

# 北港ジャンクション立体ラーメン橋脚の動的解析

大阪第三建設部 設計課 福 岡 悟  
同 部 同 課 幸 和 範  
同 部 同 課 長 沼 敏 彦

## 要 約

北港ジャンクションは、高速湾岸線が港湾道路北港連絡橋と交差する部分に計画されており、交差部の複雑な線形を有する多数の上部工は、4層の立体ラーメン鋼製橋脚で支持されている。また、基礎はGL-52mの上部洪積砂礫層に支持させているが、表層は極めて軟弱な沖積層となっている。

耐震設計にあたっては、構造特性、地盤性状を考慮して、修正震度法による設計を動的解析により照査する方法をとった。

動的解析にあたっては、架橋地点の地震活動を反映した地震動を用いるため、過去100年間に当該地点周辺半径300kmで発生した地震記録を確率、統計解析し、地震再現期間・規模・震央距離などの設計目標に合致する地震動を工学的地震基盤位置での加速度応答スペクトルの形で設定した。次に、この加速度応答スペクトルにすりつくよう強震記録を修正した模擬地震波を基盤に入力し、表層地盤の応答解析を行い、地表面での加速度応答スペクトルを作成し、応答スペクトル法による動的解析に用いた。動的解析の結果、応力・変位とも耐震安全性が確認された。

## まえがき

高速湾岸線は、大阪市此花区北港付近において大阪市港湾道路北港連絡橋とフルインターチェンジで連絡するため、その交差部に位置する橋脚は複雑な線形を有する多数の上部工を支持する槽状の4層立体ラーメン鋼製橋脚で計画されている。

本橋脚は、高さ、柱間隔とも約40mの大規模な構造物で、基礎工は $\phi 1.2$ mの場所打杭基礎としている。また、建設地点の地盤は、上層約40mは極めて軟弱な沖積層で、その下部に支持層となる

層厚約6.5mの砂礫層が存在している。

本橋脚の概略設計にあたっては、まず修正震度法により耐震設計を行い、次に構造の複雑さおよび軟弱な表層地盤という本橋脚の特性を反映させるべく、表層地盤の地震時応答を考慮した動的応答解析を行い耐震安全性を照査した。

本稿は、今回の動的解析において実施した、支持地盤への入力地震動の設定から構造物の耐震安全性検討に至る手順の概要について述べるものである。図-1に位置図を、図-2に北港ジャンクションの概念図を示す。



