

GRS一体橋梁に用いるプレキャストPCT形桁とRC橋台の接合構造の検討

(公財)鉄道総合技術研究所 正会員 修士 (工学) ○轟 俊太郎
 (公財)鉄道総合技術研究所 正会員 博士 (工学) 岡本 大
 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 修士 (工学) 進藤 良則
 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 修士 (工学) 井上 翔

Abstract : Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) integral bridge is structure that integrates the girder and the RC bridge abutment with Geosynthetic-reinforced soil. We have studied about applicability of the precast PC T-formed girder to achieve long span for the GRS integral bridge. In this paper, we proposed a joint structure with the precast PC T-formed girder and the RC bridge abutment, and we performed experiments for this proposed joint structure. Finally we suggested the evaluation formulae and safety factors of each formulae for the shear and torsion transfer capacity when this joint structure is designed, and we proposed the verification method for this proposed joint structure.

Key words : Geosynthetic-Reinforced Soil integral bridge , Precast PC T-formed girder , Joint structure

1. はじめに

GRS一体橋梁は、桁と補強土橋台を一体化させた構造物であり、既存の桁・橋台・盛土から成る構造物と比べ、耐震性の向上や支承の省略による維持管理の軽減が期待できる。一方で、北海道新幹線などで実績があるが、桁をRC床版とする20m以下の短スパンの橋梁が中心である。そこで、本橋梁を長スパンの橋梁に適用するため、桁にプレキャストPCT形桁を適用したGRS一体橋梁の常時および地震時の応答解析などの検討を行ってきた。桁をプレキャスト方式のPC桁とする場合、現場内ヤードなどで予め製作したPC桁とRC橋台を接合する必要があるが、本接合構造に関する研究はない。よって、プレキャストPC-T形桁とRC橋台の接合構造を提案し、接合面のせん断およびねじり伝達、地震時応答に関する載荷実験から、接合部の設計法を検討した。

2. プレキャストPCT形桁とRC橋台の接合構造の提案

図-1 に、提案する接合構造の概要を示す。プレキャスト PCT 形桁と RC 橋台の接合工程は、まず桁を橋台上に架設し、次に接合部および桁間部のコンクリートを打設する。一般的な単純桁は予め桁端部までフランジのコンクリートを打設するが、本桁は接合部までとする。そして、フランジの鉄筋を橋台背面まで延伸し、接合部のコンクリートを打設し、桁を接合部と一体化させる。また、接合部に接する桁のウェブ側面（以降、接合面）に鉄筋を配置する。本接合構造は、接合面の摩擦と鉄筋により、接合部に生じるせん断力およびねじりモーメントを伝達する。

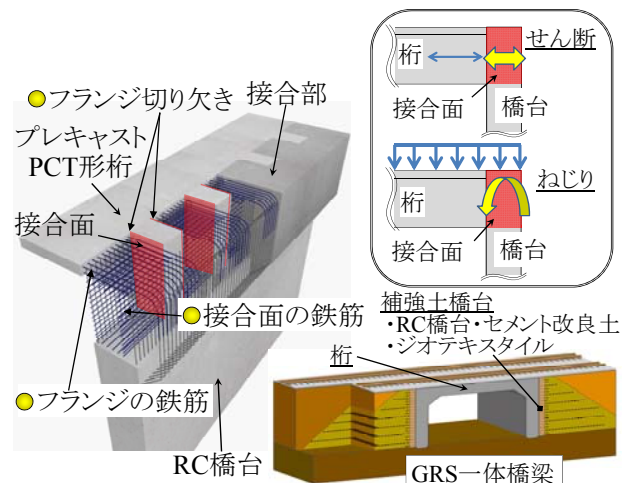


図-1 提案する接合構造の概要

3. 接合面のせん断伝達に関する载荷実験

3. 1 実験の目的

接合面のせん断伝達耐力式は、せん断伝達機構に基づき提案¹⁾されており、土木学会コンクリート標準示方書²⁾、鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物³⁾に取り入れられ、設計に適用されている。ここでは、本橋梁で想定される仕様範囲での供試体を用いた実験を行い、設計で用いるせん断伝達耐力式(1)の適用性の検討を行うと共に、既往の実験結果を含め、せん断伝達耐力式(1)に用いる安全係数の検討および軸力や鉄筋比の制限に関する検討を行った。

$$V_{cwd} = \{ (\mu \cdot f_c^b (\alpha \cdot p \cdot f_{sy} - \sigma_{nd})^{1-b} + p \cdot (0.08 f_{sy} / \alpha) \cdot \sin^2 \theta - \alpha \cdot p \cdot f_{sy} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) A_c \} / \gamma_b \quad (1)$$

