

§ 1. 構造物の強度を規準とする設計法に対する反省

現在の設計は、一応材料に許容応力度を設け、建物各部の応力度がこの許容応力度を超過しないようにすることを建前とし載いる。そして色々な要素をこの許容応力度の中を含め、許容応力度以内に設計されていれば、強度以外の他の要素、すなわち撓みとか振動あるいはコンクリートの龜裂等に対する障害も一応心配のないように調節しようとしているのである。

しかし最近のように構造物の種類がふえ、色々な骨組形式が表われ、しかも設計の対象として終局の耐力も考えられるようになると許容応力度一本では調節しきれなくなる。

昨今建築の構造設計界において、設計の根本方針が種々論じられはじめたのも、この辺に由来するものと思われる。

筆者はこのような強度中心設計法の不備を反省し、これをおきなう方法を、鉄筋コンクリートを中心にして考えて見たいと思う。しかしこの問題は仲間範囲が広いので、まず耐震性について主に論ずることにする。

a) 塑性性能の利用に対する反省

材料にわばりがある場合と、もろい場合とでは構造物の安全度に大きな差がある。

最近この材料の塑性わばりを取り入れて、構造物の終局強度を求め、これを対象にして設計を行う研究が盛んになつているのも、この差を実際の設計に取入れるための試みである。

しかしこのような塑性の考慮も、その強度だけを対象にしたのでは充分でない。

次に静定構造物と不静定構造物とに分けて、この点を考えて見よう。

(1) 静定構造物の耐力

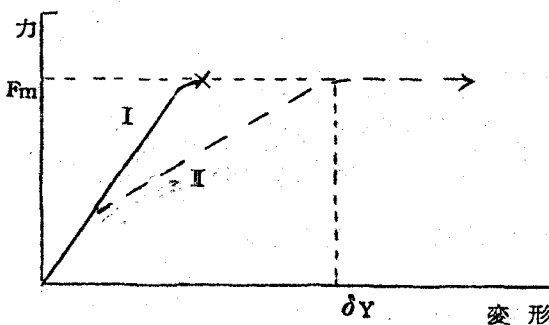


Fig. 1. 単純梁の曲げ破壊想定図

例えばFig. 1で Iはもろい材料、IIはわばりのある材料で出来ている単純梁を曲げ破壊した時の荷重と変形との関係を想定した図であつて、ともに最大強度 F_m を持つているものとする。

Iの方は F_m に達すると、すぐに崩壊し、IIは F_m に達しても変形は進むがすぐには崩壊しない。

この様な二種の構造物に対して、わばりのある方が安全感があるのは当然であるが、強度 F_m だけを対象にして設計すると両者には差がないことになる。

もちろん積載荷重等重力による破壊を考えた場合には、この2種の構造物I、IIは事実上同じ耐力しか示さないはずであるから、このような荷重に対しては、強度を規準とする設計法（以後強度設計法と略称する）は一応うなずける。

しかし荷重が加わるのが一時的で、時間が関係してくる場合、例えば震力とか、風圧力等に対しては、このⅠ、Ⅱ両者は安全度において、大きな差を生ずることになる。とくに震力の場合には、この差が大きいと思われる。

時間的に変化する荷重では、構造物の剛性によつて、その効力が変つてくる。

このことは振動論から種々論じられている問題であるが、震力に関しては仲々複雑で、まだ解決されたとは云えない。

最近塑性振動等の研究が盛んになつたから、実際の地震の観測とあひまつて、これ等の問題が解決されていくのも遠い事ではないと思う。

このような塑性も含めた構造物の剛性と地震動との関連を検討して耐震設計を行う場合、現在行われているように震力を静的な力に置きかえて設計する方針を踏襲するかぎり、Fig 1 に示した骨組は F_m 以上の力に耐えることが出来ないから、そのわばりを計算に入入れることが出来ないことになる。云いかえると Fig 1 の δY 以後の變形が計算に入つてこないのである。

筆者は先に武藤博士とともに、爆圧による構造物の設計を研究したことがあるが、¹⁾ 爆圧の圧力を鉄筋コンクリート構造物の振動周期に応じて衝撃係数で減少して有効静的圧力に換算して設計を行つたのでは安全にすぎ、実験に合致せず別の方針を採つた事がある。

