

3次元非線形動的解析を用いた RC 鉄道高架橋の耐震性能評価

土屋智史¹・古家義信²・金益賢³・岡村甫⁴

¹学生会員 工修 東京大学大学院 工学系研究科 (〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目 3-1)

²学生会員 東京大学大学院 工学系研究科 (〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目 3-1)

³Ph.D 韓国地震工学研究センター ソウル大学校 (〒151-742 ソウル市冠岳区新林洞山 56-1)

⁴フェロー会員 工博 高知工科大学副学長 (〒782-8502 高知県香美郡土佐山田町)

多方向入力の影響と材料強度のばらつきが耐震性能に及ぼす影響に着目して、3次元非線形動的解析手法を用いて、中層梁を有しないRC鉄道ラーメン高架橋の耐震性能の評価を行った。その際、柱部材にはFiberモデルを適用し簡略化を行っている。その結果、構造物の地震時挙動を推定するには多方向入力の影響を直接取り入れることのできる3次元解析が必要不可欠であることを明らかにし、材料強度として特に鉄筋の降伏強度について注意する必要があることを再確認した。本解析手法は、現在の技術力を有効に活用したものであり、工学的判断を付加することで、地震被害分析を妥当に行うことができる。

Key Words: RC framed structures, seismic performance check, 3D nonlinear dynamic fiber analysis

1. 序論

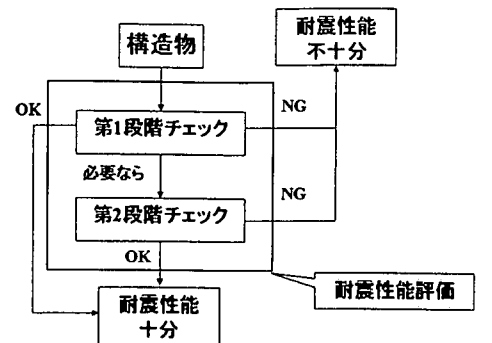
阪神淡路大震災において、多くのRC鉄道高架橋が被災し、特に、せん断破壊により損傷を受けたものについては、崩壊したものを含め被害は甚大であった¹⁾。RC土木構造物の被害の主要因は、当時の設計法においてコンクリートのせん断耐力を過剰に見積もっていたことと考えられるが²⁾、今後は大被害の再発の防止に努め、より精度の良い耐震性能の評価法を確立する必要がある。地震動がどのように作用し、かつ構造がどのように応答することで、あの結果をもたらしたのかをすべての橋梁について合理的に説明することは、コンクリート工学に携わるものの責務である。

これまでの調査および研究では、橋脚のせん断と曲げの耐力比を指標として整理すると、マクロ的には大部分の高架橋のせん断破壊の結果を説明できる^{3),4)}としているものの、残りのものについては、課題(グレーゾーン)として残されたままになっているのが現状である。

金らは、既に2段階からなるRC鉄道高架橋の耐震性能評価方法を提案している^{5),6)}(図-1)。第1段

階チェックでは、構造物のせん断と曲げの耐力比(V_u^*/M_u)を構造物の靱性指標として、地震時の破壊形態を推定する。せん断耐力が曲げ耐力よりも大きければ($V_u^*/M_u > 1.0$)、構造物はせん断破壊する前に曲げ破壊することとなる。この耐震性能評価方法では耐力比に安全率を持たせ、1.3より大きな値であれば構造物は靱性能を含めた耐震性能を十分に有しているものとし、0.9よりも小さな値であれば耐震性能が不十分であるとする。これは、材料強度のばらつき等を鑑みて決定したものである。第1段階チェックにおいて構造物の耐震性能を十分に精度良く評価することができない $0.9 < V_u^*/M_u < 1.3$ の場合には、第2段階チェックとして最新の技術力を十分に活用した照査を行うのである。現時点では、立体骨組み要素を用いた3次元非線形動的解析を行い、構造物の地震時の安全性を評価する手法が現実的である。

この評価方法の優れている点は、他の研究機関等で提案・使用されている評価方法に比べて効率的に耐震性能を評価できるということである。第1段階評価方法において多くの構造物の中から詳細な検討が必要な構造物のみを簡便にふるい分ける



・第1段階チェック方法
 $R_{duct} = V \times a / \mu$
 (μ: 曲げ耐力 V: せん断耐力 a: せん断スパン長さ)
 $R_{duct} > 1.3$ なら OK, $R_{duct} < 0.9$ なら NG
 それ以外の場合は第2段階チェックへ
 ・第2段階チェック方法
 3次元非線形動的解析

図-1 2段階からなる耐震性能評価方法^{7),16)}

ことで、作業に要する労力を大幅に節減できる。これは、対象構造物数の多い土木構造物に対しては非常に有効である。しかし、第2段階での耐震性能評価解析は、これまでのところほとんど行われておらず、解析結果と実被害との比較検討を行うことが今後の課題として残されていた。

RC 鉄道高架橋の耐震性能の検討を行うにあたり、現時点では、以下の3つの不確定要因をはらんでいることに留意する必要がある。すなわち、1) 入力地震動、2) 材料強度、3) 解析ツールの不確かさである。そこで、被害結果と解析結果を個々に比較することにより、それぞれの要因について検討するとともに、最終的には被災構造物全体をマクロ的に評価・検討することも同時に行う必要がある。すなわち、構造物の地震被害分析を3次元非線形動的解析により、多くの構造物を対象にして行うことは、1) 構造物の耐震性能に影響を及ぼす要因を明らかにする、2) 地震波推定技術を向上させる、3) 耐震性能評価に用いる解析ツールの信頼性を向上させる、という効果を期待できる。その際、せん断および曲げ破壊した高架橋だけでなく、損傷を受けなかったものも調査対象とすることが重要であると考えられる。

本論文は、金らが提案している2段階からなる耐震性能評価法を念頭に置きつつ、すべてのRC高架橋についてのマクロ分析を行うための前段階として、3次元非線形動的解析の妥当性ならびに必要性について提言し、耐震性能に及ぼす影響因子に

ついて述べたものである。

2. 3次元非線形動的解析による耐震性能評価

(1) 解析手法の概要^{6),9)}

構造物の耐震性能を正確に評価するためには、精度の高い解析ツールが必要である。本研究では、解析ツールとして3次元非線形動的解析を時刻歴で行うことが可能である「COM3-Frame¹⁵⁾」を用いた。振動台実験との比較検証から、このツールによって偏心軸力が作用するRC単柱式橋脚の非線形挙動をおおむね精度良く評価できることが示されている⁷⁾。ラーメン構造物の3次元挙動については、未だ実験との比較による検証が行われていないものの、大きく精度が損なわれるものではないと考えられる。ただしこの未検証の部分は、先に述べた解析ツールの不確かさに含まれる。

「COM3-Frame」は、基本的に自由度を縮退した3次元解析ツールである。材料モデルとして鉄筋コンクリートを適用する場合には、線材(Frame)要素とシェル(Mindlin Plate)要素を、弾塑性体を適用する場合には、上記2要素および3次元立体(Solid)要素を用いることができる。また、異なる材料間の接合部の境界要素を考慮することも可能である。本来は、RC構造物を完全に3次元でモデル化して解析を行い、破壊・変形について直接評価するのが耐震性能評価の理想とされる姿である。しかし、完全3次元化した解析手法の枠組は既に確立されつつあるものの、これを用いて時刻歴動的応答解析を行うことは、現時点においては現実的でない。完全3次元解析手法における破壊判定方法が十分に確立されていないこと、膨大な計算時間を要することが、その理由である。計算機自体の高性能化とアルゴリズム改良や並列処理といった、ハードおよびソフト両面からの進展が待たれるところである。

以上のことから、せん断破壊を重要な対象とする本研究においても、RC橋脚にはFiber Modelに基づいた線材(Frame)要素を用いて解析を行うこととした。ただし「COM3-Frame」では、せん断変形を許容するTimoshenkoはり理論を用いており、せん断剛性は十分大きい値を仮定している。この手法を用いる際のせん断破壊判定については、次節において詳述することとする。また、高架橋のスラブ部分については、計算を簡略化するために弾性体とみなすこととした。鉄筋が多く配置されていることもあり、落橋する場合を除けば、この

部分での地震時の損傷は少ないからである。

Fiber Model では平面保持の仮定と断面ひずみの直線分布の仮定を基に、平均軸ひずみと 2 方向曲率から断面軸力と 2 方向モーメントを求める。適切なコンクリートと鉄筋の材料モデルを組み込めば、RC 構造物の地震時挙動を精度よく追跡することができる^{7),15)}。また、自由度を縮退しているので収束性・安定性に優れ、計算時間も大幅に減少させることができる。