ここに、 $\alpha = 0.75 \{ 1 - 10(p - 1.7\sigma_{nd} / f_{sy}) \}$ 、ただし、 $0.08\sqrt{3} \leq \alpha \leq 0.75$

μ : 固体接触に関する平均摩擦係数 0.45

f_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

b : 接合面の面性状を表す係数 (ひび割れ面 2/3, 打継面を処理した場合の継目 1/2)

p : 接合面における鉄筋比

σ_{nd} : 接合面に垂直に生じる平均応力度(N/mm²)で、圧縮時 $\sigma_{nd} = -\sigma'_{nd} / 2$ (σ'_{nd} : 接合面に垂直に生じる平均圧縮応力度(N/mm²))

f_{sy} : 鉄筋の降伏強度(N/mm²)

A_c : 接合面の面積(mm²)

θ : 接合面と鉄筋のなす角度(°)

γ_b : 部材係数

3. 2 実験の概要

図-2、図-3、表-1 に供試体のモデル化および実験状況、供試体の形状および配筋、供試体の諸元を示す。供試体数は、計 3 体である。実験パラメータは、接合面の角度および鉄筋比である。横締め PC 鋼材によるプレストレスの導入で発生する軸応力および鉄筋比の影響を検討するため、接合面の角度は 45 度、60 度、鉄筋比は 0.79%、1.41%とした。供試体の製作は、鉄筋を配置したのち、桁部のコンクリートを先打ち、接合部のコンクリートを後打ちして行った。接合面は、遅延剤で処理し、2~3mm の凹凸を設けた。

3. 3 鉛直荷重-接合面の変位関係

図-4 に、鉛直荷重-接合面の変位関係を示す。併せて、式(1)による最大鉛直荷重の計算値を示す。実験での最大鉛直荷重は、計算値より大きい。

3. 4 算定式の検討

図-5 に、同様の供試体を用いた表-2 に示す既往の実験結果^{4),5)}を含めた実験値と計算値を示す。実験値は、最大鉛直荷重時に接

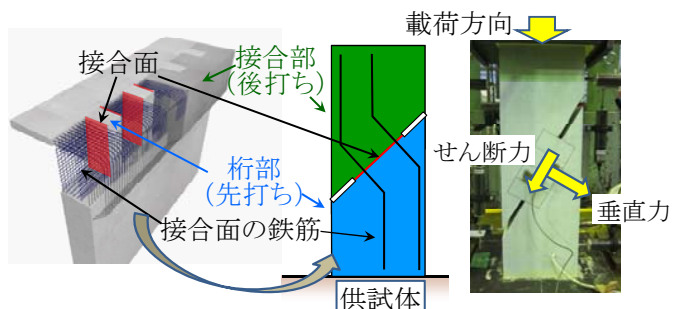


図-2 供試体のモデル化および実験状況

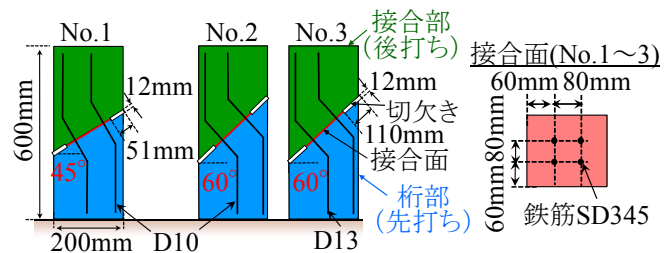


図-3 供試体の形状および配筋

表-1 供試体の諸元

No.	接合面の角度	コンクリート		鉄筋			接合面鉄筋比
		f_c		呼び名	f_{sy}	E_s	
		桁部	接合部				
1	45度	49.7	28.8	D10	380	181	0.79%
2	60度			D13	356	190	1.41%
3							

f_c : 圧縮強度(N/mm²), f_{sy} : 降伏強度(N/mm²), E_s : ヤング係数(kN/mm²), ※コンクリートの最大骨材寸法 13mm