震力は爆圧ほど衝撃的でないけれども、有効静的震力だけでは設計しきれない範囲がどうしても残るような気がする。

もちろんこの辺の検討はまともに地震による建物の塑性震動を取扱つて行けば当然もろいものとわばりのあるものとの差は出てくる。(Appendix 塑性振動計算例参照)

しかしこれはあくまで振動論の範囲であつて、耐震設計にはさらに現行震度と同様な大局的設計法が必要であると思うのである。

2) 不静定構造物の耐力

次に不静定骨組で、もし材料がもろいもので出来ている時には骨組のどこかに最初降伏がおこつた時には部分的にでも崩壊が起るから、その安全性の点から見ると、この時をもつてその骨組の終局の耐力と考えるのが妥当である。

現在の設計法はこのよな一応の限度と考えている。

しかし、鉄筋コンクリートの建物に見られるようなわばりのある高次の不静定構造物では、先に単純梁の例で述べたような降伏が、部分的に起つても崩壊するわけではなく、降伏が種々な点に順番に発生して行くので、終局の強度を示す前に降伏を起している部分がいくつか存在することになる。

したがつて一部分に降伏が起つた時を耐力の限度と考える設計にはこのわばりが取入れられない事になる。

このため、最近では、わばりのあるものでは部分的な降伏を許して、ほんとの全体としての降伏強度を求めようとする研究が盛んに行われているわけである。

Fig 2 は圖中に示す鉄筋コンクリートラーメンを水平力を予想して破壊した時の荷重と変形との関係を示したものである。柱と見たせる部分が等しい耐力になるように鉄筋が入つて

註 1) 耐爆構造に関する理論的研究 1.2.3.4.武藤、梅村、建築学会論文集 23号、24号、25号

鉄筋コンクリート壁体の爆圧耐力に関する研究 武藤、梅村 建築学会論文集 26号

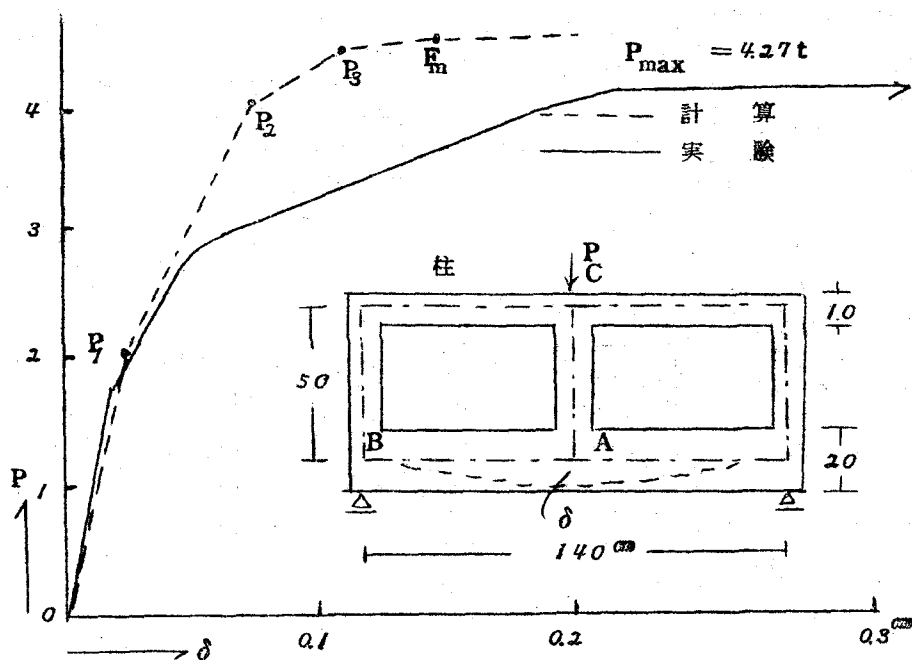


Fig2 テーメンの破壊実験その1 (柱(1)図中水平材)の強さを上下同じにしたもの)

