

論文 ファイバー要素を用いた実大 RC 橋脚ブラインド解析による地震時挙動予測と破壊形態の検証

甲斐 義隆^{*1}・吉川 弘道^{*2}・Brent Fleming^{*3}

要旨：実大 RC 橋脚の三次元震動破壊実験に対し、ファイバー要素を用いた時刻歴応答解析を実施し、その地震時挙動を予測した。実験結果を伏せたブラインド状態で解析したが、応答変位の時刻歴結果や、支承に生じる荷重変位曲線などで、非常に良く実験結果を予測できた。

Priestley らが提案する、曲げ損傷によるせん断劣化を考慮することで、破壊過程を精度良く再現することができた。

キーワード：ファイバー要素, 実大三次元震動破壊実験, ブラインド解析, 時刻歴応答解析, せん断劣化

1. はじめに

従来、実験施設の制約などから縮小模型を用いた研究が進められてきたが、寸法効果をはじめとして、実験結果の解釈や解析モデルの検証に種々の課題を抱えていた。実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-Defense と呼ぶ）は、(独) 防災科学技術研究所によって建設された世界最大最強の振動台である¹⁾。E-Defense を用いた橋梁の耐震実験研究では RC 橋脚の耐震性を検討する C1 実験と呼ばれる橋梁コンポーネント実験を実施している。

この中で、C1-2 実験は 1995 年に発生した兵庫県南部地震で多数のせん断破壊を生じた軸方向鉄筋に段落しを有する RC 橋脚を対象としている。

本論では、実大 RC 橋脚に対してファイバー要素を用いた非線形時刻歴応答解析をブラインド状態で実施し、その時刻歴応答と破壊形態を予測・検証する。

・使用材料：

コンクリート： $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$

鉄筋：SD345



写真-1 C1-2 実験試験体全景

2. 試験体の概要

解析対象は、1970 年代に多く建設された軸方向鉄筋に段落しを有する RC 橋脚であり、現行道路橋示方書ではせん断破壊型の橋脚に類する¹⁾。以下に主要諸元を示す。

・柱高： $H=9.3\text{m}$

梁：1.5m, 柱：6.0m, フーチング：1.8m

・柱径： $D=1.8\text{m}$

・軸方向鉄筋：1 段あたり： $A_s=642.4 \times 32=20556.8\text{mm}^2$

基部：D29-2.5 段（軸方向鉄筋比 $\rho=2.02\%$ ）

中間：D29-2.0 段（ $\rho=1.62\%$ ）

頭部：D29-1.0 段（ $\rho=0.81\%$ ）

・帯鉄筋：

中間：D13-300ctc（横拘束鉄筋比 $\rho_s=0.106\%$ ）

中間以外：D13-150ctc（ $\rho_s=0.422\%$ ）

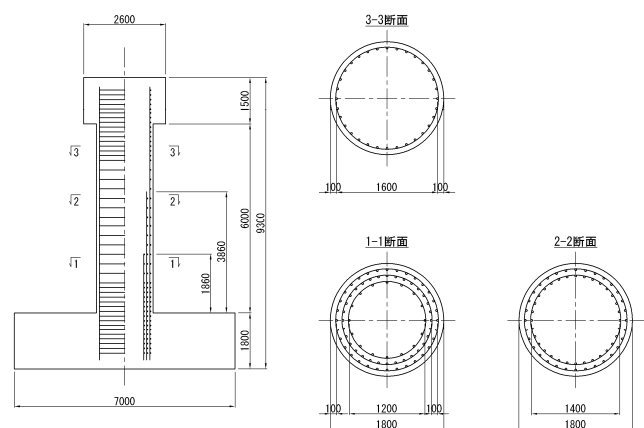


図-1 C1-2 試験体配筋概要

*1 (株) フォーラムエイト 技術サポートグループ 工修 (正会員)

*2 東京都市大学 総合研究所教授 工博 (正会員)

