

(145) 3径間PC連続橋の損傷原因分析

大阪工業大学	正会員	小林和夫
阪神高速道路公団	正会員	幸左賢二
(株)奥村組		○森尾 敏
東京エンジニアリング(株)		萩原隆朗

1. まえがき

本報告は、兵庫県南部地震において被災した3径間PC連続橋の損傷原因について検討したものである。対象橋梁は、阪神高速道路7号北神戸線百合ヶ丘橋で、橋長約160mのPC箱桁構造である。支承条件は、端部支点が固定沓で、他に3つの可動沓を有する1点固定条件である。この固定支承付近の主桁(箱桁)の下床板およびウェッジ側面に地震の影響と見られる損傷(クラック)が生じていた。この損傷が橋梁全体に及ぼす影響は軽微であったが、今までの設計では評価されていない作用力によって生じたものと考えられるため、非線形動的解析に基づき損傷原因について検討を加えた。また、動的解析における可動支承のモデル化(水平反力の評価)の影響についても考察した。

2. 損傷状況および損傷原因の推定

本橋は、神戸市北部の箕谷出入口に位置し、神戸電鉄有馬線を跨ぐ橋梁である。兵庫県南部地震本震位置からは、北東へ震央距離約24Kmに位置し、図-1に示すように、上下線分離構造の3径間連続PC箱桁橋梁である(橋長:西行き161m、東行き173m、支間長:29m)。支承条件は、始点側のA1橋台が固定支承、その他はすべて可動支承であり、支承構造はすべてBPA支承である。本橋の竣工は平成5年度、適用示方書は道路橋示方書(平成2年2月)、地盤種別はI種地盤である。

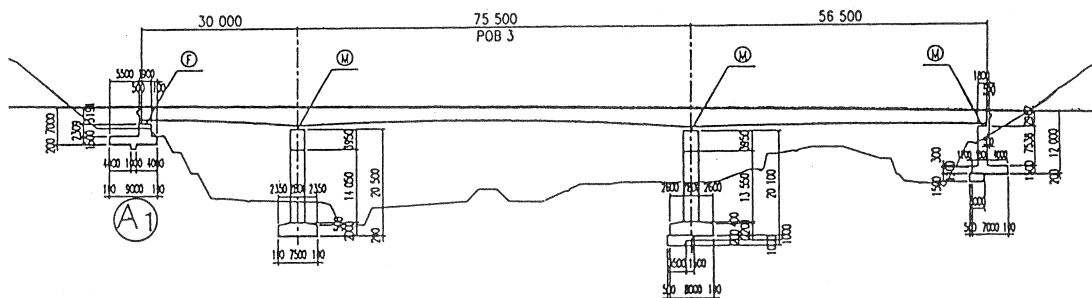


図-1 百合ヶ丘橋の側面図

ウェッジ側面の損傷状況は図-2の通りであり、固定支承(A1橋台)に近い横桁端部やコンクリート打継部に下記のようなクラックが生じていた。

- ・クラックは主桁側面の2か所(横桁主桁接続部①、第1コンクリート打ち継ぎ目位置②)、および下床板マンホールの切欠部等固定支承付近の桁端部に集中しており、幅は0.3~3.0mm程度でかなり大きい。
- ・第2コンクリート打ち継ぎ目③にクラックは生じていない。
- ・主桁側面のクラックの傾斜方向は左上がり、鉛直荷重によるひび割れパターンとは逆方向である。
- ・下床板には、横桁接続部①、第1コンクリート打ち継ぎ目位置②にほぼ橋軸直角方向のクラックがみられる。

以上の損傷状況から損傷原因を推定すると、次のように考えられる。すなわち、地震により橋軸方向に上部工慣性力が作用し、その慣性力を固定支承で支持するため、主桁に軸引張力が生じる。この軸引張力によ

り主桁下面および側面の鉄筋が引張強度を超え、クラックが生じたものである。固定支承に集中荷重として作用する水平力は、図-2中に示すように主桁の内部で軸力となって広がり、その中心は緩やかな右上がりの傾斜を有しながら上部工重心位置に達する。この軸力の流れと直交する方向にクラックが生じていることから、この原因が推定される。また、固定支承付近はPC鋼材がいわゆる曲げ上げであり、主桁下面付近にはPC鋼材が入っていないため、軸引張力により主桁下面にクラックが生じやすくなったものと考えられる。

