

I - 6

地震動のレベルと作用順序が構造物の応答に及ぼす影響

北武コンサルタント(株)	○正会員	伊藤 慶一
北武コンサルタント(株)	正会員	渡辺 忠朋
(財)鉄道総合技術研究所	正会員	谷村 幸裕
北武コンサルタント(株)		磯貝 縁

1. まえがき

土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編¹⁾(以下、土木学会示方書)に代表されるように、現在の設計基準では、中層規模の地震(想定地震L-1)に対する耐震性能と、大規模地震(想定地震L-2)に対する耐震性能を照査することとしている。

この場合、想定地震動L-1とL-2に対してそれぞれの耐震性能に対する安全性を照査しておけば、地震動の発生回数、発生順序やその地震動の規模にかかわらず想定地震L-2規模までの地震動に対する安全性は満足できるという前提にたったものと考えられる。

そこで、本検討では、想定地震動の発生回数、発生順序およびその規模に着目し、それらが構造物に与える影響についての検討を行うこととした。以下に、その概要を示す。

2. 検討条件

2.1 検討対象構造物

本検討では、図1に示すように鉄道用橋脚を用いた。

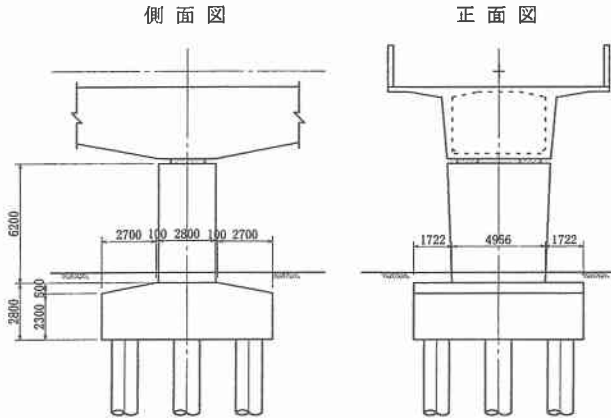


図1 検討対象構造物

The effect on the response of structure caused by the level of earthquake motion and order of action
by Keichi Ito, Tadatomo Watanabe, Yukihiro Tanimura, Yukari Isogai

2.2 部材性能の設定

部材の性能は、以下に示すように想定地震に対して土木学会示方書に示された耐震性能を満足する部材性能とした。

想定地震L-1：耐震性能1を満足することとし、部材の応答は、曲げ降伏以前の弾性的挙動を示す。

想定地震L-2：耐震性能2を満足することとし、部材の応答は、非線形領域へ入るが最大応答値は限界変位を超えない挙動を示す。

橋脚く体の部材の非線形性は、図2に示すように部材の曲げモーメントと部材角の関係で考慮することとし、復元力特性はJR総研モデル²⁾とした。なお、非線形特性と部材の損傷の関係は、概ね図2中に示すように想定される³⁾。

2.3 構造解析モデル

構造解析モデルを図3に示す。検討を簡単にするために本検討では基礎部分を固定としたモデルとした。すなわち、橋脚く体のみが地震動による振動の対象となるモデルとした。

2.4 入力地震動

入力地震動は、2.2で示した部材の挙動との関連から想定地震L-1およびL-2を設定した。

想定地震L-1とL-2の加速度の弾性応答スペクトルを、図4に示す。

本検討では、検討の趣旨を踏まえて想定地震L-1と想定地震L-2の中間に位置する地震波形として想定地震L-1.5を設定した。

なお、本検討で用いた想定地震動は、鉄道構造物の耐震性能の照査で使用されているG3波を基本波形としているが、すべて同一の周期特性を有しており最大加速度振幅のみを変化させたものである。したがって、地震動の周期特性が及ぼす影響は考慮されないことになる。