コンクリートと鉄筋の材料構成則は、除荷・再載荷を含む経路依存型の平均ひずみ-平均応力の関係で与えられる分散ひび割れモデルを採用している^{9),8)}。従って、任意の経路で繰り返し荷重を受けることとなる動的解析においては、この忠実な材料モデルの再現が大きな効力を発揮する。ここでは、繰り返し荷重に伴う材料の剛性劣化を考慮していない。従って、材料モデルにおいては、過去に経験した最大ひずみ値に再度到達した時に、繰り返し回数に依らず、元の応力値に戻る。しかし、荷重経路を考慮した材料モデルを組み合わせた構造物全体の挙動では、繰り返し荷重を受けると元の荷重値よりもやや低い値に戻ることが確認されている^{15)など}。

また、線材要素に用いる材料構成則には、自由度を縮退しつつも解析精度を確保し、既に確立されている立体 3 次元鉄筋コンクリート構成則⁹⁾と整合性をとるようにモデルを組み込んでいる。すなわち、コンクリートの材料モデルとして、以下の 5 点を特徴として挙げる事ができる。①荷重履歴に応じたひび割れ発生基準⁹⁾の採用②圧縮域に弾塑性破壊型構成則^{9),8)}の採用③付着を代表する引張剛性の採用④圧縮と引張のスムーズな連結^{9),10)}⑤付着の及ぶ領域と及ばない領域に分割するゾーニング手法¹¹⁾の適用、の 5 点である。一方、鉄筋挙動は、塑性の局所化と破断までを含めて高精度化を行ったトリリニアモデルを採用している^{12),13)}。

本解析手法で考慮されていない構成モデルとして、主鉄筋のフーチングからの抜け出し、部材が大きく損傷を受けた以後に発生するかぶりコンクリートの剥離や主鉄筋の座屈といったことが挙げられる。これら要因は、構造物の応答/残留変形を大きくする方向に作用するものの、実構造物相当でのディメンションおよび配筋状態では、部材全体の変形量に占める割合は、さほど大きくないことが分かっている¹⁴⁾。また、かぶりコンクリートの剥離や鉄筋の座屈に関する、十分精度検証の行われた構成モデルは、これまでのところ構築にっていない。本研究では、以下耐震性能の照査を

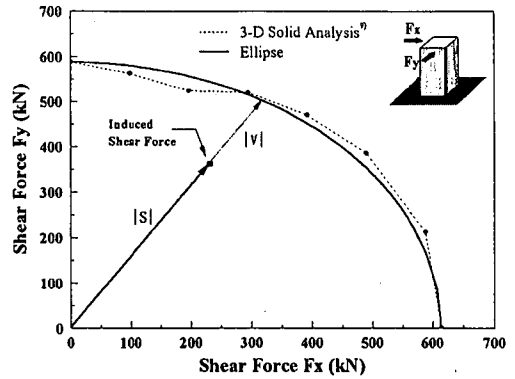


図-2 多方向作用を受ける RC 柱のせん断耐力^{5),16)}

行うにあたり、大変形を受ける構造物では、応答/残留変位を小さめに見積もるものと判断して、動的解析を行うこととした。ただし、これらの構成則の構築に向けた研究は別途行う必要がある。また、せん断剛性は十分大きい値を仮定していることから、せん断変形が卓越する橋脚でも、変形量を過少に見積もることになる。なお、本解析において幾何学的非線形は考慮しており、P-δ効果の影響を取り込んだものとなっている。

(2) 対象構造物のモデル化と破壊判定の方法

RC 鉄道高架橋をモデル化するにあたっては、橋脚と床板スラブのみからなるものとして簡略化した。従って、フーチング・杭等の基礎構造物と地盤はモデル化を行っていない。橋脚には線材(Frame)要素を適用し、床板スラブは損傷を受けない剛体として捉え、弾性体を仮定した 3 次元立体(Solid)要素を適用している。この対象構造物のモデル化は、計算時間を大幅に縮小し、材料モデルに基づく 3 次元非線形動的解析を実用的に使用するために行ったものである。また、鉄道高架橋は、橋脚とスラブが剛結されており、支承部分のモデル化が不要であり、解析が容易となる利点がある。

境界条件として各橋脚基部を固定点とし、そこに地震動加速度波形を入力する。構造減衰は考慮していない。地震の位相差の影響はここでは考慮せず、各地点の入力波形は同一とした。必要であれば、別途行うべき検討課題としたい。また、2 径間あるいは 3 径間連続ラーメン高架橋を 1 つの入力データとし、床板スラブ端部には特に境界条件を与えることなく解析を行った。これは、隣接する高架橋からの影響を一切排除していることと同義である。

本解析手法では、基本的に構造物の破壊判定は

なされず、初期値として入力した継続時間の分だけ計算を行う。ただし、曲げ降伏以降大きく変形が進み、断面端部での圧縮ひずみが 0.01 に到達した場合には、そこで計算を終了し曲げ破壊とみなすこととした。このように圧縮ひずみの大きな場合には、コンクリート圧縮応力はほぼ 0 に近くなり、これ以上計算を続けても収束精度が悪くなるためである。実構造物では、かぶりコンクリートが剥離するレベルを超えて損傷が進んだ状況に対応すると考えられる。それ以外の場合には、得られた出力結果の後処理(ポストプロセス)を通して、破壊判定を行うこととなる。

矩形断面の斜め方向へのせん断耐力は、橋軸および橋軸直角方向のせん断耐力を結んだ楕円を破壊包絡線として扱うことにより求めることとした⁹⁾。これにより、構造物の破壊する方向も判定することが可能となる^{9),10)}。同様に、曲げの破壊包絡線も橋軸方向と橋軸直角方向の終局モーメントを結んだ楕円で表現することとした¹⁷⁾。

その上で、各時刻において部材に作用するせん断力と曲げモーメントを出力し、おのおの算定式から得られる耐力と直接比較することで破壊判定を行う。例えば、せん断破壊については、各時刻で作用する橋軸方向と橋軸直角方向のせん断力の平方和を作用せん断力とし、これとせん断耐力を時刻歴で比較することで、構造物の地震時安全性を照査することができる^{9),10)}(図-2)。せん断耐力は、軸力および曲げ変形の変動に応じて、各時刻で異なる値を示す。同様に、作用曲げモーメントと曲げ耐力の変化を時刻歴で比較することで、曲げ破壊の判定を行うことが可能である。

構造物のせん断耐力は、コンクリートの寄与分として(1)~(4)に示す、 a/d を指標に含んだ岡村・楡貝式¹⁸⁾を修正した二羽式¹⁹⁾により求めた。せん断補強筋の寄与分はトラス理論に基づき求めるのが一般的であるが、ここでは無視した。これは、本研究で対象とする構造物では、せん断補強筋が極めて少量しか配置されておらず、せん断補強効果がほとんどないと考えたからである。この評価法自体も、数多くの構造物を対象として作業を行うことで、検証可能である。一方、曲げ耐力は、土木学会コンクリート標準示方書²⁰⁾に従い算定した。

$$V_c = 0.20f_c^{1/3}(0.75 + 1.4d/a)b_w d \beta_p \beta_n \beta_d \quad (1)$$

$$\beta_p = (100p)^{1/3} \leq 1.5 \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \beta_n &= 1 + M_0/M_d \leq 2 \quad (N'_d \geq 0) \\ &= 1 + 2M_0/M_d \geq 0 \quad (N'_d \leq 0) \end{aligned} \quad (3)$$

$$\beta_d = (1000/d)^{1/4} \leq 1.5 \quad (4)$$

ここに、 V_c : コンクリートのせん断耐力[N], f_c : コンクリート圧縮強度[MPa], b_w : 部材腹部幅[mm], d : 断面有効高さ[mm], a : せん断スパン[mm], p : 引張鉄筋比, M_0 : 設計曲げモーメント, M_d : M_0 に対する引張縁において軸方向力による応力を打ち消すのに必要なモーメント, N'_d : 設計軸圧縮力

なお、せん断耐力を算定する際には、引張縁に配置された主鉄筋比(p)が必要となるが、これは動的解析より得られる各時刻での鉄筋の応力値を基に自動的に算定している。同様に、作用軸力の影響も、各時刻歴での作用モーメントを基に自動的に算定した。これは、設計式においては、 β_n として考慮されている。

