

二枚壁式橋脚によりラーメン剛結化を行った富士川第一橋の計画・設計

| | |
|--------------------|-------|
| 八千代エンジニアリング(株) 正会員 | 渋谷 智裕 |
| 中日本高速道路(株) | 黒田 健二 |
| 中日本高速道路(株) | 萩原 直樹 |
| 八千代エンジニアリング(株) 正会員 | 横田 敏広 |

1. はじめに

富士川第一橋は、中部横断自動車道の静岡県と山梨県のほぼ県境に位置し、1級水系である富士川水系富士川、山梨県道大向・富士線の上空約70mを跨ぐ計画である。架橋地点は谷地形であるため、側径間は低橋脚、中央部では高橋脚の橋梁となり、橋脚高さが極端に異なるため橋梁の全体バランスを意識した構造形式の検討が必要であった。

本稿はその構造特性から二枚壁式橋脚の採用に至った経緯とその設計について報告を行うものである。



図-1 富士川第一橋位置図

2. 橋梁概要

業務名：中部横断自動車道 富士川第一橋基本詳細設計

橋梁位置：山梨県 南巨摩郡南部町 福土地内

発注者：中日本高速道路株式会社 東京支社

構造形式：PC5径間連続波形鋼板ウェブラーメン箱桁

設計荷重：B活荷重

橋長：546.0m

支間長：83.6m+3@126.0m+81.6m

縦断勾配：4.000%

横断勾配：2.500% ~ 3.500%

平面線形：R=2600m ~ A=600 ~ R=1200m

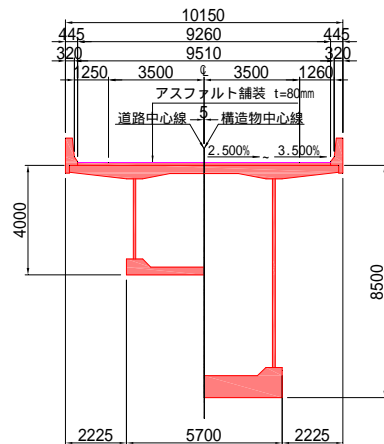


図-2 上部工断面図

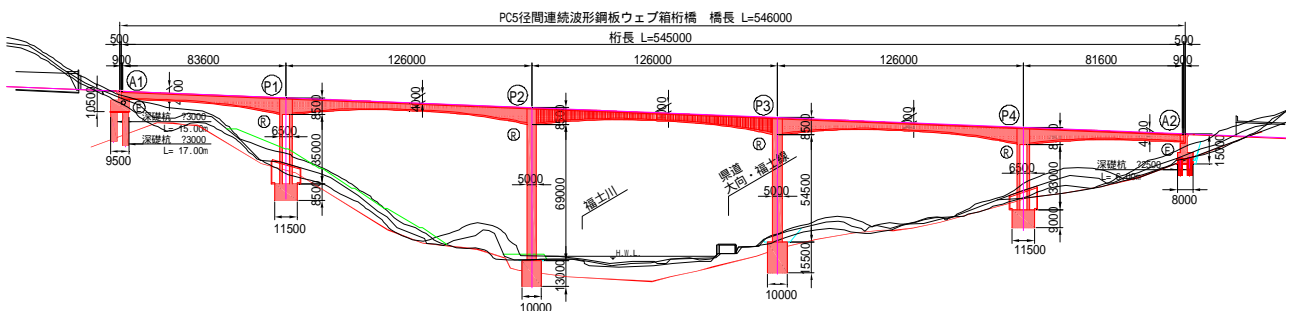


図-3：富士川第一橋橋梁一般図

3. 富士川第一橋の橋梁計画

3.1 径間数の検討

富士川第一橋は交差物件としての富士川、県道の上空約70mを跨ぎ、端部が比較的なだらかな傾斜となっていることから橋脚高さは30m～70m程度となる。径間数は一般的に橋脚高さの1.0～1.5倍程度の支間が経済的となる¹⁾ことから、橋長546m/代表橋脚高さ70m/(1.0～1.5) = 7.8～5.2から、5径間～7径間が経済的な支間割となる。また、一方でほぼ中央に富士川が幅80mで横断しているため、径間割としては奇数径間となることから、5径間と7径間について比較検討を行った。検討の結果、5径間案が経済性、施工性、維持管理性で優れる結果となり5径間案を採用した(表-1)。

