

# 吉浜道路 越喜来高架橋の設計

塩田 良一\*1・小松 正貴\*2・保坂 勲\*3

越喜来高架橋は、三陸縦貫自動車道の吉浜道路改築事業の一環として、普通河川浦浜川を横過するPC6径間連続ラーメン箱桁橋である。越喜来高架橋は急傾斜を有する谷合部に位置し、最大約80mの高橋脚となるため、とくに橋脚構造の耐震性、施工性、景観に配慮して橋梁計画および詳細設計を行った。あわせて、道路橋示方書・同解説V耐震設計編 平成24年3月の一部を先取りして修正設計を行い、耐震安全性の向上を図った。

本稿では、平成21年度に実施した橋梁詳細設計および平成23年度に実施した下部工修正設計より、橋梁計画および上下部工の設計について報告する。

キーワード：PC連続ラーメン箱桁橋，張出し架設，RC中空橋脚

## 1. はじめに

越喜来高架橋は、岩手県大船渡市三陸町越喜来地内において、普通河川浦浜川や市道河内線を横過するPC6径間連続ラーメン箱桁橋である。

架橋地点は、北上山地の東縁部に位置し、浦浜川の河口付近に沖積低地が、河川沿いの一部に山麓扇状の平坦地が小規模に広がる地形となっている。越喜来高架橋は、急傾斜を有する谷合部に位置し、平坦地には民家や牛舎が点在している。また、本橋は起点側の(仮称)三陸ICと終点側の吉浜トンネルにはさまれた位置にある。位置図を図-1に示す。

架橋位置の地形条件から最大82mの高橋脚となるため、とくに耐震性、上下部工の施工性、景観などに配慮して橋梁計画および詳細設計を行った。

本稿は、平成21年度に実施した橋梁詳細設計(以下、詳細設計)および平成23年度に実施した下部工修正設計(以下、修正設計)より、橋梁計画、上下部工の設計および耐震設計の概要について報告するものである。

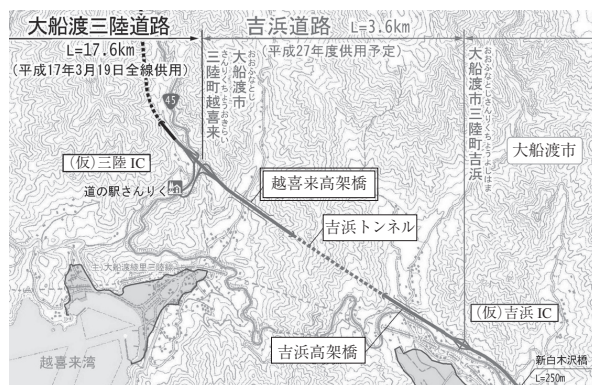


図-1 位置図

## 2. 橋梁概要

橋梁概要を下記に示し、橋梁一般図を図-2に示す。

路線名：三陸縦貫自動車道 吉浜道路  
所在地：岩手県大船渡市三陸町越喜来地内  
道路規格：第1種 第3級 B規格  
設計速度：80 km/h  
橋長：584.0 m  
支間割：64.5 m + 4@113.0 m + 64.5 m



