

報告 既設鉄筋コンクリート固定アーチ橋の耐震診断

塩畑 英俊*1・宇山 友理*2・伊藤 裕章*3・土屋 智史*4

要旨: RC 固定アーチ橋などのコンクリート系構造の特殊な形式のレベル2 地震動に対する耐震診断を実施している事例は少ない。そこで、本稿は、RC 固定アーチ橋のレベル2 地震動に対する耐震診断について、出来る限り実際の橋の振る舞いを再現することを目指して行った地震応答解析により評価した結果について報告するものである。地震応答解析の結果、アーチリブのねじりとせん断が耐震性能評価上の課題となったため、ねじりについてはねじり非線形を考慮した解析を、せん断については3次元有限要素非線形解析ツール COM3 を用いた FEM 解析をそれぞれ実施して耐震診断の評価を行った。

キーワード: RC 固定アーチ橋, 耐震診断, ねじり非線形, せん断, ソリッド要素, COM3, FEM 解析

1. はじめに

日本の周辺は複数のプレートの複雑な作用による地殻変動により、世界でも有数の地震国となっている。中でも 1995 年の兵庫県南部地震では、橋梁の倒壊や落橋など、これまでにない甚大な被害¹⁾が生じた。この経験から、高速道路では比較的古い基準で設計された橋梁の耐震補強を順次進めてきている。それは、例えば、鋼トラス橋²⁾などの特殊な形式の橋梁も例外ではない。一方、RC 固定アーチ橋などのコンクリート系構造の特殊な形式において耐震補強を実施している事例は中国道の帝釈橋や宇佐川橋、大分道の別府明礬橋³⁾など一部で見られるものの、多くの事例が見られないのが実情である。

そこで、本稿は図-1 および表-1 に示す諸元の既設 RC 固定アーチ橋である北陸道の小清水橋の耐震診断を行った事例について、主にレベル2 地震動に対する検討結果に主眼を置いて報告するものである。

本橋のアーチリブおよび支柱は充実断面で、補剛桁は RC 中空床版形式となっており、断面内に合計 11 本の直径 400mm の円形の箱抜きがなされている。また、両橋台とも直接基礎であるが、A2 橋台の基礎底面は深さ 11m のコンクリートによる置き換え基礎となっている。耐震設計の適用基準は日本道路協会道路橋耐震設計指針(昭和 46 年 1 月)であり、道路橋示方書・同解説 耐震設計編⁴⁾(以降、「道示 耐震設計編」と呼ぶ。)におけるレベル1 地震相当の震度法による耐震設計がなされている。

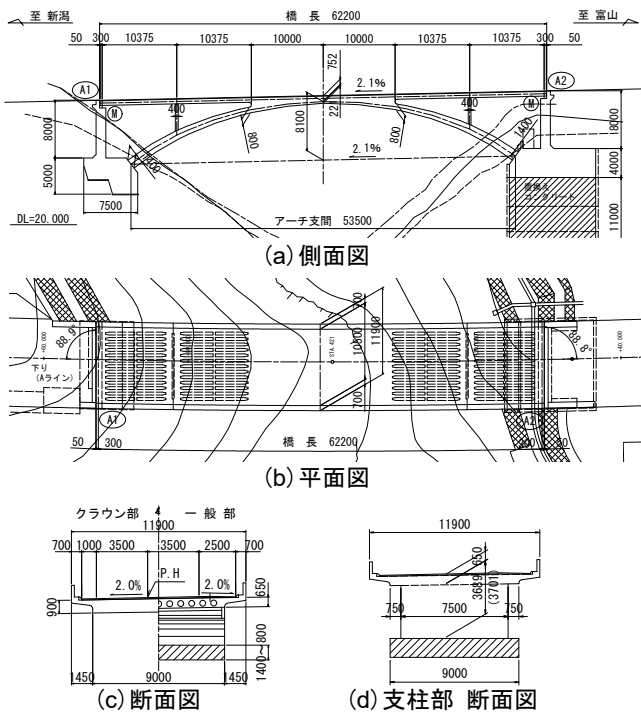


図-1 橋梁一般図

表-1 橋梁諸元

橋長	62.2m	アーチ支間	53.5m
設計活荷重	TT-43	全幅員	11.9m
上部工形式	RC固定アーチ橋		
下部工形式	A1: 逆T式橋台(直接基礎) A2: 逆T式橋台(直接基礎) 支持地盤は置換えコンクリート		
使用材料(設計値)	鉄筋 : SD30 コンクリート : $f_{cd}=30\text{N/mm}^2$ (上部工) : $f_{cd}=24\text{N/mm}^2$ (下部工)		
適用基準	日本道路協会 道路橋耐震設計指針 (S46.1)		
しゅん功年/経過年	1983年 (S58) しゅん功/約35年経過		