いる。変形曲線中に点線で示したのは鉄筋が降伏すると部分的に完全なピン節点が発生するとして弾性計算を行った場合の理論線であるが、まずP1でAの部分降伏に入ること示している。その後B点、C点が降伏する荷重P2、P3を経て最大終度Fmに達し、以後さらに変形は進む事を示している。Fm - P1が塑性を考えたための余力を示すものである。

実線は実測値であるが、計算に対して部分的に龜裂が入るから撓みは大きめに出るのである。

しかし実際の鉄筋の設計はその応力に応じて配筋を決めるので、最初に一点に降伏が起る強度と、全体が降伏する強度との間には、案外差がない。

すなわち弾性論で応力を計算し、その応力に応じて配筋を行う現行法では、各部分が大体同時にPlastic Hingeに入るために弾性論による強度と塑性論による強度との間にあまり差が生じないのである。

これは骨組が部分的に半塑性に入つても、弾性応力に応じて配筋がしてあれば、その応力分布はあまり変化しないためである。

したがって終局の強度だけを問題にする間は、断面計算だけに終局強度法をとつてゆけば、不静定な鉄筋コンクリートでも塑性を考えたあまり効果がない事になる。

しかし実際は静定骨組の場合と同様に、全体が降伏しても、まだ崩壊が起るわけではなく、変形が進むだけで、耐力は残るのである。

例えばFig3はFig2と同一の実験であるが、柱部分の配筋を調節して弾性計算による応力に応じてこれに近い配筋をしたもので、計算、視察両方によつてもピンの発生する荷重はFig2に比べてすつとおくれている。

(以上Fig2.3の実験はいずれも東大大学院川村政美君の実験を引用したものである。)

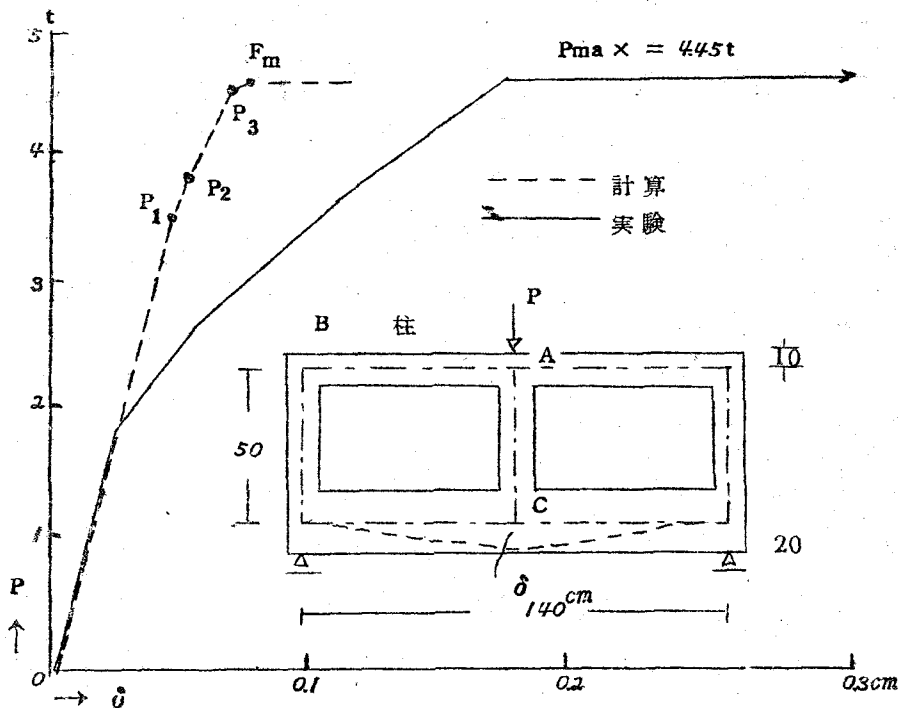


Fig3 ラーメンの破壊実験その2 (弾性計算応力に近く配筋したもの)

