

鋼製橋脚の耐震性評価方法に関する一考察

磯江 暁*、橋本 靖智**、大南亮一***、森本千秋****、石毛立也*****

*工博 川崎重工業（株）鉄構事業部橋梁技術総括部技術部（〒136 東京都江東区南砂 2-11-1）

**工修 川崎重工業（株）鉄構事業部橋梁技術総括部技術部（〒136 東京都江東区南砂 2-11-1）

***工博 川崎重工業（株）明石技術研究所強度研究部（〒673 明石市川崎町 1-1）

****工修 川崎重工業（株）鉄構事業部橋梁技術総括部東部橋梁技術部（〒136 東京都江東区南砂 2-11-1）

*****工修 川崎重工業（株）鉄構事業部橋梁技術総括部東部橋梁技術部（〒136 東京都江東区南砂 2-11-1）

鋼製橋脚の耐震性評価のため動的解析をする時、橋脚をどのようにモデル化するかが重要な問題となる。本論文では、上部構造が2本の橋脚で支持された橋梁の片方の橋脚のみの耐震性を調査するため、1本の梁でモデル化し、（1）地盤を考慮した場合（2）橋脚の剛比を質量に反映させた場合について考えた。その結果、地盤を考慮した場合は変位が大きくなること、また、橋脚の剛比を質量に反映させた場合は、死荷重反力との違いにより大きく挙動が変わることが示され、モデル化の方法によって結果及び耐震性の評価が大きく変わることが示された。

1. はじめに

鋼製橋脚の耐震性を評価する時、橋の地震時の挙動が複雑で静的な保有耐力照査では評価が難しい場合、非線形動的解析による照査が必要となる。非線形動的解析を行う時には橋脚を何らかの方法でモデル化することが必要で、そのモデル化の方法もいくつかの選択肢があり、例えば、橋脚本体をモデル化するときも、梁要素及びせん断ばね要素・回転バネ要素にするか、また、非線形履歴特性をパイリニアにするかトリリニアにするかなどを選ばなければならない。もちろんこれらの問題に関しては、どのような構造のものであるか、どの部分に着目して解析を行うのか、また、なにを求めるかによって選択する必要がある。

ところで、前述の橋脚の非線形履歴の問題に関しては、五社共研でかなり検討されているが、そのほかに、地盤の取り扱いや質量の考え方などいろいろと問題は存在している。上部工の質量は死荷重反力をベースに考えているが、例えば、複数の橋脚で上部工を支えている橋梁の1本の橋脚の耐震性を評価するために動的解析を行う場合などについては、複数の橋脚が連成する効果を考慮するのは難しい。また、地盤はそれ自体がバネであり、下部工の基礎の種類や地盤そのものの構成層の違いによってそのバネは全く違うものとなる。また、フーチングが大きな重量を持つため、地盤から伝わる振動を考えると無視できないものになる。以上から、地盤の影響を考慮するかどうかによっても振動特性が大きく異なり、応答はだいぶ変化するものと思われる。

本論文ではモデル化の問題に対し、

- a) 地盤をモデル化した場合
- b) 橋脚の剛比を質量に反映させた場合

に着目して動的解析モデルを考え、動的解析を行ってその影響を調べる。

また、橋脚の靱性を増加させる方法の1つとして横リブ補強という方法があげられている¹⁾。この方法は、補剛板の座屈パラメータを小さくすることにより、局部座屈を発生しにくくできるので、橋脚の水平耐力を上げずに靱性を増すことができるというメリットがある。今回の検討では横リブ補強を施した場合、どのような効果があるかを検討しているので合わせて報告する。

2. モデル化の調査方法

本論文ではモデル化の調査を以下の手順で行うものとする。

2. 1 橋脚の弾塑性・有限変位解析

橋脚の下の方は板構造、上の方は等価な梁としてモデル化し、橋脚上端の水平変位を単調増加させた場合の水平力-水平変位 ($P-\delta$) 曲線を求める。

2. 2 時刻歴応答解析

橋脚を頂部に質量を持つ一質点系のせん断バネ-回転バネモデルに置き換え、橋脚に地震力が作用した場合の最大変位及び橋脚基部の曲げモーメント-回転角 ($M-\theta$) 関係を求める。回転バネの $M-\theta$ 関係は、弾塑性・有限変位解析から求めた $P-\delta$ 曲線を参考としてパイリニアを仮定する。

また、地盤の影響を調べるためにフーチングの重量をフーチング重心位置に持たせ、地盤バネを考慮した2質点系モデルについても同様に最大変位及び $M-\theta$ 関係を求める。

