⁴

¹正会員 ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)土木設計部(〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5-4-20)

E-mail:kyono@jrnc.co.jp

²学生会員 大阪工業大学大学院 工学研究科 都市デザイン工学専攻(〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

E-mail:morita@civil.oit.ac.jp

³正会員 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科(〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

E-mail:ohyama@civil.oit.ac.jp

⁴正会員 大阪工業大学 工学部 都市デザイン工学科(〒535-8585 大阪市旭区大宮 5-16-1)

E-mail:kurita@civil.oit.ac.jp

支承および伸縮継手といった付属構造物は、比較的高価で建設費用の大きな割合を占めるばかりではなく、維持管理上の弱点となりやすい。そこで、現在、鋼桁と橋台を一体化させたインテグラル橋が注目されている。これまで、インテグラル橋の剛結部には様々な構造が採用されてきたが、著者らは、さらに合理的かつ経済的な隅角部構造を考案した。本文では、まず、既設橋梁における隅角部構造を概観し、新たな隅角部構造の提案を行う。そして、弾性状態における隅角部の応力状態を把握するために、弾性基礎上の梁理論を用いて解析を行った。提案構造の曲げ耐力には、既往の研究によって検証されている支圧曲げ耐力の算出式を基に、摩擦の効果を考慮した耐力の算出式を提案し、評価法として検討を行った。つぎに、提案構造を支間20m程度の橋梁に適用し、限界状態設計法に基づく照査を行い、その適用性を検証した。

Key Words : composite rigid frame bridge, ultimate bending capacity, headed stud, limit state design

1. はじめに

近年、公共事業において建設コストおよびライフサイクルコストの縮減、省力化が社会のニーズとなっている。橋梁において維持管理上の弱点となるのが、支承および伸縮継手といった付属構造物である。これらは、橋梁本体と同等の寿命を有するのが望ましいが、支承の場合、設置されるのは橋台や橋脚上で、雨水や砂礫も防ぎにくく、十分な維持管理が行われにくい場所である。また、伸縮継手は、桁端部の構造的に弱点の部分に配置され、直接輪荷重の載荷を受けるため、最も破損を生じやすい部分である¹⁾。

そこで著者らは、支承や伸縮継手を省いた構造であるインテグラル橋に着目した。インテグラル橋の構造の要でもある剛結部には、これまで、様々な構造が提案され施工されてきた。しかしながら、著者らはさらに合理的かつ経済的な隅角部の構造を提案出来るのではないかと考えた。そこで本研究では、既設の橋梁に用いられている隅角部構造を比較・検討した結果、新たな隅角部構造を提案し、下記の検討を行う。

- ・コンクリート中に埋め込まれた鋼桁の弾性領域における応力状態の把握
- ・隅角部の新しい曲げ耐力式の提案とその妥当性の検証

・実橋梁への適用性の検討

2. 本研究で提案する隅角部構造

ここでは、各施工事例にみられる隅角部構造を比較検討し、本研究で提案する隅角部構造を示す。表-1 に、インテグラル橋の各施工事例における隅角部構造をまとめて示す。表-1 より、小針岸川橋や逢坂第2高架橋のように、橋台コンクリート中に鋼橋脚柱や横梁にずれ止めを配置した構造を用いると、隅角部の構造が複雑になり、また鋼重も増加するので、経済性や施工性が悪くなる。また、隅角部におけるコンクリートの均一性、緊密性を保つことが難しくなる。一方、西浜陸橋や下谷池橋の隅角部構造は簡素な構造となっており、鋼重も低減され、経済性・施工性ともに非常に有利な構造であると言える。構造に着目すると、西浜陸橋や下谷池橋では、隅角部に作用する断面力に対してPBLの効果で抵抗する構造を採用している。PBLは剛なずれ止めとして働き、せん断抵抗は大きい破壊時に靱性に乏しいという特徴を有している。さらに、Pöcking橋の隅角部にみられる逆T型断面に支圧板を配置した構造は、橋台上面に作用する引張力を床版内の鉄筋で受け持ち、下フランジから作用する圧縮力は、支圧板を介して、橋台コンクリートに伝達され、隅角部に作用する曲げモーメントと釣り合う力の伝達機構となっている。

