

9. 各種橋梁の非線形応答特性

9.1 コンクリートラーメン橋

9.1.1 はじめに

山岳部に建設されるコンクリート橋は、長支間、高橋脚となる場合があり、従前から、片持ち梁工法によるプレストコンクリートラーメン橋を採用するのが一般的であった。これは、作業性、景観性、走行性、保守性等の面から有利であり、また高次の不静定構造であるため余剰耐力も大きくなり、耐震性の面からも優れているとみなされてきたためである。近年は平野部における高架橋にも、コンクリートラーメン橋を採用することが増えてきた。ただし、ラーメン橋の耐荷力特性については、詳細な検討を加えることは極めて少なかったと言える。阪神大震災以降、大地震時における構造物の挙動を把握することが非常に重要であることが再認識され、コンクリートラーメン橋の耐荷力特性、非線形応答特性に関する検討が進み、「地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム」でも、数多くの論文が発表されている。ここでは、これらの論文の成果を中心にして、コンクリートラーメン橋の基本的な非線形応答特性について報告する。

9.1.2 静的非線形特性

1) 不等橋脚を有するラーメン橋における軸力変動の影響

ラーメン構造では地震時水平力が作用することより、柱（橋脚）の軸力が増減する。軸力の変動量は梁と柱の剛比により異なり、ラーメン橋脚の場合には軸力変動の影響を無視しえない場合もあるが、ラーメン橋の場合は、その影響が小さい場合が多い。

図 9.1.1 の 5 径間連続ラーメン橋について、軸力変動の影響を検討した例を示す[9.1.3]。本橋は中央の 2 つの橋脚が、両側の 2 橋脚のほぼ倍の高さとなっている。上部構造位置に水平力を作用させた場合の作用水平震度と水平変位の関係は図 9.1.2 に示す通りである。各橋脚上下端位置における塑性ヒンジの降伏に至る順序は、まず、低い方の橋脚 (P1、P4) の下端がまず塑性化し、つぎにその上端、更に、高い方の橋脚の下端、上端の順に塑性化し、最初に終局に至るのは、低橋脚の上端である。また、表 9.1.1 は、図 9.1.2 の各イベントにおける軸力の増減を常時の軸力との比率 (%) で表したものであり、最初の塑性ヒンジが終局に至った時の軸力変動は、P1、P4 橋脚で常時の $\pm 12\%$ 程度になる。図 9.1.3 は曲げモーメントと軸力の解析値を P1 橋脚下端の M-N 相関図にプロットしたものであり、内側の実践はひび割れの限界を、外側の実線は降伏の境界を示したものである。常時における M、N と全ての橋脚の上下端が降伏した段階における、M、N をプロットしてある。図 9.1.3 の M-N 相関関係を用いて軸力変動を考慮したプッシュオーバー解析を行い、軸力変動の影響を無視した解析結果と比較したものを図 9.1.4 に示す。軸力変動の影響を考慮した場合は、耐力が少し小さくなっているが、地震時保有水平耐力の照査においては無視しえる程度である。

M-θモデル

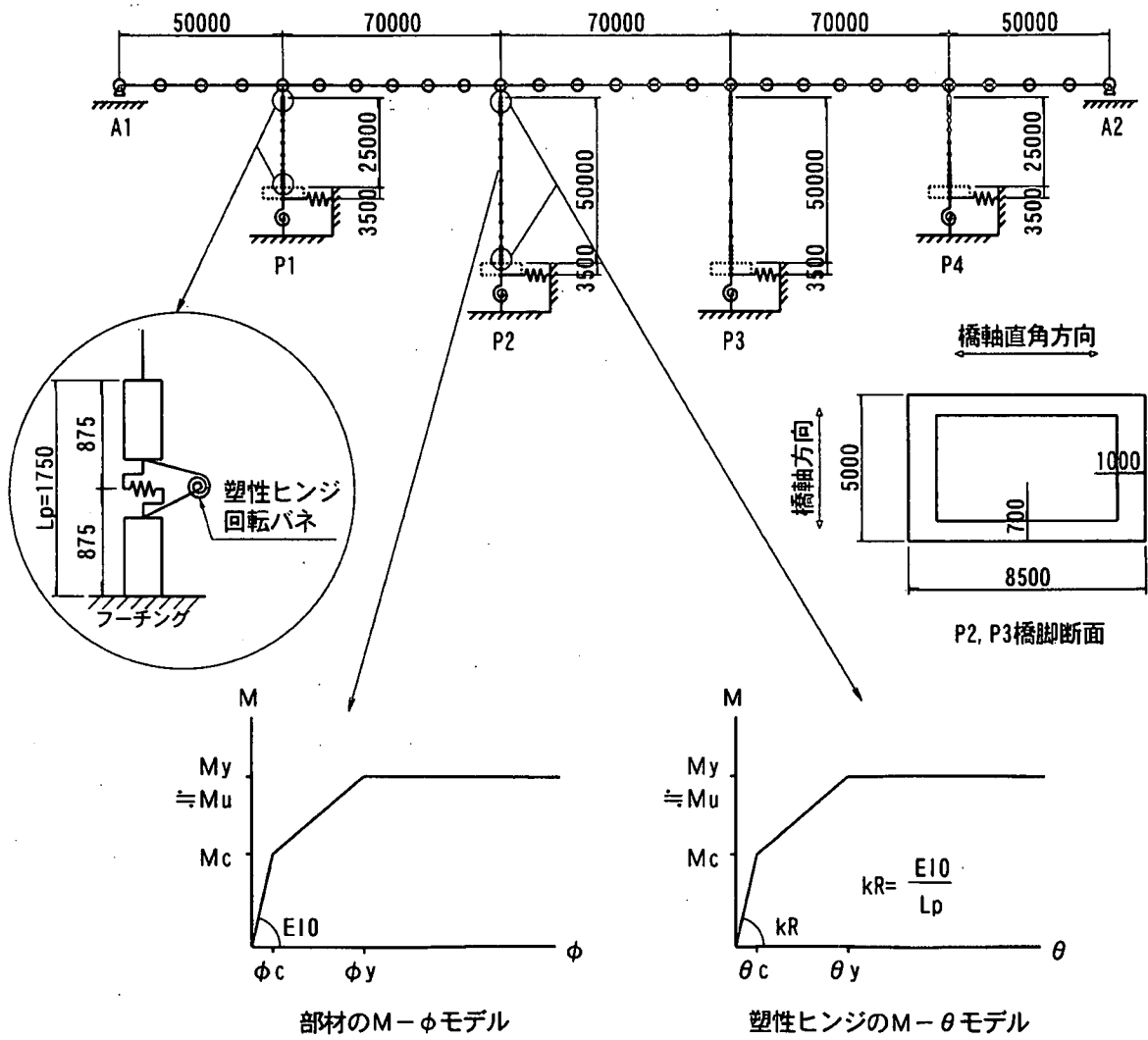


図 9.1.1 不等高橋脚を有するコンクリートラーメン橋の解析モデル

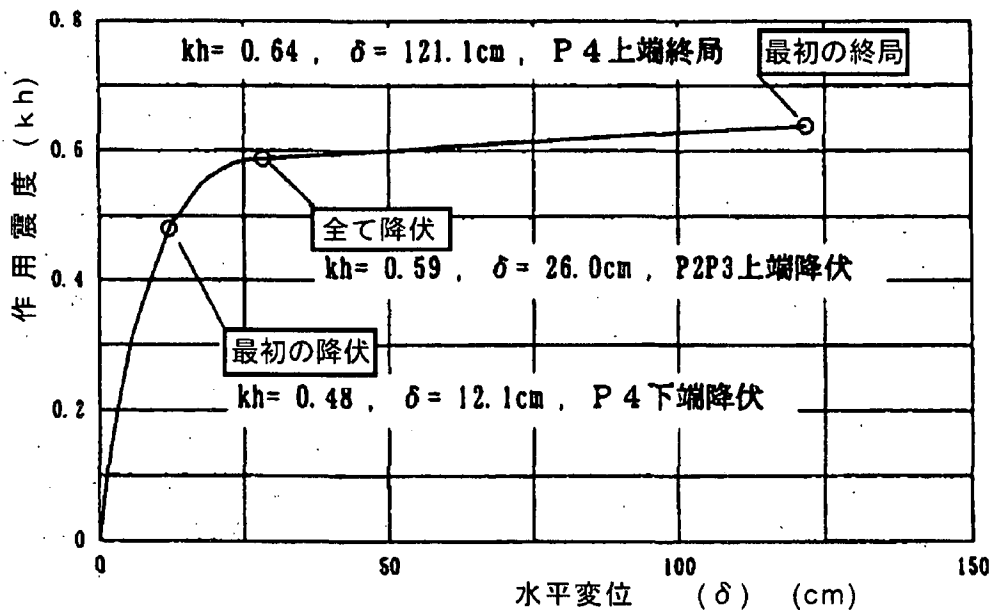


図 9.1.2 水平震度と上部構造水平変位の関係

表 9.1.1 軸力変動の比率

イベント	常時に対する軸力増減の割合	
	P1, P4	P2, P3
最初の降伏	-8.1~+7.9%	-5.6~+6.1%
全て降伏	-11.6~+11.6%	-5.0~+6.0%
最初の終局	-12.4~+12.3%	-5.9~+6.9%

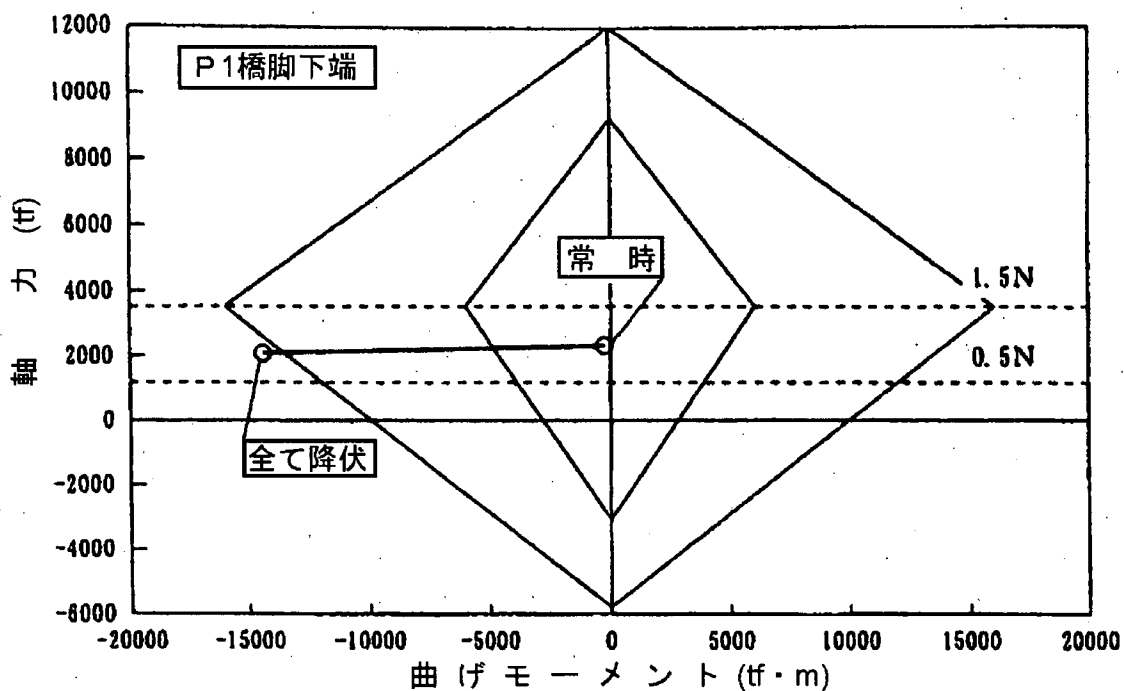


図 9.1.3 軸力の変化と曲げ耐力の関係

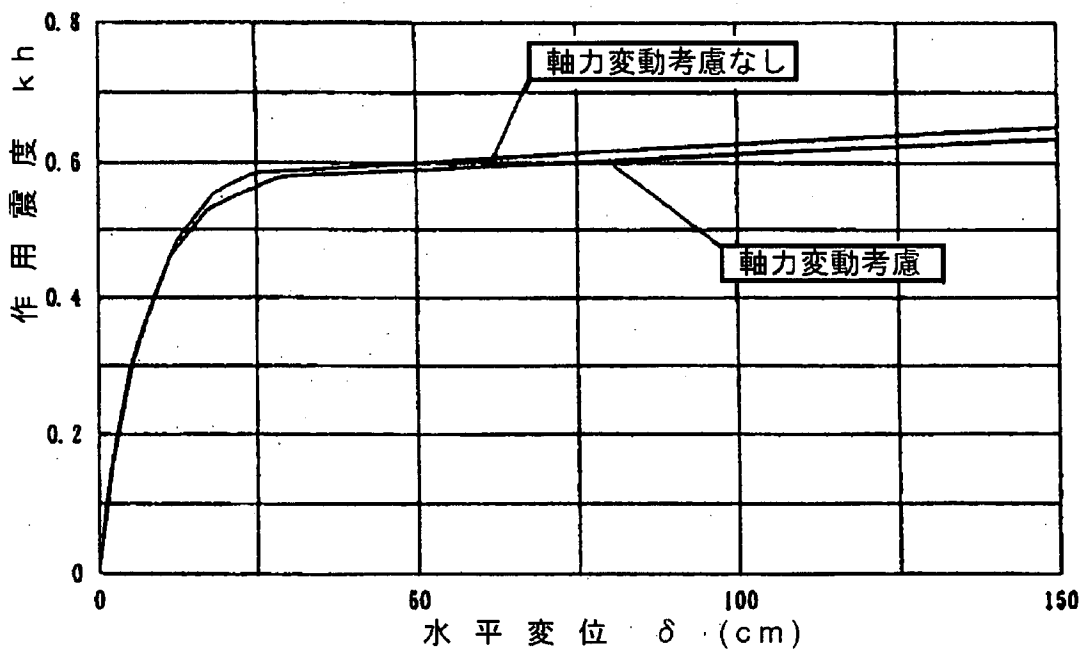


図 9.1.4 軸力変動が水平震度～変位関係に与える影響

2) 水平荷重載荷法について

一般の高さの単柱式の橋脚では、上部構造の慣性力作用位置における水平方向集中荷重とその変位によって荷重変形特性とするのが普通である。しかし、高橋脚を有するラーメン橋では、橋脚部の慣性力分布の影響をどのように考慮すべきか注意が必要である。図 9.1.1 に示すラーメン橋において、①上部構造位置にのみ水平方向慣性力を載荷した場合 ②上部構造と下部構造両方に同一の震度の慣性力を作用させた場合の下端断面力と上部構造変位の関係を図 9.1.5 に示すが、若干の差があることがわかる[9.1.3]。また、橋脚の上下端が塑性化する順番は表 9.1.2 の通りであり、動的解析による結果も併せ示している。塑性化する順番は上部構造にのみ載荷した方が動的解析の結果に一致している。ただし、図 9.1.6 に橋脚の断面力分布を示すが、せん断力の値は上下部構造に同一の震度を作用させた方が動的解析との結果に一致している。後述するように、静的設計した断面について動的照査を行うとせん断補強をする例も多く、どのような載荷法を用いるかは注意が必要である。

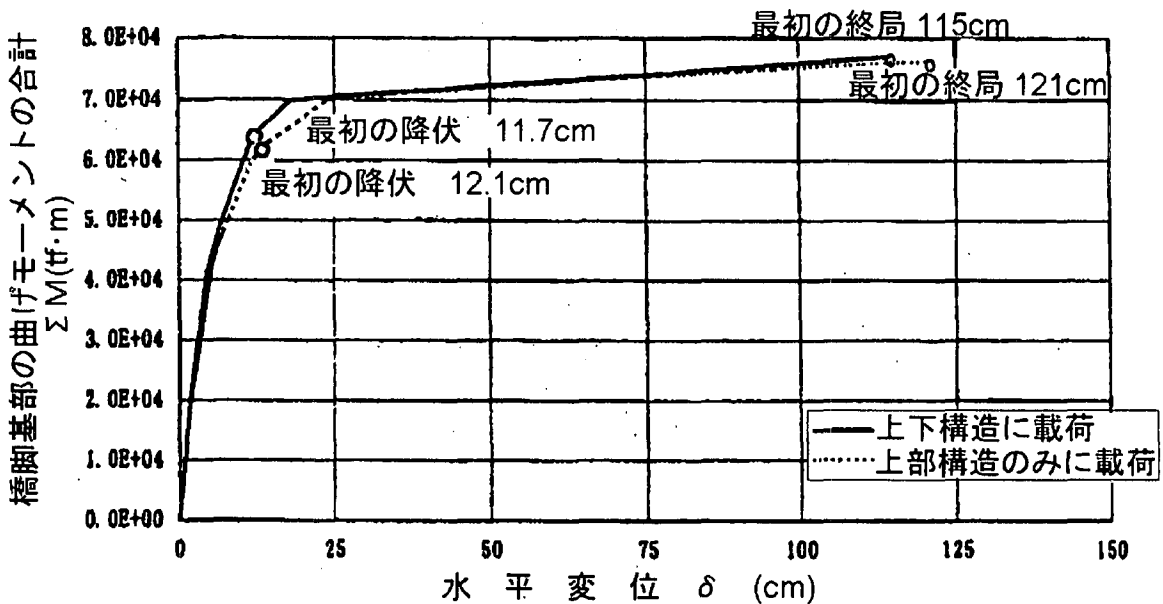


図 9.1.5 荷重載荷条件が水平震度～変位関係に与える影響

表 9.1.2 塑性ヒンジが塑性化する順番

解析方法	地震荷重	橋脚の塑性ヒンジが降伏する順番
動的解析	タイプ I-I-2	P1 下端→P1 上端→P2 下端→P2 上端
	タイプ II-I-1	P1 下端→P1 上端→P2 上端→P2 下端
プッシュオーバー アナリシス	上部構造のみ	P1 下端→P1 上端→P2 下端→P2 上端
	上・下部構造	P1 下端→P2 下端→P1 上端→P2 上端

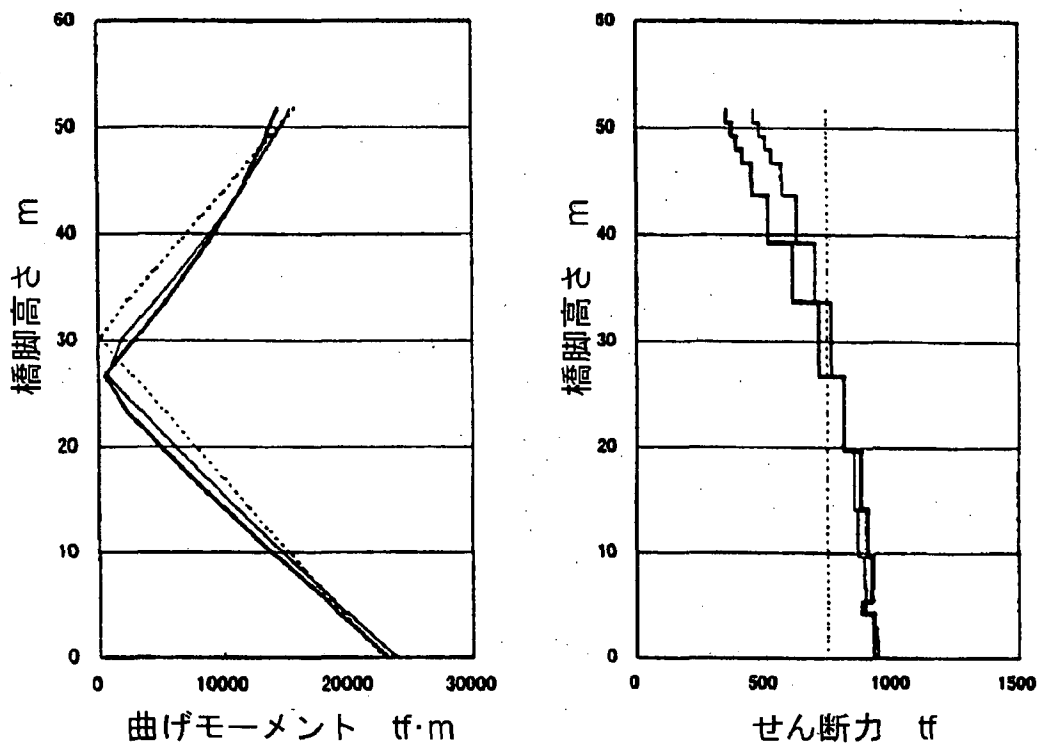


図 9.1.6 橋脚の断面力分布

3) 下部構造剛性が上部構造の耐震性に与える影響

ラーメン橋では、下部構造のみならず、上部構造の耐震性についても注意を払わなければならない。図 9.1.7 に示す PC ラーメン橋について、橋脚剛性が上部構造の耐震性に及ぼす影響をプッシュオーバー解析によって検討した例を紹介する[9.1.4]。図 9.1.8 は上部構造条件を一定とし、下部構造の橋脚高、断面耐力、剛性を变化させた場合の上部構造の最大曲げモーメント（死荷重+地震）である。上部構造の曲げモーメントは、橋脚高が低いほど若干増加する傾向にあるものの、断面剛性を含めて橋脚の剛性には影響されていない。一方橋脚の断面耐力に関しては、橋脚上端の断面耐力が低いと、上部構造の最大曲げモーメントは小さくなり、死荷重作用時の曲げモーメントからの増分は橋脚上端の断面耐力の低下とほぼ等しい 30% 程度低減されている。なお、地震時最大曲げモーメントは、死荷重作用時のインフレクションポイント付近において、許容曲げモーメントを超過または近接するケースが多い。

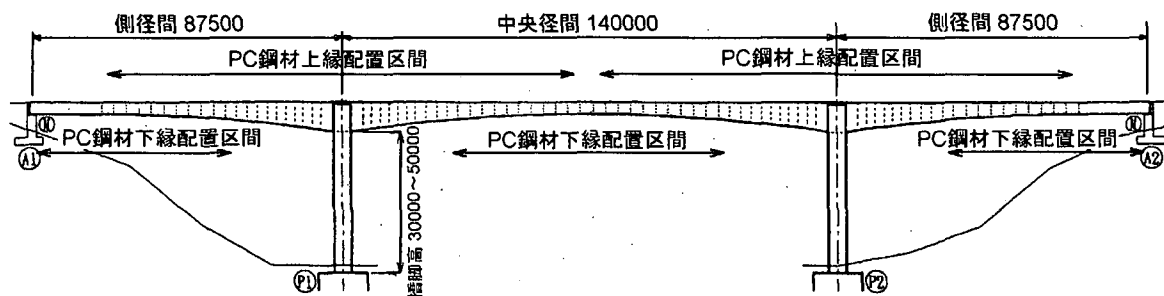
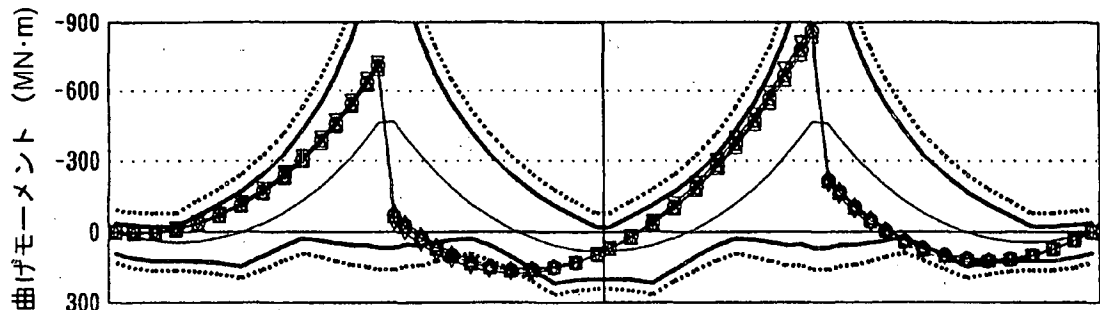
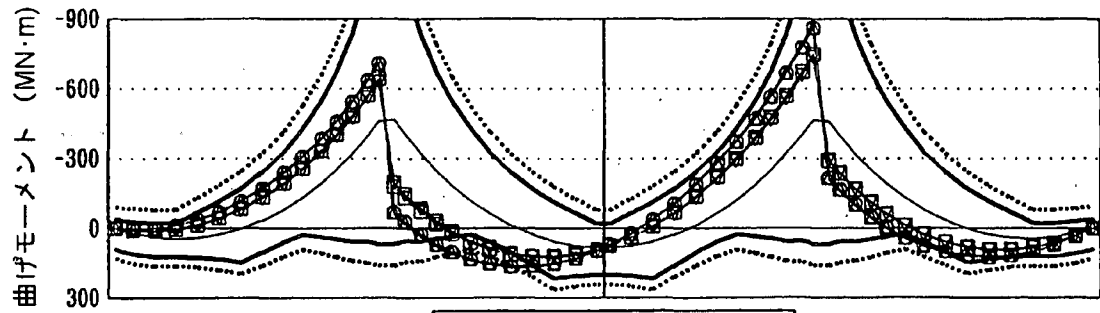