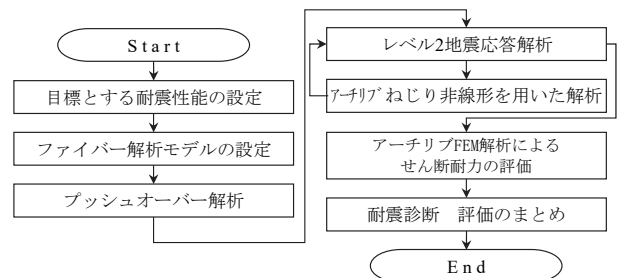


図-2 検討手順

*1 東日本高速道路(株) 建設・技術本部 技術・環境部 構造技術課 博士(工学) (正会員)
 *2 東日本高速道路(株) 管理事業本部 防災・危機管理チーム
 *3 大日本コンサルタント(株) 関東支社 構造保全技術部 第二計画室
 *4 (株) コムスエンジニアリング 代表取締役 博士(工学) (正会員)

2. 解析の概要

2.1 検討手順

検討手順の概略を図-2に示す。レベル2地震動に対する地震応答解析には後述するファイバーモデルを用いた。この地震応答解析の結果、アーチリブにおいて橋軸直角方向のねじりおよびせん断の応答値が照査指標に用いた限界値を超過する傾向を示した。そこで、ねじりについては、後述するファイバーモデルにねじり非線形を考慮した解析を、せん断については、後述するアーチリブ部材に着目した FEM 解析をそれぞれ行って耐震診断の評価を試みた。

2.2 目標とする耐震性能

レベル2地震動に対して目標とする耐震性能としては、道示耐震設計編を参考に地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能と設定した。

3. ファイバーモデルによる地震応答解析

3.1 ファイバーモデル

(1) モデル化概要

レベル2地震動に対する地震応答解析では、応答値が実際の橋の振る舞いを出来る限り再現できることが望ましい。特に RC 固定アーチ橋の橋軸方向では、RC 部材であるアーチリブに作用する軸力変動の影響⁵⁾を考慮することが抵抗力および復元力を評価する上で重要となる。そこで、この影響を考慮できるファイバーモデルを用いて解析を試みた。本橋のファイバーモデルの概略図を図-3に、モデル化の概要を表-2にそれぞれ示す。補剛桁の一般部には、張出床版を除く断面幅 9000mm 内に、引張鉄筋として D32 が合計 60 本、帯鉄筋および中間帯鉄筋 D13 が 125mm 間隔でそれぞれ配置されている。また、直径 400mm の箱抜きは等価な矩形断面に置き換えた。支間中央のクラウン部はアーチリブ断面として扱った。支柱端部は補剛桁およびアーチリブにそれぞれ剛結合とした。解析対象モデルは全体系とし、材料非線形と幾何学非線形性を同時に考慮した複合非線形解析とした。

(2) 材料構成則

解析に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料構成則を図-4に示す。コンクリートの圧縮特性および鉄筋の引張特性はいずれも可能な限り建設時の施工記録をもとに設定した。上部工コンクリートについては、7日強度の記録しか残っておらず、これから推定される想定実強度は 37.2N/mm^2 となるが、解析上は $0.85f_{cd}=30\text{N/mm}^2$ とした。下部工コンクリートについては、施工記録が残っていなかったため、設計基準強度を用いて $0.85f_{cd}=20.4\text{N/mm}^2$ とした。鉄筋は、SD30 で $f_y=325\text{N/mm}^2$ 、 $E_s=200\text{kN/mm}^2$ 、 $\epsilon_y=1625\mu$ とした。