3. 多方向入力の影響

(1) はじめに

既往の研究⁷⁾において、単柱式の RC 橋脚をモデルとしたケースで解析的に多方向入力の検討を行うと、構造物の応答および残留変位が大きくなることが報告されている。また、矩形断面柱の斜め方向へのせん断耐力は、橋軸および橋軸直角方向のせん断耐力を結んだ楕円により判定されることが報告されており¹⁷⁾、多方向入力下での構造物の応答ならびに耐荷力は、水平 1 方向のみを考慮した 2 次元挙動と異なることが想定される。

現在の設計では、特に多方向入力に対する留意はなされておらず、安全率により暗にこれを包含しているものと理解される。しかし、耐荷力のみならず残留変位など地震後の保有性能まで精度良く判定する必要のある今後の耐震設計においては、多方向入力の影響を直接照査することが望ましい。その際、自由度を縮退した線材要素やシェル要素を用いる 3 次元解析については、計算の精度および労力があまり問題とならなくなっている現状を踏まえ、3 次元形状と入力をそのまま用いた性能照査が、むしろ等価な 2 次元モデルに置き換える必要もなく合理的であると考え^{7),13)}。

本研究でも入力地震動を 3 方向(水平 2 方向+鉛直方向)とした場合と、水平 1 方向+鉛直方向とした場合について比較解析を行い、鉄道高架橋構造

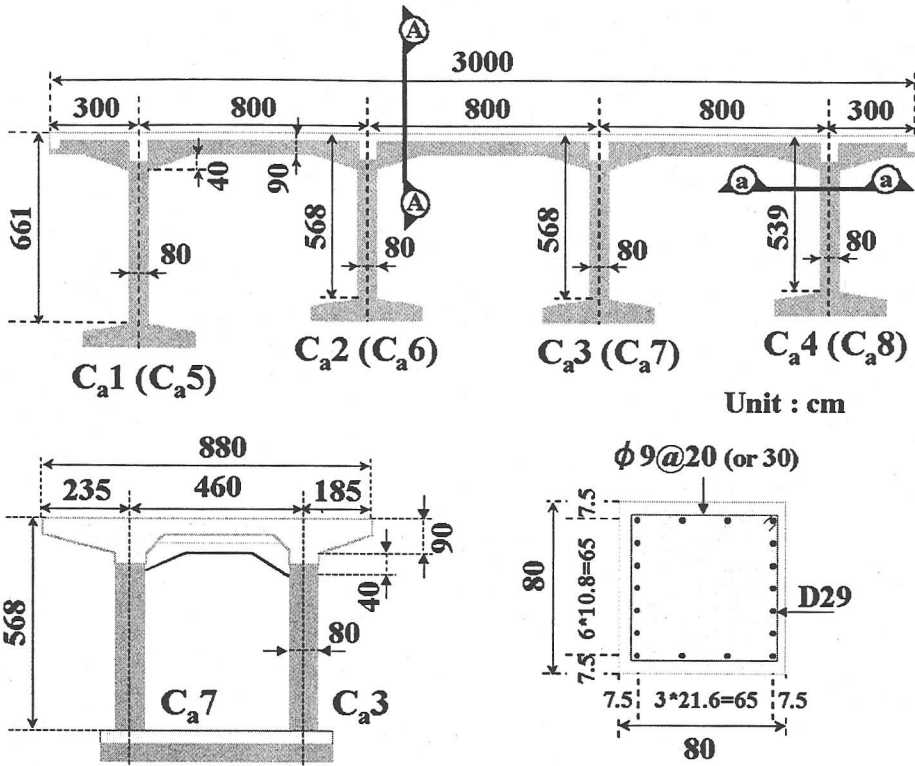


図-3 多方向入力解析対象高架橋

表-1 セン断と曲げの耐力比 ($V_u \cdot a / M_u$)

	Longitudinal Direct.	Transverse Direct.
C _{a1}	1.07	1.17
C _{a2} , C _{a3}	0.93	1.02
C _{a4}	0.89	0.98

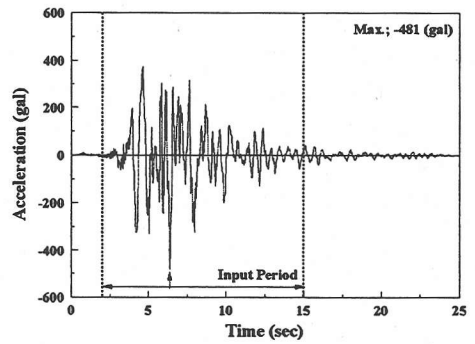


図-4-2 入力地震動 EW 成分

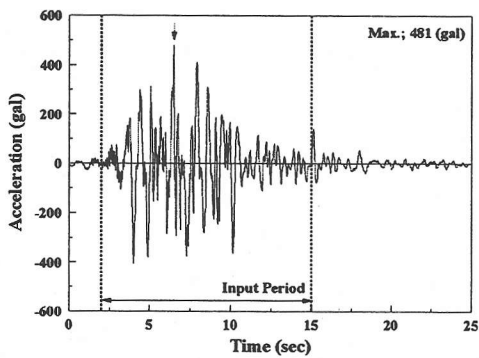


図-4-1 入力地震動 NS 成分

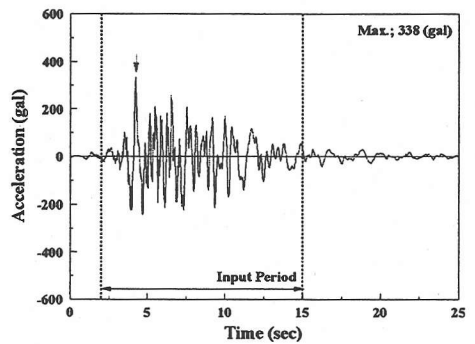


図-4-3 入力地震動 UD 成分

物における、各成分の耐震性能に及ぼす影響について検証する。また、水平 2 成分を入力した解析も行い、地震動の上下動成分が構造物の応答に及ぼす影響についても考察を行った。

(2) 解析対象橋脚と入力地震動

解析対象高架橋の諸元を図-3 に示す。また、対象高架橋の橋軸方向と橋軸直角方向のせん断と曲げの耐力比は表-1 に示した通りである。ただし耐力比は、材料強度を設計値として求めた。コンクリート圧縮強度は、 $f_c' = 240[\text{kgf/cm}^2] = 23.5[\text{MPa}]$ 、主鉄筋降伏強度は、 $f_y = 3500[\text{kgf/cm}^2] = 343[\text{MPa}]$ である。また、各橋脚を図-3 にあるように、 $C_1 \sim C_8$ と便宜的に表示することとする。この高架橋は、耐震性能評価方法の第 1 段階で十分な耐震性能を有していないと評価される高架橋であり、実被害状況もせん断ひび割れによりひどく損傷を受けた。

入力地震動を推定することは、現時点では非常に困難な状況にあるが、できる限り真実に近い地震波形を動的解析に用いることが望ましい。ここでは、構造物が存在する緯度・経度を基に模擬地震動を推定する、安中らが提案している手法²⁾を用いた。本章で取り扱った、入力地震動水平 2 方向および鉛直方向の各成分を図-4-1～図-4-3 に示す。南北方向を NS 成分、東西方向を EW 成分、鉛直方向を UD 成分と表記している。解析では 0.02[秒]刻みで入力し、計算時間短縮のため、構造物の応答に影響を与えるであろう 15-25[秒]程度の主要動を抜き出したものを入力することとした。

地震動を入力する際、NS 成分を橋軸直角方向に、EW 成分を橋軸方向に入力することとした。実際の鉄道高架橋の橋軸は必ずしも東西方向と一致している訳ではなく、この設定は正確ではない。しかし、推定される入力地震動の水平方向 2 成分の加速度にはそれほど顕著な差はないと考え、地震動の入力する方向については簡便に扱った。

(3) 解析結果ならびにその考察

はじめに地震波の EW 成分（橋軸方向成分）と UD 成分（鉛直方向成分）を入力した解析結果を図-5-1～図-5-4 に示す。これは、 $C_1 \sim C_4$ の各橋脚に作用するせん断力とせん断耐力の変化を時系列で示したものである。作用せん断力とせん断耐力の方向成分は、常に橋軸方向と一致する。水平方向に EW 成分のみ入力した解析では、すべての橋脚において、作用せん断力がせん断耐力を大きく下回るといった結果が得られた。なお、 $C_5 \sim C_8$ の各橋脚については、それぞれ $C_1 \sim C_4$ の解析結果