3. 解析対象橋脚

前述のような問題点を調査するため、今回は図1に示すような橋梁を想定して解析を行う。この図に示すように、上部工は2本の橋脚でピン支持されており、2本の橋脚の死荷重反力は大きく異なる。それぞれの橋脚にかかる死荷重反力・フーチングの重量及び断面2次モーメントを表1に示す。今回解析の対象としているのは死荷重反力の少ないL橋脚の方である。L橋脚の概念図を図2に示す。図中のDはダイヤフラムをRは横リブを示す。

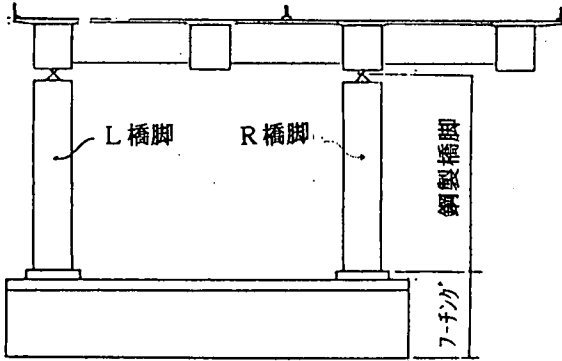


図1 解析対象橋梁

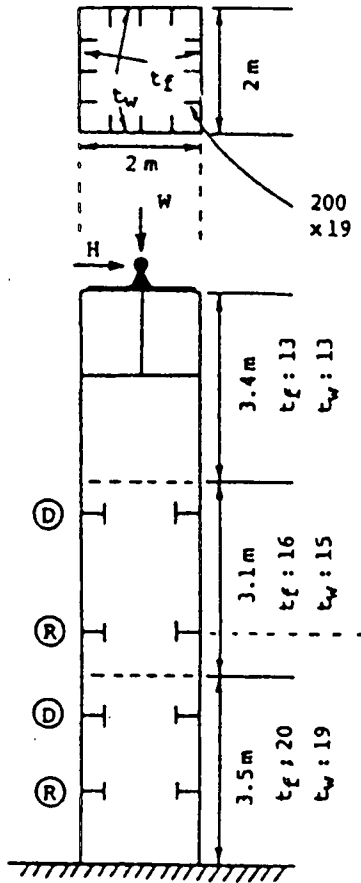


図2 L橋脚の概念図

表1 解析対象橋脚の死荷重反力・フーチング重量及び断面2次モーメント

	R橋脚	L橋脚
断面2次モーメント(m ²)	0.2128	0.1209
死荷重反力(t)	1465	460
フーチング重量(t)	1411	

4. 弾塑性・有限変位解析

4.1 解析モデル

L橋脚を解析するにあたり、解析効率を上げるために塑性化しないと判断される橋脚上部を等価な梁とし、橋脚下部を板要素としたモデルを作成した。梁要素と板要素の接点は剛な板要素でつないだ。また、ダイヤフラム及びリブも板要素でモデル化した。

ここで、横リブ補強の効果を見るために、下3段のダイヤフラムとリブの間に各1本づつ横リブを増設したモデルを作成した。このL橋脚の実橋モデルと補強モデルを図3に示す。

板要素の材料特性は以下の通りである。

- ・ヤング率： $2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$
- ・ポアソン比：0.3
- ・応力-ひずみ関係：完全弾塑性
- ・降伏応力： 3600kgf/cm^2

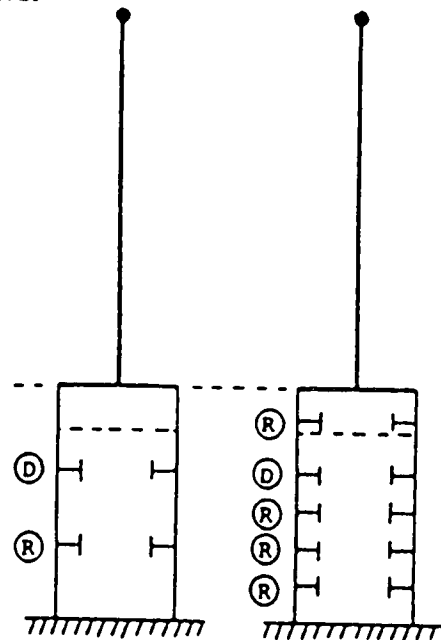
(橋脚フランジ・ウェブ)

: 2400kgf/cm^2

(ダイヤフラム・横リブ)

