

既設PCポストテンションT桁の横桁連結化に関する検討

工務部付 川村 勝
保全施設部 保全技術課 田畑 晶子

要 旨

阪神高速道路公団では、走行性や環境の改善、伸縮継手部の維持管理の軽減を目的としてノージョイント化を図っている。その一環として、既設 PC ポストテンション T 桁を対象とした横桁連結工法の開発を進めている。本工法は、隣接する既設橋梁の端横桁間に、間詰めコンクリートを充填し、PC 鋼棒によって一体化するもので、公団でも、これまで各種の実験を行い、実用の可能性を検討してきた。これらの結果を踏まえ、連結部の設計手法の確立を目的として検討を進めた。

まず、連結部の設計手法の検討においては、主桁と横桁との接触面におけるせん断耐力確認実験を行い、コンクリートの付着耐力が摩擦力に比べ支配的であることを確認した。また、連結後の主桁および連結目地部の挙動については、連結後を想定した梁モデルによる載荷実験によって明らかにするとともに、連結部の剛性が目地部ひび割れに起因して低下することから、数値解析による考察を加え、連結部の剛性評価を試みた。また、基本配置以外の桁高や桁数が異なる場合に当工法を適用した際の問題点についても、有限要素モデルによる数値解析によって明らかにした。さらに、連結 PC 鋼棒の必要本数や最適な配置についても数値解析によって検証し、これらの試験および数値解析に基づき、連結 PC 鋼棒の増加張力に着目した簡易式を提案した。

キーワード：ノージョイント化、PC ポステン T 桁、横桁連結、連結 PC 鋼棒、剛性評価、増加張力

1. はじめに

阪神高速道路公団では、走行性や環境の改善、伸縮継手部の維持管理の軽減を目的に、既設 PC ポストテンション T 桁(以下 PC ポステン T 桁という)に対するノージョイント化の方法として、横桁連結工法の開発を進めている(図-1-1)。これは、隣接する既設 PC 橋梁の目地遊間部にモルタルを充填し、端横桁間に配置した PC 鋼棒にプレストレスを導入して連結する工法であり、既往の連結工法に比べ、施工が簡便になる。これまでに、横桁耐力の確認実験や、繰返し載荷実験¹⁾によって、実用の可能性や連結後の疲労特性を明らかにしてきた。本稿では、連結部の設計手法の

確立を目的とした、実験的研究、および数値解析について報告する。

2. 主桁・横桁接触面のせん断耐力確認実験

2-1 実験内容

既設の PC ポステン T 桁に横桁連結工法を用いる場合、図-2-1に示すとおり、連結後の温度変化や活荷重による外力に対する、主桁と連結 PC 鋼棒によって拘束された端横桁との接触面におけるせん断耐力の把握、および接触面の挙動の評価が重要である。そこで、図-2-2に示すとおり、実橋の概ね 1/2 にスケールダウンした接触面 (200×400 mm) を確保した供試体による静

