

港灣技研資料

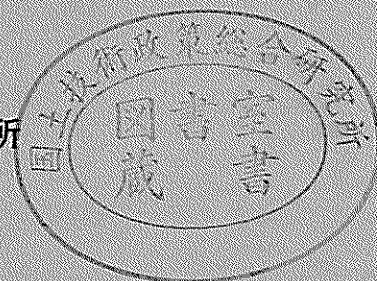
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 402 Dec. 1981

RC構造物の動的非線型解析法の事例研究

清 宮 理
Lawrence G. Selna

運輸省港灣技術研究所



目 次

要 旨	3
まえがき	3
1. 建物の概略と設計	4
2. 地震時の建物の被害状況	8
3. 地震応答観測システムの概略	10
4. 取得された加速度記録の解析	11
5. 動的応答解析	17
5.1 計算モデルと入力データ	17
5.2 計算結果とその考察	22
6. 結 論	28
あとがき	28
参考文献	28

Nonlinear Analysis of the Damaged RC Structure during an Earthquake

Osamu KIYOMIYA*
Lawrence G. Selna**

Synopsis

It is very important to know the nonlinear properties of structure members during earthquakes. The nonlinear property relationship between load and deformation proposed by Takeda is applied for an existing structure (RC building) to estimate its property. The building was damaged by the earthquake which occurred in California State, U.S.A. in October, 1979. The acceleration records were obtained by the earthquake response observation at the same time.

The calculated value did not agree with the observed value in the dynamic response analysis using the acceleration record at the ground surface as input data. However, the calculated value agreed well with observed value when the other three acceleration records obtained in the structure were used as input data. The proposed model of the nonlinear relationship is not so bad, however, the further research work will be needed to use it.

* Senior Research Engineer, Structures Division
** Associate Professor, U.C.L.A., U.S.A.

RC構造物の動的非線型解析法の事例研究

清 宮 理^{*}
Lawrence G. Selna^{**}

要 旨

RC構造物の耐震性の検討の一課題に、構造物部材の動的非線型特性の把握がある。武田によって既に提案されている荷重と変形との非線型特性の関係(履歴現象)を実在のRC構造物(6階建の建物)に適用してその妥当性の評価を行った。建物は、1979年10月に米国カルフォルニア州南部で発生した地震によって被害を受けた。その際地震応答観測によって加速度記録が取得された。地表面から加速度記録を入力した動的応答解析では、計算値と実測値とが良い一致をみなかった。しかし地表面以外の箇所でも取得された加速度記録をも入力とした場合、両者は良く一致した。したがって、ここでのRC部材の非線型特性は、ある程度の現実性を有するが、動的応答解析に用いるには更に検討の余地があると判断された。

ま え が き

海洋開発は、現在各国で鋭意進められている。臨海部での開発が飽和状態に達しつつある日本では、海洋構造物の建設は、従来より更に深い水深で行われようとしている。これらの海洋構造物は、波浪、地震など激しい自然現象による外力に対して、適切な安全性を有しかつ建設費が経済的なものでなければならない。海洋構造物の構成材料の一つとして鉄筋コンクリート(RC)が考えられる。大規模な地震の発生の可能性が高い、日本や米国などの国々では、このRC構造物の耐震性について種々の観点からの検討が要求されている。このためRC構造物の耐震性の検討に際して、より精度の高い解析手法の確立が急がれている。

RC構造物の地震時挙動の解析に必要な情報のひとつは、RC部材の荷重と変形との関係である。しかも、この荷重と変形との関係は、RC部材が線型の挙動を示す範囲を超えた、大きな荷重や変位の範囲を含むものでなければならない。すなわち荷重と変形との非線型な関係が必要である。RC部材が非線型な挙動を示す範囲までの荷重と変形との関係を必要とする理由は、大地震時においても構造物部材がすべて線型に挙動するようにすると、経済性の観点からの合理性が失われるからである。

RC部材のこの非線型関係については、部材試験などに基づいて提案され、建築関係で可成り活用されているものがある。原理的には、部材の荷重と変形との関係は、海洋構造物にも建築物にも共通する。したがって、この荷重と変形との関係で構造物の地震応答がどの程度追跡できるかを知ることは、RCによる海洋構造物の耐震設計に極めて有益である。このような観点から、前記の荷重と変形との関係を用いたRC構造物の地震応答解析と実際のRC構造物の地震応答観測の結果を比較した。

実在構造物の大規模な地震応答観測例は、多くない。特に、大きな地震動によって構造物の挙動が非線型な領域に達した場合の観測例は非常に少ない。1979年10月、米国カルフォルニア州南部で発生したImperial Valley地震によって各種の構造物が被害を受けた。El Centro市内にある6階建のRC構造物もこの地震によって大きな被害を受けた。この際に建物内外に設置されていた地震観測計器が良好に作動して、建物が地震時に被害を受ける過程を含めて構造物の地震応答が記録された。大規模な地震応答観測によってRC構造物の被災時の動的挙動を捕捉できたのは、これが世界最初である。この事例を用いて、前記のRC構造物の動的非線型解析と観測結果の比較を行い、提案されている荷重と変形との関係の検討を行うことにする。陸上の構造物である建物と海洋構造物とは使用形態が異なるが構造工学的に本

* 構造部主任研究官

** カルフォルニア大学ロスアンジェルス校助教授

質的な差異はない。すなわち本資料で検討する動的非線型解析は、海洋構造物の耐震性の検討にも十分適用できるものである。また栈橋などの港湾施設上に建設されるRC構造の上屋、タワーなどは、建築物のものである。これら構造物には、この検討がより直接的に適用できよう。

なお、上記の動的非線型解析をも参考にして、被害原因、部材の強度などに関して、RC構造物の耐震性評価に参考となる知見をとりまとめた。

本資料は、第1著者が、カルフォルニア大学ロスアンジェルス校(米国)に留学した際、第2著者と共同で実施した研究を取りまとめたものである。

1. 建物の概略と設計

「The Imperial County Services Building」は、6階建のRC構造物である。1968年にUBC(The Uniform Building Code, 1967年度版)にしたがって設計が行われ、1971年に同建物は完成した。建物の高さは、25.9m、建物のE-W方向の長さは、41.7m、

N-S方向の長さは、26.3mである。この建物の構造的な特徴は、図-1.2及び図-1.3に示す通り、建物のE-W方向がフレーム構造、N-S方向がフレーム構造とせん断壁構造とで構成されている。すなわち各方向で異なった構造形式でもって各々地震力などの外力に抵抗するよう設計がなされている。

N-S方向に関して、建物の2階から6階までは、厚さが約18cmのせん断壁が建物の西側と東側の両側に設置されている。1階は、厚さ約30cmの4枚のせん断壁が、建物内に設けられている。2階の床スラブが、2階以上に設けられているせん断壁と、1階のせん断壁との間の力の伝達の役割を果している。建物の1階から屋上までの全重量は、約6072 tfで、1階では24本の柱でこの重量が支持されている。図-1.4に示すとおり、1階の柱と2階以上の建物内の柱は、一辺の長さが61cmの正方形の断面をしている。これらの柱は、場所ごとに配筋、柱の全長などが多少異っている。代表的には直径35.8mmの鉄筋8本が上下方向に配筋されている。またパイルキャブから上約66cmの間では、5~8cm

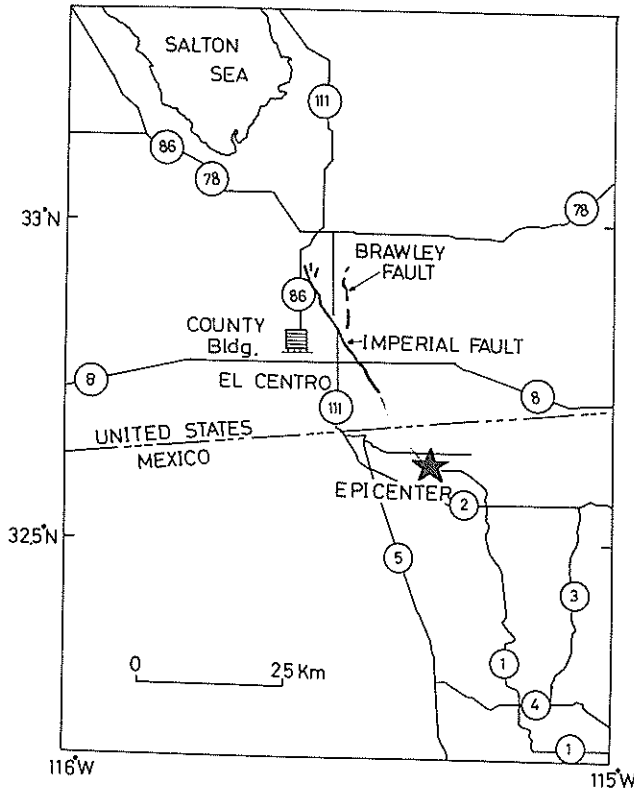
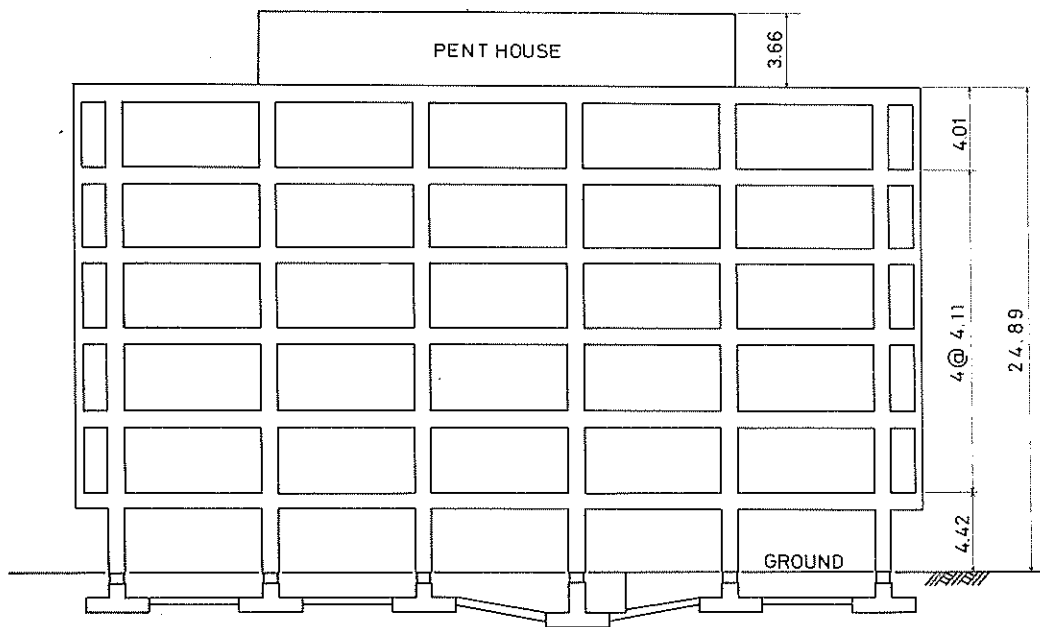


