

[175] 鉄筋コンクリート梁の等価剛性と減衰定数の一つの算定方法

正会員 ○金子 馨(熊谷組技術研究所)
 山本 仁(吉村建設土木部)
 川田直良(住友建設土木設計部)
 正会員 山崎 淳(東京都立大学工学部)

1. 研究目的および結論

コンクリート高架橋などの下部構造の地震時応答履歴特性の純解析的予測方法はまだ満足すべきものは得られていない。本文は下部構造のバネの履歴特性のかわりに、GulkanとSozenの着想になる等価の線形剛性と減衰定数に置換える方法の準動的載荷試験結果への応用を試みたもので、実験結果の吟味により、手法の有効性がみられることを結論したものである。

2. 対象構造物、モデル化、問題点、および研究手法

高架橋下部構造として図-1のような片持梁、一層ラーメンおよび二層ラーメンを考える。構造物の高さが15m程度までは、下部構造の重量は無視でき、また無視できない場合でも consistent massとして上部構造の集中付加マスに置換できる。よって構造物は1質点1バネ系に近似でき、バネの特性は下部構造の水平方向変位特性によって定められる。これら三種の構造物の天端に加わる水平力が一定で、高さの比が図-1のように1:2:4の比であれば、モーメントが最大となる断面での値およびモーメントの勾配は三種の構造物ではほぼ同一とみなせる。従ってこれら形状寸法の異なる構造物ではあっても、挙動の共通の因子の一つとして、共通のモーメント勾配をもつ曲げ部材の挙動をもとにしてよいであろう。その最も単純な具体例は片持梁である。

1質点1バネ系または単振子のバネ特性すなわち変位に寄与する要因は、(1)部材の鉄筋未降伏領域の曲げ変形、(2)鉄筋降伏領域(塑性ヒンジ領域の一つの定義)の曲げ・剪断変形、および、(3)固定端定着側鉄筋の付着劣化による固定端回転が指摘されているが、それらの履歴特性の定式化には至っていない。武田¹⁾は、履歴ループを図-2に示すような手順で、鉄筋降伏時たわみと着目時たわみの2点のみから作成する方法を示した。武藤²⁾は、履歴特性を等価の線形構造系へ置換する方法を示した。減衰を伴う角速度 p の定常振動 $y = -a \cos pt$ の復元力-変位座標軸表示での1周期によって描かれる面積が減衰による仕事であるとし、等価減衰定数を式(1)で表わした。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A_1}{A_2} \cdot \frac{1}{\lambda_e} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 λ_e は一定角速度 p と系の等価線形剛性から定まる固有周期 ω との比、 p/ω であり、 A_1 、 A_2 は図-3に示した図形の面積である。 $\lambda_e = 1$ とおいて、これを武田¹⁾の履歴ループに適用すると式(2)となる。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 μ はダクティリティで、弾性限界変位 δ_y に対する着目時点の変位 δ の比、 δ/δ_y である。 $\lambda_e = 1$ と考

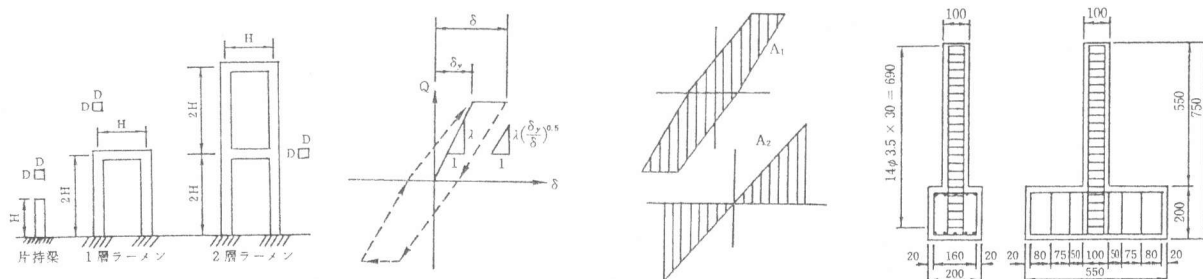


図-1 対象構造物

図-2 武田履歴モデル

図-3 A_1 、 A_2 の図形化

図-4 供試体諸元

える根拠は、町田、睦好³⁾による小型梁柱供試体による実験で履歴ループが最大応力までの載荷速度が静的 $\sim 1/100$ 秒の範囲で変化しないとの報告による。