表-1 径間数の比較表

| | 橋梁側面図 | 概要 | 概算工事費 | | | | | | | | | | |
|------|-----------------|---|---|-----|----------------|-----|----------------|-----|--------------|----|----------------|----|-----------------|
| 5径間案 | | <ul style="list-style-type: none"> 河川および道路により制約される支間として最大支間長は126mとする。 5径間割とする事で中間橋脚を全て剛結構造とし、支承数を削減する事で維持管理性の向上を図る。 下部工基礎工数の削減により、経済性に優れる。 | <table border="1"> <tr><td>上部工</td><td>1,989,300 (千円)</td></tr> <tr><td>下部工</td><td>1,092,400 (千円)</td></tr> <tr><td>基礎工</td><td>279,100 (千円)</td></tr> <tr><td>合計</td><td>3,360,800 (千円)</td></tr> <tr><td>比率</td><td>(1.000) (-)</td></tr> </table> | 上部工 | 1,989,300 (千円) | 下部工 | 1,092,400 (千円) | 基礎工 | 279,100 (千円) | 合計 | 3,360,800 (千円) | 比率 | (1.000) (-) |
| 上部工 | 1,989,300 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 下部工 | 1,092,400 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 基礎工 | 279,100 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | 3,360,800 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 比率 | (1.000) (-) | | | | | | | | | | | | |
| 7径間案 | | <ul style="list-style-type: none"> 交差条件により決定するP3～P4径間長は121mとなる。 P5橋脚位置が沢を侵すため、沢の切り直し等の対応を要する。 側径間は固定支保工施工となり、支保工施工区間長が長く、急斜面上であり、施工性に劣る。 | <table border="1"> <tr><td>上部工</td><td>1,890,600 (千円)</td></tr> <tr><td>下部工</td><td>1,230,100 (千円)</td></tr> <tr><td>基礎工</td><td>388,500 (千円)</td></tr> <tr><td>合計</td><td>3,509,200 (千円)</td></tr> <tr><td>比率</td><td>(1.044) (-)</td></tr> </table> | 上部工 | 1,890,600 (千円) | 下部工 | 1,230,100 (千円) | 基礎工 | 388,500 (千円) | 合計 | 3,509,200 (千円) | 比率 | (1.044) (-) |
| 上部工 | 1,890,600 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 下部工 | 1,230,100 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 基礎工 | 388,500 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 合計 | 3,509,200 (千円) | | | | | | | | | | | | |
| 比率 | (1.044) (-) | | | | | | | | | | | | |

3.2 ラーメン化の検討

橋梁上部工の支持条件について、維持管理費の軽減及び橋脚に対するモーメント縮減による断面縮小の観点からラーメン剛結化が望ましく、特に高橋脚である方がそのメリットが生じる。しかしながら、本橋は地形上から決定する橋脚高さとの関係から、図-4²⁾に示すようにラーメン剛結構造の採用が厳しい状況であった。

(1) 構造物バランスの検討

まず、構造特性を把握するために予備的検討として、高橋脚であることから一般的な中空式橋脚として断面力を把握した。その結果、第3案においてもP4橋脚の死荷重時に鉄筋応力度がひび割れの発生が懸念される100kN/mm²に対して、187kN/mm²と大きく許容値を超過していた。また、この検討結果から橋軸方向剛性を低下する方が、水平力を低減でき構造的なメリットがあることが判断できた(表-2)。