図-1 位置図

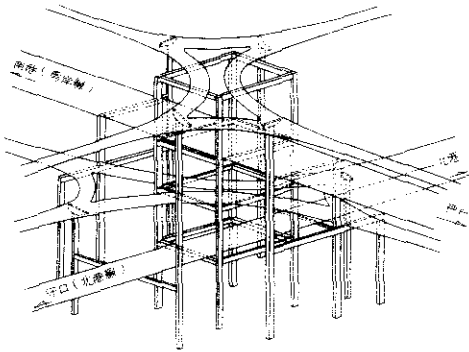


図-2 北港ジャンクション概念図

## 1. 動的解析の概要

動的解析における検討手順および項目は下記のとおりである。

### (1) 基盤入力地震動の設定

当該地点周辺で発生した既往地震記録統計解析結果をもとに、設計目標として設定した、地震発生再現期間、地震規模、震央距離に対する地震基盤への入力地震動を設定する。

### (2) 表層地盤による増幅特性の把握

当該地点の基盤上部の表層地盤を地震波が伝播

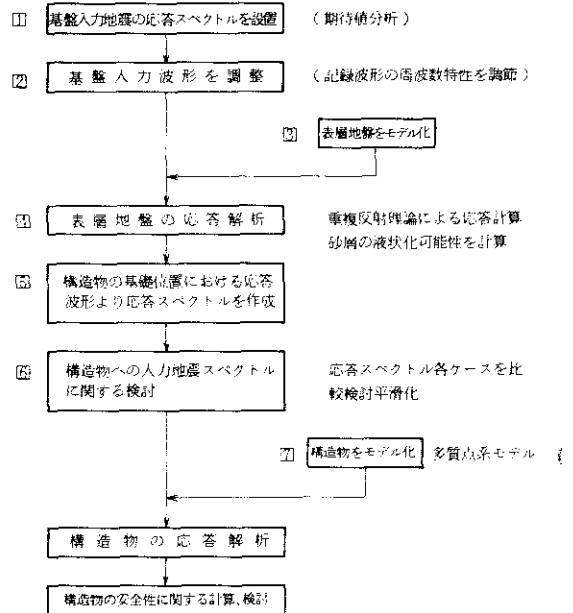


図-3 動的解析の手順

する際に与えられる地震動特性の変化を地盤応答解析により求め、橋脚基礎位置での応答地震動を用いて加速度応答スペクトルを作成する。

### (3) 構造物の応答解析

(2)で求めた基礎位置での地震動(応答スペクトル)を対象構造物モデルに入力し応答を求める。

### (4) 構造物の安全性照査

(3)の結果により、修正震度法により耐震設計された橋脚各部の耐震安全性について照査する。解析手順のフローを図-3に示す。

## 2. 基盤入力地震動の設定

### 2-1 入力地震動の考え方

地震基盤への入力地震動の設定にあたっては、(1)再現期間75年の地震、(2)マグニチュード $M=7$ 、震央距離 $\Delta=50$ kmの地震の2つを設計対象地震動とし、両者の加速度応答スペクトルの大きい方を基盤入力地震動と設定した。<sup>1)</sup>ここで設定した「再現期間75年の地震動」は、構造物の耐用年数

を50年とした場合に、耐用年数内に発生しない確率（非超過確率）が約0.5の地震動であり、また現在までに動的解析に用いられてきた地震動とおおむね同程度のレベルを与えるものである。<sup>1)</sup>また、「 $M=7$ 、 $\Delta=50\text{km}$ 」の地震動は、過去の構造物の地震被害および現行の耐震設計との整合を考慮して設定されたものである。

## 2-2 入力地震動の加速度応答スペクトル

基盤への入力地震動の設定にあたって必要な再現期間75年の地震動の規模、震央距離を求めるに際しては、検討地点を中心とする半径300kmの範囲に発生した過去約100年の地震記録（気象庁資料および宇津による地震資料<sup>3)</sup>）を用いた。また、地震動の規模、震央距離の期待値分析および地震動規模、震央距離から地震基盤での加速応答スペクトルを推定する方法（距離減衰式）は文献1)(2)によった。なお、設計用の基盤加速度応答スペクトルの設定は次の3ケースについて行った。（Case 1）モデル基盤（-50m付近の砂礫層）は十分に剛であり、第1種地盤が露頭している地点で観測される地震動の周期特性と同等と考える。この場合、前述の方法で得られた第1種地盤での再現期間75年および $M=7$ 、 $\Delta=50\text{km}$ の加速度応答スペクトル、それらを包絡し、短周期領域で $S_A=一定$ 、長周期領域で $S_V=一定$ とした加速度応答スペクトルを設定した。（Case 2）モデル基盤は、第1種地盤と同等と考えるには浅すぎるため表層地盤の影響を受け、第1種地盤で期待される地震動に比べて比較的長周期部分の振幅が多いと考える。この場合、第3種地盤上での再現期間75年および $M=7$ 、 $\Delta=50\text{km}$ の加速度応答スペクトルを前述の方法で作成し、その包絡スペクトルを本検討地点の地表面スペクトルとし、この地表スペクトルの $3/4$ 倍したものを基盤スペクトルと考え、さらにCase 1で作成したスペクトルとの包絡スペクトルを求め設計基盤加速度応答スペクトルとした。

（Case 3）考え方はCase 1と同じであるが、設計基準V、耐震設計編<sup>4)</sup>に示される $6.8 \leq M < 7.5$ 、 $25 \text{ km} \leq \Delta < 60 \text{ km}$ の第1種地盤の平均加速