図-1.1 建物の位置図



(UNIT : m)

図-1.2 建物の構造 (正面図)

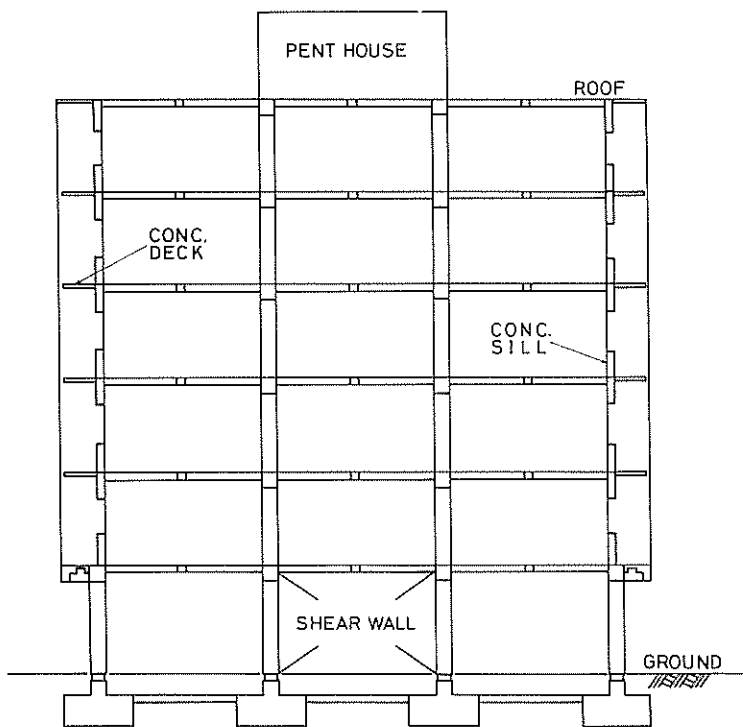


図-1.3 建物の構造 (側面図)

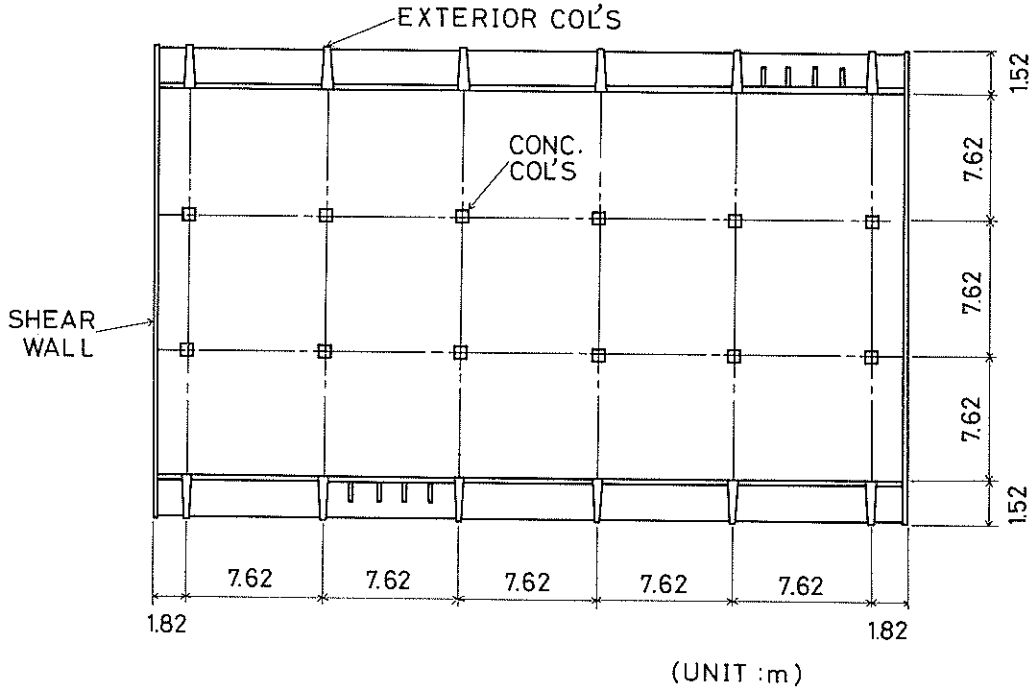


図-1.4 建物の構造（平面図）

の間隔で帯鉄筋が設けられているが、それ以上、スラブの下 33 cm までの箇所は、約 30 cm の間隔で帯鉄筋が設けられている。また主鉄筋は、柱の大方中央部付近で重ね継がれている。地表面付近で、柱に 2 cm ほどの切込みが入っており、これにより主鉄筋がこの箇所です少し内側に曲げられている。

2 階から 6 階までの柱は、内部の 12 本と外部の 12 本とで形状が異なっている。内部の柱は、1 階の柱と各諸元がほぼ同じである。外部の柱は、図-1.5 に示すとおりフィン（ひれ）が付いている形状をしている。これは、建物内の室の採光を考慮して考案されたものである。

建物に作用する地震時の水平力（ V ）は、次式で算定される。

$$V = ZIKCSW \quad (1.1)$$

ここに Z : 地域の差異を示す係数
(カルフォルニア州は 1.0)

I : 建物の重要度を示す係数 (当建物は 1.0)

K : 水平力係数

C : $1 / 15\sqrt{T}$
(T : 建物の一次固有周期)

S : 建物の応答を示す係数 (当建物は 1.0)

W : 建物の重量

本建物では、N-S 方向は、箱形の系（ボックス構造）として水平力係数 K の値を 1.33、E-W 方向の建物の内部の柱は、フレーム構造として、1.0、建物の外部の柱は、その他の分類で 0.67 の値を用いている。また転倒モーメントに対して、1 階では柱のみで抵抗することになっている。表-1 に同建物の耐震設計の概略値を示す。この表に示すとおり、1 階で計算される水平方向のせん断力

表-1 各階のせん断力

階	高さ (m)	せん断力 (E-W) (tf)	せん断力 (N-S) (tf)
Roof	24.89	59.0	126.6
6	20.88	119.3	255.8
5	16.76	167.8	359.7
4	12.65	205.0	438.6
3	8.53	229.5	491.2
2	4.42	241.8	517.1
Ground	0.00	241.8	517.1