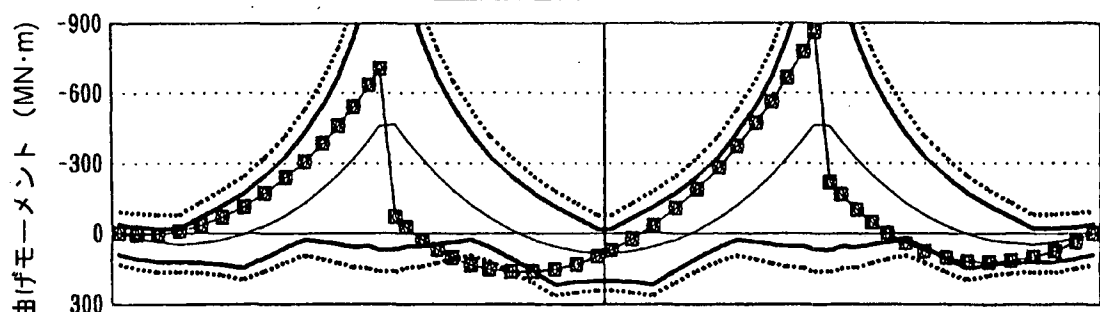
図 9.1.7 下部構造剛性検討対象橋梁



- (a) 橋脚高の影響(標準断面)
- ▽ 橋脚高 $H=30\text{m}$ ($k_{hu}=0.71$)
 - 橋脚高 $H=40\text{m}$ ($k_{hu}=0.50$)
 - △ 橋脚高 $H=50\text{m}$ ($k_{hu}=0.38$)
 - 許容曲げモーメント
 - ⋯ 許容曲げモーメント (鉄筋D25)
 - 死荷重時曲げモーメント



- (b) 断面耐力の影響($H=40\text{m}$)
- 上標準下標準 ($k_{hu}=0.50$)
 - ▽ 上-35%下標準 ($k_{hu}=0.41$)
 - 上-35%下+35% ($k_{hu}=0.50$)
 - △ 上標準下+35% ($k_{hu}=0.59$)
 - ◇ 標準断面 ($k_{hu}=0.50$)
 - 許容曲げモーメント
 - ⋯ 許容曲げモーメント (鉄筋D25)
 - 死荷重時曲げモーメント



- (c) 橋脚剛性の影響($H=40\text{m}$)
- 標準断面 ($k_{hu}=0.50$)
 - ▽ 剛性-25% ($k_{hu}=0.50$)
 - △ 剛性+25% ($k_{hu}=0.50$)
 - 許容曲げモーメント
 - ⋯ 許容曲げモーメント (鉄筋D25)
 - 死荷重時曲げモーメント

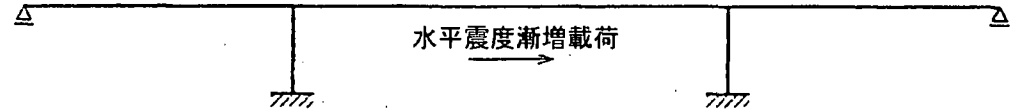


図 9.1.8 橋脚剛性と上部構造の最大曲げモーメント

9.1.3 動的非線形特性

1) 上部構造のモデル化

PC連続ラーメン橋では、震度法によって断面設定された構造寸法に対して、L2レベルの地震動で動的非線形解析を行うと、曲げモーメントは下部構造よりむしろ上部構造において許容値を超えることが多く、その箇所は前述したように常時のインフレクションポイント付近である。上部構造については、ひび割れモーメントを超過しているため、その曲げ剛性をどのように評価するかで、上部構造の応答値も変わってくる。図9.1.9に示す橋に対し、上部構造のモデル化を以下に示すように変えた時の最大曲げモーメントを図9.1.10に示す[9.1.5]。

①上部構造全部材はコンクリート全断面を有効と見なした剛性とする。

上部構造全部材を降伏剛性とする。

上記①の方法による解析結果を用い、初降伏を越えた断面は降伏剛性とする。

コンクリートのひび割れ、初降伏点を通るバイリニア剛性とする。

上記④をスケルトンカーブとした原点指向型バイリニアとする。

本橋では、①のモデルを用いるとインフレクションポイント付近で初降伏を越えるが、②～⑤のモデルの応答値は同じような値であり、いずれも降伏することはない。

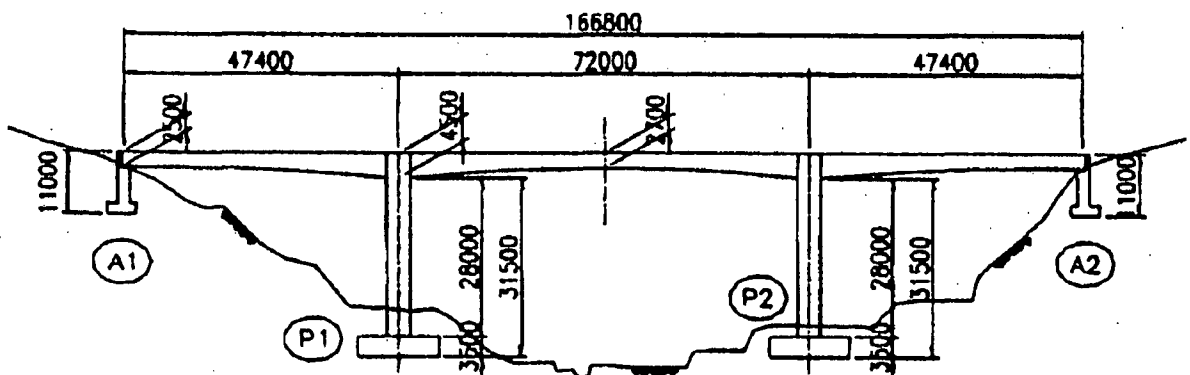


図9.1.9 上部構造剛性検討対象橋

2) 減衰マトリックスについて

図9.1.1に示したラーメン橋について、減衰マトリックスの作成法を以下の3つのようにした場合の応答値を比較した[9.1.2]。

- ① 1次と3次の固有振動数と減衰定数を用いた Rayleigh 減衰
- ② 1次と8次の固有振動数を減衰定数を用いた Rayleigh 減衰
- ③ 各次の減衰定数から減衰マトリックスを作成する方法

図9.1.11は各次のひずみエネルギー比例減衰と、Rayleigh 減衰を仮定した場合の周期と減衰定数の関係を示したものである。図9.1.12は①の応答値を基準として、②③の応答値の比率を示したものであるが、加速度応答を除き、変位、断面力、塑性率は±20%以内の差である。同じラーメン橋でも、平野部に建設されるラーメン高架橋は、橋脚高が低く、地盤も軟弱なことが多い。このため橋梁全体の振動特性に基礎地盤バネの剛性および減衰定数が大きな影響を与えることが多い。図9.1.13に示すラーメン高架橋における減衰定数と周期の関係を図9.1.14に示す[9.1.4]。

本橋では、ひずみエネルギー比例減衰を仮定した各次の減衰定数は①に比べると値そのものも大きい、そのバラツキも非常に大きい。このような場合は、減衰マトリックスの仮定により、応答値にも大きな影響があると考えられるので、注意が肝要である。

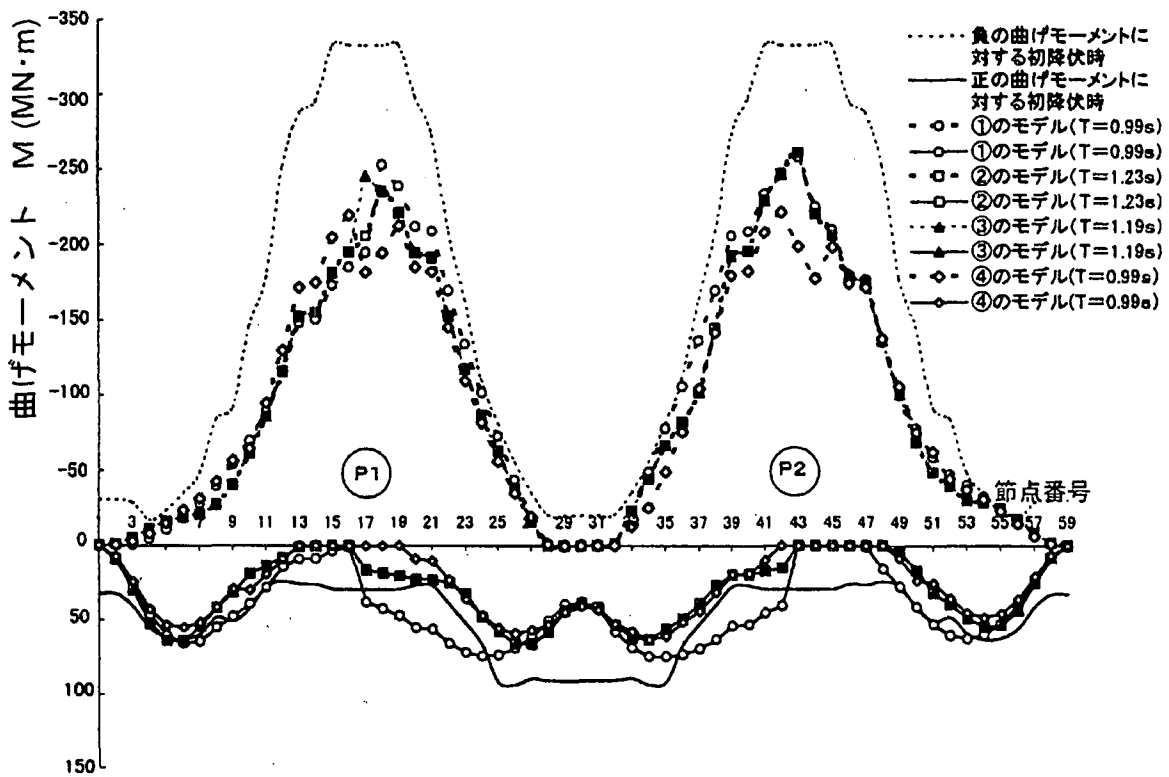


図 9.1.10 上部構造モデルが最大曲げモーメントに与える影響

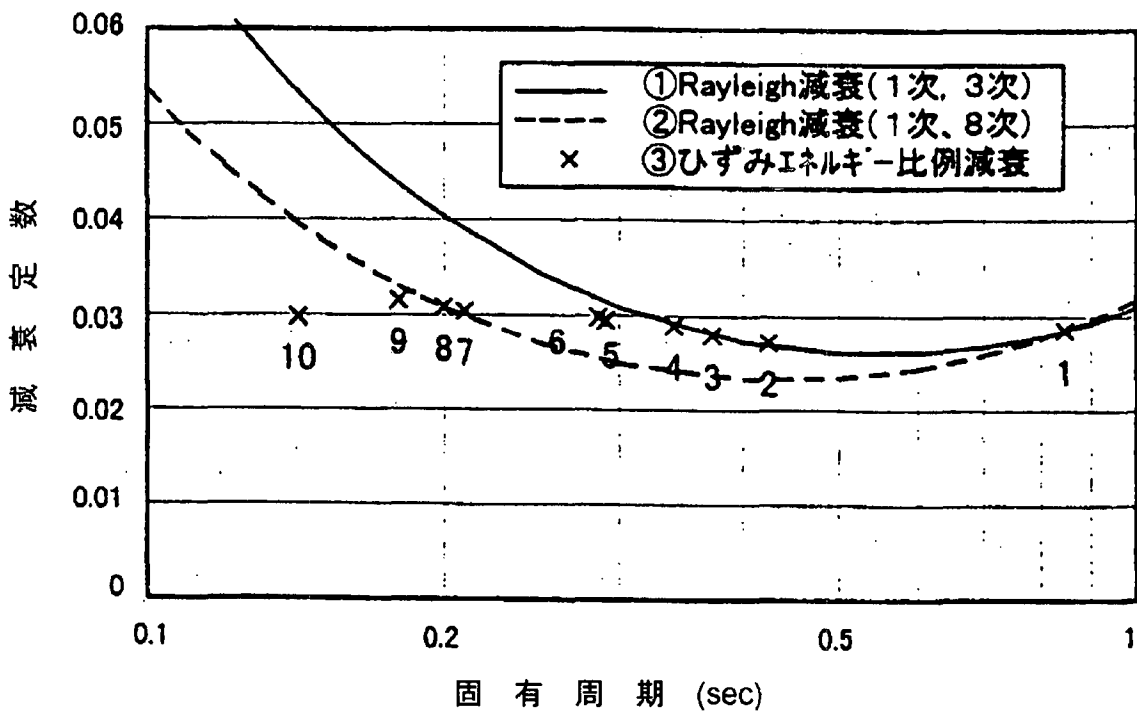
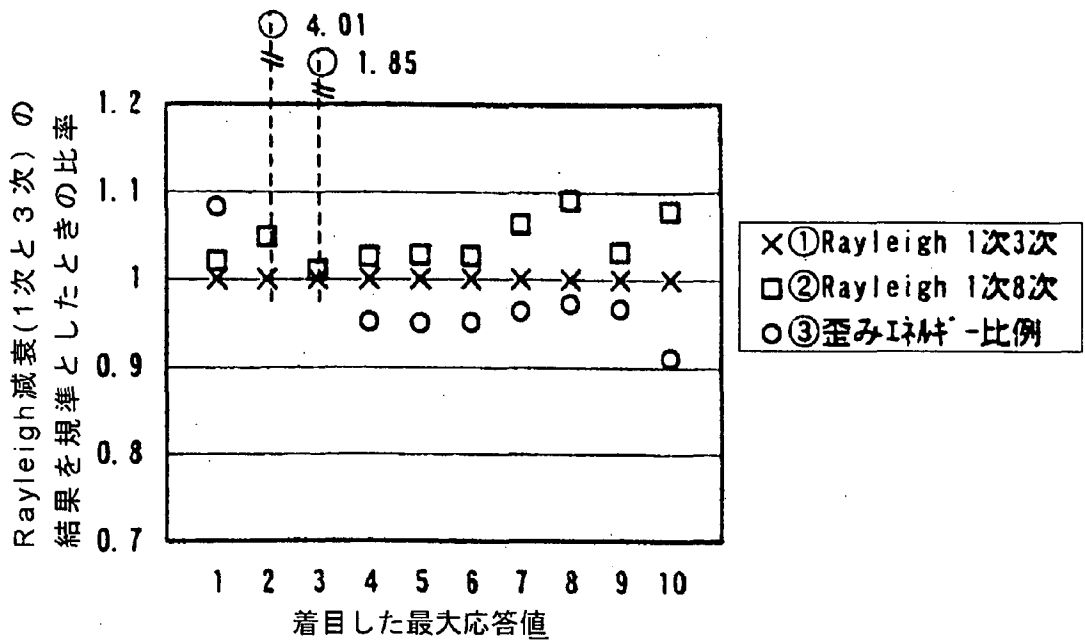


図 9.1.11 Rayleigh 減衰と歪みエネルギー減衰の関係



1. 上部構造加速度	基準値	540.7 gal
2. P1 天端加速度	基準値	480.8 gal
3. P2 天端加速度	基準値	502.8 gal
4. 上部構造変位	基準値	27.29 cm
5. P1 天端変位	基準値	25.66 cm
6. P2 天端変位	基準値	26.66 cm
7. P1 橋脚上端塑性率	基準値	3.185
8. P1 橋脚下端塑性率	基準値	5.105
9. P2 橋脚上端塑性率	基準値	1.010
10. P2 橋脚下端塑性率	基準値	1.777

図 9.1.12 減衰による応答の違い (タイプ I-I-2 入力)

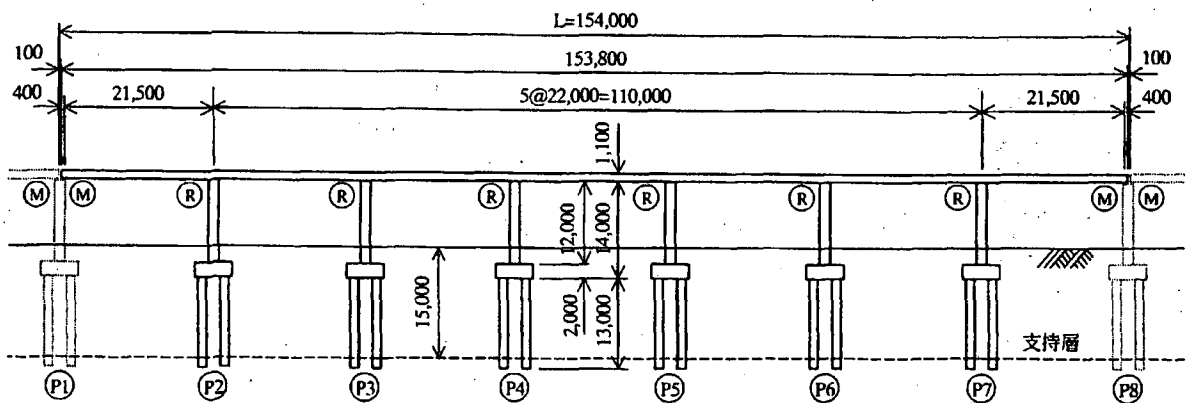


図 9.1.13 ラーメン高架橋モデル

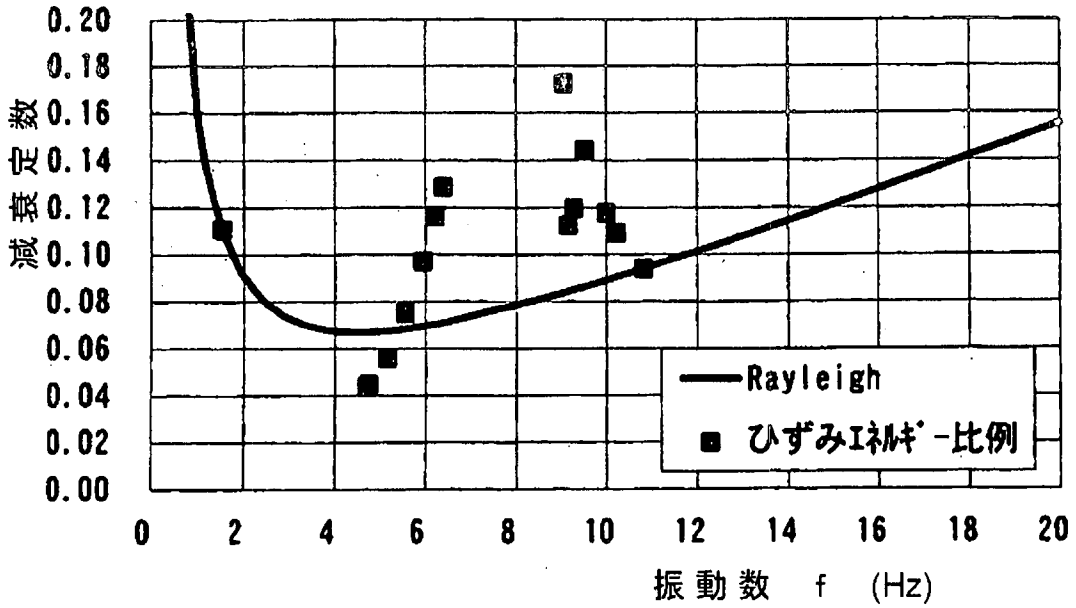


図 9.1.14 Rayleigh 減衰と歪みエネルギー減衰の関係 (ラーメン高架橋)

3) 静的設計との比較

震度法によって設計されたラーメン橋を非線形動的解析で照査すると、橋脚の曲げについては許容回転角内にあるが、せん断補強が必要となることが多い[9.1.5]。図 9.1.15 は非線形動的解析と震度法の断面力の倍率を、曲げモーメントとせん断力について示したものであるが、曲げモーメントに比べるとせん断力の倍率はかなり大きくなるのがわかる。せん断破壊が先行することは、ラーメン橋の利点を失わせるものであり、断面の初期設定段階からの配慮が必要である。

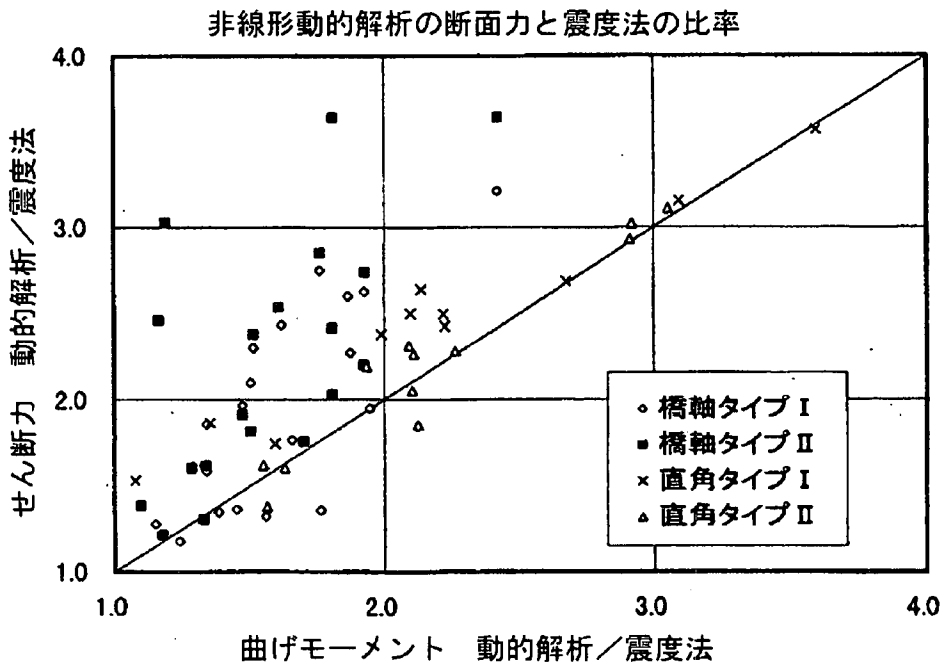


図 9.1.15 非線形動的解析の断面力と震度法の比率

9.1.4 まとめ

コンクリートラーメン橋については、ここで報告した以外にも数多くの検討・設計例が報告されており、非線形解析を用いた耐震設計は一般化しつつある。しかし、まだ地震動の入力や地盤との動的相互作用、桁と柱の隅角部のモデル化など、これからも検討を進めるべき課題もある。特に、地盤変形の影響を受けやすいラーメン橋では、動的解析における減衰マトリックスの設定法によって応答断面力や塑性率がかなり変動し、設計に影響する場合もあるので、注意が必要であると思われる。

