

(140) 地震動特性と構造物の破損に関する応答解析

建設省 土木研究所 正員○二宮 嘉朗
 建設省 北陸地方建設局 正員 常田 賢一
 建設省 土木研究所 正員 大塚 久哲

1. はじめに

構造物の被害と相関のよい地震動特性として、加速度波形の最大値が従来よく使われている。構造物を設計する際の設計水平震度のように、慣性力を考慮した静的な設計をする場合、歴史的にこの最大加速度を参考にしてきた経緯がある。最近、アナログのSMA C型の強震計に替わって、デジタルの電磁式強震計が多使用されるようになってから、1000gal程度の強震記録が取れようになったが、そのような大きな加速度が生じた場合でも、設計水平震度0.2で設計された構造物が無被害である事例がでており、最大加速度と構造物の被害との相関について疑問が呈されるようになった。

また、一質点系の弾性バネと粘性抵抗のあるモデルの応答値を考慮した応答加速度スペクトル法は許容応力度設計法においての動的解析としては合理的なものと考えられる。しかし、構造物の被害が考えられるのは、弾性限界あるいは降伏の後であり、その領域での応答が問題になる。そのため、地震被害を考慮した適切な地震動特性は終局状態を考慮した応答解析を行って検討する必要がある。本研究では、地震動特性に注目して、非線形形の地震動応答解析を行った。

2. 構造物の変状程度と地震動特性に関する応答解析（1質点系）

現在、入力波形の特性を表わすものとして、加速度応答スペクトルがある。これは、構造物をある固有周期及び減衰をもった1質点系として、地震動入力によって得られた応答加速度

の最大値を構造物の固有周期との関係で定義したものである。構造物の応答を考慮した波形特性を表すものとして現在よく使用されているが、構造物の弾性限界内での挙動を表しているため

構造物の被害程度を表わす指標としては不十分である。本解析では、鉄筋構

造物を弾塑性体として、入力波形特性を変えた地震動に対する応答量（変状程度）を算定し、鉄筋コンクリート構造物の変状程度と相関のよい入力地震動特性について検討した。

解析に用いたモデルは、図-1に示すような直接基礎の鉄筋コンクリート構造物を取り上げて、構造物基部を固定とした1質点系の弾塑性体にモデル化したものである。

モデルは構造物の高さを5m、12m、20mと変えた3タイプとして、降伏時剛性で求めた構造物の固有周期 T_{EQ} を変えている。なお、図-2に示すように構造物基部曲げモーメント M ～曲率 ϕ 、構造物天端水平力 P ～水平変位 δ の関係はトリリニアとした。

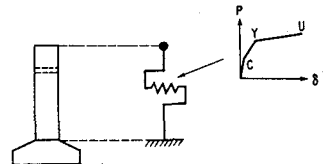
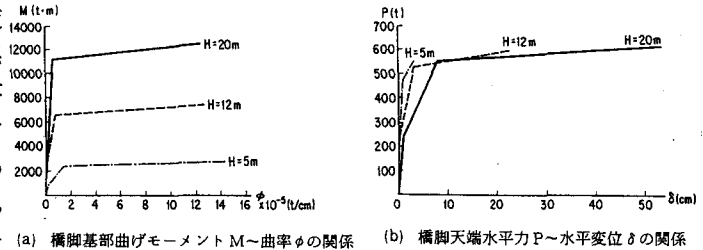


図-1 解析モデルの概要図



(a) 橋脚基部曲げモーメント M ～曲率 ϕ の関係 (b) 橋脚天端水平力 P ～水平変位 δ の関係

図-2 解析モデル (M ～ ϕ 、 P ～ δ の関係)