(2) 水平力低減対策案の検討

次に発生断面力自体を低減させる方法として、第1案 ジャッキ使用による水平力反力調

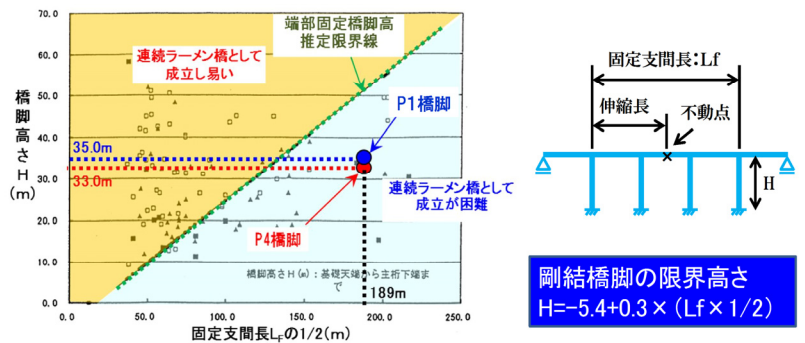


図-4 ラーメン剛結化の適用支間

表-2 中空断面の断面形状比較(P4)

| | 第1案 軸 5.0m × 径 6.0m | 第2案 軸 7.0m × 径 8.0m | 第3案 軸 4.5m × 径 9.0m |
|-----|--|---|---|
| 平面図 | | | |
| 断面力 | M kN·m: -272,000 N kN: 45,400 | M kN·m: -541,000 N kN: 52,000 | M kN·m: -298,000 N kN: 49,500 |
| 応力度 | σ_s N/mm ² : 227.0 > 100 σ_c N/mm ² : 11.3 > 10.0 | σ_s N/mm ² : 226.0 > 100 σ_c N/mm ² : 9.8 < 10.0 | σ_s N/mm ² : 187.0 > 100 σ_c N/mm ² : 9.4 < 10.0 |
| 評価 | × | × | × |

表-3 水平力低減工法比較(P4)

| | 第1案 水平反力調整工 | 第2案 内外ケーブル併用 | 第3案 内外ケーブル+カウンターウェイト |
|-----------|--|---|--|
| 概要図 | | | |
| 概略 載荷力 | P kN: 3,500 | P kN: - | P kN: 700kN(17トック) +1100kN(ワーゲン) |
| 断面力 | M kN·m: -168,300 N kN: 49,500 | M kN·m: -245,600 N kN: 49,900 | M kN·m: -156,000 N kN: 50,000 |
| 応力度 | σ_s N/mm ² : 75.5 < 100 σ_c N/mm ² : 5.8 < 10.0 | σ_s N/mm ² : 140.5 > 100 σ_c N/mm ² : 7.9 < 10.0 | σ_s N/mm ² : 64.6 < 100 σ_c N/mm ² : 5.4 < 10.0 |
| 評価 | △ | △ | × |

整工、第2案 全外ケーブル案に対して下床板に内ケーブルを使用した内外ケーブル併用案、第3案 カウンターウェイト案の3案について比較検討を行った(表-3)。

検討結果から、第1案の反力調整工も水平力の低減効果が認められたが、波形鋼板ウェブの水平反力調整工の実績が少なく、高橋脚での水平力の変位観測の誤差が大きくなることが想定された。一方、第3案は柱下端の応力は問題ないが、軸力の小さい上端において縁応力が $3\text{N}/\text{mm}^2$ 程度発生し、曲げひび割れ強度の $1.1\text{N}/\text{mm}^2$ を大きく超過していたこととアンバランスモーメントに対する二枚壁式橋脚の施工の懸念があった。そのため、第2案の不静定力が全外ケーブル案に比べ20%低減される内外ケーブル案を基本ベースとして解析を行うこととした。

(3) 二枚壁式橋脚の採用検討

上記の検討結果より、断面力の低減のためには、低橋脚(側径間)橋軸方向の剛性低下、内外ケーブル案が効果的であると判断できたが、許容値を満足させるためには十分ではなかった。そこで、更に剛性低下を図る案として二枚壁式橋脚の採用を検討した。二枚壁の構造特性としては図-5に示すように橋脚頭部において曲げ変形が発生せず、水平力が軸力成分に置き換わるため下部工への水平力を低減できる構造である。