参考文献

- 9.1.1) 猪熊康夫、本間敦史、今福克：PCラーメン橋に対する動的解析の適用と橋脚のじん性確保に対する一考察、第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、1998
- 9.1.2) 御園生静栄、小倉裕介、土田貴之、永井明人、佐々木拓也：不等の高橋脚を有するコンクリートラーメン橋の耐震設計に関する検討、第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、1998
- 9.1.3) 御園生静栄、土田貴之、泉和伸、須田隆文、為広尚紀、藤江和久：コンクリートラーメン橋の地震時保有水平耐力法の検討、第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、1998
- 9.1.4) 二階堂輝幸、角本周：PC連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する一検討、第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、1998
- 9.1.5) 大場誠道、緒方辰男、前原康夫：PCラーメン橋の動的解析における上部構造モデル化の影響、第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、土木学会、1998

(執筆者：前原康夫)

9. 2 RCアーチ橋

9.2.1 はじめに

本稿では、RCアーチ橋についての座屈照査および耐震検討事例を紹介する。対象橋梁は阪神高速道路北神戸線に建設された水晶山橋で、図 9.2.1 の橋梁一般図に示すように、本橋のアーチリブは、細長比が 75 と従来のRC固定アーチ橋の 40 ~ 60 と比べて大きく、道路橋示方書によると不安定座屈照査を行う必要がある領域に属する。このため、材料の非線形性および幾何学的非線形性を同時に考慮した複合非線形解析法の本橋への適用性を 1/5 縮尺のアーチリブ模型実験により検証した。ついで、静的震度法や弾性動的解析に加えて、複合非線形解析法を用いてアーチリブ部の耐震性の検討を行った。

9.2.2 アーチリブ模型実験

1) 実験目的

本橋設計の 1995 年時点では、アーチリブのように高軸力下の幾何学的非線形解析手法の適用性については実験的に十分確認されていなかった。そこで、実橋のアーチリブを模擬した試験体の耐荷力実験を実施し、複合非線形解析手法の適用性を検討した。

2) 実験手法

試験体形状を図 9.2.2 に示す。アーチリブのスパン、ライズは実橋の 1/15 とし、断面形状は実橋と同様に細長比が 75 となる矩形断面とした。図 9.2.2 に示す断面は、アーチアバットから L/4 入った座屈照査点における鉄筋比を模擬している。鉄筋には SD345 相当品（降伏強度 3,800kgf/cm²）を用い、コンクリートは設計基準強度 400kgf/cm²（実験時強度 473kgf/cm²）、粗骨

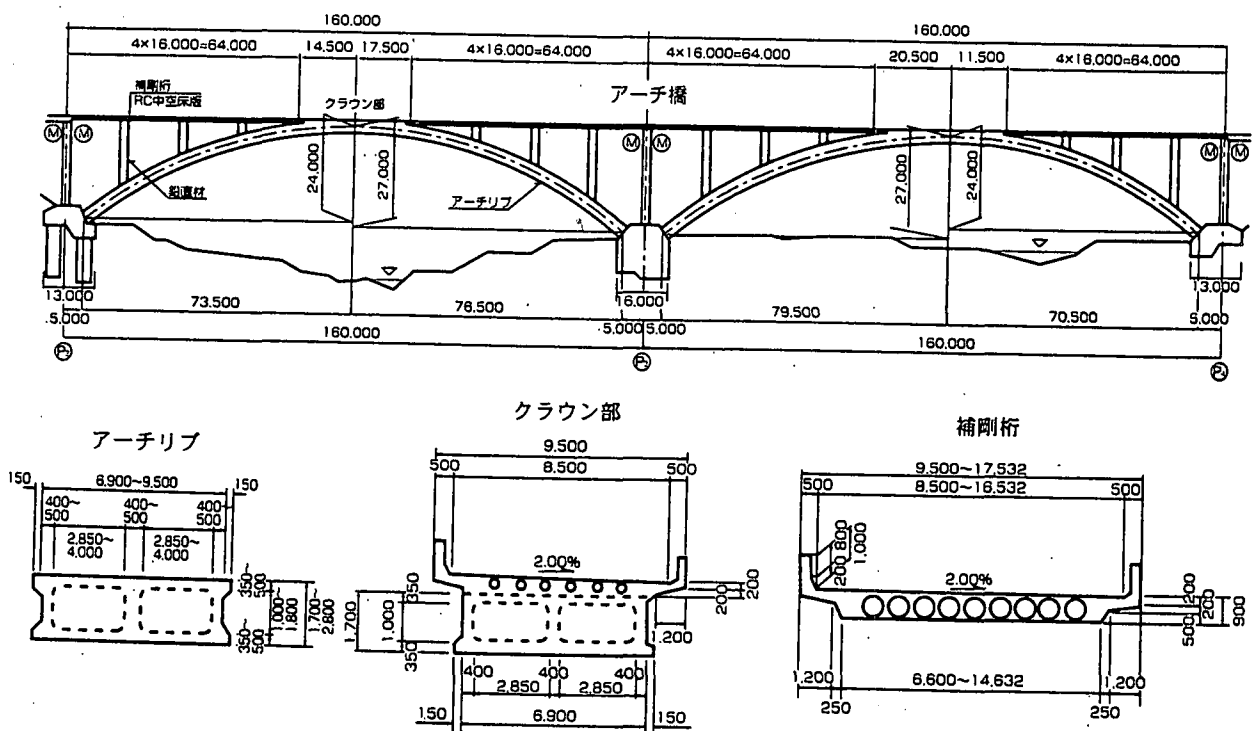


図 9.2.1 橋梁一般図

材の最大寸法 20mm とし、早強セメントを使用した。試験体は、施工性および載荷実験上の安全性を考慮して、アーチリブを床面と平行に横置きにした。載荷は活荷重状態においてもっともクリティカルとなる、スパンの半分に活荷重が満載される状態を模擬した。実橋ではクラウン部および鉛直材を介してアーチリブに荷重が作用するため、これを模擬して8箇所の載荷点を設けた。載荷手順としては、まず8箇所全ての油圧ジャッキを同一荷重に制御しながら自重（死荷重）相当分を載荷し、その後片側4箇所を自重相当分荷重に制御しながら、半載荷荷重として残り4箇所の荷重を同一荷重として漸増させた。測定は、アーチリブ変位、ひび割れ発生位置や破壊断面などの主要断面（断面①～⑨：図 9.2.2 参照）のコンクリートや鉄筋のひずみおよび平均曲率、アーチスプリング部の回転変形などである。

3) 複合非線形解析

解析手法にはマトリクス変位法を用い、試験体を軸線に沿った梁要素、断面をファイバー要素にモデル化した。材料非線形性によるモーメント再配分の効果を調べるために、幾何学的非線形を考慮した弾性解析と、さらに材料非線形を考慮した複合非線形解析を行った。複合非線形解析でのコンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮部には野口らによって提案されているモデル [9.2.1]、引張り部には岡村らの提案式 [9.2.2] を用い、鉄筋は材料試験結果をもとに弾塑性モデルを用いた。また、アーチアバットからの主鉄筋抜け出しの影響は小さいと考えられたので、抜け出しの影響は考慮していない。

4) 実験結果および考察

表 9.2.1 に試験体の挙動と推定される構造系の変化を示す。半載荷側の荷重増加に伴い、1 ヒンジアーチおよび2 ヒンジアーチへと構造系が移行し、最終的には最大耐力を保持しつつ変位が増加し、断面⑦付近でコンクリートが圧壊している。図 9.2.3 に L/4 点近傍の断面⑦における荷重-たわみ関係を示す。また、図 9.2.3 には実験結果と複合非線形解析との比較結果も示す。解析結果のひび割れ発生、鉄筋の降伏の順序は一致しており、荷重-たわみ関係および最大荷重もほぼ対応していた。図 9.2.4 に断面③での荷重-モーメント関係について解析結果と測定結果を示す。複合非線形解析値と測定値は良く一致しており、また再配分は断面⑨のひび割れ発生後に大きく現れることが分かる。以上の検討の結果、複合非線形解析法により、本橋のよう

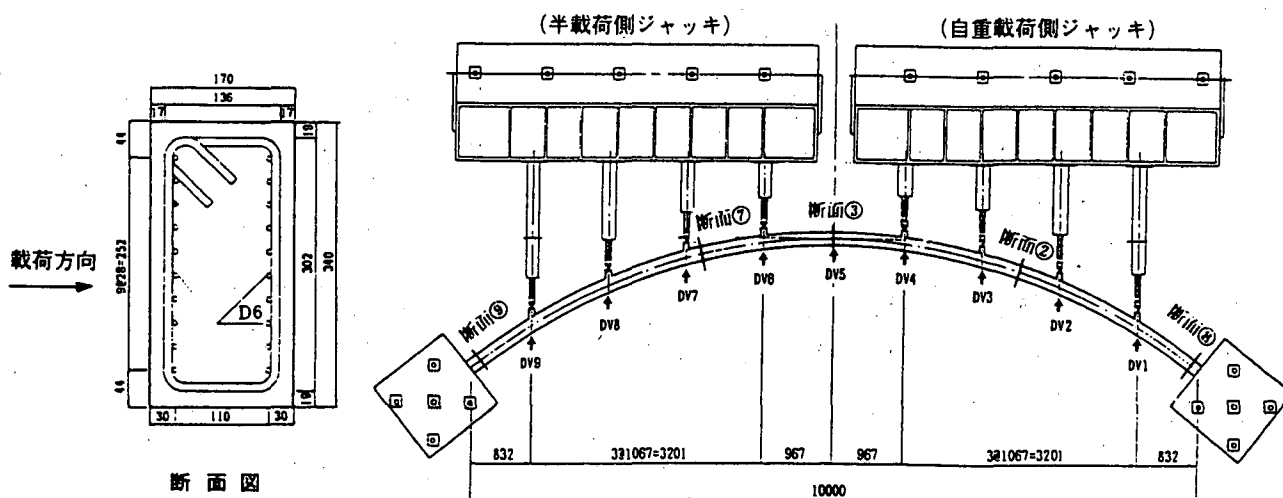


図 9.2.2 試験体形状図

に断面力の再配分を経て破壊に至るようなRC構造物の複雑な挙動を把握でき、各荷重段階での断面力分布および構造系全体としての耐荷力を精度良く評価できることが確認された。

9.2.3 耐震性の検討

1) 検討概要

本橋については上部工の施工が先の兵庫県南部地震発生後となったことにより、表 9.2.2 に示すとおり静的震度法や弾性動的解析、材料非線形解析による耐荷力照査に加えて前述の複合非線形解析および現行の道路橋示方書（平成8年版）による地震時保有水平耐力の照査を実施し、

表 9.2.1 試験体の挙動

半載荷側の荷重平均値(tf)	断面⑦の鉛直変位(mm)	試験体事象	構造系の変化
7.6	8.0	断面⑦ 目視ひびわれ発生 ($\epsilon_c=100\mu$)	
8.0	9.9	断面⑧ ひびわれ発生 $\epsilon_c=100\mu$	
8.4	12.4	断面⑨ ひびわれ発生 $\epsilon_c=100\mu$	
10.2	29.6	断面⑦ 鉄筋降伏 ($\epsilon_{sy}=2000\mu$)	
10.3	33.1	断面⑧ 鉄筋降伏 ($\epsilon_{sy}=2000\mu$)	
10.3前後	53.3	断面⑦ コンクリート圧壊 $\epsilon_c=3200\sim 4300\mu$	

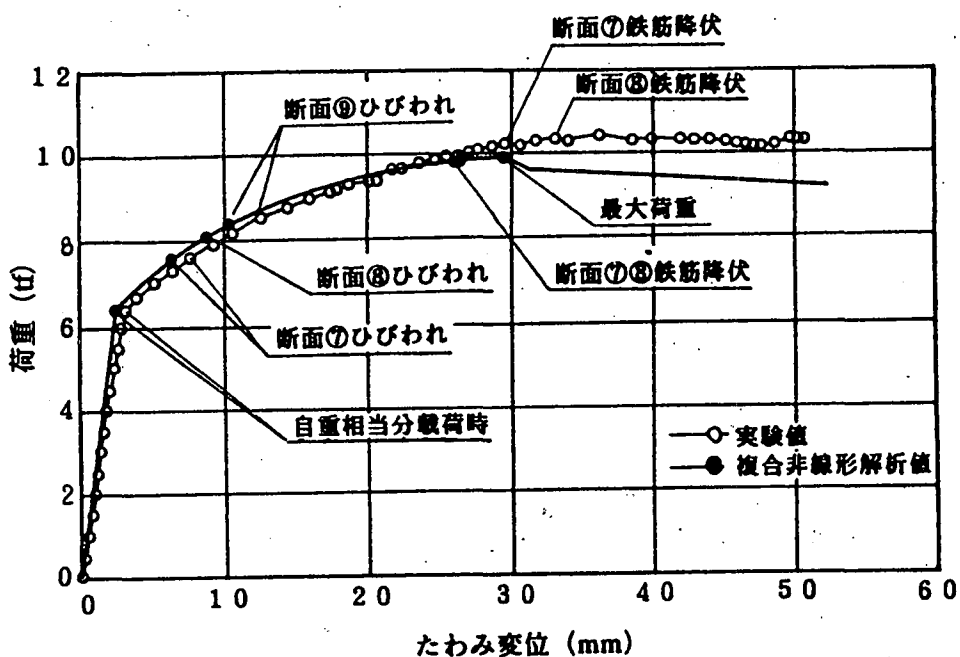


図 9.2.3 荷重-たわみ関係 (断面⑦)

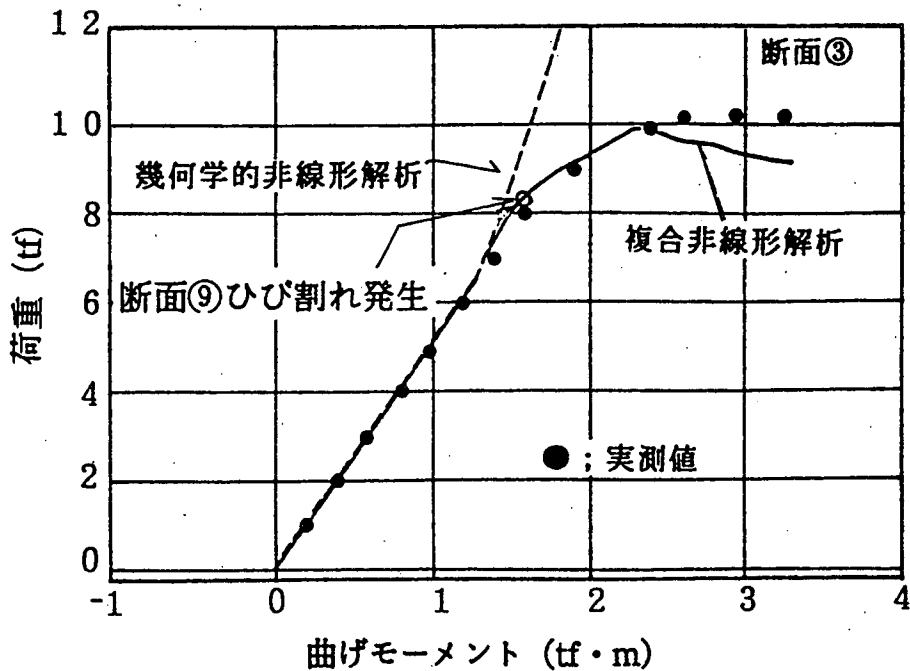


図 9.2.4 荷重-曲げモーメント関係 (断面③)

それぞれの解析レベルごとに十分な耐震安全性を有することを確認した。さらに、構造細目の見直しを実施して耐震性の向上を図った。これらの検討のうち、複合非線形解析による耐荷力照査および現行示方書による耐震性検討について以下に説明する。

2) 複合非線形解析による耐荷力照査

本検討では、アーチリブ、鉛直材、補剛桁から構成される構造系に橋軸方向の地震力が作用した場合、および鉛直下向きあるいは上向きに地震力が組み合わせて作用した場合についての耐荷力を複合非線形解析により照査した。検討ケースを表 9.2.3 に示す。複合非線形解析では、死荷重時の断面力を初期状態として、地震時慣性力を静的に漸増載荷し、”構造系を構成するコンクリート部材のいずれかの曲げ圧縮ひずみが0.35%に達する”あるいは”構造系を構成するいずれかのコンクリート部材について、荷重がある値に達するとそれ以上荷重が増えず、変形が急激に増加する不安定現象(座屈)が生じる”ときの最大荷重倍率を求めた。安全性の評価は、複合非線形解析により得られた最大荷重倍率と道路橋示方書(平成2年版)における終局荷重作用時の照査に用いられる荷重係数とを比較

表 9.2.2 耐震検討の概要

検討項目	検討内容
静的震度法による耐震設計 (設計水平震度 $kh=0.22$) 弾性動的解析による照査 (入力加速度 $\alpha=180gal$)	地震時の鉄筋応力度が $\sigma_s=2000kgf/cm^2$ 程度となるように配筋量を決定した。
材料非線形解析による耐荷力照査	設計荷重に対して2.2倍程度の耐荷力を確認した。
複合非線形解析による耐荷力照査	道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編(平成2年2月)に規定されている終局荷重時の荷重係数に対し、安全性を有することを確認した。
現行示方書による耐震性検討	複合非線形解析により算出した降伏時変位、終局時変位をもとに、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編(平成8年12月)による地震時保有水平耐力の照査を行った。
構造細目の見直し	継ぎ手の位置・配置等は、「日本道路公団 耐震設計・施工要領(案)」に準じた。 アーチリブのスターラップに被せ筋を新たに追加配置した。

表 9.2.3 複合非線形解析の検討ケース

検討ケース	荷重組み合わせ
CASE1	$1.0 \cdot (D+CR+SH+SMV) + \alpha \cdot E_{qh}$
CASE2	$1.0 \cdot (D+CR+SH+SMV) + \alpha \cdot (E_{qh}+E_{qv \downarrow})$
CASE3	$1.0 \cdot (D+CR+SH+SMV) + \alpha \cdot (E_{qh}+E_{qv \uparrow})$

表 9.2.4 荷重倍率と破壊形態

検討ケース	最大荷重倍率(震度)	破壊形態
CASE1	2.37(0.52)	7-リブのフランジ根付近の座屈
CASE2	2.53(0.56)	"
CASE3	2.21(0.49)	"

することにより行った。すなわち、最大荷重倍率が1.3以上であるならば安全と評価した。解析モデルを図 9.2.5に示す。クラウン部については、補剛桁とアーチリブが接合された部分を1本の梁要素とした。剛域を除く構成部材をすべて非線形梁要素とし、断面のモデル化ではコンクリートと鉄筋をそれぞれファイバー要素として、軸力変動の影響を考慮した。コンクリートおよび鉄筋の材料特性は、道路橋示方書（平成2年度版）に準拠した。複合非線形解析結果の代表例としてCASE1の断面力図を図 9.2.6に、破壊箇所での荷重倍率と断面力の関係を図 9.2.7に示す。また、各検討ケースの最大荷重倍率と破壊形態を表 9.2.4に示す。いずれの検討ケースにおいてもコンクリートの圧壊よりもアーチリブのクラウン付け根付近の座屈が先行し、本橋のように細長比の比較的大きなアーチリブの場合には、幾何学的非線形の影響が現れると考えられる。各検討ケースの最大荷重倍率は、終局時の荷重係数1.3よりも大きく、本橋の耐荷力は十分あると判断された。上向きの鉛直震度を考慮したCASE3（最大荷重倍率=2.21）は、下向き鉛直震度を考慮したCASE2（最大荷重倍率=2.53）よりも小さな荷重倍率で座屈破壊が生じた。これは、上向き

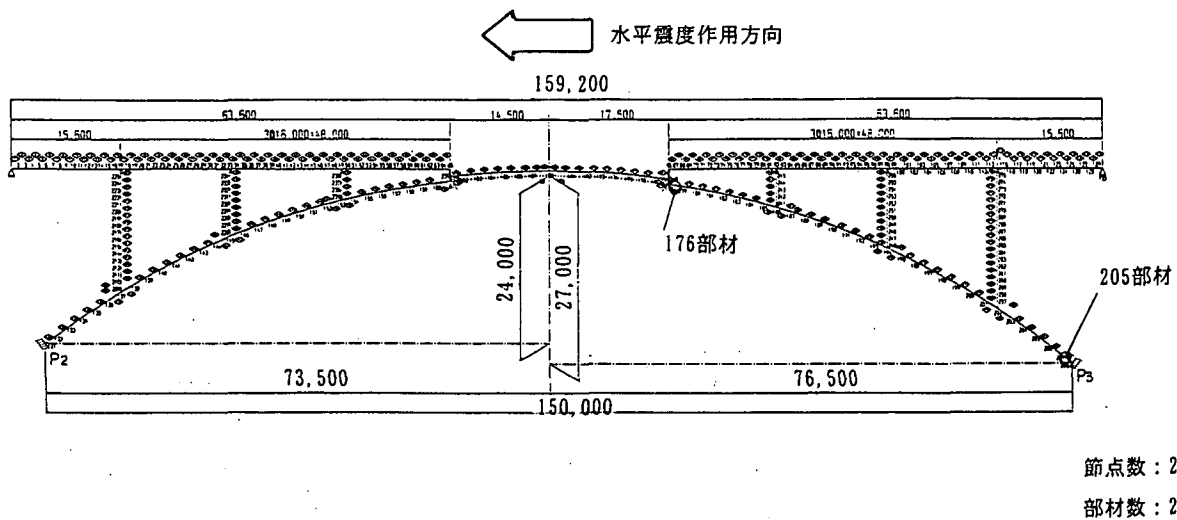


図 9.2.5 解析モデル図

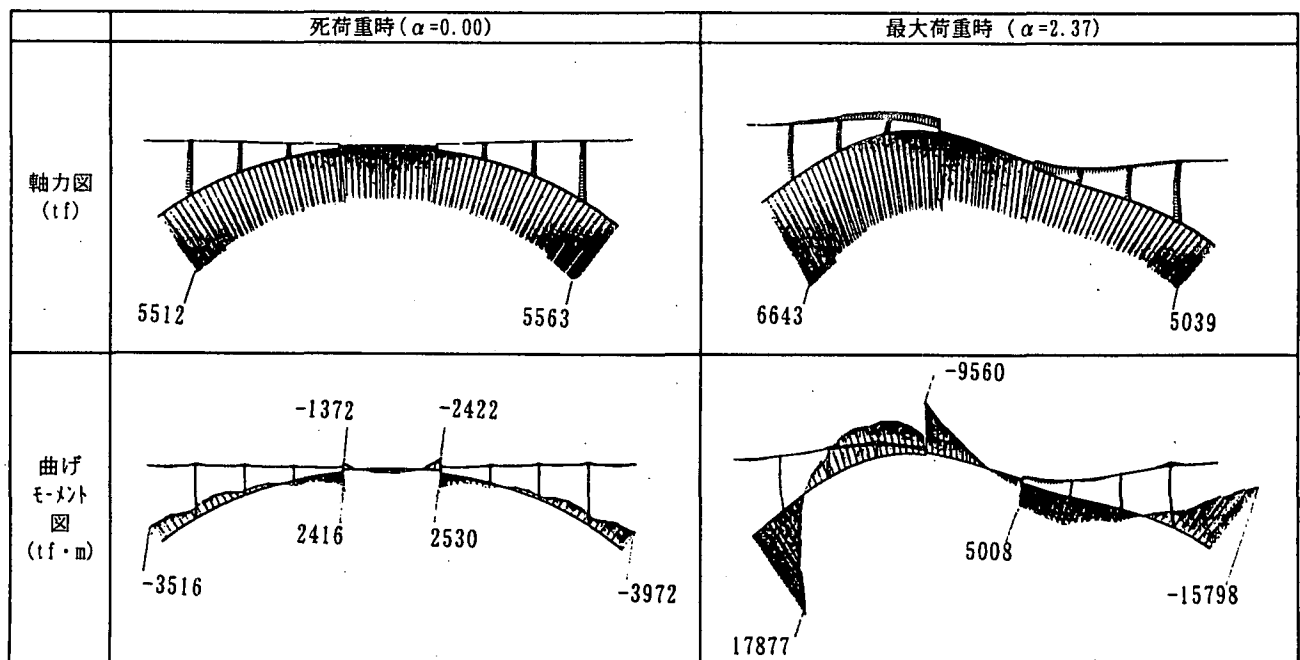


図 9.2.6 断面力図(CASE1)

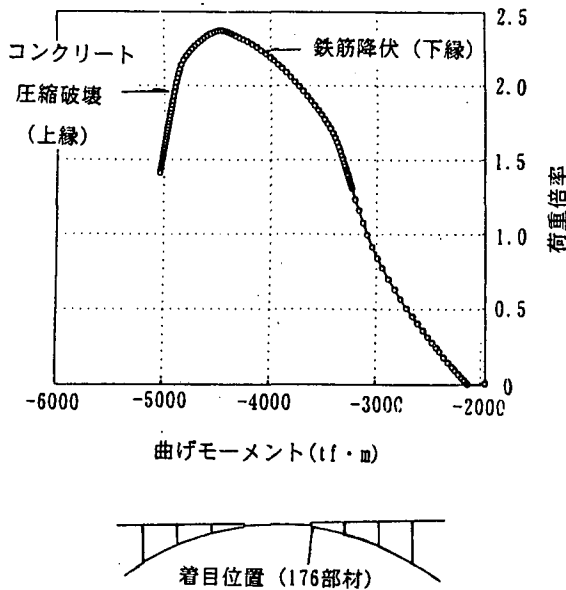


図 9.2.7 荷重倍率と断面力の関係 (CASE1)

の鉛直震度を考慮したCASE2では、軸力減によるアーチスプリングの剛性低下の影響により、クラウン付け根付近へのモーメント再配分がCASE3と比べて顕著に現れたためと推定される。ただし、鉛直震度が最大荷重倍率に与える影響は、7%程度であり、鉛直震度が耐荷力に及ぼす影響は大きくないと判断された。

3) 現行道路橋示方書による耐震性検討

本検討では、図 9.2.8 に示す複合非線形解析により得られたクラウン部付近の水平震度と水平変位の関係を用いて、現行道路橋示方書（平成8年版）に従い地震時保有水平耐力照査を試みた。複合非線形解析結果(CASE1)より、降伏変位 $\delta y=132\text{mm}$ 、終局変位 $\delta u=263\text{mm}$ 、終局震度 $khu=0.52$ となる。水平震度と水平変位の関係により、最初の鉄筋降伏時の割線剛性（降伏剛性）が、初期剛性のおよそ半分であったため、アーチリブの曲げ剛性を初期剛性の0.5倍として固有値解析を実施した結果、固有周期は1.57秒となった。同固有周期における設計水平震度を求める。耐震性の判定は、許容塑性率により低減した等価水平震度と終局震度を比較することにより行った。表 9.2.4 に示すとおり、例えばタイプII地震動では設計水平震度は0.68、エネルギー一定則を適用した等価水平震度は0.44と、終局震度0.52に比べて小さく、本橋は耐震安全性を有していると判断された。

参考文献

- [9.2.1] 飯塚崇文・野口博：普通強度から高強度コンクリートまでを対象とした圧縮特性の定式化，構造工学論文集，Vol.37B，pp.329-338，1991.3.
- [9.2.2] 出雲淳一・島弘・岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文集，Vol.25，No.9，pp.107-120，1987.9.