- ・降伏条件：von-Mises

また、荷重は鉛直力として上部工死荷重 460tf を負荷し、水平力は主桁のピン支承の位置に強制変位を単調増加させた。



(a) 実橋モデル (b) 補強モデル

図3 実橋モデルと補強モデルの概念図

4. 2 解析結果

解析結果として、最大水平耐力と最大水平耐力に達してから再び降伏水平耐力 (H_y) に戻ったときの水平変位 (以下許容変位と呼ぶ) を表 2 に、荷重載荷点の水平力-水平変位曲線を図 4 に、荷重載荷点の水平変位が 250mm に達したときの変形モード・応力分布図を図 5・図 6 に示す。これらの図から以下のことがわかる。

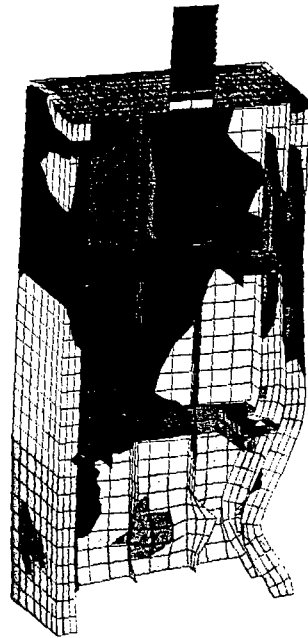
(1) 実橋モデルと補強モデルを比較すると最大水平耐力は補強したことにより約 3% 上昇する。また、水平耐力が H_y に再び達した時を崩壊と考える^{2) 3) 4) 5)} と、許容変位は補強したことにより、約 16% 増加する。

(2) 実橋モデルと補強モデルの挙動の差は、変位 200mm を越えたあたりから顕著になり、特に、水平耐力が H_y を下回ってからの変形性能にはかなり差がある。仮に H_y の 90% レベルにおける両者の変位を比較すると、補強モデルは実橋モデルに比べて 32% も増加している。

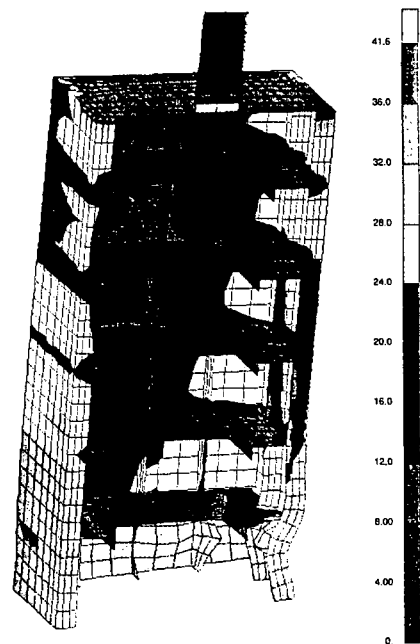
(3) 図 5 から実橋モデルは塑性部分が最下段の横リブと橋脚基部の間に集中しているが、補強モデルでは増設した最下段の横リブと橋脚基部の間のより狭い部分に塑性部分が集中する。変形モードについても最下段の横リブと橋脚基部の間のみ変形していることから、補強モデルについては増設した 3 段の横リブのうち有効に機能しているのは最下段の 1 枚で、特に最上段の増設リブは靱性の増加にはほとんど寄与していないと思われる。

表 2 解析による最大耐力と最大水平変位

	実橋モデル	補強モデル
最大水平力(t)	476	490
許容変位(mm)	230	267
$H=0.9H_y$ 時の変位(mm)	270	360
降伏水平力(t)	384	
降伏変位(mm)	63	