以上の点はやはりもろい材料とは大いに違う点で、先述の静定構造物の項で論じたと同様に耐震的には、むしろある材料の方がずっと安全性が大きいわけである。

強度設計法にとどまるあいだは、全体降伏後の残存耐力を利用出来ないわけである。

現在鉄骨鉄筋コンクリートが鉄筋コンクリートよりも安全性が大きいと認められながら、設計上は同一強度しか認められていないのも強度設計法だけにたよるための一つの欠陥と思われる。

b) 震力による転倒に対する反省

次に震力による転倒の問題がある。

静的強度設計法では、細高い建物になると、震力と自重との合力が基礎面外に出て設計出来ない事がある。

しかし実際の地震で細高い建物が転倒した例は極めて少い。

ここにも静的強度設計だけでは処理の出来ない範囲があるように思える。

Fig 4.5.6は細高い骨組模形およびこれを振動台で転倒させた結果で東大大学院の園部泰寿君の研究³⁾である。

F 5.6は振動台の周期を一定にしておいて、振幅を除々に増して行き、何々定常状態で転倒がおこつた時の振幅をプロットしたものである。

静的に転倒する加速度に対してかなりくいちがった転倒のし方であり、その形式も色々あつて仲々複雑であるが転倒の限度が周期の短い時には何々一定の振幅であることは興味のある点

註 3) 大学院修士コース卒業論文 建築学会昭和30年秋季関東支部研究会発表予定

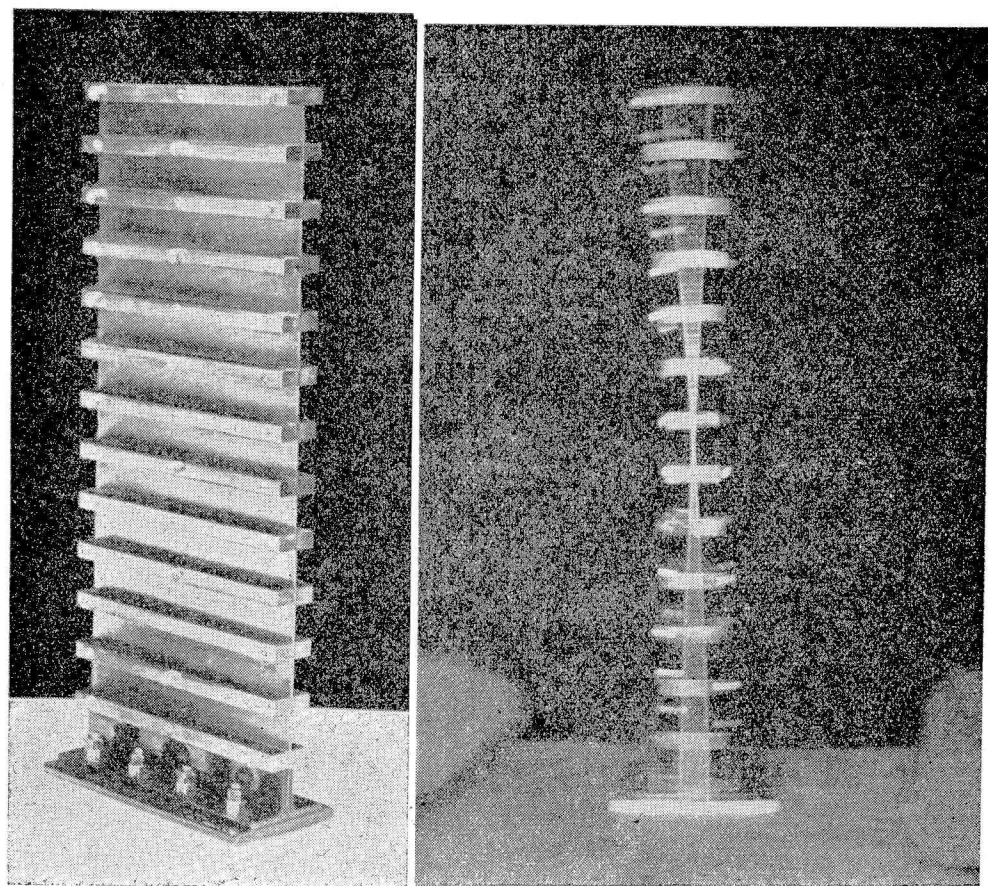


Fig4. 骨組模形および振動中の写真

(模形は高さ 30 cm 、巾 14 cm 、基礎巾 7 cm および 12 cm)

