

第5編 連 続 桁 橋

連続桁橋

大日本コンサルタント株式会社
技術統括部 川神 雅秀

要 旨

今日では、地震時挙動を直接的に解析する動的照査法が、性能照査に基づく耐震設計法の基本となりつつある。今後、動的照査法がさらに成熟するには、技術者の解析スキルの研鑽と同時に、解析結果の簡易な検証手法の整備、解析ソフト及びモデル化の違いが解析結果に及ぼす影響の把握などが必要となる。一方、連続桁橋の課題としては、橋の動的挙動をより正確に予測するために、上部構造や下部構造に加え、支承や落橋防止構造などを的確にモデル化し、橋システムとして解析することが不可欠である。本章では、連続桁橋の解析事例を紹介し、基本的課題の現状を概説する。

1. 連続桁の耐震設計の現状
2. モデル化の基本
 - 2.1 形状のモデル化
 - 2.2 構造物の質量とその分布をモデル化
 - 2.3 部材の力と変位の関係をモデル化
 - 2.4 粘性減衰力のモデル化
3. 耐震解析事例の紹介
 - 3.1 モデル橋の概要
 - 3.2 解析結果
 - 3.3 性能照査
4. まとめ

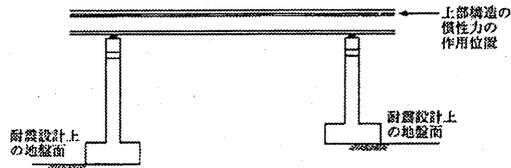
参考文献

1. 連続桁橋の耐震設計の現状

平成7年兵庫県南部地震（以下、大震災）は、被災による教訓として、橋脚の倒壊、橋桁の落下等、構造物の損壊に関わる貴重な情報を数多くもたらした。大震災後、各研究機関は載荷実験を精力的に実施し、構造物の崩壊メカニズムの解明に取り組んだ。一方、実験を補完する解析技術も飛躍的な進歩が見られた。大震災以前の設計技術者は、応答スペクトル法等の動的解析を行う程度であったが、電子計算機や解析ソフトの急速な発展も手伝い、今日では、動的現象である地震時挙動を直接的に解析する動的照査法が、性能照査に基づく耐震設計法の基本となりつつある。今後、動的照査法がさらに成熟するには、解析スキルの研鑽と同時に、解析結果の簡易な検証手法の整備、解析ソフト及びモデル化の違いが解析結果に及ぼす影響の把握などが必要となる。一方、連続桁橋の課題としては、動的挙動をより正確に予測するため、上部構造や下部構造に加え、支承や落橋防止構造等を的確にモデル化し、橋システムとして解析することが不可欠である。本章では、連続桁橋の解析事例を紹介し、基本的課題の現状を概説する。

2. モデル化の基本

本節では、連続桁橋をモデル化する際の基本的事項を列記する。



2.1 形状のモデル化

●表-2.1のように、モデル化は、設計振動単位別が基本となる。1基の橋脚とそれが支持する上部構造を設計振動単位と見なせる場合は、橋脚1基ごとにモデル化する。1連の橋全体が設計振動単位となる場合は全体をモデル化する。

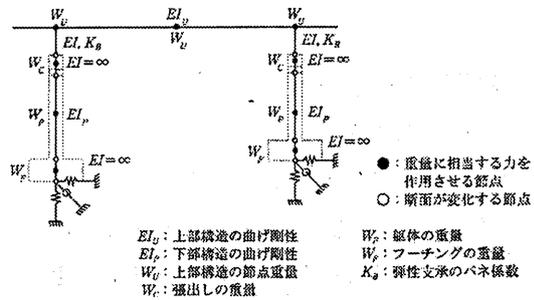


図-2.1 連続桁橋のモデル化の例 [日本道路協会, 2002]

●図-2.1のように、支承～橋脚系の単橋脚と上部構造を梁要素で接続し、一

表-2.1 設計振動単位 [日本道路協会, 2002]

連の橋としてモデル化する。橋軸直角方向は橋軸方向と異なり、上部構造の曲げ振動が地震応答に影響を与えるため上部構造を細かく分割する。

●節点分割は、断面変化位置、応答に影響を与える振動モード、部材の非線形応答が評価できるように行う。1次振動モードが支配する場合は、節点分割は単純化できる。非線形挙動が予測される部位は節点分割を細かく行う。

●部材のモデル化は、力学特性により梁要素、バネ要素、トラス要素を採用。

橋の形式	橋軸方向	橋軸直角方向	設計振動単位
連続桁橋	地震時水平力分散構造の場合 ゴム支承 剛床 剛床 可動	(橋軸直角方向に固定条件の場合には、以下に示す橋脚間の固有周期特性に応じて設計振動単位を定める)	耐震設計上複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる見なす場合
	多点固定の場合 可動 剛床 剛床 剛床 可動	橋脚間の固有周期特性 大きく異なる	
	一点固定の場合 可動 剛床 剛床 剛床 可動	橋脚間の固有周期特性 大きく異なる	耐震設計上1連の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる見なす場合

- 解析対象の構造物と隣接構造物との境界条件について、復元力、慣性力、減衰力を評価する。

2.2 構造物の質量とその分布をモデル化

- 質量のモデル化は、分布質量と、質量をいくつかに分離し節点に集中させる集中質量がある。一般には集中質量を採用している。

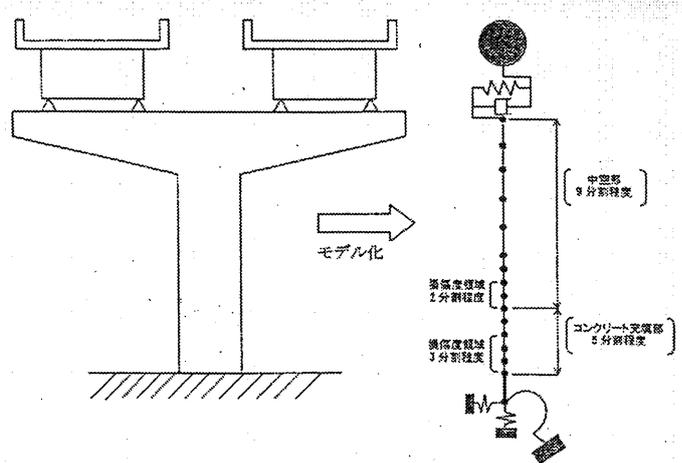


図-2.2 鋼製橋脚のモデル化の例
[名古屋高速道路公社, 2001]

2.3 部材の力と変位の関係をモデル化

- 鋼製橋脚のモデル化は、一般に、図-2.3に示す鋼材の応力ひずみ関係に基づき、ファイバーモデルやM- ϕ モデルで行う。詳細な解説は割愛する。
- 支承条件のモデル化

連続桁橋の支承条件を簡単に整理すると図-2.4となる。

- ・可動及び固定支承の組み合わせを用いる場合は、境界条件よりその支承条件を設定するか、図-2.5に示すような可動支承と固定支承を再現するためにばねを配置し、ばね定数により支承条件をモデル化することができる。
- ・地震時水平力分散ゴム支承は弱い非線形履歴特性とひずみ依存性を有するが、設計では線形部材としてモデル化しせん断ばね定数を算出する(図-2.6)。
- ・免震支承は強い非線形履歴特性とひずみ依存性を有するため、復元力モデルとしてバイリニアモデルを採用し一次剛性や二次剛性をひずみ依存性を考慮して算出する(図-2.7)。
- ・免震支承の復元力特性にハードニングの効果を取り込んだトリリニア型モデル [名古屋高速道路公社, 2001] (以下、名公社復元力モデル) についても採用される場合がある。例えば、名公社復元力モデルは、支承のせん断ひずみが大