入力地震動の加速度の時刻歴波形の一例を図5に示す。

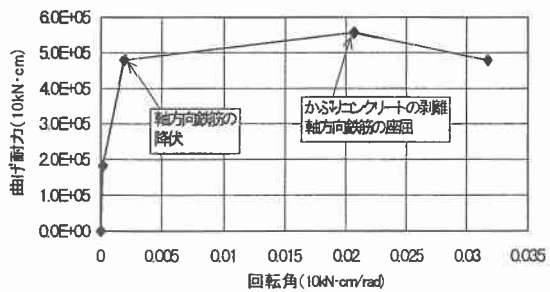


図2 橋脚く体の非線形性

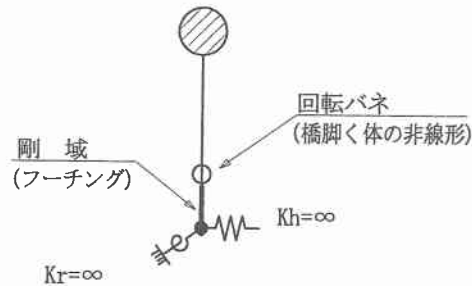


図3 構造解析モデル

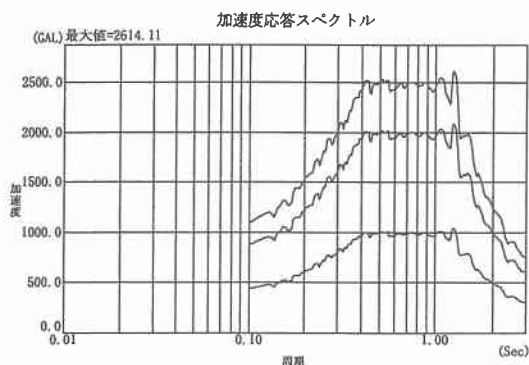


図4 想定地震の弾性応答スペクトル

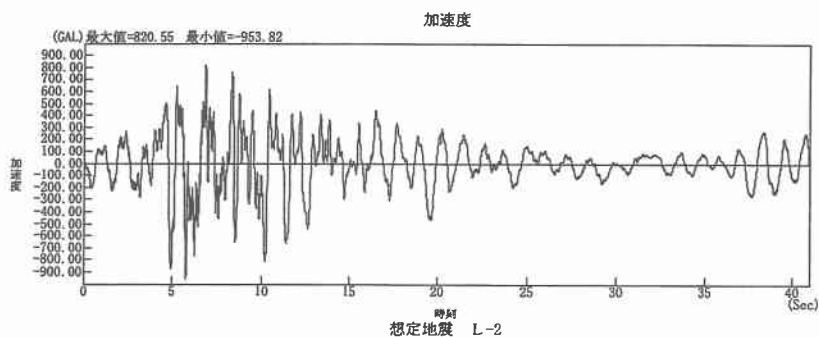


図5 想定地震動の加速度時刻歴波形

2.5 想定地震の組合わせ

本検討では、想定地震の組合せとして表1に示す10ケースを検討対象とした。

CASE1～CASE3は、想定地震がそれぞれ構造物に一回作用するケースである。

CASE4, 5は、想定地震L-1とL-2の作用順序を変えたケースである。

CASE6～CASE9は、想定地震L-1, L-1.5 および L-2 の3つの想定地震動を作用させたケースで、それぞれ作用順序を変化させたケースである。CASE10は、想定地震L-1.5を3回作用させたケースである。

なお、解析では、それぞれの想定地震動を連続して入力した。すなわち、構造物が被災後に損傷や残留変位が生じても無補修ならびに無補強で供用した場合を想定していることになる。

表1 検討ケース

NAME	想定地震動の組合せ
CASE1	(L-1)
CASE2	(L-2)
CASE3	(L-1.5)
CASE4	(L-1) + (L-2)
CASE5	(L-2) + (L-1)
CASE6	(L-1) + (L-1.5) + (L-2)
CASE7	(L-1.5) + (L-1) + (L-2)
CASE8	(L-1.5) + (L-2) + (L-1)
CASE9	(L-2) + (L-1.5) + (L-1)
CASE10	(L-1.5) + (L-1.5) + (L-1.5)