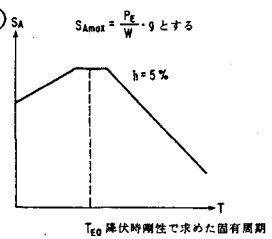


図-3 加速度応答スペクトルの調整手法

入力波形としては、硬い地盤（I種地盤）の強震記録として1978年宮城県沖地震の際に開北橋で観測された加速度波形を使った。この波形をベースに減衰定数5%として加速度応答スペクトルを調整した。なお、調整にあたっては、図-3に示すように固有周期 T_{EQ} を中心にそれより短周期側の勾配は $T^{-1/3}$ 、それより長周期側では T^{-1} として、

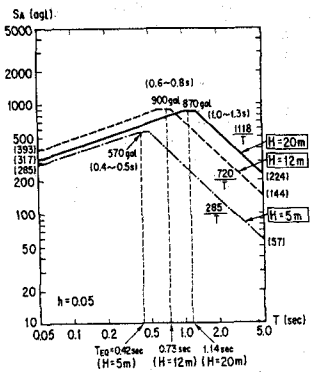


図-4 入力基準とした加速度応答スペクトル

3モデルそれぞれについてスペクトルを調整し、3波形での加速度応答スペクトルを作成した。ここで、図-2(b)の $P-\delta$ から等価エネルギー法の原理を使って、終局状態に達する弾性応答加速度を想定し、その値を各モデルの T_{EQ} での値としたものが図-4である。このスペクトルを基準スペクトルとして、この入力波形を1倍、1.5倍、2倍(=α)した波形を用いて地震応答解析を実施した。

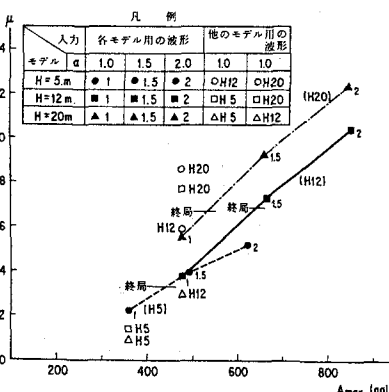


図-6 入力地震動の A_{max} と応答塑性率 μ の関係

構造物の被害と相関のよい入力地震動の特性を検討するために、構造物の被害を表す指標として、構造物の天端（解析モデルの質点位置）における応答塑性率 μ （応答水平変位の最大値/降伏時の変位： δ/δ_Y ）を用い、入力地震動の特性値としてHousnerが提案したスペクトル強度SI値¹⁾、入力地震動の最大加速度 A_{max} 、 T_{EQ} での入力地震動の応答加速度 $S_A(T_{EQ})$ に着目した。ここで、SI値は、速度応答スペクトルを0.1秒から2.5秒まで積分した値で、長さの次元を持っている。図-5~7は、動的応答特性の結果からこれらの3つの入力地震動特性と塑性率の関係を整理したものである。ここで、黒印は、H=5m、12m、20mそれぞれのモデルの T_{EQ} で応答加速度が最大になる各モデルの目標スペクトルに対して、入力波形を