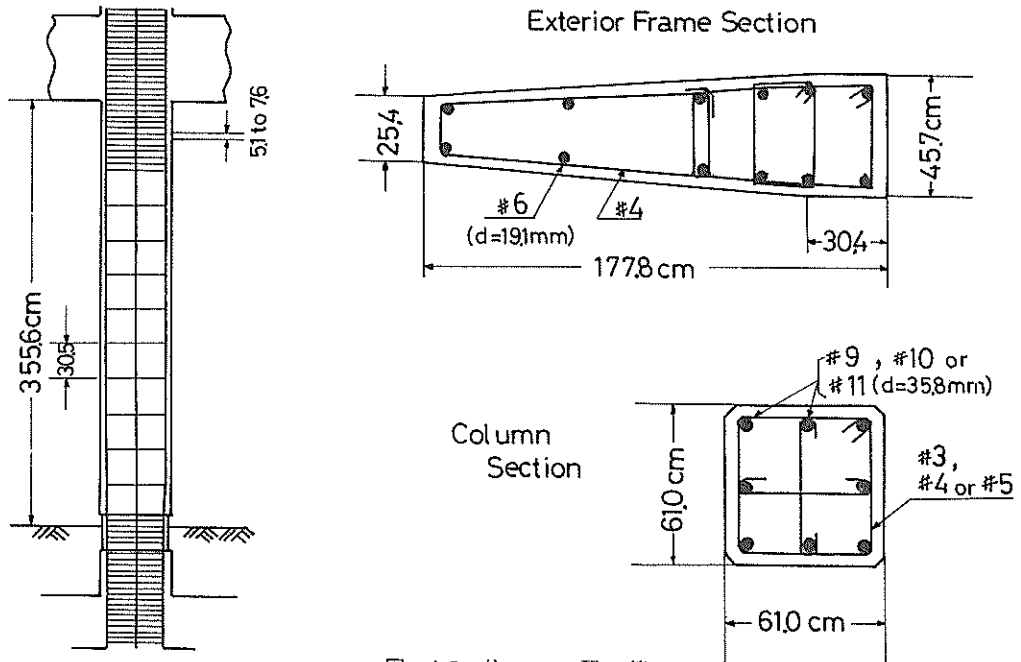


図-1.5 柱の配筋

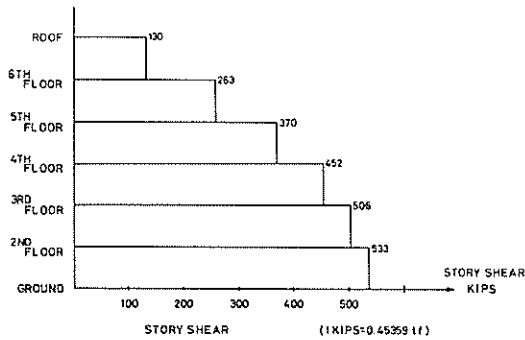


図-1.6 各階のせん断力(東西方向)

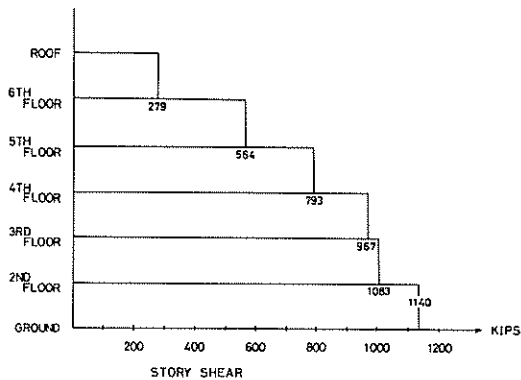


図-1.7 各階のせん断力(南北方向)

は、E-W方向で241.8tf、S-N方向で517.1tfとなっている。

図-1.6及び図-1.7に各階の水平方向のせん断力の分布を示す。

建物周辺の地盤は、比較的硬質な洪積層で構成されている。El Centro市がある盆地内の土質条件は、各地点であまり大きな変化はない。表層から深度35m程度までは、所々に細かい密な砂が混在している硬質な粘土で構成されており、この層でのせん断波速度(V_s)は120~300m/sの間に分布している。この層より下の深度約122mまでは、シルト質粘土で V_s が300m/s以上である。建物は、11.5~18.3mの深度に打ち込まれたコンクリートパイルによって支持されている。

現在のUBC²⁾との対比及び耐震設計上の観点から判断した場合、同建物の耐震上の主要な問題として次の4点を挙げる事ができる。

① 2階から6階までの各階の重量が、1階と比較して大きく、いわゆるトップヘビーの様子を呈している。すなわち Pent' house や各種施設などの重量が上部階に集中している。またこの事を考えた場合、1階の柱の全体的な剛性が小さい。

② 設計時に建物のE-W方向の地震時の水平力の値が小さく評価された。水平力係数(K)として、E-W方向にも1.33を用いるべきである。

- ③ フープ間隔が広い等、1階の柱の配筋が十分でない。
 (*柱に曲げモーメントと軸力の両者が作用する場合のせん断の影響を考慮せず、許容間隔に最小の帯鉄筋しか入っていない)

- ④ 建物の両側にあるN-S方向のせん断壁が、1階と2階以上とで構造的に不連続となっている。すなわちせん断壁の重量をその下部の4本の柱で支持することになっている。

現在のUBCでは、上記の問題点について次のように既に改定されている。式(1.1)中の K の値は、もし建物内で K の値が異なる場合には、一番大きい値を別の方向にも採用することになっている。すなわちE-W方向でも K の値として本建物では1.33を設定するよう規定されている。またせん断壁を支える柱は、柱の全長にわたって周到な配筋を要求している。フープ間隔をより狭くして、柱の座屈やせん断変形に対する抵抗力の増加、あるいは柱の破壊時のコンクリートの拘束性の増大を期待している。

設計に用いた当建物の固有一次振動周期(T)は、E-W方向に関して式(1.2)N-S方向に関して式(1.3)で各々算定した。建物の方向によって用いる式が異なっている理由は、建物の方向によって前述したとおり構造様式が

異っているからである。

$$T = 0.1 N \quad (1.2)$$

$$T = 0.05 h_n / \sqrt{D} \quad (1.3)$$

ここに N : 建物の階数

h_n : 建物の高さ

D : 建物の幅

上記の式で算定したE-W方向の固有一次振動周期は0.60秒、N-S方向は0.47秒である。

2. 地震時の建物の被害状況

1979年10月15日にマグニチュード6.6の地震が、米国とメキシコ国境付近で発生した。この地震により、ダム、パイプライン、住宅などの施設にかなりの被害を与えた。またImperial断層は、45~50cmほど、Brawley断層は10cmほど移動したことが報告されている。「The Imperial County Services Building」も、この地震によりかなりの被害を受けた。大きな被害を特に受けたのは、建物の1階の東側の4本の柱である。この被害の様子を写真-1に示す。柱の下部の鉄筋が座屈、ふくれ出ている。鉄筋は主に建物のE-