*3 (株) フォーラムエイト 新規プロジェクトグループ (非会員)

3. ブラインド解析概要

3.1 概要

本ブラインド解析は、(独) 防災科学技術研究所が RC 構造物の地震時応答と破壊挙動を予測するための数値解析技術の向上に寄与するため、C1-2 橋脚を対象とした解析コンテストを実施したものである。

コンテストでは、実験前解析（目標地震動）と実験後解析（計測地震動）が実施されたが、本論では実験後解析について述べる。

3.2 公開資料

解析に必要な資料のうち、公開されたのは下記 5 項目であった。

- (1) 構造物の形状：平面図，立面図，部材断面，支承
- (2) 重量分布：各部材，部品，錘の詳細
- (3) 材料条件：使用材料の材質と応力ひずみ関係，配合
- (4) 入力地震動，計測地震動の時刻歴
- (5) 試験体の写真

4. 解析モデル

4.1 解析手法

解析はファイバー要素による立体骨組解析とした。非線形時刻歴応答解析（積分時間間隔 $\Delta t=0.005$ 秒）とし、直接積分法の解法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) とした²⁾。幾何学的非線形性を考慮した大変位解析とした。なお、解析は動的非線形解析プログラム UC-win/FRAME(3D)を用いた。

4.2.3 次元骨組モデル

骨組は対象試験体に加えて、端部橋脚を含む振動台上のすべてをモデル化した。ただし、RC 橋脚を取り囲む防護装置兼変位測定用の中央架台は、振動単位が異なるためモデル化の対象としない。解析モデルを図-2 に示す。モデルの規模は、節点数 585、要素数 749 である。支承条件は、中央橋脚上のみ固定であり、端部は可動である。ただし、すべりによる摩擦は、バイリニア型のパネ要素で考慮した。

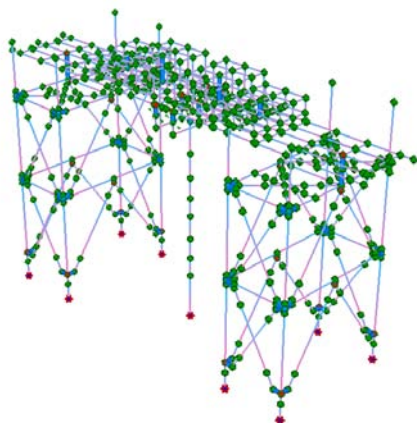


図-2 解析モデル

ファイバー要素を用いた橋脚の骨組は、図-3 のようにコンクリートの材料および軸方向鉄筋の段落し位置に節点を設けた。通常の設計では、設計上の段落し位置は鉄筋の定着長を考慮して設定するが、本解析モデルでは実際に鉄筋がなくなる位置を断面変化位置に設定した。要素長は、断面高の半分程度となるよう設定した。

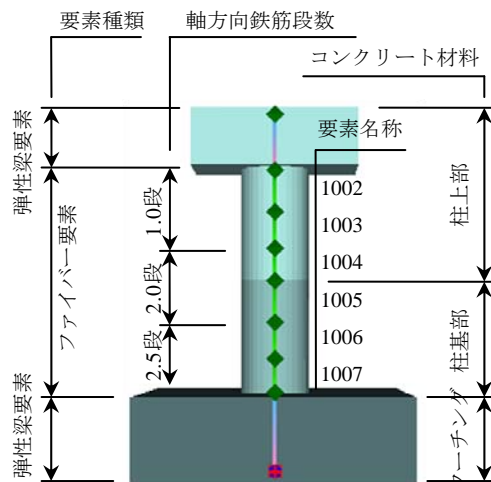


図-3 橋脚の骨組

4.3 材料

強度に代表される材料物性値は、表-1、表-2 の値とした。

表-1 コンクリート材料強度

箇所	圧縮強度 N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²
フーチング	34.3	27.9
柱基部	33.1	28.9
柱上部	28.4	25.3

