

応用要素法によるRC 高架橋の3次元崩壊挙動解析

東京大学大学院

学生会員

○伊東 大輔

東京大学生産技術研究所

正会員

目黒 公郎

1. はじめに

構造物の耐震性能を評価する上で、その崩壊までを追跡し、考慮することは防災上重要であるが、従来、設計外力を超える地震動が作用したときの構造物の破壊挙動に関する理解は十分とは言えない状況にある。

そこで、本研究ではMeguro・Hatemによって開発された応用要素法(Applied Element Method:AEM)¹⁾を用い、異なる2つの設計基準による高架橋が、激しい地震動を受けた際の破壊挙動の解析を試みる。

2. 3次元応用要素法(3D-AEM)

3D-AEM では、解析対象を仮想的に分割した立方体または直方体の集合体として扱う。各要素は、法線方向1本とせん断方向2本の分布バネで連結しており、これらのバネを介して力のやり取りを行う(図1)。コンクリートと鉄筋の材料モデルには図2と図3に示すモデルを用いている。

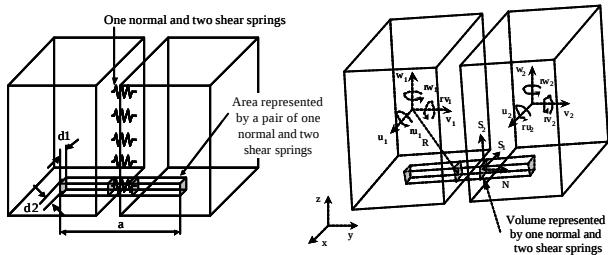


図1 3D-AEM のバネ分布と幾何学的関係

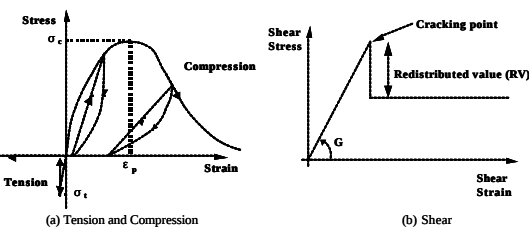


図2 コンクリートの材料モデル

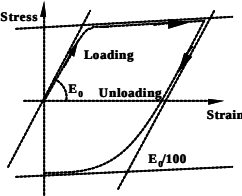


図3 鉄筋の材料モデル

AEM ではクラックの発生は各バネが破壊することにより表現さ

れるため、クラックの発生位置や方向をあらかじめ仮定することなく進行性破壊現象が追跡できる。また RC を扱う場合、鉄筋位置に鉄筋の材料モデルを適用したバネを並列に配置することで、鉄筋の位置と量を直接考慮した解析が可能となる。

3. 解析対象

解析対象は図4に示すような RC ビルツ式高架橋(19径間総長 703[m])であり、橋脚は図5に示すように昭和39年鋼道路橋示方書(S39)によるものと、平成7年兵庫県南部地震で被災した道路橋の復旧に係わる仕様(H07)によるものの2タイプ³⁾とする。各橋脚の評価は表1の通りである。また、この高架橋は橋軸方向をE-W方向として立地しているものとし、橋脚にWest側からp01～p20と名称を付ける。

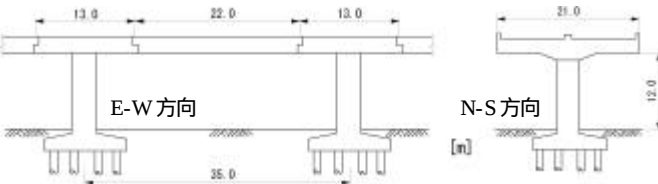
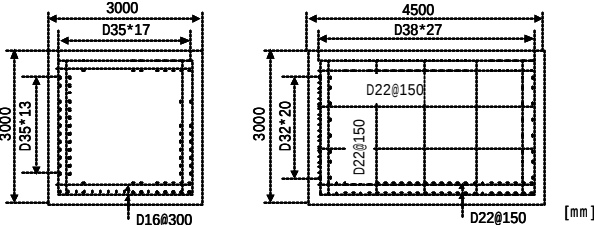