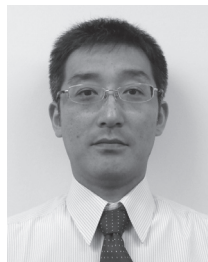
\*1 Ryoichi SHIOTA

(株)日本構造橋梁研究所  
本社 設計部



\*2 Masataka KOMATSU

(株)日本構造橋梁研究所  
本社 設計部



\*3 Isao HOSAKA

(株)日本構造橋梁研究所  
本社 設計部

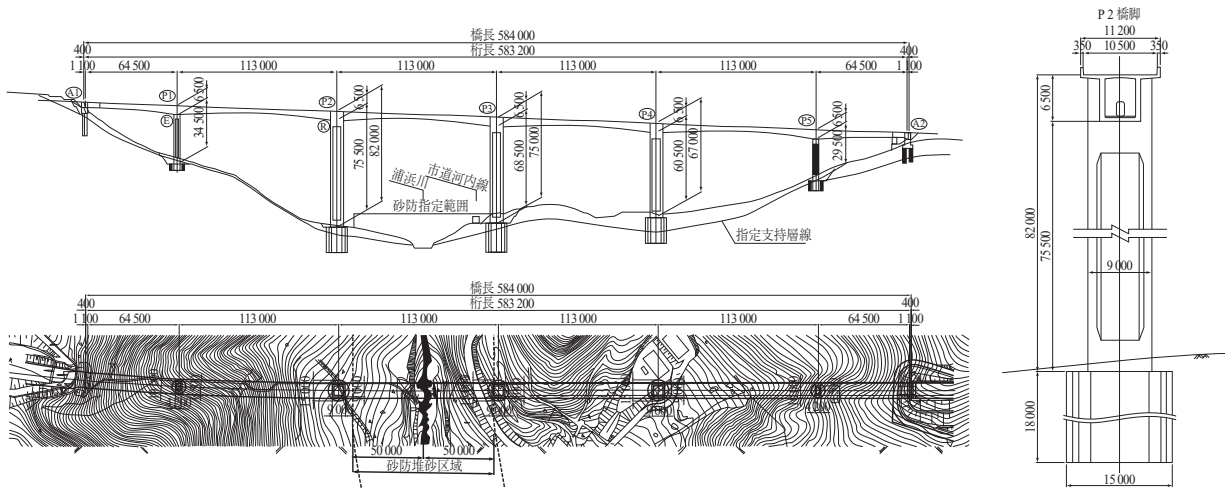


図 - 2 橋梁一般図

幅員：11.200 m (全幅), 10.500 m (有効)  
 平面線形：A = 1 000 m ~ R = 2 000 m ~ R = ∞  
 縦断勾配：3.400 % ↘  
 横断勾配：2.000 % ↙ ~ 2.000 % ↘  
 斜 角：90°  
 上部工形式：PC 6 径間連続ラーメン箱桁  
 下部工形式：逆 T 式橋台，柱式中空断面橋脚  
 基礎工形式：深礎杭（橋台），大口径深礎杭（橋脚）

### 3. 橋梁形式の選定

基本的な橋梁形式は平成 20 年度に実施された予備設計（以下、予備設計）で比較検討が実施され、最大支間 113 m を有する PC 6 径間連続ラーメン箱桁橋，張出し架設工法が選定されていた。

ここで、予備設計では橋梁上部工の構造性および施工性に着目し、理想的な隣接支間比のみで橋脚位置と支間割を決定していた。そのため、詳細設計では橋脚高の高い P2 橋脚の経済性および施工性に着目し、各支間の支間長を不均等とし、支間割を調整することで P2 橋脚高を低くできないか検討を行った。

支間割比較案を図 - 3 に示す。

- 第 1 案：PC 6 径間連続ラーメン箱桁 均等スパン割
- 第 2 案：PC 6 径間連続ラーメン箱桁 不均等スパン割
- 第 3 案：PC 5 径間連続エクストラード橋脚 不均等スパン割

第 2 案は、P3 橋脚位置を固定し、P2 ~ P3 支間長を広げることで P2 橋脚を山側に配置し、P2 橋脚高を低くする案である。P2 ~ P3 支間長はラーメン箱桁橋の一般的な適用支間長の最大値である 140 m に設定した。その結果、P2 橋脚高は 79.0 m と低くできたが、低減量はわずか 3 m であった。また、支間長の増加による上部工工事費の増加が影響し、概算工事費は第 1 案に対して約 5 % 程度上回る結果となった。

第 3 案は、6 径間案では P2 橋脚高を低くすることができないことから、エクストラード橋脚としてさらに支間長を広げ、P2 橋脚を山側に配置し、P2 橋脚高を低くする案である。エクストラード区間の支間長は張出し架

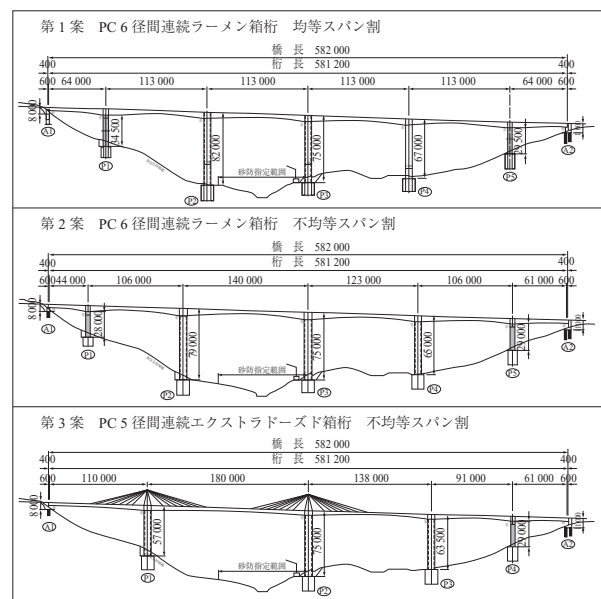


図 - 3 支間割比較案

設長のバランスより設定し 180 m とした。これにより、P2 橋脚高は 57.0 m と低くできたが、概算工事費は第 1 案に対して約 25 % 程度も上回る結果となった。