表-1 各施工事例の隅角部構造の比較

橋梁名 橋長	小針川橋 42.0m	逢坂第2高架橋 24.8m	西浜陸橋 29.8m	下谷池橋 45.0m	Pöcking橋 16.0m+16.0m
側面図					
写真等					

以上より、本研究で提案する隅角部構造の設計方針を以下にまとめる。

- ・隅角部の基本構造は鋼 I 主桁を延長し橋台コンクリートに埋め込んだ構造とする。
- ・曲げに対しては、上下フランジの支圧ならびに摩擦を考慮した曲げ耐力によって抵抗するものとする。
- ・せん断力に対しては、鋼桁のウェブで抵抗するものとする。
- ・軸力に対しては、頭つきスタッドで抵抗するものとする。

本研究で提案する隅角部構造のモデルを図-1 に示す。

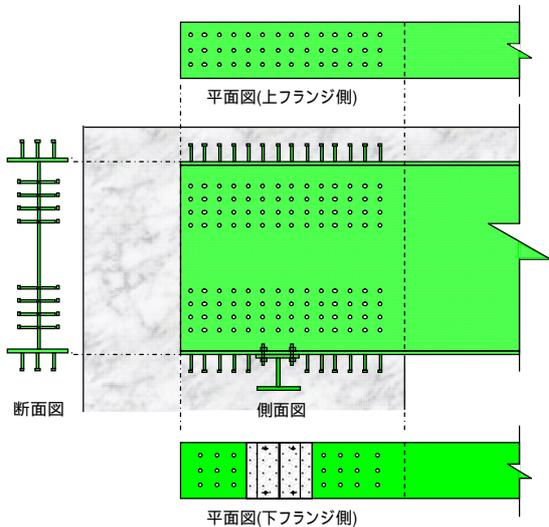


図-1 提案構造の概要

3.埋め込まれた梁の弾性解析

コンクリート中に埋め込まれた鋼桁の挙動を把握するために、弾性基礎上の梁理論を片持梁の埋め込み部に適用した場合を考える。そして、各境界条件を与え、埋め込み部の断面力の算定式を誘導し数値計算を行う。

図-2 に示すように、自由端に作用力 P が作用する片持梁の埋め込み部におけるたわみの解は、式

(1)を用いて表すことができる。

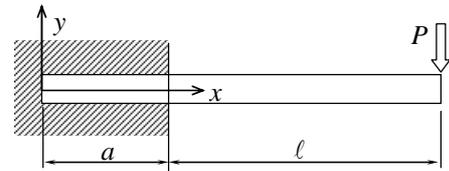


図-2 弾性基礎に埋め込まれる片持梁

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (1)$$

$$\text{ここで、} \beta = \sqrt[4]{\frac{\kappa B}{4EI}}$$

なお、 A, B, C および D は、梁の境界条件によって定まる。

$$A = -\frac{P}{2\beta^2 EI \Delta} \left[\ell(n_1 - n_2 - n_3 + 3n_4) + \frac{1}{\beta}(n_1 - n_3 - 2n_4) \right] \quad (2)$$

$$B = D = -\frac{P}{2\beta^2 EI \Delta} \left[\ell(n_1 + n_2 - n_3 + n_4) + \frac{1}{\beta}(n_2 - n_4) \right] \quad (3)$$

$$C = -\frac{P}{2\beta^2 EI \Delta} \left[\ell(-n_1 - 3n_2 + n_3 + n_4) + \frac{1}{\beta}(n_1 - 2n_2 - n_3) \right] \quad (4)$$

ここで、式中の $n_1 \sim n_4$ および Δ は、

$$n_1 = e^{\beta a} \cos \beta a$$

$$n_2 = e^{\beta a} \sin \beta a$$

$$n_3 = e^{-\beta a} \cos \beta a$$

$$n_4 = e^{-\beta a} \sin \beta a$$

$$\Delta = (n_1 - n_3 - 2n_4)(n_1 + n_2 - n_3 + n_4) - (n_2 - n_4)(n_1 - n_2 - n_3 + 3n_4)$$