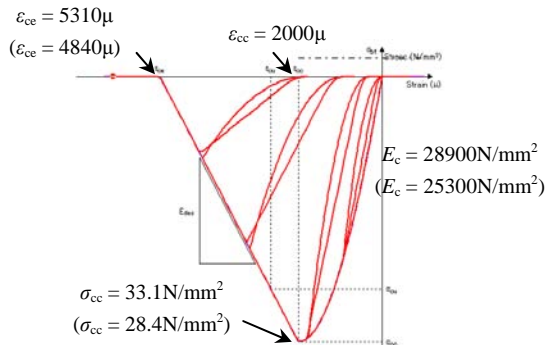
表-2 鉄筋材料強度

箇所	降伏点 σ_y N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²
軸方向鉄筋	372.7	192.3
帯鉄筋	395.0	190.0

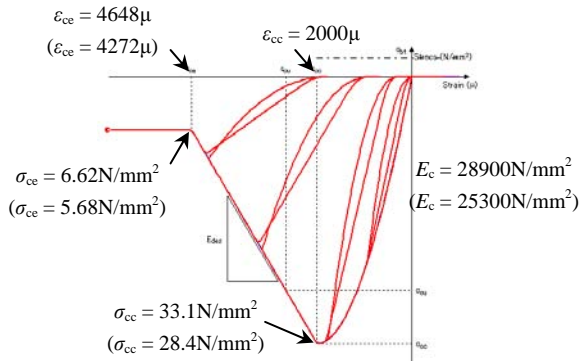
4.4 ヒステリシスおよび断面のメッシュ分割

材料強度をもとに、ヒステリシスを設定した。

コンクリートは道路橋示方書 V 編 10.4 に示されるコンクリートの応力ひずみ曲線を骨格曲線とし、内部履歴は堺らが定式化したモデルとした³⁾。対象橋脚の帯鉄筋は現行道路橋示方書の配筋要領を満足しておらず、横拘束効果はないものとして設定した。コアコンクリートには終局以降の最低圧縮応力 σ_{cc} として、ピーク強度 σ_{cc} の 20% を考慮した。かぶりコンクリート部を密になるようにメッシュ割を行い、断面あたり 1400 セルとした。



(a) かぶりコンクリート



(b) コアコンクリート

() 内の値は柱上部のパラメータ

図-4 コンクリートのヒステリシス

鉄筋のヒステリシスは、骨格曲線をバイリニア型とし、内部履歴に修正 Menegotto-Pinto モデルを採用した。鉄筋の座屈や破断は考慮していない。

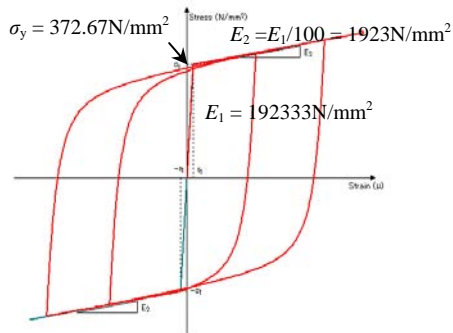


図-5 鉄筋のヒステリシス

4.5 境界条件

支点は、中央橋脚と端部橋脚 2 基のフーチング下面に完全固定として設けた。

支承は、それぞれの条件に応じて 3 種類設定した。中央橋脚上には柱直上に固定支承があり、それを挟むように転落防止支承が設置されている。転落防止支承は鉛直方向の接触のみ有効とし、剥離には無抵抗とするバネ要素を設定した。端部橋脚の可動支承は、動摩擦力 F を上限、初動変位 δ_1 を 1 mm とするバイリニア型のバネ要素とした。なお、摩擦係数 μ は 0.2 とした⁴⁾。