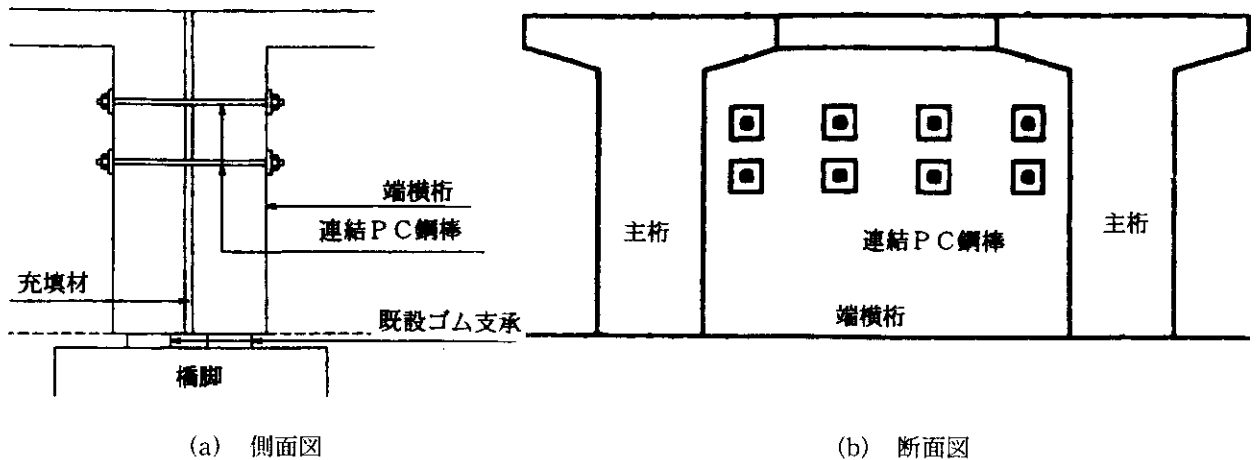


図-1-1 横桁連結工法の概念図

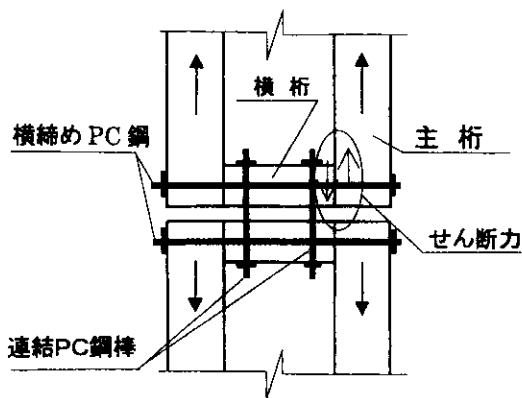


図-2-1 主桁と横桁との接触面のせん断力

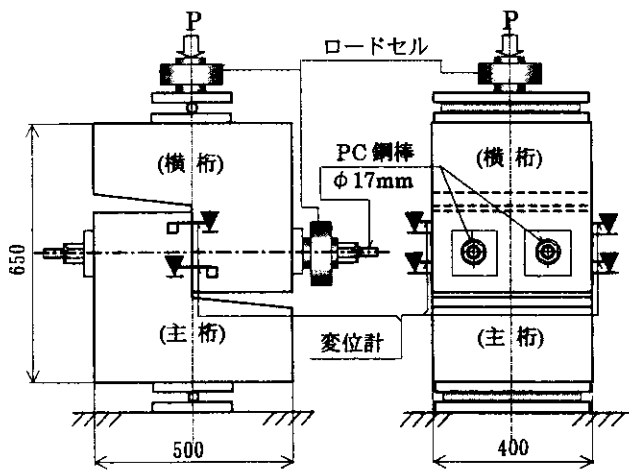


図-2-2 実験供試体および荷荷方法

的荷荷実験を行った。供試体の製作においても、実橋の接触面の打設条件を一致させるため、先に主桁を想定した設計基準強度 $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを打設し、後に横桁を想定した $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ のコンクリートを直接打設した。

また、横締めプレストレスの影響については、PC鋼棒 $\phi 17 \text{ mm}$ を用いて表-2-1に示すとおりプレストレス量を変化させて検討した。

表-2-1 供試体とプレストレス量

| 供試体 No. | プレストレス量(kN) | 供試体数 |
|---------|-------------|------|
| ① | 40.0 | 1 |
| ② | 80.0 | 1 |
| ③ | 120.0 | 1 |
| ④ | 160.0 | 1 |
| ⑤ | 200.0 | 1 |

2-2 実験結果および考察

図-2-3には、実験で得られた各供試体の最大せん断耐力、およびプレストレス量の関係を示す。同図には、コンクリート標準示方書に示されている設計せん断伝達耐力式²⁾から算定した $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ の場合のせん断耐力も併せて示した。

同図より、プレストレス範囲内において、接触面の摩擦係数と考えられる近似直線の傾きは、設計せん断耐力式にほぼ一致し、ACI 318³⁾およびAASHTO⁴⁾の目荒らし無しの場合の摩擦係数 $\mu = 0.6$ 程度であることを確認した。また、接触面の破壊状態は、全供試体において、先に打設した $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ の供試体表面の2~3mm部分が、後に打設した $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ の供試体側に付着していたことから、接触面のせん断耐力は、摩

擦力よりも、コンクリートの付着力が支配的であることがわかった。

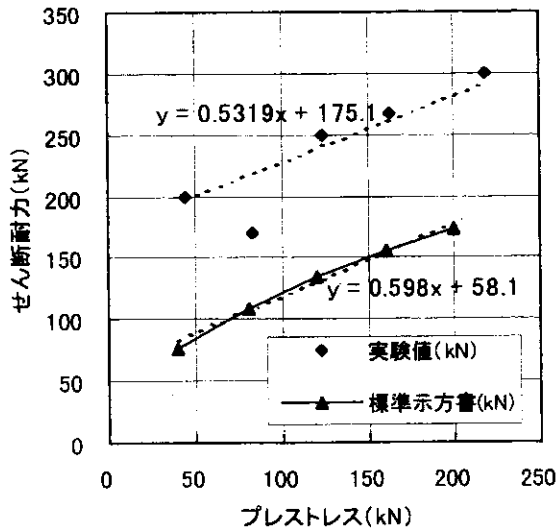


図-2-3 セン断耐力およびプレストレス

3. 連結後の主桁挙動確認実験

連結後の主桁および連結目地部の挙動、ならびに連結効果については、主桁モデルによる載荷試験、および数値解析によって、定量的に把握することとした。

3-1 実験内容

載荷実験に用いた供試体寸法は、図-3-1に示すとおり、橋長25m程度のPCポステンT桁の1/2スケールに設定した。実験供試体の製作にあたっては、2体の試験体を並べて目地部に無収縮モルタルを打設し、表-3-1の実験内容に示すとおり、連結PC鋼棒のプレストレス量およびグラウトを変化させた。また、載荷は、油圧ジャッキを用いてスパン中央部のみを対象とし、最大荷重は、B活荷重全載荷時に相当する $P=140$ kNとした。

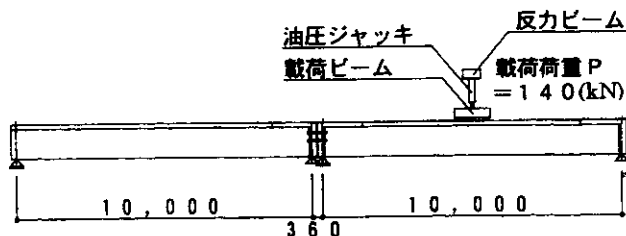


図-3-1 実験供試体

表-3-1 実験内容

| 実験 No. | 実験内容 |
|--------|---------------------------|
| 実験 1 | 1-1 単純桁の載荷による主桁性状確認 |
| | 2-1 連結PC鋼棒張力10kN(グラウト無し) |
| 実験 2 | 2-2 連結PC鋼棒張力50kN(グラウト無し) |
| | 2-3 連結PC鋼棒張力100kN(グラウト無し) |
| | 2-4 連結PC鋼棒張力50kN(グラウト有り) |
| 実験 3 | 2-5 連結PC鋼棒張力100kN(グラウト有り) |
| | 3-1 終局荷重載荷 |