とする。以上より、埋め込み部の断面力算定式は次式で示される。

$$M_{(x)} = 2EI\beta^2 [e^{\beta x} (B \cos \beta x - A \sin \beta x) - e^{-\beta x} (D \cos \beta x - C \sin \beta x)] \quad (5)$$

$$Q_{(x)} = -2EI\beta^3 e^{\beta x} [(A - B) \cos \beta x - (A + B) \sin \beta x] - 2EI\beta^3 e^{-\beta x} [(C + D) \cos \beta x - (C - D) \sin \beta x] \quad (6)$$

$$q(x) = \kappa B y = \kappa [e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)] \quad (7)$$

つぎに、図-2 に示す荷重モデルを用いて、表-3 に示す条件にて、数値解析を行う。載荷する荷重は、埋め込んだ梁部の全長にわたって、コンクリートが弾性範囲を超えない $P=100(\text{kN})$ とした。埋め込み部の梁に作用する反力の分布を図-3 に示す。

表-2 梁の材料定数

埋め込み長さ a	500 (mm)
張出し長さ ℓ	3000 (mm)
梁部材のヤング係数 E_s	2.0×10^5 (N/mm ²)
梁の断面2次モーメント I_s	7.7×10^4 (mm ⁴)
梁部材(H型鋼) $H \times B \times t_1 \times t_2$	1000×300×19×36 (mm)

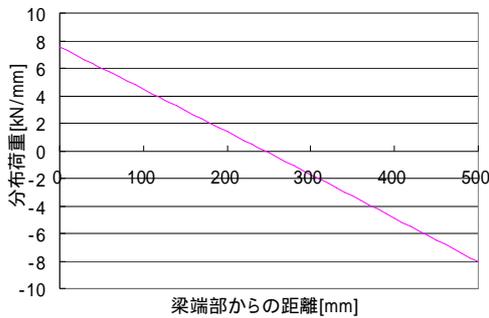


図-3 埋め込んだ梁に作用する反力分布

図-3 より、梁端部より、244.6mm の位置で分布荷重の値が、0 になることがわかった。この結果より、弾性範囲内において作用する反力分布は、埋め込み長の約半分の位置で、上下に作用する反力が入れ替わることがわかった。このことより、終局状態における支圧力の分布は、弾性状態における反力分布の範囲とほぼ同様になると考えられる。

4. 支圧と摩擦を考慮した曲げ耐力式の提案

(1) 曲げ耐力式

2 で示した様に、隅角部の曲げ耐力には、鋼桁のフランジの支圧曲げ耐力で抵抗するものとした。ここでは、既往の研究を基に支圧曲げ耐力の考え方を示し、耐力の算出式の誘導を行う。

秋山らはコンクリートのフーチングに H 形鋼を埋め込んだ場合の曲げ強度を様々なケースに関して算出を行っている²⁾。そのなかで、フランジの支圧耐力に関してコンクリートの支圧強度に起因する耐力を算出する手法を示している。しかし、実際には、コンクリートの支圧耐力だけではなく、上下フランジの支圧面に対して垂直な方向に鋼とコンクリートの摩擦力が作用すると考えられる。そこで、本研究では、秋山らの手法を参考に、コンクリートの支圧強度に基づく耐力に加え、摩擦

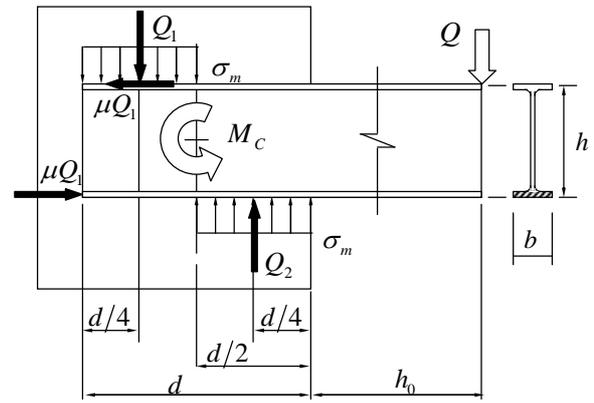


図-4 コンクリートの支圧力と摩擦力

の影響をも考慮した支圧耐力を算出することにした。梁の縦断方向において、図-4 に示すように、支圧範囲としては、埋め込まれた桁端部には下向きの支圧力 Q_1 、一方、コンクリートと梁の境界付近は上向きの支圧力 Q_2 となっており、外力とのつり合いを保っている。さらに、コンクリートと上フランジの境界付近の摩擦力を μQ とし、水平方向の反力として μQ が桁端部の下フランジへ作用すると仮定した。

