

片持りの非定常振動について

立命館大学 正員 石田修三

§1 序

地震波外乱群とそれに対する高層建築の最大応答との関係を知る目的で、せん断変形の卓越する様な片持りに往復矩形パルス型加速度外乱群が作用した時の最大応答の生い方を調べたのでその概略をここに報告する。

§2 外乱群の設定

外乱パターンとしての無次元正規化加速度波形関数は簡単に FIG 1 に示す矩形パルスを用い、 β が 0.1 ~ 0.5 まで変化する群を考えた。群を規定する最大外乱加速度振幅 α は次の三通りの決の方がある。1) 同一最大外乱加速度 $A_u = A_0 a_u$ から $\alpha = a_u$ 2) 同一最大外乱速度 $V_u = V_0 v_u$ から $\alpha = v_u / \bar{c}$ 3) 同一最大外乱変位 $D_u = D_0 d_u$ から $\alpha = d_u / \bar{c}(\bar{T}_g - \bar{c})$ 、ここに A_0, V_0, D_0 は規準量 a_u, v_u, d_u は無次元量である。

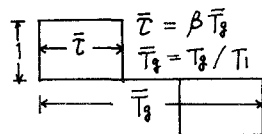


FIG 1

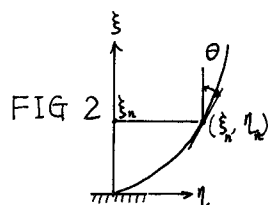


FIG 2

§3 動力モデル及び応答量の設定

断面、剛性、質量が一定で、鉛直に立てられた剪断ばりを考え、連続体のせん断形線型系として扱った。応答量としては耐震安全性評価に好都合なようにたわみ角 (FIG 2 参照) 即ちせん断ひずみ度を用いた。これにせん断剛性を乗ずればたぐちにせん断力が得られる。

§4 応答解析

ロッキング、ねじれ、軸力の影響は無視し、運動座標に対するはり下端の変位を 0、任意点での初速、初変位を 0 とおいてせん断振動の基礎方程式⁽¹⁾⁽²⁾を解き、前述の外乱に対する無次元たわみ角応答の形に整理すると次式が得られる。

$$\theta(\xi, \bar{t}) = -2\alpha e^{-\xi\bar{t}} \sum_{\nu=1}^{\infty} \left\{ \cos k_{\nu}\xi \cdot J(\bar{t}, \nu, \bar{c}, \bar{T}_g) / \bar{\omega}_{\nu} \right\} \quad (1)$$

但し $\xi/\bar{\omega}_{\nu} \ll 1$ とする。

$$J(\bar{t}, \nu, \bar{c}, \bar{T}_g) = \begin{cases} J_1(\bar{t}, \nu) = e^{-\xi\bar{t}} \frac{\xi}{\bar{\omega}_{\nu}} \sin \bar{\omega}_{\nu}\bar{t} - \cos \bar{\omega}_{\nu}\bar{t} & 0 \leq \bar{t} \leq \bar{c} \\ J_2(\bar{t}, \nu) = J_1(\bar{t}, \nu) - J_1(\bar{t} - \bar{c}, \nu) & \bar{c} < \bar{t} \leq \bar{T}_g - \bar{c} \\ J_3(\bar{t}, \nu) = J_2(\bar{t}, \nu) - J_1(\bar{t} - \bar{T}_g + \bar{c}, \nu) & \bar{T}_g - \bar{c} < \bar{t} \leq \bar{T}_g \\ J_4(\bar{t}, \nu) = J_3(\bar{t}, \nu) + J_1(\bar{t} - \bar{T}_g, \nu) & \bar{T}_g < \bar{t} \end{cases} \quad (2)$$

ここにおいて長さ及び時間を表わす諸量はそれぞれ建物の高さ h 、及びその基本固有周期 T_1 を規準量として無次元化されている。よって次に示すのもすべて無次元量である。

θ ; たわみ角 (せん断ひずみ度), ξ ; 高さ方向の位置 ≤ 1 , $\bar{t}$; 時間, α ; 外乱加速度振幅, $\bar{c}$; 外部減衰係数, ν ; 振動次数, $\bar{\omega}_{\nu}$; 系の円振動数, $k_{\nu} = (2\nu - 1)\frac{\pi}{2}$, J ; ν 次時間関数, $\bar{c}$; パルス巾, $\bar{T}_g$; 外乱半周期 (外乱と系の周期比の 1/2)