3-2 実験結果および考察

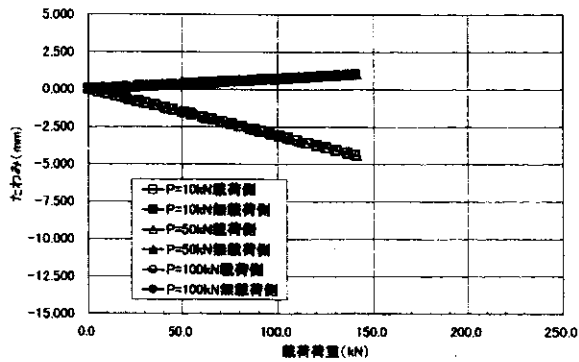
(1) 主桁および連結目地部の挙動

図-3-2に、連結PC鋼棒のプレストレス量を変化させた場合の、載荷荷重とたわみとの関係を示す。同図(a)のグラウト無しの場合、連結PC鋼棒のプレストレス量の変化によるたわみへの影響がほとんど確認されず、載荷側および無載荷側のスパンともに同様の傾向であった。一方、同図(b)のグラウト有りの場合は、無載荷側スパンのたわみが、プレストレス量の増加に伴い大きくなったことから、グラウトの有無が、連結効果に影響することを確認した。

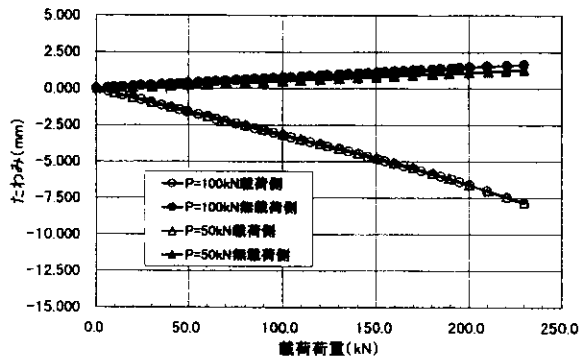
そこで、連結部の挙動を把握するため、グラウト有りの場合のたわみの実験値と、連結部剛性を主桁剛性100%の連続梁としてフレーム解析により算定した値とを、図-3-4のとおり比較した。同図より、載荷側スパンのたわみは、算定値に比べ実験値が大きく、無載荷側スパンにおいては、逆の傾向が見られた。また、算定値と試験値との差は、無載荷側スパンの方が顕著であった。この要因として、連結部の剛性が、目地部のひび割れ発生に伴い低下したことが考えられ、プレストレス量によらず、完全剛性は期待できないことを確認した。

(2) 連結部の剛性評価

先述の結果を踏まえ、連結部の剛性を評価するために、剛性を順次変化させたモデルによるフレーム解析を実施した。表-3-2には、プレストレス量 $P=100$ kNの場合の剛性低下モデルによる算定たわみ、および実験結果を示す。同表よ



(a) グラウト無しの場合



(b) グラウト有りの場合

図-3-3 載荷荷重およびたわみ

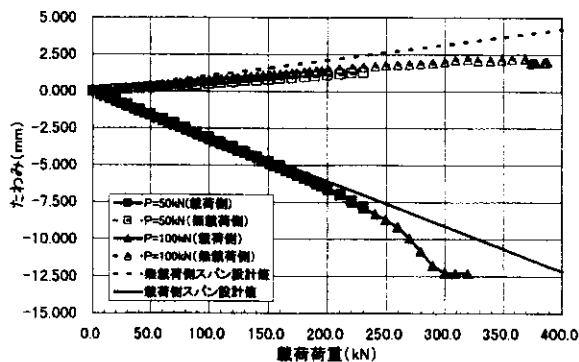


図-3-4 実験値および算定たわみの比較

り、連結部剛性は、載荷側スパンで評価した場合に40~10%、反対側スパンで20~10%となり、B活荷重フル載荷相当の140 kNに着目し、本工法で用いる連結部剛性は20%とした。

表-3-2 算定および実験たわみの比較

| 載荷荷重(kN) | | 計算たわみ(mm) | | | | | 実験たわみ |
|----------|------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | 剛性率(%) | | | | | |
| | | 50 | 40 | 30 | 20 | 10 | |
| 70 | 載荷側 | -2.16 | -2.18 | -2.20 | - | - | -2.18 |
| | 無載荷側 | - | - | - | 0.61 | 0.50 | 0.52 |
| 140 | 載荷側 | - | - | - | -4.50 | -4.71 | -4.53 |
| | 無載荷側 | - | - | - | 1.22 | 1.01 | 1.03 |

4. 適用範囲の拡大検討

これまでは、横桁連結工法の適用範囲として、「桁高が隣接桁と同一」、あるいは「主桁配置が隣接径間と同一」等の制約があった。ここでは、既設橋梁の状況を考慮して、桁高が隣接桁と異なる場合(以下「桁高違い」という)、および主桁軸線が隣接径間と異なる場合(以下「桁数違い」という)に対して、横桁連結工法を適用した場合の影響を把握するため、FEM解析を実施し、数値的に説明することとした。

4-1 解析モデル

解析モデルの作成にあたり、桁高違いは、図-4-1(a)に示すとおり、既設路線の最大桁高比(図-4-1(a)で $h_1/h_2=0.72$)を考慮して決定した。また、桁数違いは、桁軸線のずれ量が最大の場合で、桁間中心に隣接径間の軸線がある場合(同図(b))と、相互の桁のウェブ外縁が接する場合(同図(c))とした。また、接合条件として、主桁および横桁は剛結、目地部はGAP要素とし、引張力には抵抗しないように評価した。表-4-1に解析モデルを、図-4-2に接合部モデルを示す。