以上のことより、コンクリートの圧縮破壊に関する耐力 M_c は、次式で示される。

$$M_c = Q \cdot h_o = \sigma_m \cdot \frac{b_e \cdot d}{2} \cdot \left\{ \frac{d/2 + \mu h}{3d/4 + h_o + \mu h} \right\} \cdot h_o \quad (8)$$

ここで、 σ_m ：支圧強度(N/mm²)

b_e ：フランジが支圧に抵抗する範囲(mm)

d ：桁の埋め込み長さ(mm)

h ：桁の全高(mm)

h_o ：桁の張出し長さ(mm)

μ ：摩擦係数

(2) 曲げ耐力式の妥当性の確認

式(8)の妥当性を確認するために、芦塚らの行った実験結果と、提案式による結果との比較を行った。芦塚らは、鋼桁に直接孔を明け、PBL の効果を持たせた桁とコンクリートの躯体との剛結化を図った構造の曲げ耐力実験を行っている³⁾。本研究で着目したのは、芦塚らの孔のない桁の曲げ耐力実験結果である。提案式に代入する数値条件を表-3 に示す。

表-3 解析に用いる数値条件

桁張り出し長さ h_o	3000 (mm)
支圧有効幅 b_e	127 (mm)
桁の全高 h	1000 (mm)
支圧強度 σ_m	112.0 (N/mm ²)

孔のない桁の最大曲げモーメントは次に示すとおりであった。

$$M_R = 2.34 \times 10^3 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

本研究で提案する曲げ耐力式に用いる摩擦係数 μ は、園田らの行った実験より提案されている、 $\mu = 0.6$ とする⁴⁾。式(8)に示した摩擦を考慮した支圧曲げ耐力式に、摩擦係数 $\mu = 0.6$ とした解析結果と実験結果との比較すると、つぎのとおりとなった。