(a) 実橋モデル



(b) 補強モデル

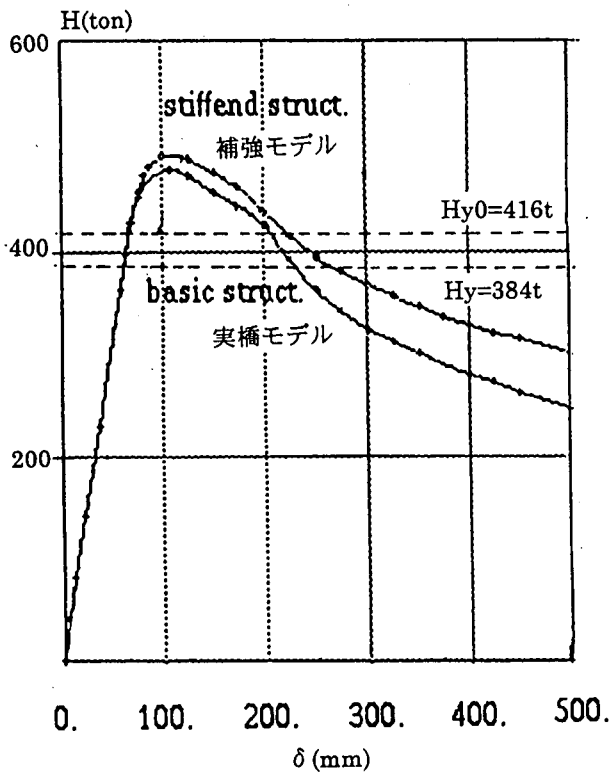


図 4 水平力-水平変位曲線

図 5 変形モード・応力分布図

5. 時刻歴応答解析

5. 1 解析モデル

橋脚とフーチングを等価なバネ-質点系モデルに変換する。変換モデルを図6に示す。また、諸元を表3に示す。

(1) 橋脚のモデル化

- a) 橋脚は1組のせん断バネと回転バネのモデルに置き換えるものとする。
- b) 回転バネは、降伏回転角 θ_y を越えてからは抵抗モーメントが一定（降伏モーメント）となるバイリニアモデルを採用する（図7）。
- c) 質量及び回転慣性は、鋼製橋脚自身は上部工に比べてかなり小さいので無視し、橋脚上端に上部工の死荷重反力相当の質量を置いた。

(2) フーチングのモデル化

- a) フーチング本体は剛体とする。
- b) フーチングは20本の場所打ち杭で支えられているとして、杭基礎と地盤の関係による水平バネと回転バネによって支持されているものとする。なお、地盤バネ係数は道示の下部工編及び耐震設計編に基づいて算出した。
- c) 質量及び回転慣性は、それぞれフーチングの全質量とフーチングと上部工の重量を考慮した重心回りの回転慣性を使用する。

(3) 上部工の質量及び回転慣性の補正

前述の通り上部工の重量は死荷重反力相当のものを使用している。しかしながら、解析対象橋梁は2本の橋脚で同じ上部工を支えているため、両橋脚の変位が等しいとすれば、両橋脚に発生する水平力の比は曲げ剛性の比に等しい（図8）。水平力は加速度と質量に比例するが加速度は同じになるので、結局それぞれの橋脚の曲げ剛性の比が質量の比になる。