4-2 解析上の着目点

解析にあたっては、桁高違いおよび桁数違いのそれぞれの構造上の特性を考慮して、以下の点に着目した。桁高違いは、活荷重載荷時の主桁の回転変位による桁接触面の応力集中(図-4-1(a)中のA部)、およびスパン長の差による負の曲げモーメント領域の変化について確認することとした。また、桁軸が一致している場合の曲げモーメントの伝達は、連結PC鋼棒によって一体となった横桁を介して行われる。このとき、圧縮応力の合力は、主桁の下縁で伝わり、引張応力は連結鋼棒により伝達される。一方、桁軸がずれている場合は、圧縮応力の合力が主桁から横桁に伝達されるため、主桁および横桁、ならびに主桁・横桁の接触面に発生する応力状態について確認することとした。

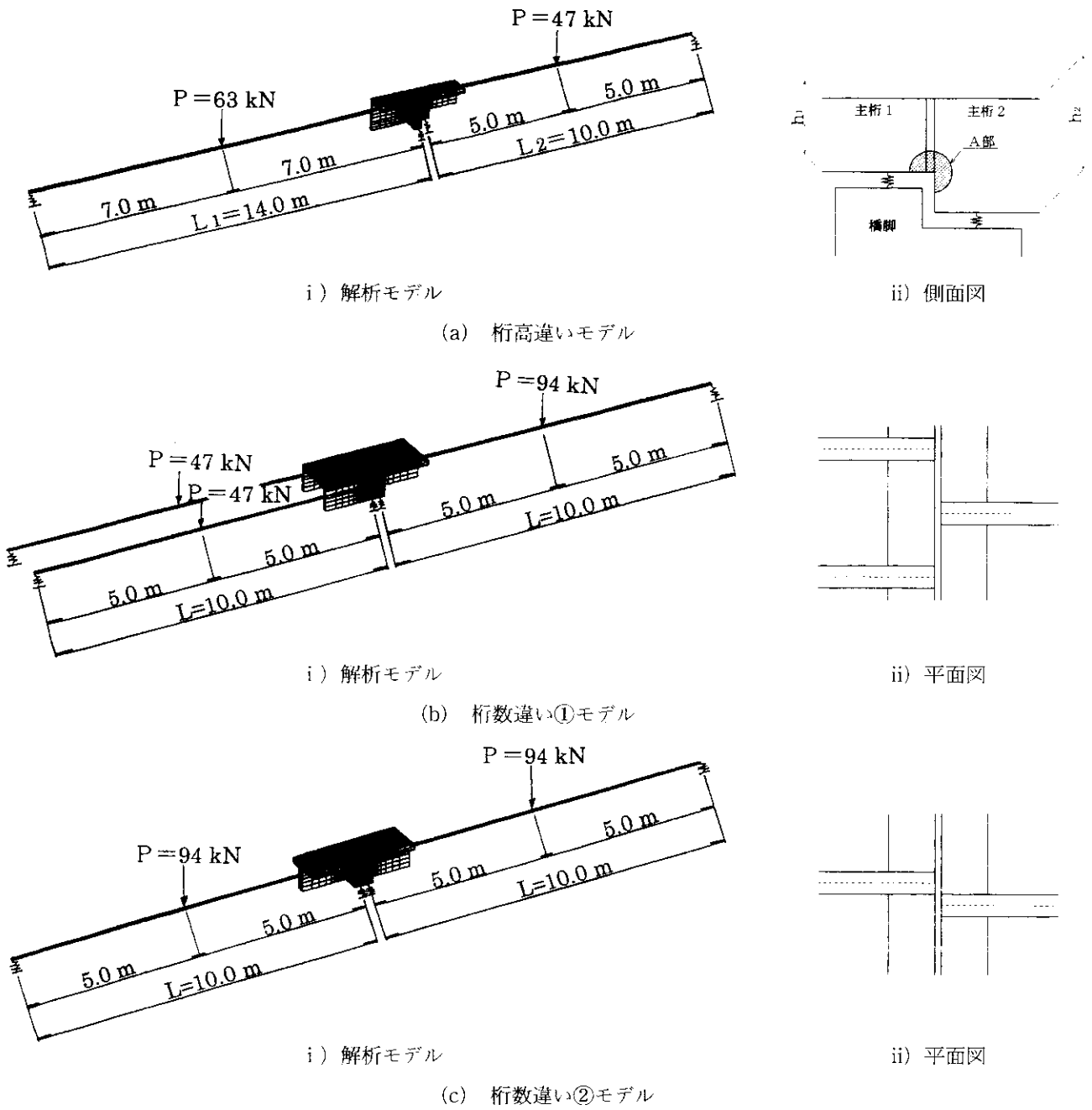


図-4-1 FEM 解析モデル

表-4-1 解析条件

| 解析ケース | | 桁高違い | 桁数違い ① | 桁数違い ② |
|---------------|-----|------------------------------|-----------|-----------|
| 支間長 (m) | 短径間 | 10.0 | 10.0 | 10.0 |
| | 長径間 | 14.0 | | |
| 桁高 (m) | 短径間 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| | 長径間 | 1.1 | | |
| 主桁・目地部境界条件 | | GAP要素 (引張力に抵抗しないよう評価した要素) | | |
| 主桁・横桁 境界条件 | | 剛結 (一体) | | |
| 連結 PC 鋼棒 | | 8本/径間 | | |