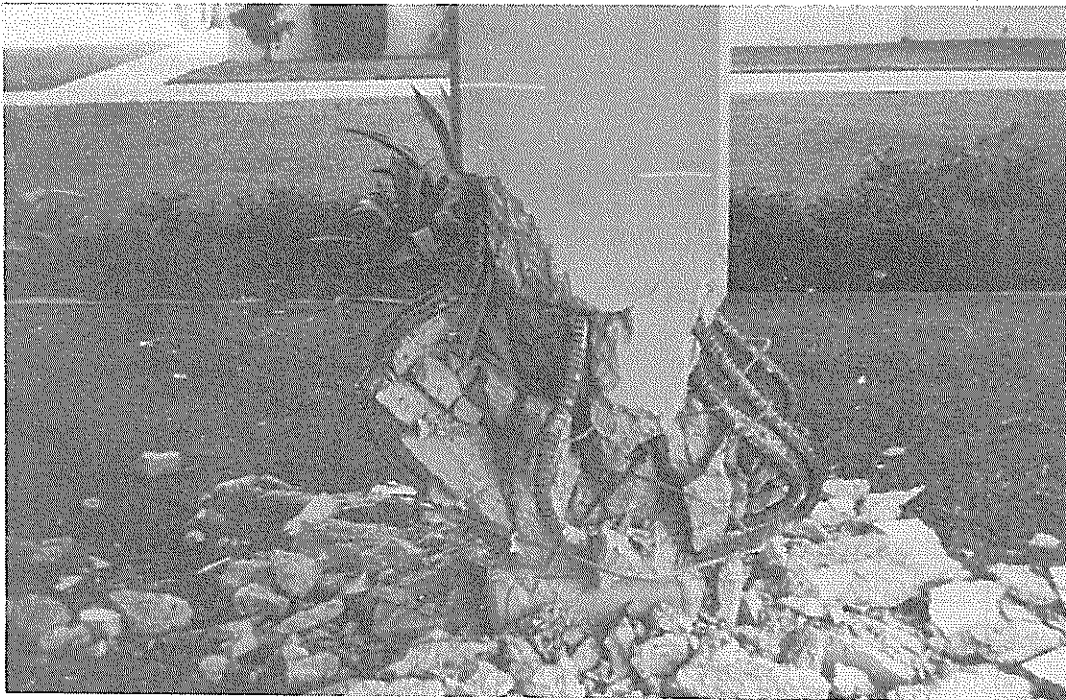


写真-1 柱下部の被害状況

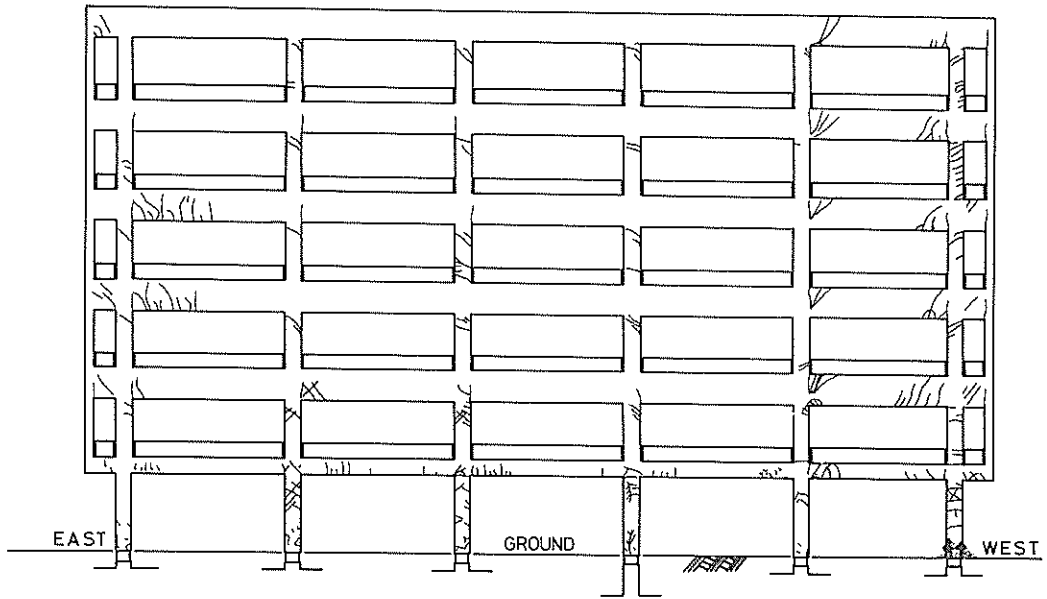


図-2.1 建物に生じたひび割れ（正面図）

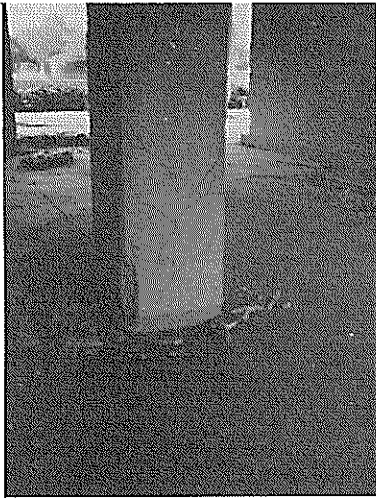


写真-2 柱に生じたひび割れ

W方向に、ふくれ出ており、N-S方向はさほどふくれ出ていない。主鉄筋内のコンクリートもこの部分で砕けその破片は、柱周辺に飛び散っている。この破壊性状はこれらの柱がE-W方向に働いた大きな値のせん断力と、建物の自重と地震時に生じた転倒モーメントの増加による軸力とによって破壊したことを示唆している。1階の他の柱は、東側の4本の柱ほどには被害を受けていない。

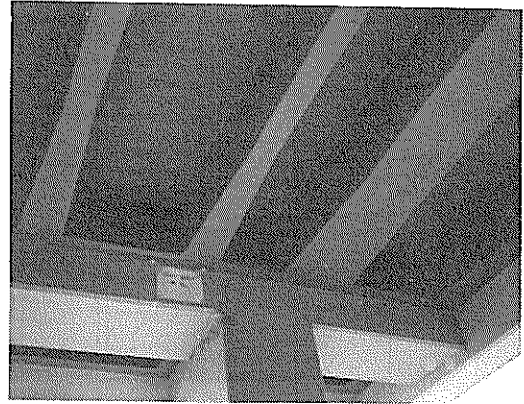


写真-3 床版に生じたひび割れ

図-2.1及び写真-2に示すとおり柱の上部や下部にX状のクラックが所々に発生している。また一部では、かぶり部分のコンクリートがはく離している所もある。2階以上の柱についても、各階とも柱の上部と下部とにX状あるいは水平にクラックが発生している。しかしひびわれ幅は小さい。

建物の東側及び西側にあるせん断壁は、図-2.2に示すとおり、2階及び3階付近にひびわれが発生している。しかしひびわれ幅は小さく、これらせん断壁は大きな被害を受けていない。

床版に関しては、東側の4本の柱のあるすぐ上の2階の床版にかなりのひびわれが発生している。このひびわれは、1階の柱が座屈し、その寸法が短くなったことにより生じている。この箇所以外の床版にも写真-3に示すように所々ひびわれが発生しているが、ひびわれ幅は小さい。

建物下部の基礎に関して、地震発生後、建物の南側の箇所を掘削して、クイとクイ頭の被害について調査が行われたが、異常あるいは被害は発見されていない。クイ頭と周辺地盤との間にも空隙は存在せず、基礎と周辺地盤とがほぼ一体となって、地震時に動いたと推測されている。

3. 地震応答観測システムの概略

地震応答観測システムは、California Strong Motion Instrumentation Programにしたがって、1976年に建物内に設置された。当初は9台の加速度計を中心にこのシステムが構成されていた。その後、1978年に建物内部に4チャンネル、及び建物から103m

東に離れた地点に3チャンネルの加速度計を追加し、システムの改善がなされた。⁴⁾ この改善に際しては、SMA型とFBA型の加速度計が用いられた。最終的には、図-3.1に示す総数16チャンネルの地震応答観測システムが完成した。建物内では、E-W方向に、1階、2階、4階及び屋上に、N-S方向には、1階、2階及び屋上に加速度計が設置されている。とくに2階及び4階では建物の中央、西側及び東側の3箇所のN-S方向に加速度計が設置されている。

この地震応答観測システムによって、建物の各階の水平方向の変形特性、ねじれの状態、周辺地盤と建物の相互作用など各種の情報が取得できる。

このシステムは、The Office Strong Motion (ODMG)によって設置後維持管理がなされた。

SMA型の加速度計の固有振動数は、25 Hz、FBA型の加速度計の固有振動数は、50 Hzである。この地震応答観測システムは、地表あるいは最上階で、0.01 gの加速度が入力した場合動作することになっており、最大1 Gまでの加速度の値を記録できる。

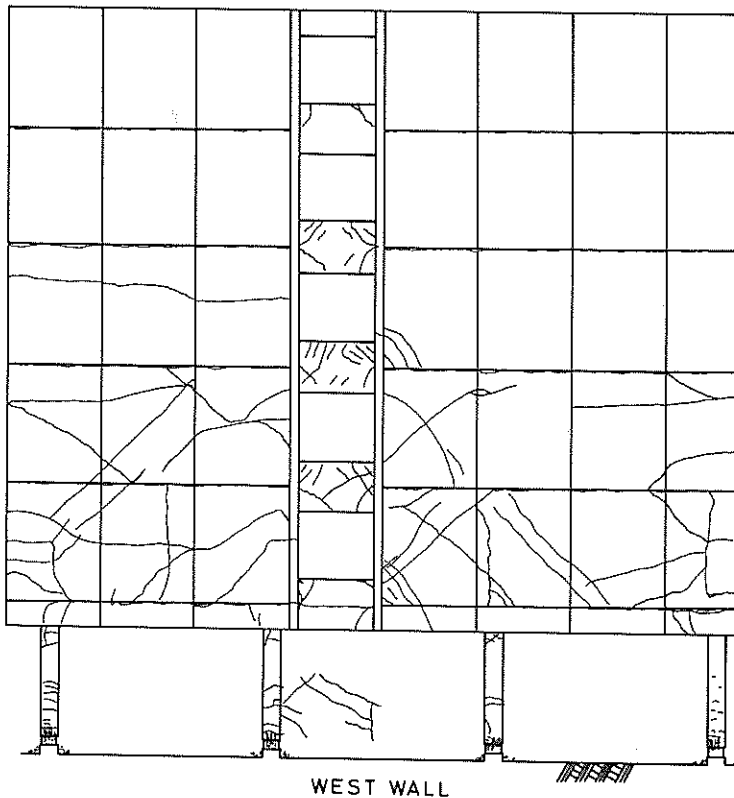


図-2.2 建物に生じたひび割れ (側面図)

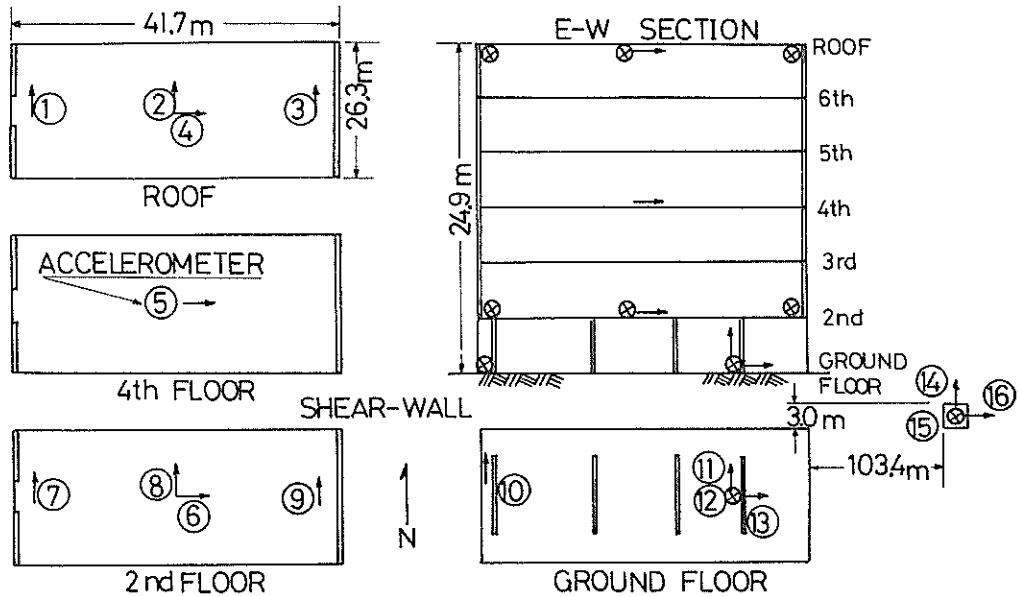


図-3.1 加速度計の配置状況

4. 取得された加速度記録の解析^{4), 5)}

取得された加速度記録の最大値などを表-2に示す。建物から東に103m離れた地表面で取得された加速度記録を図-4.1に示す。加速度の最大値は、E-W成分が 209.0 cm/s^2 、U-D成分が 230.9 cm/s^2 、N-S成分が 231.4 cm/s^2 であった。図-4.4~図-4.6に各々の成分のフーリエ解析の結果を示す。E-W成分では、1.86秒、2.28秒、0.5秒などの振動成分が卓越している。N-S成分では、1.46秒、3.41秒、0.85秒などの振動成分が卓越している。図-4.7及び図-4.8に建物の屋上で取得された加速度記録を示す。E-W成分の最大加速度は、 443.9 cm/s^2 、N-S成分は、建物の西側で 569.4 cm/s^2 であった。図-4.9に示すとおりE-Wの卓越周期は、1.74秒及び3.41秒と比較的長周期である。一方N-S成分では、図-4.10に示すとおり、0.68秒、1.37秒、0.98秒などの振動周期が卓越している。建物内の加速度計で取得された加速度最大値は、2階で 642.0 cm/s^2 である。しかし、この値は、後に説明するが地震発生後11秒の所で生じた高い振動成分を持つ箇所なので注意しておく必要がある。