P1,P4を中空式橋脚と二枚壁式橋脚にした場合の柱下端の断面力は、中空式橋脚：二枚壁式橋脚=(P1)512,000kN・m：30,600kN・m，(P4)499,000kN・m：30,400kN・mとなり、二枚壁式橋脚は中空式橋脚の約1割のモーメントとなった(図-6)。二枚壁式橋脚は断面力の低減効果が著しく、常時における応力も満足することから、P1,P4橋脚に2枚壁式橋脚を採用した。

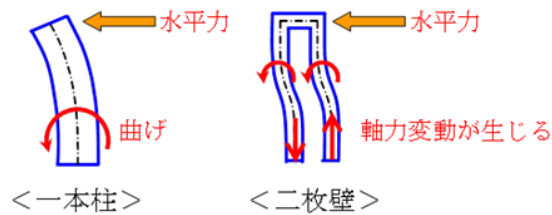


図-5 二枚壁式橋脚の構造イメージ図

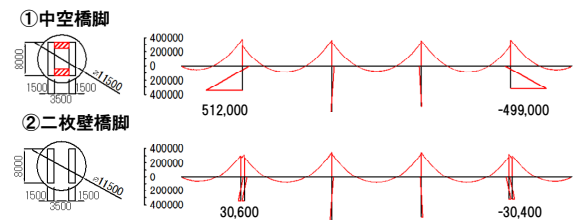


図-6 中空式橋脚と二枚壁式橋脚の断面力の比較

3.3 二枚壁式橋脚の地震時挙動

福士川第1橋は端部橋脚で40m程度、中間橋脚は70mの高橋脚である。更に剛性の低い二枚壁式橋脚の採用にあたり、固有周期は1.603sと1.5秒以上の長周期であり、L1地震時においても高次モードの影響が懸念された。そのため、L1地震時において動的解析により照査を行うこととした。結果、高次モードの影響は少なからずあるものの想定していたより小さいものであり、最大で動的解析結果/静的解析結果=98%程度(表-4)となり、安全側を考慮して設計は静的解析で行うものとした。

また、L2地震時の動的解析においては、軸力変動の影響を考慮した解析を行い、全ての柱部材について、降伏は超える部材があったものの許容回転角を満足することを確認した(図-7)。

一方、上部工構造として動的解析結果を考察すると、一般的に支間100m以上の橋梁や橋脚高さが50m以上の高橋脚を有する橋梁の場合には上部工の鉛直振幅の影響が大

表-4 L1地震時の動的解析/静的解析の比率

| | P1(外) | | | P1(内) | | | P2 | | |
|----|-------|-----|-----|-------|-----|-----|-----|-----|-----|
| | M | S | N | M | S | N | M | S | N |
| 上端 | 81% | 87% | 54% | 81% | 87% | 84% | 77% | 92% | 96% |
| 下端 | 80% | 70% | 71% | 80% | 70% | 88% | 71% | 61% | 98% |

| | P3 | | | P4(内) | | | P4(外) | | |
|----|-----|-----|-----|-------|-----|-----|-------|-----|-----|
| | M | S | N | M | S | N | M | S | N |
| 上端 | 68% | 76% | 97% | 80% | 82% | 72% | 80% | 82% | 73% |
| 下端 | 72% | 59% | 98% | 81% | 69% | 79% | 81% | 69% | 83% |

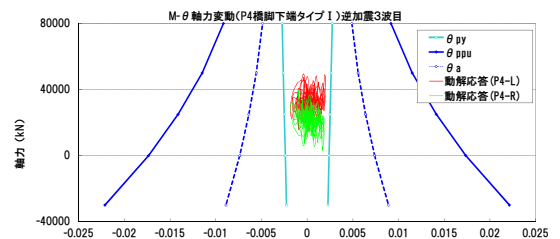


図-7 L2時軸力-回転角

福士川橋(橋脚タイプII)