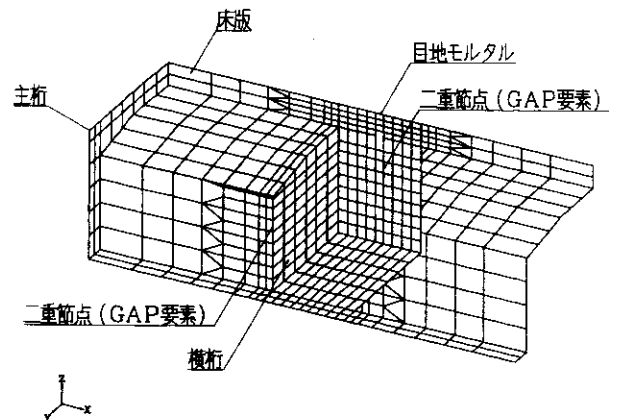


図-4-2 接合部モデル

4-3 解析結果および考察

(1) 桁高違い

まず、図-4-3に、桁高違いの場合のFEM解析結果のうち、支点上の直応力度の分布を示す。直応力度は正が引張、負が圧縮を表し、桁高0位置は、桁高差の生じる位置である。

接触面に生じる最大圧縮応力度は、目地部中央

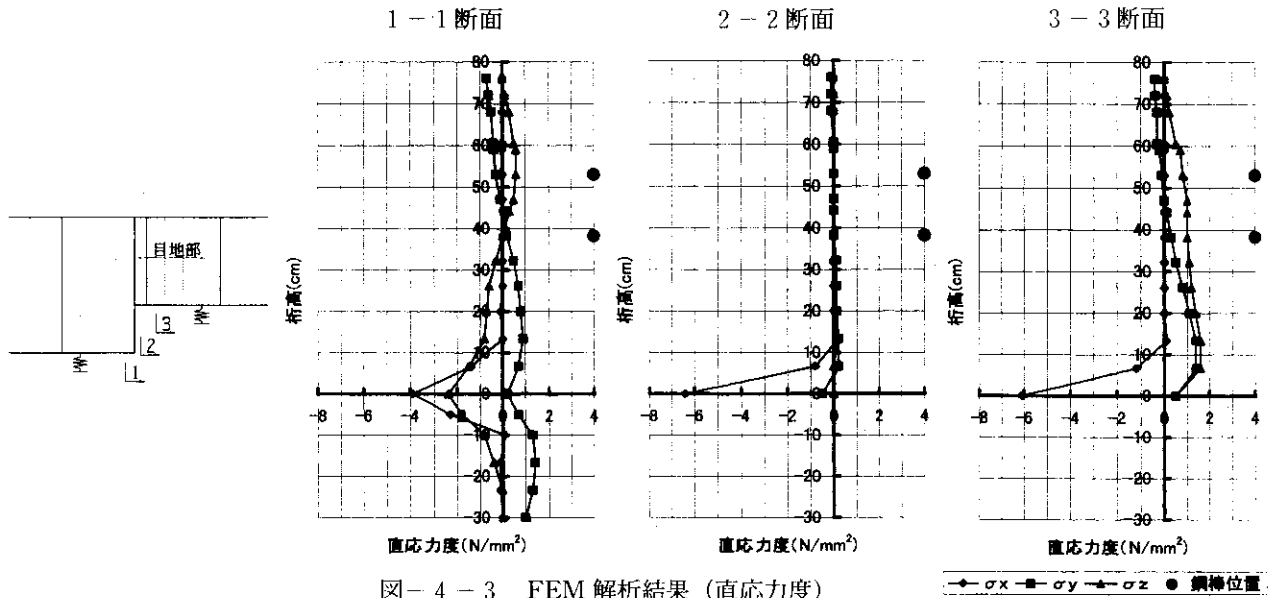


図-4-3 FEM解析結果(直応力度)

つぎに、図-4-4に、桁高違いの曲げモーメント分布を示す。同図より、負の曲げモーメントの分布は、両スパンの剛性差から、片持ち梁の先端を支持した一次不静定構造のそれに近づき、短スパン側の負曲げ領域が長スパン側に比べて広がったが、先述3-2(2)に従い、連結部剛性を主桁剛性の20%としてフレーム解析を実施したところ、1%程度の誤差で評価できることを確認し、負曲げ領域の拡大による影響は小さいことを確認した。

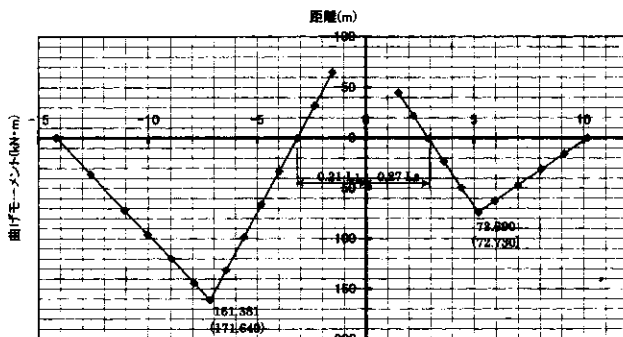


図-4-4 曲げモーメント分布

(2-2断面)で、許容支圧応力度 12.0 N/mm^2 に対して 6.4 N/mm^2 であった。また、圧縮力、および連結PC鋼棒による回転変位の拘束に起因して、 σ_y, σ_z いずれも引張応力度(最大 1.6 N/mm^2) が確認されたが、許容引張応力度程度であり、接触面への影響は小さいと考えられる。