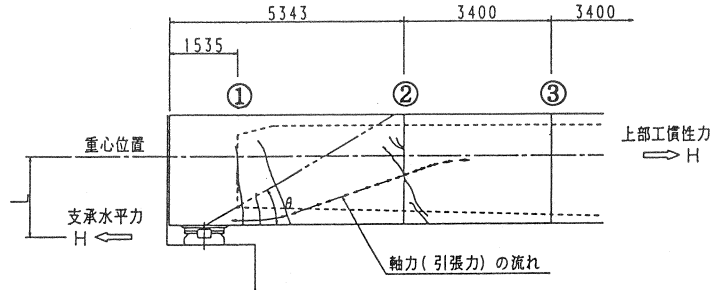


図-2 ウェブ側面の損傷状況

3. 損傷原因の検証方法および部材耐力

2. で述べた損傷状況、および固定支承は損傷を受けていない結果に基づき、固定支承の耐力、及び図-2の主桁3断面(①横桁の接続部、②第1コンクリート打ち継ぎ目位置、③第2コンクリート打ち継ぎ目位置)での引張耐力を求め、動的解析による応答値との比較から損傷原因について考察を加える。

(1) 固定支承の耐力

固定支承の耐力は、図-3に示す部材の各照査項目ごとの破壊耐力を求め、このうち最も小さいものを用いる。耐力照査結果を表-1に示す。

同表には、2種類の照査項目のうち小さい方の耐力を示している。また、耐力に幅があるのは、鋼材のせん断強さを最大ひずみ説とせん断ひずみエネルギー説の2つの説に基づいているためである。同表では、耐力評価にかなりの幅がみられるが、総合的に判断して2400~3000tf以上の耐力があるものと考えられる。

(2) 主桁の耐力

主桁の耐力照査は、軸引張力を各断面に作用させ、プレストレスによる応力と重ね合わせ、ウェブ高中央位置付近の鉄筋が引張強度($\sigma_{su}=3500\text{Kg}/\text{cm}^2$)に達したときの水平力とする。図-2に示した3断面の耐力は、表-2の通りであり、損傷の生じた①横桁接続部、②第1コンクリート打ち継ぎ目、③第2打ち継ぎ目より引張耐力が小さいことが明らかである。

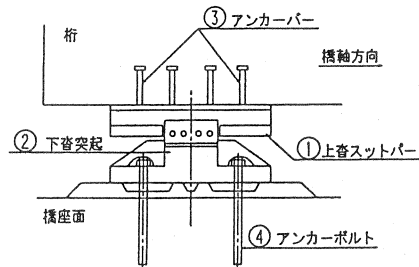


図-3 固定支承各部材概念図

表-1 固定支承の耐力照査

部材名	照査項目	耐力 (tf)
上巻スットパー	曲げとせん断	2508~3348
下巻突起	曲げとせん断	2226~2974
アンカーバー	せん断と引抜き	1960~3322
アンカーボルト	せん断と引抜き	3940

表-2 主桁の耐力

断面位置	引張耐力 (tf)
① 横桁接続部	2400
② 第1打継目	2200
③ 第2打継目	3300

4. 動的解析

(1) 解析条件

解析モデルは、図-4に示すように橋軸方向の1本棒モデルであり、軸線は重心位置とする。ただし、固定支承部分には、支承位置と軸線位置の間に剛な鉛直部材を設ける。質点位置は各スパンを4等分した程度を考えており、部材は材軸直交分割要素(4分割)を用いる。

入力地震波は、橋梁の方向が東西方向であることから神戸海洋気象台 EW 成分(最大加速度 611gal)を用いる。積分方法は Newmark 法 ($\beta=1/4$)、積分きざみ時間 $dt=0.001s$ 、質量マトリックスは集中質量とし、初期応力として死荷重による応力を考慮する。ただし、PC張力の効果は考えない。また、非線形解析は接線剛性法で、収束判定については収束計算を 15 回までとし、エネルギーによる判定(許容値 0.01)を行う。15 回内で収束しない場合、不平衡力は捨て去る。粘性減衰はレイレイ減衰 ($\alpha=0.31487$, $\beta=0.00056$) とする。このレイレイ減衰の設定については、固有値解析結果に基づき、1 次の固有振動数 1.43 Hz、2 次 10Hz とし、両振動数において 2% の減衰定数を設定することで、係数 α 、 β を決めた。ここで、2 次を 10Hz としたのは、通常の動的解析において評価する振動数の上限を用いたものである。