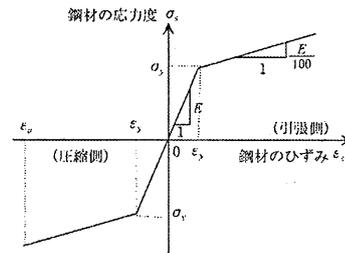


図-2.3 鋼材の応力ひずみ関係

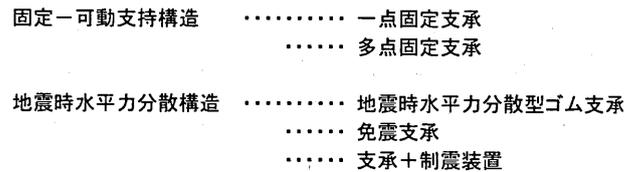


図-2.4 地震慣性力を伝える支承条件

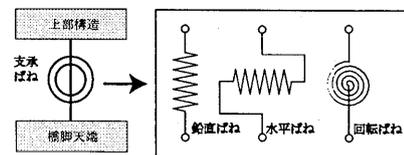


図-2.5 支承ばねのモデル化

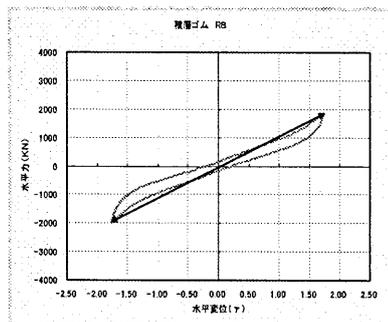


図-2.6 積層ゴム支承の荷重変位関係

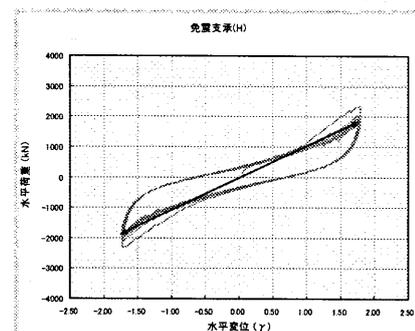


図-2.7 免震支承の荷重変位関係

きくなった場合の硬化現象を考慮すると同時に、せん断応力が最大応答せん断ひずみの関数として構築されたものであり、例えば図-2.8のような復元力特性を示す。

●落橋防止構造及び桁衝突のモデル化

落橋防止構造及び桁衝突のモデル化は、例えば、上部構造の桁端に図-2.9の水平ばねを設け、図-2.10のように上部構造の桁間の水平変位が大きくなり、落橋防止構造に力が作用する場合には、ばねの復元力特性を大きく変えて落橋防止構造の作動を模擬させる。

一方、上部構造の桁間がゼロになった場合に水平ばねの剛性を大きくすることで、橋軸方向に桁の衝突が生じていることを模擬することができる。渡邊・川島はこのような衝突ばねを用いる場合に、ばね定数を式(2.1)に基づいて算定すれば、ある程度衝突現象を再現できることを示している [渡邊, 川島, 2001]。

$$K = \frac{EA}{L} \quad (2.1)$$

ここに、E は上部構造の弾性係数、A は上部構造の換算断面積、L は上部構造の要素長である。

2.4 粘性減衰力のモデル化

粘性減衰の評価手法として、図-2.11 に示すように、質量比例型、剛性比例型、Rayleigh 型、さらに固有振動モードにおけるモードベクトルから構成するひずみエネルギー比例型等が用いられる。質量比例型は固有振動数に減衰定数が反比例し、剛性比例型は固有振動数に比例する。剛性比例型の場合は高次モードの減衰が大きく、全体の応答に占める高次モードの影響が相対的に小さくなる（質量比例型はこの逆の傾向）。ひずみエネルギー比例型は各部材ごとの減衰特性を考慮する。Rayleigh 型は振動を支配する二つの振動次数のモード減衰を使って減衰を評価するもので、多数の振動次数の影響が想定される場合は、その設定に注意が必要となる。

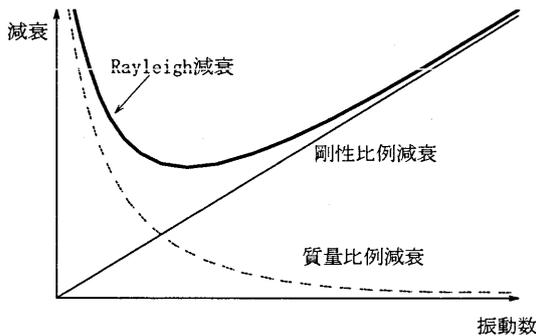


図-2.11 粘性減衰の評価方法

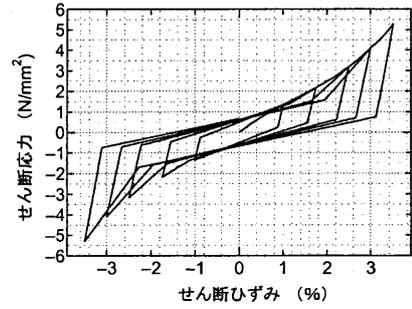


図-2.8 トリリニア型支承復元力モデル [名古屋高速道路公社, 2001]

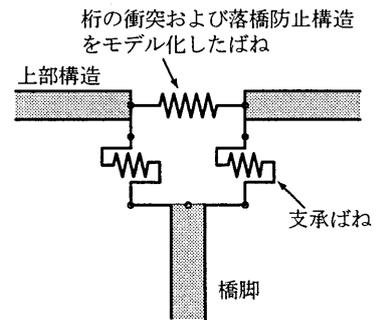


図-2.9 落橋防止構造及び桁衝突のモデル化

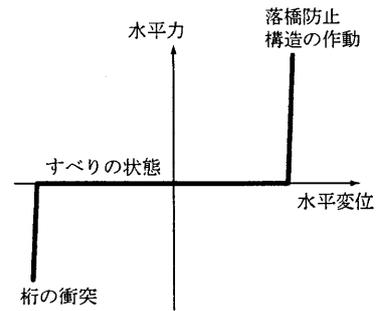


図-2.10 落橋防止構造及び桁衝突の復元力特性

3. 耐震解析事例の紹介

検討事項

- 二機関による解析結果の比較（オリジナルプログラムと汎用ソフト）
- ファイバーモデルとM-φモデルによる解析結果の比較
- 支承条件の違い（可動-固定支承，バイリニア型免震支承，トリリニア型免震支承）を比較
- 桁間衝突解析について紹介

3.1 モデル橋の概要

鋼製支承や免震支承を有する連続桁橋の耐震挙動のモデルとして、図-3.1の3径間連続桁橋モデル（以下、連続橋モデル1）を、一方、衝突現象及び落橋防止構造の挙動を検討するため、図-3.2の3径間連続桁橋に単純桁橋が隣接する解析モデル（以下、連続橋モデル2）を設定した。ここに、上部構造は鋼プレートガーダー橋で、解析においては、上部構造を断面2次モーメント及び重量（118kN/m）を合わせた鋼製の梁要素にモデル化した。橋脚は鋼製橋脚で、図-3.3に示すよう