(2) 桁数違い

表-4-2に、桁数違いの場合のFEM解析結果のうち、主桁および横桁の最大引張応力度、ならびに主桁・横桁接触面の最大ずれせん断応力度を示す。同表より、桁数違い①において、主桁部に、 2.1 N/mm^2 の引張応力度が発生しているが、既設端横桁の横締めプレストレスの効果 (0.5 N/mm^2 程度) を加味すると、許容引張応力度程度となり、影響は小さいと考えられる。また、同モデルにおいて、主桁・横桁接触面に、最大 1.6 N/mm^2 のずれせん断応力度が発生しているが、2-2で得た主桁・横桁接触面のコンクリートの付着力 ($175 \text{ kN} \div 0.08 \text{ m}^2 \approx 2.0 \text{ N/mm}^2$) 以下であることを鑑み、影響は小さいと考えられる。

表-4-2 FEM解析による最大発生応力度

| 解析ケース | 最大引張応力度 (N/mm^2) | | 主桁・横桁接触面の最大ずれせん断応力 (N/mm^2) |
|-------|-----------------------------|------|--|
| | 主桁 | 横桁 | |
| 桁数違い① | 2.16 | 1.05 | 1.60 |
| 桁数違い② | 1.28 | 0.54 | 1.20 |

5. 連結部の設計手法の検討

5-1 最適な配置に関する検討

(1) 解析概要

連結部の設計断面力に対する連結 PC 鋼棒の必要本数、および最適な配置を把握するために、図-5-1 に示すモデルを用いて FEM 解析を行った。

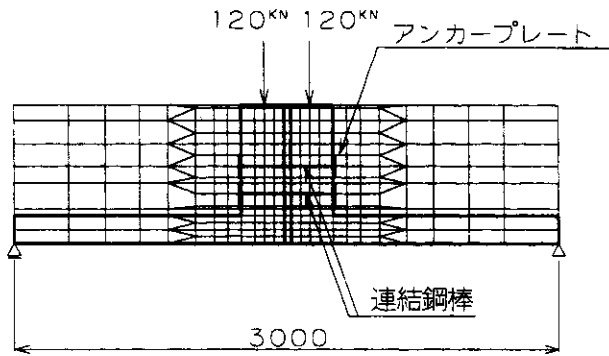
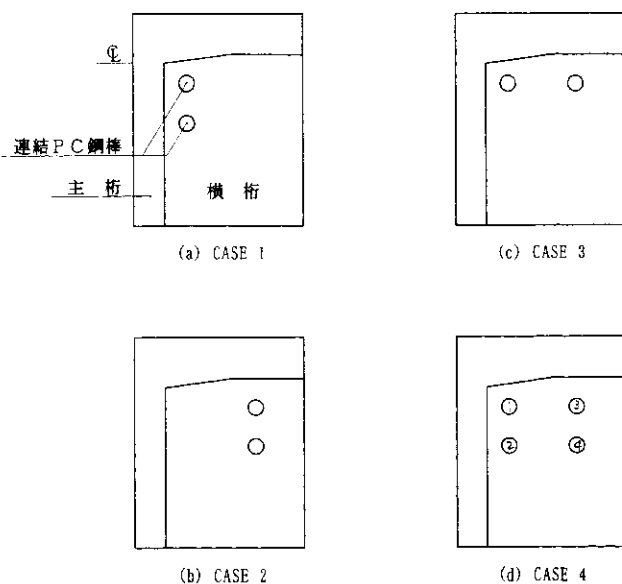


図-5-1 FEM 解析モデル

解析ケースは、図-5-2 に示すように、連結 PC 鋼棒 2 本を縦列配置した場合で、主桁ウェブに近いものを CASE 1、遠いものを CASE 2、同じく 2 本を横列配置した CASE 3、および 4 本配置した CASE 4 の 4 ケースとした。なお、接合条件は、4-1 で述べたとおりとした。



※ PC 鋼棒の位置は (d) を代表に示す
図-5-2 解析ケース

(2) FEM 解析結果および考察

表-5-1 には FEM 解析結果を示す。同表より、以下のことがわかる。

- ① CASE 1 および 2 を比較して、各解析値に差がないことから、主桁からの離れの影響は小さい。
- ② CASE 3 のように偏心を大きく取る方が、剛性が大きくなり開口量の抑制等に有利である。
- ③ CASE 3 および 4 の解析値に差がないことから、鋼棒本数を低減できることを確認した。

表 5-1 FEM 解析結果

| CASE No. | 1 | 2 | 3 | 4 |
|-------------------------------------|------------------|------------|------------------|------------------|
| たわみ (mm) | 0.93 | 0.99 | 0.76 | 0.72 |
| 剛性 (%) | 8.0 | 7.5 | 9.8 | 10.5 |
| 開口量 (mm) | 0.521 | 0.619 | 0.389 | 0.355 |
| 日地コンクリート 応力 (N/mm ²) | 13.3 | 12.7 | 10.6 | 10.0 |
| 鋼棒増加 張力 (kN) | ① 88.1 ② 37.5 | ③ - ④ - | ① 87.2 ② 34.1 | ③ 60.9 ④ - |
| | | | ① 54.0 ② - | ③ 52.1 ④ 14.2 |

5-2 連結部の設計手法の検討

横桁連結工法は、フレキシブルピア方式を前提とした不静定構造へと構造系が変化するため、温度変化による主桁の伸縮が橋脚によって弾性拘束され、上・下部工に断面力が発生する。連結 PC 鋼棒は、この温度変化により発生する軸力に加え、活荷重による負の曲げモーメントに抵抗するものとして設計することから、連結部の簡易な設計法が求められる。そこで、これまでに得られた知見から、以下の提案を試みる。