$$\frac{M_R}{M_c} = \frac{2.34 \times 10^3}{2.35 \times 10^3} = 0.99 \quad (9)$$

以上の結果より、本研究ではコンクリートに埋め込まれた鋼桁の支圧曲げ耐力に関し、摩擦の効果を $\mu = 0.6$ で考慮した曲げ耐力式の妥当性が確認された。

5. 実橋梁への適用性の確認

(1) 解析対象橋梁の概要

2 にて提案した隅角部構造の実橋への適用性を検証するために、試設計を行った。ここで、対象橋梁の側面を図-5、横断面を図-6 にそれぞれ示す。

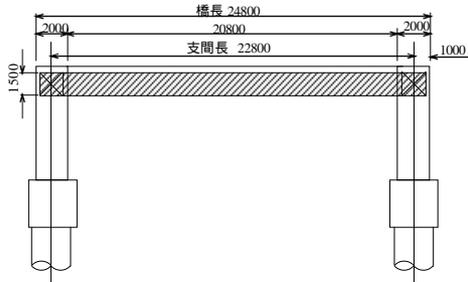


図-5 対象橋梁 側面

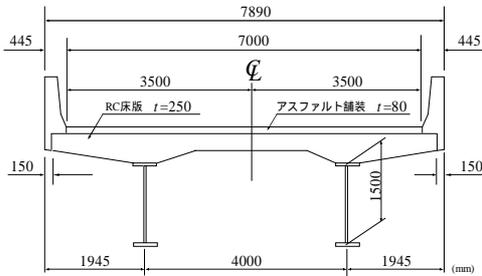


図-6 対象橋梁 標準断面

(2) 対象橋梁の支圧曲げ耐力の算出

2 に示した設計方針に基づいて、対象橋梁の摩擦を考慮した支圧曲げ耐力の算出を行う。図-7 に、摩擦を考慮した支圧曲げ耐力を算出する際のモデルを示す。

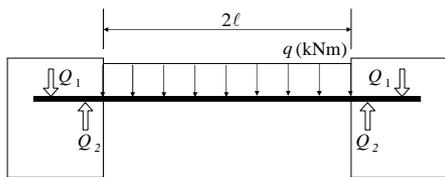


図-7 対象橋梁全体での力の伝達機構

埋め込まれた桁の、隅角部の摩擦の影響を考慮した力の伝達機構を再度図-8 に示す。

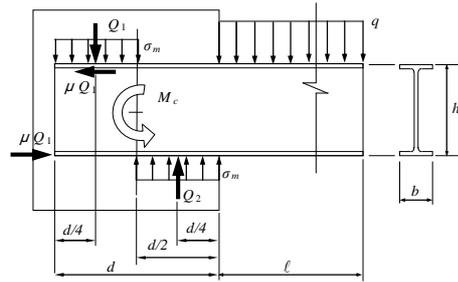


図-8 対象橋梁の隅角部の力の伝達機構

支圧力の授受は、図-8 に示すように仮定し、力のつり合いより、支圧力 Q_1 および Q_2 は次式で示される。

$$Q = q\ell = Q_2 - Q_1 \quad (10)$$

$$Q_1 = q\ell \frac{\frac{\ell}{2} - \frac{d}{4}}{\frac{d}{2} + \mu h} \quad (11)$$

$$Q_2 = q\ell \frac{\frac{d}{4} + \frac{\ell}{2} + \mu h}{\frac{d}{2} + \mu h} \quad (12)$$

以上より、対象橋梁の摩擦の影響を考慮した支圧曲げ耐力式は次式で示される。

$$M_{rd} = q\ell \frac{\ell}{2} = \frac{\sigma_m db_e}{2} \frac{d/2 + h\mu}{d/4 + \ell/2 + h\mu} \frac{\ell}{2} \quad (13)$$

(3) 施工ステップの違いによる断面力

隅角部に作用する断面力は、インテグラル橋の施工手順によって異なる。インテグラル橋の施工手順は、以下の 2 パターンが考えられる。ここで、パターン 1 の断面力を図-9 に示す。

パターン 1 : 隅角部に先行してコンクリートを打ち込み、硬化後、つまり、ラーメン構造として支間側床版コンクリートを打ち込む。

パターン 2 : 鋼桁単純支持の状態で支間側床版コンクリートを打ち込み後、隅角部コンクリートを打ち込む。

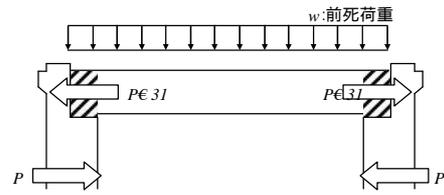


図-9 パターン 1 の断面力

パターン の場合，隅角部のコンクリートが先行して打ち込まれているので，ラーメン構造となり，隅角部には前死荷重による軸力 P' が作用する．一方，パターン の場合，単純支持の状態で行うので，前死荷重による断面力は隅角部には作用しない．本論文では，隅角部により大きな断面力が作用する，パターン の施工手順を想定し検討するものとする．

(4) 隅角部に作用する曲げ耐力の照査

まず，照査に用いる荷重作用は，複合構造物の性能照査指針(案)に準じ，荷重の特性値に荷重係数を乗じて算出する^{5),6)}．つぎに，対象橋梁の支圧曲げ耐力を算出するための諸元を表-4 に示す．

表-4 対象橋梁の隅角部の断面諸元

埋め込み長さ d	1660 (mm)
橋台幅の半分 B_c	4055 (mm)
仮定する桁の張り出し長さ ℓ	11400 (mm)
フランジ厚 t_f	32 (mm)
ウェブ厚 t_w	19 (mm)
鋼桁の全高 h	1527 (mm)
コンクリート強度 $f_{c,3l}$	30 (N/mm ²)
鋼材の引張降伏強度 f_y	355 (N/mm ²)

表-4 より，対象橋梁の隅角部の支圧曲げ耐力は， $M_{Rd}=5.7 \times 10^3$ (kN・m) となり，式(14)を用い照査を行う．

$$\gamma_i \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} = 1.1 \times \frac{5.7 \times 10^3}{14.0 \times 10^3} = 0.45 < 1.0 \quad (14)$$

ここで， γ_i : 構造物係数(=1.1)
 M_{sd} : 設計曲げモーメント(kN・m)
 M_{Rd} : 設計終局曲げ耐力(kN・m)

