

## (26) 清見ジャンクションBランプ第1橋とCランプ橋の動的解析

日本道路公団 名古屋建設局 清見工事事務所 向井 盛夫  
 日本道路公団 名古屋建設局 構造技術課 橋本 昌朗  
 オリエンタル建設（株） 正会員 ○長谷川明義  
 オリエンタル建設（株） 余 国雄

### 1. はじめに

清見ジャンクションBランプ第1橋とCランプ橋は岐阜県清見村に位置し、東海北陸自動車道と中部縦貫自動車道を接続するためのジャンクション規格橋である。本橋の内Bランプ第1橋は平面曲線R=100mを有する6径間連続ラーメン箱桁橋であり、Cランプ橋は平面曲線R=105mを有する5径間連続ラーメン箱桁橋である。本報告では、本橋の耐震設計照査について以下の2点に絞って報告する。第1は、動的地震解析時の上部構造に対するモデル化の比較。上部構造モデル化は曲げモーメントの解析結果に大きく影響することが以前、直線橋を対象として報告があったが（例えば、保有耐力法レベルでの研究報告<sup>(1)</sup>と道路橋の耐震設計に関する資料での設計計算例<sup>(2)</sup>）、本報告書では、実物の曲線橋を対象としてこの影響について報告する。第2は、Bランプ第1橋の橋脚長は23m（第1固有周期 = 0.817秒）であり、Cランプの橋脚長は40.5m（第1固有周期 = 1.605秒）である。ここでは、Type IとType II地震波による地震応答について、短周期のBランプ第1橋と長周期のCランプ橋との比較を報告する。

### 2. 設計概要

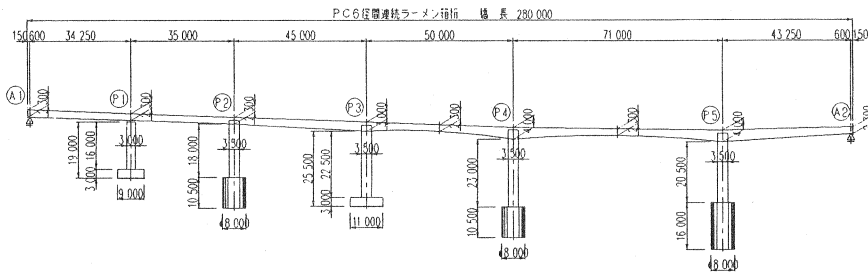
清見ジャンクションBランプ第1橋とCランプ橋の設計概要を表-1に示す。

表-1 設計概要

		Bランプ第1橋		Cランプ橋	
道路規格		ジャンクション 第2級 A規格（設計速度 50Km/h）			
活荷重		B活荷重			
構造形式		PRC 6径間連続ラーメン箱桁橋		PRC 5径間連続ラーメン箱桁橋	
支間		34.250m+35.000m+45.000m +50.000m+71.000m+43.250m		43.300m+49.000m+80.500m +80.500m+53.300m	
標準幅員		6.750m		6.750m	
有効幅員		7.462m～8.787m		6.750m～9.988m	
平面線形		R=100m～A=95		R=105m～A=100～R=600m	
交角		1支間あたりの最大交角 $\phi=40.7$ 度		1支間あたりの最大交角 $\phi=43.9$ 度	
施工方法		片持張出架設工法及び固定支保工		片持張出架設工法	
材料種別	コンクリート	主桁	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$		
		橋脚	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$		
	鉄筋	SD345			
	PC鋼材	主方向PC鋼より線	SWPR7BL	12S12.7	（グラウト方式）
		床版横締PC鋼より線	SWPR19L	1S28.6	（プレグラウト方式）