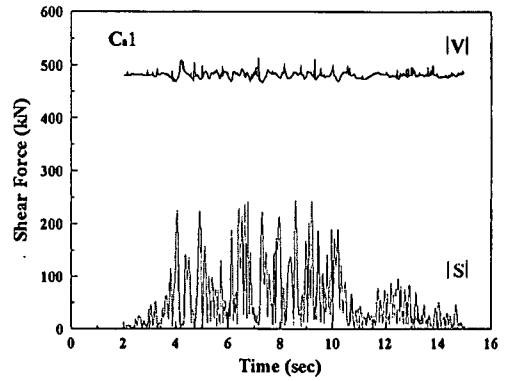


図-5-1 C_1 柱の作用力と耐力の時刻歴(EW+UD 入力)

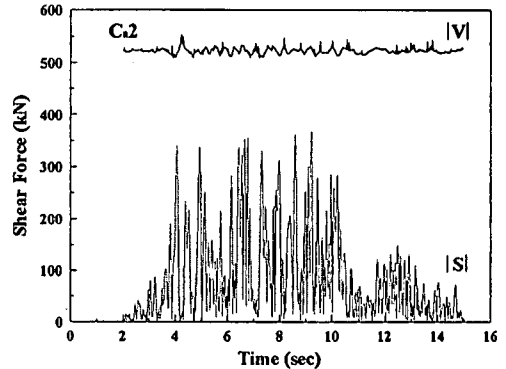


図-5-2 C_2 柱の作用力と耐力の時刻歴(EW+UD 入力)

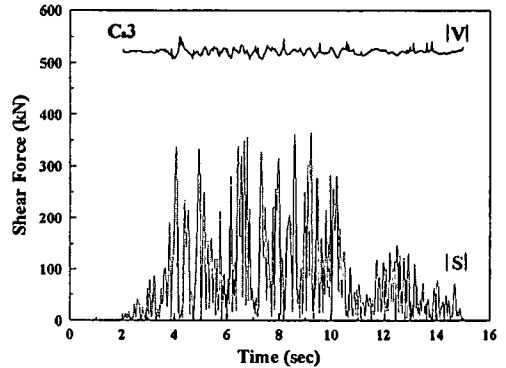


図-5-3 C_3 柱の作用力と耐力の時刻歴(EW+UD 入力)

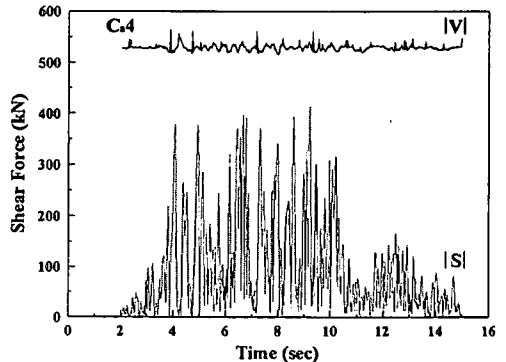


図-5-4 C_4 柱の作用力と耐力の時刻歴(EW+UD 入力)

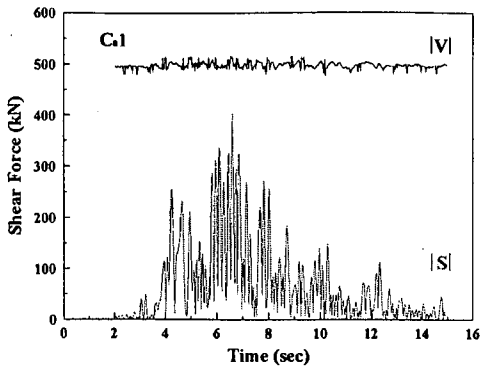


図-6-1 C₁ 柱の作用力と耐力の時刻歴(NS+UD 入力)

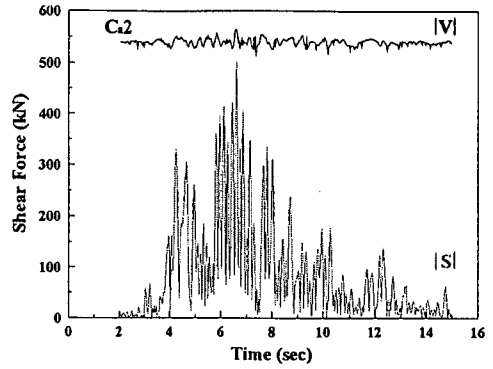


図-6-2 C₂ 柱の作用力と耐力の時刻歴(NS+UD 入力)

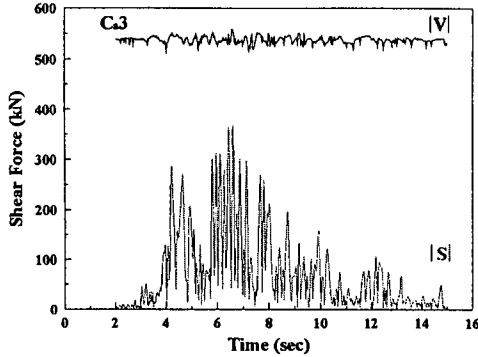


図-6-3 C₃ 柱の作用力と耐力の時刻歴(NS+UD 入力)

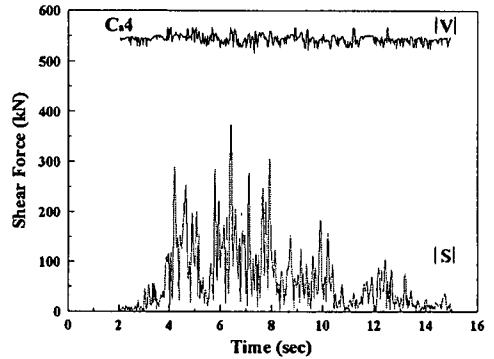


図-6-4 C₄ 柱の作用力と耐力の時刻歴(NS+UD 入力)

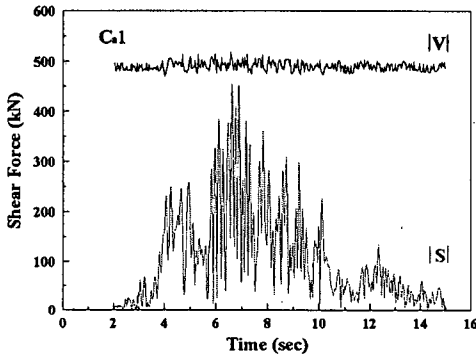


図-7-1 C₁ 柱の作用力と耐力の時刻歴(3 方向入力)

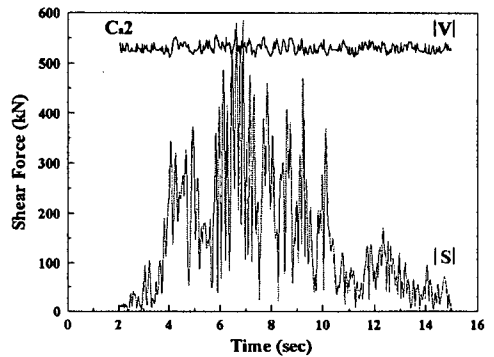


図-7-2 C₂ 柱の作用力と耐力の時刻歴(3 方向入力)

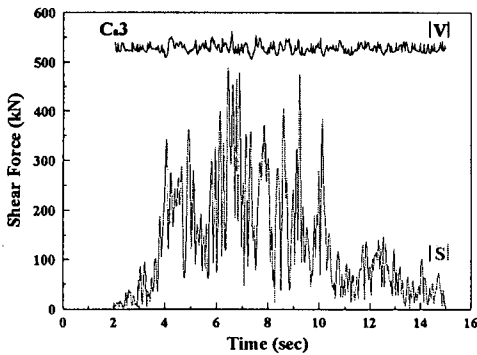


図-7-3 C₃ 柱の作用力と耐力の時刻歴(3 方向入力)

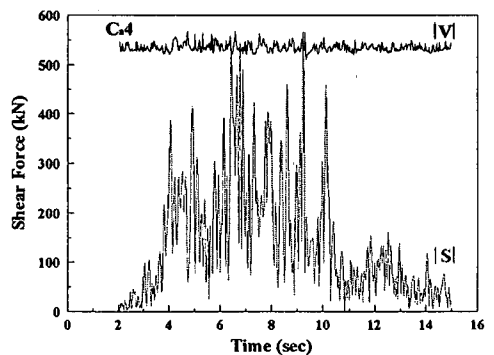


図-7-4 C₄ 柱の作用力と耐力の時刻歴(3 方向入力)