(右は振動台周期 $T = 0.4$ 秒で全振巾 1.5 cm 、 18.5 ガルで振動中)

である。すなわち基礎幅 7 cm のものは全振幅約 1.8 cm 、 12 cm のものは約 4 cm を示している。
 このことは力だけで転倒を考えることは問題が仲々複雑になることを示すものである。

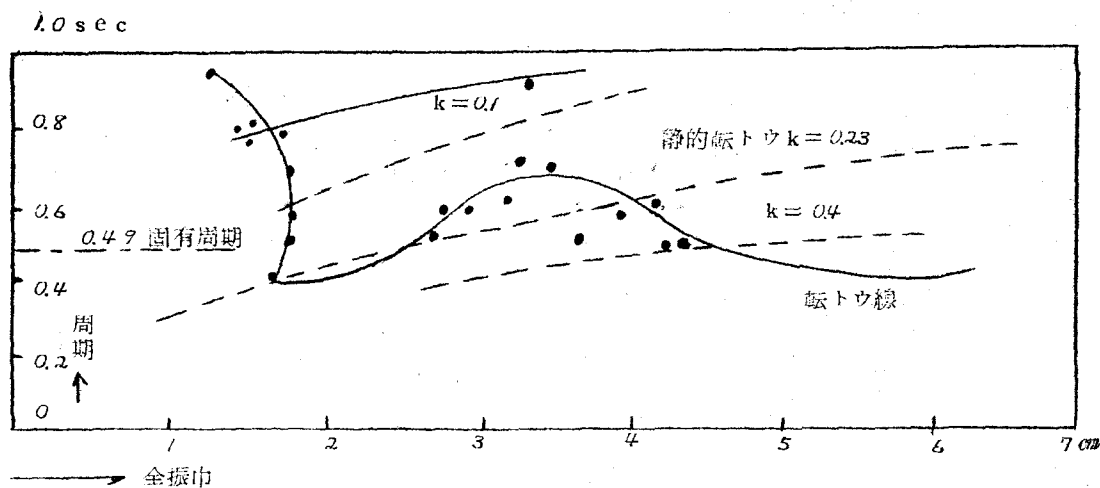


Fig 5 基礎巾 7 cm の時の転倒

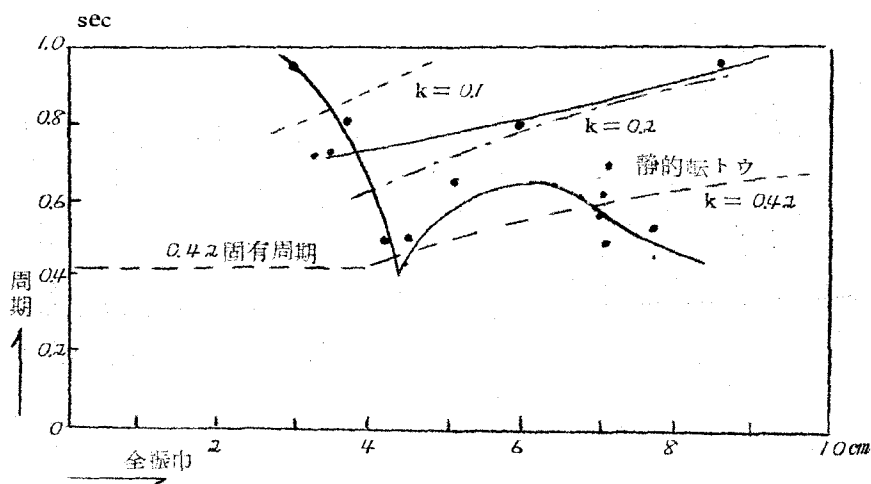


Fig 6 基礎巾 12 cm の時の転倒

§ 2 エネルギ耐震設計法

以上のように強度を標準にして設計することでは、カバー出来ない点があるので、これをおぎなう方法を考えて見る。一応話を耐震設計に限って論ずることにする。

耐震設計には建物の振動的性状を考えなければならない事は当然であるが、これが仲々複雑であるため、便宜上荷重を静的震度になおして設計していることは周知のとおりである。