したがって、PC 6 径間案での支間長の変更による P2 橋脚高の低減量は小さく、長支間化した PC 5 径間案では経済性で大きな差が生じるため、橋脚位置および支間割は予備設計と同じ第 1 案：PC 6 径間連続ラーメン箱桁 均等スパン割を採用した。

### 4. 上部工設計

#### 4.1 ウェブ形式の検討

支間割検討の結果、最大支間が 113 m となる PC ラーメン橋を採用することとなったため、上部工重量の軽量化を目的に波形鋼板ウェブ構造の採用について検討を行った。ウェブ形式比較案を図 - 4 に示す。

波形鋼板ウェブ構造では、コンクリートウェブ構造と比較して上部工重量を約 3 % 程度軽減でき、イニシャルコス

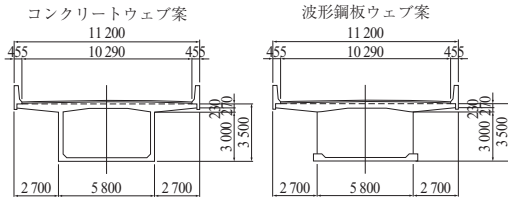


図 - 4 ウェブ形式比較案

ともほぼ同等となった。しかし、波形鋼板の塗替えの影響によりランニングコストにおいて大きな差がつき、インシヤルコストとランニングコストを合わせたライフサイクルコストでは、コンクリートウェブ構造に対して約 30 % 程度上回る事となった。

本橋梁は、海岸から約 2 km 程度の距離のため、飛来塩分による影響や積雪地域のため凍結防止剤散布の影響などにより、波形鋼板の塗替えおよび点検の頻度が多くなる事が懸念された。一方で最大橋脚高 82 m と塗装塗替えや点検が困難な箇所であることから、波形鋼板ウェブ構造は維持管理性で劣る結果となり、総合的に判断してコンクリートウェブ構造を採用した。

4.2 主方向 PC ケーブルの検討

主方向 PC ケーブルは、全内ケーブル方式および内外ケーブル併用方式について経済比較を行った。内外ケーブル併用方式では、使用ケーブルの検討も行った。

使用 PC ケーブルの比較結果を表 - 1 に示す。

表 - 1 使用 PC ケーブル比較結果

	内ケーブル	外ケーブル	ウェブ厚	経済性
全内ケーブル方式	12S15.2 348 本	—	450 mm	1.016
内外ケーブル併用方式	12S12.7 290 本	12S15.2 94 本	250 mm	1.047
	12S15.2 206 本	12S15.2 94 本	250 mm	1.005
	12S12.7 290 本	19S15.2 60 本	250 mm	1.042
	12S15.2 206 本	19S15.2 60 本	250 mm	1.000

全内ケーブル方式は、閉合ケーブルも内ケーブルとするためウェブ厚が 450 mm と厚くなる。一方、内外ケーブル併用方式は、閉合ケーブルが箱桁内空部に配置する外ケーブルのため、ウェブ厚は配筋上の取合いで決定される 250 mm と薄くでき、死荷重軽減が図れる。全内ケーブル方式は経済性でも若干劣るため、内外ケーブル併用方式を採用した。

内外ケーブル併用方式で使用する PC ケーブルの種類は、経済性でもっとも優位な組合せである、上床版内に配置する内ケーブルを 12S15.2、箱桁内空部に配置する外ケーブルを 19S15.2 とした。なお、内ケーブルが 12S12.7 の場合、上床版内に 1 段配置では配置本数が足りないため、中間支点部などで複数段配置となる。また外ケーブルが 12S15.2 の場合、箱桁内空部の全幅にケーブルが配置されるため、検査通路を確保できない。したがって、上記のもっとも経済的な組合せでは、内ケーブルを上床版内に 1 段配置でき、箱桁内空部に外ケーブルを配置しても検査通路を確保