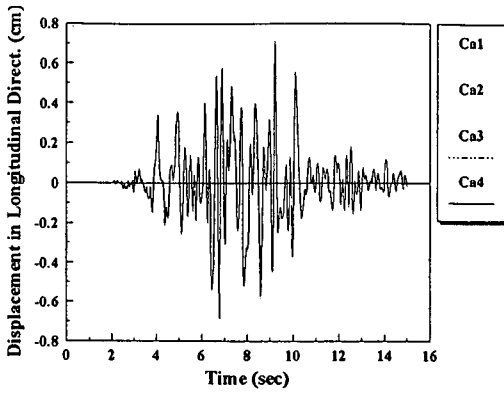


図-8-1 橋軸方向の応答変位

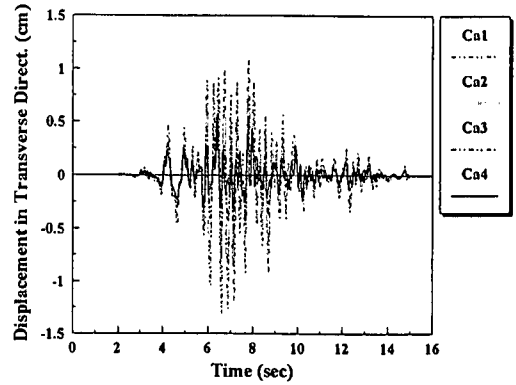


図-8-2 橋軸直角方向の応答変位

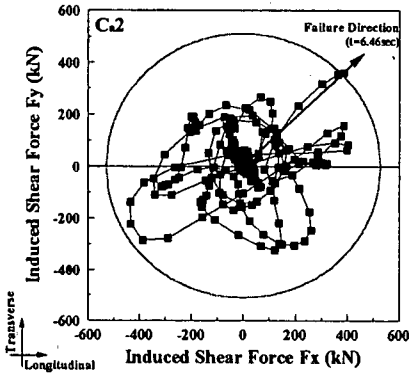


図-9-1 作用せん断力と破壊包絡線(C₂)

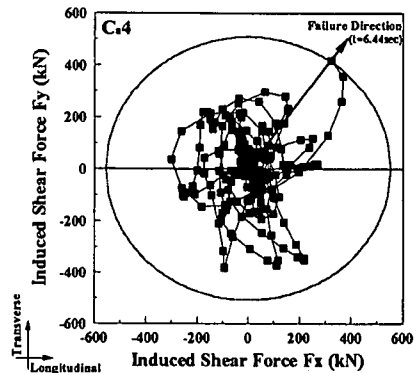


図-9-2 作用せん断力と破壊包絡線(C₄)

とほぼ同じものとなっていることを、確認している。(以下同様にC₁~C₄の結果のみを図示する。)

次に、地震動のNS成分(橋軸直角方向成分)とUD成分(橋軸方向成分)を入力した場合の解析結果を図-6-1~図-6-4に示す。図-5と同じく、各橋脚に作用するせん断力とせん断耐力の変化を時系列で示したものであり、作用せん断力とせん断耐力の方向成分は、常に橋軸直角方向と一致する。水平方向にNS成分のみ入力した解析でも、すべての橋脚において、作用せん断力がせん断耐力を下回るという結果が得られた。ただし、この時C₂の作用せん断力とせん断耐力の差は小さかった(6.60[秒]時)。

これに対し、水平2方向と上下方向の地震動を入力した結果をみると、C₂とC₄で作用せん断力がせん断耐力を上回った(図-7-1~図-7-4)。多方向入力を考慮した結果、破壊形態が曲げ破壊型からせん断破壊型に移行したことを意味する。これより、多方向入力の影響を無視できないことが読み取れる。なお、作用せん断力は、橋軸方向と橋

軸直角方向の平方和で表される。従って、図-7における作用せん断力とせん断耐力の方向は、各時刻において変動する。

C₂とC₄のせん断破壊は、ほぼ同時に起こっている。C₂が6.46[秒]であり、C₄は6.44[秒]である。せん断と曲げの耐力比は、C₄が一番小さな値となっており、またせん断耐力自体は、C₁が一番小さい。にもかかわらず、C₄とほぼ同時とはいえ、C₂でもせん断破壊が誘発される結果となっている。そこで、多方向入力時の解析結果を詳細に検討することとする。

橋軸方向と橋軸直角方向での、C₁~C₄の応答変位の時刻歴を図-8-1、8-2に示す。橋軸方向では、3径間連続ラーメン高架橋が一直線に並んでおり、C₁~C₄のすべての橋脚が一様に応答している(図-8-1)。しかし、図-8-2に示すように橋軸直角方向では、C₁~C₄の応答変位が異なっており、ねじりの釣り合いを満たすように直線的に分布している。これは、各橋脚の不等長に由来し、外側に存在する一番長いC₁と一番短いC₄の剛性によ

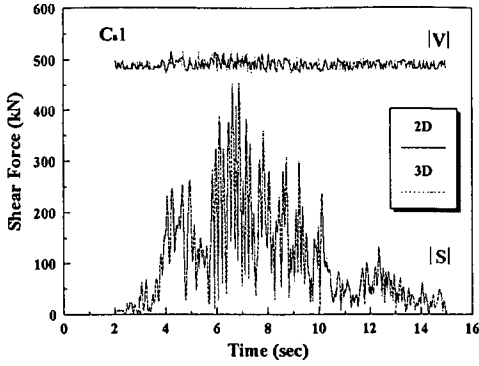


図-10-1 作用せん断力とせん断耐力の時刻歴(C₁)

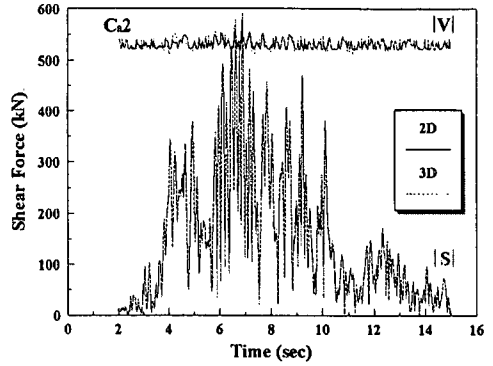


図-10-2 作用せん断力とせん断耐力の時刻歴(C₂)

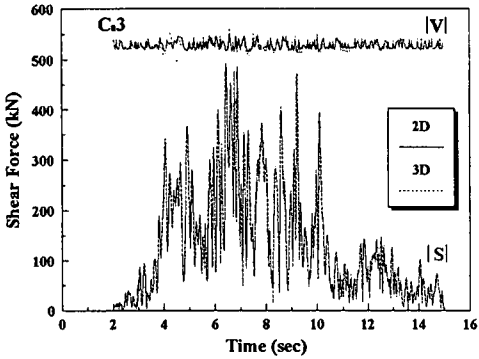


図-10-3 作用せん断力とせん断耐力の時刻歴(C₃)

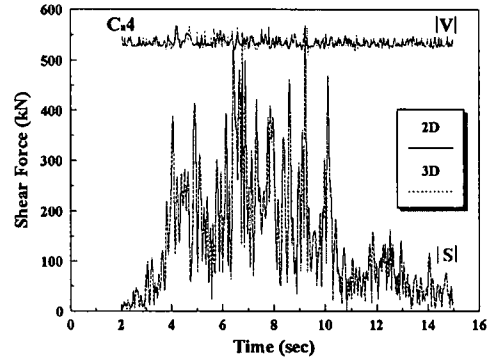


図-10-4 作用せん断力とせん断耐力の時刻歴(C₄)

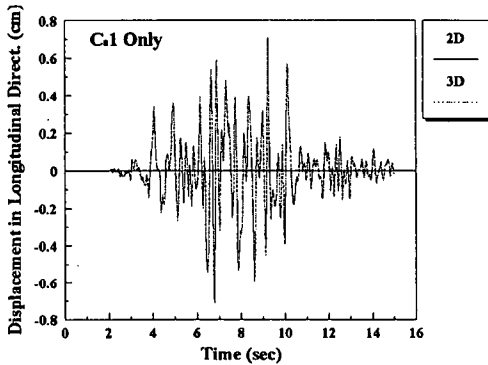


図-11-1 橋軸方向の応答変位

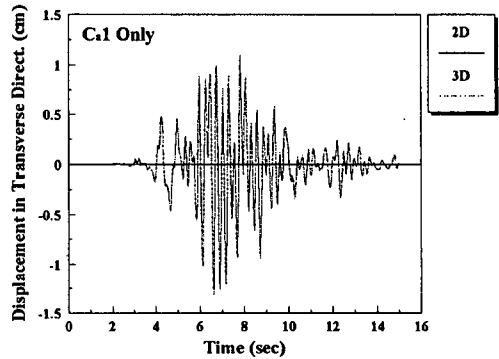


図-11-2 橋軸直角方向の応答変位

って決まる。その結果、C₂にはC₁に引張られる形で比較的大きな強制荷重が加わり、早い段階でせん断破壊に到ったものと考えられる。この傾向は、橋軸直角方向にのみ入力した場合にもうかがうことができるが、さらに多方向入力の影響を受けることによって、C₂とC₄がほぼ同時にせん断破壊したものである。また、C₂とC₄の各時間ステップにおける作用せん断力と破壊包落線を図-9-1、9-2に示す。これより、この高架橋のせん断破壊の方向は、橋軸方向と橋軸直角方向のほぼ中間