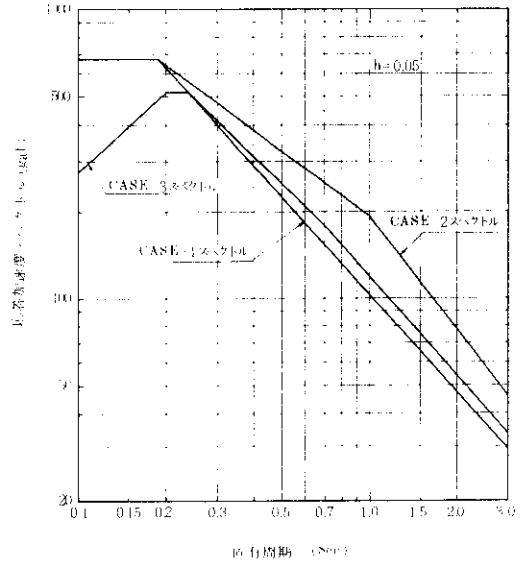


図-4 基盤スペクトル

度応答スペクトル倍率を採用し、入力地震動を180 gal に正規化したものを設計基盤加速度応答スペクトルとする。

以上により求めたCase 1～3の基盤スペクトルを図-4に示す。

## 2-3 基盤入力地震波の作成

図-3に示す加速度応答スペクトルを目標スペクトルとして、強震記録の位相特性は変化させずに、振幅特性を振動数領域で調整し模擬地震波を作成した。模擬地震波を作成する際に基準となる強震記録は、振幅特性調整により実測記録に付随する各種の情報が大きく損なわれないよう、目標とする加速度応答スペクトルにできるだけ近い特性を有するものとして表-1に示す記録を用いた。図-5にCase 1の基準強震波形および模擬地震波形を1例として示す。