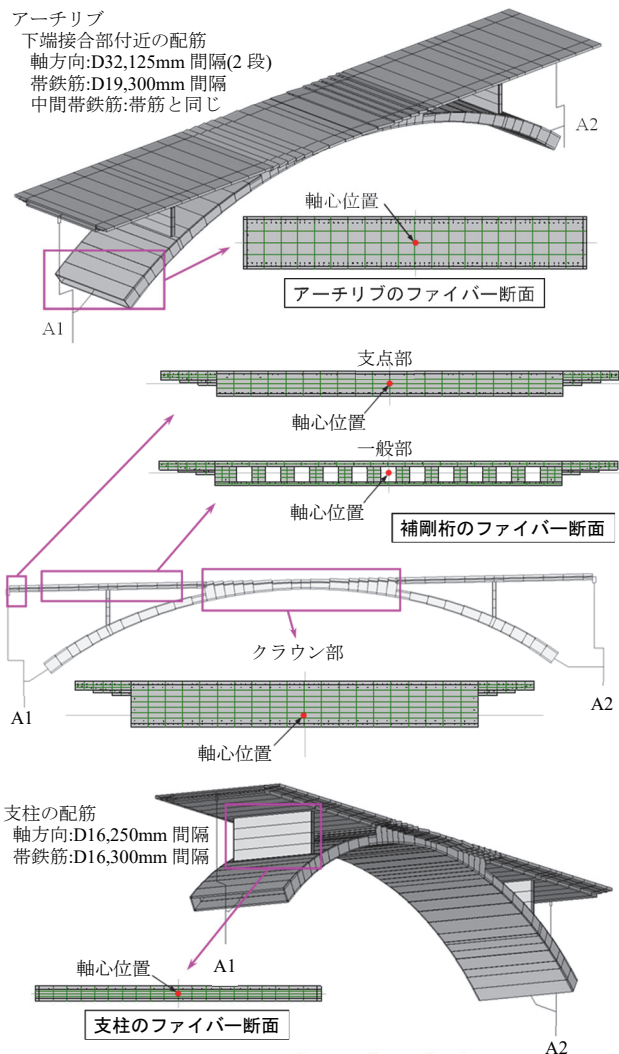


図-3 ファイバーモデルの概略図

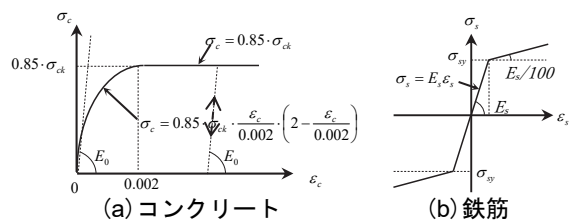


図-4 材料構成則

表-2 ファイバーモデルの概要

部位	モデル化
アーチリブ	ファイバー要素 (RC) (要素: FEM梁要素 (ティモシェンコ梁理論))
補剛桁	
支柱	
橋台	線形梁要素
基礎地盤	線形ばね要素 (S-Rバネ)
支承	線形ばね要素

表-3 設計地震動

レベル2地震動 タイプ I			
地震名	記録場所および成分		呼び名
平成15年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上	EW	I-I-1
平成23年 東北地方	開北橋周辺地盤上	EW	I-I-2
太平洋沖地震	新晩翠橋周辺地盤上	NS	I-I-3
レベル2地震動 タイプ II			
地震名	記録場所および成分		呼び名
平成7年	神戸海洋気象台地盤上	NS	II-I-1
兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上	EW	II-I-2
	猪名川架橋予定地点周辺地盤上	NS	II-I-3

(3) 設計地震動

本橋の架橋位置における地盤種別は I 種地盤であるため表-3 に示す道示 耐震設計編における I 種地盤用の設計地震動を耐震設計上の地盤面である橋台フーチングの下面から本橋の地震応答が大きくなる方向にそれぞれ入力した。動的解析の時間積分法は直接積分法（ニューマークβ法）であり、時間増分は 0.01 秒以下である。

(4) 減衰モデル

各部材の減衰定数は表-4 に示す値を用いた。また、減衰力のモデル化はレイリー型粘性減衰マトリックスを用いた。

3.2 プッシュオーバー解析結果

橋全体の損傷過程を把握するために実施したプッシュオーバー解析の結果を図-5 に示す。載荷方法は、死荷重に水平方向の荷重を増加させた水平地震漸増解析であり、震度 1.0 とは 980gal である。図中の横軸の変位とはアーチクラウン位置の変位である。この結果から、橋軸方向および橋軸直角方向ともに支柱→アーチリブ→補剛桁の順に鉄筋降伏が進み、このときの降伏震度はそれぞれ橋軸方向で 0.61、橋軸直角方向で 1.19 であり、これらは道示 耐震設計編における橋脚の地震時保有水平耐力の下限値の目安 $0.4c_{2z}W$ から算出した本橋の値 0.40 よりも高い水準となっており、耐荷力の高さがうかがえる。

