

I-42 動的解析による単柱式 RC 橋脚の安全性照査に関する基礎的研究

徳島大学大学院 学生員 ○宇寄 晃司
徳島大学工学部 正 員 成行 義文

徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
(株)塩見 非会員 楠田 一裕

1. はじめに 本研究では、従来の地震時保有水平耐力法に代わる、筆者らが提案した、変位に基づく耐震設計法によって設計された単柱式 RC 橋脚を対象として、その設計用変位応答スペクトルの作成に用いた模擬地震動 12 波(No.1~12)による動的解析結果をもとに、設計された橋脚の安全性照査を行うことを試みた。

なお、動的解析には FORAUM8 社の『土木設計システム UC-win/FRAME(3D)』を用いた。

2. 解析対象橋脚及び解析モデル 本研究では、図-1 に示すような、形状・寸法を有する単柱式 RC 橋脚を対象とした。この橋脚は、上部構造重量、コンクリート強度等の緒元として表-1 の値を用いて、慣性力作用位置における目標応変位を 20cm として設計されたものであり、橋脚の保有水平耐力は 4317.9kN である。

本研究では、この橋脚の解析モデルとして、図-2 に示すモデルを用い、部材①を非線形部材、部材②を剛部材としている。また、非線形部材は図-3 に示すように 6 の部材要素 a~f に分割して解析し、各要素の塑性化の程度が検証できるようにした。なお、質量としては、等価重量 $W=W_u+W_p/2$ を重力加速度 g で除した等価質量 636.14tf を節点 3 のみに与えた。

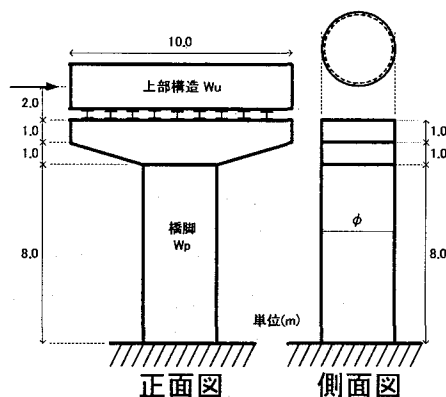


図-1 解析対象橋脚

表-1 解析対象橋脚の諸原

タイプⅡ地震動Ⅱ種地盤	
上部構造重量: $W_u=500$ (tf)	
橋脚躯体重量: $W_p=272.28$ (tf)	
橋脚高さ: $h_p=8.0$ (m)	
橋脚直径: $\phi=3.3$ (m)	
コンクリート	
圧縮強度: $f'_c=240$ (kgf/cm ²)	
ヤング係数: $E_c=2.5 \times 10^5$ (kgf/cm ²)	
鉄筋【SD345】	
降伏強度: $f_y=3500$ (kgf/cm ²)	
ヤング係数: $E_s=2.1 \times 10^6$ (kgf/cm ²)	

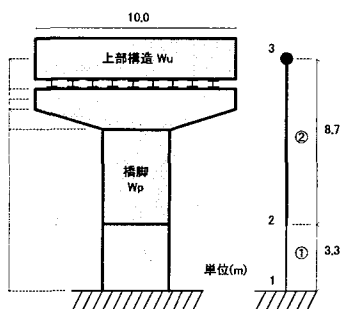


図-2 橋脚の解析モデル

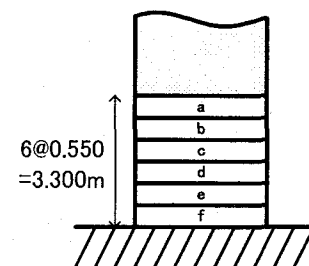


図-3 非線形部材の分割

3. M-φ要素 本研究では、部材の非線形を表す要素として、M-φ要素を用いた。このM-φ要素では、要素の中央断面におけるM-φ関係を用いて、要素内の曲率分布は一定とみなされる。この要素に必要な解析対象橋脚の修正武田モデルに対するM-φ特性は図-4 のようであり、ひびわれ、降伏及び終局点の曲げモーメント及び曲率の値はそれぞれ表-2 のようである。

表-2 曲げモーメント及び曲率

曲げモーメント (kNm)	曲率 (1/m)
$M_c: 2767.8$	$\phi_c: 1.68 \times 10^{-5}$
$M_y: 46266.6$	$\phi_y: 1.12 \times 10^{-3}$
$M_u: 46267.1$	$\phi_u: 2.42 \times 10^{-3}$

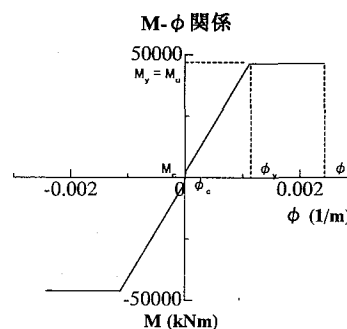


図-4 M-φ特性

4. 解析結果 紙面の都合上、以下では、模擬地震動 No.10 に対する解析結果のみを示す。図-5 に示す慣性力作用位置における変位の時刻歴応答波形より最大応変位は 21.01cm となり、概ね目標変位 20cm を満たしていることが分かる。また、図-6 に示す慣性力(地震力)の応答波形より、作用地震力の最大値 4000kN も橋脚の保有水平耐力 4317.9kN を下回っていることが分かる。