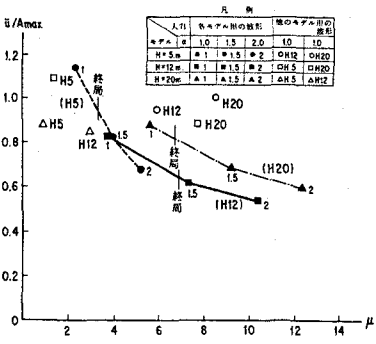


図-8 応答塑性率 μ と加速度増幅率 u/A_{max} の関係

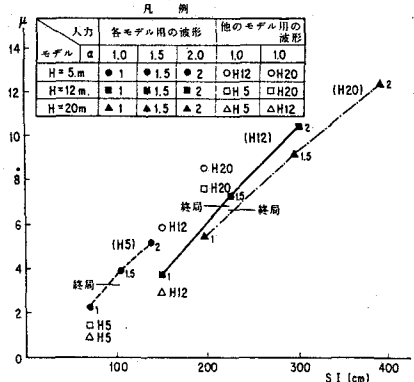


図-5 入力地震動のSI値と応答塑性率 μ の関係

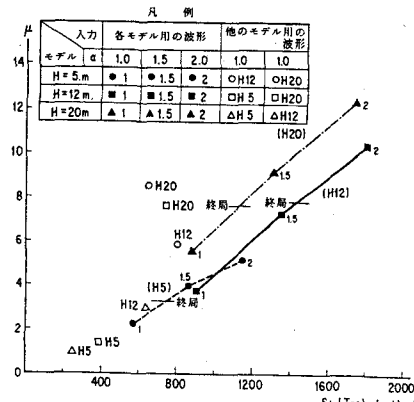


図-7 入力地震動の $S_A(T_{EQ})$ と応答塑性率 μ の関係

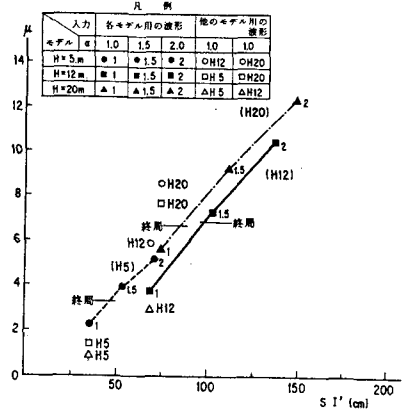


図-9 入力地震動のSI'値と応答塑性率 μ の関係

構造物の被害と相関のよい入力地震動の特性を検討するために、構造物の被害を表す指標として、構造物の天端（解析モデルの質点位置）における応答塑性率 μ （応答水平変位の最大値/降伏時の変位： δ/δ_Y ）を用い、入力地震動の特性値としてHousnerが提案したスペクトル強度SI値¹⁾、入力地震動の最大加速度 A_{max} 、 T_{EQ} での入力地震動の応答加速度 $S_A(T_{EQ})$ に着目した。ここで、SI値は、速度応答スペクトルを0.1秒から2.5秒まで積分した値で、長さの次元を持っている。図-5~7は、動的応答特性の結果からこれらの3つの入力地震動特性と塑性率の関係を整理したものである。ここで、黒印は、H=5m、12m、20mそれぞれのモデルの T_{EQ} で応答加速度が最大になる各モデルの目標スペクトルに対して、入力波形を

1倍、1.5倍、2倍したものである。一方、白印は他のモデルの基準スペクトルを入力したものである。

これらの図から、次のことが言える。入力地震動特性として、SI値を用いた場合、固有周期の短いモデル程、同じSI値では大きな塑性率を得ている。逆に、 A_{max} 、 $SA(T_{EQ})$ の場合、同じ A_{max} 、 $SA(T_{EQ})$ の値では、固有周期の長いモデル程、塑性率は大きい(H20, H12)。このように、両者はほぼ逆の傾向を示している。また、SI値を地震動特性とした3構造物の曲線はそれ程差はなく、ほぼ $\mu = SI / 30$ で近似できるようである。

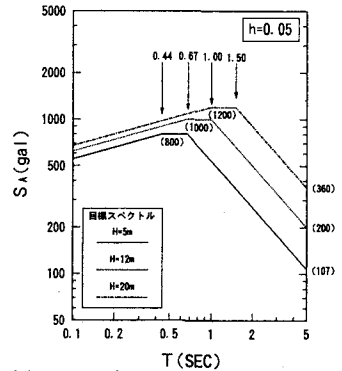


図-10 入力地震動の基本応答加速度スペクトル

次に、図-8に応答塑性率 μ と加速度増幅率 u/A_{max} （構造物天端の最大応答加速度/入力波形の最大加速度）との関係を示す。塑性率が大きい程、加速度増幅率は小さくなっている。応答加速度 u は A_{max} が大きくなると一般に増加する。しかし塑性率が大きくなると、構造物の周期が長くなるため、応答加速度スペクトルが右下がりであることから、応答加速度は塑性率が大きい範囲では増幅の程度は小さいものと考えられる。