3.3 地震応答解析結果

(1) 地震応答解析結果

表-5 に地震応答解析の結果を示す。表中の値はファイバーモデルによる応答値を表中の照査指標に示す限界値で除したものであり、前述した設計地震動 3 波を作用させた各最大応答の平均値である。鉄筋およびコンクリートのひずみは、主に曲げに着目した照査指標である。表中には後述するねじり非線形を考慮した照査結果も併せて示している。

(2) 桁遊間の照査結果

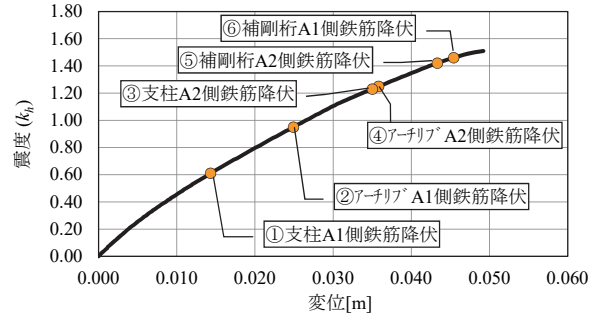
表-6 に桁遊間の照査結果を示す。桁遊間については、衝突の恐れが無い傾向であることがわかった。

(3) 橋軸方向の検討

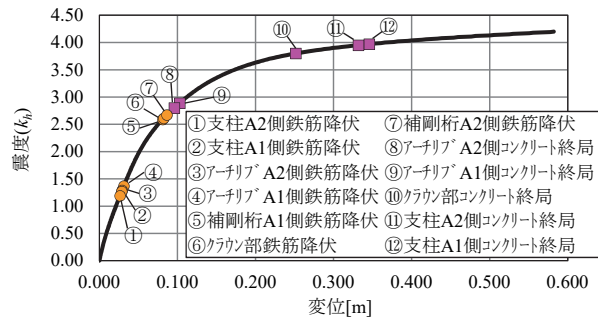
表-5 より橋軸方向については照査を満足する結果であった。支柱の曲げについては鉄筋の応答値が柱の上下端で降伏ひずみを超え、柱基部で降伏ひずみ $\epsilon_y = 1625\mu$ の約 1.5 倍であったものの、コンクリートの圧縮ひずみには相当の余裕があり、ひび割れなどの小損傷は生じるものの軸方向鉄筋の座屈などの損傷までには至らないと考えられる。このことは、別途行われたファイバー解析による検討の結果、道示 耐震設計編による耐震性能 2 の限界状態における軸方向鉄筋のひずみは、鉄筋比や断面寸法によって異なるものの平均で約 2500μ との報告⁶⁾もあり、このことから支柱は小損傷が生じるものの、目

表-4 減衰定数

部材	減衰定数	材質
アーチリブ	0.02	コンクリート（非線形）
補剛桁	0.02	コンクリート（非線形）
支柱	0.02	コンクリート（非線形）
橋台	0.05	コンクリート（線形）
基礎-地盤系	0.10	—
支承	0.00	—



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-5 プッシュオーバー解析結果

表-5 地震応答解析結果

照査項目	部位	橋軸方向		橋軸直角方向				照査指標
				ねじり線形		ねじり非線形		
		タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	
鉄筋ひずみ(引張)	アーチリブ	0.69	0.87	0.50	0.52	0.49	0.48	鉄筋降伏ひずみ $\epsilon_y = 1625\mu$
	補剛桁	0.49	0.62	0.24	0.24	0.21	0.20	
	支柱	1.12	1.47	0.50	0.55	0.40	0.40	
コンクリートひずみ(圧縮)	アーチリブ	0.43	0.45	0.40	0.42	0.38	0.38	コンクリート最大圧縮応力 ひずみ(道示Ⅲ) $\epsilon_c = 2000\mu$ ※圧縮と引張をモニター
	補剛桁	0.25	0.24	0.20	0.21	0.19	0.19	
	支柱	0.31	0.31	0.31	0.32	0.27	0.28	
せん断	アーチリブ	0.64	0.69	1.84	1.89	1.88	1.85	せん断耐力 P_s (道示 V)
	補剛桁	0.41	0.42	0.55	0.55	0.50	0.49	
	支柱	0.83	0.78	1.18	1.19	1.11	1.05	
ねじり	アーチリブ	—	—	2.80	2.84	0.98	0.94	線形：終局耐力 (道示Ⅲ) 非線形：降伏耐力 ⁹⁾
	補剛桁	—	—	0.57	0.60	0.76	0.74	
	支柱	—	—	0.25	0.25	0.13	0.12	