できる点で有利となった。

5. 下部工設計

5.1 橋脚形式の検討

橋脚高が最も高く、設計断面力の大きい P2 橋脚を対象に橋脚形式の検討を行った。対象とする橋脚形式は、RC 中空橋脚 (矩形) および鋼管複合橋脚の 2 種類を対象とし、RC 中空橋脚では高強度材料を比較した。なお、橋脚断面寸法により深礎径が異なるため、深礎杭まで含めた概算工事費の比較を行った。

橋脚形式比較結果を図 - 5 に示す。

SD 345, $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$	SD 390, $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
主鉄筋 (橋軸) : D51ctc150-2 段	主鉄筋 (橋軸) : D51ctc150-2 段
主鉄筋 (直角) : D51ctc150-2 段	主鉄筋 (直角) : D51ctc150-2 段
経済性 : 1.03	経済性 : 1.00
SD 490, $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	SD 345, $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
主鉄筋 (橋軸) : D51ctc150-2 段	主鉄筋 : D51ctc150-1 段
主鉄筋 (直角) : D51ctc150-2 段	鋼管 : $\phi 1,500, t = 25 \text{ mm}$
経済性 : 1.00	経済性 : 1.20

図 - 5 橋脚形式比較結果

RC 中空橋脚と鋼管複合橋脚との比較では、概算工事費に占める鋼管工費のウェイトが大きいいため、中空橋脚と比較して約 20 % 程度上回る結果となった。

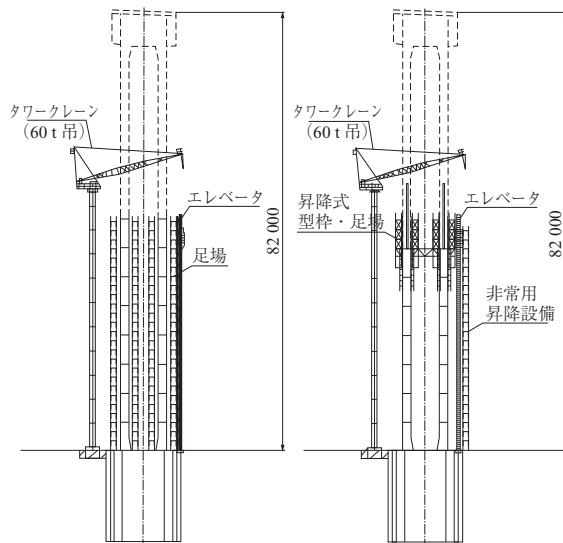
RC 中空橋脚では、高強度材料を使用して橋脚断面の縮小を図ったが、本橋の大口径深礎杭は L2 地震時の杭体降伏で決定されるため、杭径を  $\phi 14.5 \text{ m}$  よりも縮小できなかった。その結果、主鉄筋 SD 345 +  $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$  と比較して、高強度材料を使用した主鉄筋 SD 390 +  $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ 、主鉄筋 SD 490 +  $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$  はともに約 3 % 程度安価となったが、両者の経済性に大きな差異は見られなかった。

以上の比較結果より、地域性を踏まえた材料の市場性、施工性の観点から主鉄筋 SD 390、コンクリート  $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  を採用した。

5.2 高橋脚の施工検討

高橋脚となる P2 ~ P4 橋脚で RC 中空橋脚を採用したため、橋脚躯体の施工方法について検討した。積算基準などにおける総足場施工の適用範囲は構築高さ 30 m 以下である。各橋脚とも大型トラックが進入可能な工事用道路が設置され、必要となる施工ヤードは切土などにより造成可能である。

以上の条件より、比較対象とする施工方法は、① 標準工法の応用による総足場施工、② 昇降式型枠・足場工による施工の2種類とした。高橋脚施工方法比較案を図-6に示す。



① 標準工法の応用による総足場施工 ② 昇降式型枠・足場工による施工

図-6 橋脚形式比較案

比較検討は、各工種の施工方法と施工機械設備を整理し、これらを踏まえた経済性と施工日数により行った。

経済性では、材料費、揚重設備費、労務費による比較の結果、② 昇降式型枠・足場工による施工の工程短縮による揚重設備費および現場管理費の削減により、両施工方法ともほぼ差のない概算工事費となった。

施工日数は、② 昇降式型枠・足場工による施工における型枠・足場の組立解体に関する工期短縮効果が高く、① 標準工法の応用による総足場施工と比較して約1カ月の工期短縮が見込まれる結果となった。