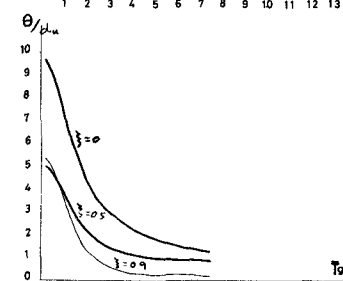
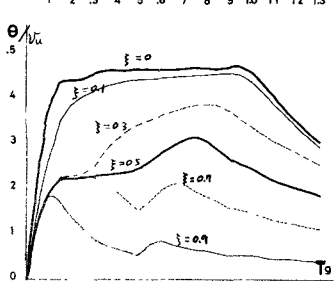
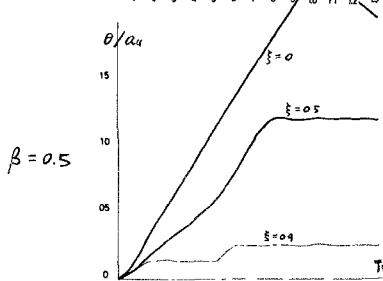
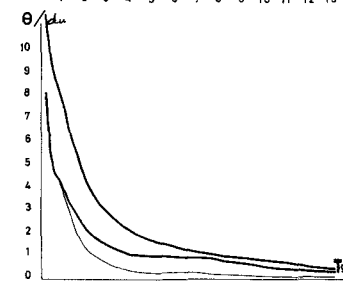
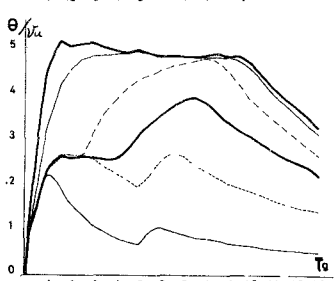
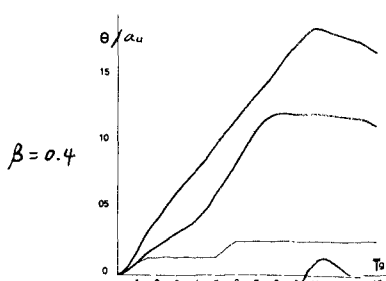
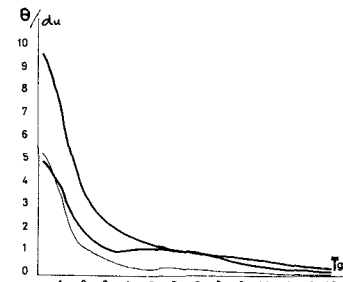
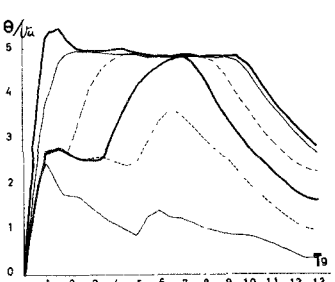
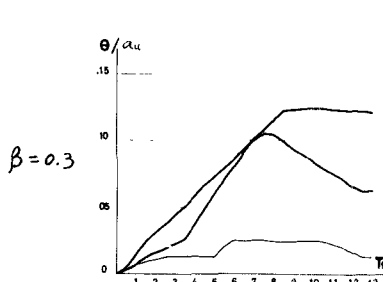
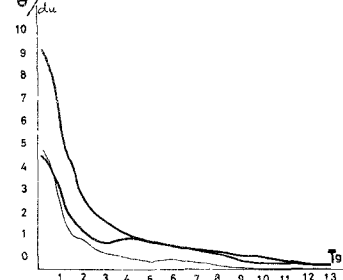
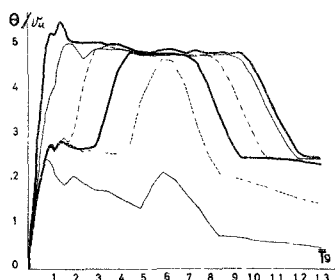
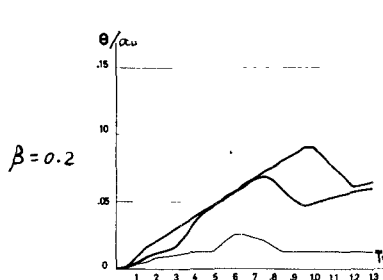
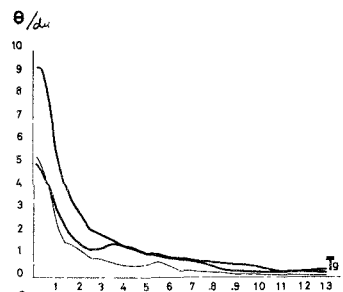
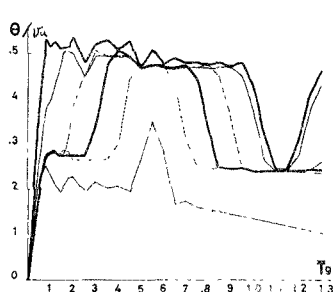
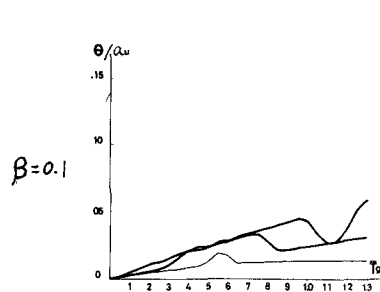