表-6 桁遊間照査結果

	応答値 [m]		桁遊間 [m]	応答値/桁遊間	
	タイプ I	タイプ II		タイプ I	タイプ II
A1橋台	0.019	0.025	0.050	0.380	0.500
A2橋台	0.021	0.024	0.050	0.420	0.480

標とする耐震性能上必要な性能を有しているものと考えられる。

(4) 橋軸直角方向の検討

一方、表-5 より橋軸直角方向では、支柱のせん断ならびにアーチリブのねじりおよびせん断の応答値が限界値を超過する結果となった。特にアーチリブのねじりとせん断については、限界値からの超過割合が大きい傾

向を示したため、ねじりについては後述するねじり非線形解析を、せん断については後述する FEM 解析をそれぞれ実施して検討を行った。なお、本稿では、アーチリブに着目した検討を行っており、支柱の橋軸直角方向のせん断については限界値からの超過率も小さいため、詳細な検討は行わなかった。

4. アーチリブのねじり非線形解析

4.1 概要

前述したファイバーモデルを用いた地震応答解析では、アーチリブのねじり剛性を線形弾性で考慮した結果、道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編⁷⁾により算出されるねじり終局耐力を超過した。ねじりについては、一般にひび割れ発生後にねじり剛性が低下するため、その部材に作用するねじりモーメントは小さくなることが知られている。また、既往の研究⁸⁾ではねじり耐力が低下した後も曲げ耐力の急激な低下は見られないことも示されている。そこで、本稿では、ファイバーモデルにねじり剛性低下を考慮した非線形モデルを用いて評価を試みた。

4.2 ねじり非線形モデルを用いた解析

ファイバーモデルでねじり非線形を表現するため図-6に示す2要素間を二重部材とし、曲げ要素とねじり要素でモデル化した。曲げ要素はねじり剛性を限りなくゼロとし、図-4に示す構成則を用いた。ねじり要素は曲げ剛性を限りなくゼロとし、図-7に示すバイリニア型のねじり非線形モデルを適用した。図中のねじり非線形の骨格曲線はそれぞれ次式⁹⁾で与えたものである。

(1) ねじりひび割れ耐力

$$M_{tcd} = \beta_{ch} \cdot \beta_{nt} \cdot K_t \cdot f_{td} / \gamma_b \quad (1)$$

$$\beta_{ch} = 2.76(t/b) + 0.417 \quad (t/b \leq 0.20) \quad (2)$$

$$\delta_{ch} = 1.0 \quad (t/b > 0.20) \quad (3)$$

$$\beta_{nt} = \sqrt{1 + \sigma'_{nd} / (1.5f_{td})} \quad (4)$$

ここに、

β_{ch} : 中空断面におけるせん断応力分布の違いを考慮する係数

t/b : 壁厚と断面辺長の比率 (壁厚比)

K_t : 土木学会コンクリート標準示方書¹⁰⁾によるねじり係数

β_{nt} : プレストレス等の軸方向圧縮力に関する係数

f_{td} : コンクリートの設計引張強度

σ'_{nd} : 軸方向力による作用平均圧縮応力度

γ_b : 部材係数 (本稿では 1.0 を用いた。)