建物内で取得された加速度記録には、2点の主要な特徴がある。

第一点は、図-4.7などにも示したとおり建物内に設

置された加速度計で取得されたE-W成分の加速度記録が、記録取得後約6.8秒の箇所を境に振動性状が変化していることである。すなわち、6.8秒以前では卓越している振動周期が、0.3秒であったが、6.8秒以後1.74秒と長くなっている。そしてこの長周期成分が、その後かなり長い時間継続している。一方N-S成分では、その箇所で振動周期が顕著に変化せず、0秒から11秒の間、0.68秒の振動周期が卓越していることがわかる。

第二点は、図-4.7では顕著に識別できないが、記録紙上の加速度記録の約11秒の箇所で建物内のすべての加速度記録が、振動周期の非常に短い成分を持っていることである。この振動は、0.5秒間ほど継続している。

また6階の東側にあるN-S成分の加速度計で得られた記録では、この11秒以後に、約1.4秒の比較的長周期の振動成分が出現している。ただし、同じ階の西側の加速度計で得られた記録では、この現象を見出すことができない。

以上の2点は、前述した建物の被害をうまく説明できる。すなわち加速度記録が捕捉されてから、6.8秒までの間で、建物のE-W方向及びN-S方向ともに建物の各々の部材はほぼ弾性的な挙動を示した。しかし6.8秒以後建物のE-W方向の剛性が、おもに1階の東側の柱での被害の発生とともに低下したため、この現象と関連して加速度記録で長周期成分が出現したと考えられる。換言すれば建物内のいくつかの部材が6.8秒以後塑性状

表-2 加速度計で取得された加速度の最大値

No- of Trigger	Component	Location	Max. acc (cm/s^2)	Time of Max Value (s)
1	N-S	6th roof E side	531.3	9.12
2	N-S	6th roof center	-551.6	8.89
3	N-S	6th roof W side	-569.5	8.89
4	E-W	6th roof center	-443.9	10.92
5	E-W	4th floor center	258.2	6.97
6	E-W	2nd floor center	-268.5	7.77
7	N-S	2nd floor E side	355.8	6.40
8	N-S	2nd floor center	307.4	6.42
9	N-S	2nd floor W side	-642.0	11.20
10	N-S	ground E side	330.6	6.41
11	N-S	ground center	284.03	6.44
12	U-D	ground center	-174.3	5.79
13	E-W	ground W side	-325.0	7.72
14	N-S	free field	-231.4	7.75
15	U-D	free field	-230.9	5.10
16	E-W	free field	-209.0	8.95

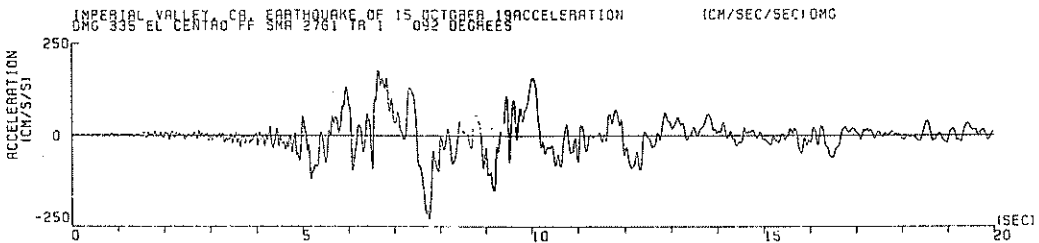


図-4.1 地表面での加速度記録(南北成分)

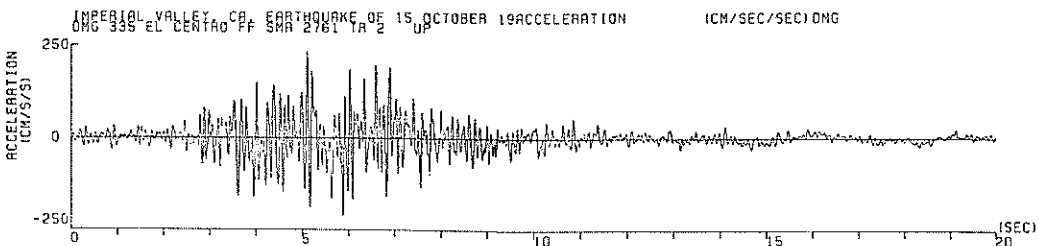


図-4.2 地表面での加速度記録(上下成分)

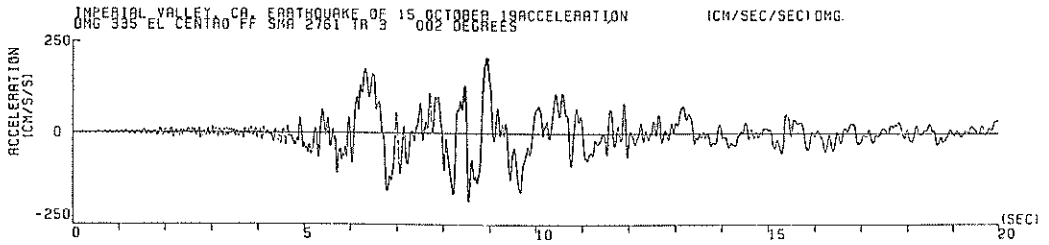


図-4.3 地表面での加速度記録 (東西成分)

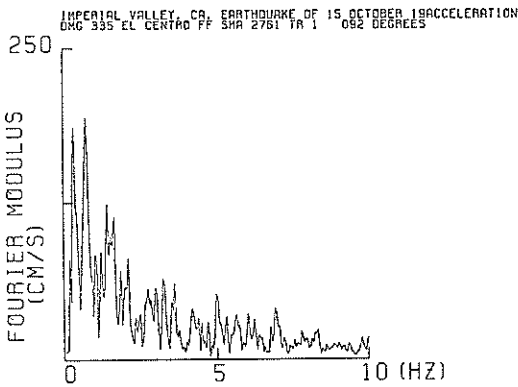


図-4.4 FFTの結果(地表面・南北成分)

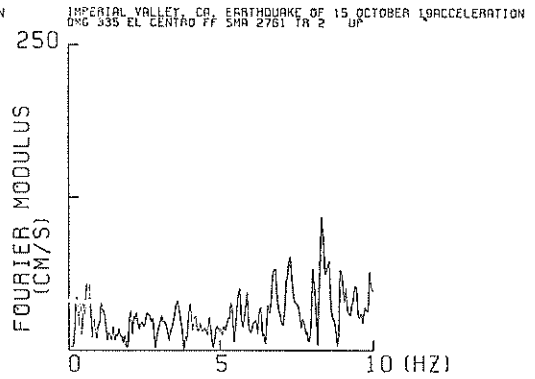


図-4.5 FFTの結果(地表面・上下方向)

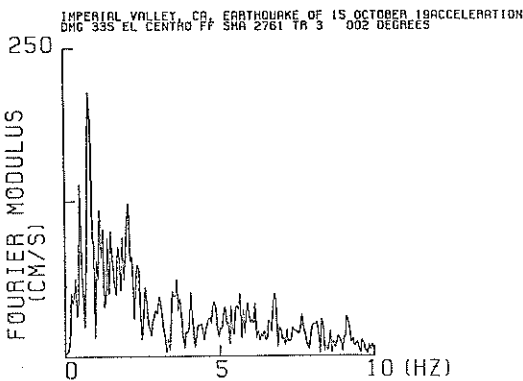


図-4.6 FFTの結果(地表面・東西成分)

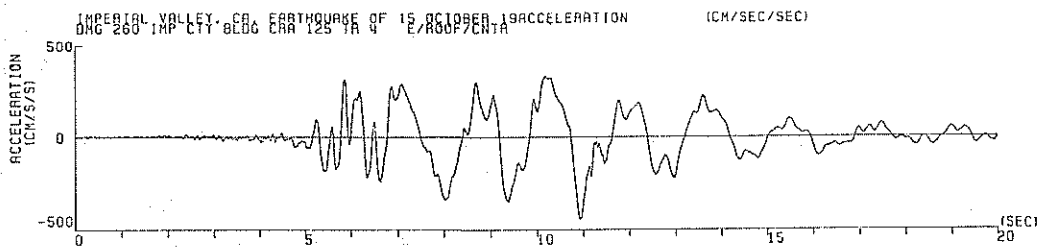


図-4.7 屋上での加速度記録 (東西成分)