一方、Gulkan と Sozen⁴⁾は、部材断面 $12.5 \text{ cm} \times 12.5 \text{ cm}$ の一層ラーメンにおいて柱断面軸応力が 5.8 となるような上部構造重量の場合、供試体構造物の固有周期に応じて時間軸の縮尺を定めた入力波に対する振動台実験における応答記録から、適切に選んだ時間区分内で式(3)による substitute damping と呼ぶ減衰定数 h_e を、また式(4)による固有周期を定義した。

$$h_e \left\{ 2 m \omega \int_0^T \dot{x}^2 dt \right\} = -m \int_0^T \ddot{z} \cdot \dot{x} dt \quad \dots\dots(3)$$

$$\omega = \sqrt{\frac{\ddot{x} + \ddot{z}}{x}} \quad \dots\dots(4)$$

ここに、 m は質量、 \ddot{z} は基盤加速度、 x , \dot{x} , \ddot{x} は基盤に対する変位、速度および加速度である。

本研究の目的は、上記の Gulkan と Sozen の手法を準動的な載荷試験 (Pseudo-Dynamic) によって得られる応答記録に適用し、求めた等価線形固有周期と減衰定数を用いて計算した時刻歴応答特性を実験による応答記録と対照することによりこの応用の可能性を検討しようとするものである。

3. 試験供試体および試験方法

試験供試体は図-4 に示す断面 $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ で四隅に SD30D10 を配した片持梁で、横方向補強は、 $\phi 3.5 \text{ mm}$ の鋼線で ACI Code⁵⁾ 付録耐震補強 A.5.11 節式 (A-1) によっている。粗骨材は用いず、試験時モルタル圧縮強度は $380 \text{ kg/cm}^2 \sim 420 \text{ kg/cm}^2$ であった。試験に用いた載荷装置は図-5 に示すもので、載荷梁は一对の右ねじと左ねじにより移動し変位制御が容易である。ねじ棒に固定した歯車に連結する小歯車に直結した駆動ハンドルへの加力が 20 kg のとき載荷梁には約 1 cm の押し引き力が得られる。載荷梁の移動距離は 150 mm である。供試体梁に軸方向力を与える鉛直方向の載荷は今回の試験では止むを得ず行っていない。

載荷方向は、動的挙動を準動的に再現できるものとして伯野が考案し^{6,7)}、岡田⁸⁾がコンピュータ・アクチュエータ オンライン方式として発展させた Pseudo-Dynamic の方法を最も原始的に簡略化したものである。手動による載荷、 $1/100 \text{ mm}$ 精度ダイヤルゲージによる変位の測定、および時間ステップにおける変位増分の電卓による計算の手順は広中⁹⁾の方法で図-6 に示す流れである。