なお、部材係数については、 $\gamma_b=1.0$ とすることで実験と解析が整合するとの報告⁹⁾となっており、本稿でも 1.0 を用いた。

(2) ねじり降伏耐力

$$M_{tty} = \beta_{ty} \cdot M_{tcd} \quad (5)$$

$$\beta_{ty} = 1.35(t/b) + 0.81 \quad (6)$$

ここに、

M_{tcd} : 式(1)によるひび割れ耐力

M_{tty} : 設計純ねじり降伏耐力

β_{ty} : ねじり降伏時の最大せん断応力分布を補正する係数

(3) ねじり降伏剛性

$$K_1/K_2 = 0.0339 \cdot \rho_s \quad (7)$$

$$K_1 = GJ \quad (8)$$

ここに、

K_2 : 2次剛性

K_1 : 初期剛性

G : せん断弾性係数

J : ねじり定数

ρ_s : 帯鉄筋体積比[%]

4.3 解析結果

前述した表-5に示したとおり、ねじり非線形を与えて解析した結果、ねじり応答については、ねじり降伏耐力以下となることが確認された。

5. アーチリブの FEM 解析によるせん断耐力の評価

5.1 概要

前述したファイバーモデルを用いた地震応答解析では、アーチリブのせん断応答がせん断耐力を超過した。これは、アーチリブにねじり非線形を用いた解析でも同様な傾向であった。

道路橋示方書や土木学会コンクリート標準示方書における棒部材のせん断耐力式では、鉄筋が負担するせん断耐力としてスターラップの効果を考慮するが、アーチリブではスターラップに比べて鉄筋量の多い軸方向鉄筋もせん断に寄与すると考えられる。そこで、文献¹¹⁾を参考

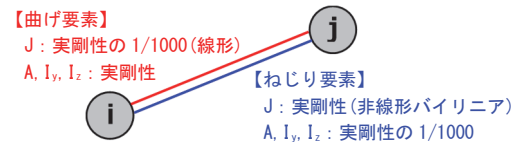


図-6 二重部材モデル

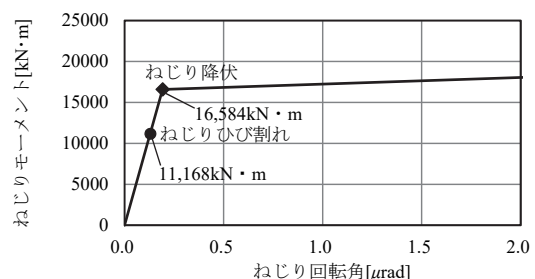


図-7 ねじり非線形モデル

に FEM 解析により橋軸直角方向の耐震性を検討する。

FEM 解析には、任意の荷重経路依存性を考慮した非線形材料構成モデルに基づく RC 平面モデルを 3 次元に拡張した 3 次元有限要素非線形解析ツール COM3 を用いた。なお、アーチリブは有効高さが約 9m、せん断スパンが約 16.75m であり、せん断スパン比が約 1.86 である。

5.2 FEM 解析モデルの概要

図-8 に解析モデルを示す。本橋のアーチリブは左右対称であることから、片側のアーチリブを取り出した部分モデルとし、モデル化の範囲は、下端をフーチングの接合箇所のスプリング部から上端を補剛桁との接合箇所までとし、構造形状、配筋、後述する材料特性に応じた RC 非線形要素の 3 次元ソリッド要素にてモデル化した。なお、座標系は、X 方向：橋軸方向、Y 方向：鉛直方向、Z 方向：橋軸直角方向とした。

境界条件は、下端側のフーチング接合部の変位を拘束し、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し、座屈および破断についてはモデル化せず、上端側の補剛桁との接合部を後述する弾性係数による弾性要素とした。

RC 非線形要素は、鉄筋配置に応じた要素分割を行った。鉄筋は、3 方向の要素鉄筋比としてモデル化し、鉄筋配置部には RC 要素を配置し、Tension Stiffening/Softening を基本構成則に基づいて設定した。

5.3 基本構成則

FEM 解析は、岡村・前川らによって提案されている基本構成則^{12),13)}を用いた。概要は以下のとおりである。

(1) コンクリート

- 弾塑性破壊モデル（修正前川モデル）：圧縮域
- Tension Stiffness/Softening モデル：引張域
- ひび割れ面の再接触モデル：圧縮⇔引張域

