

1. はじめに

近年、発生が危惧されている東海地震や東南海地震、南海地震、さらにそれらの連動型地震では、断層規模が非常に大きい為、地震動継続時間が数分程度と非常に長くなることが予測されている。

現在、これらの地震による被害予測は、主に計測震度を基にして行われている。しかし、計測震度は波形の最大振幅に大きく依存する実効加速度により算出されており、実効加速度より少し低いレベルで繰り返し続く地震動継続時間の影響があまり考慮されていない指標となっている。

したがって、計測震度が同じであっても、地震動継続時間が非常に長い場合には、構造物の損傷が大きくなり、予測を上回る被害が出る危険性があると考えられる。

そこで、本研究ではRC土木構造物を解析対象とし、継続時間の異なる地震動加速度波形を入力外力として地震応答解析を行い、その被害状況を比較することで、海溝型巨大地震の特徴のひとつである長い地震動継続時間がRC造の土木構造物の損傷に及ぼす影響について検証した。また、被害予測の精度を高める方法について検討した。

2. 正負交番載荷実験における載荷繰り返し回数の影響に関する文献調査

本章では、強振動の繰り返しが構造物の損傷にどの程度影響を及ぼすのかを明らかにする目的で文献調査を行った。また、本研究で使用する解析プログラムでは地震動継続時間の影響を十分に再現できない為、その解析結果に継続時間の影響を反映させる方法についても検討した。

調査対象とした文献は、土木学会論文集および土木学会論文報告集に載っている正負交番載荷実験に関する論文7編である。対象構造物は、片持ち梁形式のRC橋脚模型109体である。断面形状は矩形、断面寸法が200~900mm、曲げ耐力に対するせん断耐力の比（以下「耐力比」とする）が0.96~4.18、せん断スパン比が1.52~6、軸方向鉄筋比は0.95~3.8%、帯鉄筋体積比が0~1.58%といったデータが含まれている。載荷方法は、柱基部の引張鉄筋のひずみが降伏ひずみ δ_y に達した時点での載荷点位置の水平変位を基準とし、その整数倍の変位振幅で各変位において n 回の正負交番載荷を加えるものを選択した。各変位での載荷繰り返し回数 n は実験ごとに異なっており、1、3、5、10、30回とした実験データが含まれている。

耐力比、せん断スパン比、鉄筋比および帯鉄筋体積比と靱性率（ δ_N/δ_Y ：ここで、 δ_N ；終局変位）の関係から、載荷繰り返し回数 n の影響を調べた。例として、耐力比 靱性率関係を図1に示す。図1より、耐力比が2.0のとき載荷繰り返し回数が10回の場合の靱性率は、1回の場合の約

62%となることが確認できた。他の場合でも同様に、載荷繰り返し回数が増えると靱性率が小さくなることがわか

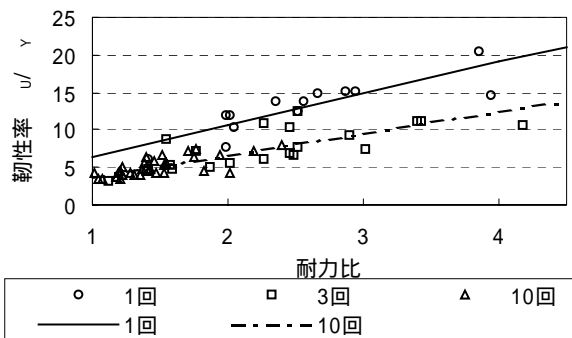


図1 耐力比 靱性率関係

った。さらに、耐力比が大きいもの、せん断スパン比が大きいもの、鉄筋比が小さいもの、帯鉄筋体積比が大きいものほど、載荷繰り返し回数の影響が顕著となっていた。つまり、せん断破壊先行型の構造物に比べ曲げ破壊先行型の構造物の方が載荷繰り返し回数の影響を大きく受けることが確認した。