解析ケースは、表-3 の通りであり、ケース 1 は線形弾性解析、ケース 2 は桁の軸力~軸変位関係の引張側のみをバイ・リニアとした非線形解析である。引張耐力は、鉄筋と PC 鋼棒の全断面の引張強度とし、鉄筋は $\sigma_y=3000 \text{ Kg/cm}^2$ 、PC 鋼棒は $\sigma_y=120 \text{ Kg/mm}^2$ とする。また、この時可動支承の水平反力は考えない。ケース 3、ケース 4 もケース 2 と同じ非線形解析であるが、両ケースでは、可動支承の水平反力を考慮する。水平反力の上限値は、ケース 3 では摩擦係数 $\mu=0.1$ 、ケース 4 では $\mu=0.05$ とし、履歴特性はバイリニア・モデルとする。可動支承の履歴特性をバイ・リニアでモデル化する手法は比較的多くみられ、たとえば、家村ら¹⁾は、 $\mu=0.05$ を用いている。

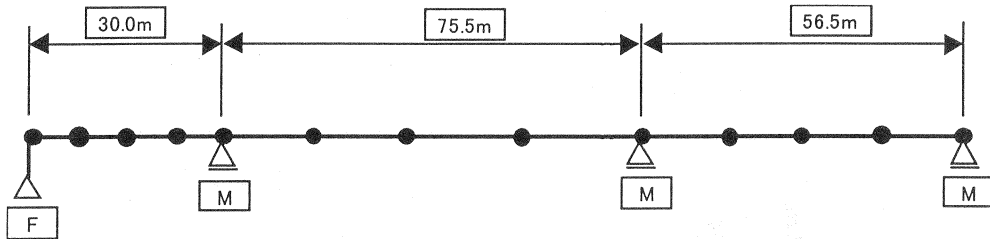


図-4 解析モデル

(2) 解析結果

a. 損傷原因

図-5 にケース 1~4 の固定支承最大せん断力、固定支承側端部桁の最大圧縮軸力、および引張軸力を示す。ケース 1 の線形解析では固定支承最大せん断力は

3500tf を超え、前述した固定支承耐力を大きく超えている。桁の引張軸力~軸変位関係を非線形でモデル化したケース 2 は、固定支承のせん断力が若干低下するが、やはり支承耐力を超えている。両ケースでは固定支承側端部桁のみが非線形域に入り、引張降伏が生じている。この要素以外の桁部では、降伏は生じていない。可動支承の摩擦係数を考慮したケース 3、4 では固定支承最大せん断力は 2500tf 弱と大きく低下し、耐力内にあると考えられる。ただし、固定支承側端部桁の軸力も同時に低下し、主桁の引張降伏も生じていない。しかしながら、現実には図-2 に示したように上部工慣性力位置から固定支承の水平力作用位置(主桁下面)へ向かう軸力の流れがあり、これによる主桁下面側での引張力の集中、若干の曲げの発生が考えられる。この結果、主桁下面、側面のクラックが生じたものと考えられる。

図-6 にケース 1、2、4 の PC 桁の橋軸方向最大軸力分布を示す。図の上側(●印)に圧縮側軸力を下段(○印)に引張側軸力を示している。最大軸力は左端の固定支承側の桁ほど大きく、右端に近づくに伴い低下している。これは、左端固定棒の水平方向伸縮モード(4次、4.90Hz)を反映したもので、今までの設計では評価されていない作用力であろう。また、ケース 1 の線形解析では圧縮、引張の軸力最大値がほ

表-3 解析ケース

ケース 1	線形解析
ケース 2	非線形解析(可動支承水平反力無)
ケース 3	非線形解析(可動支承摩擦係数 $\mu=0.1$)
ケース 4	非線形解析(可動支承摩擦係数 $\mu=0.05$)