(1) 簡易モデルの提案

連結部の負の曲げモーメント M は、連結 PC 鋼棒の増加張力で抵抗するものと仮定し、図-5-3 に示すモデルを提案する (以下ブロックモデル

と称す)。なお、負の曲げモーメント M は、連結部剛性を 3-2 (3) で述べたとおり、主桁剛性の 20% として算定するものとする。

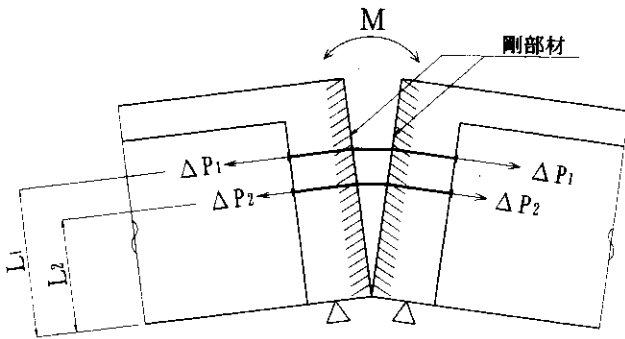


図-5-3 ブロックモデル

本モデルは、連結部を剛部材とし、圧縮縁をヒンジとして仮定した場合に、活荷重による負の曲げモーメント M に対して、連結 PC 鋼棒の増加張力 ΔP 、および圧縮力 C の偶力で抵抗するものとしている。すなわち、

$$M = \Delta P_1 \times L_1 + \Delta P_2 \times L_2$$

ここに、

ΔP_1 : 最上段の連結 PC 鋼棒の増加張力

ΔP_2 : 二段目の連結 PC 鋼棒の増加張力

L_1 : 最上段の連結 PC 鋼棒位置から下端までの高さ

L_2 : 二段目の連結 PC 鋼棒位置から下端までの高さ

一方、連結 PC 鋼棒の増加張力は以下で表すことができる。

$$\Delta P_1 = M \times L_1 \times A_1 / I$$

$$\Delta P_2 = M \times L_2 \times A_2 / I$$

ここに、

I : PC 鋼材のみの断面二次モーメント

$$(I = A_1 \times L_1^2 + A_2 \times L_2^2)$$

A_1, A_2 : PC 鋼材の断面積

(2) ブロックモデルの妥当性評価

表-5-2 に、5-1 で述べた CASE 1 ~ 4 に対する、ブロックモデルによる PC 鋼棒増加張力の試算結果、および FEM 解析結果を示す。

同図より、ブロックモデルで算出した PC 鋼棒増加張力は、全てのケースにおいて、FEM 解析値に対して安全側に評価出来ることを確認した。なお、これらの誤差について、PC 鋼棒の径が変化しない範囲であることを鑑み、PC 鋼棒の設計張力は、以下のとおり算出することとした。

$$P_e + P_{tem} + P_1 \text{ (または } P_2) \leq P_a$$

ここに、

P_e : 初期導入力

P_{tem} : 温度変化による引張力

P_a : PC 鋼棒の許容引張力

表-5-2 ブロックモデルによる試算結果

| | | 単位 | CASE 1 | CASE 2 | CASE 3 | CASE 4 |
|-------------------|-------|----------------|--------|--------|--------|--------|
| ブロックモデル | M | kNm | 166.80 | 166.80 | 166.80 | 166.80 |
| | L_1 | m | 0.48 | 0.48 | 0.48 | 0.48 |
| | L_2 | m | 0.34 | 0.34 | - | 0.34 |
| | I | m ⁴ | 0.35 | 0.35 | 0.23 | 0.35 |
| | P_1 | kN | 233.17 | 233.17 | 172.67 | 233.17 |
| | P_2 | kN | 161.73 | 161.73 | - | 161.73 |
| FEM 解析値 | P_1 | kN | 176.20 | 174.40 | 114.90 | 194.40 |
| | P_2 | kN | 75.00 | 68.20 | - | 63.00 |
| ブロックモデル/FEM P_1 | | | 1.32 | 1.34 | 1.50 | 1.20 |
| ブロックモデル/FEM P_2 | | | 2.16 | 2.37 | - | 2.57 |

(3) 開口量の提案

連結目地部の開口量は、連結 PC 鋼棒の増加張力による鋼棒のひずみから算出するものとする。すなわち、次式により求める。

$$w = (H/L_1 \times L) [\sigma_{pc}/E_p] \leq w_a$$

ここに、

w：連結目地部の開口量

H：桁高

L：連結鋼棒の自由長。平成 10 年度に実施した試験施工（堺線）における開口量の実測値から、安全側の評価となるよう、ここでは $L = \text{鋼棒径 } \phi \times 3$ に設定した。

σ_{pc} ：上段の PC 鋼棒応力度の増加量

E_p ：PC 鋼棒のヤング係数

w_a ：許容開口量。コンクリート標準示方書に準じ $w_a = 0.2 \text{ mm}$ とする。

表 5-3 には、実スケールの構造諸元に基づいたブロックモデルによる PC 鋼棒の増加張力、および開口量の試算結果を示す。試算モデルは、7 主桁の PC 桁を想定した標準タイプ、桁高、および桁数違いとした。また、平成 10 年度に実施した堺線（標準）、および平成 11 年度に実施した守口線（桁高違い）における試験施工モデルも対象とした。経済性、および 5-1 で述べた PC 鋼棒の効果的な配置を踏まえ、同表には、PC 鋼棒の径および本数を許容値内で変化させた場合の結果のみを記述した。同表より、PC 鋼棒は、桁高違い以外の全てのモデルについて、一桁間あたり上段に 4 本、下段に 0～2 本で、許容引張力および連結目地部の開口量を満足した。なお、開口量については、堺線の試験施工で実施した載荷試験時の実測値（0.11 mm）と比較して、安全側の評価であり、引き続き、守口線の試験施工についても、モニタリングを行い、本提案の妥当性を検証する予定である。