(2) 鉄筋

- 包絡線：付着を考慮したバイリニアモデル
- 内部履歴：簡略化加藤モデル

(3) 付着

上記、(1)と(2)のモデルに包含（繰り返し履歴を含む）

5.4 材料特性

コンクリートについては、想定実強度である $f_c = 37.2\text{N/mm}^2$ 、引張強度 $f_t = 2.56\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数 $E_c = 30.0\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比 0.2 とした。鉄筋は、 $E_s = 200\text{kN/mm}^2$ 、 $f_s = 325\text{N/mm}^2$ とした。上端部の補剛桁との接合部は $E = 200\text{kN/mm}^2$ の弾性要素（異方性無し）とした。

5.5 荷重条件

下記のステップで荷重を増加させた。

- (1)常時荷重：ファイバー解析における死荷重時の断面力
- (2)常時荷重 + 地震荷重 100%：ファイバー解析における最大地震応答時の断面力

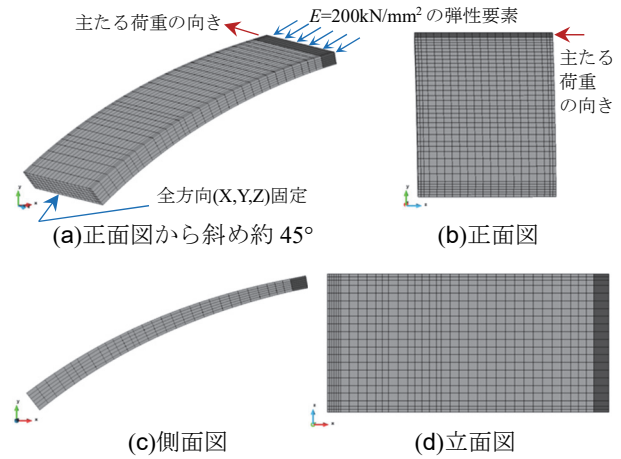


図-8 FEM 解析モデル図

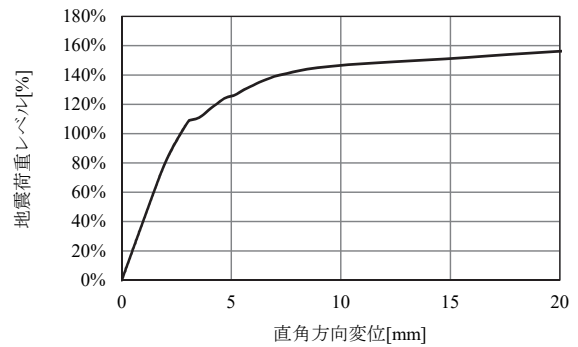


図-9 荷重レベルと変位との関係

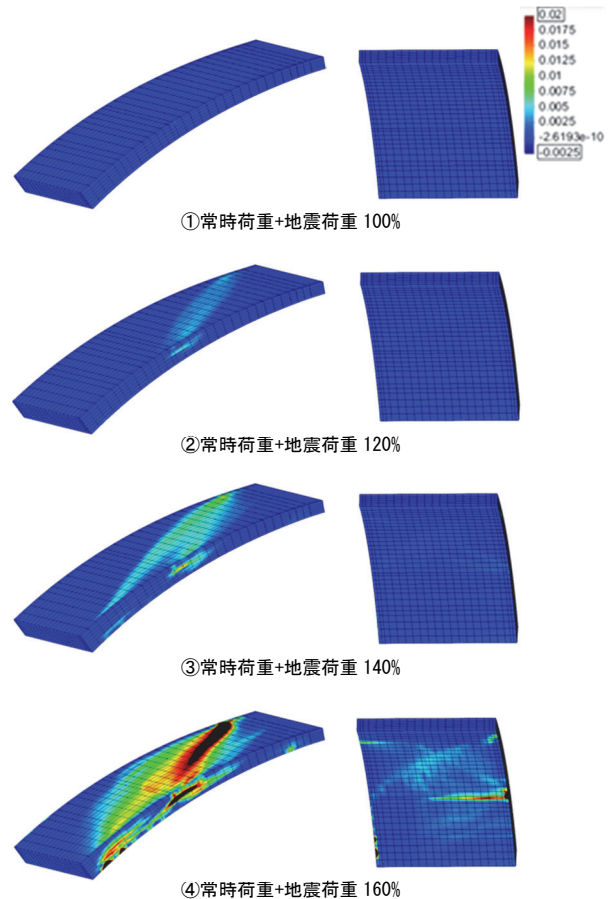


図-10 最大主ひずみ（引張）コンター図

(3)地震荷重 $x\%$: (1)+{(2) $\times x\%$ }

すなわち、まず、FEM 解析の解析モデルにて死荷重時の断面力の再現を行う。次に、FEM 解析モデルの断面力分布がファイバーモデルの地震応答解析における橋軸直角方向の最大応答時の断面力分布となるように載荷荷重を調整し、このときの載荷状態を「(2)常時荷重+地震荷重 100%」と呼ぶ。最後に地震による荷重作用を一定割合で増加させ、破壊とみなせるところまで漸増させる。なお、(2)常時荷重+地震荷重 100%の震度は約 1.6 である。