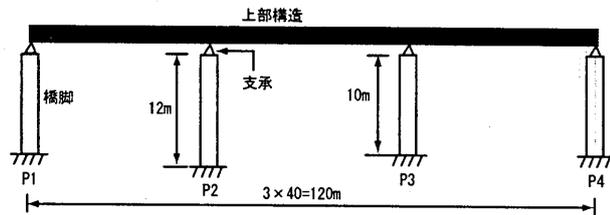


図-3.1 連続橋モデル1

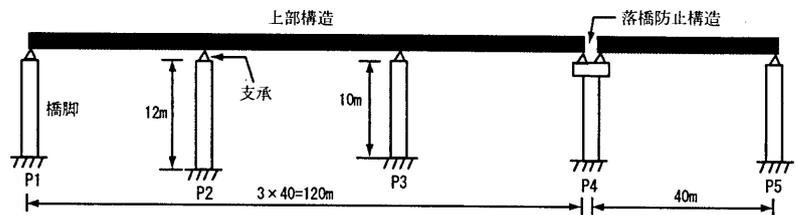


図-3.2 連続橋モデル2

に断面は正方形箱形断面とし、断面積及び断面2次モーメントの算定には板厚の無視できる補剛材を取り付けると仮定し、無補剛等断面とした。ただし、幅厚比パラメータ R_b を算定する場合にのみ、補剛材による分割の影響を考慮した。橋脚断面は、軸力 N_i と設計地震力による曲げモーメント M_i に対して、式(3.1)を満足するよう橋脚断面を設計した。

$$\frac{\nu N_i}{N_{iy}} + \frac{\nu M_i}{M_{iy}} \leq 1.0 \quad (3.1)$$

ここに、 N_{iy} 、 M_{iy} は各橋脚断面の降伏軸力、降伏曲げモーメント、 ν は安全率 (=1.14)。連続橋モデル1のうち、P1、P4橋脚が可動支承、P2、P3橋脚が固定支承をもつ3径間連続桁橋の橋脚諸元を表-3.1に、P1~P4橋脚が免震支承をもつ橋脚の諸元を表-3.2に、連続橋モデル2の橋脚諸元を表-3.3に示した。下部構造のモデル化では、桁高の影響を考慮し支承位置と上部構造骨組中心線の間1mのオフセット部材を配置し、橋脚を、せん断変形を無視した梁柱要素のファイバーモデルとM-φモデルによりモデル化した。なお、解析では、上部構造を1径間あたり4要素、橋脚を10要素（10mの橋脚）と12要素（12mの橋脚）に分割した。

a) ファイバーモデル

ファイバーモデルでは、鋼材に移動硬化バイリニア型の応力ひずみ関係を用い、ひずみ硬化域の2次勾配を1次勾配（弾性係数）の1%とした。断面分割数は図-3.3のように、ウェブ部分を10分割、フランジ部分は分割せ

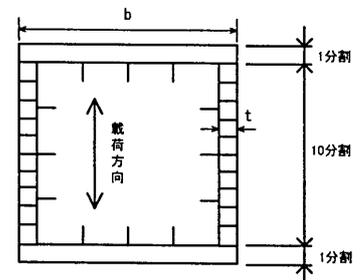


図-3.3 橋脚断面形状

ず1分割断面として取り扱い、弾塑性の応力ひずみ関係を適用した。

b) M-φモデル

断面の M-φ 関係は道路橋示方書・耐震設計編に基づき算定した。鋼材の応力ひずみ関係及び断面分割数は、ファイバーモデルと同様とした。この応力ひずみ関係を利用し、断面の平面保持の仮定に基づき、軸力の影響を考慮し圧縮縁及び引張縁の鋼材の板厚中心位置におけるひずみがそれぞれ初めて降伏ひずみ ϵ_y に達する曲率と曲げモーメント (ϕ_{yc}, M_{yc}) 及び (ϕ_{yt}, M_{yt})、圧縮縁の鋼材板厚中心位置におけるひずみが許容ひずみ ϵ_a (ここでは、 $10\epsilon_y$ を仮定) に達する時の曲率と曲げモーメント (ϕ_a, M_a) を算出し、その3点を結んだトリリニア型の M-φ 関係を設定した。この非線形モデルの硬化則は移動硬化型とした。橋脚モデルは、ファイバーモデルと同じ位置に節点分割した非線形形の M-φ 関係を有する梁要素とした。

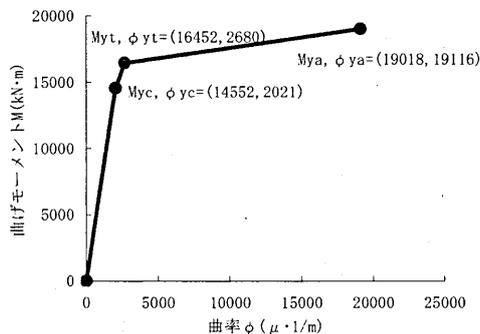


図-3.4 P1橋脚のM-φ関係

3.2 解析結果

(1) 支承の違いの影響

モデル橋を対象に、オリジナルプログラム(宇都宮大学UU)と汎用ソフトTDAPIII ver.2.10(大日本コンサルタントDC)を用いて解析した。地震波は、JMA神戸NS成分調整波を使用し、時間刻みは0.01秒とした。まず、両機関で固有値解析を行い、低次の固有振動数及び振動モードを比較した。表-3.4は鋼製支承、表-3.5は免震支承を有する連続橋モデル1の1~10次の固有周期とその振動モードを比較している。なお、免震支承を有す

表-3.1 鋼製支承を有する連続橋モデル1の橋脚諸元

橋脚の諸元		P1	P2	P3	P4
支持条件		mov	fix	fix	mov
橋脚高さ	L (m)	10	12	10	10
鉛直反力	Np (MN)	1.88×2	5.18	5.18	1.88×2
断面幅	b (m)	1.8	1.8	1.8	1.8
板厚	t (m)	0.011	0.020	0.025	0.011
サブパネル数	nb	8	5	4	8
断面積	A (m ²)	0.0787	0.1420	0.1780	0.0787
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.0420	0.0752	0.0932	0.0420
補剛板パネル幅厚比パラメータ	R _R	0.42	0.37	0.37	0.42
降伏軸力	N _y (MN)	24.7	44.7	55.7	24.7
降伏曲げモーメント(軸力考慮)	M _y (MNm)	12.4	23.2	29.5	12.4
降伏水平力(軸力考慮)	H _y (MN)	1.24	1.93	2.95	1.24
降伏水平変位(軸力考慮)	δy (m)	0.0479	0.0718	0.0512	0.0479
式(1)の左辺の値		0.758	0.601	0.781	0.758

表-3.2 免震支承を有する連続橋モデル1の橋脚諸元

橋脚の諸元		P1	P2	P3	P4
支持条件		E	E	E	E
橋脚高さ	L (m)	10	12	10	10
鉛直反力	Np (MN)	1.88×2	5.18	5.18	1.88×2
断面幅	b (m)	1.4	1.4	1.4	1.4
板厚	t (m)	0.020	0.020	0.022	0.020
サブパネル数	nb	4	4	4	4
断面積	A (m ²)	0.110	0.110	0.121	0.110
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.0351	0.0351	0.0384	0.0351
補剛板パネル幅厚比パラメータ	R _R	0.359	0.359	0.333	0.359
降伏軸力	N _y (MN)	34.6	34.6	38.0	34.6
降伏曲げモーメント(軸力考慮)	M _y (MNm)	14.0	13.4	14.9	14.0
降伏水平力(軸力考慮)	H _y (MN)	1.40	1.11	1.49	1.40
降伏水平変位(軸力考慮)	δy (m)	0.0647	0.0889	0.0627	0.0647
式(1)の左辺の値		0.558	0.561	0.559	0.558

表-3.3 連続橋モデル2の橋脚諸元

橋脚の諸元		P1	P2	P3	P4	P5
支持条件		E	E	E	E _{mov}	fix
橋脚高さ	L (m)	10	12	10	10	10
鉛直反力	np (MN)	1.88×2	5.18	5.18	4.24	3.76
断面幅	b (m)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
板厚	t (m)	0.020	0.020	0.022	0.020	0.020
サブパネル数	nb	4	4	4	4	4
断面積	A (m ²)	0.110	0.110	0.121	0.110	0.110
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.0351	0.0351	0.0384	0.0351	0.0351
補剛板パネル幅厚比パラメータ	R _R	0.359	0.359	0.333	0.359	0.359
降伏軸力	N _y (MN)	34.6	34.6	38.0	34.6	34.6
降伏曲げモーメント(軸力考慮)	M _y (MNm)	14.0	13.4	14.9	14.0	14.0
降伏水平力(軸力考慮)	H _y (MN)	1.40	1.11	1.49	1.40	1.40
降伏水平変位(軸力考慮)	δy (m)	0.0647	0.0889	0.0627	0.0647	0.0647
式(1)の左辺の値		0.558	0.561	0.559	0.558	0.669