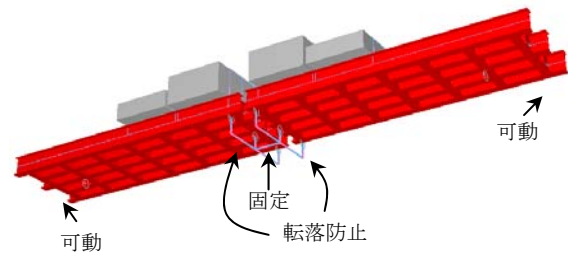
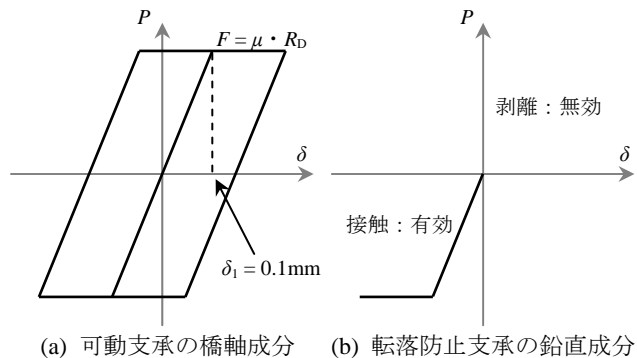


図-6 支承条件



(a) 可動支承の橋軸成分 (b) 転落防止支承の鉛直成分

図-7 支承バネ要素のモデル化

4.6 重量および入力加速度

公開された資料によると、RC 橋脚の重量は約 310t である。また、桁・ウェイト・支承を含む上部構造の重量は 307t であった。解析モデルの重量は試験体の重量と一致するよう、それぞれの単位体積重量を調整した。

解析に入力する加速度波形は、実験においてフーチング上で計測された加速度 (図-8) を用いた。

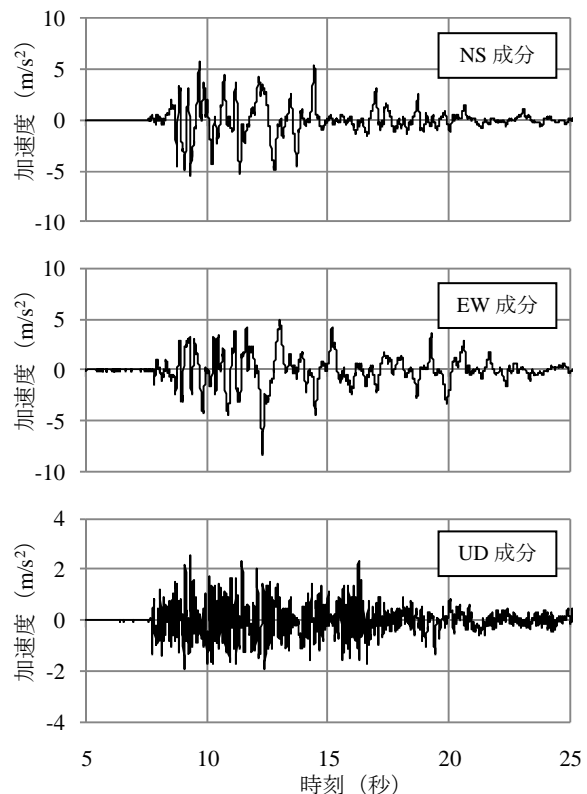


図-8 入力加速度 (主要部)

4.7 減衰モデル

減衰マトリクスは、要素別剛性比例型を採用した。各要素の粘性減衰定数は、桁：2%、コンクリート（弾性部材）：5%とした。ファイバー要素とした橋脚柱部材の粘性減衰定数は0%とし、履歴減衰のみ考慮した。

5. 実験結果と解析結果の比較検証

5.1 変位履歴

図-9に橋脚天端の変位履歴を示す。実験では約12.59秒で橋脚の梁が中央架台に衝突しており、この時点にて実験は終了した。解析結果は、実験結果より約7%変位が大きい（合成変位）が、両者の履歴波形はよく一致していると言える。