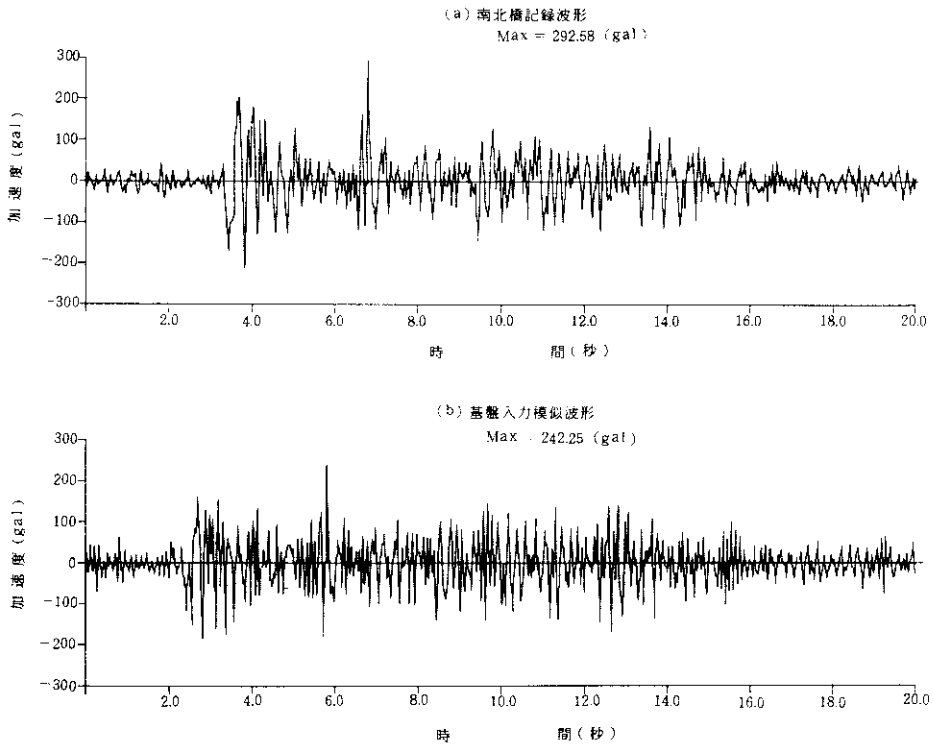
## 3. 地盤応答解析

### 3-1 解析条件

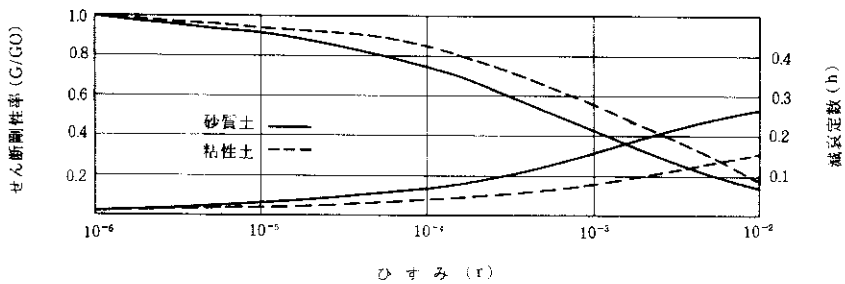
フーチング基礎位置での応答加速度を求めるため、室内試験で得られたひずみ-せん断弾性係数曲線およびひずみ-減衰定数曲線（図-6）を用いて一次元地盤モデルによる重複反射理論解析を

表一 基準強震記録

地盤種別	地震名	マグニチュード M	震央距離 $\Delta$ (km)	最大加速度 (gal)	記録場所
1種地盤	1978年宮城県沖地震	7.4	80	292.6	開北橋周辺地盤上
2種地盤 および	1968年日向灘沖地震	7.5	100	490.8	板島橋周辺地盤上
3種地盤	1968年十勝沖地震	7.9	175	232.7	八戸港



図一 基準強震波形および基盤入力模擬波形



図一六  $G/G_0 \sim r$ 、 $h \sim r$  曲線

行った。この場合、地震基盤としては、洪積層のN値50以上、S波速度300 m/sec以上のいわゆる工学的支持層<sup>5)</sup>に相当する第2砂礫層(GL-52m)とした。また、基盤への入力地震波は2-3で求めたCase 1~3の波形を用いた。

### 3-2 解析結果

#### 3-2-1 応答特性

表-2は、基盤に対する地表面での加速度増幅度および変位増幅率、地中部最大せん断ひずみ、

表-2 地盤応答解析結果

CASE No	基礎加速度 (gal)	地表面加速度 (gal)	増幅度	最大せん断ひずみ (%)	最大せん断応力 (t/m <sup>2</sup> )	増幅率
						周期
1	242.25	164.58	0.68	0.140	3.87	2.7 1.43
2	321.37	226.42	0.71	0.446	7.36	2.6 1.67
3	157.86	142.05	0.90	0.128	2.79	2.7 1.43

最大せん断応力について各基盤入力ごとにまとめたものである。また、図-7には、最大応答加速度分布を示す。

#### 3-2-2 液状化の検討

地盤応答解析により得られる発生せん断応力を用いて、道示・同解説V、耐震設計編に基づいて液状化の可能性の判定を行った。液状化を検討した対象地層はGL-10m~14mのA<sub>S1</sub>層である。以上により求めに流動化抵抗率F<sub>L</sub>はCase 1で1.7、Case 2で0.9、Case 3で1.6となり、長周期成分を比較的多く含むCase 2の場合にF<sub>L</sub><1となったが、対象地層が比較的深く、このような深い位置にある土層で完全に流動化した事例が少ないこと<sup>5)</sup>、上層の非流動化層が10mと厚いことを考えて、流動化の可能性は無いものと判定した。