また，せん断に対しては，鋼桁のウェブで抵抗するものとし，式(15)を用い照査を行う．

$$\gamma_i \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} = \gamma_i \frac{V_{sd}}{\frac{f_y}{\sqrt{3}} A_w} = 1.1 \times \frac{1.9 \times 10^3}{5.8 \times 10^3} = 0.37 < 1.0 \quad (15)$$

ここで， γ_i : 構造物係数(=1.1)
 V_{sd} : 設計せん断力(kN)
 V_{Rd} : 設計せん断耐力(kN)
 A_w : 鋼桁ウェブの断面積(mm²)

となり，照査値を十分に満足していることがわかった．

(5) 軸力に対するスタッド本数の算出と配置

2 で述べたように，隅角部に作用する軸力に対しては，スタッドを配置することにより抵抗するものとする．ここでは，複合構造物の性能照査例

に準じ，安全性および使用性に必要なスタッド本数を算出し，スタッドの配置図を示す．スタッド本数を算出するためのせん断耐力を式(16)に示す．

$$V_{sud} = (31A_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss})} f'_{cd} + 1000) / \gamma_b$$

または $V_{sud} = A_{ss} f_{sud} / \gamma_b \quad (16)$

ここで， A_{ss} : スタッドの断面積(mm²)
 d_{ss} : スタッド軸径(mm)
 h_{ss} : スタッドの高さ(mm)
 $f_{c,d}$: コンクリートの設計圧縮強度(= $f_{c,k} \beta \gamma_c$)
 $f_{c,k}$: コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 γ_c : コンクリートの部材係数(=1.3)
 f_{sud} : スタッドの設計引張強度(= f_{suk} / γ_s) (N/mm²)
 f_{suk} : スタッドの引張強度 (N/mm²)
 γ_s : スタッドの部材係数(=1.3)
 γ_b : 部材係数(=1.3)

提案する隅角部構造に用いるスタッドの諸元を表-5 に示す．

表-5 隅角部に配置するスタッドの諸元

軸径 d_{ss}	19.0 (mm)
断面積 A_{ss}	283.5 (mm ²)
高さ h_{ss}	150.0 (mm)
引張基準強度 f_{sud}	500.0 (N/mm ²)

また，使用性の照査におけるスタッド 1 本あたりのせん断耐力は，ずれ限界耐力を用いる．ずれ限界耐力は，コンクリートの打ち込み方向により，表-6 に示す 4 タイプに分類され，本解析では，B タイプを用いるものとした．

表-6 打ち込み方向によってタイプ分けしたずれ限界耐力

タイプ	打ち込み方向	ずれ限界耐力	タイプ	打ち込み方向	ずれ限界耐力
Aタイプ		$0.5V_{sud}$	Cタイプ		$0.3V_{sud}$
Bタイプ		$0.43V_{sud}$	Dタイプ		$0.5V_{sud}$

ここに， V_{sud} : スタッドの設計せん断耐力

安全性および使用性を考慮した必要スタッド本数は，表-7 に示すとおりである．

表-7 設計作用軸力と必要スタッド本数

	設計軸力 (kN)	スタッド一本あたりのせん断耐力 (kN)	必要スタッド本数 (本)
安全性	4286.1	109.1	39.3
使用性	3900.0	46.9	83.2