つまり、本ケースでは上部工の全質量を M 、橋脚及びL橋脚の断面2次モーメントをそれぞれ I_r 、 I_l とすると、

$$R \text{ 橋脚の分担する質量} : M_r = M \cdot I_r / (I_r + I_l)$$

$$L \text{ 橋脚の分担する質量} : M_l = M \cdot I_l / (I_r + I_l)$$

となる。この考え方によって質量を補正したものについても解析を実施した。

(4) 解析ケース

以下の3ケースについて解析を行う。

- ・ケース1：上部工のみ、質量補正せず
- ・ケース2：上部工+下部工、質量補正せず
- ・ケース3：上部工+下部工、質量補正有り

(5) 入力地震波

地盤種別は第3種地盤とし、東神戸大橋のG.L.-35.5mにおける地震波を作用させる。入力加速度を図9に示す。

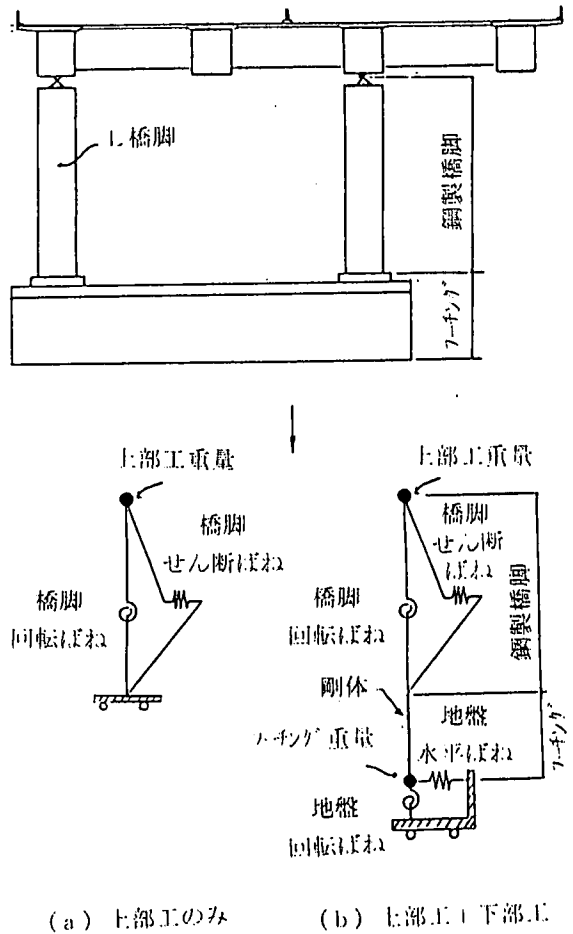


図6 橋脚及びフーチングのモデル化

表3 橋脚及びフーチングの諸元

	諸数値
橋脚のせん断バネ係数(t/m)	70774
橋脚の回転バネ係数(t·m/rad)	725000
橋脚の降伏モーメント(t·m)	4350
橋脚の降伏回転角(rad)	0.006
上部工重量(補正なし)(t)	460
上部工重量(補正有り)(t)	697
地盤水平バネ係数(t/m)	964200
地盤回転バネ定数(t·m/rad)	76270000
フーチング重量(t)	1411
フーチング回転慣性(t·m ²)	294907

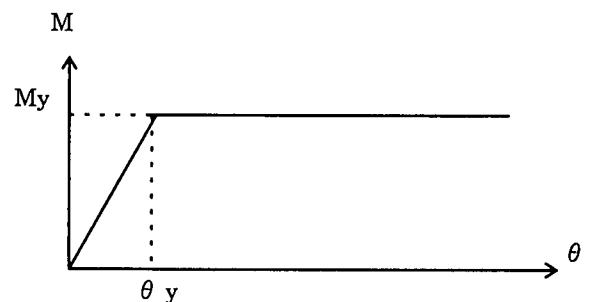
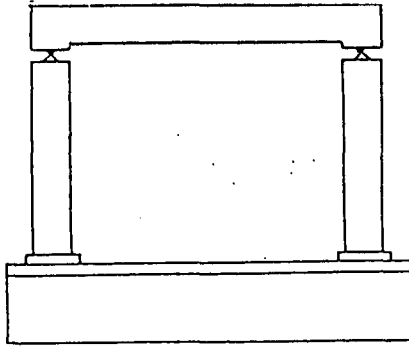


図7 橋脚のM-θ関係

$$\alpha = |r/l|$$

$$F_l = m \cdot \ddot{x} / (1 + \alpha)$$

$$F_r = m \cdot \ddot{x} \cdot \alpha / (1 + \alpha)$$



$$M_l = M / (1 + \alpha)$$

$$M_l = M \cdot l / (l + l)$$

$$M_r = M \cdot \alpha / (1 + \alpha)$$

$$M_r = M \cdot |r| / (l + l)$$

図8 地震力によって上部工から2本の橋脚にかかる水平力

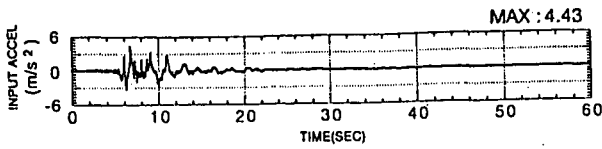


図9 入力加速度

5.2 解析結果

解析結果として応答加速度、変位の時刻歴及び橋脚の曲げモーメント-回転角履歴を図10～図12に示す。また、それぞれの最大値を表4に示す。

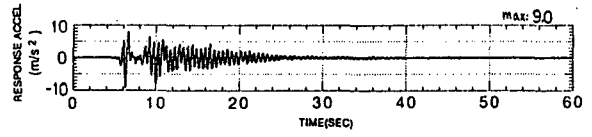
表4 動的解析による最大応答加速度と最大応答変位

	最大応答加速度(gal)	最大応答変位(mm)
ケース1	900	71
ケース2	880	78
ケース3	650	142

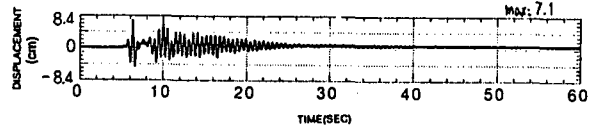
この結果より以下のことがわかる。

- (1) 地盤のモデル化に関する影響について
上部工のみをモデル化したケース(図10:ケース1)と上部工+下部工をモデル化したケース(図11:ケース2)を比較する。