この静的震度を振動的見地から修正していこうとするのが、先づ第一の方法であらうし、現在各方面で手がつけはじめられている行き方である。筆者はさらに別の面からこのような静的強度設計をおぎなつたらどうかと考える。

その方法としては、すでに衝撃的な力がかいた場合に武藤博士と筆者の取つた方法を適用して見たらと思う。

すなわち、地震によつて建物にあたえられるエネルギーを定め、このエネルギーを建物の歪エネルギーその他で吸収するように設計するのである。

地震によつて建物にあたえられる最大エネルギーは震度の決定と同様仲々複雑で、地震の性質、地盤および建物の性質で決するはずであるが、これは今後実測その他で求めるとして、もし何らかのエネルギーが定まつたとすると、先に述べたねばりの性質、あるいは転倒等の問題を一応簡単に計算にのせることが出来る。

たとえば地震によるエネルギーを一質点定常振動で簡単に考えて見る。

地 動 $y_0 = a_0 \cos pt$ による強制変位

絶対変位 $y = f \cdot F \cdot a_0 \cos(pt + \tau - \theta)$

速 度 $\dot{y} = -f \cdot F \cdot p a_0 \sin(pt + \tau - \theta)$ (1)

相対変位 $Y = f F a_0 \cos(pt + \tau - \theta) = a_0 \cos pt$ (2)

こゝに

$$f = \frac{1}{\sqrt{\left\{\left(\frac{p}{p_0}\right)^2 - 1\right\}^2 + 4K^2\left(\frac{p}{p_0}\right)^2}} \quad 2^{\circ}$$

$$F = \sqrt{1 + (PrL)^2} \doteq 1$$

$$\tau = \tan^{-1}(PrL) \doteq 0$$

とすると

$m^2 \gg p^2$ のときは $\bar{\omega} = 0, f = 1$ で

$$Y \doteq (f-1) \cdot a_0 \cos(pt) = 0$$

$m^2 \ll p^2$ のときは $\theta = \pi, f = 0$ と

$$Y \doteq (f-1) a_0 \cos(pt) = -a_0 \cos(pt) \quad (4)$$

地震によるエネルギー $E = \frac{1}{2} m \dot{y}^2 + \frac{1}{2} c Y^2 = \frac{1}{2} m \dot{y}^2 + \frac{1}{2} m n^2 Y^2$

(1), (2) 式を代入して $F \doteq 1, \tau \doteq 0$ とすると

$$E = \frac{1}{2} m f^2 p^2 a_0^2 \sin^2(pt - \theta) + \frac{1}{2} m \left\{ f = \pm(1 \sim 0) \right\}^2 n^2 a_0^2 \cos^2(pt - \theta)$$

$m^2 \gg p^2$ 地震が緩の時 (3)より

$$E_{max} \doteq \frac{1}{2} m p^2 a_0^2 = \frac{1}{2} m g a_0 \frac{a_0 p^2}{g} = \frac{1}{2} W \cdot k \cdot a_0 \quad (5)$$

$m^2 \ll p^2$ 地震が急の時 (4)より

$$E_{max} \doteq \frac{1}{2} m n^2 a_0^2 = \frac{1}{2} C \cdot a_0^2 \quad (6)$$

すなわち地動が極めて速い時には地震によつて与えられるエネルギーは建物の剛性と地震振動とに關係し、{(6)式}他動がゆつくりの時にはエネルギーは地震の震度、振幅、および建重量に關係する。{(5)式}

註 4) 終局の爆圧耐力に関する考察 梅村、建築学会論文集 33号 吸収エネルギーを對とせる耐爆設計法 武藤、梅村、同上

もちろん実際の地震はこの中間であり、振動も非線形非定常なものであるから、一般にはずつと複雑になるわけである。しかし、上の(5)、(6)式は、その傾向を見るには役立つものと思う。