以上の結果から、本研究では構造物の耐力比に応じて載荷繰り返し回数の影響を考慮した終局曲率 ϕ_N を求めることで継続時間の影響を考慮した損傷評価を行うこととした。耐力比 靱性率関係より、それぞれの耐力比での総載荷繰り返し回数 靱性率比関係（図2）を求める。図2の曲線は次式により表される。

$$y = (0.2x + 1.28)n^{-0.27} \quad (1)$$

ここで、 y ：靱性率比（元々の靱性率に対する載荷繰り返し回数の影響を考慮した靱性率の比）
 x ：耐力比
 n ：降伏変位以降の総載荷繰り返し回数

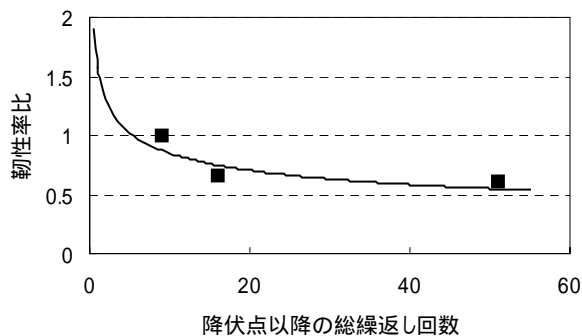


図2 耐力比1.5での総載荷繰り返し回数 靱性率比関係

式(1)に解析対象となる構造物の耐力比および地震応答解析結果における降伏変位以降への総到達回数を入力す

ることそれぞれの場合での靱性率比が求まる。その靱性率比を元々の終局曲率 ϕ_N に掛けることで、載荷繰返し回数の影響を反映した終局曲率 $\phi_{N'}$ を求めることができる。この載荷繰返し回数の影響を反映した終局曲率 $\phi_{N'}$ を用いて地震応答解析結果の評価を行うことで、地震動継続時間の影響を考慮した損傷評価を行うこととした。

3. 節点と梁要素からなる構造モデルを用いた地震応答解析

本章では、実在する RC 造の土木構造物を骨組みモデル (MDOF) に置き換えて地震応答解析を行うことで、地震動継続時間が構造物の損傷に及ぼす影響について検証した。

3.1 解析対象構造物

解析対象構造物は道路橋および鉄道橋とした。道路橋は、 α 橋 (2 径間連続非合成鋼板桁橋) および β 橋 (3 径間連続非合成鋼板桁橋) 鉄道橋は、第 3 愛宕高架橋 (一層ラーメン構造) および第 5 猪鼻高架橋 (一層ラーメン構造) である。

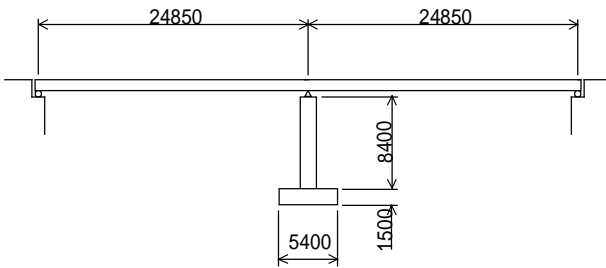


図 3 橋の構造概要

3.2 入力地震動

解析に用いた地震動の速度波形は、観測記録 86 成分およびシミュレーション波形 33 成分の合計 119 成分である。観測記録は気象庁、旧運輸省港湾技術研究所、旧建設省土木研究所および防災科学研究所 K-NET 等のものである。これらの加速度記録を振幅調整し計測震度が 6.0 となる地震動加速度波形を作成した。継続時間を表す指標は T_{90} (累乗加速度パワーが全体の 5~95% となる時間) とした。

本研究では地震動継続時間の長短の判断基準として 119 成分のほぼ平均値に当たる 20 秒とし、20 秒より短いものを地震動継続時間が短いグループ、20 秒より長いものを地震動継続時間が長いグループとした。また、各地震動加速度波形についてスペクトル解析を行い、卓越周期が 1.0 秒以上のものを長周期地震動、1.0 秒未満のものを短周期地震動と分類した。地震動継続時間が長いグループの内、短周期地震動が 35 成分、長周期地震動が 24 成分であり、地震動継続時間が短いグループの内、短周期地震動が 34 成分、長周期地震動が 19 成分である。

3.3 解析方法

解析対象構造物を節点と梁要素からなる構造としてモデル化した。道路橋に関しては、桁および橋脚の横ばり部は

剛体要素、柱部は非線形要素とした。鉄道橋脚に関しては、梁と橋脚の接合部周辺は剛体要素とし、それ以外の部分は非線形要素とした。橋脚断面の復元力特性は、鉄道構造物設計標準・同解説を参考にした曲げモーメント 曲率関係のトリリニアモデルを採用した。減衰はレイリー減衰とし、減衰定数は 0.02 とした。この構造モデルに対し、離散型運動方程式を解くことにより地震応答解析を行った。数値解法には Newmark- β 法を用いた。

3.4 解析結果

解析結果の一例として 橋の T_{90} 損傷率関係を図 4 に示す。ここで、損傷率とは終局曲率 N (N') に対する最大応答曲率 MAX である。損傷率が 1 を超えたものについては破壊に至ったものと判断する。