ここで、Bランプ第1橋とCランプ橋の側面図と平面図を図-1に示す。

B ランプ 第 1 橋



C ランプ 橋

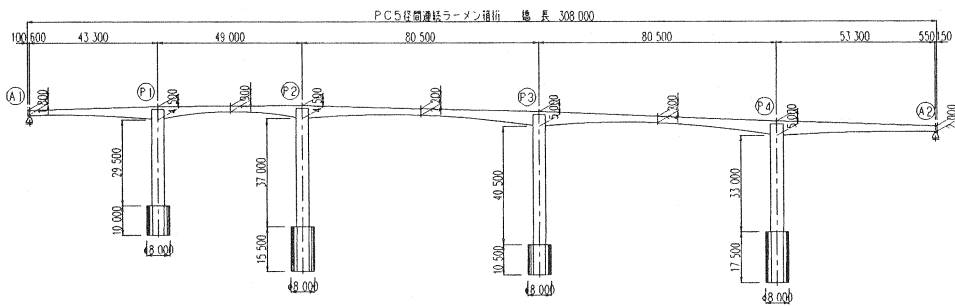


図-1a 側面図

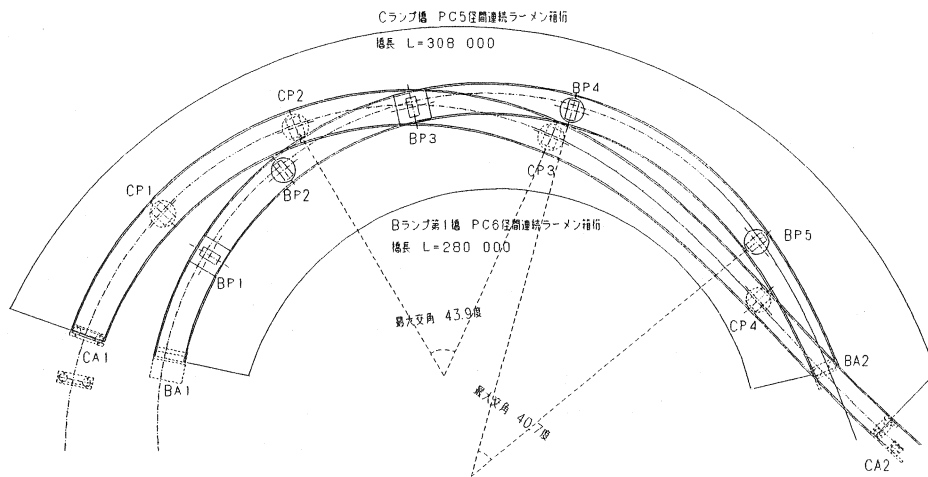


図-1b 平面図

### 3. 動的解析条件

本橋解析には、複雑な挙動を有する構造物の耐震性を確保するため、詳細設計にて決定した上部構造各断面のケーブルと鉄筋の配置をもとに、各断面の曲げ、せん断、ねじり挙動を求めた後、動的解析を行い、その結果により各断面力に対する照査を行った。

#### ① 上部構造曲げモーメントの挙動

橋軸直角方向軸まわりの曲げモーメント（以下面内曲げモーメントと言う）については、図-2に示すひび割れ、鉄筋降伏点、PC鋼材弾性限界点を結ぶ骨格線を有する弾性非線形トリニアモデルとした。降伏曲げモーメントの定義としては、引張縁側にPC鋼材が配置されている場合は、PC鋼材応力度が弾性限界に達した値、引張縁側にPC鋼材が配置されていない場合は、最外縁の鉄筋が弾性限界に達した時の曲げモーメントとした。

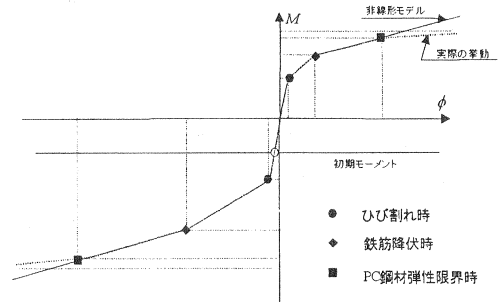


図-2 上部構造面内曲げモーメント非線形モデル

上部構造鉛直軸まわりの曲げモーメント（以下面外曲げモーメントと言う）については線形モデルを使い、全断面面外初期剛性の50%とする降伏剛性を用いる事とした。尚、上部構造全ての断面について降伏剛性が初期剛性の50%以上であることを耐力計算により確認した。

#### ② 下部構造曲げモーメントの挙動

全て橋脚部材について非線形トリニア型武田モデルを用いた。

#### ③ その他

構造物全ての部材について、せん断力に対しては、初期せん断剛性を用いた線形モデルとした。ねじりモーメントに対しては、ねじりモーメントによるひび割れがある程度以上になるとねじり剛性は急速に低下する。Priestley<sup>(3)</sup>はねじり剛性を初期ねじり剛性の5%、“PC構造物耐震設計基準(案)”<sup>(4)</sup>では5%~10%と提案している。よって、本解析では全断面有効ねじり定数の10%を用いた線形モデルを使用した。基礎は剛体とした。

#### ④ 初期(静荷重時)状態の取り扱い

上部構造：面内曲げモーメントに対しては、曲げモーメント～曲率の骨格線の原点を初期曲げモーメン

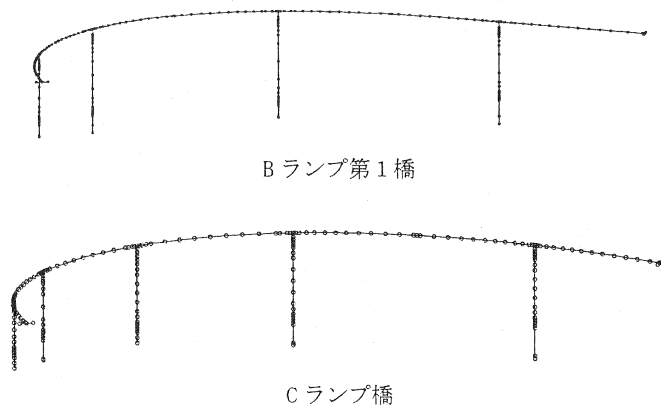


図-3 動的解析に用いた骨組図

トとその曲率点にシフトさせた。面外曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントに対しては、線形モデルを用いるため、静荷重時断面力は入力していない。これらの照査用総断面力は地震による断面力に静荷重時断面力を加えたものとした。