の方向と推察される。

以上の検証ならびに考察により、第2段階チェックで対象とする、本章で取り扱ったようなせん断と曲げの耐力が接近している構造物では、特に多方向入力を考慮した3次元解析が必要となることが実証された。多方向入力によって、破壊モードが変化するだけでなく、破壊する橋脚およびその方向が強く影響を受けるからである。これらは、地震入力を水平1方向として行う2次元解析からは、説明することが困難である。また、曲げ破壊

先行型の高架橋では、多方向入力下において 2 軸曲げの効果により、水平 1 方向入力に比べ、曲げ降伏以降に応答/残留変位が増大することが予想される。この効果も 2 次元解析では、考慮することが困難である。

地震動の上下動成分が構造物の応答に及ぼす影響を確認するため、地震波の水平 2 成分のみを入力した解析も行った。解析結果による作用せん断力・せん断耐力の経時変化と先の 3 成分を入力した場合の解析結果を比較したものを図-10-1～図-10-4 に、応答変位を比較したものを図-11-1、11-2 に示す。応答変位の比較は、 C_0 1 のみを示したが、他の柱についても全く同じ傾向が見られた。

図-10 より、作用せん断力の経時変化にほとんど違いがないことが分かる。せん断耐力の若干の差異は、上下動の入力のあるなしによる軸力の変動に起因するものである。また、応答変位でも橋軸方向、橋軸直角方向ともに、水平 2 方向と 3 方向を入力した場合の違いはほとんどみられなかった(図-11)。RC 単柱橋脚を模擬した解析においても、同様の結果が得られており⁷⁾、一般に土木構造物レベルの軸力比においては、上下動の影響は無視できると考えられる。

4. 材料の設計強度と実強度の差が破壊性状に及ぼす影響

(1) 解析対象橋脚と材料強度

これまでの解析では、材料強度として設計強度を用いてきた。具体的には、コンクリート圧縮強度が $fc' = 240[\text{kgf/cm}^2] = 23.5[\text{MPa}]$ 、主鉄筋降伏強度が $f_y = 3500[\text{kgf/cm}^2] = 343[\text{MPa}]$ である。

このような処置を行ったのは、震災後の抜き取り試験等による正確な材料強度データの入手が困難なためである。正確な分析を行うためには、正確な材料諸元に関するデータを用いることが望ましい。耐震性能評価方法の確立に向けては、データベースの充実やその効率的な運用等による研究環境の整備も期待されるところである。

構造物の材料強度を仮定したことにより、構造物全体の耐震性能がどのように影響を受けるかを検証する必要がある。一般に、設計強度は下限値として捉えることができ、実構造物の材料強度は設計材料強度を上回っていると推測される。ここでは、コンクリート圧縮強度と主鉄筋降伏強度を一律に 25 および 29[%]増加させて、それぞれ $fc' = 300[\text{kgf/cm}^2] = 29.4[\text{MPa}]$ および $f_y = 4500[\text{kgf/cm}^2] =$

441[MPa]とした解析を行い、比較検証を行うこととした。設計値に対する材料強度の割増は、経験的に定めたものであるが、文献¹¹⁾²²⁾等と比較しても妥当なものと考えられる。ただし、コンクリート引張強度は変化させず、 $ft = 22[\text{kgf/cm}^2] = 2.2[\text{MPa}]$ で一定とした。

解析対象構造物での概要を、図-12 に示す。各橋脚を C_0 1～ C_0 8 と便宜的に表示することとする。設計値を材料強度とした場合と構造諸元は変化させずに材料強度のみを一律に増加させた場合の耐力比を表-2 に示す。コンクリート圧縮強度を $fc' = 29.4[\text{MPa}]$ 、主鉄筋降伏強度を $f_y = 441[\text{MPa}]$ とすると、構造物全体の耐震性能は、低下することになる²²⁾。材料強度の変化に応じて橋脚のせん断耐力も増加するが、それ以上に曲げ耐力が増加し、結果として耐力比が減少してしまうのである。これは耐力評価式において、曲げ耐力はほぼ鉄筋の降伏強度に比例して増加するのに対し、せん断耐力はコンクリートが受け持つ耐力において圧縮強度の 1/3 乗で増加するからである。

対象として扱った橋脚では、コンクリートを一律に 25[%]、鉄筋を 29[%]強度が増加すると仮定すれば、曲げ破壊先行型からせん断破壊先行型へと移行すると予想される。構造物の耐震性能に影響を及ぼす要因の比較検討を行うのに適した高架橋であると考え、これを選定したものである。次節において、材料強度を変化させた場合の動的解析を行い、両者の耐震性能について考察を行う。

(2) 比較解析の結果とその考察

ここでは、入力地震動として図-13-1～図-13-3 に示す地震波を用い、3 方向成分を入力した。

図-14-1～図-14-4 に示すように、材料強度を設計強度として行った解析では、作用せん断力がせん断耐力を大きく下回っている。ただし、 $t = 5.10[\text{秒}]$ の時に橋脚基部圧縮縁のひずみが限界値を超えて、計算は強制終了した。これは通常曲げ破壊とみなすことができる。一方、材料強度を上げた場合の解析結果をみると、すべての柱において、作用せん断力が耐力を上回っている(図-15-1～図-15-4)。すなわち、曲げ破壊型の橋脚が、材料強度が上がったことでせん断破壊型の橋脚に移行するという結果となった。これは、鉄筋の強度増加に伴い橋脚の降伏強度が上昇するとともに、作用せん断力も増大するが、せん断耐力はそれ程上昇しないためである。以上の結果は、先に示した耐力比の減少による予測とほぼ一致している。

材料強度の違いによる、橋軸直角方向の応答変

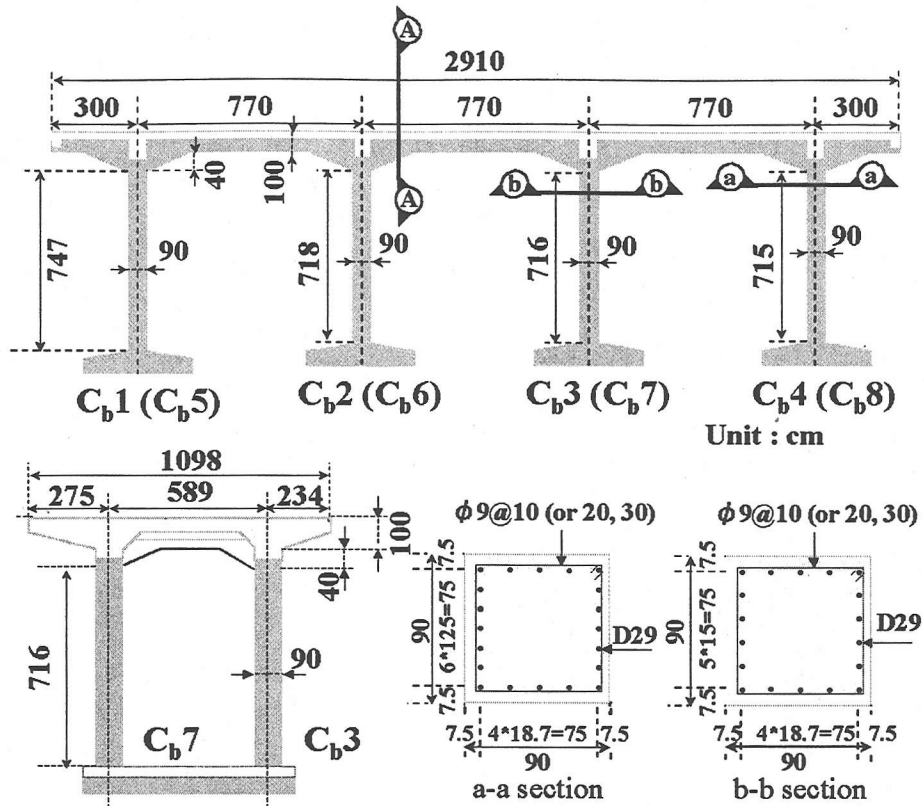


図-12 材料強度ばらつき解析対象高架橋

表-2 せん断と曲げの耐力比 ($V_u \ast a / M_u$)