(執筆者：幸左 賢二)

表 9.2.5 地震時保有水平耐力の照査結果

地震動の種類	タイプI	タイプII
安全係数 α	3.0	1.5
降伏変位 $\delta y(\text{mm})$	132	
終局変位 $\delta u(\text{mm})$	263	
終局震度 khu	0.52	
固有周期 $T(\text{sec})$	1.57	
設計水平震度 khc	0.65	0.68
許容塑性率 μa	1.33	1.66
等価水平震度 khe	0.50	0.44
安全度 khu/khe	1.04 .ok	1.19 .ok

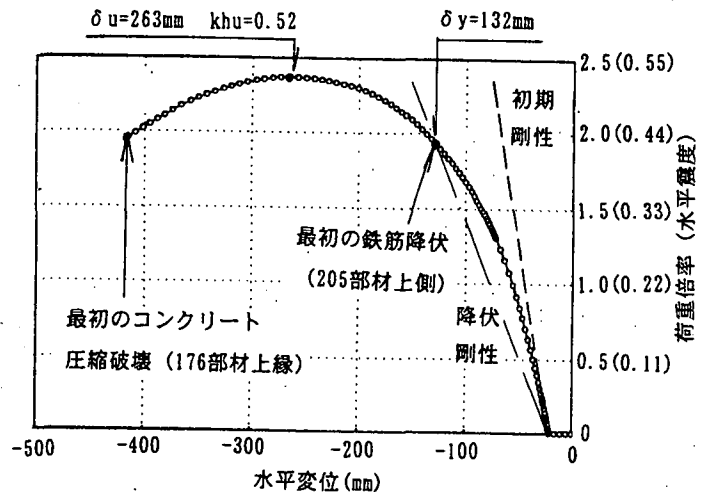


図 9.2.8 水平震度－水平変位の関係 (CASE1)

9.3 鋼アーチ橋

9.3.1 はじめに

一般に圧縮軸力を受ける鋼部材を有する橋梁などにおいては、鋼材の材料非線形性に加えて、幾何学的非線形性をも考慮することが必要となる。鋼アーチ橋においても、アーチリブは高い圧縮軸力を受ける部材であることから、その正確な弾塑性地震応答性状を把握するためには、上記の材料非線形性および幾何学的非線形性の2つの複合非線形性の影響を考慮する必要がある。

静的荷重を受ける鋼アーチ橋の複合非線形解析 [9.3.1] はかなり以前から実施されていたが、地震などの動的荷重を受ける鋼アーチ橋の弾塑性地震応答解析 [9.3.2] はあまり行われていない。しかし、兵庫県南部地震以降、鋼アーチ橋の実務的設計に際してもこのような弾塑性地震応答解析の必要性が指摘され、榊原らの研究 [9.3.3] をはじめ、非線形の $M-\phi$ はり要素を用いた弾塑性地震応答解析などが盛んに行われるようになってきている。しかし、上述のように鋼アーチ橋の解析においては、幾何学的非線形性や軸力変動の影響なども考慮できる解析法を用いる必要があることから、奥村ら [9.3.4] は複合非線形性を厳密に考慮した弾塑性地震応答解析法を用いて、鋼アーチ橋の橋軸方向地震応答性状を種々の観点から検討している。

ここでは、奥村らの解析方法と同様の材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した平面骨組の弾塑性地震応答解析法を用いて、一般的な諸元の上路式2ヒンジ鋼アーチ橋の動的解析を行い、得られた基本的な地震応答性状を紹介している。

9.3.2 解析モデルと解析条件

ここでは、図 9.3.1 に示すような、スパン 105m、ライズ 15m の上路式2ヒンジ鋼アーチ橋を解析対象として、橋軸方向地震動に対する弾塑性地震応答解析を実施している。図 9.3.2 に示すように、アーチリブ断面、ポスト断面は無補剛の箱型断面、補剛桁はI型断面とした。ただし、センターポストには、他のポストの約 10 倍の断面 2 次モーメントを有する断面を仮定して、図 9.3.2 に示す断面とした。

一方、コンクリート床版については、図 9.3.3 に示すように補剛桁とコンクリート床版が完全に一体となっている条件のもと、対称性を考慮して断面の半分（図中の点線部分）のみの断面諸元を用いた。ただし、コンクリート床版内の鉄筋は無視した。

各部材は平面骨組のファイバー要素を用いてモデル化し、アーチリブおよび補剛桁はポスト間を 1 要素、ポストは全高を 1 要素とした。図 9.3.1 中に示す左右の各タイプの部材付近に付した数字は有限要素解析時の要素番号である。このとき、アーチリブ 1 要素は直線部材としている。鋼断面のウェブの高さ方向断面分割数は 10、フランジは分割していない。アーチリブの降伏応力は 315N/mm^2 、補剛桁、ポストの降伏応力は 235N/mm^2 で、応力-ひずみ関係はいずれも図 9.3.4 に示すような、降伏後の弾性係数 $E_t = 0.01E$ の移動硬化バイリニア型とした。なお、弾性係数 $E = 206\text{kN/mm}^2$ である。

一方、コンクリート床版については、補剛桁とコンクリート床版が完全に一体になっている条件のもと、コンクリートにも図 9.3.5 に示すような非線形の応力-ひずみ関係を考慮した。この場合、コンクリートの圧縮強度は 24.5N/mm^2 、コンクリート床版の高さ方向断面分割数は 10 とした。

アーチリブの両端はもちろんヒンジであり、補剛桁の両端は可動支承としている。死荷重の大きさは、全長で 7.84MN とし、弾塑性地震応答解析においては、コンクリート床版も含めた補剛桁断面に等価な単位体積重量を設定するとともに、補剛桁の各節点に対応する死荷重を載荷して

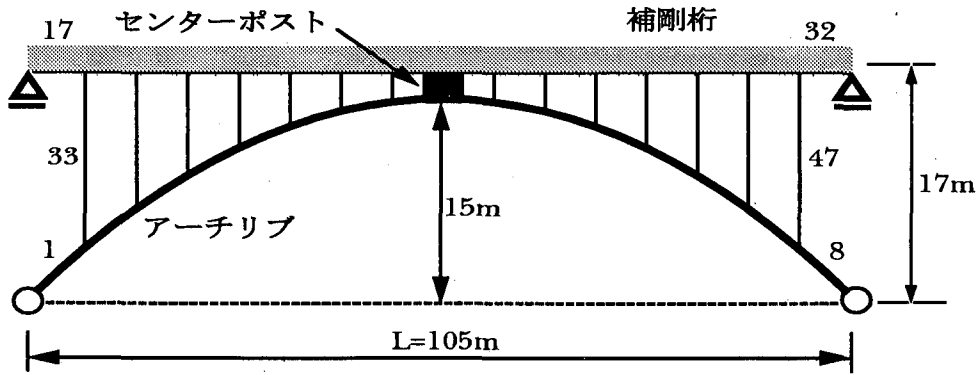


図 9.3.1 解析モデル

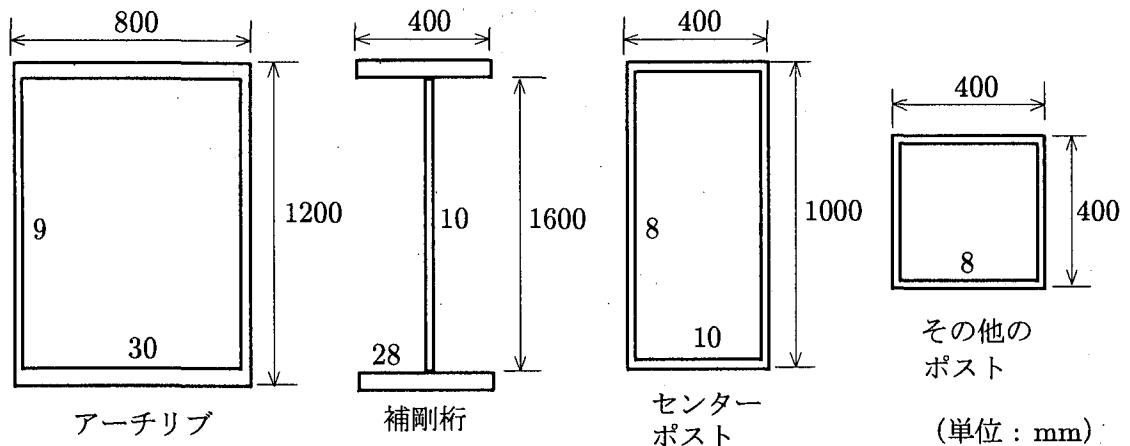


図 9.3.2 解析モデルの断面

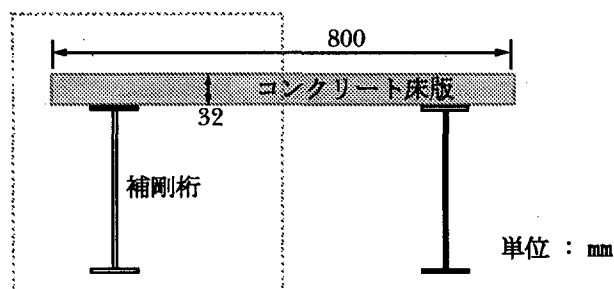


図 9.3.3 補剛桁の断面

いる。なお、地震波には、JR 鷹取駅記録 NS 成分を用い、時刻歴解析の時間刻みは 0.01s で、1 次固有振動モードに対して、減衰定数 1% の質量比例型減衰を仮定した。

9.3.3 解析結果

鋼アーチ橋のような複雑な橋梁の動的解析を実施する場合、解析モデルを簡略化するために補剛桁のコンクリート床版を無視する場合もある。そこで、補剛桁のコンクリート床版の剛性を考慮した場合と、コンクリート床版の剛性を無視した場合の固有値解析を実施して得られた 1 次、2

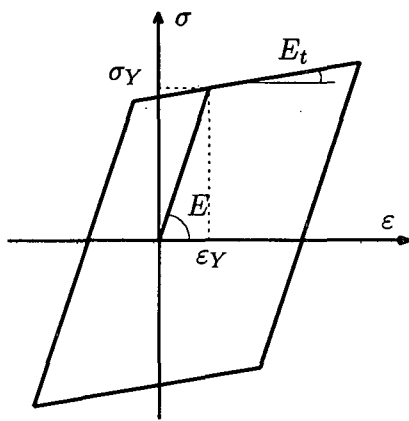


図 9.3.4 鋼材の応力-ひずみ関係

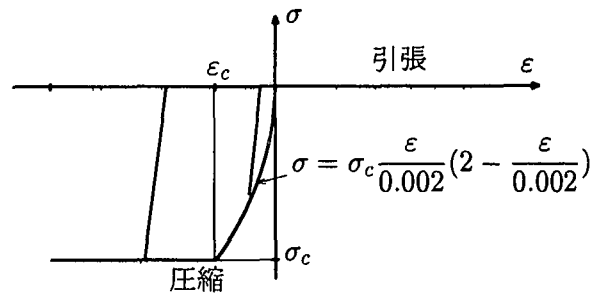


図 9.3.5 コンクリートの応力-ひずみ関係

表 9.3.1 固有周期 (s)

コンクリート床版のモデル化	1次	2次	3次
質量考慮・剛性無視	1.947	0.842	0.500
質量・剛性考慮	1.414	0.647	0.476

次, 3次固有周期を表 9.3.1 に示す. この結果から, コンクリート床版の剛性を考慮した場合と無視した場合には, 1次固有周期で約 38%の差異があることがわかる. したがって, 動的解析においてはコンクリート床版の剛性も考慮することが必要である. なお, 1次の固有振動モードはアーチ橋特有の逆対称振動モード, 2次, 3次の固有振動モードは対称振動モードである.

ここで実施した弾塑性地震応答解析結果の例として, 以下には, アーチリブ L/4 点の鉛直変位時刻歴曲線を図 9.3.6 に, アーチリブと補剛桁 L/4 点の橋軸方向時刻歴曲線を図 9.3.7 に示す. この図から, 対象とした鋼アーチ橋が JR 鷹取駅 NS 成分の地震波を受ける場合, アーチリブの鉛直方向では約 40cm の最大応答変位が生じている. これに対して, アーチリブと補剛桁の L/4 点の橋軸方向最大応答変位は, それぞれ約 11cm, 17cm であり, また, アーチリブと補剛桁の橋軸方向応答変位の間には顕著な差異がある. この理由は, ここで用いた解析モデルでは, 実橋に則して補剛桁の両端を可動支承としていることから, 橋軸方向地震動を受けるアーチ橋では, 補剛桁がアーチリブに対して橋軸方向に大きい相対変位を生じさせたからである.

一方, 図 9.3.8 には, 死荷重載荷時のアーチリブの軸力分布を示している. また, JR 鷹取駅 NS 成分によるアーチリブ端部材 (要素番号 1) の軸力応答曲線を図 9.3.9 に示す. ここで用いたアーチリブ断面の降伏軸力 21.2MN に対して, 死荷重によるアーチリブの作用軸力および地震時の最大軸力はそれぞれ 36%, 54%であり, 橋脚などに比較して非常に大きな軸力が作用していることがわかる. したがって, 鋼アーチ橋の弾塑性地震応答解析時には, 幾何学的非線形性の影響を考慮することの必要性が伺える.

次に, アーチリブ, 補剛桁およびポストの各部材両端のひずみ応答の最大値分布を図 9.3.10 に示す. 横軸は有限要素解析時の要素番号, 縦軸はそれぞれの部材の降伏ひずみで無次元化した最大ひずみを対数目盛りで表しており, 無次元化ひずみの値が 1 以上の部材は降伏していることを示している. 要素番号 1~16 はアーチリブ, 17~32 は補剛桁, 33 以上はポストの要素番号である.

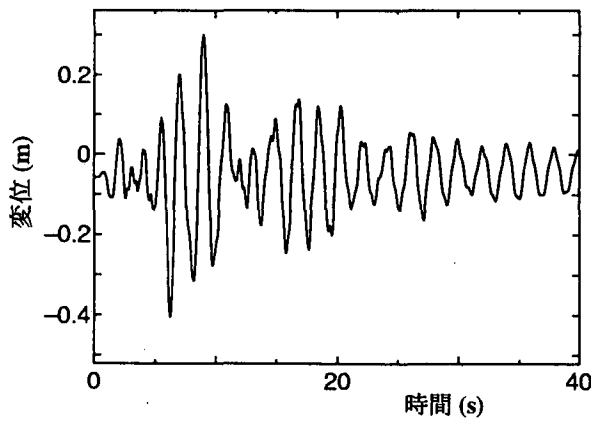


図 9.3.6 アーチリブ L/4 点の鉛直変位応答曲線

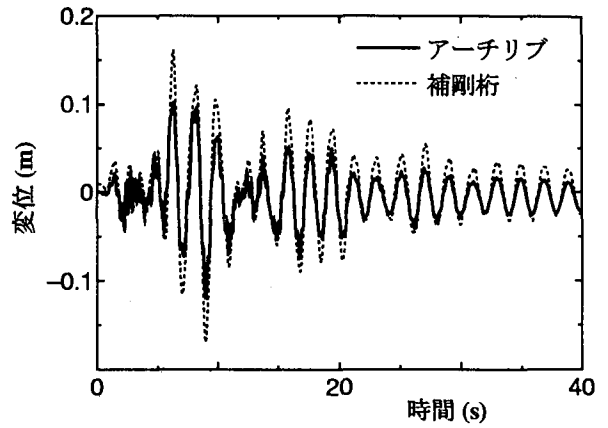


図 9.3.7 アーチリブおよび補剛桁 L/4 点の橋軸方向変位応答曲線

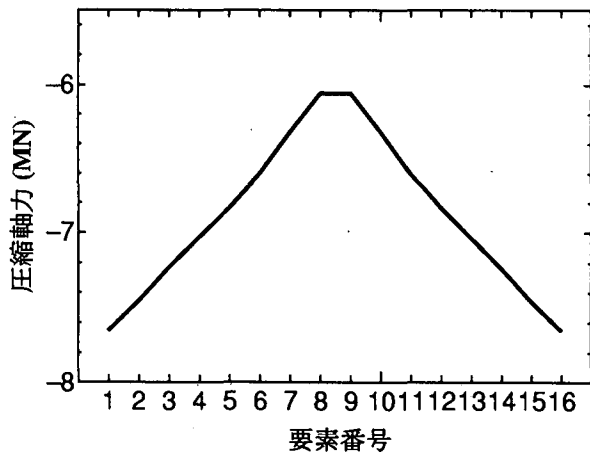


図 9.3.8 死荷重載荷時のアーチリブ軸力分布

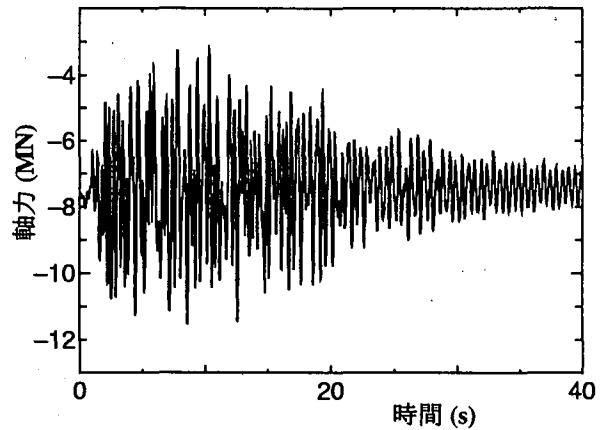


図 9.3.9 アーチリブの軸力応答

この図から、アーチリブでは L/4 点および 3L/4 点付近の断面がわずかに塑性化している程度であるのに対して、補剛桁、ポスト断面は大きく塑性化していることがわかる。この理由は、ここで解析対象とした鋼アーチ橋では、アーチリブよりも補剛桁断面の方が断面 2 次モーメントが大きく、アーチリブよりも大きく曲げに抵抗するためであると考えられる。また、ポスト断面では、前述のようにアーチリブに対する補剛桁の相対的な橋軸方向変位が大きいことから、結果的にポストが大きな曲げモーメントを受けるためである。したがって、最も剛なセンターポストおよび長さの短いポストが大きく塑性化する結果となっている。これらの塑性化がすぐに鋼アーチ橋の耐震性を低下させるわけではないが、特に、ここではその断面 2 次モーメントを他のポストの 10 倍と仮定したセンターポストのモデル化が耐震性を検討する場合の重要な検討事項であると言える。

ところで、図 9.3.11 には、補剛桁 L/4 点付近のコンクリート床版上縁の応力-ひずみ関係を示している。この図から、地震応答解析時のコンクリートの応力-ひずみ関係が仮定した履歴ループを描いていることが確認できる。また、最大圧縮応力は 10N/mm^2 程度であり、用いたコンクリートの圧縮強度の 1/2 以下であるが、引張ひずみは 2000μ 以上に達していることがわかる。つまり、大地震時には、コンクリート床版に相当のひび割れが生じると予想される。

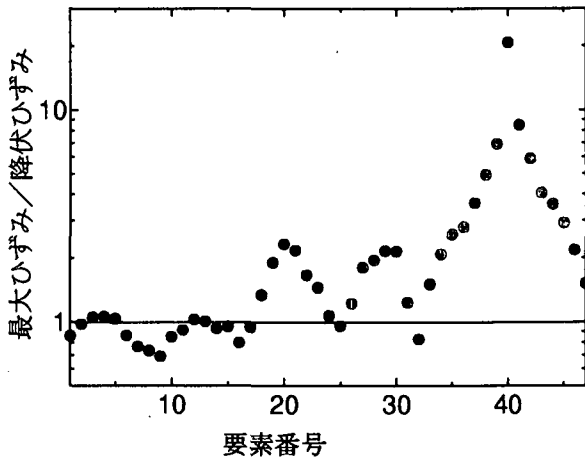


図 9.3.10 各部材の最大ひずみ分布

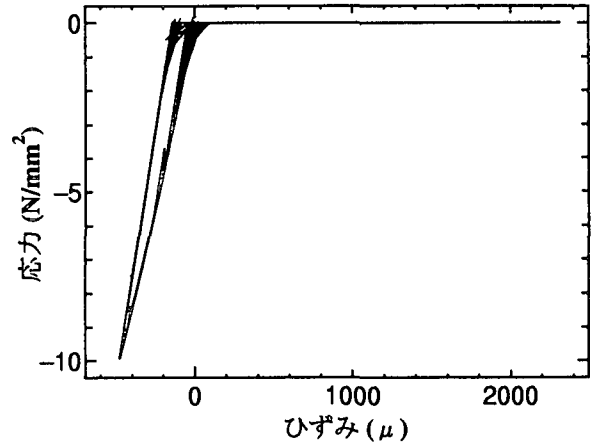


図 9.3.11 コンクリート断面の応力-ひずみ関係

9.3.4 まとめ

ここでは、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した平面骨組の弾塑性地震応答解析法を用いて、一般的な諸元の上路式2ヒンジ鋼アーチ橋の動的解析例を紹介した。

鋼アーチ橋では、構造的な特徴からアーチリブに大きな圧縮軸力が作用している。したがって、弾塑性地震応答解析を実施する場合には、材料非線形性に加えて、幾何学的非線形性を考慮することが重要である。また、一般に補剛桁は床版を有しているため、その質量および剛性を適切に考慮することが必要であると言える。

ここで解析対象とした規模の鋼アーチ橋が、JR 鷹取駅 NS 成分の地震動を橋軸方向に受けた場合、アーチリブの塑性化はそれほど大きくならないが、コンクリート床版の影響を考慮した補剛桁およびポストが大きく塑性化することがわかった。特に、センターポストは補剛桁とアーチリブの相対的な橋軸方向変位を支持するため、大きな地震力が作用する。したがって、特に、センターポストは適切にモデル化する必要であると考えられる。

参考文献

- 9.3.1) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の終局強度と設計，鋼構造シリーズ6，土木学会，1994.7.
- 9.3.2) S.Kuranishi, A.Nakajima：Strength characteristics of steel arch bridges subjected to longitudinal acceleration，土木学会論文集，No.374/I-6，pp.119-127，1986.10.
- 9.3.3) 榎原泰造，川島一彦，庄司学：動的解析に基づく上路式2ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討，構造工学論文集，Vol.44A，pp.761-767，1998.3.
- 9.3.4) 奥村徹，後藤芳顕，小澤一誠：上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1331-1342，2000.3.