連続橋モデル1では、バイリニア型及び名公社復元力モデルとも同じ諸元の免震支承を用いていることから、固有値解析にあたっては免震支承に同じ等価ばね定数を用いた。2つの表から、固有周期は誤差1%以内で一致していることがわかる。一般に、固有値解析のプログラムそのものが異なることによる結果の差異はあまり大きくないと考えられる。したがって、低次の固有振動特性が一致しない場合には、入力データをチェックする必要がある。ここで、両者での固有値解析が一致しなかった際にチェックした事項は下記である。

- ・入力データ
- ・断面諸量の与え方 (断面諸量の差異)
- ・軸力の考慮 (幾何学的非線形性)
- ・単位系 (重力加速度の値として、9.8ある
いは9.80665m/s² のどちらか)
- ・固有値解析に用いる支承ばね定数

以上のように、両者の固有振動特性がほぼ一致したので、こられの解析モデルによる動的応答解析を実施した。解析結果の例を図-3.5~3.8に示す。鋼製支承を有するモデルの場合は、1次及び2次振動モードに対して2%のRayleigh減衰を仮定した。一方、免震支承を有するモデルの場合は、1次振動モードに対して0.5%、10次振動モードに対して1.76%のRayleigh減衰を仮定した。両機関の解析結果が図上で重なっていることがわかる。応答の最大値及び変位については、表-3.6, 3.7にまとめた。両機関の結果は2%程度の範囲内で一致している。ただし、残留変位の値が非常に小さい場合は誤差が大きく評価される。両機関で一致する結果を得るまでの調整は、固有値解析時の項目以外に、入力地震動と減衰の与え方について行った。

(2) 橋脚のモデル化による影響

橋脚をファイバー要素とした場合とM-φ梁要素とした場合の動的応答解析結果を比較した。バイリニア型免震支承を有する連続橋モデル1の解析では橋脚のモデル化のみが異なる。解析結果を図-3.9, 3.10に示す。この例では、橋脚の軸力変動が小さく橋脚の降伏範囲及びその塑性化の程度が少ない結果ではあるが、M-φ関係を用いてモデル化しても良く一致している。

(3) 支承モデルの精緻化による影響

免震支承に名公社復元力モデルを適用した連続橋モデル1について両機関を比較し、図-3.11~3.14に示した。

表-3.4 鋼製支承モデルの固有周期 (秒)

モード	UU	DC	UU/DC	卓越モード
1	0.831120	0.831185	0.999922	P2, P3橋脚曲げ
2	0.365732	0.365043	1.001887	桁曲げ
3	0.291610	0.290960	1.002237	桁曲げ
4	0.205864	0.205693	1.000830	桁曲げ
5	0.093639	0.093144	1.005305	桁曲げ
6	0.088641	0.088152	1.005545	桁曲げ
7	0.078352	0.078871	0.993429	桁曲げ
8	0.066261	0.066636	0.994374	P2, P3橋脚曲げ
9	0.048828	0.048464	1.007519	P1, P4橋脚曲げ
10	0.048828	0.048407	1.008691	P1, P4橋脚曲げ

表-3.5 免震支承モデルの固有周期 (秒)

モード	UU	DC	UU/DC	卓越モード
1	1.910560	1.911205	0.999662	橋脚と支承変位
2	0.886598	0.887705	0.998753	P4橋脚曲げ
3	0.368768	0.367804	1.002621	桁曲げ
4	0.364921	0.364349	1.001569	桁曲げ
5	0.292553	0.292020	1.001824	桁曲げ
6	0.209323	0.209217	1.000507	桁曲げ
7	0.097029	0.095534	1.015652	桁曲げ
8	0.092473	0.092330	1.001546	桁曲げ
9	0.089534	0.089482	1.000575	桁曲げ
10	0.082762	0.083230	0.994382	桁曲げ

表-3.6 鋼製支承モデルの着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC
P3橋脚頂部最大変位(m)	0.1805	0.1819	0.992
P3橋脚頂部最大水平力(MN)	4.136	4.053	1.020
P3橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	39.74	40.59	0.979
P3橋脚頂部残留変位(m)	-0.0268	-0.029	0.925

表-3.7 バイリニア型免震支承モデルの着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC
P2橋脚頂部最大変位(m)	0.1289	0.1285	1.003
P2橋脚頂部最大水平力(MN)	1.390	1.389	1.001
P2橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	17.16	17.29	0.992
P2橋脚頂部残留変位(m)	0.0113	0.0107	1.056
P2橋脚支承最大相対変位(m)	0.1885	0.1883	1.001
P3橋脚頂部最大変位(m)	0.074	0.0744	0.994
P3橋脚頂部最大水平力(MN)	1.683	1.684	0.999
P3橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	17.08	17.04	1.003
P3橋脚頂部残留変位(m)	-0.0003	0.0000	-21.918
P3橋脚支承最大相対変位(m)	0.242	0.2422	0.999
上部構造最大変位(m)	0.3166	0.3167	1.000
上部構造残留変位(m)	-0.0006	-0.0007	0.862

両機関の時刻歴応答曲線は良く一致している。また、表-3.8に、両機関の着目応答の最大値及び残留変位の比

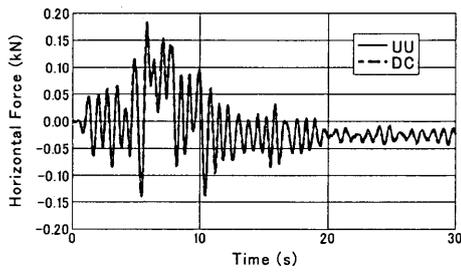


図-3.5 P3橋脚頂部水平変位時刻歴 (鋼製支承)

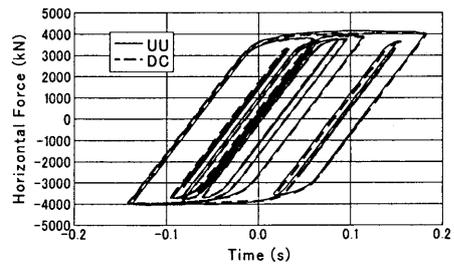
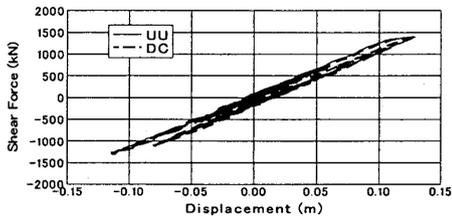
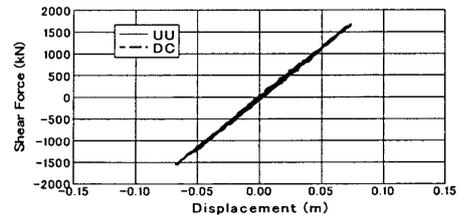


図-3.6 P3橋脚頂部水平力-水平変位 (鋼製支承)