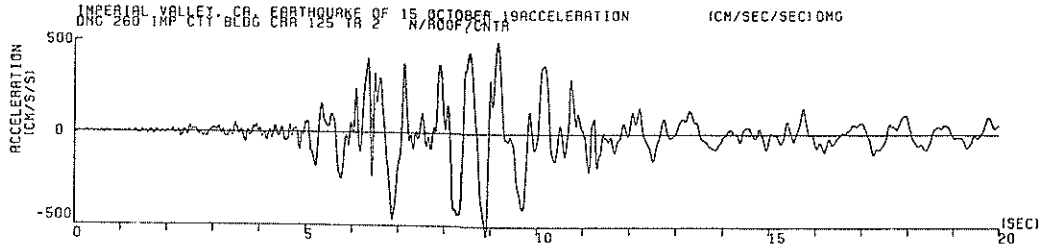


図-4.8 屋上での加速度記録（南北成分）

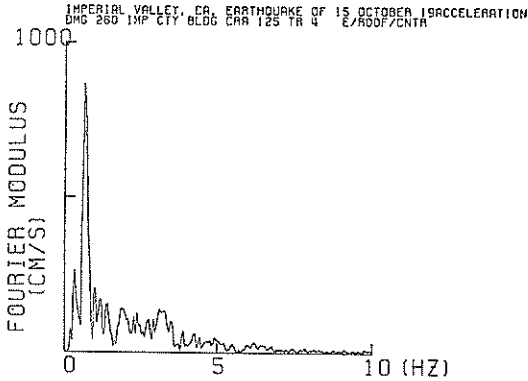


図-4.9 FFTの結果
（屋上 東西成分）

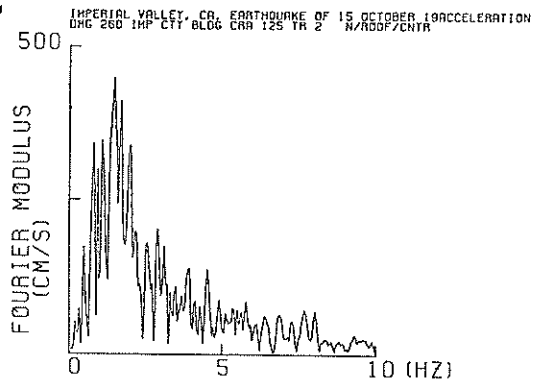


図-4.10 FFTの結果
（屋上 南北成分）

態になったともいえる。記録紙上の11秒の箇所の短い振動周期は、その時、1階の東側の4本の柱が瞬時に座屈したため生じたと考えられる。柱の座屈により、建物のE-W方向のみならずN-S方向の柱の剛性も低下する。このことは、建物6階及び2階の東側に設置してあるN-S方向の加速度計で取得された加速度記録が、11秒以後比較的長周期の成分が卓越していることを説明できる。また11秒まで、6階の西側及び東側のN-S方向の加速度記録は、ほぼ同位相であったが、11秒以後、互いに異った卓越振動周期を持つことになる。11秒以後、建物がねじり振動を始めたと考えられるよりも、1階の東側の柱の座屈によって、建物の東側のN-S方向の剛性が低下したことによる方と考える方が自然である。

取得された加速度記録を積分して、速度記録及び変位記録に変換した。この積分作業に際して用いてフィルターは、Ormsbyフィルターである。すなわち低周波数領域(0.5 Hzから0.1 Hzまで)及び高周波数領域(23 Hzから25 Hzまで)で、線型に係数を1.0から0までに変化させ、中間領域(0.5 Hzから23 Hzまで)では一定値とした。図-4.11に地表面のE-W成分の加速度記録を積分して得られた速度と変位の時系列データを

示す。速度の最大値は64.4 cm/sである。変位の最大値は28.2 cm/sで、変位データの振動性状は速度データよりも長い周期が卓越していることがわかる。図-4.12に建物の屋上のE-W成分の速度と変位の時系列データを示す。速度の最大値は、98.1 cm/sで、約1.7秒の卓越振動周期をもっている。地表面での速度記録より波形はなだらかで正弦波的な波形をしている。変位の最大値は、33.5 cmである。図-4.13にE-W成分の1階に対する2階、4階、及び屋上の相対変位を示す。当然のことながら、相対変位は、建物の上の階ほど大きくなる。この相対変位の波形は、なだらかで約1.5秒の振動周期が卓越している。

図-4.14に各階の変位の分布の形状の時間ごとの変化を示す。5秒前後までは、二次、三次などの高次の振動モードの影響が入った分布の形状を示している。しかし7秒以後は、ほぼ一次の振動モードが卓越していると見なせる。

図-4.15及び図-4.16に地表面の変位(積分値)の軌跡を示す。地表面の変位は、N-S方向よりもE-W方向に大きな値となっている。U-N方向の最大変位は、E-W方向の最大変位の約30%である。

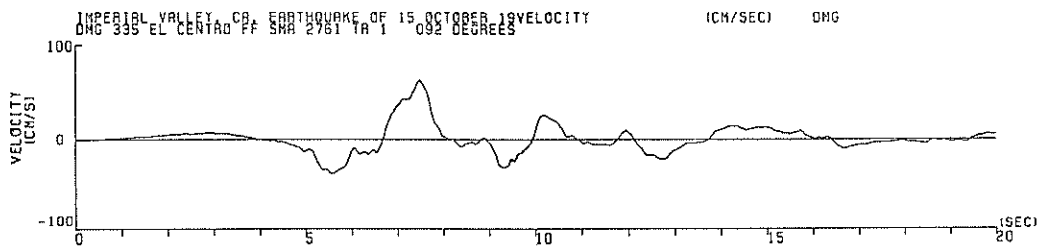
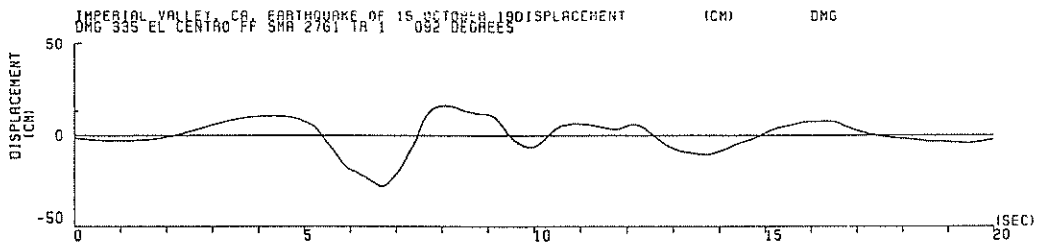


図-4.11 速度と変位記録(地表面 南北成分)

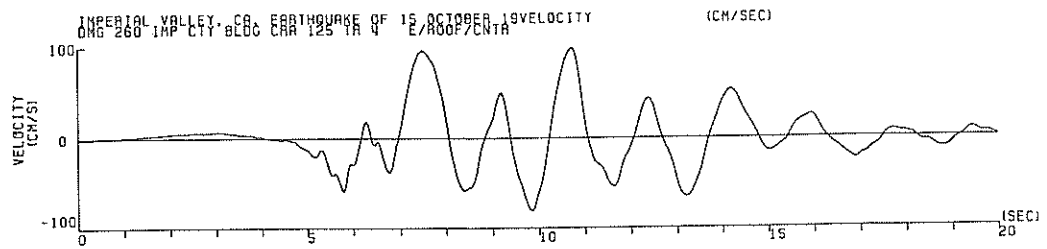
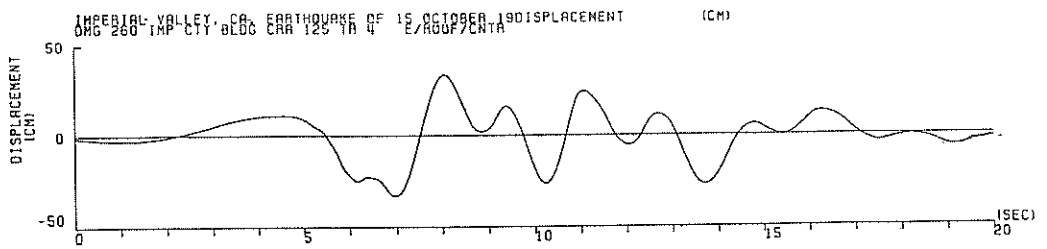


図-4.12 速度と変位記録(地表面 東西成分)