図-7 より、6 つに分割した非線形部材の部材要素 d では弾性範囲の挙動を示し、部材要素 e 及び f において

は塑性化していることが分かる。このことから、部材要素e及びfに着目し、損傷判定を行う。

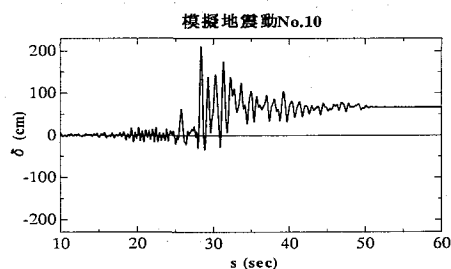


図-5 時刻歴応答変位波形図

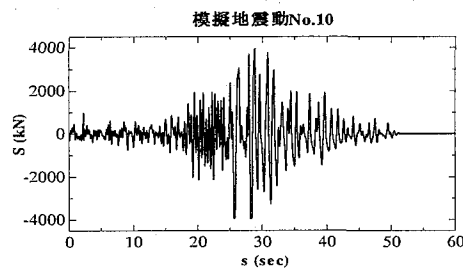


図-6 時刻歴応答慣性力図

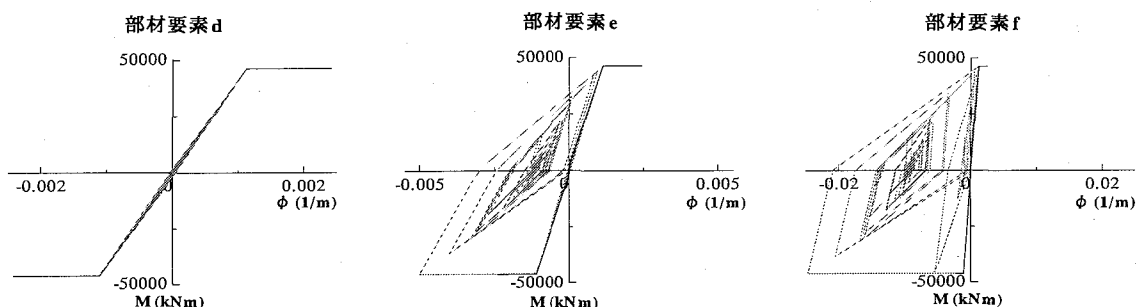


図-7 非線形部材の部材要素における M-φ 特性

5. 損傷判定 図-8 に部材要素 e 及び f の損傷状態を示す。損傷状態は、図-9 に示す応力度-ひずみ曲線より判定することができる。これらより、部材要素 e と f とともにカバークンクリートが剥落し、部材要素 f では、コアコンクリートに圧壊面生じていることが分かる。しかし、コアコンクリート部の圧壊は、局部的なものであるとみなせることから、耐震性能 2 の範囲に収まっているといえる。また、橋脚最外縁位置における軸方向鉄筋の損傷

判定を図-10 に示す。これより鉄筋の最大応答ひずみは破断点まで達しておらず、破断していないことが分かる。このことから軸方向鉄筋は、致命的な損傷を受けていないことが分かる。

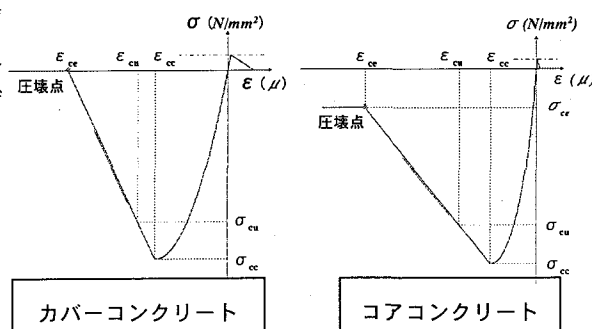


図-9 応力度 - ひずみ曲線

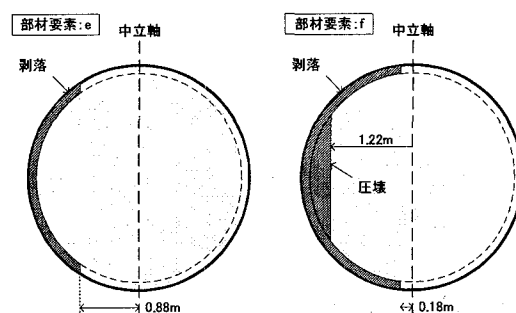


図-8 損傷判定図

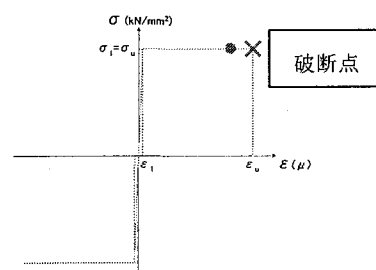


図-10 軸方向鉄筋の
応力度 - ひずみ曲線

6. おわりに 設計橋脚は動的解析においても概ね目標変位を満たし、残留変位照査では許容値を下回ることが分かった。また、カバークンクリートとコアコンクリートの一部が破壊に至ったが、耐震性能 2 の範囲内に納まっていることが分かった。以上のことから、変位に基づく耐震設計法により設計された橋脚の安全性が確認することができた。

7. 参考文献

- 1) (社) 土木学会誌 Vol.85, pp.29-30, January.2000.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編, 1996.12.
- 3) (株) 総合システム：動的解析【基本解説】『静的解析と動的解析』
- 4) (株) フォーラムエイト『土木設計システム UC-win/F-RAME (3D) 』