(中島章典)

9.4 鋼斜張橋

9.4.1 はじめに

1980年代以後、繰返し載荷実験や振動台実験により動的耐力や変形性能の評価が進められてきたRC橋脚や、兵庫県南部地震以後、精力的に正負繰返し載荷実験が進められてきた鋼製橋脚とは異なり、ラーメン橋やアーチ橋および斜張橋等の長大橋梁に対する地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発にはまだいろいろな検討課題が残されている。例えば、大型模型等を用いた実験等によって橋梁としての保有耐力や変形性能を確認できない長大橋梁では、Pushover解析によって橋梁全体系としての耐力と変位の関係、塑性化の状況に基づいて耐震設計上許容できる損傷度を定め（保有性能の評価）、非線形動的解析より得られる応答値（要求性能）が、その許容される損傷度以内に収まっているかを照査するという耐震設計が行われることがある。

耐震設計におけるPushover解析は、想定した地震荷重を対象とする構造物に漸増載荷させることにより、静的非線形応答から対象とする構造系の地震による損傷状況や塑性化の順番、崩壊モードを追跡する方法である[9.4.1], [9.4.2]。ラーメン系の構造では、高次振動モードの影響が小さい場合にPushover解析で求めた最大応答値が非線形動的解析結果を良い精度で近似することが報告されている[9.4.3], [9.4.4]。しかし、長大橋梁に関するPushover解析の検討例はまだ少ない。ここでは、桁の橋軸方向支持形式を塔部2点固定方式とした鋼斜張橋を対象に、Pushover解析における地震荷重をどのように載荷したら非線形動的応答を再現できるかを検討した結果について報告する。なお、斜張橋の耐震設計では、主塔の安全性を確保することが斜張橋全体系としての耐震性能を向上させることにつながるため、ここでは、橋軸方向から地震動が作用する場合の主塔の非線形応答に着目している。

9.4.2 対象とした斜張橋と解析モデル

図9.4.1に対象とした鋼斜張橋を示す。側径間70m、中央径間200m、主塔高さ70mで、主桁と主塔の橋軸方向支持形式は、塔部2点固定方式である。ケーブルの張り方は、ハープタイプである。

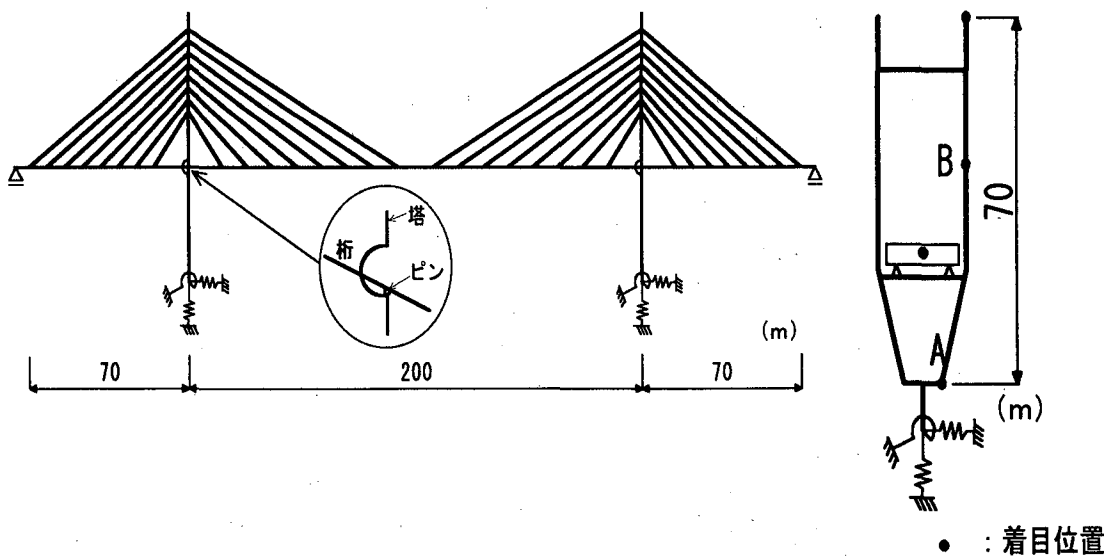


図9.4.1 検討対象とした鋼斜張橋（塔部2点固定方式）

る。鋼斜張橋のようなフレキシブルな橋梁では、材料の非線形性だけでなく、幾何学的な非線形性も無視できないため、Pushover 解析は弾塑性有限変位解析で、非線形動的解析は死荷重によって斜張橋の各部材に生じる初期軸力による幾何剛性を考慮した弾塑性線形化有限変位解析でそれぞれ行っている。

図 9.4.2 は、斜張橋を構成する各要素のうち、主塔とケーブルおよび基礎～地盤間バネの非線形特性を示したものである。地震時に塑性化することが予想される主塔は、完全弾塑性型の応力-ひずみ関係を有するファイバーモデルによってモデル化した。ケーブルは、地震時に張力抜けが生じるので、図の(2)に示すように圧縮には抵抗しない軸力部材（非抗圧部材）としてモデル化した。主桁は、線形のはり要素によってモデル化した。地盤は非線形性が最も強い材料であり、そのせん断剛性 G は、地盤に生じるせん断ひずみ γ の大きさによって大きく変化する。ここでは、図の(3)に示すように、自由地盤の非線形動的解析結果に基づいて、地盤のせん断剛性 G が微小ひずみ時 ($\gamma_0 = 10^{-6}$) G_0 の約 50%に低下したときの地盤バネを等価線形バネとしてモデル化した。非線形動的解析では、主塔を完全弾塑性型の応力-ひずみ関係より求めた曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ 関係を有する非線形はり要素によってモデル化したことと、有限変位の影響を線形化有限変位理論によって近似した点以外は、Pushover 解析と同じである。図 9.4.1 に示す鋼斜張橋に橋軸方向から地震動が作用する場合に、主塔に作用する軸力の変動量は小さいと予想されるので、曲げモーメント M ~ 曲率 ϕ 関係は、死荷重によって主塔の各断面に作用する軸力を用いて算出している。

減衰定数は、鋼部材よりなる主塔、主桁では 2%、ケーブルでは 1%、地盤バネでは 20%とし、

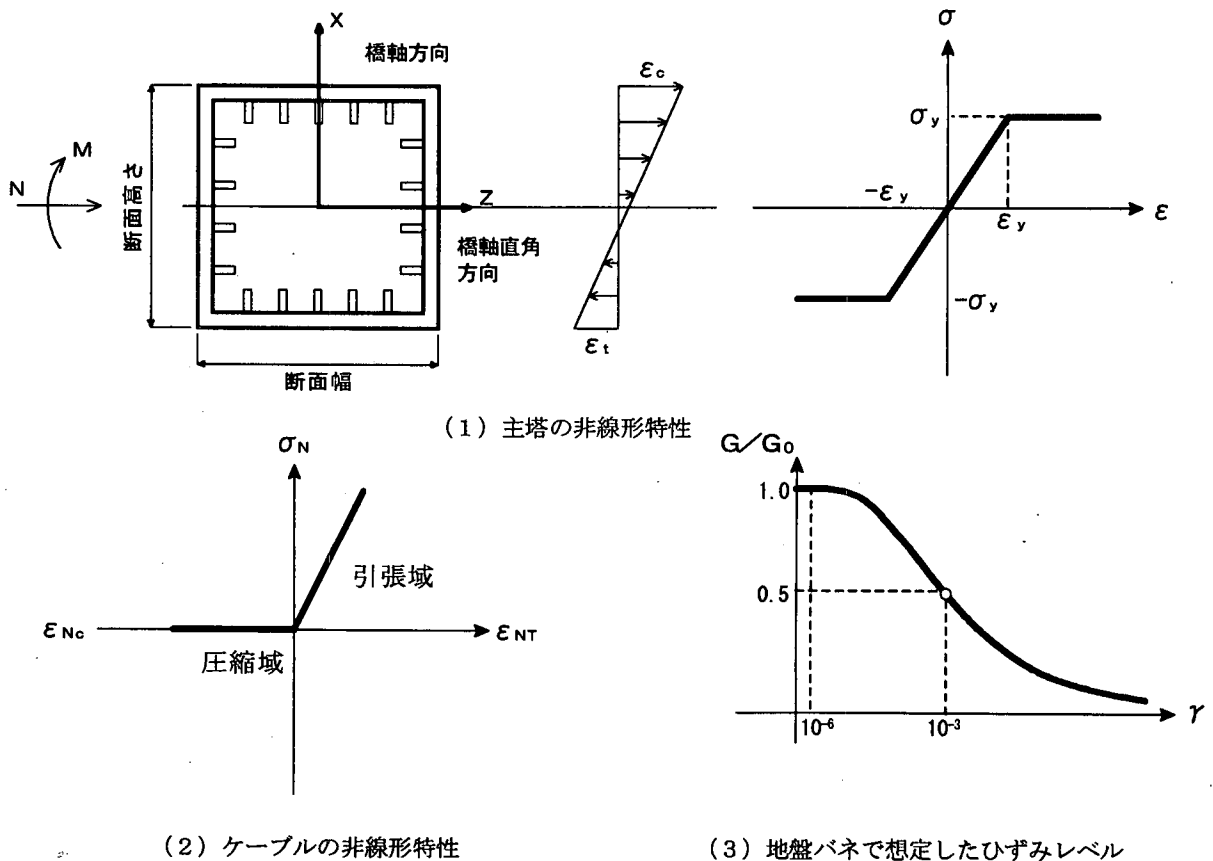


図 9.4.2 鋼斜張橋を構成する主塔とケーブルおよび地盤バネの非線形特性

ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、それと減衰マトリックスによる減衰効果が整合するように、Rayleigh型減衰マトリックスの係数を定めた。

入力地震動は、道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に用いる標準加速度波形Ⅱ-Ⅲ-1である。この加速度波形を、基礎上面位置より地盤バネを介して橋軸方向に入力した。

9.4.3 斜張橋の固有振動特性

図9.4.3は、対象とした斜張橋の1次～3次の固有振動モード形を示したものである。1次の固有振動モードは、主桁が鉛直方向にたわみ変形する固有振動モードであり、橋軸方向のモード寄与率が0となるため、橋軸方向から作用する地震動に対しては応答しない。2次と3次の固有振動モードは、主桁が鉛直方向にたわみ変形しながら橋軸方向に並進変位し、それに伴い、主塔が橋軸方向に変形している。

図9.4.4は、対象とした斜張橋の固有振動特性を整理したものである。図の(1)は、一番上に橋軸方向と鉛直方向のモード寄与率を各次の固有円振動数で除したものを、中央にモード減衰定数を、一番下側に主桁と主塔およびケーブルの一般化質量比を示してある。図の(1)から、固有周期2.06秒となる1次の固有振動モードは、鉛直方向から作用する地震動のみに応答し、橋軸方向から作用する地震動に応答するのは固有周期1.33秒の2次と0.90秒の3次の固有振動モードであることがわかる。2次の固有振動モードのモード減衰定数は2%であるから、基礎より上に存在する鋼上部構造だけが振動していることがわかる。しかし、3次の固有振動モードのモード減衰定数は、4.4%と大きく、基礎上面位置に設定した地盤バネが変形していることがわかる。これは、図9.4.3

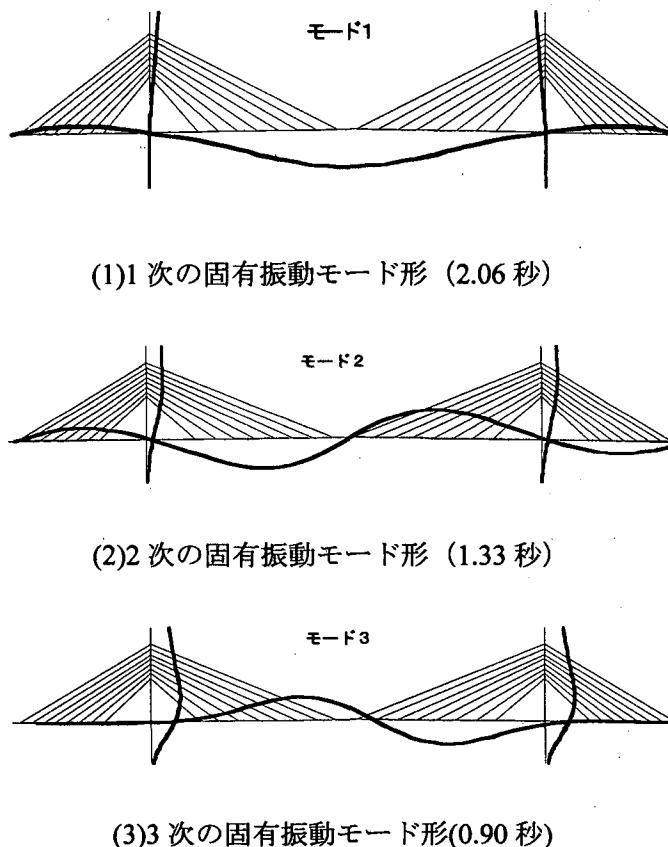


図9.4.3 検討対象とした斜張橋の固有振動モード形

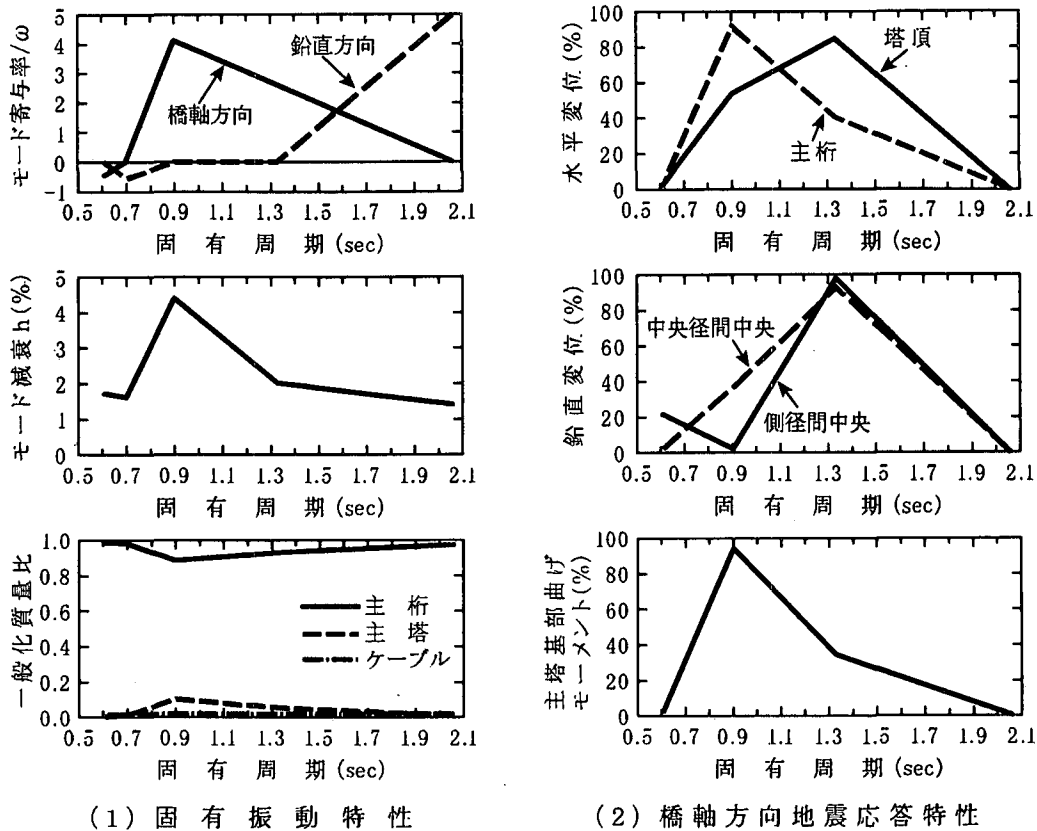


図 9.4.4 検討対象とした斜張橋の固有振動特性と地震応答への寄与

の固有振動モード形からも確認することができる。また、斜張橋を構成する各要素の質量のうち、どの要素の質量の動きが各固有振動モードの中で卓越しているかは、一般化質量比をみればわかる。

図 9.4.4 の(2)は、主桁と塔頂に生じる橋軸方向水平変位、主桁の鉛直方向変位、主塔基部の曲げモーメントの最大応答値（線形動的解析）に対する各固有振動モードの応答値の比率を示したものである。主桁の水平変位は 3 次、塔頂の水平変位は 2 次の固有振動モードによって、その地震応答が決まっていることがわかる。橋軸方向から地震動が作用した場合に、主桁に生じる鉛直方向変位は 2 次の固有振動モード、主塔基部の曲げモーメントは 3 次の固有振動モードによってその応答が決まっていることがわかる。

このように、対象とした斜張橋は、多自由度系としてモデル化されているが、橋軸方向から作用する地震動に対する線形の地震応答値は、1 つか 2 つの固有振動モードの影響が支配的であることから Pushover 解析のような静的解析でも、動的応答を再現できる可能性を有していることがわかる。

9.4.4 斜張橋の非線形応答

図 9.4.1 に示す斜張橋に対して非線形動的解析を行った。標準加速度波形 II-III-1 を入力地震動とした場合、主塔基部に塑性化が生じた。図 9.4.5 は、主塔基部断面の曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係の応答履歴を示したものである。図には、主塔基部が初期降伏に達した時 (①)、主桁の橋軸方向水平変位と主塔基部の曲げモーメント (②)、側径間中央と中央径間 1/4 点の鉛直方向変位 (③)、

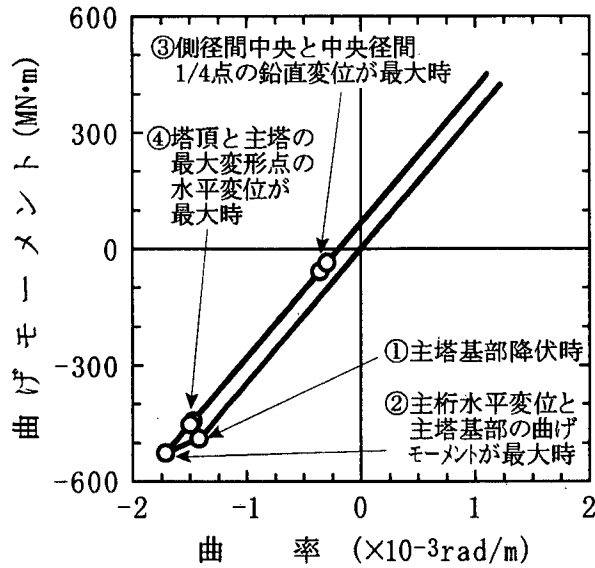


図 9.4.5 主塔基部の曲げモーメントと曲率の応答履歴

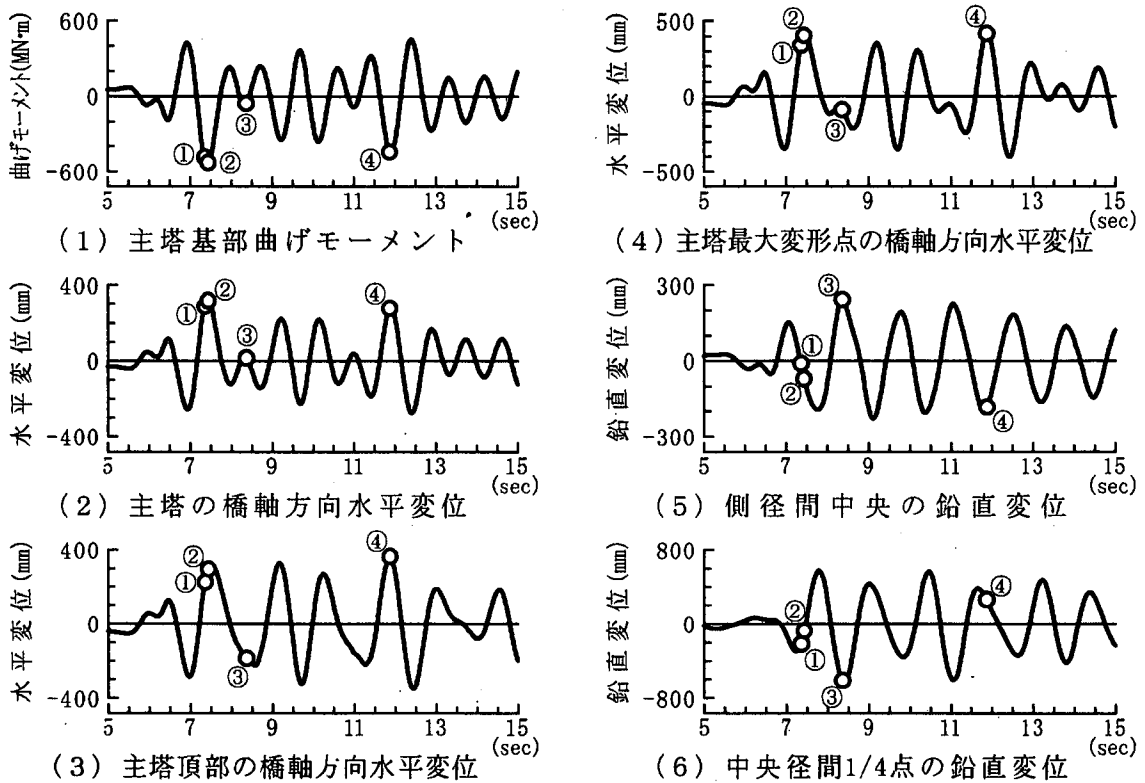


図 9.4.6 検討対象とした斜張橋の非線形応答

塔頂と図 9.4.1 に示す主塔の B 点 (最大変形点に相当する) の水平変位 (④) がそれぞれ最大応答に達した時点を○で示してある。図 9.4.6 は、主塔基部曲げモーメント、主桁と主塔頂部および主塔 B 点の水平変位、側径間中央と中央径間 1/4 の鉛直変位の応答波形を示したものである。図には、各着目量が最大応答に達する 5 秒～15 秒の 10 秒間を示してある。主塔基部の初期降伏とは、

主塔基部断面圧縮側の最外縁に生ずる応力度が降伏応力度 σ_y に達した時である。主塔基部が 7.36 秒に初期降伏に達した後の 8/100 秒後の 7.44 秒に主桁に生じる橋軸方向水平変位と主塔基部に生じる曲げモーメントが最大応答値に達していることから、主桁が橋軸方向に並進運動することにより、主塔基部に大きな曲げモーメントが生じていることがわかる。