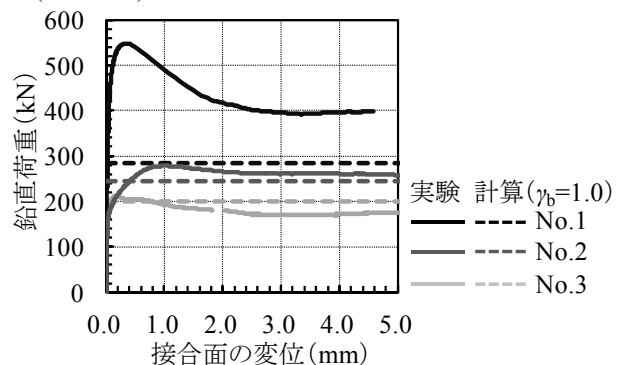


図-4 鉛直荷重-接合面の変位

接面に生じるせん断力を接合面の面積で除してせん断強度とした。計算値は式(2)による。式(1)の部材係数 γ_b は1.0である。

$$\tau_y = V_{cwd} / A_c \quad (2)$$

τ_y : せん断強度(N/mm²), V_{cwd} : せん断伝達耐力式(1)(N), A_c : 接合面の面積(mm²)

軸力なしの場合、式(1)により概ね算定可能である。軸力ありの場合は、軸力なしの場合と比べ、実験値が計算値より大きい。

図-6に、部材係数 γ_b を1.0, 1.3^{2),3)}とした計算値と実験値の比較を示す。標準類^{2),3)}に従い部材係数を $\gamma_b=1.3$ とした場合、すべての結果で計算値と比べ実験値が大きく、式(1)によりせん断伝達耐力を安全側に評価できる。図-7(a)に、実験値/計算値と軸応力の関係を示す。軸応力の大小に関わらず、軸応力ありの場合には実験値/計算値が大きい。また、図-7(b)に、実験値/計算値と鉄筋比の関係を示す。軸応力なしの場合には実験値/計算値と鉄筋比に相関はないが、軸応力ありの場合には鉄筋比が大きいほど実験値/計算値が小さくなる。鉄筋比2%程度までは安全側に評価できる。

4. 接合面のねじり伝達に関する载荷実験

4.1 実験の目的

接合面のねじり伝達耐力式は、フラットスラブ⁶⁾に基づくねじり伝達耐力式(3)⁷⁾が提案されている。ここでは、く形RC梁を用いた実験を行い、本橋梁へのねじり伝達耐力式の適用性を検討した。

$$M_t = \frac{1}{2} a^2 \left(b - \frac{a}{3} \right) \tau_y / \gamma_b \quad (3)$$

ここに、 M_t : ねじり伝達耐力⁷⁾(N・mm), a : 接合面の短辺(mm), b : 接合面の長辺(mm), τ_y : せん断強度(N/mm²), γ_b : 部材係数

4.2 実験の概要

図-8, 表-3 に実験の概要, 材料諸元を示す。供試体は、桁部および接合部を梁でモデル化し、桁部のコンクリートを先打ち、接合部のコンクリートを後打ちして製作した。接合面の寸法は高さ 400mm×幅

表-2 既往文献を含めた諸元

接合面に垂直に生じる平均圧縮応力度 σ'_{nd}	0.0~17.0N/mm ²
コンクリートの圧縮強度 f_c	16.4~40.0N/mm ²
接合面の鉄筋比 p	0.4~2.6%
接合面の鉄筋の径 D_s	9.5~25.0mm
接合面の鉄筋の降伏強度 f_{sy}	352~376N/mm ²