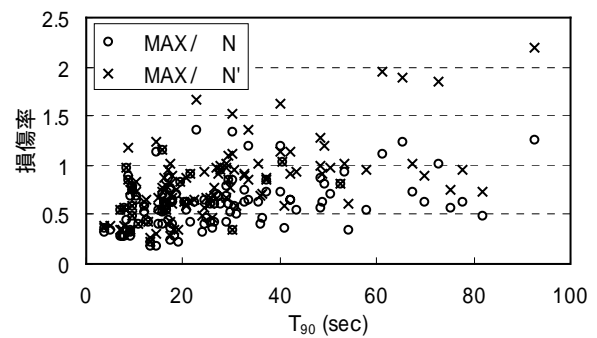


図 4 橋の T_{90} 損傷率関係

図 4 より、元々の終局曲率 N を用いて損傷を評価した場合、地震動継続時間の影響があまり反映されていないが、載荷繰返し回数の影響を考慮した終局曲率 N' を用いて損傷を評価した場合は、地震動継続時間が長くなるほど損傷率が大きくなることが確認できた。

次に、 T_{90} が 10 秒毎の平均損傷率および破壊割合を表 1 に示す。平均損傷率、破壊割合ともに T_{90} が長くなるほど大きくなることが示された。平均損傷率については T_{90} が 10 秒未満のとき 0.56 だったものが 50 秒以上のときには 1.19 となり約 2.1 倍の値となった。破壊割合についても T_{90} が 10 秒未満のときには 5% だったのに対して 50 秒以上のときには 42.86% となり約 8.6 倍と非常に大きな差が発生することが確認できた。

表 1 橋の破壊割合

T_{90} (sec)	個数	平均値		破壊数	破壊割合 (%)
		MAX/ N	N'		
~ 10	20	0.56		1	5.00
10 ~ 20	34	0.65		3	8.82
20 ~ 30	26	0.81		3	11.54
30 ~ 40	14	0.91		4	28.57
40 ~ 50	11	1.07		7	63.64
50 ~	14	1.19		6	42.86
全体	119	0.80		24	20.17

また、地震動継続時間の影響を考慮した損傷指標として、

履歴エネルギーを算出した。ここで、履歴エネルギーとは各要素の曲率の増分と曲げモーメント M さらに部材長 L を掛け合わせ、部材の合計をとったものとし、次式により算出する。

$$E = \sum M \cdot \Delta\phi \cdot L \quad (2)$$

橋の履歴エネルギーと T_{90} の関係を図 5 に示す。図 5 より地震動継続時間が長いほど履歴エネルギーの値が大きくなること示された。履歴エネルギーだけでは、構造物の損傷状況までは示せないが、履歴エネルギーが大きくなっているということは損傷が大きくなっていると判断できると考えられる。

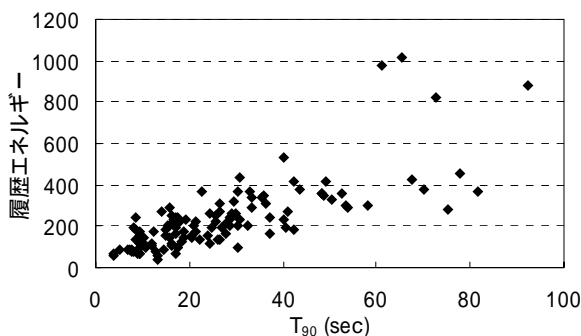


図 5 橋の T_{90} 履歴エネルギー関係

4.1 自由度系モデルへの縮約

地震動継続時間の影響を前章のように個々の構造物について検証するのではなく、つまり具体事例としてではなく一般論として議論する為には、様々な構造物に対して様々な地震動を入力して地震応答解析を行う必要がある。

本研究では、構造物の概要（形状、高さ、質量など）から大まかな復元力特性を求め、1 自由度系 (SDOF) モデルとして解析を行うことで、ある程度似た形状の構造物について長い地震動継続時間の影響について検証する方法を検討した。

今回は、その対象を 1 本柱形式の橋脚を有する道路橋とした。橋脚高さは約 15~35m のものとした。

4.1.1 自由度系モデルの定式化

まず、復元力特性の決定方法を示す。ある程度似た形状の複数の構造物に対して静的単方向荷重解析を行い、構造物全体の水平抵抗力 変形量 (P) 関係を求める。水平抵抗力 P を等価質量 M で割り、同様に変形量を構造物高さ H で割ることで P/M $/H$ 関係を求める。ここで等価質量とは、構造物頂部の水平変位を 1 としたときの構造物の高さ方向での水平変位割合を質量に掛けたものである。ここでは、道路橋橋脚 8 本について求めた P/M $/H$ 関係を図 6 に示す。