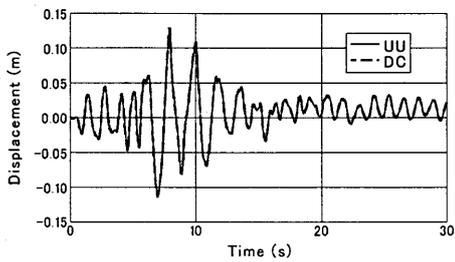


(a) P2 橋脚

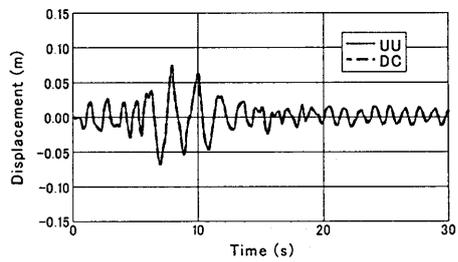


(b) P3 橋脚

図-3.7 橋脚頂部水平力-水平変位 (バイリニア型免震支承モデル)

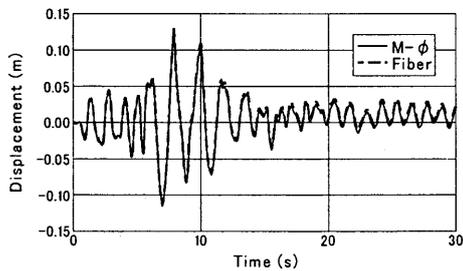


(a) P2 橋脚

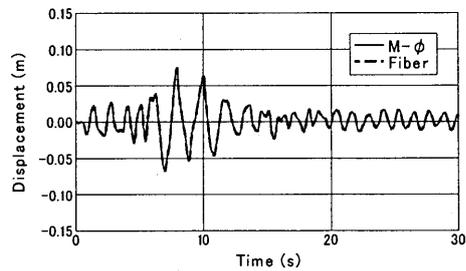


(b) P3 橋脚

図-3.8 橋脚頂部水平変位時刻歴 (バイリニア型免震支承モデル)

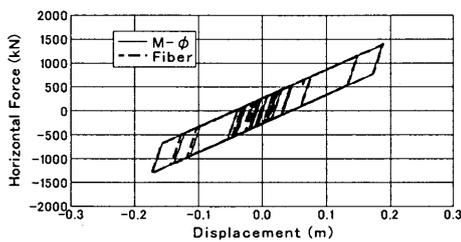


(a) P2 橋脚

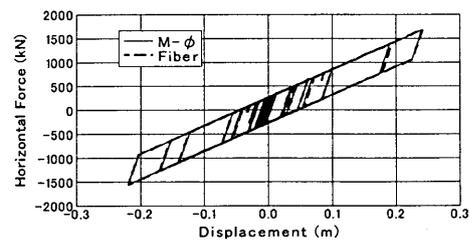


(b) P3 橋脚

図-3.9 橋脚頂部水平変位時刻歴 (橋脚のモデル化の影響)



(a) P2 橋脚



(b) P3 橋脚

図-3.10 橋脚頂部免震支承の復元力特性（橋脚のモデル化の影響）

較を示す。この表には、バイリニア型の復元力特性を有する免震支承の場合に対する比も UU の場合について示した。両機関の結果は、残留変位を除き 2% 以内の誤差で一致している。一方、支承の復元力特性を精緻化して得られた結果とバイリニア型復元力特性との比較から以下が明らかとなった。

- ・橋脚頂部，上部構造の最大水平変位及び支承の相対変位が 10% 以上減少した。
- ・橋脚頂部の最大水平力が約 10% 減少し，結果的に橋脚基部の最大曲げモーメントも約 10% 減少した。

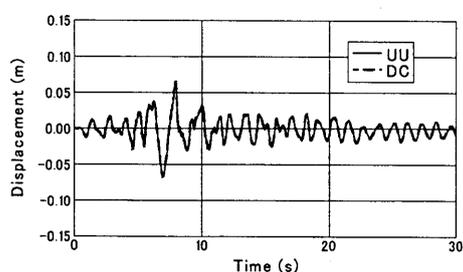


図-3.11 P3 橋脚頂部水平変位時刻歴
(名公社復元力モデル免震支承)

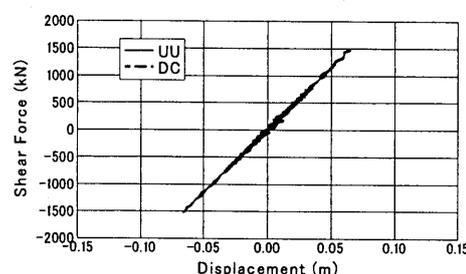


図-3.12 P3 橋脚頂部水平力ー水平変位
(名公社復元力モデル免震支承)

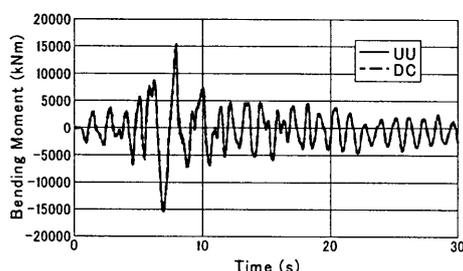


図-3.13 P3橋脚基部曲げモーメント時刻歴
(名公社復元力モデル免震支承)

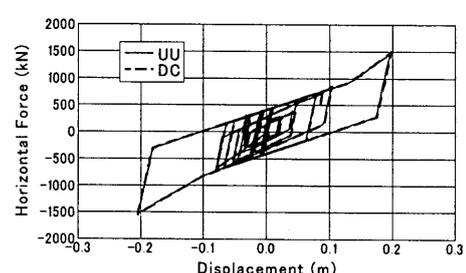


図-3.14 P3橋脚頂部免震支承の復元力特性
(名公社復元力モデル免震支承)

(4) 桁衝突及び落橋防止構造の影響

連続橋モデル2を対象に，桁衝突や落橋防止構造の挙動を考慮した解析を実施した。両機関での固有値解析の比較結果を表-3.9に示す。この表から，7次振動モード以外では誤差1%以内となっている。1次振動モードは免震支承を有する連続桁橋特有モードであり，2次振動モードは，単径間側の上部構造によるP4橋脚の曲げ振動モードである。また，3次以降の振動モードには桁の曲げ振動が見られる。両機関による動的解析結果を図-3.15～図-3.21に示す。桁の衝突及び落橋防止構造の作用が生じて以降，両機関の結果に差異が認められる。両機関での着目応答の比較を表-3.10に示すが，落橋防止構造に作用する力で，30%以上の差異がある結果となっている。両機関での固有振動特性の差異，衝突ばね及び落橋防止構造を表すばねの1次勾配の値等が衝突力や落橋防止構造に作用する力に影響し，結果的に衝突力や落橋防止構造に作用する力の大きさが異なり，その影響で，時刻歴応答に差異が生じたものと考えられる。

表-3.8 名公社復元力モデルを有する免震支承の着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC	名公社/ バイリニア
P2橋脚頂部最大変位(m)	0.1066	0.1077	0.990	0.827
P2橋脚頂部最大水平力(kN)	1.240	1.248	0.993	0.892
P2橋脚基部最大曲げモーメント(kNm)	15.460	15.580	0.993	0.901
P2橋脚頂部残留変位(m)	-0.0087	0.0019	-4.677	-0.774
P2橋脚支承最大相対変位(m)	0.1630	0.1635	0.997	0.865
P3橋脚頂部最大変位(m)	0.0662	0.0666	0.994	0.894
P3橋脚頂部最大水平力(kN)	1.526	1.533	0.995	0.907
P3橋脚基部最大曲げモーメント(kNm)	15.45	15.68	0.986	0.905
P3橋脚頂部残留変位(m)	-0.0039	-0.0040	0.994	12.314
P3橋脚支承最大相対変位(m)	0.2045	0.2047	0.999	0.845
上部構造最大変位(m)	0.2706	0.2707	1.000	0.855
上部構造残留変位(m)	-0.0077	-0.0071	1.081	12.266

