

日本電子計算(株) 正員 松田 宏

日本電子計算(株) 正員 池田 正博

日本電子計算(株) 正員 菊池 雅男

1. はじめに 近年、宮城県沖地震に見られる様に大型地震によるRC構造物の強震時での被害は非常に大きい。その際、構造物の剛性及び減衰の低下が観測されており、数値解析に於いても従来の弾性解析ではこの様な振動性状を充分に表現する事ができず、各弾塑性履歴特性を考慮した非線形地震応答解析が行なわれて来ている^[1]。一方、長大橋梁や、高橋脚を有する様な構造物では、その基礎に作用する波動特性が異なってくる為、各基礎に対して異なった地震波を入力する解析が必要となる。ここでは、RC橋脚及び地盤に弾塑性履歴特性を考慮した解析を多入力系としての地震応答解析に拡張して、従来の非線形解析との比較を行ない、その有効性について検討を行なう。

2. 解析法

2-1. 運動方程式 非線形問題を取り扱う場合、運動方程式は次の様な増分形で表わされる^[2]。

$$M_T \Delta \ddot{U} + C_T \Delta \dot{U} + K_T \Delta U = R_{T+\Delta T} \quad (2.1)$$

ここで M_T, C_T, K_T は時間 T に於ける質量、減衰、剛性マトリックスを、 $R_{T+\Delta T}$ は ΔT 時間に於ける増分外力を表わす。さらに多入力系を考慮した場合、変位成分 ΔU は、

$$\{\Delta U\} = \{\Delta U_a^f, \Delta U_a^b\}^T = \{\Delta U_a^f, \Delta U_a^b\}^T + \{\Delta U_d^f, 0\}^T \quad (2.2)$$

の様に分解できる^[3]。ここで a, d は全体、静的、動的変位を表わし、さらに f, b は支桌以外と支桌の成分を意味する。よって(2.2)式を(2.1)式に代入し、慣性項に対し減衰項が十分小さい事を考えて無視し、静的釣合条件、集中質量系を考慮する事により、次の様な式が導かれる。

$$M_a^f \Delta U_a^f + C_a^f \Delta U_a^f + K_a^f \Delta U_a^f = R_{T+\Delta T}^* \quad R_{T+\Delta T}^* = M_a^f K_T^{-1} (K_T^{bb})^{-1} \Delta U_b^b \quad (2.3), (2.4)$$

ここで、質量は全時間内一定とする。

2-2. 部材の復元力履歴特性

(i) 曲げ部材 橋脚部材の材端に於ける M - ψ 復元力履歴特性は図-1に示す Degrading Tri-linear Model で仮定した。又塑性時に於いては部材両端で剛性 EI の異なる場合があり、その時は図-2に示す様に部材中央に仮根拠を設定し変断面をもつ部材としての等価な剛性マトリックスを求め次のステップの計算を行なった。

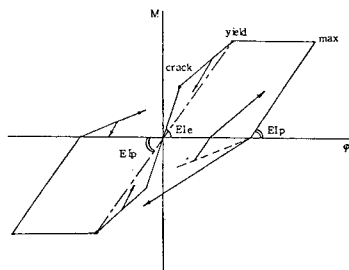


図-1 hysteresis model

・ crack yield 間は原点直向
・ yield 以上からの繰り上がり時は降伏点剛性 E/p で、 $M=0$ からは過去の最大点を示す。

(ii) ジョイント部材 桁と橋脚面に作用する摩擦抵抗を図3-aで示す Bi-linear Model で、基礎と地盤面に作用する反力を図3-bで示す Tri-linear Model でそれぞれジョイント部材(せん断バネ、回転バネ)でモデル化した。

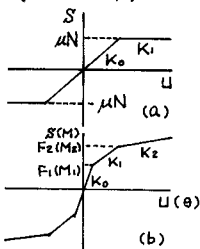


図-3 ジョイント部材のモデル化

2-3. 収束計算 曲げ部材、ジョイント部材のカー変位関係は図-1、図-3より求められ、不平衡力は予測値と真値が異なる為生じて来る。解の精度向上の為には各計算ステップに於いてこの不平衡力を ≈ 0 とするのが好ましい。尚収束計算を行なう際は計算時間の短縮を計り C_T, K_T は一定とした。

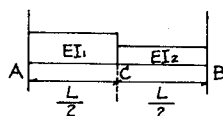


図-2 曲げ部材のモデル化

3. 解析例

3-1. 解析モデル 本研究では、2径間連続桁橋(1径間50m, 中央橋脚長30m)を図-4で示す骨組構造物にモデル化した。各基礎部は剛体として扱い、桁は弾性変形のみを考慮した。応答は橋軸方向を対象とし、減衰定数は $\gamma=2\%$ とした。モデルの諸元は表-1に示す。入力地震波は表-2に示す様に A_1 , A_2 基礎と P_1 基礎間での波の伝播の増幅を考慮した場合と、同波形を入力した場合の3ケースを用いた。 $\Delta t=0.01 \text{ sec}$ で計算時間は4.0 sec、STEP BY STEP で NEWMARK- β 法を用いた。