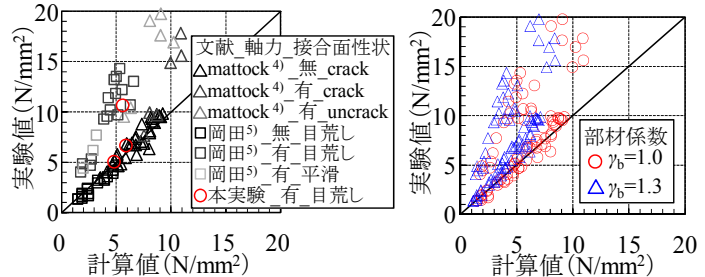


図-5 実験値と計算値の比較 図-6 安全係数の検討

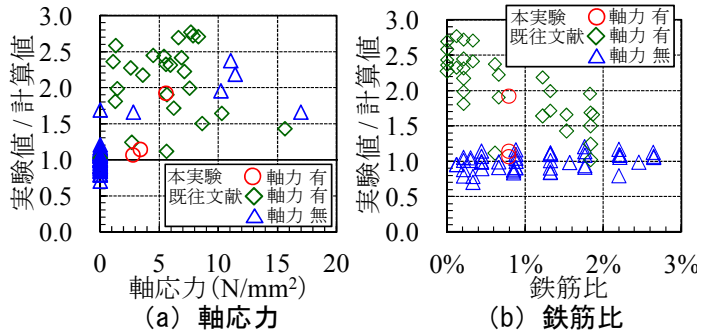


図-7 実験値/計算値

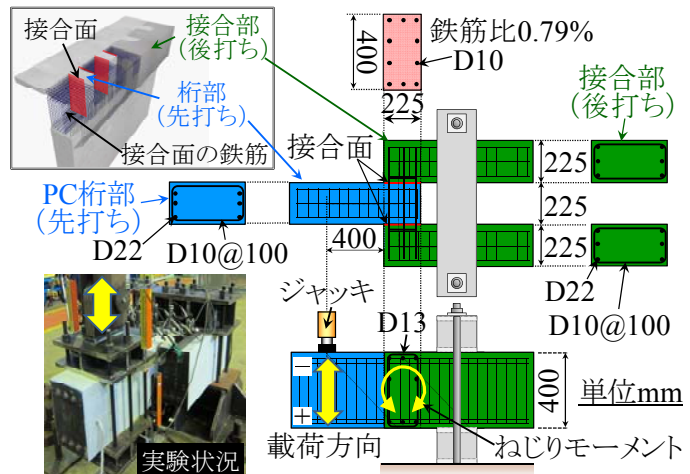


図-8 接合面のねじり伝達に関する実験の概要

表-3 材料諸元

コンクリート		鉄筋			接合面鉄筋比
f_c		呼び名	f_{sy}	E_s	
桁部	接合部				
51.3	28.8	D10	380	181	0.79%
		D13	356	190	
		D22	450	182	

f_c : 圧縮強度(N/mm²), f_{sy} : 降伏強度(N/mm²), E_s : ヤング係数(kN/mm²), ※コンクリートの最大骨材寸法 13mm

225mm である。鉄筋比は 0.79% である。接合面の処理は、3. 2 と同様に施した。梁の鉄筋は、梁の曲げ耐力とせん断耐力が接合面のねじり伝達耐力以上となるように必要量を配置した。ねじり伝達耐力は、式(1)からせん断強度 (式(2)) を算出し、式(3)から求めた。部材係数 γ_b は 1.0 である。なお、横締めによるプレストレスは、補強土橋台に拘束され、その導入力は不明確である。そのため、横締めによるプレストレスを導入した場合でも設計では軸力なしとして扱うものとし、本実験でも軸力なしとした。

荷重方法は、式(3)から求めた最大荷重の 1/3 の荷重での変位 0.4mm を 18 とし、式(3)から求めた最大荷重に達するまでは 18 刻みの正負交番 3 回繰り返して荷重とし、それ以降は $\pm 4\delta$ 刻みの 1 回繰り返して荷重とした。278 後は、正側に単調荷重し、試験終了とした。荷重方向は、図-8 に示す下側が正(+), 上側が負(-)である。

4. 3 荷重-変位関係

図-9 に、荷重-変位関係を示す。併せて、式(3)による最大荷重の計算値を示す。実験での最大荷重は、計算値より大きい。

4. 4 接合面の回転角

図-10 に、荷重-接合面の回転角関係を示す。接合面の回転角は、最大荷重時で 0.004rad 以下と小さい。図-11 に、最大荷重時の接合面の状況を示す。目視からも接合面にずれはみられない。