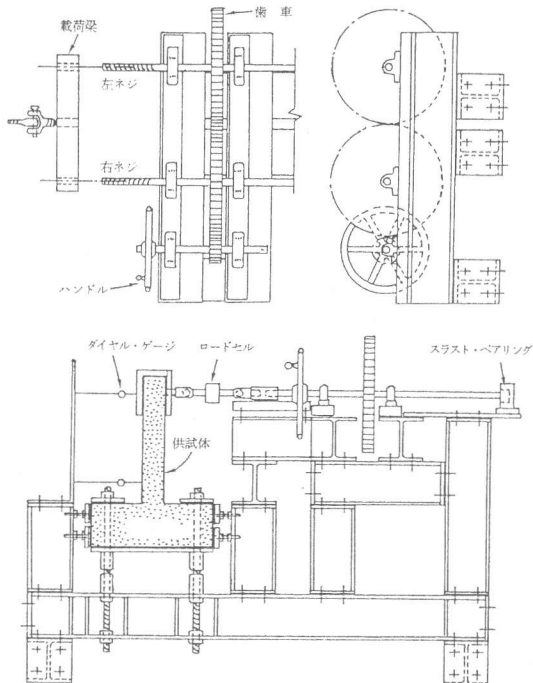


図-5 変位制御載荷装置

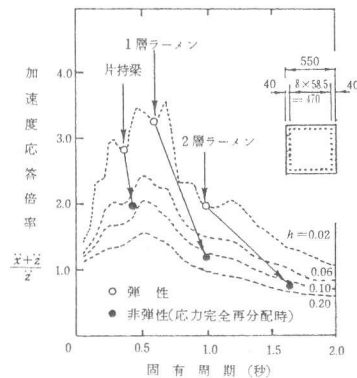


図-7 対象構造物の応答

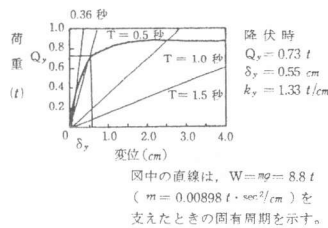


図-8 単調載荷荷重・たわみ

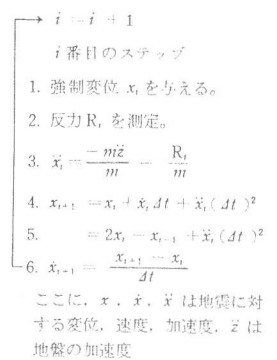


図-9 計算・載荷・測定の流れ

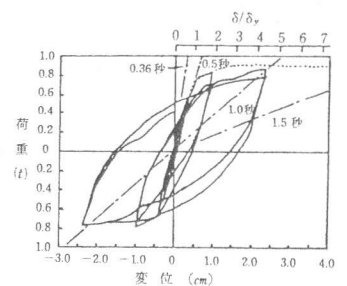


図-9 規定交替載荷荷重・たわみ

4. 縮小モデルと実構造物の対応

当該コンクリート構造物の縮尺 $1/n$ のモデルによる振動実験で、使用材料の弾性係数および降伏条件が実物と共通であれば、モデルと実物で対応を考慮すべき物理量は、(1) 固有周期、(2) 入力波振幅、(3) 入力波時間軸、(4) 上部構造重量による部材軸方向応力、(5) 上部構造への水平慣性力による部材の曲げ応力、(6) それに伴う剪断力、である。縮小モデル実験のために物理量を変更する方法は次の二種類がある。その場合には、

- (a) 入力波の振幅を $1/n$ に縮小する。
- (b) モデルの固有周期を $1/n$ に縮小し、それに応じて入力波の時間軸を $1/n$ に縮小する。

上記の準動的試験では、上部構造重量は載荷手順の計算にのみ必要であるが実験のために実際に設置する必要はないので、(4)の部材軸応力は外的載荷装置によってよく、従って上部構造重量は縮小率考慮のための拘束条件とはならない。軸力は単に実構造物での軸応力にモデル部材の断面積を乗じたものである。縮小率場のこの実験でのモデルと実物の対応は表-1 に示すとおりである。モデルの鉄筋降伏直前を対象とした固有周期は 0.5 秒で実物と同じに想定した。これは、選定入力波 El Centro 波形の最大振幅時ゼロクロッシング区間が約 0.5 秒であるためである。想定した上部構造重量の縮小率は $1/n$ になる。慣用の耐震設計簡便法のように水平一定加速度を想定すれば、構造物中での鉄筋降伏時の水平加速度は $0.56g$ となるように設定した。El Centro 波の最大加速度との比 $0.56/0.33 = 1.7$ は、後述する加速度応答倍率が、図-7 にみるように固有周期 0.5 秒、減衰定数 0.15 のときの値に対応させた。入力波振幅は上記縮小則の(a)が適用され場合に縮小して $0.032g$ を標準にし、比較のためにその 2 倍の $0.070g$ のものを用いた。

要するに、この実験での条件は、震度 $0.2g$ による設計の 2.8 倍の強度の構造物に、El Centro の地震、および、その 2 倍の加速度振幅の地震を加えた場合を想定していると言える。

5. 実験結果および今後の問題点

供試体の単調載荷における荷重・変位曲線は図-8 のとおりである。剛性と想定した上部構造重量から算出した固有周期は図中の直線で示す。たわみ実測値から求まる鉄筋降伏以前の固有周期は 0.5 秒で、理論的曲率の積分で求めたたわみから求まる値 0.36 秒との 30% の差は定着部鉄筋付着劣化によるものとみられる。鉄筋降伏時