以上より，使用性を満足するために必要なスタッドの本数は 84 本となる．道路橋示方書に示されるスタッドの構造細目に準じ使用性を考慮した必要ス

タッド本数で配置を決定する⁷⁾。ここで、スタッドの配置に関する設定項目を以下にまとめる。

軸力に対して安定して抵抗できるように桁の全周にスタッドを配置する。またウェブ上のスタッドはウェブの中央には配置せず、フランジ側によせて配置する。

下フランジ下縁に設置する仮受け台を 500×400mm として、500×600mm のスペースを確保する。

埋め込まれた桁を鉄筋で巻く構造であるから、上下フランジのスタッドは橋軸方向に同じ間隔で配置する。

以上より、スタッドの配置を行った隅角部の詳細を図-10 に示す。

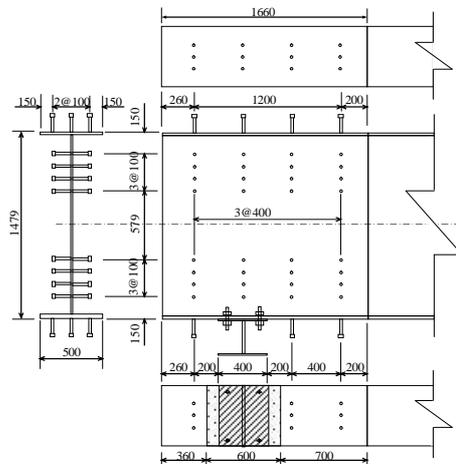


図-10 隅角部詳細

下フランジ下面に仮受け台を設ける必要があった。そのため、下フランジ下面に仮受け台スペース(500×600mm)を確保し、残りの上フランジ上面、ウェブ両面および下フランジ下面に、それぞれ 12 本、64 本および 9 本の計 85 本スタッドを配置した。スタッドの配置間隔に関しては、最小間隔を十分に満足できた。さらに、対象橋梁よりも鋼桁の埋め込み長さが短い場合でも必要スタッド本数を配置できると考えられる。

6. おわりに

本研究では、インテグラル橋の隅角部に関し、

既設の橋梁に用いられている隅角部構造を比較・検討した結果、曲げに対しては橋台コンクリート中に延長した鋼桁の支圧および摩擦曲げ耐力で抵抗するものとし、軸力に対しては配置するスタッドで抵抗する構造を提案した。提案構造に関する解析において、以下の見地が得られた。

- (1) 隅角部の弾性領域における梁の挙動を把握するために、弾性基礎上の梁理論を用い、曲げに対して抵抗するコンクリート中の鋼桁の弾性解析を行った。その結果、梁に作用する支圧分布荷重は、埋め込んだ梁の中間で、正負が入れ替わるといったことがわかった。
- (2) 曲げ耐力には、秋山らが提案した支圧曲げ耐力に、摩擦の影響を考慮した曲げ耐力を提案した。その評価法を既往の研究での実験結果と比較し、その妥当性を確認した。
- (3) 提案した隅角部構造を支間 20m 程度の橋梁に適用し、限界状態設計法により照査を行った結果、曲げに対しては十分な耐力を有しており、また、軸力に対して抵抗するために必要なスタッドも、十分に配置できるという結果が得られた。これらの結果より、本研究で提案する隅角部構造およびその評価法の実橋梁への適用性が確認された。

参考文献

- 1) 都市高速道路研究会：都市高速道路における道路橋の点検・補修マニュアル，理工図書(株)，2004年10月。
- 2) 秋山 宏，黒沢 稔，和国信之，西村 功：鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形-H形断面柱が強軸曲げを受ける場合-，日本建築学会論文報告集，第335号，pp.45~53，1984年1月。
- 3) 芦塚憲一郎，堀井 千絵，和田 圭仙，佐古 周一：鋼ポータルラーメン橋剛結部への孔あき鋼板ジベルの適用，土木学会第61回年次学術講演会，平成18年9月。
- 4) 園田恵一郎，鬼頭宏明，中島一男，上中宏二郎：突起付き鋼板のせん断伝達特性に関する系統的研究，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.183~202，1998年7月。
- 5) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造連合小委員会：構造工学シリーズ 11 複合性能照査指針(案)：丸善(株)，2002年10月。
- 6) 土木学会 複合構造委員会：構造工学シリーズ 01 複合構造物の性能照査例-複合性能照査指針(案)に基づく-：丸善(株)，2006年1月。
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(共通編・鋼橋編)，丸善(株)，2002年2月。

THE BASIC RESEARCH OF INTEGRAL BRIDGES WITH HYBRID GIRDER

Mitsuo KYONO, Terumasa MORITA, Osamu OHYAMA and Akimitsu KURITA

Recently in Japan, the steel-concrete composite girder bridge aiming at the reduction of the constructional cost, improvement of the constructability and construction period is widely employed. For instance, the composite rigid frame bridge where the end steel girder was embedded in reinforced concrete abutment is one of its examples. One of the advantages by adopting this structural system is the reducing of maintenance cost. The authors have been developed the new connection detail by using the headed stud. In this paper, the new connection detail and its design method are proposed and the numerical analyses were carried out.