4. 5 算定式の検討

図-12 に、既往の実験結果⁷⁾を含めた実験値と式(3)による計算値の比較を示す。なお、部材係数 γ_b は、1.0 である。実験値/計算値は、既往文献の結果を含め平均値 1.18, 変動係数 0.16 であった。そのため、式(3)によりねじり伝達耐力を概ね算定できると考えられる。図-13 に、ねじり伝達耐力式(3)の部材係数 γ_b を 1.0, 1.1 とした計算値と実験値の比較を示す。なお、せん断伝達耐力式(1)の部材係数 γ_b は、1.3 とした。ねじり伝達耐力式(3)の部材係数を 1.1 とした場合、実験値/計算値は 1.06~1.71 となり、すべての結果で実験値が計算値より大きく、式(3)によりねじり伝達耐力を安全側に評価できる。

5. 地震時応答に関する荷重実験

5. 1 実験の目的

地震時応答解析から、GRS 一体橋梁は、設計で想定する L2 地震動に対しても、桁や橋台などの構造要素が損傷せず、線形挙動を示すことが確認されている。しかし、想定外の地震に備え、構造要素ごとの損傷順序を明らかとし、修復性の容易さから RC 橋台のハンチ部 (図-14) 下端を先行して損傷させるのがよいと考えられる。そこで、桁・RC 橋台・接合部をモデル化した供試体による実験を行い、

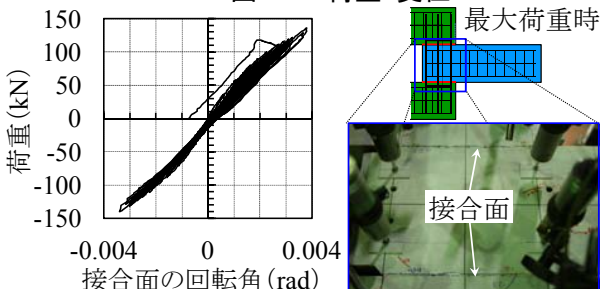
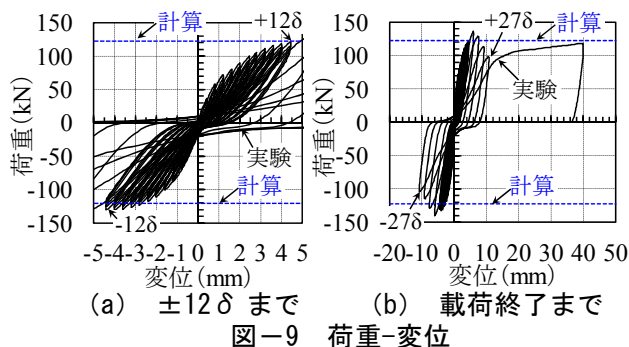


図-9 荷重-変位 図-10 荷重-接合面の回転角 図-11 接合面の状況

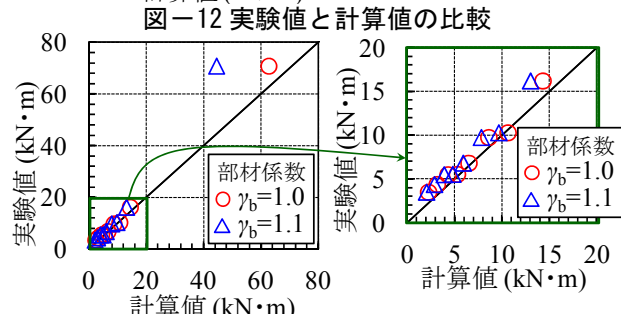
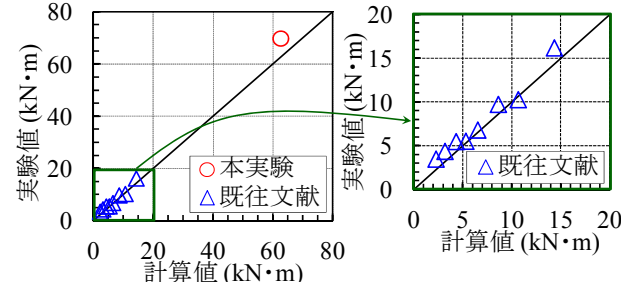