表-1 等価線形応答計算および準動的試験で対象とした構造物および相似関係

固有周期 = 0.36 秒
 $f_n = 400 \text{ 1/s}$
 $f_y = 3,000 \text{ 1/s}$

$\frac{A_s}{bd} = 1.8\%$

語	値	単位	実物	モデル
1 寸法比	—	—	1	$1/n$
2 鉄筋断面積	A_s	cm^2	143	$1/n^2$
3 断面強度	$M_y = A_s f_y d$	$t - m$	248	$1/n^3$
4 横荷重	$Q_y = M_y/h$	t	49.5	$1/n^2$
5 曲率	$\phi_y = \epsilon_y / (d - c)$	rad/m	0.0022	n
6 たわみ	$\delta_y = \phi_y h^2 / 3$	cm	1.79	$1/n$
7 剛性	$k = Q_y / \delta_y$	t/cm	27.7	$1/n$
8 上質重量	$m = W/g$	ts^2/m	0.090	$1/n$
9 部重量	W	t	88.0	$1/n$
10 慣性力	$Q_A = 0.2 gm$	t	17.6	$1/n$
11 モーメント	$M_A = Q_A h$	$t - m$	88.0	$1/n^2$
12 降伏安全率	M_y / M_A	—	2.8	$1/n$
13 実験用入力地震加速度	安全率 1.8 0.8	— — —	320 700	32 70

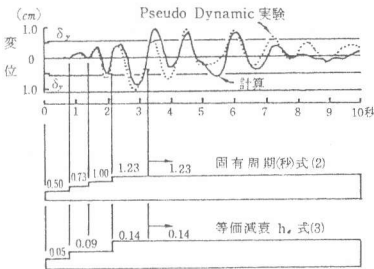


図-10 等価線形計算応答変位時刻歴と準動的試験結果の比較 (入力 32 gal.) El Centro 波

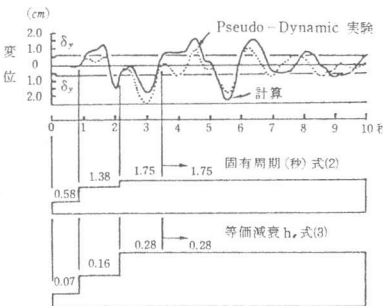
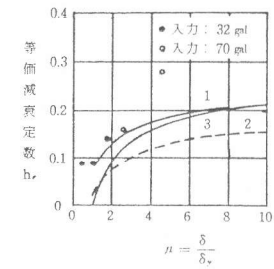


図-11 等価線形計算応答変位時刻歴と準動的試験結果の比較 (入力 70 gal.) El Centro 波



1. $h = 0.07 \left\{ 1 + 3 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \right\}$
都立夫の方法 (1983), Pseudo-Dynamic 試験結果より計算
2. $h = 0.02 \left\{ 1 - 10 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \right\}$
Gulkan & Sozen, 一層ラーメン, Dynamic
3. $h = \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right)$
除荷時均配 $= k \cdot \frac{1}{\sqrt{\mu}}$
 $\left\{ \begin{array}{l} h_1 = \frac{1}{2\pi} \frac{A_1}{A_2}, A_1 = \text{ループ面積} \\ A_2 = \text{ループ先端までの弾性仕事} \end{array} \right.$

図-12 等価減衰定数計算手法の比較

たわみ δ_y は 0.55 cm または部材長の $1/100$ となった。図-9 はたわみを正負各 δ_y , $2\delta_y$, $4\delta_y$, 2 サイクルずつ漸増した場合の履歴ループである。 $4\delta_y$ 時の等価線形の固有周期は 1.0 秒 。または鉄筋降伏時の 2 倍である。図-10, 11 で振幅が異なる二種の *EI Centro* 波に対する準動的試験の応答(点線)と、そのデータを用い、Gulkan と Sozen の式(3), (4)により求めた等価線形の固有周期と減衰定数をもつ系の応答(実線)とを対比した。固有周期と減衰定数を一定とした時間区分は、準動的試験記録の目視により変位の波が反転してから次に反転するまで、または、となり合うゼロクロッシングの二通りを状況に応じて採用した。時刻歴応答曲線はかなり良く合っているといっ
てよさそうに思える。しかし、算出された固有周期は、その時点での変位に対応する静的履歴曲線(図-9)から与えられる固有周期よりかなり大きい場合が多く今後の検討が必要である。減衰定数とダクティリティーとして図-12 が得られたが、データが少なく、一層の集積が望まれる。同じ図上に、Gulkan と Sozen⁴⁾ がラーメンの動的試験から求めた式、ならびに、武田¹⁾ の履歴ループの仮定にもとづいた前述の式(2)を比較のために示した。