	Longitudinal Direct.	Transverse Direct.
C _{b1}	1.37/0.94	1.35/0.93
C _{b2}	1.47/1.01	1.43/1.02
C _{b3}	1.35/0.93	1.34/0.93
C _{b4}	1.33/0.91	1.31/0.91

(表中の数字の左側が材料強度を設計値としたとき、右側が材料強度を増加させたときを表す。)

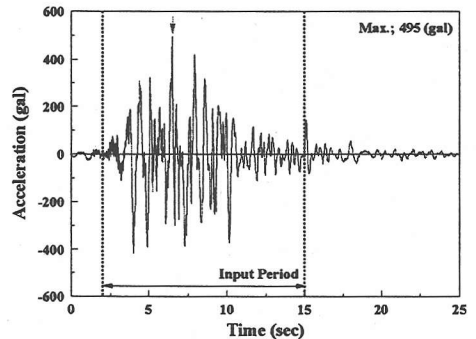


図-13-1 入力地震動 NS 成分

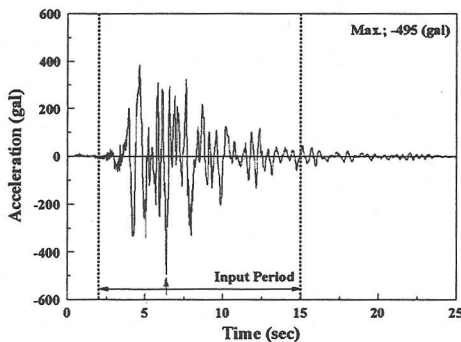


図-13-2 入力地震動 EW 成分

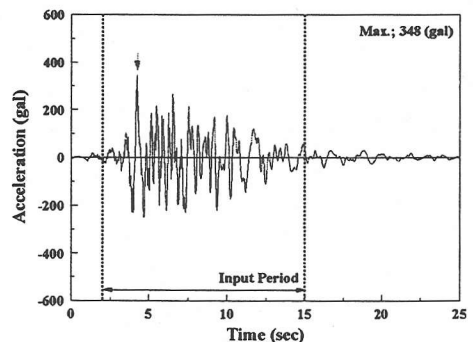


図-13-3 入力地震動 UD 成分

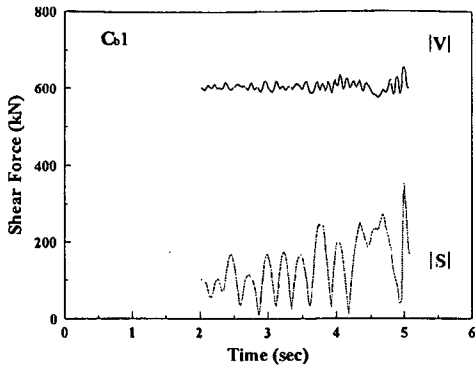


図-14-1 C₁柱の作用力と耐力の時刻歴(設計値)

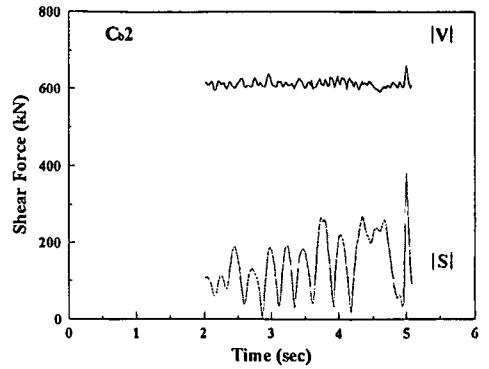


図-14-2 C₂柱の作用力と耐力の時刻歴(設計値)

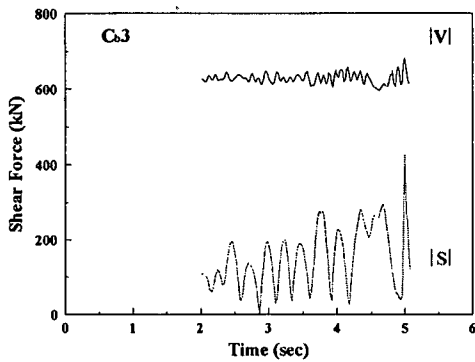


図-14-3 C₃柱の作用力と耐力の時刻歴(設計値)

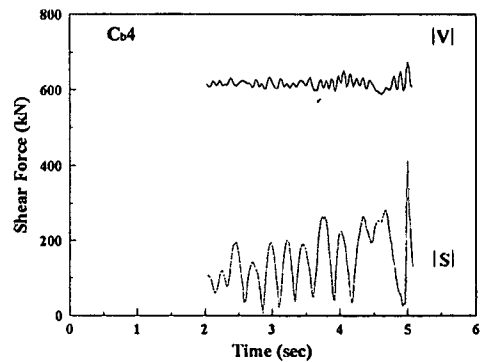


図-14-4 C₄柱の作用力と耐力の時刻歴(設計値)

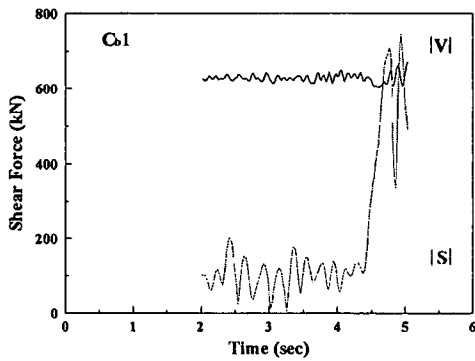


図-15-1 C₁柱の作用力と耐力の時刻歴(強度割増)

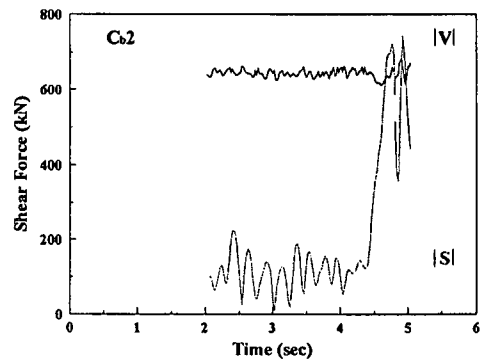


図-15-2 C₂柱の作用力と耐力の時刻歴(強度割増)

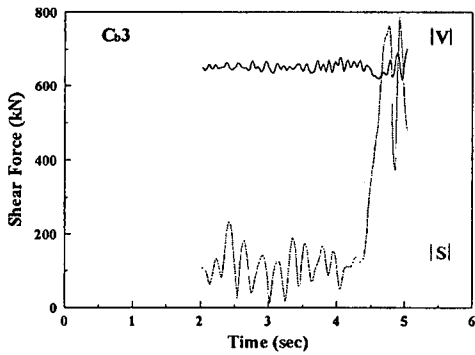


図-15-3 C₃柱の作用力と耐力の時刻歴(強度割増)

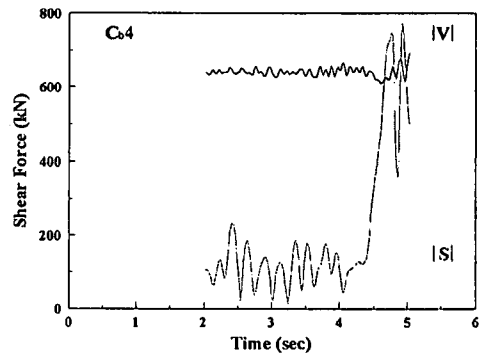


図-15-4 C₄柱の作用力と耐力の時刻歴(強度割増)