次に、各構造物について求めた P/M $/H$ 関係の平均を取る。この平均化された P/M $/H$ 関係に、解析対象構造物の高さおよび等価質量を入力することで、得られる水平

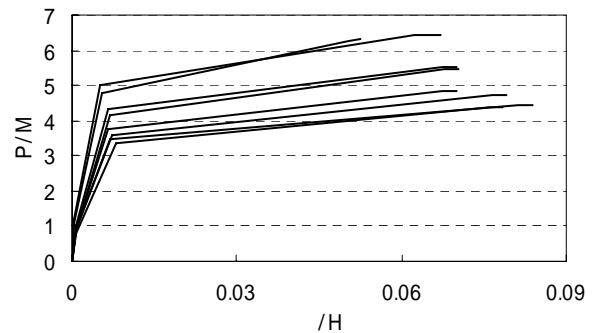


図 6 桁橋 (8 種類) の復元力特性

抵抗力 変形量関係を、その構造物の SDOF モデルでの復元力特性とすることとした。

4.2.1 自由度系モデルの評価

本節では、1 自由度系モデルを用いた解析結果が 3 章の方法で作成したモデルを用いた解析結果と等しいものであるかを検証した。解析対象構造物は 橋 P1 橋脚とし、SDOF モデルおよび MDOF モデルについて解析を行った。入力地震動は、計測震度が 6.0 になるよう振幅調整を行った広尾沖地震 (1962 年) である。

SDOF モデルを用いた解析と MDOF モデルを用いた解析の結果から得られた時刻歴応答変位を重ねて表示したものを図 7 に示す。図 7 より両モデルがほぼ等しい挙動を示していることが確認できた。同様にして 3 章で用いた 119 成分の地震動加速度波形すべてでほぼ等しい挙動を示すことを確認した。

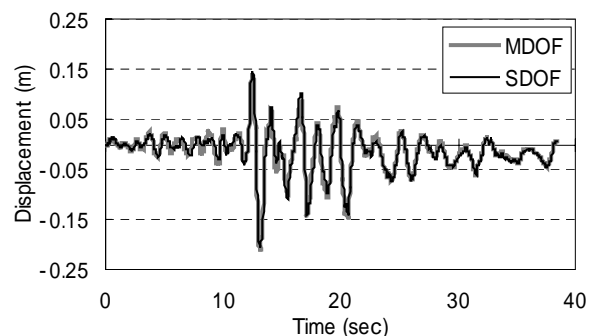


図 7 橋の時刻歴応答変位図

5.1 自由度系モデルを用いた地震応答解析

本章では、4 章で定式化した SDOF モデルを用いた解析方法を使用して地震応答解析を行い、地震動継続時間が構造物の地震応答に及ぼす影響について検討する。

5.1 解析対象構造物

解析対象構造物は、2 径間単純桁橋形式の道路橋とした。第 4 章で復元力特性を求める際に採用したものと似た形状ということから、構造物高さを 15m、25m、35m、等価質量をそれぞれ 290t、318t、342t とした。

5.2 入力地震動

入力する地震動加速度波形は3章で用いたものと同じのものを使用した。ただし、各地震動加速度波形について計測震度が5.0から7.0まで0.5刻みとなるよう振幅調整を行った。