5.6 解析結果

図-9 に載荷レベルと橋軸直角方向変位との関係について示す。変位は上端側の補剛桁との接合部での変位である。また、図-10 に最大主ひずみ(引張)コンター図を示す。これらから、地震荷重 100%程度までは損傷や剛性低下は見られず、地震荷重 110%程度以降から剛性低下が始まり、地震荷重 140%程度で斜め方向のひび割れ損傷が卓越し、剛性が大きく低下する傾向である。すなわち、FEM 解析の結果、レベル 2 地震動に対してアーチリブは必要なせん断耐力を有しており、せん断破壊は生じないと考えられる。これは、アーチリブのような面部材における面外方向のせん断耐力は、既往の棒部材を対象としたせん断耐力算定式では過小評価となり、面部材と棒部材でせん断抵抗機構が異なることや、弾性域にある軸方向鉄筋が抵抗することなどが理由だと考えられる。

4 章のねじりの検討および本章のせん断の検討結果から、アーチリブについては、目標とする耐震性能上必要な性能を有しているものと考えられる。

6. まとめ

古い耐震設計基準で現行基準のレベル 1 地震相当の震動法による耐震設計がなされた既設固定 RC アーチ橋について、レベル 2 地震動に対する耐震診断を行った。その結果、得られた知見を整理すると以下のとおりである。

- (1) ファイバーモデルによる地震応答解析の結果、橋軸直角方向におけるアーチリブのねじりとせん断が耐震性能評価上の課題となった。そこで、ファイバーモデルにねじり非線形を考慮した解析を実施して耐震診断の検討を行った。その結果、ねじり応答は、ねじり降伏耐力以下となることが確認された。
- (2) アーチリブのせん断について FEM 解析を実施して耐震診断の検討を行った。その結果、アーチリブはレベル 2 地震動に対して必要なせん断耐力を有しており、せん断破壊は生じない結果が得られた。
- (3) 上記の検討結果から、アーチリブについては目標とする耐震性能上必要な性能を有しているものと考えられる。

本稿では、支柱の橋軸直角方向のせん断については、耐力比の関係から詳細な検討を行っておらず、橋として目標とする耐震性能を有しているかについては言及できない。今後の課題としたいが、将来的には橋梁全体と周辺地盤をモデル化した 3 次元非線形 FEM 動的解析により、耐震診断を行うことも一案である。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.12.
- 2) 渡辺陽太，浅井貴幸，丸山純一，橋本潔高，大野豊：関越自動車道 片品川橋上部工耐震補強工事の施工，橋梁と基礎，第 50 巻，第 11 号，pp.11-16，2016.11.
- 3) 小原富徳，坂戸靖彦，三浦泰博，脇坂英男：温泉地帯における長大 RC アーチ橋の耐震補強—大分自動車道・別府明礬橋—，コンクリート工学，Vol.53，No.6，pp.564-569，2015.6.
- 4) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，2012.3.
- 5) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料—PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例—，1998.1.
- 6) 星隈順一，堺淳一，小森暢行，坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究，土木研究所資料，第 4262 号，2013.3.
- 7) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋編，2012.3.
- 8) Tsuchiya, S., Maekawa, K. and Kawashima, K. : Three-dimensional cyclic behavior simulation of RC columns under combined flexural moment and torsion coupled with axial and shear forces, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.5, No.3, pp.409-421, 2007.
- 9) 大塚久哲，服部匡洋：RC 橋梁のねじり非線形解析ツールと照査手法，2015.7.
- 10) 公益社団法人 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編[2017 年制定]，2018.3.
- 11) 公益社団法人 土木学会 原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針，2005.6.
- 12) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. : Nonlinear mechanics of reinforced concrete, *SPON Press*,2003.
- 13) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1991.5