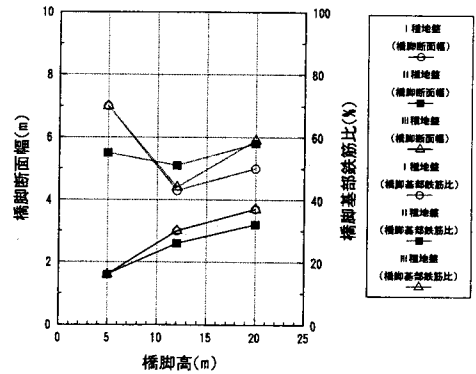


図-11 橋脚の構造特性

図-9は、SI値を求める時の速度応答スペクトルの積分範囲を長周期領域について、積分範囲を小さくした(0.1~1.5秒)場合のSI'値について塑性率を示したものである。これは、降伏時剛性により求めた固有周期と比べて、ハウスナーのSI値の定義ではかなり長周期成分を含んでいるので、その長周期成分を減らしたものである。図によると、SI'値は黒印のみでは、 μ との相関はよいが、白印は黒印を結ぶ線より離れている。

3. SI値と橋梁被害に関する応答解析(多質点系)

3.1 解析手法

対象とする橋梁は3径連続桁で、道路橋示方書の規定する耐震設計上の地盤種別I種、II種、III種地盤について、固有周期を変える目的で橋脚高さを5m、12m、20mとした。ここで、一般の橋梁について検討するために現行の道路橋示方書に従うとともに、経済的な設計になるようにした。その結果、基礎と上部の形式はI種地盤では直接基礎・PC桁、II・III種地盤では杭基礎・鋼桁となった。入力地震動波形は前記と同様に開北橋でとれた強震記録波形を基に3種の基本波形を図-10のように調整したものである。ここで、橋脚基部の塑性化の程度を表す指標として、 μ^* を次のように仮定する。

$$\mu^* = \frac{\phi d}{\phi u}$$

ϕu = 終局時の曲率

ϕd = 応答最大曲率

なお、橋脚の構造モデルは多質点系とし、10分割以上で、かつ1分割2m未満のはり一質点モデルで近似する。地盤ばねは動的相互作用を考慮した地盤ばねを用いる。

図-11は橋脚基部断面幅と橋脚基部鉄筋比を地盤種別と橋脚高さで整理したものである。この図によると、橋脚断面幅は橋脚高さが高い程大きい。それに対して、鉄筋比は、12mと20mでは高い方が大きくなっているが、橋脚高さ5mでは逆に鉄筋比は大きく、断面幅の割りに鉄筋量を多く入れた構造になっている。

3.2 解析結果

図-1 2 に地震動の最大加速度 A_{max} と μ の関係を示す。

この図に示すように最大加速度に対して、

μ のバラツキは非常に大きい。すなわち、同じ最大加速度の地震波が橋梁基礎に入力されても、橋梁の被害の程度は大きく異なる。また I、III 種地盤では橋脚高 5 m のものの被害が大きい。

次に図-1 3 に S I 値と μ の関係を示す。これより、橋脚高の低いものが I、III 種地盤では同じ S I 値に対して、大きな被害になることがわかる。ただし、II 種地盤の場合、橋脚高の違いは小さい。

S I 値の μ の関係を図-1 4 に示す。これより、橋脚高 5 m のものは、同じ S I 値に対して終局に至り易く、被害が大きい。しかし、橋脚高 1.2 m と 2.0 m ではどの地盤種別においても、ほとんど同じ μ になる。なお I 種地盤の橋脚高 5 m が一番被害が大きい。

図-1 1 にみられるように、橋脚高 5 m は鉄筋比が一番大きく (II 種地盤では 2 番)、橋脚基部断面幅が一番小さいが、この被害が一番大きくなった。すなわち、橋脚基部断面幅が橋脚高