しかし、主桁に生じる鉛直方向変位は、主桁に生じる橋軸方向水平変位が最大応答値に達した後の 0.93 秒後に最大応答値に達し、さらに、塔頂と主塔の B 点に生じる橋軸方向水平変位は、その 3.5 秒後に最大応答値に達している。これより、主桁の鉛直変位や主桁位置より上方にある主塔各部の応答には、主桁が橋軸方向に並進運動することによる影響だけでなく、主桁が鉛直方向に変形すること、その変形がケーブルを介して主塔に伝わることの影響がその地震応答に寄与していると考えられる。

以上より、主桁の橋軸方向支持形式として塔部 2 点固定方式を採用した鋼斜張橋の非線形応答を Pushover 解析によって再現する場合、主塔基部の曲げモーメントや主桁の橋軸方向水平変位は、斜張橋の橋軸方向に作用する慣性力を考慮するだけで良いが、主桁の鉛直方向変位や鉛直面内曲げモーメントおよび主桁位置より上方にある主塔各部の応答を Pushover 解析で再現するためには、鉛直方向の慣性力の影響も考慮しなければならないことがわかる。

9.4.5 Pushover 解析に用いる地震荷重の荷重方法

橋軸方向に地震動が作用することにより塑性化が生じた主塔基部の非線形応答を Pushover 解析によって再現するために、3つの地震荷重の荷重方法を検討した。図 9.4.7 は、Pushover 解析における地震荷重の荷重方法を示したものである。荷重制御 1 は、非線形動的解析より得られた最大

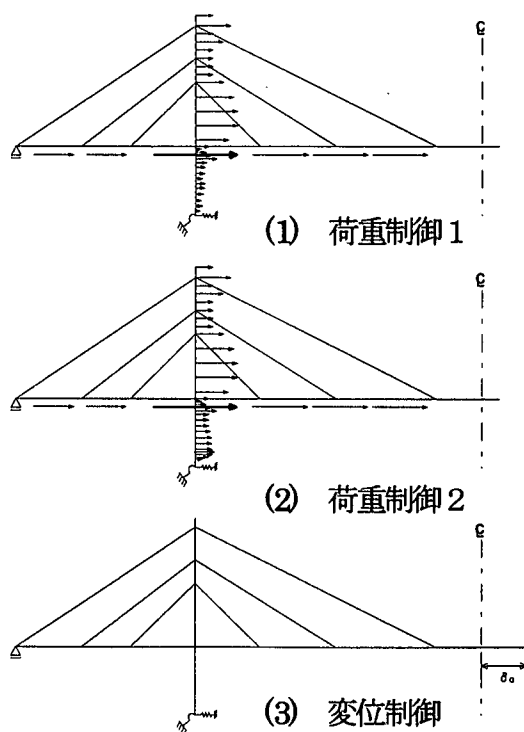


図 9.4.7 Pushover 解析に用いる地震荷重の荷重方法

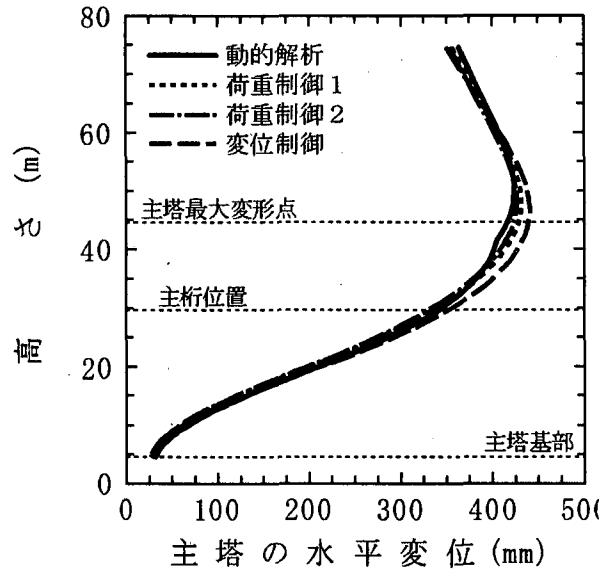


図 9.4.8 主塔に生じる水平変位分布の比較

応答加速度分布に質量を乗じて求めた慣性力分布を漸増载荷させた場合である。荷重制御 2 は、応答加速度分布を一様と仮定して動的解析モデルの質量分布を慣性力分布とみなして漸増载荷させた場合である。前述したように、ここで対象とした斜張橋の橋軸方向に地震動が作用した場合の主塔基部の地震応答は、主桁が橋軸方向へ並進変位することの影響が大きいため、主桁を橋軸方向に変位させれば地震時の応答を再現できるのではという観点から主桁を橋軸方向に変位させたものが変位制御である。荷重制御 1 と荷重制御 2 は、動的解析より得られる応答加速度分布が一様ならば、両者は等しくなる。

9.4.6 地震荷重の载荷方法が非線形応答の再現性に与える影響

図 9.4.8 は、主塔基部が初期降伏に達するときの主塔の水平変位分布を示したものである。図中には、非線形動的解析より得られた最大応答分布も示してある。図より、荷重制御 1 と荷重制御 2 の分布は良く近似しており、主塔に荷重を作用させていない変位制御は、荷重制御 1,2 よりも最下段ケーブル定着部から主桁位置にかけて変位が他の 2 つ方法よりも大きくなっている。Pushover 解析と非線形動的解析を比較すると、両者の変位分布の形状は良く近似していることがわかる。これは、図 9.4.5 に示したように非線形動的解析では主塔基部が初期降伏に達した後、塑性変形がわずかに進んだ後に地震動が反転したため、主塔基部の損傷が初期降伏をわずかに超える程度の損傷に留まっているからである。

図 9.4.9 は、地盤バネに生じる水平反力の総和と、主桁位置と主塔の中で最も変形が大きくなる B 点の水平変位の関係をそれぞれ示したものである。図中には、最大荷重点付近までの解析結果を示してある。図に示すように、3つの地震荷重の载荷方法から得られた荷重-変位関係がほぼ等しいことがわかる。また、何れの地震荷重の载荷方法によっても、主塔基部が最初に降伏し、その後、主塔の中で最も変形が大きくなる B 点が降伏に達している。2 箇所に塑性化が生じた後、斜張橋の水平変位が急速に増加して塔頂部が約 1m の変位に達したところで、橋梁全体系としての最大水平耐力に達した後、耐力が低下している。後述するように、対象とした斜張橋に耐震設計上許容される損傷は、主塔の 2 箇所に塑性化が生じる前の状態に留める必要がある。

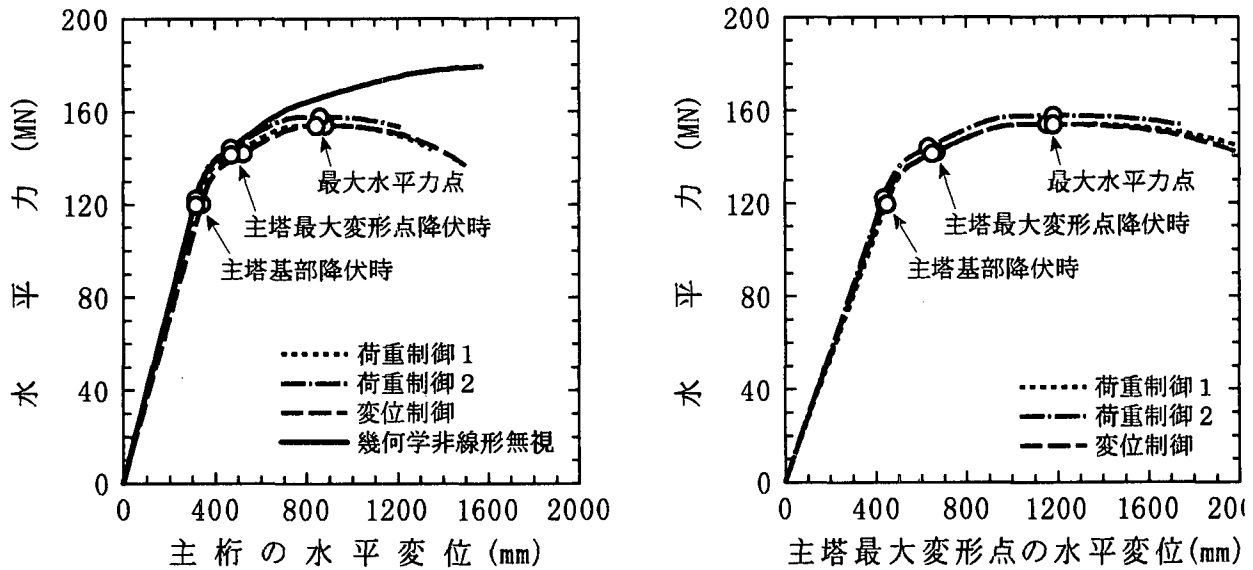


図 9.4.9 水平力（慣性力の総和）と水平変位の関係

図には、荷重制御 1 において幾何学的非線形の影響を無視した場合の解析結果も示してある。幾何学的非線形の影響を無視しているため、主塔の 2 箇所が降伏に達した後も水平力の上昇が続いており、最大水平力は幾何学的非線形の影響を考慮した時に比べて約 11% 大きく得られている。このように、幾何学的非線形の影響を無視すると斜張橋全体としての水平耐力や限界状態を過大評価することがわかる。

荷重制御 1 と変位制御を比較すると、主塔基部降伏時、B 点降伏時および荷重最大時の水平力はほぼ等しいが、変位制御による主桁の水平変位がやや大きく得られている。その差は B 点が降伏時に最も大きく、約 11% である。また、荷重制御 1 と荷重制御 2 を比較すると、質量分布に基づいた荷重制御 2 による水平力が荷重制御 1 よりも少し大きい点を除けば、それぞれのイベントにおける変位は等しい。

図 9.4.10 は、荷重制御 1 による水平力と主桁位置の水平変位の関係と、非線形動的解析の応答履歴を比較したものである。動的解析の水平力は、各質点位置の応答加速度に質量を乗じた慣性力の和を表したもので、主塔基部位置における水平方向地盤バネのバネ反力に相当する。主塔基部が降伏に達した時点における水平力を比較すると、Pushover 解析では 1.27MN、動的解析では 1.36MN と、動的解析の方が約 7% 大きく得られている。動的解析では、慣性力に釣り合うのは減衰力と復元力であり、この減衰力の影響によって、主塔基部が降伏に達する時の水平力が Pushover 解析よりも動的解析の方が大きくなっている。この点を除けば、Pushover 解析より得られる水平力と水平変位の関係は、非線形動的解析より得られる応答履歴の包絡線を良く再現していると言える。このように、Pushover 解析によって、斜張橋の地震時の変形や損傷過程を求める場合には、動的解析より得られる最大応答加速度に質量を乗じて求めた慣性力分布に基づいた荷重制御 1 を用いれば、実用上十分な精度で非線形動的解析結果を再現できることがわかる。しかし、図 9.4.9 に示したように質量分布に基づいた荷重制御 2 や変位制御によっても、実用上遜色のない解析結果が得られていることがわかる。荷重制御 1 による場合は、動的解析より得られた応答加速度分布が必要となるため、逐次断面修正が行われる設計の初期段階では、荷重制御 2 や変位制御の方が、実用性が高いといえる。

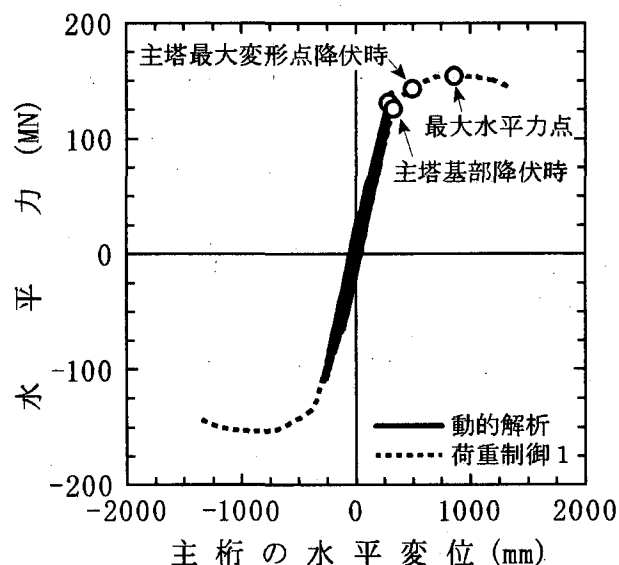


図 9.4.10 動的非線形解析と Pushover 解析の比較

9.4.7 斜張橋の耐震性能の評価

図 9.4.9 より、主塔基部が降伏に達した後、主塔の最大変形点である B 点が降伏に達すると主塔の水平変位が急激に大きくなることから、対象とした斜張橋に要求される耐震性能（許容できる損傷）は、降伏を主塔基部の一箇所に限定し、主塔の最大変形点である B 点が降伏に達するまでには十分な余裕を残している程度の損傷にとどめることが必要となる。図 9.4.10 に示したように、非線形動的解析では主塔基部が降伏した直後に最大応答に達しており、主塔 B 点の降伏にはまだ十分な余裕を残していることがわかる。

大規模地震の先例を受けた鋼斜張橋は、橋軸方向にオールフリー形式を採用した東神戸大橋だけであり[9.4.7]、鋼斜張橋の耐震性に関して得られている情報は圧倒的に少ない。このような構造系が、未知の地震動に対して崩壊を免れるためには、想定した地震動によって塑性化が生じた断面の塑性変形が終局状態における塑性変形よりも十分小さくなるようにする等の耐震設計上の配慮が必要となる。

9.4.8 まとめ

橋軸方向に主桁を塔部で 2 点固定した鋼斜張橋を対象に、Pushover 解析と非線形動的解析を行い、Pushover 解析における地震荷重の載荷方法を検討した。ここでの検討結果を以下に示す。

- 1) 図 9.4.7 に示した荷重制御 1, 2 および変位制御の 3 つの載荷方法を用いた Pushover 解析は、非線形動的応答を実用上十分な精度で再現できることがわかった。
- 2) Pushover 解析によって斜張橋の耐震性能を評価する場合の地震荷重の載荷方法は、動的解析より得られる応答加速度分布によらなくとも荷重制御 2 や変位制御でも、実用上十分な精度で解が得られることが確認できた。
- 3) 主塔基部断面のフランジ外縁が降伏に達する程度の損傷では幾何学的非線形の影響は小さいが、最大水平力付近では幾何学的非線形の影響を無視すると、最大水平力を約 11% 過大評価することがわかった。

参考文献

- 9.4.1) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. : *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc., 1996.
(川島一彦監訳 : 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998.)
- 9.4.2) Krawinkler, H. and Seneviratna, G. D. P. K.: Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20, No.4-6, pp452-464, 1998.
- 9.4.3) 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬 : Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 土木学会, 第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp49-46, 1999.
- 9.4.4) 宇根寛, 川島一彦, 庄司学 : プッシュオーバーアナリシスによるラーメン橋の解析, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.947-946, 1999.
- 9.4.5) 矢部正明, 川島一彦 : 杭基礎の地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.619/I-47, pp91-109, 1999.
- 9.4.6) 沈赤, 矢部正明 : 鋼斜張橋の耐震性能評価への一提案, 土木学会, 第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.183-190, 2000.
- 9.4.7) 石崎浩, 西森孝三, 北沢正彦, 野口二郎 : 東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討, 橋梁と基礎, Vol.32, No.2, pp.39-46, 1998.

(執筆者 : 矢部正明)

9.5 エクストラードーズド橋

9.5.1 はじめに

エクストラードーズドPC橋は、1988年にフランスのMathivat教授によって提唱された新しい橋梁形式であり、PCケーブルをコンクリート断面外に出す「外ケーブル構造」を更に発展させた「大偏心ケーブルPC橋」とも称される。日本では、1994年に完成した日本道路公団の小田原ブルーウェイブリッジを契機に現在15橋を越える同形式橋梁が完成または施工中であり、今後とも発展していくものと期待される。

エクストラードーズドPC橋を適用支間から見た場合、PC桁橋とPC斜張橋をつなぐ中間的な橋梁形式として位置づけられるが、構造面からは外ケーブル方式の桁橋延長線上にあり、主桁を吊り上げて補強する斜張橋とは異なる特徴を示す。しかし、1998年に完成したスイスのズンニベルク(Sunniberg)橋の様に、景観及びいくつかの特徴はエクストラードーズドPC橋と共通するものの、主桁剛性を小さくして斜材の荷重分担率を大きくした点では、斜張橋に近い橋梁も提案されてきている。このように、エクストラードーズド橋に関しては設計自由度が多いことから、いろいろな観点によって構造形式の定義が異なっているのが現状である。

本稿では、まだ事例が少ないことを考慮して、エクストラードーズドPC橋の構造特性および実績を整理した上で、具体例に基き耐震設計について述べる。

9.5.2 エクストラードーズド橋の構造特性と実績

1) 構造特性

エクストラードーズドPC橋の構造特性を決定付ける主たるパラメーターは、主塔の高さと主桁剛性であり、斜材ケーブルの鉛直方向荷重の分担率や応力変動の決定要因となる。ただし、この他にも、主桁と橋脚の結合条件や径間数の影響を受ける。

一般的にいわれているPC箱桁橋、エクストラードーズドPC橋およびPC斜張橋の比較を図9.5.1に示す。

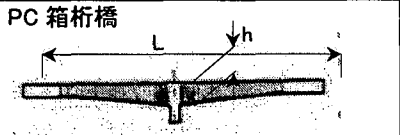

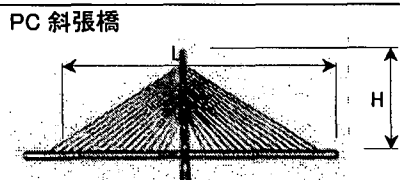
 <p>PC箱桁橋</p>	$h/L=1/15\sim 1/17$ h:主桁高
 <p>エクストラードーズドPC橋</p>	$h/L=1/30\sim 1/35$ $H/L=1/10\sim 1/15$ h:主桁高 H:主塔高
 <p>PC斜張橋</p>	$h/L=1/100\sim 1/130$ $H/L=1/4\sim 1/5$ h:主桁高 H:主塔高

図 9.5.1 各橋梁形式の比較

エクストラードP C橋は、P C箱桁橋では不経済となる傾向のある100m～200mの径間長の橋梁に適しており、従来P C斜張橋の範囲であった200を越える支間長までカバーしてきている。

このような支間長にエクストラードP C橋が適用されるに至った特長を以下に示す。

- ・外ケーブルを大きく偏心させることで、P C箱桁橋よりも桁高を低くできる。このため主桁の軽量化やP C鋼材の節減が図れる。
- ・上部工重量の軽減により耐震性が向上する。
- ・P C斜張橋に比べて斜材の応力変動を低減できるため、疲労に対する安全性が高まる。この結果として、斜張橋で使用するケーブルよりも経済的なケーブルが採用できる。
- ・張出施工時の挙動がP C箱桁橋に近いので、斜材の張力管理は斜張橋に比べて簡略化できる。
- ・主塔が低いので、高所作業が軽減される。
- ・斜張橋同様、ランドマークとしての景観性を有する。

2) エクストラード橋の実績

エクストラード橋の構造特性を表す指標として、主桁高一支間比あるいは主塔高一支間比などが考えられる。表9.5.1は現在までのエクストラード橋の実績をまとめたものである。

主桁高一支間比を柱頭部に着目してみると1/30～1/40である。ただし、中央径間部の桁高に着目した場合は概ね1/50～1/60となる。主塔高一支間比に関しては、大部分の橋が1/10～1/15の中に入っている。

斜材の安全率を決定する重要な要因として活荷重による応力変動値があるが、斜材と主桁の荷重分担比との関係を図9.5.2に示す。ほとんどのエクストラードP C橋が、最大応力変動値5kgf/mm²以下、鉛直荷重負担率30%以下の範囲に入っている。蟹沢橋は斜張橋の挙動に近く、斜材の安全率を斜張橋と同等（許容値0.4Pu：Puは引張強度）にしている。

βとΔσの関係

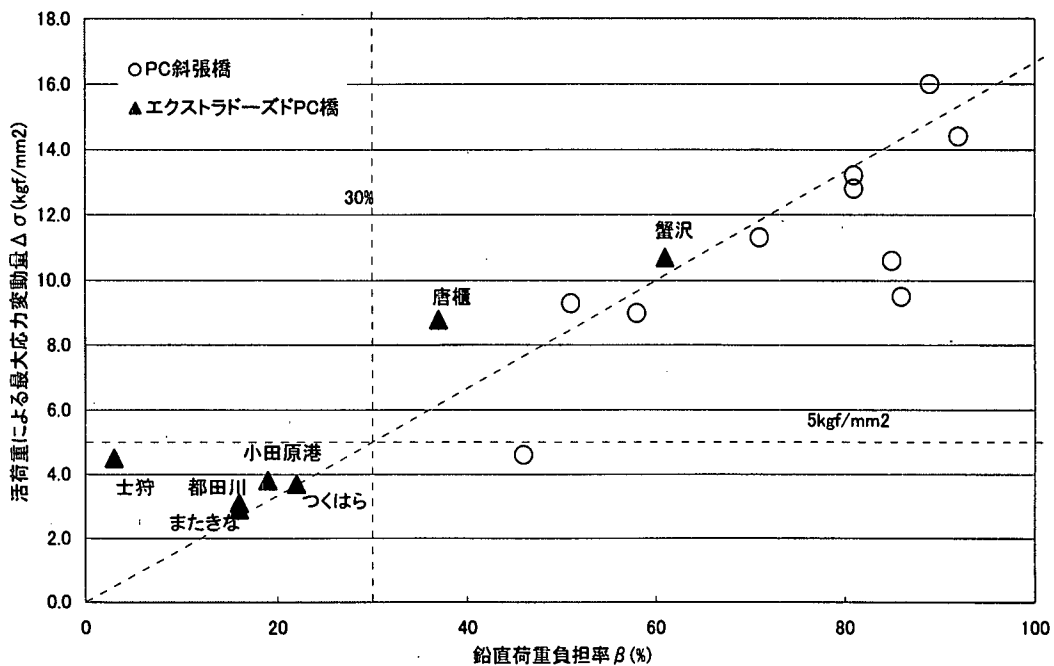


図9.5.2 鉛直荷重負担率βと応力変動最大値Δσとの関係

表 9.5.1 エクスストラードPC橋の施工実績

橋名	橋種	発注者	完成年	橋長 (m)	最大支間長 L(m)	主げたの 支持形式	柱頭部桁高		塔高		斜材ケーブル	
							h(m)	最大支間比 L/h	H(m)	最大支間比 L/H	鉛直荷重分担率 β (%)	活荷重による最大応 力変動量(kgf/mm ²)
1 小田原港橋	道路橋	日本道路公団	1994	270.0	122.3	剛結	3.5	34.9	10.7	11.4	19	3.8
2 屋代南橋梁	鉄道橋	日本鉄道 建設公団	1995	340.0	105.0	剛結	2.5	42.0	12.0	8.8	—	—
3 屋代北橋梁	鉄道橋	日本鉄道 建設公団	1995	200.0	90.0	剛結	2.5	36.0	10.0	9.0	—	—
4 つくばら橋	道路橋	日本道路公団	1997	323.0	180.0	剛結	5.5	32.7	16.0	11.3	22	3.7
5 蟹沢大橋	道路橋	秋田県	1998	380.0	180.0	連続	5.6	32.1	22.1	8.1	61	10.7
6 唐櫃新橋(西)	道路橋	阪神高速 道路公団	1998	285.0	140.0	剛結	3.5	40.0	12.0	11.7	37	8.8
7 唐櫃新橋(東)	道路橋	阪神高速 道路公団	1998	260.0	120.0	剛結	3.5	34.3	12.0	10.0	—	—
8 第2マクタン橋	道路橋	フィリピン 公共事業省	1999	410.0	185.0	剛結	5.1	36.3	18.2	10.2	—	4.8
9 三谷川第二橋	道路橋	日本道路公団	1999	152.0	92.9 *(167.0)	剛結	6.5	25.7	12.8	13.0	—	—
10 土狩大橋	道路橋	北海道開発局	2000	610.0	140.0	連続	6.0	23.3	10.0	14.0	3	4.5
11 またぎな大橋	道路橋	沖縄総合事務局	2000	200.0	109.3 *(197.0)	剛結	6.0	32.8	26.4	7.5	16	2.9
12 佐敷大橋	道路橋	熊本県	2000	225.0	105.0	連続	3.2	32.8	12.3	8.5	—	10.2
13 都田川橋	道路橋	日本道路公団	2001	268.0	133.0 *(239.0)	剛結	6.5	36.8	20.0	12.0	16	3.1
14 保津橋	道路橋	京都府	2001	368.0	100.0	剛結	2.8	35.7	10.0	10.0	—	4.0
15 木曾川橋	道路橋	日本道路公団	2001	1145.0	275.0	連続	7.3	37.7	30.0	9.2	—	—
16 揖斐川橋	道路橋	日本道路公団	2001	1397.0	271.5	連続	7.3	37.2	30.0	9.1	—	—