1次モード $F=0.427\text{Hz}$ (Tx) (Ty)
 刺激係数 (X) 147.5233 (Y) 0.0000 (Z) -0.0047

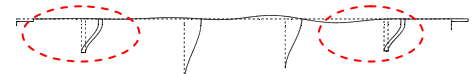


図-8 動的解析モード図

きくなり、L2地震動に対して、鉄筋やP C鋼材での耐力増加が必要となる。しかしながら、二枚壁式橋脚は橋脚頭部に回転が生じにくい構造であるため主桁に対して鉛直振幅が発生しにくく、そのため、図-8に示すように、二枚壁部分で発生応答値が小さくなり、P2-P3付近に比べ、P1、P4付近では常時で決定された鉄筋から耐震設計の結果、鉄筋径を上げる必要は生じなかった（図-9）。

【軸方向 - 下床版鉄筋配置】

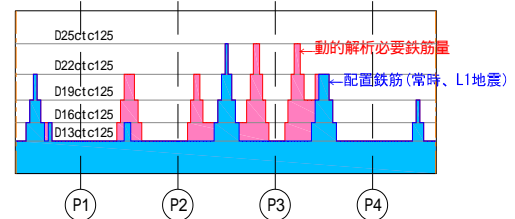


図-9 上部工補強結果

4. まとめ

以上の検討結果より、最終的には表-5に示すように、P1、P4にSD490の高強度鉄筋、 $ck=40N/mm^2$ の二枚壁橋脚の採用を行った。

また、橋脚の剛性が小さくなることによって、プレストレス導入の効率が上がったため、最大外ケーブル本数が当初外ケーブル10本から外ケーブル6本+内ケーブル6本に低減できた。

ここで、本設計を通して明らかになった二枚壁式橋脚の特性を以下に示す。

二枚壁式橋脚の採用により、橋脚の剛性が下がり、不静定水平力が低減することでラーメン剛結化の可能性が広がる。

大規模地震時に橋脚に軸力変動が生じるため、軸力変動を考慮した設計が必要である。また、剛性が低く長周期化となる場合がある。

上部工構造としては鉛直震度の発生が抑えられる構造であるとも言える。

水平剛性の低下により、ケーブルの導入効率が向上し、ケーブル本数の削減が期待できる。

表-5 二枚壁式橋脚の計算結果比較(P4)

| | 当初案 軸 4.5m × 直 9.0m | | 採用案 軸 4.5m × 直 9.0m | |
|-------|------------------------|-------------|--|-------------|
| | 平面図 | | | |
| 死荷重時 | M kN·m | -298.000 | M kN·m | -23.910 |
| | N kN | 49.500 | N kN | 17.000 |
| | σ_s N/mm^2 | 187.0 > 100 | σ_s N/mm^2 | 77.9 < 100 |
| L1地震時 | σ_c N/mm^2 | 9.4 < 10.0 | σ_c N/mm^2 | 6.2 < 10.0 |
| | M kN·m | -640.000 | M kN·m | -77.000 |
| | N kN | 49.000 | N kN | 10.000 |
| | σ_s N/mm^2 | 479.0 > 300 | σ_s N/mm^2 | 348.7 < 435 |
| | σ_c N/mm^2 | 18.8 > 15.0 | σ_c N/mm^2 | 18.2 < 20.0 |
| 評価 | × | | ○ SD490、 $\sigma_{ck}=40N/mm^2$ を採用 | |

5. おわりに

本稿は、富士川第一橋の二枚壁式橋脚の採用に至るまでの計画とその設計について報告した。

山岳地特有のよく見られる端部橋脚が低く、中央部が高い橋梁における事例として、橋長が長くラーメン化が難しい場合でも二枚壁式橋脚の採用により維持管理性にすぐれたラーメン構造の採用も可能となる。ラーメン化は維持管理だけではなく、不静定次数の高い耐震性に優れた構造物であるため、今後は二枚壁も視野に入れて検討を行う事が望ましいと考える。本計画の成果が今後の橋梁計画に少しでも参考になれば幸いである。

なお、現在は施工業者との三者協議も終え、現地では仮橋の施工段階であり、来年以降に橋脚の施工が始まる予定である。



図-10 富士川第一橋イメージ図

参考文献

- 1) 中日本高速道路株式会社：設計要領第二集，pp1-18-1-20，2012
- 2) (社)プレストレスト建設業協会：PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，pp126，1998