また、① 標準工法の応用による総足場施工の採用実績はほとんどなく、施工順序、作業効率、仮設設備の安全対策などの施工検討が必要になる。さらに、足場の自重や風荷重の影響を考えると膨大な補強が必要となる可能性があった。一方で、② 昇降式型枠・足場工による施工は複数の仕様があり、おのおの特許・実用新案の登録や施工実績がある。

以上の比較検討結果より、P2～P4橋脚では② 昇降式型枠・足場工による施工を採用した。なお、② 昇降式型枠・足場工による施工では型枠と足場がリフト型の一体型になっている仕様が多いため、工事用道路とともに組立解体用の作業ヤードを各橋脚の直近に計画した。

## 6. 耐震設計

### 6.1 橋軸方向の支承条件

本橋では、高橋脚となるP2～P4橋脚を剛結構造、P1橋脚およびP5橋脚は支承構造とした。ここで、張出し架設工法により架設した支間113mの上部工支承反力は非常に大きく、支承形状が大きくなるのが事前検討で明らか

となっていた。よって、コスト縮減および維持管理の軽減を目的にP1橋脚（橋脚高 $H = 34.5$  m）およびP5橋脚（橋脚高 $H = 29.5$  m）での剛結構造が可能か検討した。

剛結化の検討は、P2～P4橋脚に剛結構造、P1橋脚およびP5橋脚に支承構造を採用した場合を基本ケースに、全橋脚に剛結構造を採用したケース、P1～P4橋脚に剛結構造、P5橋脚のみに支承構造を採用したケースの3ケースに対し、橋脚上下端に生じる断面力の比較により行った。

橋脚曲げモーメント比較結果を表-2および図-7に示す。

表-2 橋脚曲げモーメント比較結果

ケース1 P2～P4：剛結構造，P1，P5：支承構造		単位：kNm				
		P1	P2	P3	P4	P5
死荷重時	上端	—	87 200	57 200	74 900	—
	下端	39 000	139 800	78 500	222 400	14 300
設計荷重+温度時	上端	—	105 100	60 500	87 100	—
	下端	57 200	197 700	93 400	307 000	25 000
L1地震時	上端	—	163 800	197 100	150 200	—
	下端	109 000	584 200	617 000	840 100	64 900
死荷重時上部工		-380 928	-433 411	-428 668	-433 118	-379 562

ケース2 P1～P5：剛結構造（全脚剛結）		単位：kNm				
		P1	P2	P3	P4	P5
死荷重時	上端	112 969	64 397	8 195	49 440	92 338
	下端	230 564	168 235	37 167	144 544	223 681
設計荷重+温度時	上端	223 048	167 085	67 788	142 331	191 272
	下端	380 902	292 966	91 265	258 937	368 226
L1地震時	上端	296 940	128 503	81 813	111 174	293 431
	下端	539 424	327 304	308 187	443 845	578 015
死荷重時上部工		-449 367	-475 066	-438 015	-469 912	-435 559

ケース3 P1～P4：剛結構造，P5：支承構造		単位：kNm				
		P1	P2	P3	P4	P5
死荷重時	上端	77 517	30 653	30 423	49 997	—
	下端	154 430	71 000	93 596	313 356	14 300
設計荷重+温度時	上端	158 225	107 239	110 280	150 843	—
	下端	259 925	142 669	186 175	500 887	25 000
L1地震時	上端	339 293	151 069	136 985	114 704	—
	下端	586 260	386 289	459 751	700 890	64 900
死荷重時上部工		-431 279	-453 298	-444 152	-442 098	-374 650