FIG 3
(定値加速度外乱
による最大応答)

FIG 4
(定値速度外乱
による最大応答)

FIG 5
(定値変位外乱
による最大応答)

$\bar{T}_g = 0.02 \sim 1.30$, $\beta = 0.1 \sim 0.5$, $\xi = 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.7, 0.9$ の各場合について, $\gamma = 1 \sim 5$, $\bar{\varepsilon} = 0.05$ とし G の最大値を求め FIG3 ~ FIG5 に示してあった計算は京大KDC IIによった。

§5 結果及考察

1 最大応答を支配する要因 FIG4, FIG5 から明らかさ如く変位に支配される領域はほぼ $\bar{T}_g \leq 0.1$ であり, 下層部ではそれに続いて速度に支配される領域が $0.1 \leq \bar{T}_g \leq 1.0$ 位まで続く。上層部では速度で支配される域はせまく, $\bar{T}_g \geq 0.1 \sim 0.2$ で加速度に支配される領域に移行している。中間層部ではその中間的な様相を呈している。これは地震波が構造物に最も大きな応答を生ぜしめる要因が地動加速度, 地動速度, 地動変位のどれであるかは1自由度系の様に系と外乱の周期比からただちに決まるものでなく, 構造物の層位置によって異なり得る事を意味している。

2 系と外乱の同調 1) FIG4 から明らかさ様に一般に1次同調は定値速度が最大応答を支配する領域で生じ, 2次以上の同調は定値速度から定値変位に移行する境界近くに生じる。2) 上層部では β が小さければ1次の同調が卓越し得る, β が大なる程1次は衰退し2次の同調が卓越する。3) 中層部では $\beta = 0.5$ を除けば1次同調が卓越する。又下層部なるにつれ同調による最大応答域が $\bar{T}_g$ に依りて広がる。FIG4における同調の際の山の立上り勾配は同じ β に対して各層共一定している。 β が大なるにつれてなだらかになる。4) 下層部では β が小さくなれば2次同調の影響がやや強まるが, β にかかわらず定値速度外乱による応答の最大値は広い域 ($0.1 \leq \bar{T}_g \leq 1.0$) にほぼ平行を保つ。これは下層部では最大応答は同調に依らない事を意味する。5) 1次同調における最大応答は β が小なる程各層共に値に近づく。これは応答が波動的になる事を意味する。6) 1次同調の生じる周期比は層によって異なり上層から下層へ順に大となる。この傾向は β が大きい程大である。

3 絶対最大応答を決定づける β 定値加速度外乱のときは $\beta = 0.5$ が, 定値速度外乱のときは $\beta = 0.1$ が定値変位外乱のときは $\beta = 0.4$ が それぞれ周期比にかかわらず系に最大応答の内の最大値を与える。

謝辞 本研究を御指導下さいました 棚橋, 小堀, 金多, 南井各教授をはじめとする京都大学耐震工学研究者グループの皆様にあく感謝致します。

参考文献

- 1) 棚橋 諒, 小堀鐸二, 金多 深 京都大学防災研究所紀要
Vibration Problems of Skyscraper. 1954年3月
- 2) 石田修三 立命館大学理工学研究所紀要
高層建築に対する地震波の破壊的要素について。1967年12月(予定)