例えば先に示した転倒の実験で、振動台の周期が早い時は一定振幅で転倒する傾向があつたが、これは上記(6)式により、建物に与えられるエネルギーが振動台の振幅だけに主として関係することから説明がつきそうに思われる。

転倒のエネルギーは転倒するまでの建物重心の持ち上り δs に要する仕事と考えると次の式が成立する。

$$\frac{1}{2} m \pi^2 a_0^2 = \frac{1}{2} W \frac{1}{g} \pi^2 \cdot a_0^2 = W \cdot \delta s$$

$$\therefore a_0 \propto \sqrt{\delta s}$$

(δs : 転倒するまでの重心の上り) (7)

先述の2つの模形について δs と転倒振幅との関係を調べると次表となりほゞ(7)式を満足している。

高さ	基礎幅	δs	$\sqrt{\delta s}$	a_0
30cm	7 cm	0.4 cm	0.63 cm (1)	0.9 cm
30cm	12 cm	1.2 cm	1.1 cm (2)	2.0 cm

建物の崩壊を検討するにも、崩壊までの建物の吸収エネルギーを計算しておけば、その大局をつかむことが出来よう。

以上エネルギー設計法の方針について論じたが、このような考えを衝撃破綻に適用されたのは註4)に示した武蔵博士のアイディアである。又以上論じた事柄に参考としたのは、振動耐震関係で棚橋博士、鈴木繁二氏、安藤範平氏の諸論、終局強度関係で坂博士、小野博士の諸論その他である。

棚橋博士が震力として地動の速度を重視してられるのは、筆者の考えに通ずるものがあると思う。実験を引用した川村、園部の諸氏とあわせて感謝の意を表する。

Appendix 塑性振動の一例

完全弾性体の1質点系と、一定変形以後は完全塑性に入る1質点系が一定地動を受けた時の振動を Fig A-1 に示す。

この図は右上に示したような構造物、すなわち I は完全弾性体で固有振動周期 $T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = 2$ 秒のものであり、II は変位 $0.277a$ までは I と同一の完全弾性体であるが、以後完全塑性になるような構造物である。II は静的強度としては F_m しかないものである。

このような2種の構造物に $y_g = a_0 \sin pt$ という周期 $T_0 = \frac{2\pi}{p} = 1$ 秒の地動が $\frac{1}{4}$ 周期だけ加わつた時の構造物の振動を示したのが Fig A-1 の下の折線で、これは Impuls Momentum 法^(註)によつて近似的に求めたものである。

参考のために $\frac{1}{4}$ 秒までの精解値を括弧内に示したが、わりによくあつている。

これを見ると最大強度が F_m だけしかなくても δm 以上の塑性変位が許されるような構造物では、一応崩壊はおこらない。しかし δm だけの変位が許されない構造であれば崩壊することになる。