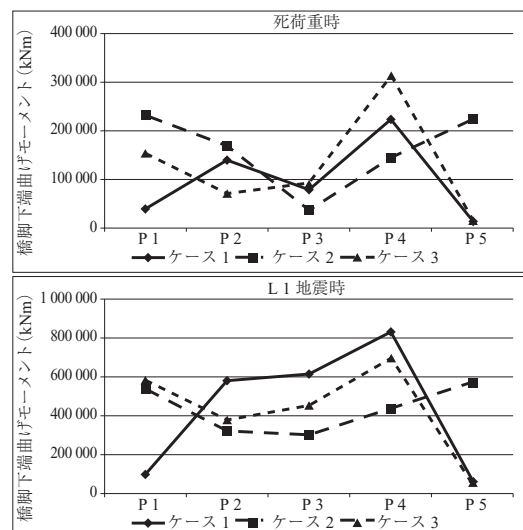


図-7 橋脚断面力比較結果

すべての橋脚を剛結構造としたケース2では、P1、P5橋脚に死荷重時および設計荷重+温度時にケース1のP2、

P4 橋脚を上回る設計曲げモーメントが発生し、橋脚断面や基礎杭径が大きくなる。また、橋脚高の低い端部橋脚の剛性が大きくなるため設計曲げモーメントはさらに大きくなり、構造系が成立しなくなる可能性があった。この傾向はL1地震時においても同様であり、ケース2ではP2～P4橋脚の設計曲げモーメントは減少するものの、P1、P5橋脚はケース1のP2～P4橋脚と同程度の設計曲げモーメントが発生している。P1、P5橋脚は急斜面部に位置するため、橋脚断面や基礎杭径の増加は現地改変を大きくし、土留構造の大規模化につながるため、経済性、維持管理、環境の面でケース1に劣る結果となった。

P1～P4に剛結構造を採用したケース3においても、ケース2と同様にP2～P4橋脚の設計曲げモーメントは減少するものの、P1橋脚はケース1のP2～P4橋脚と同程度の設計曲げモーメントが発生し、P1橋脚を剛結構造とする効果が得られにくい結果となった。

なお、端部橋脚を剛結化することにより、主桁に発生する死荷重時の設計曲げモーメントも増加する傾向にあるが、大きな差は生じておらず、上部工の構造成立性に影響を及ぼすものにはなっていない。

以上の結果より、支承の省略によるコスト縮減および維持管理を目的として端部橋脚の剛結構造化を検討したが、剛結構造とした端部橋脚の断面寸法や基礎杭径増加の影響が大きいため、ケース1のP2～P4橋脚に剛結構造を、P1橋脚およびP5橋脚に支承構造を採用した。

### 6.2 支承変位調整の検討

本橋は橋長が長く、支承の設計移動量が大きくなる。支承の変位調整の実施により、プレストレスヤクリープ・乾燥収縮による変位がキャンセルでき、架設時や架設完了時に変位調整を行う場合では温度変化による移動量も調整できることから、支承寸法の縮小化が図れ、コスト縮減が図れる場合がある。よって、変位調整の実施有無に対する比較検討を行い、変位調整の優位性の確認および調整方法の選定を行った。

検討対象は、変位調整を行わずすべての移動量を見込む【架設時鉛直方式】、支承製作時にあらかじめゴム支承にせん断変形を与えておく【予備せん断方式】、鉛直・水平ジャッキによりせん断変形を開放する【ポストスライド方式】の3種類とし、おのおのゴム支承体積と鋼材重量を算出して経済比較を行った。また、【予備せん断方式】では仮固定治具を、【ポストスライド方式】では変位調整時の足場やジャッキの工費を考慮した。なお、すべり支承は工費が安価になる可能性があるが、タイプB支承としての機能を満足していないことや塗装などの維持管理が煩雑となるため、比較対象から除外した。

変位調整の比較結果を表-3に示す。

変位調整を行う予備せん断方式では架設時鉛直方式に対してゴム形状が小さくできるものの、仮固定治具の影響により、調整量の少ないP1、P5橋脚では安価とならなかった。ポストスライド方式も同様の傾向にあり、橋脚高30m相当の足場工が必要となるP1・P5橋脚では安価とならなかった。

表 - 3 変位調整比較結果

		架設時鉛直方式	予備せん断方式	ポストスライド方式
A1	ゴム形状	1400×1400×275	1300×1300×162	1300×1300×162
	経済性	1.46	1.01	1.00
P1, P5	ゴム形状	1650×1650×290	1650×1650×280	1650×1650×280
	経済性	1.00	1.03	1.03
A2	ゴム形状	1350×1350×286	1250×1250×162	1250×1250×162
	経済性	1.15	1.01	1.00