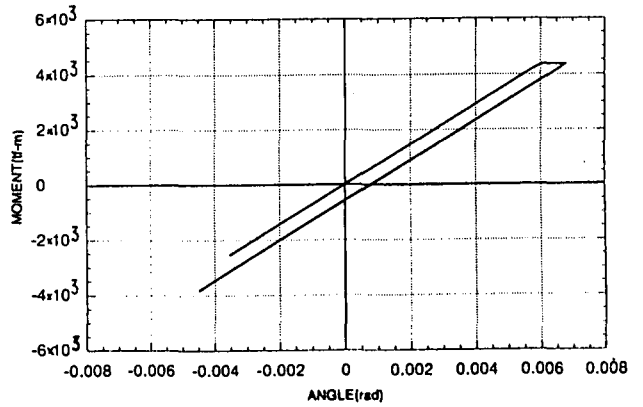
①図10及び図11の(a)に応答加速度が示されている。入力加速度の最大値が443galなのに対し、ケース



(a) 応答加速度

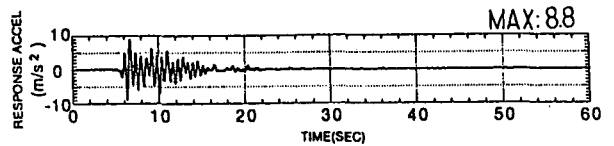


(b) 応答変位

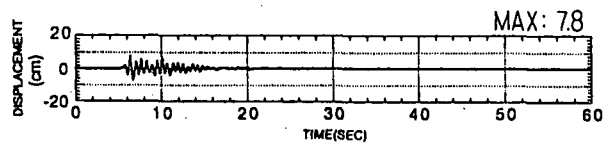


(c) 橋脚の曲げモーメント-回転角履歴

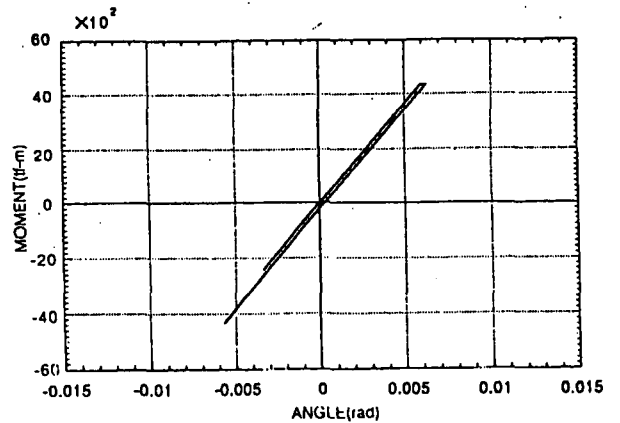
図10 ケース1の動的解析結果



(a) 応答加速度



(b) 応答変位



(c) 橋脚の曲げモーメント-回転角履歴

図11 ケース2の動的解析結果

1及びケース2の最大応答加速度はそれぞれ900gal及び880galと入力加速度の2倍ぐらいの応答が出ていることがわかる。

②(b)に応答変位が示されている。最大応答値は、ケース1が71mm、ケース2は78mmと地盤を入れた方が1割ぐらい大きくなっている。

③(c)に橋脚の曲げモーメント-回転角履歴が示されている。どちらも1回塑性しているだけに終わっている。また、塑性回転角はケース1の方が大きい。

以上の結果から、今回のケースでは地盤をモデル化した場合は応答変位は大きくなるが橋脚の塑性回転角は小さくなることがわかる。

(2) 質量評価方法の影響について

上部工と下部工の両方をモデル化して上部工の質量を死荷重反力としたケース(図11:ケース2)と上部工の質量を2本の橋脚に曲げ剛性の比で分配したケース(図12:ケース3)について比較する。

①最大応答加速度はケース2が880galに対し、ケース3は650galに減少する。

②一方、最大応答変位はケース2が78mmに対し、ケース3は142mmと非常に大きくなる。

③橋脚の曲げモーメント-回転角履歴についてはケース2が片側で1回塑性しているだけなのに対し、ケース3は両側に各1回ずつ塑性している。また、塑性回転角についてもケース2は $6.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ に比べてケース3は $1.25 \times 10^{-2} \text{rad}$ と非常に大きくなっている。

以上の結果から、今回のケースでは質量を曲げ剛性の比によって補正したケースの方が変位及び橋脚の回転角とも非常に大きくなることがわかる。

(3) 本橋脚の耐震性

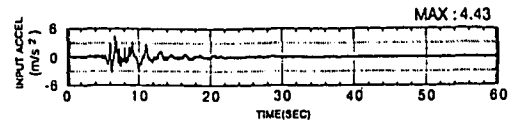
①最大許容変位

4.の弾塑性・有限変位解析で得られた最大許容変位を動的解析に用いたバイリニア型の水平力-変位曲線に変換すると図13のようになる。図に示すように、変換は崩壊までに吸収する塑性エネルギーが等しくなるように行った。それによると許容変位は実橋モデルが240mm、横リブ補強モデルが282mmとなる。