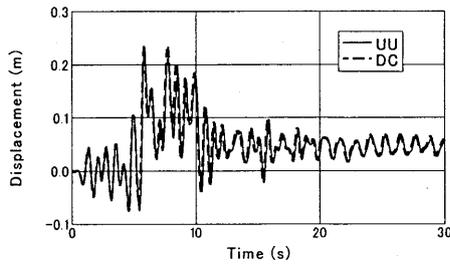


図-3.15 P4 橋脚頂部水平変位時刻歴

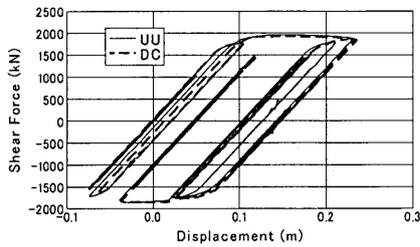


図-3.16 P4 橋脚頂部水平力-水平変位

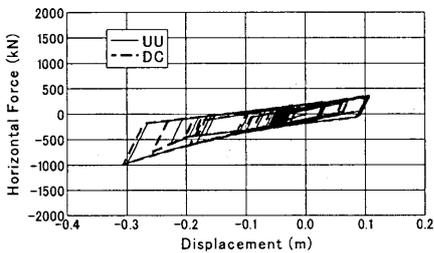


図-3.17 P4橋脚頂部免震支承の復元力特性

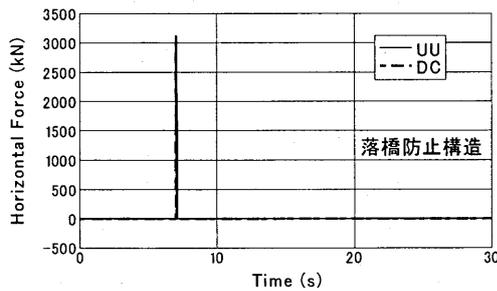


図-3.18 落橋防止構造の作用力時刻歴

表-3.9 衝突モデル固有周期 (秒) と振動モード

モード	UU	DC	UU/DC	卓越モード
1	1.910560	1.911205	0.999662	橋脚と支承変位
2	0.886598	0.887705	0.998753	P4橋脚曲げ
3	0.368768	0.367804	1.002621	桁曲げ
4	0.364921	0.364349	1.001569	桁曲げ
5	0.292553	0.292020	1.001824	桁曲げ
6	0.209323	0.209217	1.000507	桁曲げ
7	0.097029	0.095534	1.015652	桁曲げ
8	0.092473	0.092330	1.001546	桁曲げ
9	0.089534	0.089482	1.000575	桁曲げ
10	0.082762	0.083230	0.994382	桁曲げ

表-3.10 衝突モデルの着目応答の比較

着目応答	UU	DC	UU/DC
P3橋脚頂部最大変位(m)	0.0610	0.0635	0.961
P3橋脚頂部最大水平力(MN)	1.415	1.473	0.961
P3橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	14.32	14.89	0.962
P3橋脚頂部残留変位(m)	-0.0042	-0.0038	1.085
P3橋脚支承最大相対変位(m)	0.1885	0.1960	0.962
P4橋脚頂部最大変位(m)	0.2296	0.2351	0.977
P4橋脚頂部最大水平力(MN)	1.958	1.927	1.016
P4橋脚基部最大曲げモーメント(MNm)	19.03	19.44	0.979
P4橋脚頂部残留変位(m)	0.0444	0.0462	0.960
P4橋脚支承最大相対変位(m)	0.2991	0.3060	0.977
上部構造最大変位(m)	0.2500	0.2596	0.963
上部構造残留変位(m)	-0.0031	-0.0034	0.919
衝突力の最大値(MN)	23.14	24.26	0.954
落橋防止構造の最大作用力(MN)	2.142	3.118	0.687
桁間相対変位の最大値(m)	0.3041	0.3060	0.994

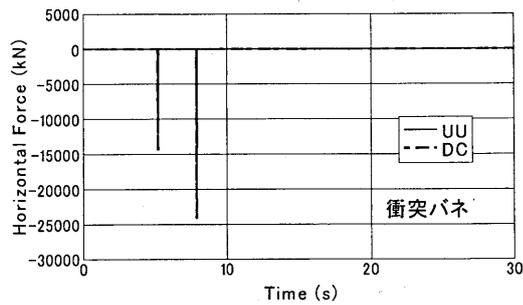


図-3.19 衝突力の時刻歴

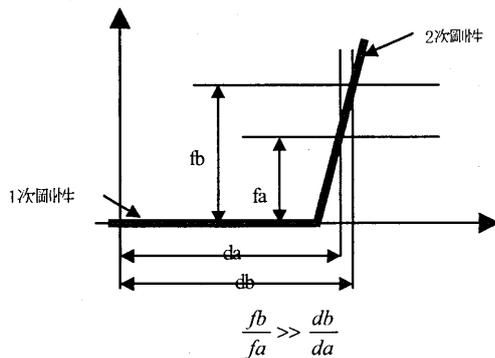


図-3.20 剛性急変時の誤差の説明

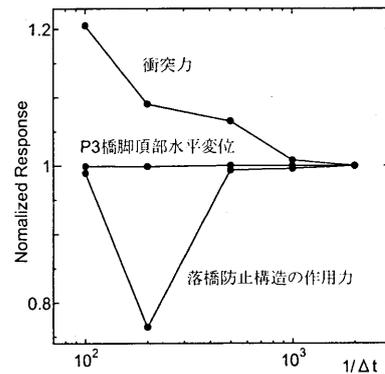


図-3.21 衝突力及び落橋防止構造作用力の収束状況

3.3 性能照査

(1) 動的照査法による連続桁橋の耐震安全性と地震後の使用性照査

種々の支承条件を有する連続桁橋モデルの動的応答解析を実施すれば、橋脚頂部の変位応答のみではなく、橋脚基部付近のひずみ応答あるいは支承に作用する力、支承の相対変位なども求められる。したがって、動的応答解析を実施して得られる各部の応答値 S_d を対応する限界値 R_d と比較することによって耐震安全性や地震後の使用性の照査を行うことができる。つまり、式 (3.2) ～式 (3.4) により照査を行う。

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \quad (3.2)$$

$$S_d = \gamma_a S(g_d) \quad (3.3)$$

$$R_d = R(m_d) / \gamma_b \quad (3.4)$$

ここに、 S_d は応答値、 R_d は限界値、 $R(m_d)$ は設計材料強度に基づく限界値、 $S(g_d)$ は地震動 g_d による応答値、 γ_i は構造物係数、 γ_a は構造解析係数、 γ_b は部材係数である。なお、各々の安全係数は、 $\gamma_i = 1.0$ 、 $\gamma_a = 1.0$ 、 $\gamma_b = 1.0$ とした。以下では、連続桁橋の各部の耐震安全性と使用性照査の方法及びその照査例を示す。

(2) 鋼製橋脚

a) 耐震安全性の照査

●変位による照査

各鋼製橋脚に対して、単柱式橋脚として、圧縮軸力（鉛直反力）の作用の基、頂部に水平力が作用する橋脚の水平力－水平変位関係を Pushover 解析により求め、最大荷重時変位の限界値 δ_u を求める。つまり、その橋脚基部の有効破壊長の平均ひずみ ε_a が限界ひずみ ε_u に到達するとき（最大荷重時）の橋脚頂部の水平変位を限界値 δ_u として算定する [土木学会・JSSC, 2000]。一方、連続桁橋の動的応答解析を行い、対象とする橋脚頂部の最大変位 δ_{max} を求め、次式であることを確認する。

$$\delta_{max} \leq \delta_u \quad (3.5)$$

連続桁橋が水平地震力を分担する複数の橋脚から構成される場合、動的応答解析時の橋脚頂部の変位は複数の橋脚で等しいので、単柱式橋脚として求めた限界変位が最も小さい橋脚について照査を行えばよい。