下部構造： 静荷重時状態を初期条件として入力した。

⑤ 減衰定数と積分方法

要素等価減衰定数は上部構造 0.05、下部構造 0.02、基礎構造 0.20 とした。Newmark の直接積分法の積分時間間隔を 1/500 とした。

⑥ 構造モデル図

図・3 は動的解析に用いた B ランプ第 1 橋、C ランプ橋の骨組み図を示す。加震方向は各橋台、橋脚に着目し、橋台と橋脚での橋軸接線及び法線方向とした。

4. 上部構造挙動モデル化の影響

平成 10 年 1 月に出版された道路橋の耐震設計に関する資料<sup>(2)</sup>では、上部構造(PC 部材)のモデル化に関して、上部構造全部材にコンクリート全断面を有効とみなす剛性を用いる、あるいは、上部構造全部材に降伏剛性を用いる線形モデルと、上部構造コンクリートクラック、鉄筋降伏、PC 降伏を考慮する非線形モデルが示された。

PC 上部構造については、断面の変化、鉄筋配置の変化、PC 配置の変化を全て考慮して、断面ごとに非線形モデル化することは非常に煩雑であるため、動的解析では多くの場合、上部構造に対しては、線形モデルが一般的に採用されている。

そこで、上部構造全ての断面に対して、コンクリート全断面を有効とみなす剛性を用いた線形モデルと、図-2 の様な非線形モデルの 2 通りの解析を行い、結果を比べてみた。

B ランプ第 1 橋を解析対象とし、加震方向を P2 橋脚において橋軸直角方向、加震波を Type II 第 1 波とした。面内曲げモーメント最大値の解析結果を図-4 に示す。図からわかるように、P3, P4, P5 柱頭部付近での線形モデル化による下縁引張面内曲げモーメント最大値は、非線形モデル化による結果より大きく、静荷重用時のインフレクションポイント付近で、断面の耐力を大きく超え、補強鉄筋が大幅に増加する結果となった。