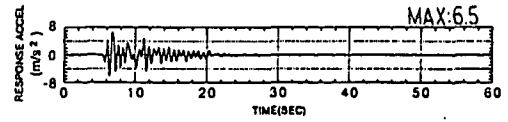
動的解析の結果では、最大変位が最も大きいケース3でも142mmで、許容変位よりかなり小さい。従って、この解析対象橋梁は補強しなくても東神戸大橋の地震波には十分耐えられると判断することができる。

②橋脚の塑性回数

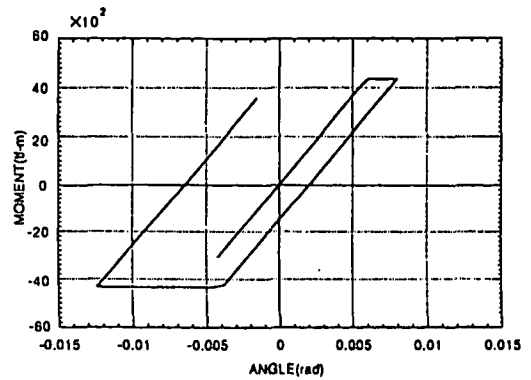
橋脚が引張り側と圧縮側で何回も塑性する場合、次第に水平耐力が低下する。しかしながら、今回の動的解析の結果では、塑性回数が引張り側と圧縮側で各1回ずつと非常に少なく、水平耐力の低下は考えなくても良いと思われる。



(a) 応答加速度

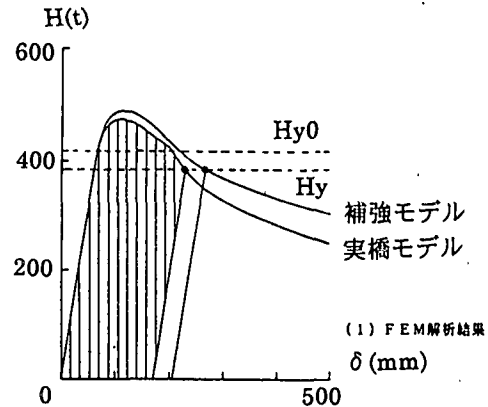


(b) 応答変位



(c) 橋脚の曲げモーメント-回転角履歴

図12 ケース3の動的解析結果



斜線部分の面積が等しくなるようにモデル化

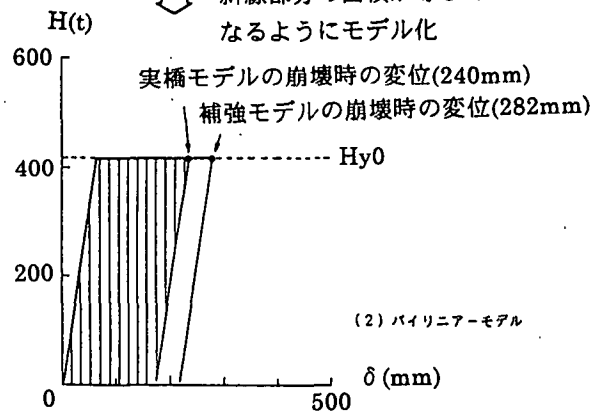


図13 弾塑性・有限変位解析より得られた水平力-水平変位関係のバイリニアモデルへの変換

6. 考察

以上の結果を基に考察を加えると以下ようになる。

6. 1 橋脚の耐震性

(1) 最大変位について

本橋脚は弾塑性・有限変位解析及び動的解析の結果より、東神戸大橋の地震波による最大変位は許容変位より非常に小さく、同地震波に対しては補強をしなくても十分耐えられるものであることがわかった。この理由としては、本橋脚の基部は幅厚比パラメータ $R_f=0.362$ と小さいため、局部座屈が発生しにくい構造をしていることが挙げられる。

(2) 塑性化の回数について

東神戸大橋の地震波では橋脚が塑性化する回数がケース3で引張り側及び圧縮側で各1回ずつと非常に少ない。従って、同地震波では繰り返し載荷による水平耐力の低下を考える必要はなかった。