が高くなるにつれて大きくなるため、上部工モーメントが大きくなったとしても、地震被害が大きくなるわけではない。S I 値と μ の関係を $S I = k\mu$ (k は定数) と近似すると、 k の値は S I 値がエネルギーを示す指標であることから、構造物の減衰特性等によって異なることになり、今回の解析では $k = 0.02 \sim 0.1$ 程度と、かなりのバラツキがある。

5. おわりに

地震動波形と構造物の被害との相関について、地震動特性である S I 値と主に橋脚被害との相関について検討した。構造物の被害程度と S I 値との相関は、最大加速度や応答加速度スペクトルの相関よりよい。ただし、構造物の被害程度と S I 値とを関係づける係数 k のバラツキは大きく、今後、構造形式の分類等を行い、被害と S I 値の関係について定量化を行いたい。

(参考文献)

1) Housner, G.W. : Behavior of structures during earthquake, ASCE, EM4, Oct. 1959.

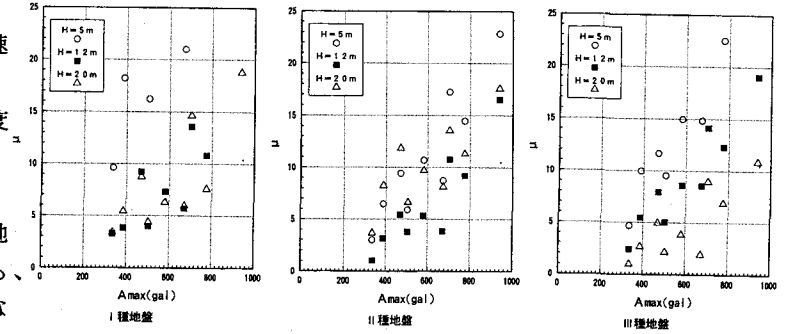


図-1 2 最大加速度と μ

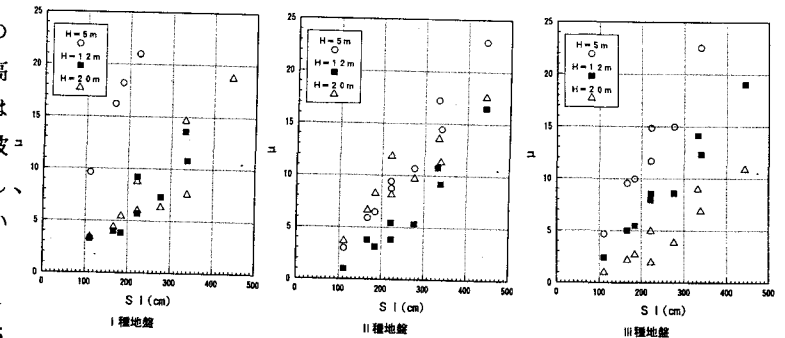


図-1 3 S I 値と応答塑性率

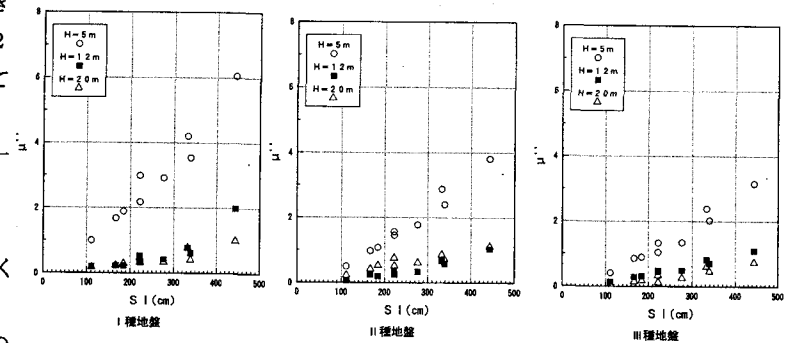


図-1 4 S I 値と μ