

本州四国連絡橋公団 第2建設局 正員 山根哲雄
 (株) 総合技術コンサルタント 〃 横井昭彦
 坂口和雄

長大橋梁や、山間部から平野部に移行する地盤に架設される橋梁では、支持地盤の深さや、他の条件等により全く異なる基礎形式が連続する場合がある。この様な場合、地震時に入力される地震動は、各支点ごとに異なった特性を持つことになり、各々に異なる地震動を入力する解析が必要となる。ここでは、原形と、中間地盤を考慮した形状を用いて「菰、竹地区高架橋(海浜部)」の地震時応答スペクトル解析を行なった結果を報告するものである。

1. 解析方法

解析方法は、小坪⁽¹⁾、青柳⁽²⁾の報告に詳しいので、変位応答に関する最終式のみを、式(1)~(3)に示す。

$$W_j = \sqrt{\sum_{r=1}^n (\phi_{rj} \cdot Y_r)^2 + \sum_{k=1}^m F_{kj} \cdot \delta_k} \quad \text{----- (1)}$$

$$Y_r = \sum_{k=1}^m \beta_{rk} \left(\frac{T_r}{2\pi} \right)^2 \cdot S_a^{kr} \quad \text{----- (2)}$$

$$\beta_{rk} = - \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{ri} \cdot F_{ki}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot (\phi_{ri})^2} \quad \text{----- (3)}$$

ここに、 W_j : 点jの最大応答変位、 ϕ_{rj} : r次の点jの固有モード値、 Y_r : r次の標準座標、 F_{kj} : 点jのk支点による変位の影響係数、 δ_k : k支点の地震変位、 T_r : r次の固有周期、 S_a^{kr} : k支点から入力されるr次の地震変位応答スペクトル値、 m_i : 点iの質量を示す。

2. 解析条件

対象とした「菰、竹地区高架橋(海浜部)」の計画設計の一般形状を図-1に示す。A1は、岩盤に直接支持された剛体基礎であり、P1~P3は、岩盤内に埋入された剛性基礎である。この様な形式では、P1~P3のフーケング末端における地震動は、中間地盤(表層層、沖積層)の影響を受けて、A1の地震動(原形)とは、大きく、形状とも異なる。そこで、以下に示す条件を踏まえ、橋軸直方向の解析を試みた。A1から入力する地震動は、図-2に示す岩盤スペクトルを用い、最大加速度を100galとした。P1~P3のフーケング末端における地震動は、「くい-地盤」モデル(図-4)を、F.E.M.によって直接応答解析して得られた形状(最大応答加速度100gal)から応答スペクトルを作成(図-3)したものをを用いた。モデル化に際しては、トラス部を梁要素とし、A1は、剛性を無限大とし、剛体基礎の振動状態を表現できる様に、質量を分散させ、底面に水平バネ、回転バネを付した。P1は、地盤から離れた位置に、フーケングがあるので、くい基礎をバネ部とした。P2, P3は、フーケング末端を固定とした。モデルを図-5に示す。

3. 解析結果及び考察

解析によって得られたモード、固有周期及び固有質量(%表示)を示したものが、図-6である。卓越周期は、1.68秒の3次モードで、A1自体の固有周期と一致している。しかし、表-1に示す様に、最大応答変位は、1次モードで発生しており、3次モードにおける変位は小さい。従って、このモデルは、質量の大きさはA1と高架橋部分の連成振動の影響が小さい、橋梁形式であるものと考えられる。各支点の最大応答変位をプロットしたものを図-7に示している。この結果によると、入力地震動を変えた場合の最大応答変位は、101.3^{mm}であり、同形状(フーケング末端で得られたもの)の場合の112.6^{mm}に対して、10%減となっている。今回の例では、入力地震動を変えた場合の応答値は小さくなったが、この事は、必ずしも一般性を有するものとは