6. 2 横リブ補強による効果について

弾塑性有限変位解析の結果によって以下のことがいえる。

(1) 最大水平耐力

実橋モデルと横リブ補強モデルの最大水平耐力の差はほとんどなく、横リブ補強は耐力を上げることなく靱性を増加させる補強方法であることがわかる。

(2) 許容変位

許容変位は、崩壊を水平耐力が降伏水平耐力 H_y 間で低下したときと見なすと、横リブ補強を施すことにより16% (吸収エネルギーでは17.5%) 増加している。横リブ補強の効果は、むしろ水平耐力が H_y を下回ってから顕著になり、仮に H_y の90%まで水平耐力が低下した場合の変位を見てみると、横リブ補強によって32%増加している。以上のことから、横リブ補強による効果は崩壊に至るまでの吸収エネルギーを2~3割程度増加させるものと思われる。

(3) 補強位置

補強位置に関しては、解析対象橋脚では最下段の横リブと橋脚基部の間の増設リブのように、ウェブやフランジが面外変形を起こす位置に補強を施すならば、面外変形が拘束され大きな効果を持つ。しかしながら、それ以外の部分に設置してもあまり効果がないと思われる。

(4) 水平力-変位曲線

鋼製橋脚の耐震性を評価するとき、水平力-変位関係は通常繰り返し荷重を負荷した実験によって得られた骨格曲線を基に、バイリニアまたはトリリニアモデルなどに変換している⁶⁾。最近では5社共研などで盛んに繰り返し載荷実験が繰り返され、いろいろな橋脚断面における水平力-変位関係が発表されている。宇佐美らは、水平力-変位関係として、ECCSの試験方法に基づき各ステップに於いて3回サイクリック載荷した場合の骨格曲線を用いることを推奨している²⁾。今回の解析では

実験を行っておらず、また、解析上でも繰り返し載荷を考慮していない。解析にしても実験にしても時間及び費用が大きくなるため、断面形状ごとの骨格曲線の推定法が必要と思われる。

6. 3 時刻歴応答解析のモデルについて

(1) 地盤のモデル化による影響

時刻歴応答解析の結果より、地盤を考慮すると変位は1割ぐらい上昇するが、塑性回転角は小さくなることから、耐震性の評価は多少変化することがわかる。これは、地盤によって減衰を大きくとることができること、また、地盤バネが入ることによって構造物が長周期化することが挙げられる。

(2) 上部工の質量補正による影響

上部工の質量の補正については、死荷重反力のみを考慮したケースと橋脚の曲げ剛性比で重量を分担させたケースでは応答加速度・応答変位及び橋脚の塑性回転角が大きく異なる。これは考慮する重量の増加に伴うものである。通常、橋梁は複数の橋脚で1本の主桁を支持しているケースが多く、地震時には相互に影響しながら連成振動する。従って、本来は橋梁全体を考慮した全橋モデルで動的解析を行うか、単柱における水平力を分担する重量の簡易な算出法が必要である。

7. おわりに

今回の検討より、1本の橋脚の耐震性の評価を行うにあたり、動的解析のモデル化の方法によって結果が大きく異なることが示された。従って、今後動的解析を行うときは、モデル化に注意する必要がある。

参考文献

- 1) 磯江 暁、橋本靖智、大南亮一、森本千秋、石毛立也、佐野 淳：鋼製橋脚の横リブ補強に関する一考察、土木学会第51回年次学術講演概要集、1996
- 2) 宇佐美 勉、水谷慎吾、青木徹彦、伊藤義人、安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38A、1992
- 3) 宇佐美 勉、北田俊行、後藤芳顯、伊藤義人：鋼製橋脚の統一的地震時保有水平耐力照査法の提案、第23回地震工学研究発表会講演概要、1995
- 4) 宇佐美 勉、垣内辰雄、水野克彦：鋼ラーメン構造物の合理的設計式の一提案：土木学会論文集 第404号/I-11、1989
- 5) 鈴木森晶、宇佐美 勉、竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的及び準静的挙動に関する実験的研究、土木学会論文集 No.507/I-30、1995
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、1996

(1997年3月31日受付)

A study on safety evaluation of steel bridge piers against major earthquake

Akira Isoe, Yasusato Hashimoto, Ryouichi Ominami,
Chiaki Morimoto and Tatuya Ishige

When dynamic analysis is necessary to check the safety of a steel bridge pier against earthquake, making its simple calculation model is important. The authors study the seismic performance of a pier which supports the main girder with the other one separated in width direction, using single pier model, considering the effect of the foundation and the different evaluation of mass. As a result, a displacement of pier becomes larger with the effect of the foundation and the motion changes much according to its mass as expected. Therefore, the result of dynamic analysis and a safety value against major earthquake depends on the method of modeling significantly.