* () 内数値は、2径間支間長から3径間中央支間長への換算長 (= L × 1.8)

9.5.3 対象橋梁の耐震設計条件

エクストラードPC橋は、構造特性でも述べたようにPC箱桁橋とPC斜張橋両者の特徴を有しており、耐震設計においても両者に共通した照査が必要である。

本章では、図9.5.3に示すエクストラードPC橋の耐震設計計算例により、構成部材である主桁、主塔、橋脚および斜材に対する耐震設計の方針と検討結果を示す。

1) 設計条件

(1) 上部構造

形 式 : PC 2径間連続エクストラード橋
 支 間 割 : 133.000m+133.000m
 幅 員 : 全幅員 19.910m
 支 持 条 件 : 表 9.5.2 に示す

表 9.5.2 支持条件

	A1,A2 橋台
橋軸方向	・弾性支持
橋軸直角方向	・固定 (中規模地震時) ・弾性支持 (大規模地震時)

支 承 の 種 類 : 免震ゴム支承

使 用 材 料 : 表 9.5.3 に示す

表 9.5.3 使用材料

部 材	コンクリート	鉄 筋	PC 鋼材	鋼 管
主 桁	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$	SD345	SWPR7B 12S15.2	—
主 塔	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$		—	SKK400 $\phi 1500$ t=10mm
斜 材	—	—	SWPR7B 37S15.2	—

(2) 下部構造および基礎構造

橋 脚 : 鋼管コンクリート複合構造橋脚

橋 台 : 逆T式橋台

基 礎 : 直接基礎 (橋脚、A2 橋台)、深礎杭 (A1 橋台)

使 用 材 料 : 表 9.5.4 に示す

表 9.5.4 使用材料

部 材	コンクリート	鉄 筋
橋 脚 フーチング	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$	SD345

(3) 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別 : I 種地盤

2) 耐震目標性能

本橋の耐震設計では、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下、中規模地震動）に対しては健全性を損なうことなく、また、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（以下、大規模地震動）に対しては限定された損傷にとどめることを目標とする。

本橋では具体的に上記の目標性能を満足することの判定として、表 9.5.5 の内容を確認した。

表 9.5.5 目標とする耐震性能

対象とする地震動	目標性能	確認方法
中規模地震動	健全性を損なわない	構造部材に生じる応力が許容応力度法による許容値以内
大規模地震動	限定された損傷にとどめる	破壊形態：曲げ破壊型 橋脚：上下端に塑性ヒンジの発生を許容する。塑性ヒンジに発生する塑性回転角が許容値以内 主桁：塑性化しない 主塔：塑性化しない 斜材：降伏強度以下

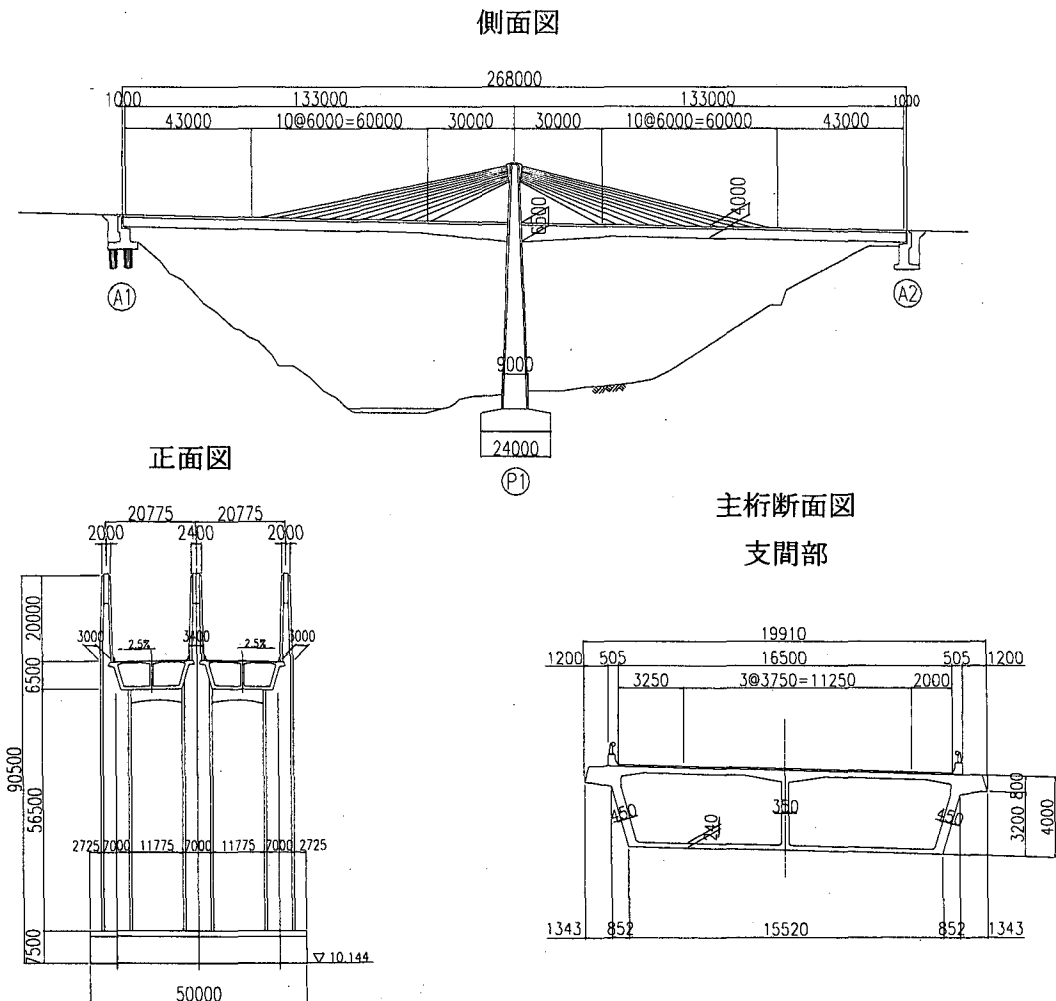
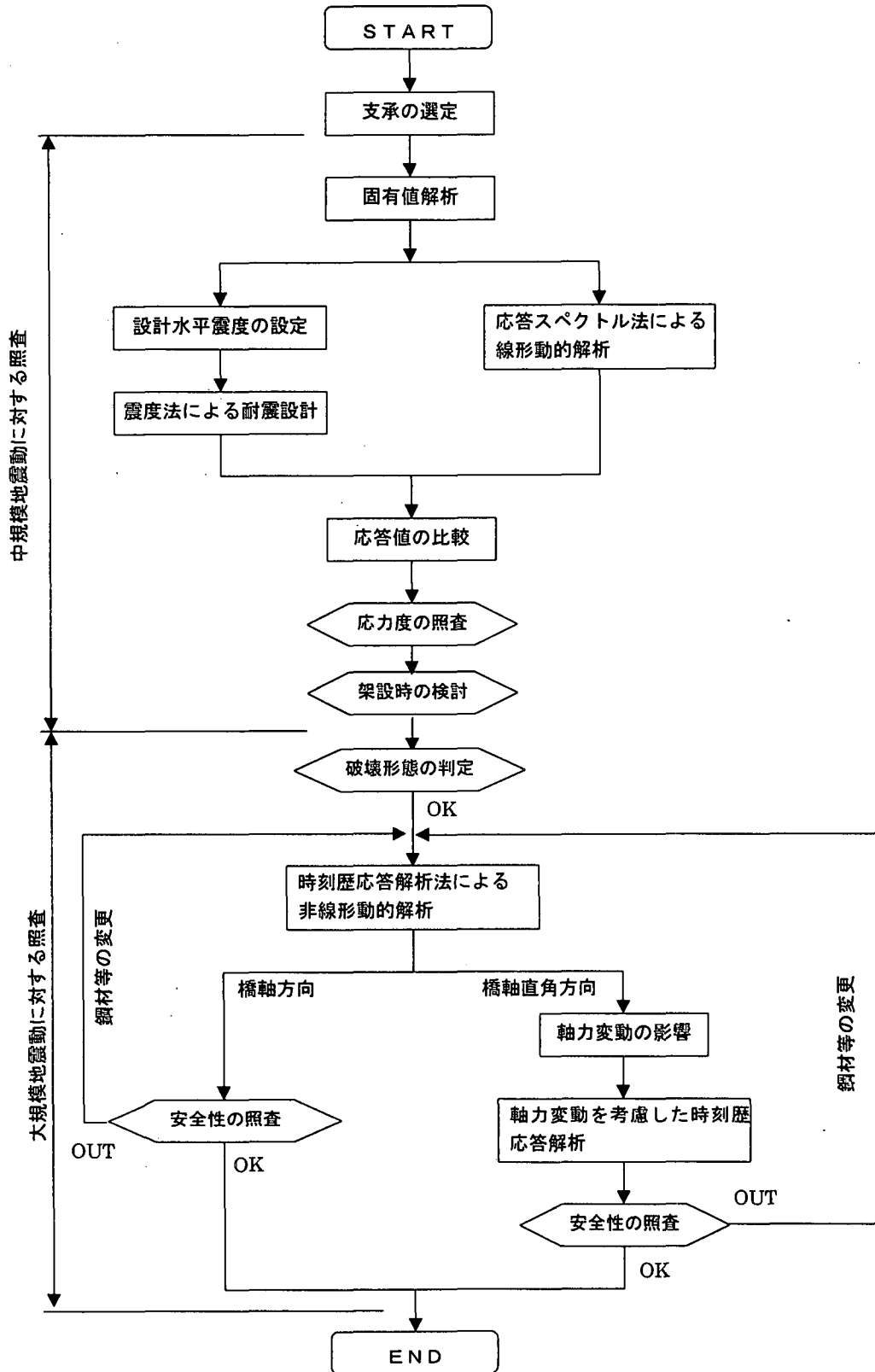


図 9.5.3 橋梁一般図

3) 耐震設計のフローチャート

以下に耐震設計のフローチャートを示す。



4) 解析方法

(1) 全 般

本橋の地震時の挙動として次のような特徴が挙げられる。

- ① 橋脚高が5.6mと高橋脚であり、橋の応答に主たる影響を与える振動モードが2種類以上ある。
- ② 主桁と橋脚が剛結されていることから、塑性ヒンジの発生が複数箇所想定される。
- ③ 橋脚は橋軸直角方向に2径間ラーメン構造となっており、橋軸直角方向の地震力が作用する時に、橋脚の軸力が変動することによる耐力の変化が予想される。
- ④ 主桁-斜材-橋脚から成る構造であり、かつ、高橋脚であることから、このような構造に対して非線形履歴特性に基づくエネルギー一定則の適用性が十分に検討されていない。

本橋では、これら特徴を考慮して解析方法と照査項目を表9.5.6のように選定した。

表 9.5.6 解析方法と照査項目

対象とする地震動	解析方法	照査項目
中規模地震動	<ul style="list-style-type: none"> ・震度法 ・動的解析 (応答スペクトル法) 	<ul style="list-style-type: none"> ・許容応力度
大規模地震動	<ul style="list-style-type: none"> ・動的解析 (非線形時刻歴解析) 	<ul style="list-style-type: none"> ・塑性回転角に対する照査 ・残留変位に対する照査 ・想定した箇所以外に塑性化が生じていないことの確認 ・せん断耐力

(2) 解析モデル

耐震設計に用いるモデルは、特に大規模地震時では非線形動的解析を行えるようなモデルが必要である。橋脚の上下端箇所では塑性ヒンジの発生が予想されるので、橋脚の非線形特性を表すことができるように下表のようにモデル化するのがよい。本解析モデルでは、非線形回転バネを設けるために、同座標の節点を設けている。(橋脚上下端・主塔下端・耐震梁端部)

表 9.5.7 構造部材の解析モデル (橋軸方向)

構造部材		解析モデル
上部構造		線形梁要素
下部構造	上端、下端	非線形回転バネ
	上記以外	非線形梁要素

表 9.5.8 構造部材の解析モデル (橋軸直角方向)

構造部材		解析モデル
上部構造		線形梁要素
下部構造	上端、下端	非線形回転バネ
	上記以外	非線形梁要素

(3) 解析モデル図

図 9.5.4 に立体フレーム解析モデル図を示す。

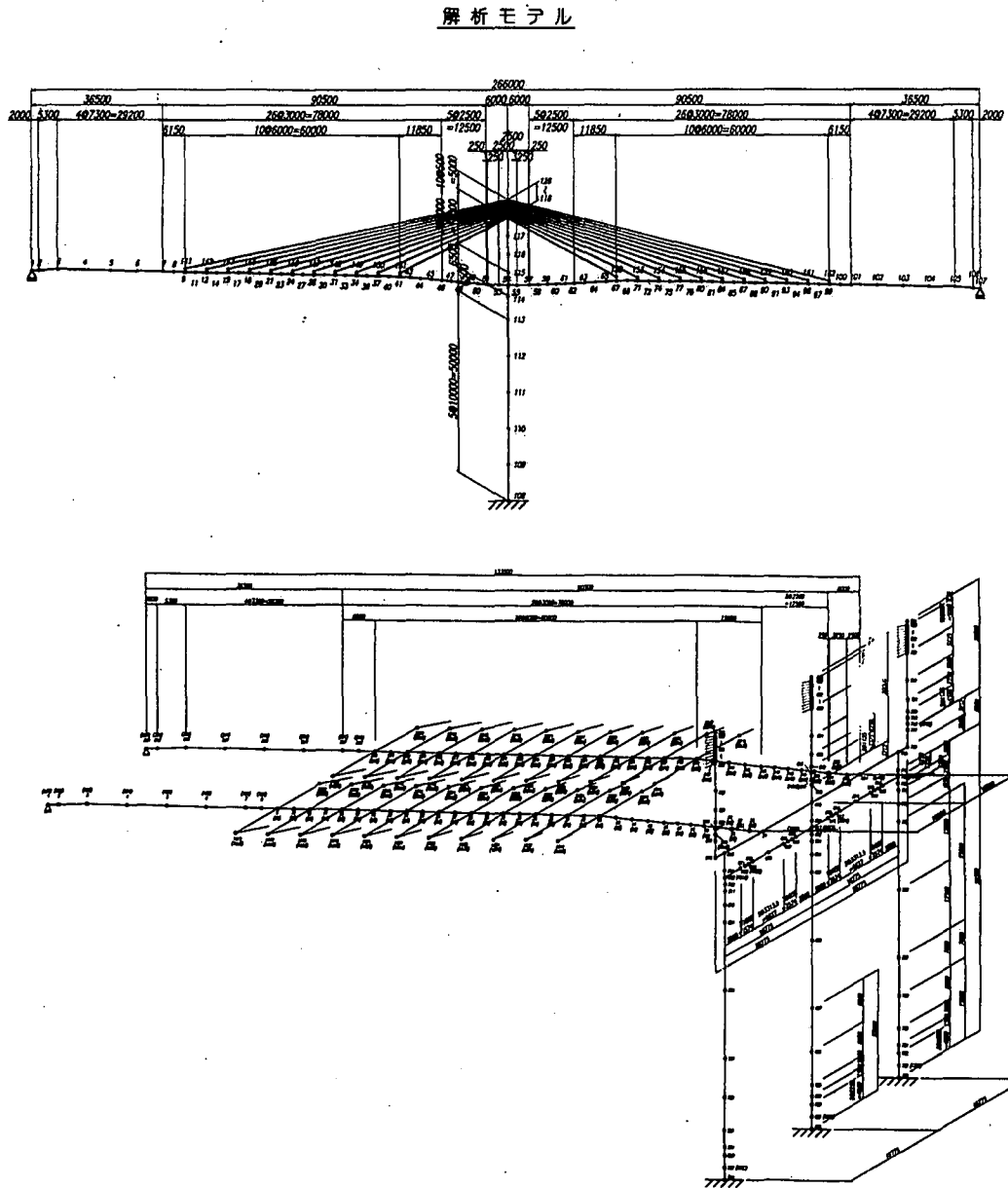


図 9.5.4 動的解析に用いる立体フレームモデル

(4) 減衰係数の設定

本動的解析では、主要な振動モードに着目できるようにレーリ減衰を用いた。

レーリ減衰（剛性、質量マトリックス比例減衰）の設定

$$C = aK + bM$$

a（構造全体の剛性マトリックスにかかる係数）= 2.4559E-02

b（構造全体の質量マトリックスにかかる係数）= 5.1706E-01

(5) 軸力変動の影響

地震力が橋軸直角方向に作用した場合、左右橋脚躯体の軸力が変動する。この軸力が変動することにより、部材の曲げモーメントー曲率、あるいは曲げモーメントー回転角の関係が変化する。

事前検討において、本橋において軸力変動の影響を検討した結果、初期状態の軸力に対して-65%~+65%の範囲で変化することが判明した。この軸力変動に対する橋脚上端部におけるひび割れ発生曲げモーメントおよび初降伏曲げモーメントが-17%~+18%変化することが認められた。

これら検討結果を踏まえ、本橋の橋軸直角方向の動的解析では、橋脚の軸力変動を考慮したものとす。

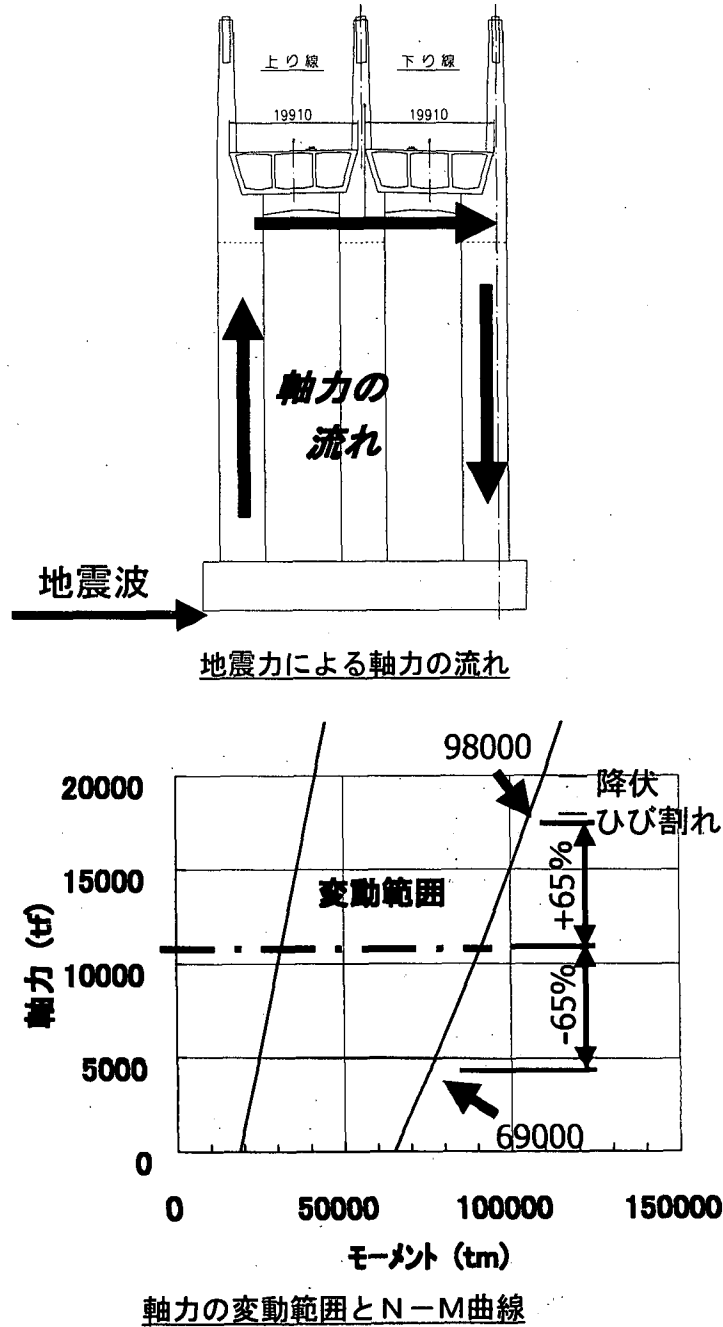


図 9.5.5 橋脚の軸力変動

9.5.4 固有値解析結果

橋軸方向および橋軸直角方向での固有値解析結果を表 9.5.9 および表 9.5.10 に示す。解析は 30 次モードまで行っているが、以下には 10 次までの結果を示す。

1) 橋軸方向

橋軸方向では有効質量比の値より、1 次および 2 次モードが支配的であることが分かる。

表 9.5.9 橋軸方向固有値解析結果

モード	周期	振動数	ひずみエネルギー比例減衰	有効質量比
	(s)	(Hz)	-	-
* 1	1.948	0.513	0.113	0.38
* 2	1.271	0.787	0.071	0.44
3	1.093	0.915	0.028	0.00
4	1.076	0.930	0.026	0.00
5	1.073	0.932	0.026	0.00
6	0.481	2.080	0.032	0.01
7	0.378	2.642	0.029	0.00
8	0.376	2.657	0.029	0.00
9	0.375	2.665	0.029	0.00
10	0.229	4.360	0.031	0.01

2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向では有効質量比の値より、1 次モードが支配的であることが分かる。

表 9.5.10 橋軸直角方向固有値解析

モード	周期	振動数	ひずみエネルギー比例減衰	有効質量比
	(s)	(Hz)	-	-
* 1	1.006	0.994	0.047	0.751
2	0.545	1.836	0.034	0.000
3	0.346	2.890	0.030	0.000
4	0.346	2.892	0.030	0.000
5	0.290	3.454	0.031	0.020
6	0.235	4.254	0.033	0.000
7	0.231	4.323	0.033	0.000
8	0.214	4.663	0.033	0.000
9	0.144	6.936	0.031	0.000
10	0.120	8.314	0.047	0.057

3) 設計水平震度

以上の結果より、設定した設計水平震度を次に示す。

表 9.5.11 設計水平震度

検討方向	地盤種別	地域別補正係数	T_0	k_{h0}	k_h
橋軸方向	I 種	1.0	1.948	0.14	0.14
橋軸直角方向	I 種	1.0	1.006	0.20	0.20