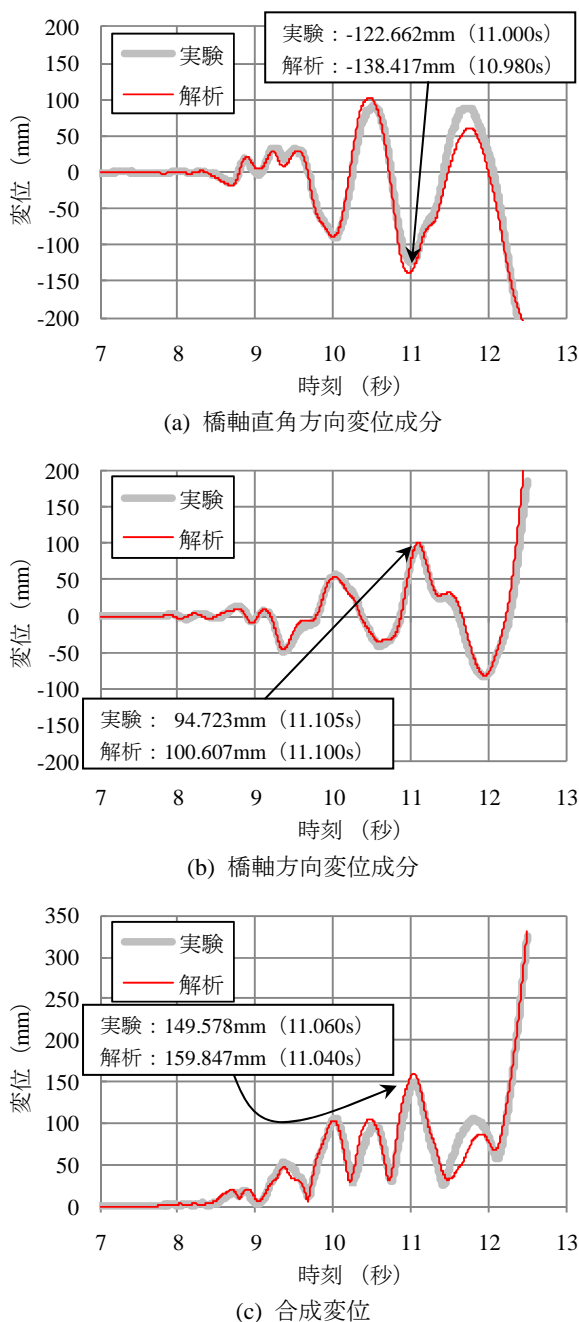


図-9 橋脚天端の変位履歴図

5.2 荷重変位特性

7秒から12.5秒の間での、柱直上の固定支承に生じる水平力と橋脚天端の変位の関係を示した荷重変位曲線を図-10に示す。橋軸直角方向・橋軸方向成分共に、実験と解析結果はよく整合しているが、若干、実験結果（3分力計による計測）の荷重が大きくなっている。