#### 3-2-3 構造物基礎への入力地震動

地盤応答解析の結果得られた構造物基礎(フーチング)下面での地盤応答加速度波形を1自由度系モデルに入力し得られた加速度応答スペクトル、を図-8に示す。

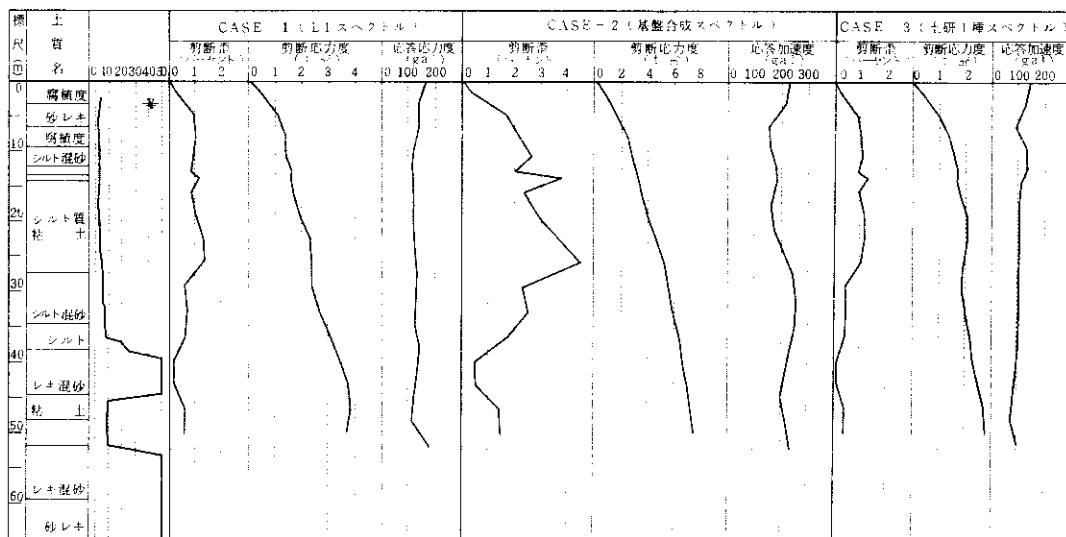


図-7

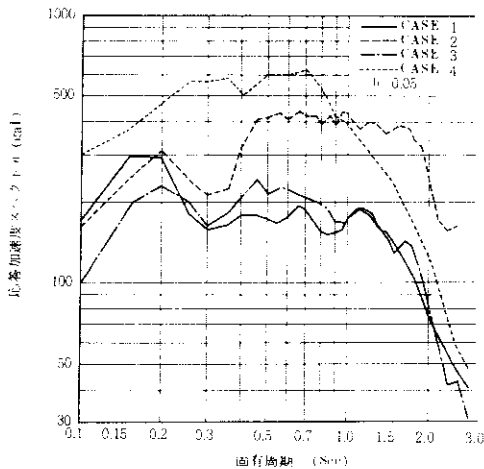


図-8 加速度応答スペクトル

#### 4. 構造物の応答解析

本橋脚の応答解析は、解析目的が修正震度法によって得られた部材応力、変形の照査であり、修正震度法で求められた断面力の分布と動的解析による断面力の分布に著しい差があるかないか、あるとすればどのような箇所において動的応答を考慮することにより断面力が集中しやすいかを検討することに重点を置いている。したがって、動的応答解析法のうち比較的簡便に最大応答を知ることができる応答スペクトル法を用いることとした。

##### 4-1 構造物のモデル化

解析対象橋脚の解析モデルを図-9に示す。解析モデル中の番号は集中質点位置を表わすが、橋脚梁上の上部工については、上部工死荷重反力を質点とした。また、図中のバネは、フーチング前面地盤、杭前面地盤および杭先端の地盤それぞれのバネを表わしている。回転バネは、杭の鉛直および水平方向反力によって生ずるものでフーチングの回転に係わるバネを表わす。

##### 4-2 モード解析

多自由度系構造物をモード解析によって応答計算をする場合、何次のモードまでを計算に考慮すべきかを設定する必要があるが、今回の解析では

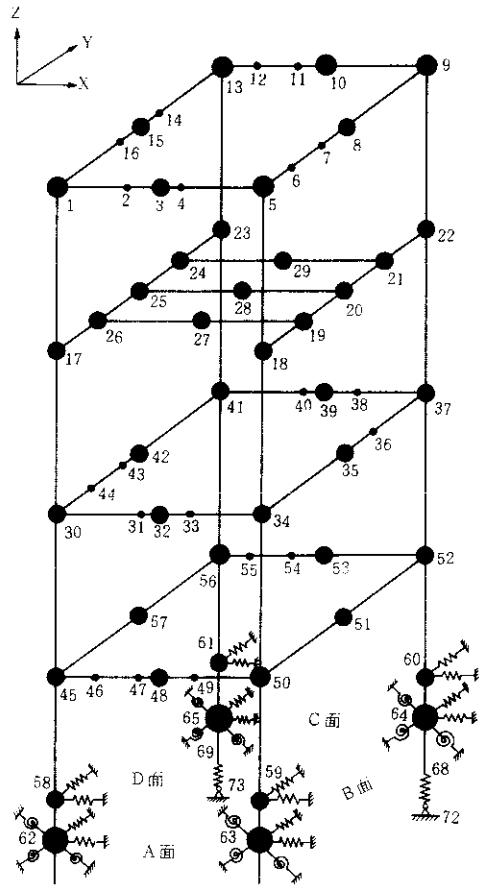
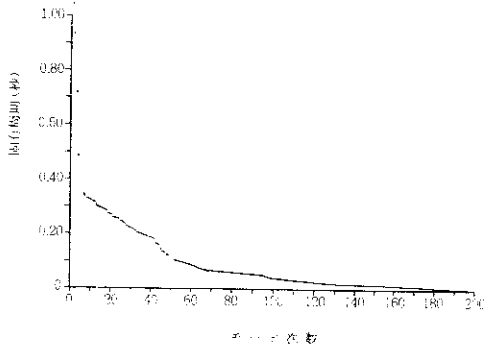