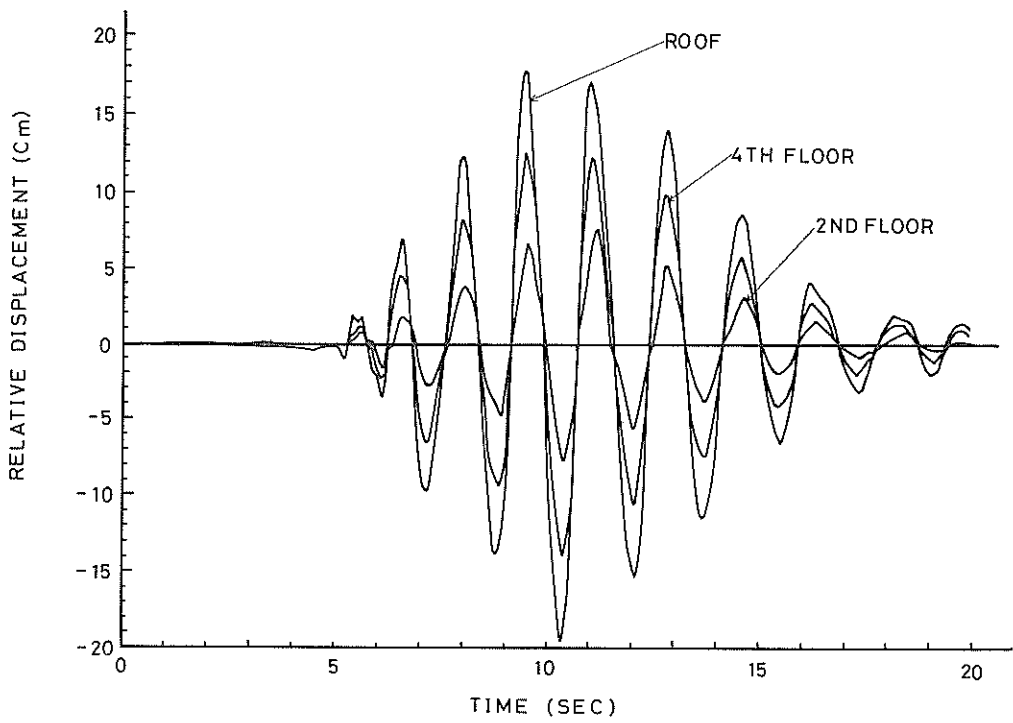


図-4.13 各階の変位記録

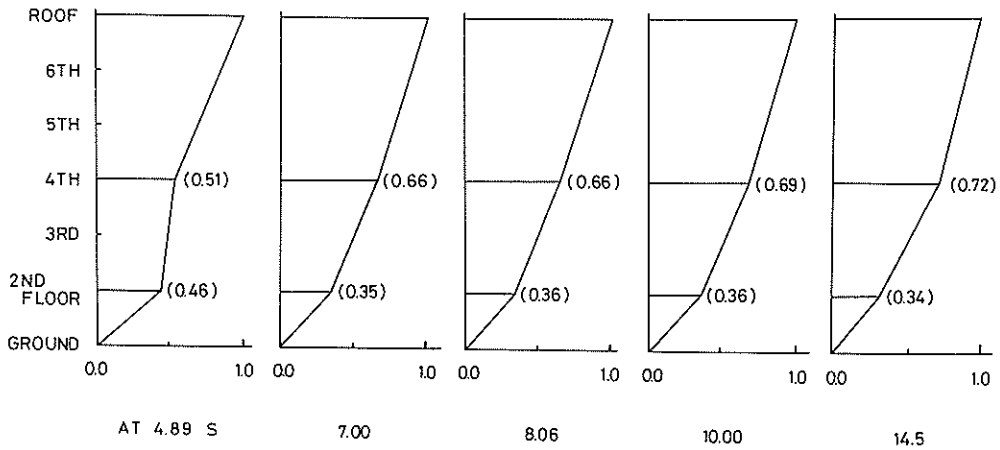


図-4.14 各階のモード分布 (E-W成分)

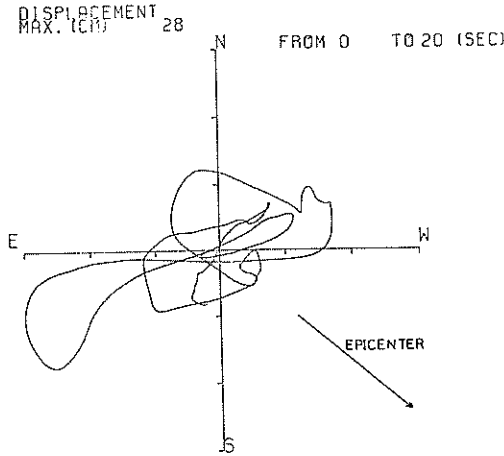


図-4.15 変位記録の軌跡(EW-NS)

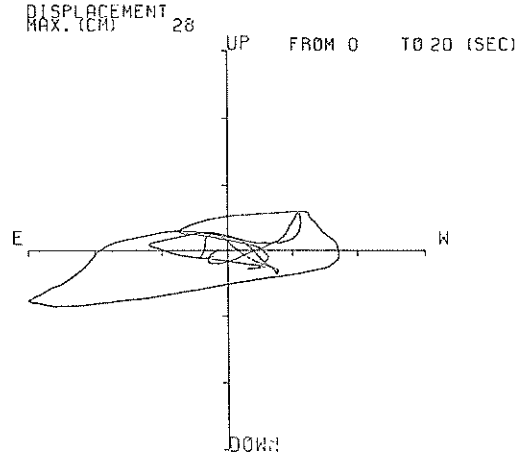


図-4.16 変位記録の軌跡(EW-UD)

5. 動的応答解析

5.1 計算モデルと入力データ

構造物の地震時の挙動を計算する手法は、電子計算機の近年の著しい発展と相まって飛躍的に進歩した。計算手法の著しい進歩の反面、構造物のはり、柱、壁などの各部材の計算モデル化、材料の非線型特性の表示法、土と構造物の相互作用など十分に解明されていない項目も残っている。^{9)~10)}したがって構造物をモデル化する際には、計算条件、電子計算機での演算時間と費用、モデルの妥当性などを検討して適切に設定する必要がある。^{11),12)}

本資料では、構造物の動的非線型解析を行う上で、取扱いが簡単な、質点、せん断バネ及びダッシュポットを用いて建物のモデル化を行う。すなわち建物の各階の床版に集中させた質量を質点、柱のせん断剛性をせん断バネ、構造物の粘性をダッシュポットに各々置換を行う。モデル化は、建物のE-W方向に行い、基礎杭及び基礎地盤についてはモデル化を行っていない。後者については計算モデルの入力用の地震波が、1階で取得されており、地表面以下をモデル化しなくても建物の計算モデルが作成できるからである。

この計算モデルの基本方程式は次式で示される。

$$(m)(\ddot{x}) + (c)(\dot{x}) + (k)(x) = -f(t) \quad (5.1)$$

- (m) : 質量マトリックス
- (c) : 減衰マトリックス
- (k) : 剛性マトリックス
- (x) : 質点の変位ベクトル

$f(t)$: 外力ベクトル

建物のE-W方向には、せん断壁が設けられていないので、地震力に対して各階の柱をもっておもに抵抗することになる。建物の材料特性が線型領域内と考えられる範囲でのせん断バネの定数の値を、次式を用いて計算する。¹³⁾

$$K = N \frac{12EI}{l^3} \quad (5.2)$$

K : せん断バネの定数

N : 柱の本数

EI : 柱の剛性

l : 柱の全長

ただし、入力データとしての上記の値については、Pardoen¹⁴⁾の行った同建物の振動実験の結果や設計計算書¹⁾などを参照して最終的に設定する。

最終的には、1階の剛性を示すせん断バネの定数を $1.36 \times 10^8 \text{ kgf/cm}$ 、2階から6階までを $3.11 \times 10^6 \text{ kgf/cm}$ と仮定した。すなわち1階の剛性を、2階以上の剛性の44%と評価したことになる。図-5.1に、この計算モデルの固有値解析を行った結果を示す。質点系モデルの一次の固有振動周期は、0.540秒、二次は、0.174秒、三次は、0.104秒である。表-3に示すとおり一次の固有振動周期は、Pardoenの実施した野外振動実験で得られた一次の固有振動周期 ($T_1 = 0.65$ 秒) より小さな値であるが、設計値 ($T_1 = 0.60$ 秒) とほぼ等しい。

非線型領域内の柱の荷重と変位との関係は、武田の提案した手法^{15),16)} (武田モデルとここでは呼ぶ) に従うものとする。RCの柱やはりなどの部材で構成されている構造物の動的非線型解析を行う場合に用いられる荷重と

変位（あるいはモーメントとたわみ）との関係は、武田、Clough¹⁷⁾をはじめ多数の研究者によって提案されている。武田モデルは、室内模型実験の結果などを参照して半経験的に考案されたものである。この武田モデルによって得られた計算値は、実験値と比較的よく対応するとされている。武田モデルでは、荷重と変位との履歴現象を、いくつかの線型バネの結合でもって追跡する。

荷重と変位との静的な状態での非線型性（バックボーンカーブ）は、図-5.2 に示すような3個の線型バネによって表示される。コンクリート材料にクラックが生ずるクラック点（ δ_{cr}, V_{cr} ）、鉄筋が降伏する降伏点（ δ_y, V_y ）及び材料が破壊する極限点（ δ_u, V_u ）を順次線型バネで結合してバックボーンカーブを作成する。