5.3 解析結果

解析結果より、各橋脚高さでの計測震度 平均損傷率関係を図 8 に示す。

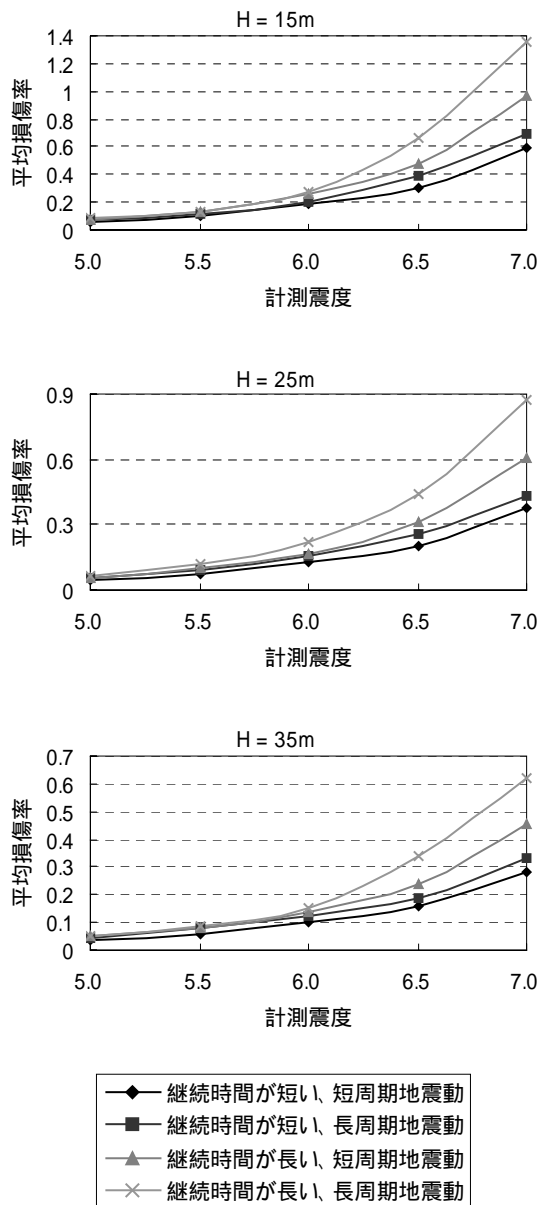


図 8 計測震度 平均損傷率関係

図 8 より、周期特性が同一の場合には、継続時間が長いグループの方が、継続時間が短いグループよりも平均損傷率が大きくなること示された。その比率は計測震度が大きくなるほど大きくなり、高さ 25m の構造物に長周期地震動を入力したケースを例として挙げると、計測震度が 5.0 のときには 1.3 倍だったものが、計測震度 7.0 のときには

2.0 倍となった。

同様に、地震動継続時間を揃えた場合には、長周期地震動を入力したケースの方が短周期地震動を入力したケースより損傷率が大きくなった。その比率は、継続時間が長いグループにおいては計測震度が大きくなるほど大きくなることを確認されたが、継続時間が短いグループでは変化が見られなかった。また、構造物の高さによる入力地震動の周期特性の影響はあまり見られなかった。

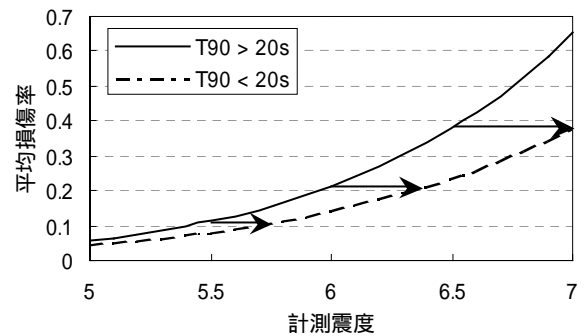


図 9 H = 25m の計測震度 平均損傷率関係

図 9 は、高さ 25m の構造物についての解析結果を継続時間のみに比較したものである。継続時間が長いグループの地震動加速度波形を入力した場合の平均損傷率が、継続時間が短いグループの場合の平均損傷率でいうどの程度の計測震度に相当するのかを調べた。その結果、式(3)を得た。他の高さについてもほぼ同様の結果が得られた。

$$I' = 1.26I - 1.2 \quad (3)$$

ここで、 I' : 地震動継続時間の短いグループの計測震度

I : 地震動継続時間の長いグループの計測震度

ただし、計測震度は 5 以上とする

I' を被害予測に用いる計測震度とすれば、式(3)を用いて継続時間の長い地震動の計測震度を割り増すことで(例: $I = 6.0$ $I' = 6.36$) 海溝型巨大地震に対する被害予測の精度を高めることができると考えられる。

6. おわりに

本研究では長い地震動継続時間が RC 造の土木構造物の地震応答に及ぼす影響を、平面骨組みモデルおよび 1 自由度系モデルを用いた地震応答解析により検証した。

その結果、計測震度が同じであっても地震動継続時間が長い地震では構造物の損傷が大きくなること示された。

また、地震動継続時間の影響を考慮した計測震度の検討も行い、海溝型巨大地震に対して計測震度の割り増しを行う関係式を示した。

今回は、対象が高さ 15 ~ 35m 程度の単純桁橋形式の道路橋という限定されたものとなったが、今後、構造物の種類を増やすなど、解析例を増やすことで、海溝型巨大地震に対する被害予測の精度を高めることができると考えられる。