3. 解析結果および考察

各検討ケースにおける、橋脚基部の部材角の最大応答値を表2に示す。また、橋脚基部の部材角の時刻歴波形を図6～15に示す。

CASE1～CASE3より、想定地震動に対する耐震性能を満足されていることがわかる。

CASE4, 5は、想定地震L-1とL-2の作用順序を変化させたケースである。想定地震L-1の作用後に想定地震L-2を作用させたCASE4から得られた最大応答値は、想定地震L-2を一回作用させたCASE2の最大応答値よりも若干大きな値を示した。しかし、想定地震L-2作用後に想定地震L-1を作用させたCASE5では、最大応答値は、増大しない結果となった。

CASE6～CASE9は、想定地震L-1, L-1.5およびL-2の3つの地震動を作用順序を変化させて作用させたケースである。想定地震L-1.5の作用後に想定地震L-2が作用するCASE6～CASE8では、最大応答部材角は、限界部材角を上回る結果となった。また、想定地震L-2作用後に想定地震L-1.5およびL-1が作用するCASE9や、想定地震L-1.5が3回作用するCASE10では、2回目以降の地震動で最大応答部材角が限界部材角を上回る結果とはならないものの、残留部材角が増大する傾向が認められる。

表2 解析結果

NAME	$\theta_{\max}$	θ_y	θ_m	θ_n
CASE1	0.0019	0.00196	0.0206	0.0317
CASE2	0.0243			
CASE3	0.0143			
CASE4	0.0263			
CASE5	0.0243			
CASE6	0.0281			
CASE7	0.0533			
CASE8	0.0439			
CASE9	0.0245			
CASE10	0.0248			

注) 単位: $\theta_{\max}$, θ_y , θ_m , θ_n : 10kN・cm/rad

記号; $\theta_{\max}$: 最大応答部材角

θ_y : 降伏時部材角

θ_m : 最大耐力時部材角

θ_n : 限界部材角

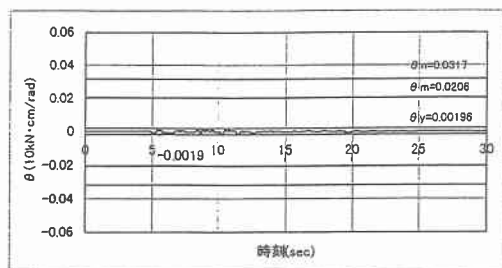


図6 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE1)

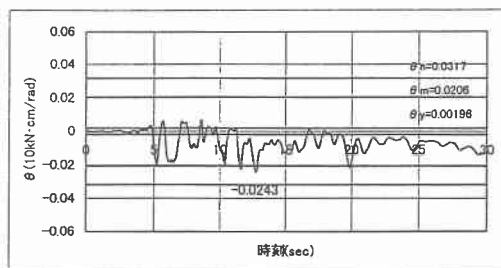


図7 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE2)

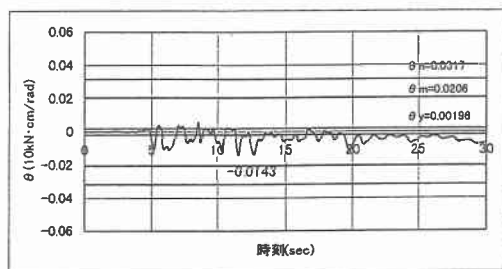


図8 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE3)

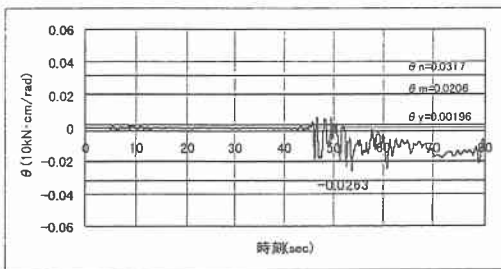


図9 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE4)