3-2. 計算結果と考察 解析結果を図-5~8に示す。図-5~7は P_1 橋脚に着目してその絶対変位、加速度、曲げモーメントの分布を示したものである。変位は多入力系に於いては天端の変位量を見てもわかる様に、入力加速度の増幅に伴い、変位量も増幅しているのがわかる。CASE-1の同波形入力の場合には脚天端よりも中復部で変位量が最大となっている。これは P_1 橋脚の変形モードで2次が支配的になっていると思われる。しかしながら、多入力系の場合は、両端の橋台の変形に制御され脚の上方へと変位が増幅するものと思われる。加速度、曲げモーメントの分布は3ケース共ほとんど変わらないが、変形量に伴って曲げモーメントも変化が生じ CASE 1, 2, 3 の順でひび割れ領域が進展している。加速度分布もわずかに異なるのはこの為である。図-8は桁と $A-1$ 橋台上端間の相対変位の様子を示したものであり、この間に連結された可動部の履歴が図3(a)で示された形式である為、許容耐力を越えると著しく相対変位量が増大する。この現象が多入力系、尚かつ加速度の増幅率が大きい程顕著に現れている。

4. まとめ RC構造物及び地盤に弾塑性履歴特性を考慮した非線形地震応答解析を多入力系に拡張し、その有効性についての検討を行なった。その結果、図-4に示す様な高橋脚を有する構造物に於いて、各可動部での相対変位量が多入力系と同波形入力の場合でかなり異なる事がわかった。よってこの様な構造物では、多入力系の適用が必要と思われる。今後はさらに各基礎に作用する波の相互相関を考慮し、又他の構造物についても解析検討を加えていく予定である。最後に、本解析の弾塑性振動解析部分で住友建設(株) 南苑の住友耐震解析システム(SSAS)を利用させていただいた。ここに感謝の意を表します。

(参考文献)

- [1] 「耐震設計に関する調査研究」 高速道路調査会、SS3 報告書
- [2] E.L. WILSON, I. FARHMAND, K.J. BATHE "NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF COMPLEX STRUCTURE" EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, VOL. 1, 241-252 (1973)
- [3] 池田, 栗田, 菊池: 質量凝縮法による多入力系地震応答解析の定式化と適用性について, 土木学会第35回年次大会講演集第1部, I-227

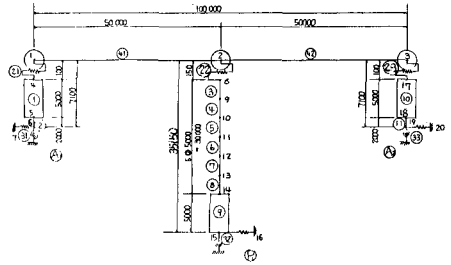


図-4 解析モデル

$(E = 2.7 \times 10^6 \text{ t/m}^2)$

ELEM.	K_0	K_1	K_2	$M_1(F_1)$	$M_2(F_2)$	
(3)~(5)	2.16×10^7	2.70×10^6	1.35×10^5	3000	4500	
(6)~(8)	2.43	4.86×10^6	5.40	3500	5500	
(2), (3)	3.00×10^5	1.0	—	20	—	
(3), (5)	S	1.50	7.50×10^4	3.00×10^4	1000	1800
(5), (7)	S	1.00×10^5	6.00×10^4	3.00×10^4	4000	5500
(7), (9)	S	5.00×10^5	—	—	1.0×10^{10}	—
(9)	M	2.50×10^7	8.00×10^6	4.00×10^6	10000	20000

表-1 モデル諸元

CASE	1	2	3
(A)	2.0	2.4	2.8
(P)	2.0	2.0	2.0
(A ₂)	2.0	2.4	2.8

表-2 振幅 Q_1 (m/s²)

$$\ddot{U} = Q_1 \sin\left(\frac{2\pi}{T}t + \phi\right)$$

$$T = 0.2 (\text{sec})$$

$$\phi = 0.0$$

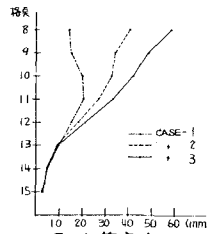


図-5 最大応答変位

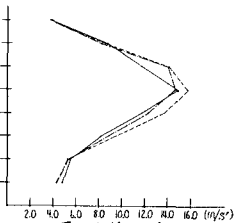


図-6 最大応答加速度

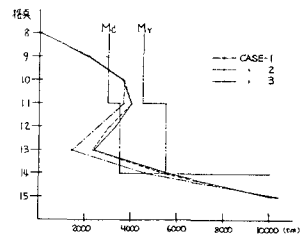


図-7 最大曲げモーメント

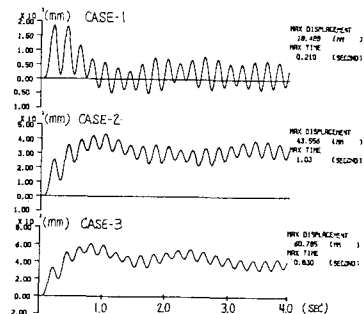


図-8 可動部相対変位