図4 ビルツ式高架橋（一般図）



(a) S39 示方書 (b) H07 復旧仕様

図5 配筋図

表1 各橋脚の評価

	S39	H07
設計水平震度	0.20	0.30
断面寸法 [m]	3.0*3.0	4.5*3.0
軸方向鉄筋比 [%]	1.28	1.38
帯鉄筋比 [%]	0.09	1.03
上部工死荷重 [kN/本]	4.08E+04	
コンクリート基準強度 [kN/m ²]	3.43E+04	
先行する破壊形態	せん断	曲げ

4. 入力地震動と境界条件

入力地振動は神戸海洋気象台において観測された兵庫県南部地震のN-S、E-W、U-D方向の地震動とする。各橋脚の最下要素に、3次元的に入力を行う。この際に、解析対象が長く連続する構造物であることから、各橋脚への地震波到達時間の差を考慮する。また高架橋端部における境界条件は、上部構造の両端の要素に橋脚部への入力と同様の地震波を入力

キーワード 応用要素法, 3次元解析, 高架橋, 崩壊シミュレーション

連絡先 〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1 東京大学生産技術研究所 B 棟 目黒研究室 Tel03-5452-6098

する。

橋脚ごとの地震波到達時間の差は、見かけ上の地震波の速度を V_a 、1径間の時間差を t 、20径間の時間差を T として表現する。ここでは V_a は表2に示すように5パターンについて検討する。

表2 見かけ上の速度 V_a と時間差

V_a [m/sec]	500	1000	3000	5000	∞
t [sec]	0.07	0.035	0.0117	0.007	0
T [sec]	1.4	0.7	0.234	0.14	0

5. 解析結果と考察

5.1 昭和39年示方書による高架橋の解析結果と考察

図6は $V_a=\infty$ [m/sec]のときの橋脚頂部の N-S 方向応答変位 (p01,p05,p10,p20)である。重ねて表示しているグレーのラインは同じ条件における弾性解析の結果である。図7より全ての V_a において約 7[sec]で崩壊が始まることわかる。図8は、高架橋中央部と端部における $V_a=\infty$ [m/sec]のときの崩壊過程である。高架橋の崩壊は、中央部付近から始まる。端部付近の橋脚は崩壊に至るような破壊はしていないが上部構造が連結している影響で引きずられるようにして崩壊する。

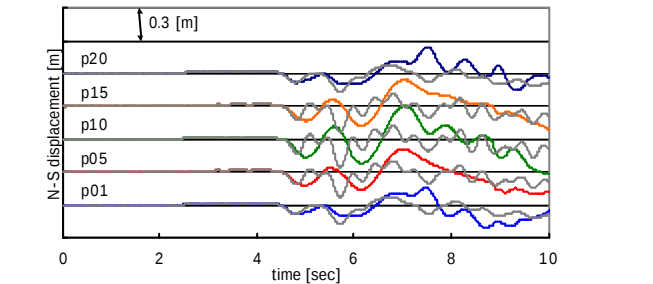


図6 橋脚頂部の N-S 方向応答変位($V_a=\infty$ [m/sec])

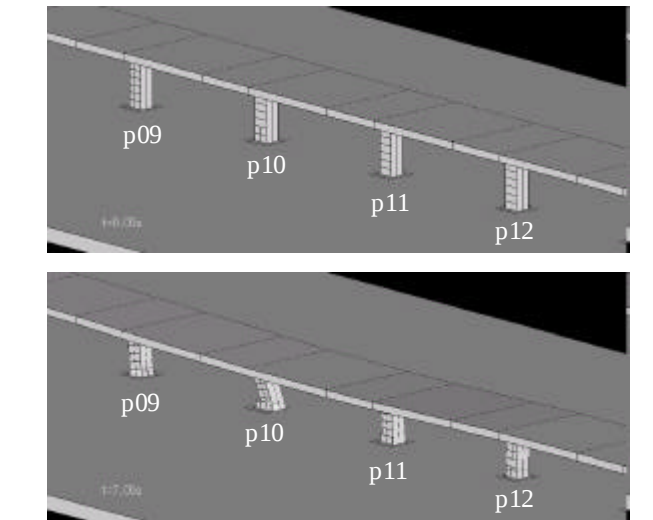


図7 高架橋中央部 上 :0.00[sec],下 :7.00[sec]