考えらるべし。従つて、この種の地震性状、基礎条件を有する橋梁の耐震設計を行はうに解し、入地地震波を変えた応答解析によつて照査するの必要と考えらる。

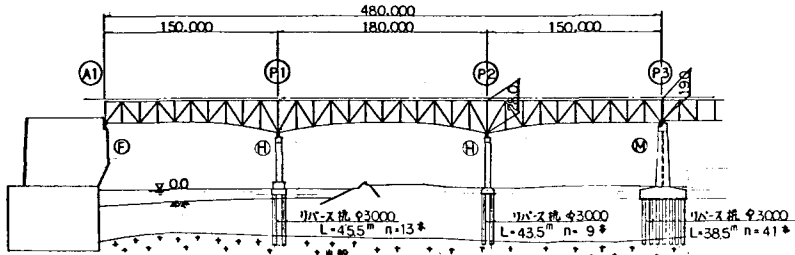


図-1. 対象橋梁一般形状

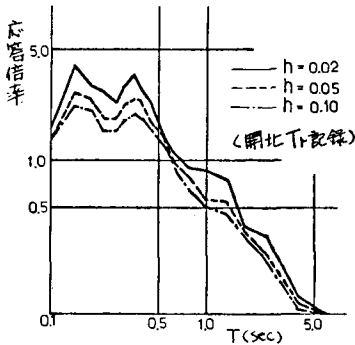


図-2. 岩盤地盤応答スペクトル

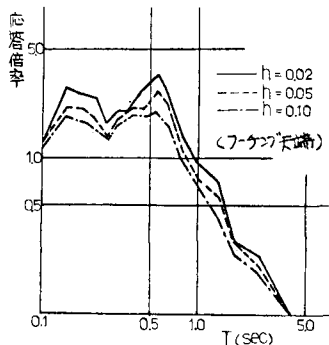


図-3. 軟弱地盤に加重する応答スペクトル

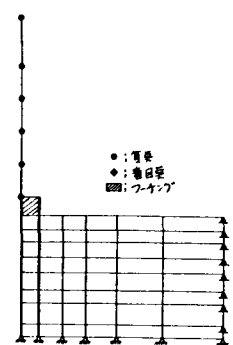


図-4. 入地地震モデル

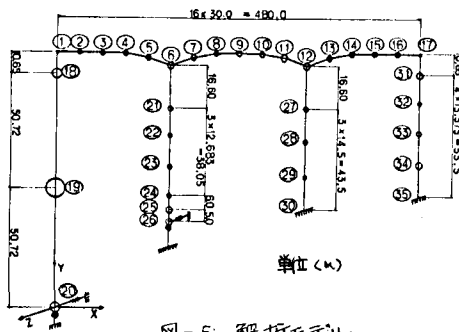


図-5. 解析モデル

表-1 各断面の応答変位 単位 (mm)

T	1次 (3.31 sec)	2次 (1.93 sec)	3次 (1.66 sec)	(1)式1項	(1)式2項	最大応答変位 (mm)
1	0.159	0.574	3.992	4.212	0.041	4.253
2	1.647	2.279	3.018	3.017	0.634	5.651
3	3.023	3.373	1.566	5.663	1.214	6.877
4	4.193	4.210	-0.007	6.719	1.759	8.488
5	4.970	3.968	-1.532	6.918	2.289	9.207
6	5.273	2.845	-2.464	6.743	2.762	9.505
7	7.349	2.421	-3.784	8.942	2.995	11.938
8	8.707	1.457	-3.995	10.041	3.171	13.212
9	9.218	0.188	-3.105	10.129	3.289	13.418
10	8.956	-1.111	-1.396	9.527	3.345	12.872
11	7.808	-2.166	0.729	8.452	3.349	11.800
12	5.867	-2.720	2.643	7.286	3.304	10.590
13	5.606	-3.809	4.957	8.669	3.163	11.831
14	4.773	-4.038	5.912	9.160	2.989	12.149
15	3.469	-3.417	5.354	7.749	2.791	10.540
16	1.906	-2.151	3.531	5.423	2.578	8.000

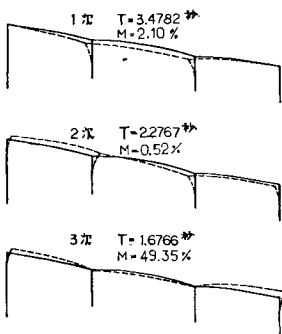


図-6. モード図

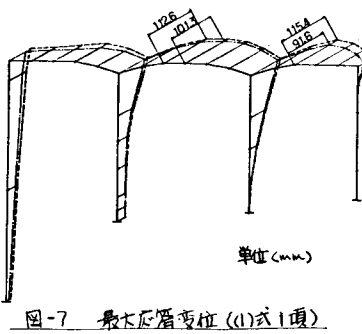


図-7. 最大応答変位 (1)式1項

参考文献

(1) 小坪有真:

進行地震波に於ける橋梁応答解析への応答スペクトルを利用
土木学会論文報告集
270号, 1978年

(2) 有柳太郎:

地震波の応答変位を考慮した土木工学の地震
応答について 土木学会論
文報告集 190号, 1971年