A1、A2橋台では変位調整によりゴム形状を大きく縮小でき、足場高が低いことからポストスライド方式が最安価となった。

したがって、本橋ではA1、A2橋台の支承をポストスライド方式による変位調整を行うこととした。

### 6.3 橋軸直角方向の支承条件

本橋は剛結橋脚の橋脚高が高く、特にL2地震時の橋軸直角方向における桁端部の支承の設計移動量が大きくなるため、ゴム層厚と平面寸法の関係からゴム支承が構造的に成立しない可能性があった。また、橋梁の起点側にはインターチェンジ、終点側には電気室やトンネル坑口が位置しており、通信情報管などの光ケーブルが橋台と主桁間に連続して配置されるため、これらを保護するため橋軸直角方向の移動量を制限する必要があるか確認する必要がある。よって、支承構造となるA1、A2橋台およびP1、P5橋脚（P1、P5橋脚）の固定・可動の条件をパラメータとして、橋軸直角方向の支承条件について検討を行った。

橋軸直角方向の支承条件検討ケースを表-4に示す。

ケース1：支承はすべて弾性支持（E）とする。

ケース2：A1、A2橋台の支承は橋軸直角方向固定（F）とし、P1、P5橋脚の支承は弾性支持（E）とする。

ケース3：すべての支承を橋軸直角方向固定（F）とする。

表 - 4 支承条件検討ケース（橋軸直角方向）

	A1	P1	P2	P3	P4	P5	A2
ケース1	E	E	R	R	R	E	E
ケース2	F	E	R	R	R	E	F
ケース3	F	F	R	R	R	F	F

E：弾性支持、F：固定支持、R：剛結構造

検討は、橋軸直角方向の支承条件について考えられる3ケースについてL2地震時（TYPE2）の動的解析を行い、支承部の応答変位、応答水平力の比較により行った。解析結果を表-5に示す。

ケース1では、弾性支持とした橋台部の応答変位量が300mm以上発生する。通信管路の伸縮管が大規模となり、その採用実績もほとんどなく、通信管路の断裂の可能性を否定できないため、採用できない。

ケース2およびケース3は、ともに橋台部の橋軸直角方向を固定としたケースである。各橋脚にかかる水平力を比較すると、P1、P5橋脚部も固定としたケース3では、P1、P5橋脚に作用する水平力が約2倍になったにもかかわらず、他の橋脚への負担は大きく変わらない結果となっ

表 - 5 橋軸直角方向動的解析結果

支承部最大応答変位				単位：m		固有周期		単位：秒	
	A 1	P 1	P 5	A 2			T		
ケース 1	0.341	0.228	0.240	0.336	ケース 1	2.290			
ケース 2	—	0.190	0.171	—	ケース 2	2.275			
ケース 3	—	—	—	—	ケース 3	2.163			

支承部水平力									単位：kN	
	A 1	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	A 2	合計		
ケース 1	2 581 (1.00)	6 217 (1.00)	17 560 (1.00)	17 388 (1.00)	14 789 (1.00)	6 548 (1.00)	2 540 (1.00)	67 623 (1.00)		
ケース 2	10 997 (4.26)	5 193 (0.84)	17 804 (1.01)	17 308 (1.00)	14 764 (1.00)	4 664 (0.71)	9 536 (3.75)	80 266 (1.19)		
ケース 3	10 879 (4.22)	8 912 (1.43)	17 796 (1.01)	16 340 (0.94)	13 811 (0.93)	9 580 (1.46)	10 512 (4.14)	87 830 (1.30)		

( ) 内はケース 1 に対する比率を示す。

た。これは、P 1、P 5 橋脚部も固定としたケース 3 はケース 2 よりも固有周期が短くなり、橋梁全体にかかる加速度（水平力）が約 10 % ほど増加したことにより、橋脚高が低い P 1、P 5 橋脚の負担が多くなったためである。P 1、P 5 橋脚部の橋軸直角方向を固定とするには、橋脚橋座面や橋脚側面に大規模なストッパーなどの固定装置を設置する必要があり、構造面、経済性、維持管理性から優位ではない。

一方、ケース 2 における P 1、P 5 支承部の変位量は 200 mm 以下となっており、ゴム支承の厚さはそれほど大規模とならない程度で構造成立が可能である。

よって、P 1、P 5 橋脚の橋軸直角方向を固定とする優位性がないため、本橋の橋軸直角方向の支承条件は、ケース 2 の A 1、A 2 橋台部を固定、P 1、P 5 橋脚部を弾性支持とした。