5.2 平成7年復旧仕様による高架橋の解析結果と考察

図9は $V_a=500$ [m/sec]のときの橋脚頂部の N-S 方向応答変位 (p01,p05,p10,p20)である。重ねて表示しているグレーのラインは $V_a=\infty$ [m/sec]の結果である。 $V_a=500$ [m/sec]の応答が $V_a=\infty$ [m/sec]と比べて小さいことがわかる。これは時間差が大きくなることにより、隣り合う橋脚の応答変位を互いに打ち消しあっているものだと考えられる。

図10はそれぞれの V_a において各橋脚の最大応答変位をプロットしたものである。 V_a が小さくなるにつれ最大変位も小さくなるのは先ほど説明した位相差の影響であると考えられる。H07 復旧仕様による高架橋は、崩壊には至らず、残留変形もほとんど見られなかった。

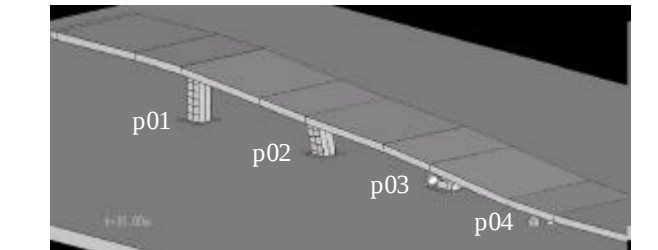


図8 高架橋端部 10.00[sec]

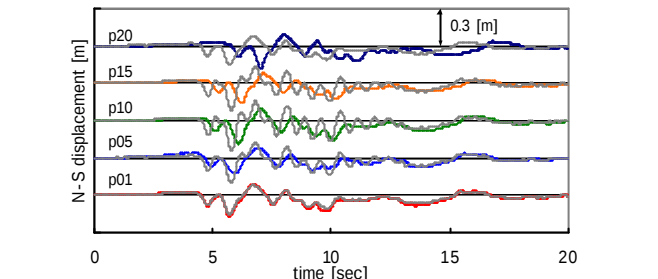


図9 橋脚頂部の N-S 方向応答変位($V_a=500$ [m/sec])

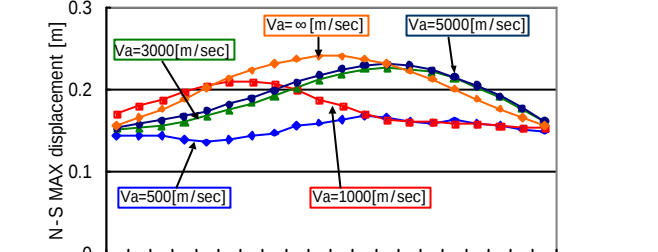


図10 V_a ごとの各橋脚の最大応答変位

6. まとめ

本研究は、RC ピルツ式高架橋において地震波到達時間の差を考慮した3次元解析を行った。S39 示方書による高架橋では、崩壊は中央付近の橋脚から始まり、端部付近の橋脚は上部構造が連結している影響で崩壊に至った。H07 復旧仕様による高架橋において、地震波到達時間の差により橋脚によって応答変位に差が見られたものの、崩壊には至らず、残留変形もほとんど見られなかった。

参考文献

1) Meguro K. and Tagel-Din H : A new efficient technique for fracture analysis of structures ,Bulletin of Earthquake Resistant Structure ,No.30 , pp.103-116 ,1997.

2) Meguro K. and Katayama T. : Simulation of collapse process of elevated expressway bridges due to the 1995 KOBE earthquake, Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Facilities, pp.155-166, 1997.

3) 境淳一 川島一彦 :試設計に基づく耐震技術基準の変遷に伴うRC 橋梁の耐震性向上度の検討 , 構造工学論文集 vol43, A ,1997.