図-12 実験値と計算値の比較 図-13 安全係数の検討

RC 橋台での塑性ヒンジ形成と変形性能に関する検討を行った。

5. 2 実験の概要

図-14, 表-4, 表-5に, 供試体の概要, コンクリートの圧縮強度, 鉄筋の諸元を示す。供試体は, 桁・RC橋台・接合部を模擬した実物大の1/3スケールの模型である。接合部・RC橋台の鉄筋は, 実物大の鉄筋比と同等となるように配置した。接合面の鉄筋量は, RC橋台のハンチ部下端が先行して損傷するように設定した。RC橋台の打継面と桁の接合面の処理は, 3. 2と同様に施した。図-15に各部材の耐力の関係を示す。定着区間考慮は, 定着長 20ϕ を考慮して320mmの定着区間が付着切れしたとする場合, 定着区間非考慮はハンチ部下端で途中定着した鉄筋の定着長を考慮しない場合である。なお, 正側載荷の場合を示した。耐力図に示す M_y と M_u は, 曲げ降伏耐力と曲げ耐力である。なお, 桁, RC橋台共に, 曲げ破壊先行である。 M_u は式(3)により算定した接合面のねじり伝達耐力, M_d は曲げモーメントである。桁, 接合部に先行して, RC橋台のハンチ部下端が損傷するように設計した。図-15からRC橋台のハンチ部下端で先行して M_y が M_d 以下となることがわかる。なお, 接合構造では, 桁は現場ヤードで製作したのちにRC橋台に架設することを想定するため, RC橋台の軸方向鉄筋は桁の架設箇所には配置できない。そのため, 正および負側載荷時のRC橋台の引張鉄筋は8本および11本となり, 正負載荷時で曲げ降伏耐力, 曲げ耐力は異なる。載荷方法は, 繰り返し回数3回の正負交番繰り返し載荷とした。なお, 基準変位 1δ は, 正側載荷時の降伏変位とした。

5. 3 荷重-変位関係

図-16に, 荷重-変位関係を示す。変位は, 接合部に固定した梁によって計測した載荷位置の相対変位である。併せて, 鉄道標準に示す変形性能算定式³⁾を用いた計算値を示す。なお, 計算で用いたせん断スパンは, ひび割れの状況から正側載荷時では2.3m, 負側載荷時では2.05mとした。正および負側載荷時のRC橋

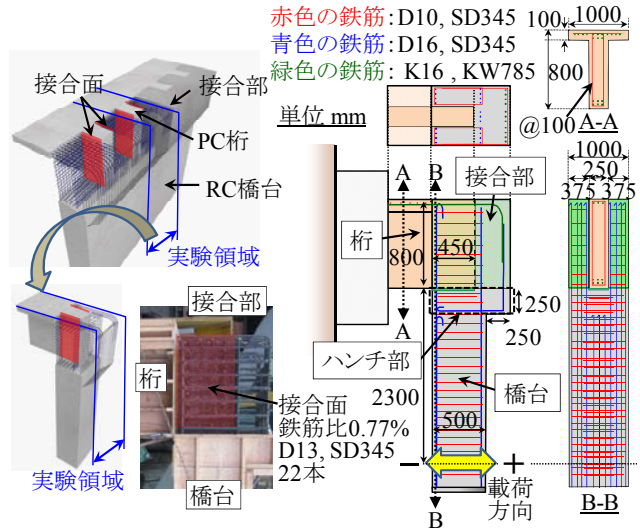


図-14 地震時応答に関する実験の概要

表-4 コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

橋台	桁	接合部
34.2	55.1	35.3

※コンクリートの最大骨材寸法 13mm

表-5 鉄筋の材料諸元

呼び名	規格	f_{sy} (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	ϵ_{sy} (μ)
D10	SD345	365	179	2035
D13		363	186	1955
D16		375	174	2151
K16	KW785	803	189	4239