#### 6.4 高強度鉄筋を用いた RC 橋脚の修正設計

本橋の橋脚はすべて主鉄筋に高強度鉄筋 SD 390 を用いた RC 中空橋脚である。そのため、壁厚比が 0.15 程度と小さく、軸方向鉄筋比が最大 4.0 % となっている。道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 24 年 3 月（以下、H24 道示 V 編）では、壁厚が薄く、軸圧縮力が大きく、かつ軸方向鉄筋が負担する力の割合が大きいなどの条件に該当する中空断面の橋脚では、曲げの作用を受けた際に圧縮力を負担する壁内面の損傷が外周面よりも大きい場合があることなどが正負交番繰返し載荷実験により明らかになったとの見解が示され、その対応策として塑性ヒンジ部を充実断面とする構造細目が示された。本橋の橋脚はこの条件に合致するため、H24 道示 V 編の規定を先取りし、平成 21 年度に実施した橋梁詳細設計時点と構造細目を適用した後の耐震性能を把握したうえで、橋脚の修正設計を行った。

構造細目を適用した橋脚構造図を図 - 8 に示す。

ブッシュオーバー解析により、詳細設計時の橋脚断面（以下、中空断面）と構造細目を適用して橋脚の塑性ヒンジ区間 0.5 D を充実断面（以下、基部充実断面）とした場合の破壊順序を把握した結果、両ケースともに同様の破壊順序となったが、基部充実断面では柱頭部にも充実断面を設けたことによる重量増の影響で終局震度が若干小さくなる傾向が見られた。また、すべての橋脚が曲げ破壊先行型

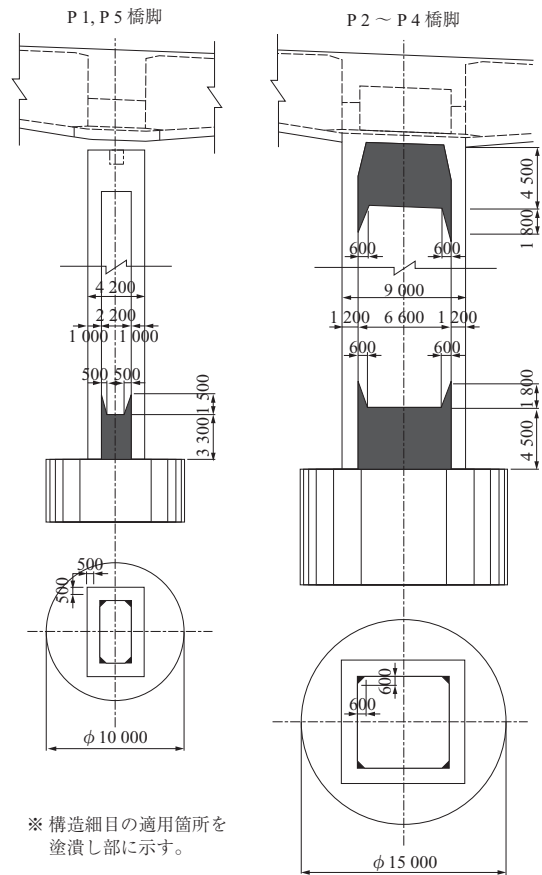


図 - 8 構造細目を適用した橋脚構造図

となることが確認され、塑性ヒンジ部を充実断面としても脆性的にせん断破壊することは無いことが確認できた。

さらに、非線形動的解析の時刻歴応答変位により、中空断面と基部充実断面の損傷程度を把握した結果、最大で P 5 橋脚の柱基部に 1.48  $\theta_y$  ( $\theta_y$ : 降伏回転角) の変形量が生じ、降伏変位を超える地震時水平力が 4 回発生した。これは、実験で確認された耐力低下が起こらない目安である「基準変位の 2 倍で繰返し載荷 3 回以下」を下回る結果であり、十分な耐震安全性を有していることが確認できた。

## 7. おわりに

本稿では、急傾斜を有する谷合部に位置し、最大約 80 m の高橋脚を有する PC 6 径間連続ラーメン箱桁橋の橋梁計画および上下部工の設計について報告した。

本橋の詳細設計は東日本大震災以前に完了していたが、被災後に三陸沿岸道路が復興道路に認定され、修正設計および複数回の設計施工連絡会議を経て、急ピッチで工事が進められている。

本稿が今後の同種橋梁における計画ならびに設計の一助となれば幸いである。

最後に、本橋の計画ならびに設計にあたり、ご指導をいただいた関係各位に深く感謝の意を表するとともに、被災地の一日も早い復興と地域経済の活性化を祈念する。

【2015 年 1 月 9 日受付】