9.5.5 大規模地震動に対する照査結果

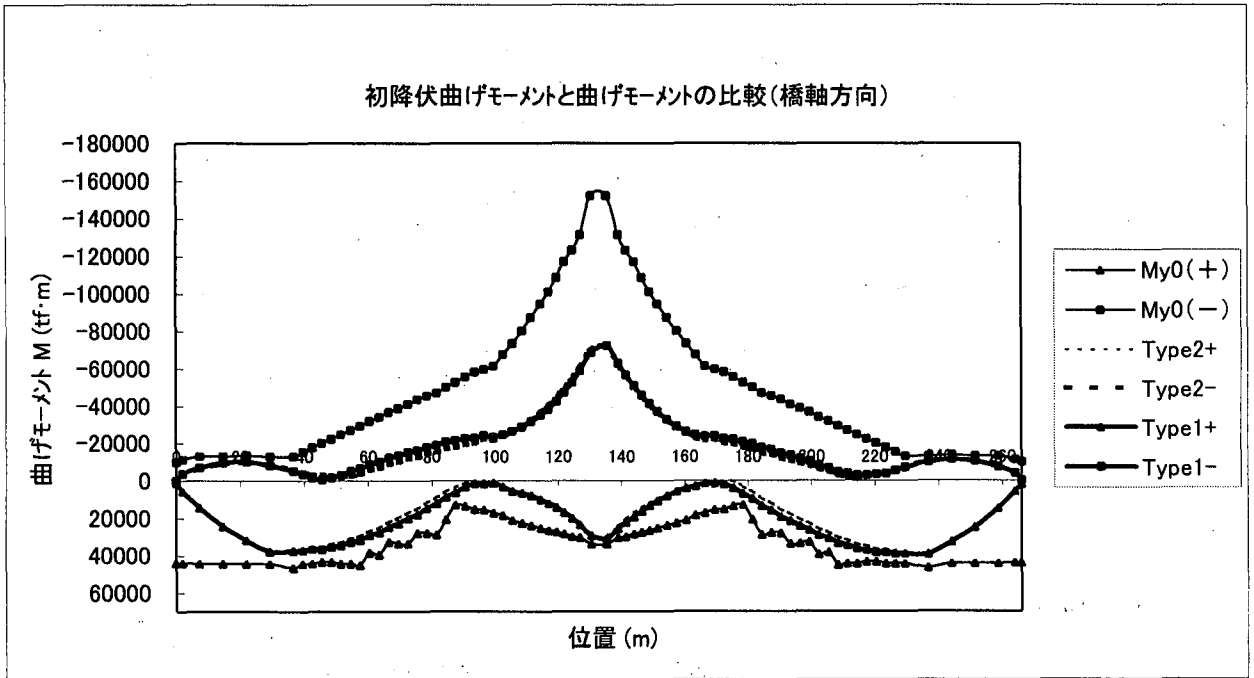
ここでは、中規模地震動に対する照査を省略し、大規模地震動に対する照査結果のみ示す。

大規模地震時に対する照査は、Type 1 および Type 2 のそれぞれ 3 波による応答値を平均して照査を行っている。

1) 主桁

(1) 曲げに関する照査

(橋軸方向)



(橋軸直角方向)

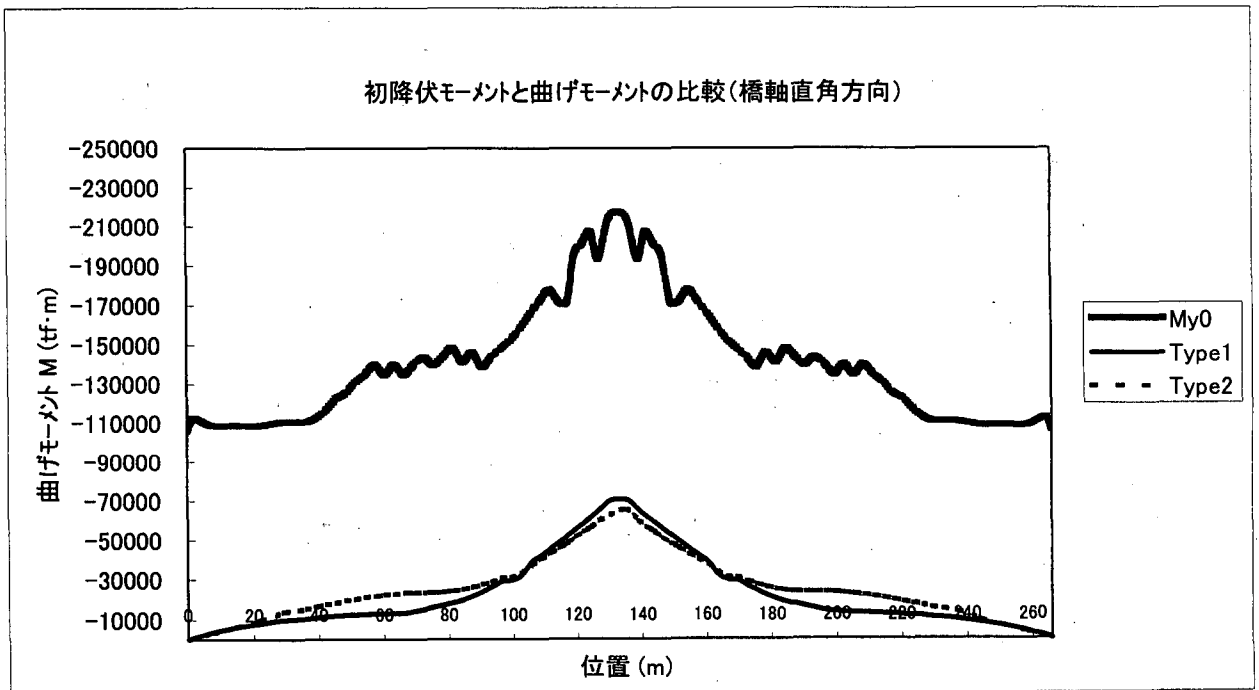
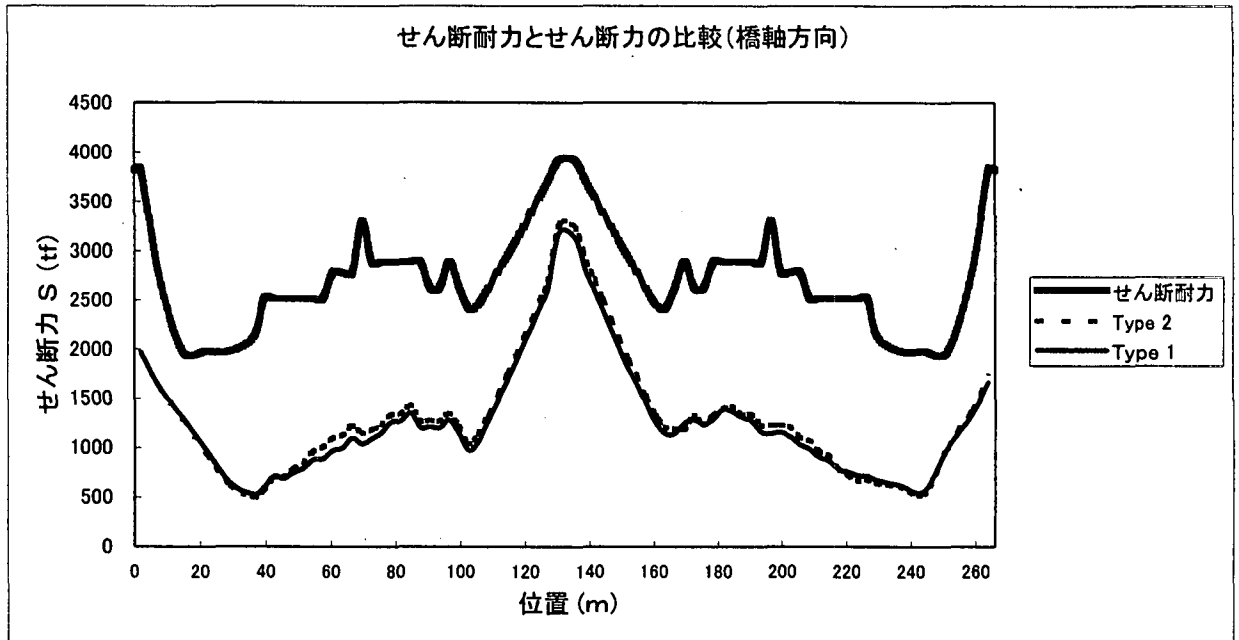


図 9.5.6 主桁の曲げに対する照査

② せん断に関する照査

曲げ応力度に関する照査と同様に、Type 1 および Type 2 のそれぞれ 3 波による応答値を平均して照査を行う。

(橋軸方向)



(橋軸直角方向)

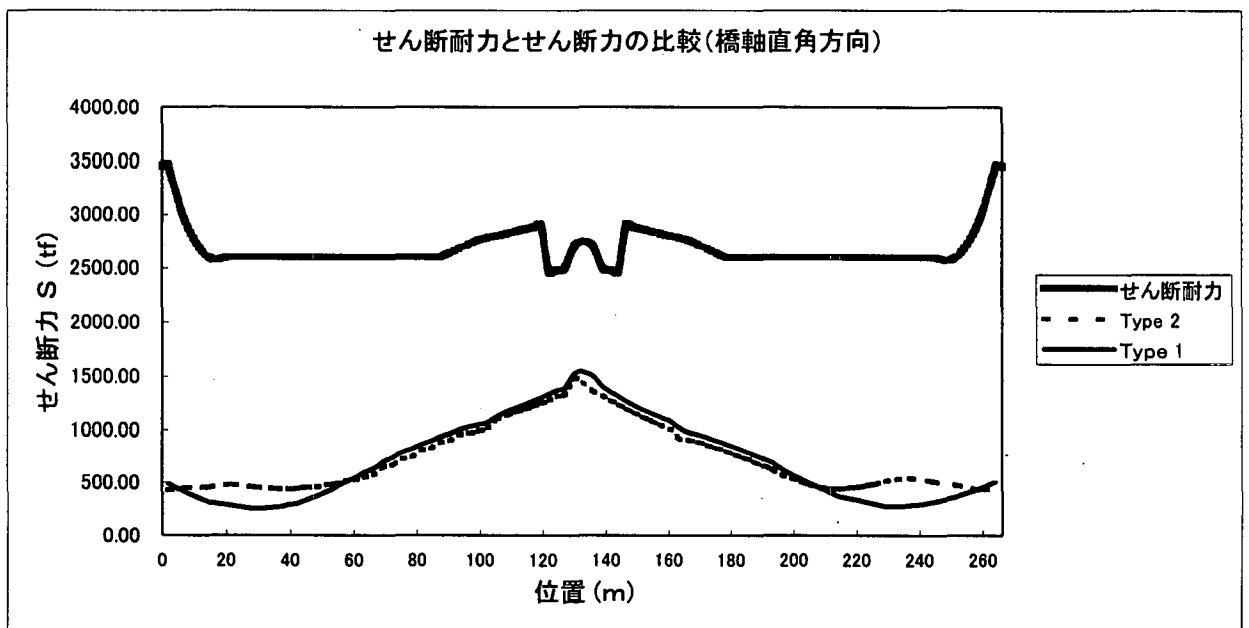


図 9.5.7 主桁のせん断に対する照査

2) 橋脚

3柱ラーメン構造の橋脚であるため、橋軸直角方向に地震波を受けた場合、図9.5.5に示したように橋脚の軸力が変動することになる。この軸力変動の影響を把握するため、本解析前に検討を行った。図9.5.8は橋軸直角方向地震時の橋脚上部における軸力の時刻歴応答曲線を示すものであり、初期軸力に対して±65%の変動が生じる結果となった。

このように軸力が変動することにより、部材の曲げモーメント-曲率（曲げモーメント-回転角の関係）が変化することになる。図9.5.9に橋脚上部での軸力とひびわれモーメントならびに降伏モーメントの関係を示す。これによると、軸力変動の影響によりひびわれモーメントおよび降伏モーメントが-17%~+18%の範囲で変化することが分かった。以上の検討結果を踏まえ、本橋の橋軸直角方向の動的解析では、橋脚の軸力変動を考慮した解析を行った。図9.5.10は、橋軸直角方向の大規模地震動時における橋脚上部でのモーメント-回転角の応答履歴を示す。軸力変動を考慮しない場合では塑性化していないのに対して、軸力変動を考慮した場合には塑性化が認められる。これは橋脚が地震波を受けて軸力が減少し、降伏モーメントが小さくなったためと考えられる。

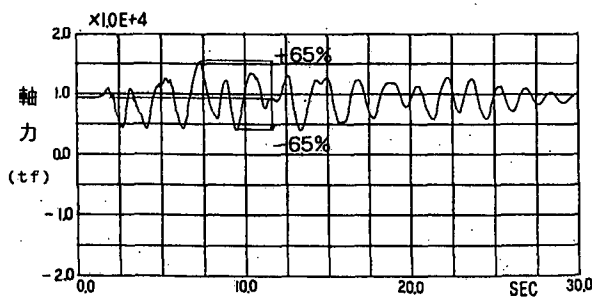


図9.5.8 橋軸直角方向地震時の橋脚の軸力時刻歴応答曲線

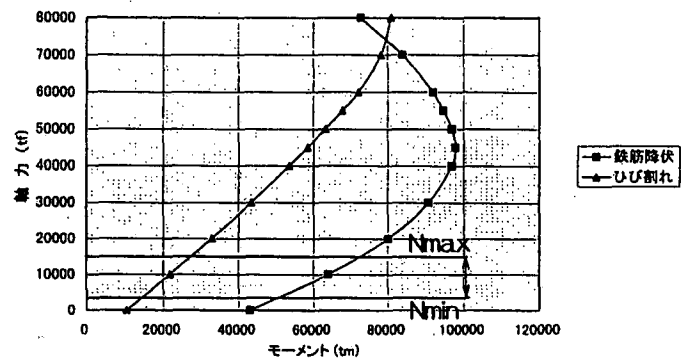


図9.6.9 軸力-ひび割れ・降伏モーメント図（橋脚上部）

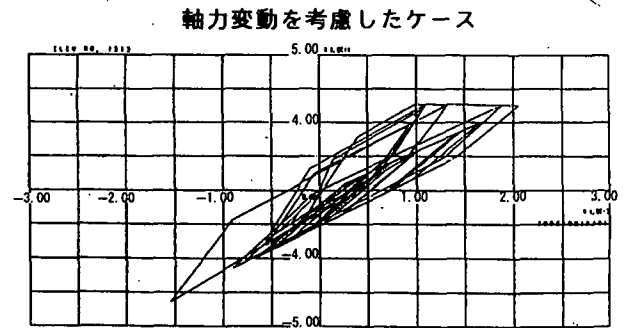
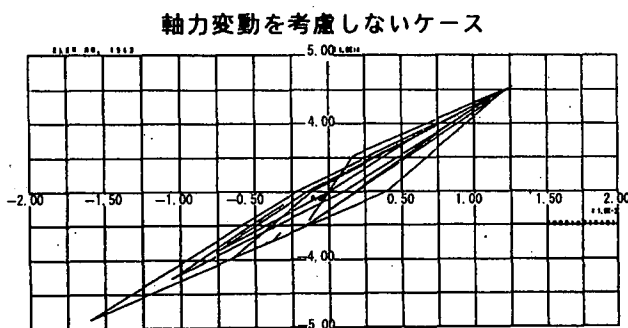


図9.5.10 モーメントと回転角の応答履歴（橋脚上部）

3) 主塔

① 曲げ応力度に関する照査

中央塔基部および側塔基部それぞれについて、表 9.5.12 に示すように鉄筋の初降伏曲げモーメントと最大応答曲げモーメントとの比較を行う。

表 9.5.12 鉄筋の初降伏曲げモーメント最大応答曲げモーメントの比較

検討方向	入力地震波	部位	鉄筋の初降伏 曲げモーメント	最大応答曲げモーメント			
			My0 (tf·m)	L-1 (tf·m)	L-2 (tf·m)	L-3 (tf·m)	平均 (tf·m)
橋軸方向	Type1	中央塔	12989.1	8016.4	7990.2	6927.2	7644.6
		側塔	12361.8	5112.4	5069.1	5086.6	5089.4
	Type2	中央塔	12989.1	7215.9	6009.6	7821.5	7015.6
		側塔	12361.8	4489.5	3724.9	5480.2	4564.9
橋軸直角方向	Type1	中央塔	8838.8	1801.8	1800.3	3588.2	2396.8
		側塔	7649.7	1705.8	1662.9	2044.4	1804.3
	Type2	中央塔	8838.8	5334.2	5084.1	3383.3	4600.5
		側塔	7649.7	3581.6	3452.1	2554.2	3195.9

② せん断に関する照査

中央塔基部および側塔基部それぞれについて、表 9.5.13 に示すようにせん断耐力と最大応答せん断力との比較を行う。

表 9.5.13 せん断耐力と最大応答せん断力の比較

検討方向	入力地震波	部位	せん断耐力 (tf)	最大応答曲げせん断力			
				L-1 (tf)	L-2 (tf)	L-3 (tf)	平均 (tf)
橋軸方向	Type1	中央塔	1176.0	364.5	361.6	317.2	347.8
		側塔	858.8	237.0	232.4	211.0	226.7
	Type2	中央塔	1250.3	328.6	270.0	360.9	319.8
		側塔	929.1	203.4	167.3	225.8	198.9
橋軸直角方向	Type1	中央塔	1012.1	251.7	233.6	267.4	250.9
		側塔	954.4	155.4	157.6	160.0	157.7
	Type2	中央塔	1084.9	375.2	390.3	249.6	338.4
		側塔	1027.0	258.9	259.0	177.7	231.9

4) 斜材

大規模地震時における斜材張力の照査を行う。照査値は0.7fpu (引張り強度×0.7) とする。照査は表 9.5.14 および表 9.5.15 に示すように橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれ Type1・Type2 の3波平均で行う。

表 9.5.14 橋軸方向の斜材張力の照査 (単位: tf)

斜材番号	Type1 地震波				Type2 地震波				許容引張力
	L-1-1	L-1-2	L-1-3	平均値	L-2-1	L-2-2	L-2-3	平均値	
1	445.7	445.4	440.1	443.8	434.3	433.4	433.4	433.7	< 502.7
2	438.5	438.1	434.2	436.9	430.2	428.1	430.3	429.6	
3	429.2	428.8	426.5	428.2	425.1	422.1	425.2	424.1	
4	424.5	425.0	422.4	424.0	423.2	419.0	422.9	421.7	
5	423.1	423.6	421.0	422.6	423.3	418.4	422.9	421.6	
6	413.4	414.1	412.2	413.2	415.0	412.3	414.7	414.0	
7	402.5	403.5	402.7	402.9	405.2	406.0	405.2	405.5	
8	407.0	406.4	408.1	407.2	408.4	412.5	409.2	410.0	
9	397.9	397.3	399.4	398.2	398.5	402.7	399.0	400.1	
10	402.7	403.3	404.5	403.5	404.4	406.5	404.5	405.1	
11	393.4	397.3	395.2	395.3	396.2	396.1	395.6	396.0	
12	408.4	409.5	409.9	409.3	412.3	409.2	409.0	410.2	
13	415.1	415.1	414.3	414.8	418.2	414.3	416.0	416.1	
14	409.0	406.7	407.0	407.6	409.0	406.7	408.0	407.9	
15	418.2	415.1	416.1	416.5	417.2	415.1	416.5	416.3	
16	410.6	408.1	408.6	409.1	410.0	407.3	408.3	408.5	
17	416.5	415.8	414.9	415.7	416.2	414.2	413.4	414.6	
18	420.8	422.4	420.4	421.2	421.0	419.8	419.4	420.0	
19	419.2	423.1	420.1	420.8	418.0	417.4	419.2	418.2	
20	422.3	427.6	424.9	424.9	421.5	418.4	421.9	420.6	
21	428.3	435.4	432.6	432.1	428.8	422.5	427.4	426.2	
22	432.3	441.3	438.2	437.2	434.0	425.9	430.7	430.2	

表 9.5.15 橋軸直角方向の斜材張力の照査 (単位: tf)

斜材番号	Type1 地震波				Type2 地震波				許容引張力
	T-1-1	T-1-2	T-1-3	平均値	T-2-1	T-2-2	T-2-3	平均値	
1	422.2	421.2	421.0	421.4	422.0	423.2	422.9	422.7	< 502.7
2	420.2	419.2	418.9	419.5	419.4	421.1	420.6	420.4	
3	416.3	415.3	415.0	415.5	415.0	417.1	416.3	416.1	
4	415.3	414.4	414.1	414.6	413.8	416.0	415.0	414.9	
5	416.9	416.0	415.7	416.2	415.0	417.5	416.1	416.2	
6	410.4	409.6	409.3	409.8	408.3	410.9	409.2	409.5	
7	402.9	402.2	401.8	402.3	400.5	403.3	401.2	401.6	
8	408.8	408.2	407.8	408.3	406.1	409.1	406.6	407.3	
9	399.0	398.5	398.1	398.5	396.1	399.2	396.3	397.2	
10	403.5	403.0	402.6	403.0	400.4	403.6	400.4	401.5	
11	394.0	393.6	393.2	393.6	390.8	394.1	391.2	392.0	
12	408.5	408.1	407.6	408.0	405.3	408.5	405.6	406.5	
13	414.4	413.9	413.5	413.9	411.3	414.5	411.3	412.4	
14	406.0	405.4	405.0	405.4	403.0	406.1	403.2	404.1	
15	413.3	412.6	412.2	412.7	410.5	413.5	411.0	411.7	
16	404.4	403.6	403.2	403.7	401.9	404.7	402.6	403.1	
17	409.4	408.6	408.2	408.7	407.2	409.8	408.1	408.4	
18	413.4	412.5	412.1	412.7	411.5	413.9	412.5	412.6	
19	409.8	408.9	408.5	409.1	408.2	410.5	409.4	409.4	
20	409.3	408.3	407.9	408.5	407.9	410.0	409.2	409.1	
21	411.8	410.7	410.3	410.9	410.9	412.6	412.1	411.8	
22	412.2	411.2	410.9	411.4	411.9	413.1	412.8	412.6	

9.5.6 まとめ

エクストラードPC橋は、主桁—主塔—橋脚からなる複雑な構造系であり、大規模地震動に対する照査には非線型動的解析を適用した。本稿では割愛したが、中規模地震動の照査には、震度法と応答スペクトル法による動的解析両者を用いるのがよい。

主桁に関しては、全断面において鉄筋が降伏していないこと（初降伏モーメントを越えないこと）を確認した。主塔は低くかつ斜材による軸力も斜張橋と比べて低いことから、終局時の安全性は高い。橋脚に関しては、主桁との結合条件や脚高等の影響を受ける。今回対象とした事例では、脚高が高くかつ橋軸直角方向にラーメン柱となっているため、軸力変動の影響を考慮することが重要である。今後計画されるエクストラードPC橋においても、橋脚から主塔に至る一体感を持たせるため、橋脚をラーメン柱にする構造が採用されるものと考えられるが、今回の耐震設計例が参考になると思われる。

参考文献

- 9.5.1) J. Mathivat : “Recent Development in Prestressed Concrete Bridge”, FIP Note, 1998
- 9.5.2) Sunniberg Bridge, Bridge design & engineering, 1998
- 9.5.3) 小川、本間：道路橋における大偏心PCケーブル橋、プレスとレストコンクリート、Vol. 39, No. 2, Mar., 1997
- 9.5.4) 岡、春日、山崎：エクストラード橋の構造特性に関する一考察、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No. 2, Mar., 1997
- 9.5.5) 猪熊、福永、上平、駒井：第二東名都田川橋の計画と設計、プレストレストコンクリート技術協会第9回シンポジウム論文集、1999
- 9.5.6) 林、岸上、牧田、斎藤：保津川橋の計画と設計、プレストレストコンクリート技術協会第9回シンポジウム論文集、1999
- 9.5.7) 梅原、剣持、湯山、田島：北陸新幹線屋代橋梁の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No. 1, Jan., 1997
- 9.5.8) 城野、多久和、春日、岡本：エクストラードPC橋の計画と設計、橋梁と基礎、1992.12
岡、中川、能登谷、植田：衝原橋の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No. 2, Mar., 1997
- 9.5.9) 菊池、三原、石井、立花：蟹沢大橋の設計と施工、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No. 2, Mar., 1997
- 9.5.10) 山口、富田、西田、酒井：奥山橋の計画と設計、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No. 2, Mar., 1997
- 9.5.11) 渡邊、戸松、花田、梅木：土狩大橋の計画と設計、プレストレストコンクリート、Vol. 39, No. 2, Mar., 1997

(執筆者：加藤敏明)