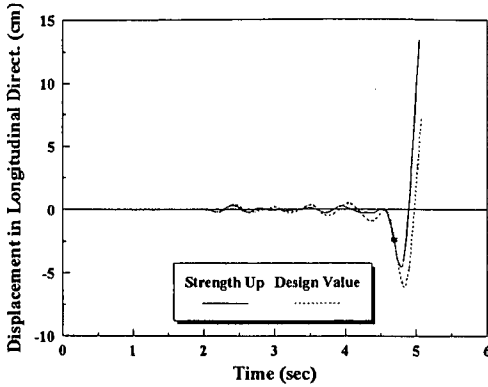


図-16-1 橋軸方向の応答変位

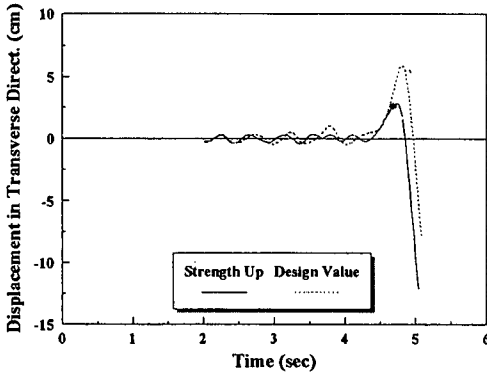


図-16-2 橋軸直角方向の応答変位

位の変化を図-16-1、16-2に示す。2つの方向において、強制終了にいたるまでに、各橋脚の応答変位は、ほとんど同じものであった。そこで図-16には、 C_1 のみの応答変位を示すこととした。材料強度を変化させたことにより、構造物の固有周期も変化して、応答特性が大きく変化していることが分かる。材料強度が設計値であったものは降伏し、応答/残留変位ともに大きくなっているのに対し、材料強度を増加させた橋脚では、せん断破壊にいたるまでは降伏強度及び剛性が増したために、応答/残留変位が減少していることが分かる。材料強度を増加させた橋脚において、強制終了直前に降伏にいたり、大きく塑性変形しているが、既にせん断破壊しているとみなすことができ、ここでは考察から除外する。この動的解析結果からも、コンクリート圧縮強度および鉄筋降伏強度が一律に増加すると構造物の耐震性能が低下することが再確認できた。

以上の結果から、被害分析を行う際には、材料強度の取り扱いに注意する必要があることが、改めて確認された。鉄筋の材料強度は、圧接および

継ぎ手部を除いて、構造物の建設当時すでに信頼性に足る技術レベルに達していたと考えられ、実際の値が分からない場合には、サンプリング調査等の測定結果^りなどから降伏強度をおおむね設計値の1.25倍程度として良いと推察する。コンクリート強度はばらつきが大きく、一概に推定を行うことは難しい。この問題に対して、当面は抜き取り試験の平均値や設計値の定数倍(1.0~1.2程度)を使用した数多くの動的解析を行い、それを実際の被害と比較するマクロ分析を通して、検証ならびに推定を行っていく必要がある。

5. まとめ

阪神淡路大震災で被害を受けたRC鉄道高架橋の被害分析を行うための、3次元非線形動的解析手法と被害分析の方法について提案を行った。本解析手法は、未だ不完全ではあるものの、現時点においてある程度精度の保証された新しい技術を駆使して、工学的判断を加えつつ実行するものである。本研究では、対象構造物をRC鉄道高架橋に限定しているが、梁・柱部材からなる構造物であれば、ここで提案した手法を適用することが可能である。

また、数多くの構造物について動的解析を行う準備段階として、多方向入力と材料強度の影響について比較解析を行った。その結果、改めて多方向入力を考慮した3次元評価が必要であることを解析的に実証し、材料強度の重要性を再認識した。

今後は、構造物の地震被害分析を行うために、3次元非線形動的解析を数多く行う必要がある。これは、1)入力地震波推定技術、2)耐震性能評価に用いる解析ツールの信頼性、3)構造物中の実際の材料強度、以上3点について、不確定要因を含んでいるからである。これら、あるレベルまでは技術あるいは検証データがそろいつつあるものの、何割かは不完全な状況にあるものを使うには、サンプル数を増やし、かつ的確な判断を行うことが必要不可欠である。逆に言えば、この作業を通して、入力地震動推定技術や耐力評価式、および解析ツールの信頼性を向上させ、材料強度を推定可能となりうる。

最終的には、構造物の耐震性能に影響を及ぼす要因を明らかにする必要がある。そこに到るまでには、基礎・杭等を含めた全体挙動の解明、隣接構造物の影響など、クリアしなければならない問題が数多く残されている。しかし、阪神淡路大震災で被災したすべての構造物に対して、地震時挙

動を合理的に説明し、そこから教訓を学び取り、次世代に生かしていくことは、土木技術者としての社会に対する責務である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、入力地震動推定アプリケーションは、東京電力原田光男氏から、動的解析ツールは、前川宏一東京大学大学院教授から配布して頂きました。厚く御礼申し上げます。また、研究を進めるにあたり、貴重な御意見を賜りました「阪神淡路大震災被害分析小委員会(委員長：梅原秀哲名古屋工業大学大学院教授)」の委員の皆様、深く感謝致します。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 橋梁, 1996.12.
- 2) 岡村甫, 佐伯光昭, 金津努, 鈴木基行, 松本信之：コンクリート構造物の耐震設計基準の変遷, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.563-570, 1996.1.
- 3) 土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式 [阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告, コンクリート技術シリーズ 12, 1996.7.
- 4) 岡村甫, 前川宏一, 金益賢：コンクリート構造物の耐震診断と耐震性能評価法, 西日本工業大学 30 周年記念シンポジウム論文集, pp.29-36, 1998.
- 5) Kim, I., Okamura, H. and Maekawa, K. : Method for Checking Seismic Performance of Concrete Structures and its Effectiveness, *Journal of Structural Engineering*, Vol.44A, pp.165-170, 1998.
- 6) 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.
- 7) 土屋智史, 福浦尚之, 前川宏一：Fiber Model を用いた 3 次元有限要素動的解析による多方向入力を受ける RC 橋脚の応答, 「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム, 日本コンクリート工学協会, 1998.8.
- 8) 前川宏一, 岡村甫：弾塑性破壊モデルに基づくコンクリートの平面応力構成則, コンクリート工学論文, No.83.5-1, pp.87-99, 1983.5.
- 9) Maekawa, K., Irawan, P. and Okamura, H. : Path-dependent three-dimensional constitutive laws of reinforced concrete -formulation and experimental verifications-, *Structural Engineering Mechanics*, Vol.5, No.6, pp.743-754, 1997.
- 10) Shima, H., Chou, L. and Okamura, H. : Micro and Macro Model for Bond Behavior in Reinforced Concrete, *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo (B)*, Vol.39, No.2, 1987.
- 11) An, X., Maekawa, K. and Okamura, H. : Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE*, No.564/V-35, pp.297-316, May, 1997.
- 12) 福浦尚之, 前川宏一：RC 非線形解析に用いる鉄筋の繰り返し履歴モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.291-295, 1997.5.
- 13) Salem, H. and Maekawa, K. : Spatially averaged tensile mechanics for cracked concrete and reinforcement under highly inelastic range, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE*, No.613/V-42, pp.277-293, February, 1999.
- 14) 首都高速道路の橋梁に関する調査研究(平成 7 年度)コンクリート橋脚分科会報告書, 首都高速道路公団・財団法人首都高速道路技術センター, 1996.2
- 15) 土屋智史, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衛, 前川宏一：常時偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート柱の多軸曲げ挙動と非線形解析, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.131-144, 1999.11.
- 16) Okamura, H., Maekawa, K. and Kim, I. : Next-Generation Design Method of Concrete Structures, *Concrete under severe conditions 2*, Vol.1, pp.3-16, 1998.
- 17) Yoshimura, M. : Failure envelop of RC columns in two-way shear, *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, AIJ*, 1996.
- 18) Okamura, H. and Higai, T. : Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements, JSCE*, No.300, pp.131-141, 1980.
- 19) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.8.
- 20) 土木学会：コンクリート標準示方書 [平成 8 年制定] 設計編, 1996.
- 21) 安中正, 山崎文雄, 片平冬樹：気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地震動および応答スペクトル推定式の提案, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.161-164, 1996.
- 22) 阿部哲子, 藤野陽三, 阿部雅人：1995 年兵庫県南部地震による高架道路橋被害と 2, 3 の分析 -阪神高速神戸線の橋脚被害を中心とした-, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.181-199, 1999.1.

(1999.6.23 受付)

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF RC FRAMES IN RAILROAD VIADUCTS USING THREE-DIMENSIONAL NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS

Satoshi TSUCHIYA, Yoshinobu FURUYA, Ick-Hyun KIM and Hajime OKAMURA

Focused upon the effect of the multi-direction ground motion and the dispersion of material strength, seismic performance evaluation of RC frames in railroad viaducts was conducted using the three-dimensional nonlinear dynamic analysis. Fiber model has applied to RC piers. As a result, it has been reconfirmed that three-dimensional analysis of directly taking in the effect of the multi-direction input is necessary to estimate seismic behaviors. It has been also reconfirmed that careful attention must be paid to material strength, especially yield strength of reinforcement. This analysis method has effectively put the newest technical knowledge to practical use and it is possible to carry out the seismic damage analysis appropriately by adding the engineering judgment.