6. 非弾性設計と断面所要性能の関係および本実験の適用範囲

前記 2. で述べた三種の構造物を 1 質点 1 バネ系にモデル化し、その静的荷重・変位関係から武田¹⁾ の方法で履歴ループをモデル化し、式(2)より固有周期と減衰定数を求めて、選定した地震波 4 成分に対する平均応答スペクトル図上に示すと図-7 のようになる。白スキ丸は弾性挙動、黒丸は崩壊メカニズム達成時点を示す。不静定次数の高いものほどダクティリティーの大きさ、減衰の大きさ、ならびに弾性変位の大きさのため非弾性域での加速度応答倍率は低くなっている。これらの非弾性構造解析では、格点間の部材を構造物終局時に鉄筋が降伏していない領域と、鉄筋が降伏している領域の二種の有限要素に分割する山本¹⁰⁾ の方法によった。材料非線形の取扱いは通常の荷重増分法によった。実際の塑性ヒンジ領域の長さは荷重に伴って変化するが、計算の効率のための手法として荷重ゼロの段階から終局時における塑性ヒンジ長さに固定し、中間段階では要素内で鉄筋降伏が部分的となることを許容した。図-13 のように、断面の剛性 *EI* を *N* 個の値で近似し、塑性ヒンジ両端間で応力分布に応じて図-14 のように変化する剛性分布を、等効果となるような一定値に置換える川田¹¹⁾ の方法を用いた。

不静定構造で、幾つかの断面が段階的に降伏してゆくような設計になっていると、ある一定の構造物の変位に対し、降伏が先行する断面の所要変形量は、段階的降伏の態様によって異なる。本報文の試算では、断面特性を構造物中で一様としたが、一層ラーメンの場合、モーメント完全再分配時の剛性および減衰を設計に用いるためには、図-15 に示すように、降伏が先行する塑性ヒンジ領域でのコンクリート圧縮縁のひずみ(あるいは横鉄筋拘束の場合の計算上の縁ひずみ)は、 0.0035 の 5.5 倍必要なことが示されている。

本報告の実験手法に、このような構造物着目点応答変位と着目部位変形の間を組込むことは容易であるのでここで用いた供試体は単純な静定構造ではあるが、一般不静定構造物中におけるある着目部位の地震時応答の再現にも適用し得る方法に拡張することができると考えられる。

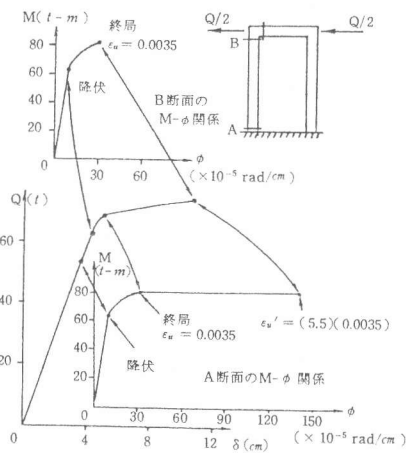


図-15 先行塑性ヒンジの所要変形量



図-14 塑性ヒンジ要素剛性

謝 辞： この研究は著者らが昭和 57 年度 都立大学卒業特別研究として行ったものである。実験の総括責任者、当時の大学院生 山本一敏氏(現パシフィックコンサルタンツ)の尽力にお礼申し上げる。実験は、文部省科学研究費 No. 57850151 (研究代表者：町田勇彦 埼玉大学助教授)によって行った。

参考文献

1. Takeda, Sozen, Nielsen (1970): Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. ASCE, V96, ST12, pp. 2557.
2. 武藤 (1966): 耐震設計シリーズ 4, 構造物の動的設計, 丸善, 昭 41 初版, 昭 46 第 5 版, pp. 185.
3. 町田, 健好 (1982): 鉄筋構造物モデルの動的特性に関する研究, 第 6 回日本地震工学シンポジウム, pp. 793.
4. Gulkan, Sozen (1974): Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions, Proc. ACI, V. 71, No. 12, pp. 604.
5. ACI Code (ACI 318-77) (1977).
6. 伯野, 四俣, 原 (1969): 計算機により制御された, はりの動的破壊実験, 土木学会論文集, No. 171, 11 月.
7. 岡田 (1982): 電算機—アタチューター—オンラインシステムによる構造物の地震応答実験, コンクリート工学, Vol. 20, No. 1.
8. 岡田 (1979): 電算機—アタチューター—オンラインシステムによる鉄筋コンクリート骨組の地震応答実験, 日本建築学会論文集, No. 275, 1 月.
9. 広中 (1982): 鉄筋コンクリート下部構造の耐震特性, 都立大学修士論文.
10. 山本 (1983): コンクリートラーメンの非弾性特性, 都立大学卒業論文.
11. 川田 (1983): 都立大学卒業研究資料.