一方もろい材料で I のような弾性を持つものでは、 $1.20/0.28 F_m = 4.3 F_m$ 以上の

強度を持っていなければ崩壊の危険があるわけである。

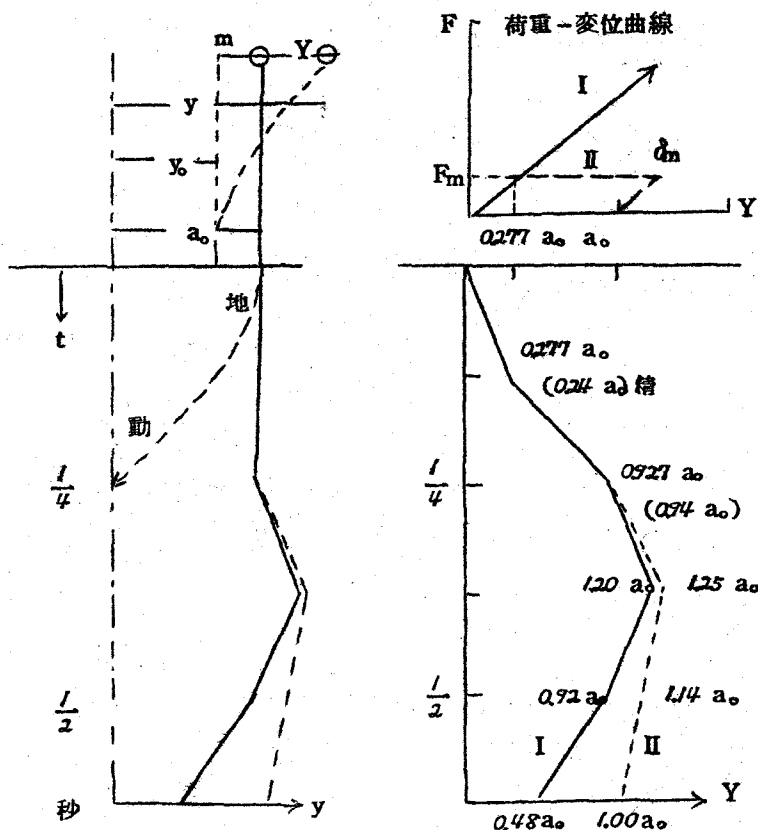


Fig A-1 塑性構造物の振動例

註 Impuls-Momentum 法

Fig A-1 の略算には次の方法を使った。これは A. C. I Vol 26, No 7, MAY 1955 の Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosion : C. S. Whitney その他の論文中にある方法で次の原理によっている。

振動方程式は Fig A-1 の記号を使って

$$m\ddot{y} + F(y) = -m\ddot{y}_t$$

となるが、これを次のように書きなおす。

$$\frac{\dot{y}_{t+\Delta t} - \dot{y}_t}{\Delta t} = -\frac{\dot{y}_{t+\Delta t} - \dot{y}_t}{\Delta t} - \frac{1}{m} F(y_t)$$

$$\therefore \dot{y}_{t+\Delta t} = \dot{y}_t - (\dot{y}_{t+\Delta t} - \dot{y}_t) - \frac{1}{m} F(y_t) \Delta t \dots \dots \dots (A-1)$$

$$y_{t+\Delta t} = y_t + \left\{ \dot{y}_t - \frac{1}{2} (\dot{y}_{t+\Delta t} - \dot{y}_t) - \frac{1}{2m} F(y_t) \Delta t \right\} \Delta t \dots \dots \dots (A-2)$$

初期条件をあわせ、時間 Δt を適当に細分して上式から順に変位を計算する。
計算には次のA-1表の如くに順に記入すると便利である。

A-1表 Fig A-1 計算表 (初期条件 $Y_{t=0} = 0 \quad \dot{Y}_{t=0} = 0$)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
t(秒)	Δt (秒)	$\ddot{y}(a_0)$	$\dot{y}_t - \dot{y}_{t-\Delta t}$ Δt	$0.5 \ddot{y}_t$ (a_0)	$\dot{Y}(a_0)$	$Y(a_0)$	$-\frac{F}{m} \Delta t$ (a_0)	$0.5 \ddot{y}_t$ (a_0)	$(\textcircled{2} + \textcircled{6} + \textcircled{9})$ $\Delta t(a_0)$
0	1/8	0	444	222	0	0	0	0	0277
1/8	1/8	-444	184	092	444	0277	-034	-017	065
2/8	1/8	-628	-628	-314	594	093	(-034)	(-017)	028
3/8	1/8	0	0	0	-148	121	-148	-074	-028
4/8	1/8	0	0	0	(-068)	(126)	(-034)	(-017)	(-011)
5/8	1/8				-296	092	-113	-056	-044
					(-102)	(115)	(-021)	(-010)	(-014)
					-409	048			
					(-123)	(100)			

A-1表中の括弧内はFig A-1のIIで示す塑性体の振動。

③列は $y = a_0 \cos \omega t = a_0 \cos 2\pi t$ $\therefore \dot{y} = -2\pi a_0 \sin 2\pi t$

⑥列は $\ddot{y} = -\frac{F}{m} Y = -\pi^2 Y$ 、ただしIIでは $Y = 0.277 a_0$ 以後は一定の $\pi^2 \times 0.277 a_0$ を採用する。

⑥、⑦列は第一行は初期条件でいきなり、2行以下は上行の矢印を加える。