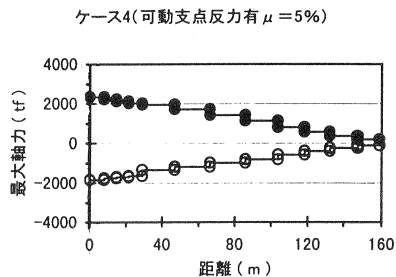
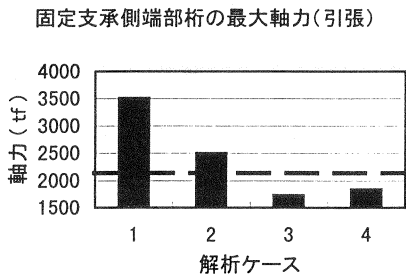
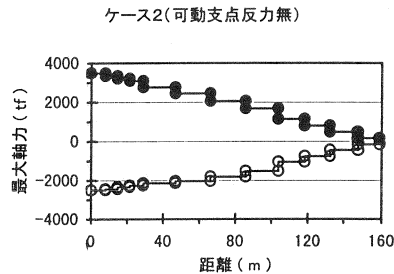
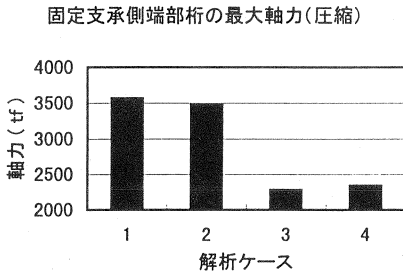
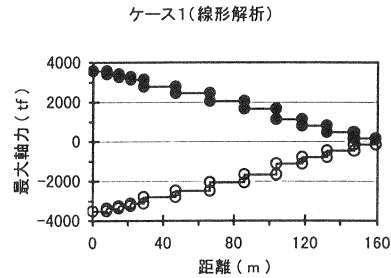
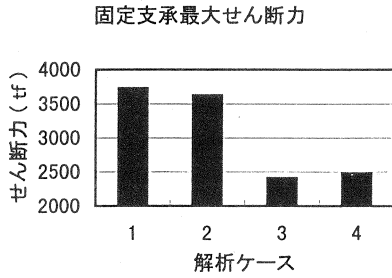


図-5 最大せん断力、圧縮軸力、引張り軸力
 ば等しいが、引張軸力の非線形性を考慮したケース2では、主桁の降伏により引張側軸力が大きく低下している。

図-6 橋軸方向の軸力分布

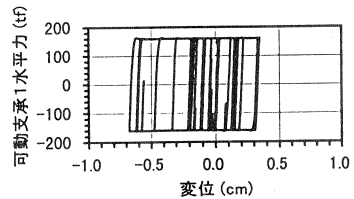
b. 可動支承のモデル化について

図-5、6において、上部工応答を考察する上で可動支承のモデル化、すなわち、水平反力の評価が重要であることが分かる。以下、可動支承のモデル化について検討する。

図-7にケース3 ($\mu=0.1$)、ケース4 ($\mu=0.05$) の可動支承水平力~変位関係を示す。摩擦係数 μ の低下に伴いバイリニア・モデルの上限値、すなわち可動支承水平反力の低下が明らかであり、非線形収束計算がうまく行われていることが分かる。

図-8にケース1、2、4の右端可動支点の加速度、及び変位波形を示す。線形解析のケース1では1186galの最大加速度が発生し、応答倍率は1.94である。主桁の引張軸力~変位関係を非線形でモデル化したケース2では、加速度波形の6秒付近で主桁の引張降伏に伴う高振動数成分の卓越がみられるが、

CASE3 ($\mu=0.1$)



CASE4 ($\mu=0.05$)