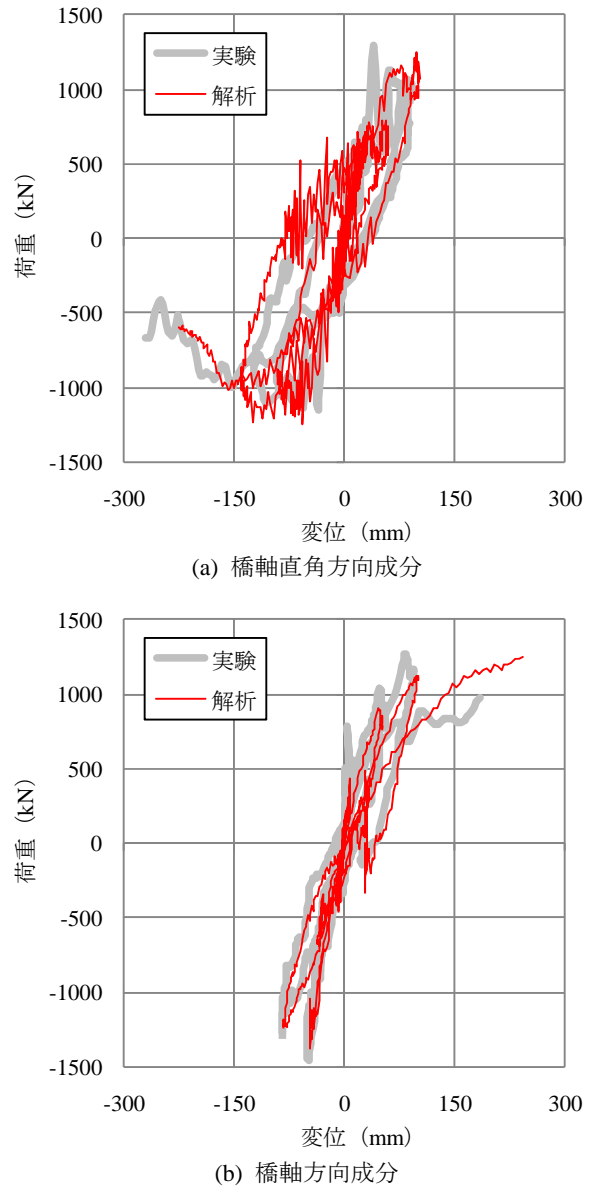


図-10 荷重変位関係

6. 破壊形態の判定

6.1 曲げ損傷の検証

解析の結果得られる、各断面のセルで発生しているひずみから曲げ損傷の過程を表-3に示す。

本橋脚は中間2箇所段落があるものであるが、軸方向鉄筋の引張降伏は、基部（要素1007）→上部（1003）→中間部（1005）の順に発生する。かぶりコンクリートのピーク強度超過も基部→上部の順に発生するが、コアコンクリートの終局は上部→基部の順となる。

表-3 曲げ損傷の過程

時刻 (秒)	要素 名称	発生イベント	
		断面要素	損傷内容
9.310	1007	軸方向鉄筋	引張降伏
9.360	1003	軸方向鉄筋	引張降伏
9.775	1005	軸方向鉄筋	引張降伏
9.875	1007	かぶりコンクリート	ピーク超過
9.925	1003	かぶりコンクリート	ピーク超過
10.915	1003	コアコンクリート	終局
10.935	1003	かぶりコンクリート	剥落
10.990	1007	コアコンクリート	終局
12.540	1007	かぶりコンクリート	剥落

軸方向鉄筋の引張降伏時およびコアコンクリート終局時の曲率分布を示す。解析では曲率の結果は、2つの直交する断面の主軸周りのものであるため、これらを合成したものとした。

柱基部の軸方向鉄筋が引張降伏する9.310秒では、基部の曲率が最も大きくなっているが、上部段落し部のコアコンクリートが終局ひずみを超過する10.915秒以降では上部の曲率が大きく伸びており、上部段落し位置での曲げ損傷が進展していることが分かる。