●ひずみによる照査

各鋼製橋脚に対して、橋脚のプロポーシオンと作用する圧縮軸力（鉛直反力）に基づいて、その部材セグメントの軸力と曲げを受ける場合の終局圧縮ひずみ ε_u を後に示す推定式 (3.15) により算定する。一方、動的応答解析を行い、対象とする橋脚の最大圧縮ひずみ ε_{max} を算定し、次式であることを確認する。

$$\varepsilon_{max} \leq \varepsilon_u \quad (3.6)$$

この場合、終局圧縮ひずみ ε_u 及び最大圧縮ひずみは最も危険な部材セグメントに設定した有効破壊長での平均圧縮ひずみとして算定する。

●曲率による照査

各鋼製橋脚に $M-\phi$ モデルを用いて動的応答解析を行う場合、鋼製橋脚に対して、そのプロポーシオンと作用する圧縮軸力（鉛直反力）に基づいて、部材セグメントの終局曲率の限界値 ϕ_u を既往の深谷らの推定式などにより算定する [深谷ら, 2000]。一方、連続桁橋の動的応答解析を行い、対象とする橋脚の最も危険な部材セグメントの最大曲率 ϕ_{max} を算定し、次式であることを確認する。

$$\phi_{max} \leq \phi_u \quad (3.7)$$

b) 地震後の使用性の照査

●変位による照査

各鋼製橋脚に対して、橋脚高さに応じた残留変位制限値 δ_Rlim を算定する。一方、動的応答解析を行い、対象とする橋脚頂部の残留変位 δ_R を算定し、次式であることを確認する。

$$\delta_R \leq \delta_Rlim \quad (3.8)$$

この場合、一般に動的応答解析による残留変位の算定精度は、最大変位の算定精度に比較してよくないので、動的応答解析で得られる最大変位に基づいて、既往の最大変位と残留変位の関係式(3.20)から残留変位を求め、その値で照査する方法が考えられる。

(3) 支承部

a) 耐震安全性の照査

●金属支承

各支承に作用する鉛直反力及び動的応答解析によって求められる最大せん断力に基づいて、支承に発生する着目部の最大応力 σ_{max} を算定し、これを材料の降伏応力 σ_y に対して、次式であることを確認する。

$$\sigma_{max} \leq \sigma_y \quad (3.9)$$

●ゴム系支承

各支承部の最大相対変位 δ_{max} に基づいて、支承に発生する最大せん断ひずみ γ_{max} ($= \delta_{max} / \Sigma t$: Σt 支承高さ) を算定し、これを支承の終局せん断ひずみ γ_u に対して、次式であることを確認する。

$$\gamma_{max} \leq \gamma_u \quad (3.10)$$

(4) 照査例

図-3.1 に示した連続橋モデル1において、固定支承をもつP2, P3を単柱式橋脚として、Pushover解析を行い、静的強度時の限界変位 δ_u を求める手順を示したのが図-3.22である。図中、実線が着目区間の平均ひずみ ϵ_d を、点線が橋脚頂部変位を表している。この図から、橋脚断面の幅あるいはダイヤフラム間隔に基づいて規定される橋脚着目区間の終局ひずみ ϵ_u に、Pushover解析によって求められる同じ着目区間の平均ひずみ ϵ_d が達するとき、つまり $|\epsilon_d / \epsilon_u| = 1$ となったときの橋脚頂部変位を最大変位の限界値 δ_u として求めることができる。P2, P3橋脚について求められた限界値 δ_u と、動的応答解析によって求められた橋脚頂部水平変位時刻歴の関係を図-3.23に示している。動的応答解析によって求められる最大応答変位 δ_{max} は限界変位 δ_u には達しておらず、この連続桁橋の耐震安全性が確認される。なお、表-3.11及び式(3.11)～(3.20)に、対象とした鋼製橋脚の終局ひずみ算定のための種々のパラメータ計算値及び算定式を参考のために示した。また、図-3.24は動的応答解析時の橋脚着目断面平均ひずみの時刻歴と限界ひずみの関係を示している。この図には両フランジの着目断面平均ひずみ時刻歴を実線と点線で示している。

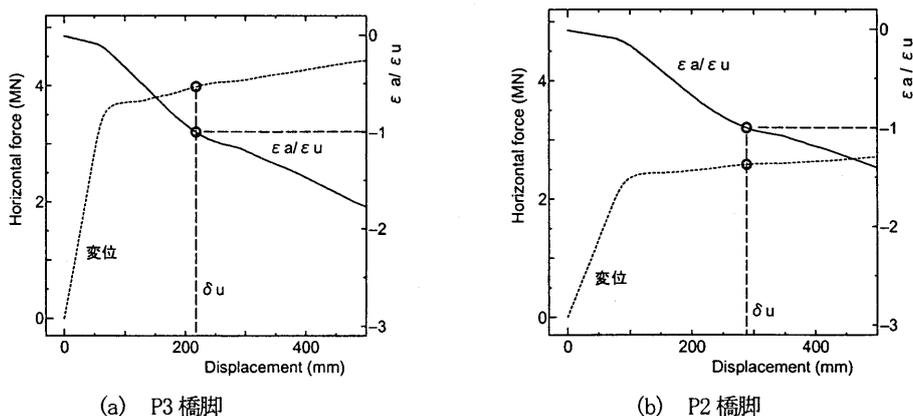


図-3.22 着目断面平均ひずみ及び橋脚頂部変位と水平力の関係

なお、P2、P3 橋脚の着目区間限界ひずみの算定値を参考のために表-3.11 に示している。この場合も安全係数を考えていないが、動的応答解析時の着目区間平均ひずみの最大値は限界ひずみに達しておらず、この連続桁橋の耐震安全性が確認される。一方、動的応答解析時に求められる橋脚頂部の最大水平変位とそれに基づいて、以下に示す算定式(3.20)から求められる残留変位の推定値を表-3.12 に示している。この結果から、残留変位の推定値は、橋脚高さが10mのP3 橋脚では橋脚高さの1/180 程度、橋脚高さ12mのP2 橋脚では橋脚高さの1/400 程度の残留変位が生じると予想される。しかし、これらの残留変位は一般的な残留変位の許容値1/100 よりも小さく、地震後の使用性が確保されていることがわかる。図3.1 に示す連続橋モデル1のすべての支承が、バイリニア型の免震支承である場合について、動的応答解析によって得られた免震支承の最大せん断ひずみを表-3.13 に示している。この結果から、免震支承の最大せん断ひずみは、P2 橋脚では170%程度、P3 橋脚では220%程度であった。ここでは、安全係数を考慮していないが、いずれも最大せん断ひずみの許容値 γ_u (= 250%) を下回っていることがわかる。