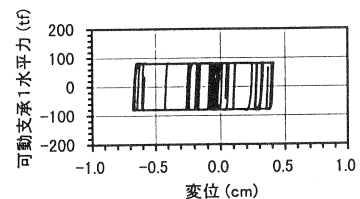


図-7 可動支承水平力~変位関係

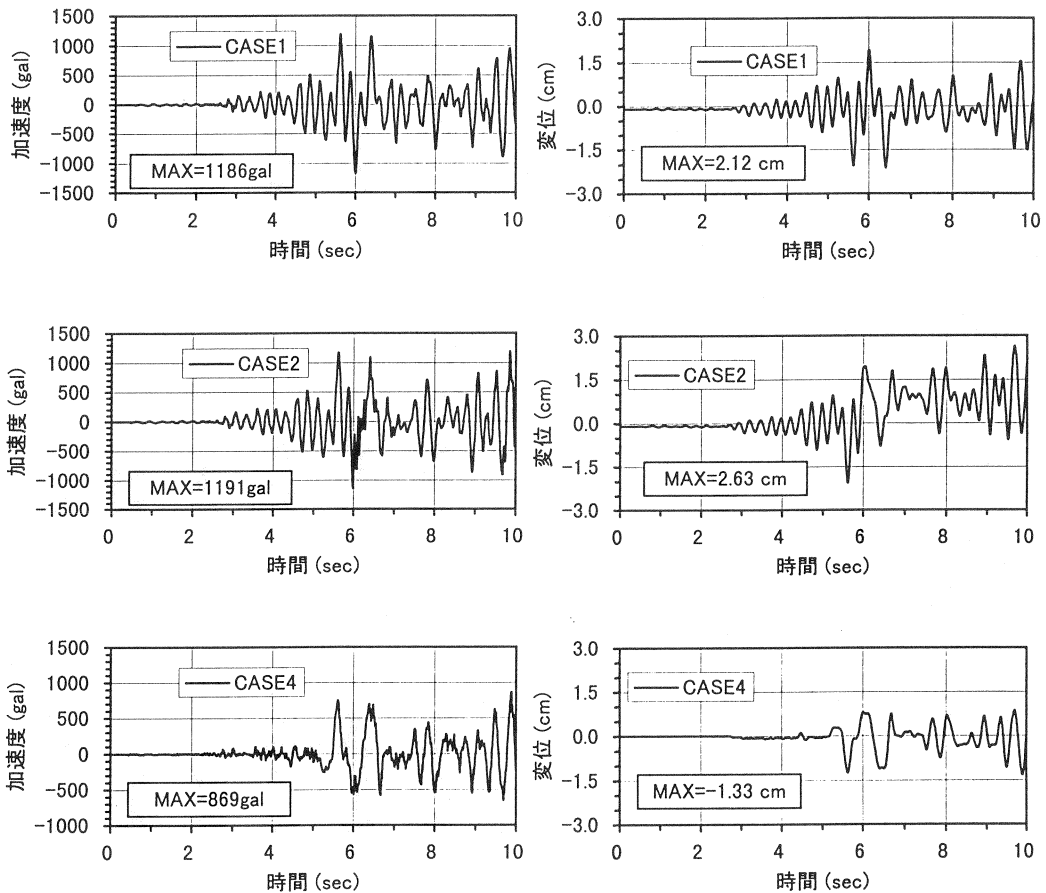


図-8 ケース1、2、4の加速度、変位時刻歴

最大値はケース1と同程度である。これは、主桁の引張降伏が固定支承側端部桁にのみ生じること、降伏の程度があまり大きくないことによると考えられる。この主桁の引張降伏に伴い、変位波形では6付近以降、僅かに+側に残留変形が蓄積されている。後述の図-10(b)にケース2の橋軸方向最大加速度分布を示しているが、右端可動支点到近づくほど増加しており、左端固定棒の水平方向伸縮モードの卓越が明らかである。

可動支承の水平反力を評価したケース4 ($\mu=0.05$) の応答はケース1、2とは大きく異なり、加速度、変位とも低振動数成分の卓越が明らかである。また、加速度最大値も大きく低下 (応答倍率 1.42) している。これは、可動支承の水平反力を考慮することにより、可動支承からも地震動が入力されることになり、この地震動の位相と桁応答の位相の違いが減衰効果として作用したことによると考えられる。また、パイリニア・モデルの履歴減衰 (エネルギー吸収) の影響も考えられ、ある種のロウパス・フィルター効果が生じたものであろう。

図-9に可動支承の摩擦係数 $\mu=0, 0.2, 1, 5, 10, 20\%$ とした時の固定支承最大せん断力、固定支承側端部桁の圧縮軸力、及び引張軸力を示す。ここに、 $\mu=0\%$ は可動支承の水平反力を考慮しないケース2、 $\mu=5\%$ はケース4、 $\mu=10\%$ はケース3である。同図から、摩擦係数 μ を小さくするほど水平反力を考慮しない本来の可動支承 (ケース2) の応答に近似し、最大応答値が増加することが分かる。ただし、 $\mu=0.2, 1\%$ 等、摩擦係数を極めて小さく設定した場合にも、ケース2に比べ最大応答が大きく低下している。静的解析においては、これら小さな摩擦係数による水平反力は無視できる程度のものであると考えら

れる。一方、動的解析では前述のように可動支承からも地震動が入力されること、バイリニア・モデルによる履歴減衰(エネルギー吸収)の影響が大きいこと等が影響しているものと考えられる。