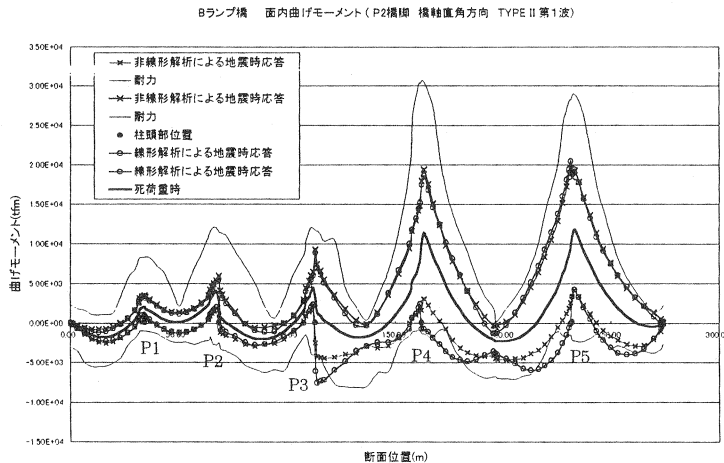


図-4 地震時面内曲げモーメント最大値の比較

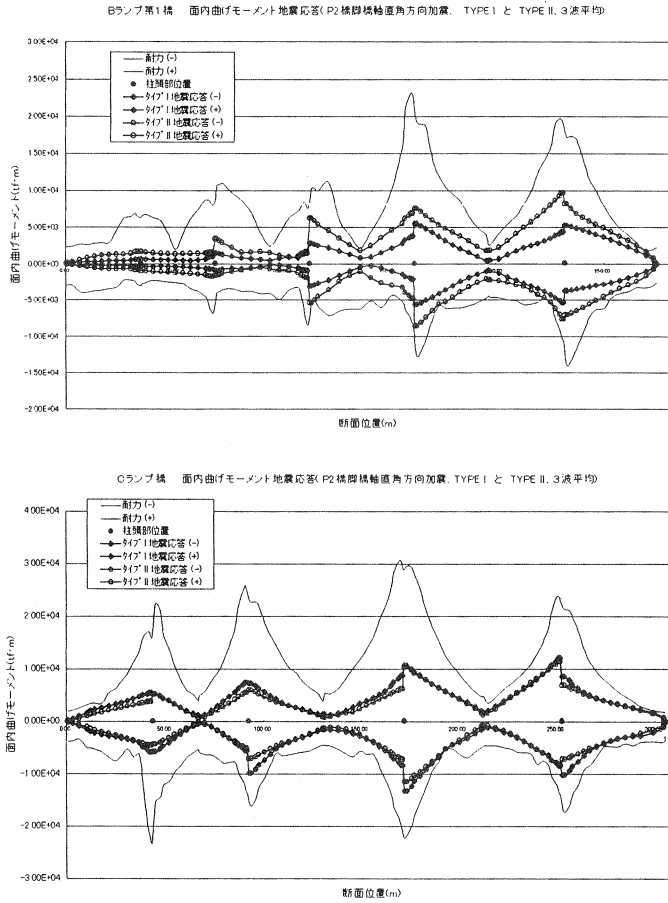


図-5 地震波による面内曲げモーメント最大値

これらの結果も考慮し、今回の検討では、B ランプ第1橋、C ランプ橋ともに耐震照査に当たっては、上部構造各断面に対して図-2 に示す非線形モデルで解析を行った。

### 5. 解析結果

B ランプ第1橋の第1固有周期は0.817秒であり、C ランプ橋は1.605秒である。

図-5 では、B ランプ第1橋とC ランプ橋の面内曲げモーメント地震応答(3波平均、P2橋脚橋軸直角方向加震、

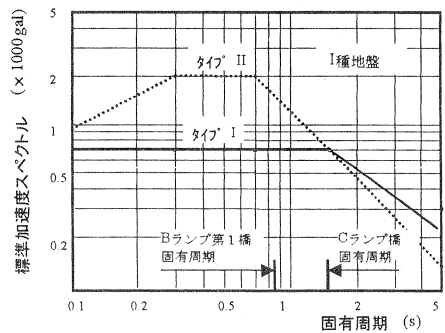


図-6 Type I と II 地震波の標準加速度スペクトル

地震波による応答値を比較するため、縦軸は静荷重による断面力を控除した後の地震波による断面力とした)を示す。図・6は Type I と Type II 地震波の標準加速度スペクトルである。この図から分かるように、B ランプ第1橋においては Type II 地震波に対する応答値が Type I の場合より大きく、C ランプ橋においては Type I と Type II 地震波に対する応答値は、ほぼ同じであると判断できる。実際の動的解析結果においても同様の結果を得た(図・5 参照)。

解析結果をもとに B ランプ第1橋、C ランプ橋それぞれの上部構造及び下部構造に対して、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントについて照査した。結果は、両橋共に静的解析により決定された断面では、耐力不足が生じたため、補強鉄筋を配置することにより断面耐力を引き上げた。

## 6. おわりに

本報告書のまとめを以下に述べる。

- ① 上部構造を線形モデル化した場合には、地震時上部構造の下縁引張最大曲げモーメントが、静荷重用時のインフレクションポイント付近で断面曲げ耐力を大きく超過し、補強鉄筋が大幅に増えることになった。
- ② 一方、上部構造各断面のひび割れ、鉄筋降伏、PC 降伏を考慮し、非線形モデル化した場合には、地震時上部構造の下縁引張最大曲げモーメントは線形モデル化に比べて減少した。耐震照査時の作業は繁雑となるが、より正確に上部構造の挙動を評価でき、補強鉄筋を少なくすることで、施工の向上に寄与できた。
- ③ B ランプ第1橋の第1固有周期は0.817秒であり、C ランプ橋は1.605秒である。B ランプ第1橋の場合、Type II 波による応答値は Type I より大きく上回っており、C ランプ橋の場合、Type II 波による応答値は Type I とほぼ同じになっている。Type II 地震波の最大加速度は Type I を大きく上回っているが、長い固有周期を持つ構造物の場合、Type I 波による地震応答が Type II 波より大きくなる可能性があるため、Type I と Type II ともに検討する必要がある。

最後に、本報告書における動的解析には、軸力の変動による影響や、曲線橋としての橋軸方向と橋軸直角方向曲げモーメントの相互影響が考慮されていない。これらの影響を考慮する場合には、はり要素より解析上複雑なファイバー要素を使わなければならないため、簡単なはり要素でこれらの影響をどのように取り入れるかの研究を今後は期待する。

### 参考文献：

- [1] 二階堂輝幸・角本周：PC 連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する一検討、第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 65～68、1998. 1。
- [2] 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料—PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例一、1998. 1。
- [3] M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi: 橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂 p. 84、1996。
- [4] プレストレストコンクリート技術協会：PC 構造物耐震設計基準(案)、1999. 12。