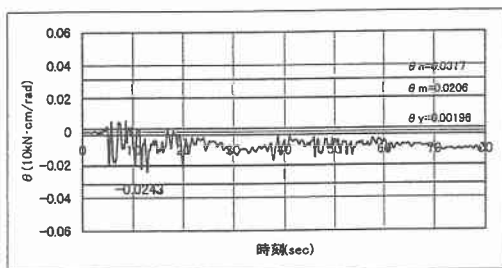


図10 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE5)

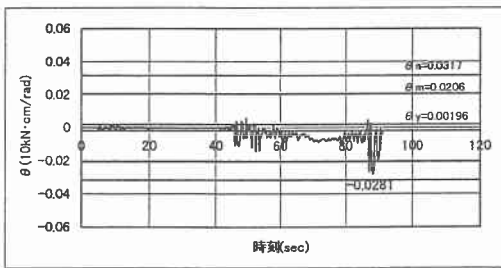


図11 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE6)

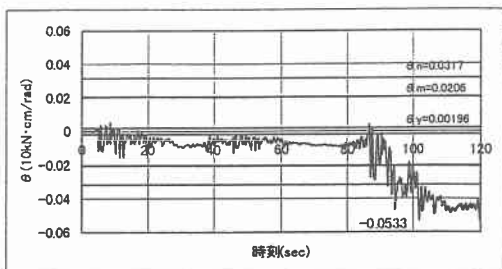


図12 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE7)

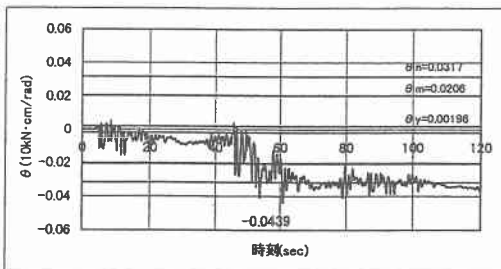


図13 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE8)

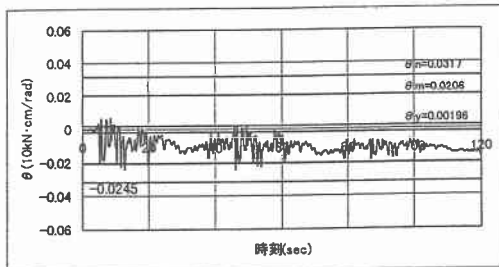


図 14 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE9)

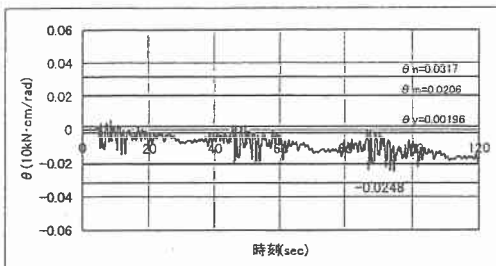


図 15 解析結果(橋脚基部の応答部材角 CASE10)

4. 結論

想定地震動の発生回数、発生順序およびその規模に着目し、それらが構造物に与える影響についての検討を行った。その結果、本検討の範囲においては、想定地震動の作用順序が異なれば少なからず構造物の応答値が変化し、場合によっては想定地震を 1 回作用させた場合の応答値よりも増大する場合があること、想定地震 L-1.5 のような中小規模の地震動と大規模地震動の中間的な地震動が作用する場合は、その後に作用する地震動により、構造物が限界値を上回る応答値となる場合があることが明らかになった。

本検討に用いた構造物、想定地震動およびその組合せは、わずか 10 ケースに過ぎないものの、ここで得られた知見は、耐震性能の照査に用いる想定地震の設定方法や、構造物の被災後の補修・補強のあり方とも関連する事項であり、今後詳細な検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震設計編），平成 8 年
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），平成 11 年 10 月
- 3) 瀧口，渡辺，佐藤：RC 部材の変形性能の評価，鉄道総研報告，Vol.13, No.4, 1999.4