この可動支承からの入力動の影響を調べるため、図-10(a)に摩擦係数 $\mu=0.2\%$ で、可動支承からのみ地震動を入力した場合の橋軸方向最大軸力分布を、同図(b)に橋軸方向最大加速度分布を示す。図(b)にはケース2の最大加速度分布も併記している。この解析条件は、左端の固定支承を可動支承(水平方向ローラー)に置き換えることにより表現することができる。図(a)では、300tfを超える最大軸力が発生しており、静的な摩擦係数だけでは表現できない大きな応答が生じている。図(b)では、250galを超える最大加速度が発生しており、可動支承からの入力地震動の影響がかなり大きいことが分かる。

一般に可動支承は、水平方向ローラーとしてモデル化され、ここでの水平反力負担は考えない。このことは、可動支承からの地震動入力を想定しないことを意味する。しかし、図-9、図-10では、かなり小さな摩擦係数を想定した場合にも上部工応答が大きく異なることを示しており、橋梁の動的解析における可動支承のモデル化の影響が極めて大きいことを示している。

5. まとめ

固定支承側端部主桁底面およびウェッジ側面に生じたクラックは、この断面での引張耐力が小さく、軸引張力が鋼材の引張耐力を超えたことによることを示した。また、可動支承のモデル化(水平反力の評価)が上部工応答に大きく影響することを示した。

なお、本研究は、阪神高速道路公団PC構造物委員会活動として行ったものである。

参考文献

- 1) 家村宏和、宮本文穂、高橋良和、「鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響」、構造工学論文集、VOL. 44A、1998. 3

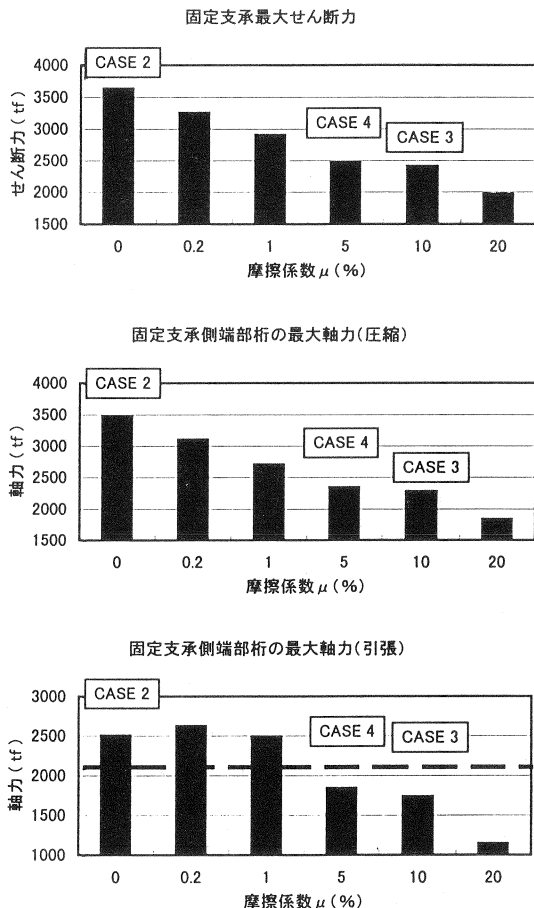


図-9 摩擦係数 μ を変えた場合の最大応答

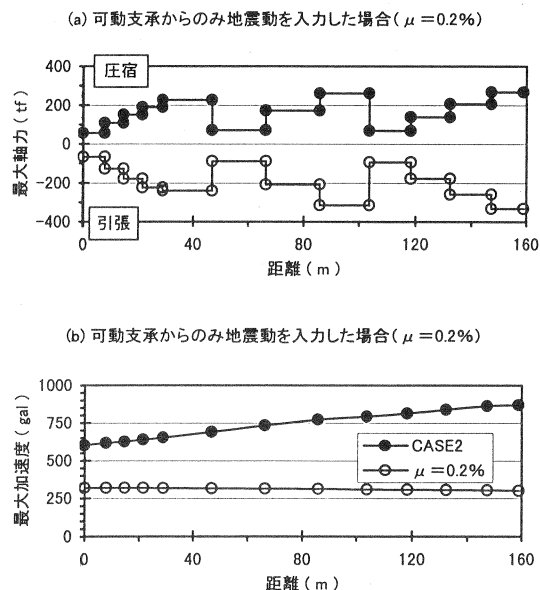


図-10 可動支承からのみ地震動を入力した場合