図-9 解析モデル

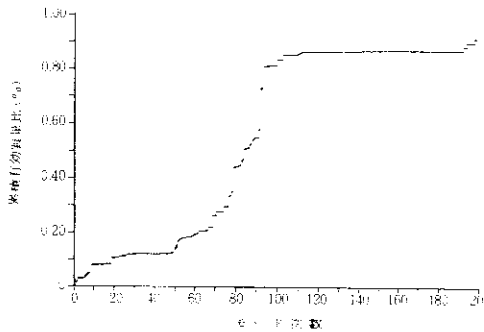
累積有効質量が90%になるまでの198個のモードを応答計算に使用した。図-10, 11にそれぞれモード次数に対する固有周期、累積有効質量比を示す。ちなみに、1次モードは $T_1 = 1.05 \text{ sec}$ でX方向の変形、2次モードは $T_2 = 0.93 \text{ sec}$ でY方向の変形、3次モードは $T_3 = 0.71 \text{ sec}$ で橋脚全体の振れ、5次モードは $T_5 = 0.39 \text{ sec}$ で梁部の変形が卓越するモードである。

##### 4-3 入力地震動スペクトル

応答スペクトル法に用いる加速度応答スペクトルとしては3-2-3で求めたCase 1~3のほか、道示V耐震設計編に示される平均加速度応答スペクトル曲線のうち、4種地盤、 $6.8 \leq M < 7.5$ 、 $20 \text{ km} \leq L < 60 \text{ km}$ に対するものを加えて4



図一 10 モード次数一固有周期



図一 11 モード次数一累積有効質量比

ケースとした。平均加速度応答スペクトルは減衰定数  $h = 0.05$  の場合の最大加速度を  $240 \text{ gal}$  とした。また、構造系の内部減衰定数は、上部工  $2\%$ 、橋脚  $5\%$ 、基礎  $10\%$  の部分減衰定数を設定した。

図一 8 に各ケースごとの加速度応答スペクトルを示したが、Case 1, 3はその周期特性および大きさが非常に似ており、Case 2, 4は周期特性も大きさも似てはいないが本橋脚の1次の固有周期  $T \approx 1 \text{ sec}$  での応答スペクトル値はほぼ同じである。

## 5. 動的解析結果

各加振方向、各応答加速度スペクトルごとの橋脚の最大応答変位および最大応答加速度を表一 3 に示す。なお、最大応答は最上段梁部中央で生じている。

表一 3 に示されるように、応答加速度が非常に大きな値を示すにもかかわらず、応答変位が  $20 \text{ cm}$

表一 3 動的解析結果

ケース	加振方向	節点 No.	上段; 変位 (cm)		
			X-方向	Y-方向	Z-方向
CASE-1	X	15	7.23	0.09	0.37
	Y	2	369.04	28.86	212.57
CASE-2	X	15	0.36	5.69	0.15
	Y	2	36.01	281.51	32.12
CASE-3	X	15	18.51	0.19	0.52
	Y	2	758.79	37.48	272.18
CASE-4	X	15	0.90	15.11	0.36
	Y	2	78.43	709.13	46.70
CASE-4	X	15	42.14	311.03	33.36
	Y	2	403.53	25.88	226.25
CASE-4	X	15	16.36	0.29	1.19
	Y	2	1,120.83	78.69	684.09
			117.28	787.44	108.22