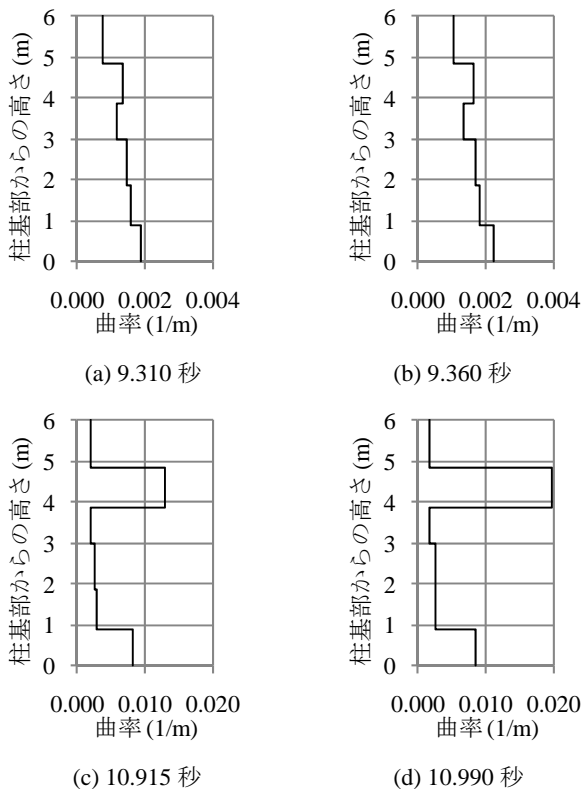


図-11 曲率分布

応答曲率を降伏曲率で除した曲率じん性率の時刻歴結果を図-12に示す。本論では、軸方向鉄筋が1本でも降伏した時点を降伏と定義した。3方向同時加振であるため、無数に得られるが、包絡線で結んだものである。

曲率分布図同様、11秒付近から上部段落し位置での変形が進んでいることが分かる。

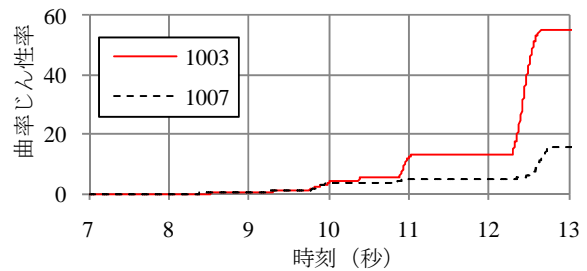


図-12 曲率じん性率履歴

6.2 セン断損傷の検証

道路橋示方書・同解説の算出式⁵⁾に基づき、せん断耐力を算出し、解析で得られた応答せん断力と比較する。上部段落し位置(要素1003)に着目すると、9.285秒でせん断耐力($c_c=0.8$ の場合)を超過する。しかしながら、右近らの実験報告¹⁾では、約11秒から12.5秒にてせん断耐力の喪失が推察されており、本解析結果と乖離する。一般に、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力の低下は、部材の塑性変形が大きくなり、終局限界付近での荷重の繰返し回数が多くなるほど、コンクリートのせん断強度が低下する⁵⁾。道示の算出式は、設計上の安全を考慮しており、せん断耐力を小さめに評価しているため、実験結果より早めにせん断破壊と判定したと思われる。

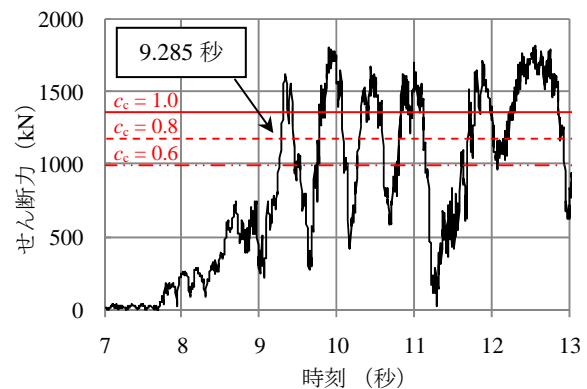


図-13 セン断耐力とせん断力の比較

Priestleyらは柱を対象として、じん性をパラメータとしたせん断耐力の算出式を提案している⁶⁾。

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (1)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D'}{s} \cot \theta \quad (2)$$