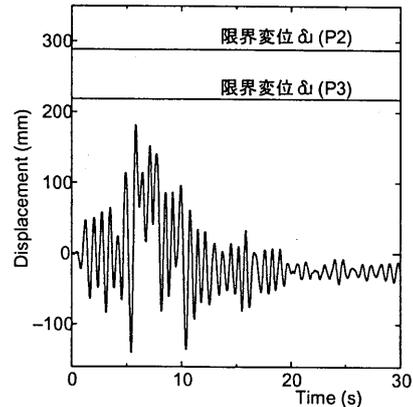


図-3.23 動的応答解析時の橋脚頂部水平変位時刻歴と限界変位の関係

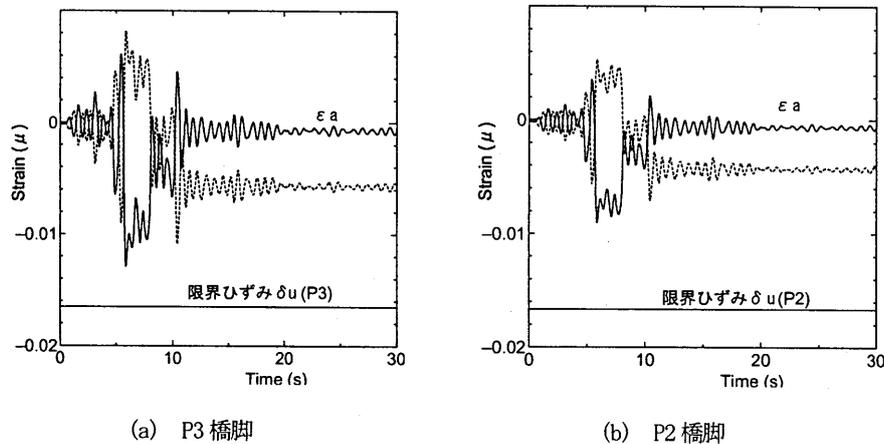


図-3.24 動的応答解析時の橋脚着目区間の平均ひずみ時刻歴と限界ひずみの関係

表-3.11 終局ひずみ算定のための各種パラメータの計算値

橋脚	記号	P3 (仮想補剛材)	P2 (仮想補剛材)
軸力(gf)	P	528480000	528480000
降伏応力(gf/mm ²)	σ	32000	32000
ヤング係数(gf/mm ²)	E	21000000	21000000
フランジ幅(mm)	b	1800	1800
フランジ厚(mm)	t	25	20
橋脚断面積(mm ²)	A	177500	142400
橋脚断面の断面2次モーメント(mm ⁴)	I	93224479167	75206186667
軸力比	P/Py	0.093042254	0.115976124
補剛材幅(mm)	bs	200	200
補剛材厚(mm)	ts	20	20
補剛材面積(mm ²)	As	4000	4000
補剛材断面2次モーメント(mm ⁴)	Is	53333333.33	53333333.33
補剛材剛比	γ_s	20.85925926	40.74074074
補剛材面積比	δ_s	0.088888889	0.111111111
サブパネル数	n	4	5
横補剛材間隔(mm)	a	1800	1800
縦横比	α	1	1
限界縦横比	α_0	3.0313302	3.782521673
幅厚比パラメータ	Rf	0.369592876	0.369592876
最適剛比	γ^*	20.68888889	30.31111111
縦補剛材剛比	γ/γ^*	1.008234873	1.344086022
	β	1.359558525	1.359558525
	Q	1.016333654	1.016333654
	Q	1	1
分割フランジ断面積(mm ²)	Af	11250	7200
分割フランジ断面2次モーメント(mm ⁴)	If	2343750	960000
補剛材断面1次モーメント(mm ³)	Ss	400000	400000
分割フランジ断面1次モーメント(mm ³)	Sf	-140625	-72000
T断面積(mm ²)	AO	15250	11200
中立軸位置(mm)	y	17.00819672	29.28571429
T断面2次モーメント(mm ⁴)	IO	51265582.31	44687619.05
T断面2次半径(mm)	rs	57.97997524	63.16617755
補剛材細長比パラメータ	λ_s	0.385753572	0.354081621
終局ひずみ(倍率)	ϵ_u/ϵ_y	10.83493045	10.93223084
終局ひずみ		0.01651037	0.016658637
終局変位(Pushover解析)(mm)	δ_u	218.1	288.2

表-3.12 残留変位の照査例

橋脚	記号	P3	P2
橋脚高さ(mm)	h	10000	12000
降伏曲げモーメント(軸力考慮)(gfmm)	My	3.00625E+12	2.36388E+12
降伏水平力(軸力考慮)(gf)	Hy	300624581.5	196989821.2
降伏水平変位(軸力考慮)(mm)	δ_y	51.18632784	71.84448011
最大応答変位(mm)	δ_{max}	182	180.5
残留変位/橋脚高さ	$\delta R/h$	0.00544667	0.002477755

表-3.13 免震支承せん断ひずみの照査例

橋脚	記号	P3	P2
支承最大相対変位(mm)		242.0	188.5
支承高さ(mm)	Σt	112	112
最大せん断ひずみ	γ_{max}	2.16	1.68

$$R_R = R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.11)$$

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.12)$$

$$Q = \frac{1}{2R_f} \left[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f} \right] \leq 1.0 \quad (3.13)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (3.14)$$

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.8(1-P/P_y)^{0.94}}{(R_f \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1-P/P_y)^{0.68} \quad (3.15)$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.3 \leq R_f \leq 0.7 \\ \gamma_s / \gamma^* \geq 1.0 \\ 0.0 \leq P/P_y \leq 0.5 \end{array} \right\} \quad (3.16)$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = I_s / (bt^3/11) \\ I_s = b_s^3 t_s / 3 \\ \delta_s = A_s / (bt) \\ A_s = b_s t_s \end{array} \right\} \quad (3.17)$$

$$\left. \begin{array}{l} \gamma^* = 4\alpha^2 n(1+n\delta_s) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad (\alpha < \alpha_0) \\ \gamma^* = \frac{1}{n} \left[\{2n^2(1+n\delta_s) - 1\}^2 - 1 \right] \quad (\alpha \geq \alpha_0) \end{array} \right\} \quad (3.18)$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = a/b \\ \alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_s} \end{array} \right\} \quad (3.19)$$

$$\frac{\delta_R}{h} = \frac{1}{200} \left(\frac{\delta_{max}}{\delta_y} \right)^{0.75} - \frac{3}{400} \quad (3.20)$$

4. まとめ

本章では、まず、鋼製の可動、固定支承を有する連続桁橋あるいは免震支承を有する連続桁橋をモデル橋として設定し、2つの機関で異なる解析ソフトウェアを用いて非線形動的応答解析を実施した。そして、両機関の動的応答解析結果を詳細に比較検討した。また、同じ連続桁橋モデルを対象として、橋脚をモデル化する際の部材要素（ファイバー要素やM- ϕ 要素）、免震支承の精緻なモデルが動的応答解析結果に与える影響を調べた。

次に、落橋防止構造の非線形履歴挙動や桁衝突を再現するためのモデルを組み込んだ連続桁橋モデルの非線形動的応答解析を行い、両機関の解析結果を詳細に比較検討した。

その結果、鋼製の可動、固定支承を有するモデルや免震支承を有するモデルでは、両機関の解析結果は良く一致することが確かめられた。これに対して、桁の衝突及び落橋防止構造の挙動を考慮したモデルでは、両機関で算定される衝突力や落橋防止構造に作用する力には、幾分大きな差異が見られた。そこで、その理由を桁の衝突や落橋防止構造に適用される非線形履歴モデルの剛性の急変と動的応答解析における時刻刻みの観点から考察した。

次に、連続桁橋の耐震安全性と地震後の使用性照査の例として、解析例で対象とした鋼製の可動、固定支承を有する連続桁橋、免震支承を有する連続桁橋を対象とし、耐震安全性及び地震後の使用性照査の方法を説明し、さらに、具体的に照査例を示した。

なお、本文は、(社)日本鋼構造協会「鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会鋼橋の耐震性部会（主査：名古屋大学 宇佐美勉 教授）」の研究活動成果を取りまとめたものである。

参考文献

- 日本道路協会（2002）：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），丸善，2002. 3.
- 名古屋高速道路公社（2001）：名古屋高速道路非線形動的解析実施要領（案），名古屋高速道路公社工務部，2001.
- 渡邊学歩，川島一彦（2001）：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析，土木学会論文集 No. 675/I-55，pp. 125-139，2001. 4.
- 土木学会・J S S C，（2000）：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会，2000. 4.
- 深谷茂広，小野潔，他（2000）：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ—曲率関係の検討，構造工学論文集，Vol. 46A，pp. 1365-1376，2000. 3.