以下と比較的小さいのは、変形が固有周期  $1 \text{ sec} \sim 0.5 \text{ sec}$  の低次モードが支配的なのに対し、加速度は  $0.5 \text{ sec}$  以下の比較的高次のモードに支配されるからである。これは、本橋脚各部の発生応力が、固有周期  $1 \text{ sec} \sim 0.5 \text{ sec}$  で支配的になることを示しており、耐震設計を修正震度法 ( $\beta = 1.25$ ) で実施していることの妥当性を示すものである。

### 5-2 地震時荷重の比較

各加振方向ごとに、各応答スペクトルによる動的地震荷重と静的地震荷重を比較した結果は次のとおりである。

- (1) 一般的に動的地震荷重が静的地震荷重を上回っている。
- (2) 最上段柱上端を除いて、柱部上下端では静的地震荷重による断面力は Case 1, 3 の動的地震荷重による断面力の2倍程度、Case 2, 4 による断面力の50%程度になっている。
- (3) 橋脚梁部については、梁中央部で静的地震荷動による断面力が動的地震荷重に較べてかなり小さいのに対し、隅角部では両者の値は同じ程度である。

動的解析断面力が静的解析断面力を超過する部

分を示すと図-11のとおりである。

### 5-3 橋脚の応力照査

動的解析による断面力が静的解析による断面力を上まわっている部分について、現断面で応力照査を行ったところ、全ての断面についてその安全性が確認できた。また、基礎杭についても許容支持力内に収まっていることが確認できた。

## 6. 動的解析に用いる加速度応答スペクトル

今回の耐震検討によって、P-56橋脚は想定した地震動に対してその安全性が確認できた。

本解析では、動的解析に用いる応答スペクトル曲線に橋脚架設地点の表層地盤の特性を反映させるために地盤応答解析を行い、その結果得られた地表の応答地震動による応答スペクトルを作成し、これを構造物モデルへの入力として用いた。

P-56橋脚は今後詳細設計を実施する予定であるが、詳細設計による部材の変更により構造系の振動特性に与える影響が大きいと判断される場合には、本橋脚の1次の固有周期が1.05 secと比較的長いこと、2次以降の有効質量が小さくないことを考えると、応答スペクトル法等による動的解析による変形、応力の照査を再度実施する必要がある。この際用いる加速度応答スペクトルとしては本文中に示すCase 2のスペクトルが適当であると考えられる。

Case 2の応答スペクトルと、設計基準第5編に示されているM7、 $\Delta=50$ kmのスペクトルを240 galに正規化したCase 4の応答スペクトルを比較すると、固有周期1 sec付近を境にして、それより短い固有周期ではCase 4の方が大きく、長い固有周期ではCase 2の方が大きい。前述のように、Case 2のスペクトルは、表層地盤の地震応答解析によって求めたものであり、同様の解析によって求めたCase 1、3の応答がいずれも短い固有周期の部分でそれ程大きくないことを勘案すると、Case 2の1 secより短い周期での応答が約400 gal程度であることは、当該地盤の特性を反映したものであると考えられる。一方、T $\times$

1 secより長い周期の部分はCase 4より大きいですが、本橋脚の固有周期を考えると動的照査上の問題にならないと考えられる。

## あとがき

北港ジャンクション部の4層立体ラーメン橋脚の耐震検討の概要について報告した。本文で示した方法によれば、地震の規模、再現期間等設計上の防災目標を設定することにより、架橋地点の地盤特性を反映した地震動をより合理的に定めることができ、動的応答解析には非常に有効な手段である。

今回の検討にあたり、基盤入力地震動スペクトルの設定に必要な設計地震動強度の期待値解析プログラムRISK-IIの使用について心よく御了解して戴いた建設省土木研究所振動研究室に対し、深く感謝する次第です。

## 参考文献

- 1) 建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法、土研資料第2120号、1984.
- 2) 建設省土木研究所：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法、土研資料1696号、1981.
- 3) 宇津徳二：1885年～1925年の日本の地震活動、震研彙報、Vol.54、1979.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書、同解説、V 耐震設計編、1980.
- 5) 阪神高速道路公団：設計基準第2部第5編耐震設計、1985.