式(1)の k は通常重量のコンクリートであるため、0.29 N/mm²を初期値とし、部材じん性率の増加に伴い、図-14のように低下する。

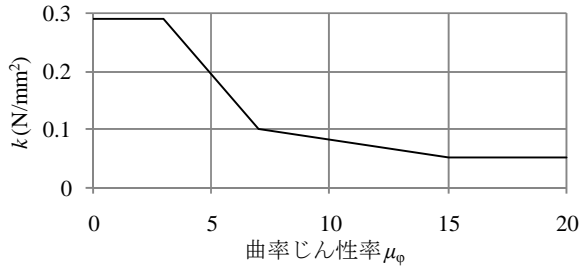


図-14 曲率じん性率と k の関係

式(2)の θ は圧縮ストラットのなす角度で、終局時では弾性状態が保たれないため、必ずしも 45 度ではなく⁷⁾、本解析では 40 度と仮定した。

図-15 は、前出の図-13 (要素 1003) にせん断劣化を考慮したせん断耐力 (赤点線) を重ねたものである。これによると、発生せん断力がせん断耐力を超過するのは厳密には 11.885 秒であるが、11 秒付近でもかなり接近しており、このあたりでせん断破壊している可能性もある。これは 11 秒付近で上部段落し位置のせん断耐力が喪失するという右近らの実験報告¹⁾と一致する。なお、11 秒付近でせん断破壊するとした場合の θ を逆算すると、42 度以上となる。また、Priestley らの提案式において θ を 45 度とした場合、道示の算出式により $c_c = 1.0$ としたせん断耐力とほぼ一致する。

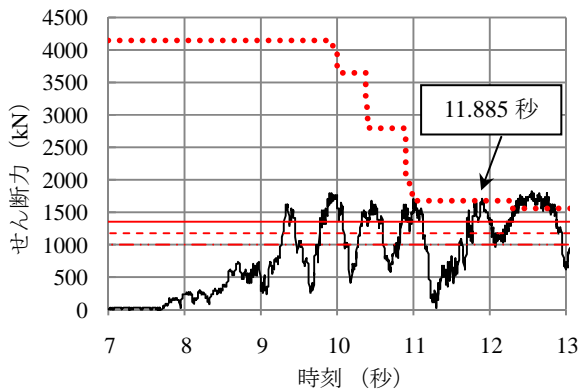


図-15 劣化を考慮したせん断耐力とせん断力の比較

6.3 試験体の損傷過程

まず基部の軸方向鉄筋が降伏し、その後上部段落し位置で軸方向鉄筋の降伏が発生した。上部段落し部の軸方向鉄筋降伏により、上部の変形が大きくなり、コアコンクリート終局後、コンクリートの負担できるせん断力が低下したため、せん断破壊した。

7. 結論

- (1) 橋脚天端の応答変位は、解析結果のほうが若干大きかったが、最大値を記録した時刻および変位履歴は十分実験結果を再現できた。
- (2) 上部段落し終局時 (10.915 秒) の曲率靱性率は約 7.7

であった。

- (3) 道路橋示方書の算出式によるせん断耐力と作用せん断力を比較した結果、実験で観察された時刻より早期にせん断破壊を生じるが、曲げ損傷に伴うせん断劣化を考慮したせん断耐力では、実験時とほぼ同一時刻にてせん断破壊と判定することができた。
- (4) 圧縮ストラット角度 θ を 45 度とすると、道路橋示方書の算出せん断耐力と、劣化を考慮したせん断耐力はほぼ一致する。
- (5) ブラインド解析であったが、曲げ損傷に伴うせん断劣化を考慮することで、実験と同様の破壊過程を再現することができた。

8. 謝辞

本解析は、(独)防災科学技術研究所主催の「E-Defense を用いた C1-2 実験 (実大 RC 橋脚せん断破壊震動実験) 事前解析コンテストファイバーモデルを用いた解析部門」において事務局より提供された情報をもとに行っています。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 右近大道, 梶原浩一, 川島一彦: E-Defense を用いた実大 RC 橋脚 (C1-2 橋脚) 震動破壊実験報告, 第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.199-206, 土木学会, 2009
- 2) Kai, Y, Aoto, H, Matsuyama, H and Yoshikawa, H.: Engineering Nonlinear Structural Response in RC Piers: A Comparison Between Full Scale Experiments and Fiber Element Model Analysis, The 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1450, Earthquake Engineering Research Institute, 2010
- 3) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度-ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654, I-52, pp297-316, 2000.7
- 4) 土木学会地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会: E-ディフェンスを用いた大型橋梁耐震実験から何を学ぶ?, 2008.5
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 丸善, 2002
- 6) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996
- 7) 吉川弘道: 鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析, 丸善, 2008