f_{sy} : 降伏強度, E_s : ヤング係数, ϵ_{sy} : 降伏ひずみ

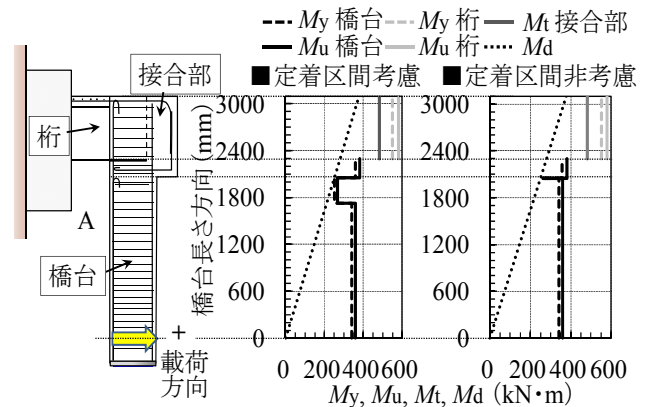


図-15 正側載荷時の耐力図

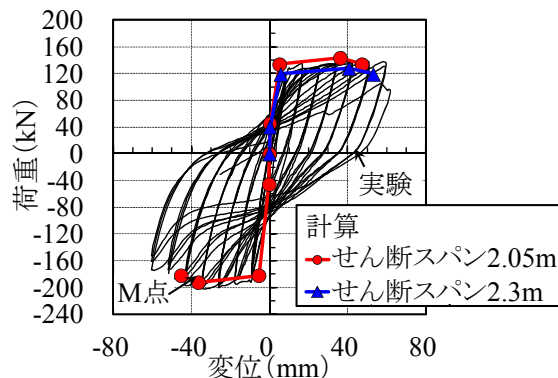


図-16 荷重-変位関係

台の引張鉄筋比が異なることから、正負非対称の
 載荷履歴である。正側載荷では+1d以降、+7dの2
 回目まで荷重が徐々に増加した。負側載荷では-
 4δでRC橋台のハンチ下端にかぶりコンクリート
 のはく離・はく落と鉄筋の座屈が生じ、最大荷重
 に達した。図-17に、負側載荷の最大荷重時の損
 傷状況を示す。その後、-5δ~-7δまで荷重が徐々
 に低下した。正側載荷+7δの3回目に引張鉄筋が破
 断し、耐力が低下した。塑性ヒンジは設計通り
 RC橋台のハンチ部下端に形成され、破壊性状は
 じん性的であった。そのため、実験範囲に限定さ
 れるが、ねじり伝達耐力式(3)による接合面の耐
 力から、RC橋台のハンチ部下端が先行損傷させ
 る設計が可能と考えられる。

5. 4 荷重-接合面の鉄筋ひずみ関係

図-18に、もっともひずみが生じた接合面の鉄
 筋のひずみを示す。接合面の鉄筋のひずみは、最大で正側載荷時に400μ~1200μ程度のひずみが生じ
 たが、降伏ひずみには達していない。また、目視でも接合面でのずれは確認できなかった。このこと
 から、応答解析において、接合部は剛域と仮定できると考えられる。

6. まとめ

- (1) 既往のせん断伝達耐力式により、提案した接合部でのせん断伝達耐力を評価できると考えられる。
- (2) 既往のせん断伝達耐力式を用いると、軸力なしと比べ、軸力ありで実験値/計算値が大きいため、
 横締め PC 鋼材によるプレストレスの導入により安全側の対応が可能である。また、軸力あり
 では、鉄筋比が大きいと実験値/計算値が小さくなるが、鉄筋比が 2%までは安全側に評価できる。
- (3) フラットスラブに基づく既往のねじり伝達耐力式を用いて、提案した接合部でのねじり伝達耐力
 を算定する場合、部材係数 γ_b を 1.1 とすれば、実験値を安全側に評価できると考えられる。
- (4) 既往のねじり伝達耐力式を用いることにより、RC 橋台のハンチ部下端を先行して損傷させる設
 計が可能であると考えられる。また、応答解析では、接合部は剛域と仮定できると考えられる。

参考文献

- 1) Bujadham, B. and Maekawa, K. : Qualitative Studies on Mechanisms of Stress Transfer Across Cracks in
 Concrete, Proc.of JSCE, No.451/V-17, pp.227-287, August, 1992
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, 2012
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造, 丸善, 2004
- 4) Alan H. Mattock, Neil M. Hawkins : shear transfer in reinforced concrete recent research, Journal of PCI,
 Vol.17, No.2, pp.55-74, March-April, 1972
- 5) 岡田武二：コンクリート接合面のせん断伝達に関する研究, 土木学会論文集, No.502/V-25, pp.73-
 82, 1994.11
- 6) 建築学会；鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.109-112, 2010
- 7) 渋井久, 梶真也, 楠浩一, 田才晃：ソフトランディング耐震補強における圧着面での応力伝達機構
 に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1237-1242, 2008