6. 結論

既設 PC ポステン T 桁を対象とした横桁連結工法の連結部に着目した実験的研究、および数値解析によって、以下の結論を得た。

- ① 連結後の温度変化に伴う既設主桁と横桁との接触面におけるせん断耐力は、横締めプレストレス量を変化させた再現モデルによる載荷実験結果から、設計せん断伝達耐力式による算定値を上回ることを確認した。また、接触面の摩擦係数 μ は、ACI および AASHTO の目荒らし無しの場合の摩擦係数 $\mu = 0.6$ とほぼ一致した。さらに、破壊状況から、接触面のせん断耐力は、摩擦係数よりコンクリートの付着耐力が支配的であることを確認した。
- ② 連結後の主桁および目地部の挙動については、連結 PC 鋼棒のプレストレス量およびグラウトを変化させた 1/2 梁モデルによる載荷実験により、グラウトの有無が連結効果に影響することを確認した。また、主桁たわみの実験値とフレーム解析による理論値との比較から、連結部は完全剛性ではなく、目地部ひび割れに起因した剛性の低下によって、主桁剛度の 20% 程度であることを見出した。
- ③ 実構造物に鑑み、桁高の違う箇所、および桁数が異なる箇所に横桁連結工法を適用した際の影響を数値的に把握するために、FEM 解析を実施し、応力集中等の影響は小さく、適用に問題はないことを確認した。
- ④ 連結 PC 鋼棒の配置による影響を数値的に把握するため、FEM 解析を実施した結果、上段に 2 本横列配置したケースが 4 本配置したケースと同等の効果を有することを確認した。
- ⑤ 連結部を剛部材・圧縮縁をヒンジとし、負の曲げモーメントに、連結 PC 鋼棒の増加張力で抵抗するとしたブロックモデルを仮定し、PC 鋼棒の増加張力および目地部開口量の算定式を提案した。

表-5-3 ブロックモデルによる試算結果

| | | | 標準モデル | 桁高違い | 桁数違い | 塀線モデル (標準) | 守口線モデル (桁高違い) |
|--------------|-----------------|-------------------|-----------|-----------|-----------|---------------|------------------|
| 桁本数 | | | 7 | | | 8 | 7 |
| 上段 PC 鋼棒の本数 | N_1 | 本/桁間 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 下段 PC 鋼棒の本数 | N_2 | 本/桁間 | 2 | 4 | 2 | 0 | 0 |
| PC 鋼棒径 | ϕ | | 26 | 32 | 26 | 26 | 23 |
| 曲げモーメント | M | kN・m | 5869.21 | 7871.52 | 5869.21 | 4719.01 | 3533.00 |
| 軸力 | N | kN | 1176.00 | 1176.00 | 1176.00 | 1372.00 | 1613.00 |
| 桁高 | H | m | 1.60 | 1.60 | 1.60 | 1.50 | 1.58 |
| 自由長 | L | m | 0.08 | 0.10 | 0.08 | 0.08 | 0.07 |
| 上段 PC 鋼棒迄の距離 | L_1 | m | 1.06 | 1.06 | 1.06 | 1.10 | 1.13 |
| 下段 PC 鋼棒迄の距離 | L_2 | m | 0.76 | 0.76 | 0.76 | 0.80 | 0.70 |
| PC 鋼棒の断面積 | A | m ² | 5.31 E-04 | 8.04 E-04 | 5.31 E-04 | 5.31 E-04 | 4.15 E-04 |
| PC 鋼棒のヤング係数 | E_p | kN/m ² | 2.00 E+08 | 2.00 E+08 | 2.00 E+08 | 2.00 E+08 | 2.00 E+08 |
| 断面二次モーメント | I | m ⁴ | 0.018 | 0.033 | 0.018 | 0.018 | 0.013 |
| 上段PC鋼棒の増加張力 | ΔP_1 | kN/本 | 183.14 | 203.63 | 183.14 | 153.21 | 130.27 |
| 下段PC鋼棒の増加張力 | ΔP_2 | kN/本 | 132.00 | 146.77 | 132.00 | - | - |
| 温度変化+余裕量 | $P_{tem} + P_e$ | kN | 65.33 | 49.00 | 65.33 | 114.33 | 134.42 |
| 上段PC鋼棒の設計張力 | ΣP_1 | kN | 248.47 | 252.63 | 248.47 | 267.55 | 264.69 |
| 下段PC鋼棒の設計張力 | ΣP_2 | kN | 197.33 | 195.77 | 197.33 | - | - |
| PC 鋼棒の許容引張力 | P_a | kN | 350.39 | 530.76 | 350.39 | 350.40 | 274.23 |
| 連結目地部の開口量 | w | mm | 0.20 | 0.18 | 0.20 | 0.15 | 0.15 |
| 許容開口量 | w_a | mm | 0.20 | | | | |

参考文献

- 1) 林, 川村他: 横桁連結工法における連結部の疲労実験: PC 技術協会第 9 回シンポジウム論文集, 1999.10
- 2) コンクリート標準示方書 [平成 8 年制定] 設計編; 土木学会
- 3) Building Code Requirements for Structural Concrete (AC 2318-95) and Commentary (ACI 318 R-95), 1996
- 4) Standard Specifications for Highway Bridges. 15 th Edition, 1992