上記のクラック点、降伏点及び極限点での変位（ δ ）

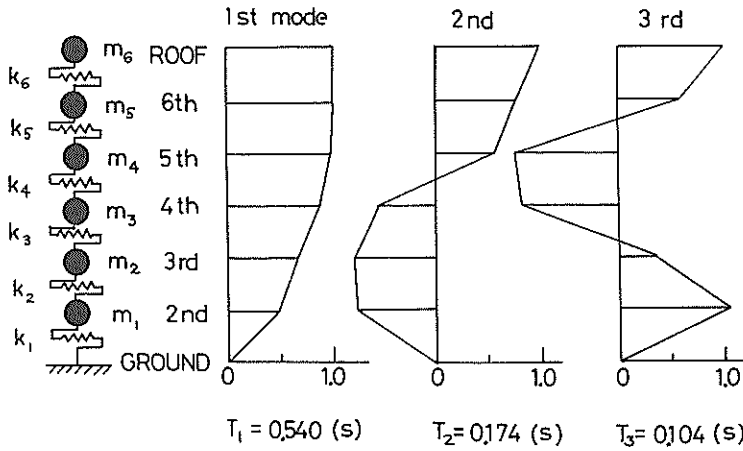


図-5.1 質点モデルとモード図

表-3 振動周期

	E - W	S - N
$T = 0.1 N$	0.60	-
$T = \frac{0.05 h_n}{\sqrt{D}}$	-	0.47
Ambient vibration test	0.65	0.45
Free field	1.86, 2.28, 0.50	1.46, 3.41, 0.85
Ground	1.46, 3.41, 0.73	1.37, 0.39, 2.28
2nd floor	1.71, 3.41, 1.34	1.37, 0.73, 2.28 0.32
4th floor	1.71, 3.41	-
Roof	1.74, 3.41	0.68, 1.37, 0.98 0.73, 1.14

N : No. of stories (s)
 h_n : height of the building
 D : width "

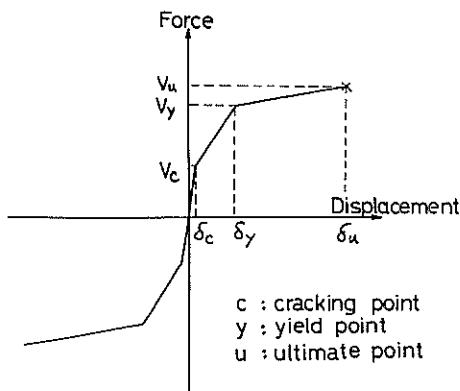


図-5.2 バックボーンカーブ

と荷重 (V) は、次式で求めることとする。¹⁸⁾

クラック点

$$V_{cr} = \frac{2}{l} \frac{I}{y_t} f_r \quad (5.3)$$

$$\delta_{cr} = V_{cr} / K$$

降伏点

$$V_y = \frac{2}{l} A_s f_y j d \quad (5.4)$$

$$\delta_y = V_y l^3 / (12EI)$$

極限点

$$V_u = \frac{2}{l} \left\{ 0.85 f_c' a b \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right\} \quad (5.5)$$

$$\delta_u = 75 \delta_y$$

ここに

b : 柱の断面の幅

f_c' : コンクリートの圧縮強度

f_y : 鉄筋の降伏強度

A_s : 引張側の鉄筋の断面積

A_s' : 圧縮側の鉄筋の断面積

y_t : 引張鉄筋と中立軸との距離

f_r : コンクリートの降伏係数 ($f_r = 7.5 \sqrt{f_c'}$)

a : $(A_s - A_s') f_y / (0.85 f_c' b)$

$j d$: 引張力の合力の作用点と圧縮力の合力の作用点との距離

コンクリートの圧縮強度及び鉄筋の降伏強度は、建物の被害を受けなかった箇所より採取された試料の圧縮試験あるいは引張試験の結果を用いる。この試料の様子を写真-4に示す。また試験結果をとりまとめたものを図-5.3に示す。設計値¹⁾(f_c' と f_y)と比較して、室内試験から得られたコンクリート圧縮強度(平均値)は1.45倍、鉄筋の降伏強度は、1.33倍程大きい。



写真-4 供試体

また柱は、建物の自重を常時受けており、柱の耐力の計算には、軸力と曲げモーメントの両者を考慮する必要がある。図-5.4に示すとおり両者の力の合計は、偏心荷重に置換えることができる。1本当りの柱の耐力を図-5.2に示す。1階以上の建物の重量は、約6091tfであるので1階の1本当りの柱は、約254tfの荷重をうけることになる。したがって1階の柱は、軸力を受けない時よりも約1.6倍ほど曲げモーメントに抵抗できる。¹⁹⁾以上の手順によって得られた、バックボーンカーブの各バネを表示するに必要な諸数値を表-4に示す。

表-4 バックボーンカーブの入力データ

	変位 (cm)	せん断力 (kgf)	バネ定数 (kgf/cm)
クラック点	$\delta_{cr} = 0.45$	$V_{cr} = 0.6134 \times 10^6$	$K_{cr} = 1.36 \times 10^6$
降伏点	$\delta_y = 1.75$	$V_y = 1.148 \times 10^6$	$K_y = 0.412 \times 10^6$
極限点	$\delta_u = 8.72$	$V_u = 1.35 \times 10^6$	$K_u = 0.29 \times 10^6$

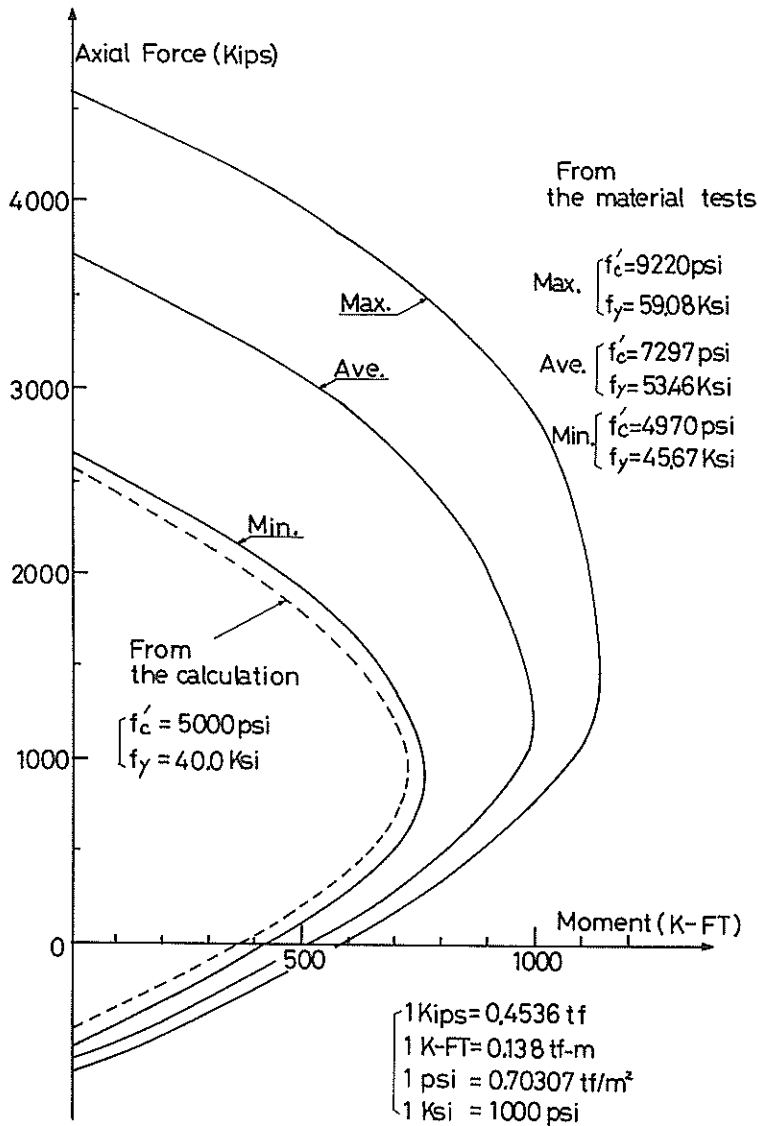


図-5.3 軸力とモーメントとの関係

大きな値の繰返し荷重を受けた場合、荷重と変位との関係は、複雑な挙動を示す。この挙動は一般的に履歴現象と呼ばれている。武田モデルではこの履歴現象を16個のルールに整理して部材の非線型特性を表示する。その一例を図-5.5に示す。

武田モデルの詳細については、本資料では触れない。武田モデルの基本的な考え方は、降伏後除荷が生じた場合のバネ定数を式(5.6)で計算すると、降伏後の載荷の

場合、荷重と変位との関係を示すバネが、バックボーンカーブの除荷開始の点に向っていることである。

$$K_r = K \left(\frac{\delta_y}{\delta} \right)^{0.5} \quad (5.6)$$

ここで、 K ：図-5.2でクラック点と降伏点間のバネ定数

δ ：載荷時の最大変位

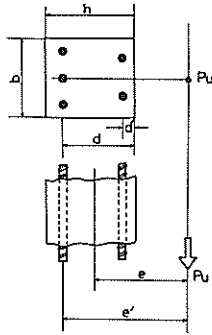


図-5.4 偏心荷重を受ける柱

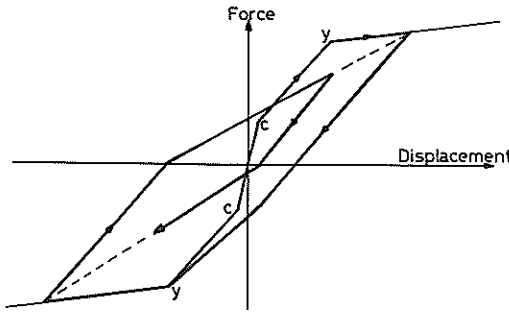


図-5.5 武田モデルの履歴例

この武田モデルを前述した質点系モデルの各せん断バネに適用して、建物の動的な応答特性を求める。

一方式(5.1)での減衰マトリックスは、質点系モデルの固有値を求める際得られる値を用いて、次式で算定する。

$$(C) = (\phi^T)^{-1} \left(\frac{1}{\sqrt{m}} \right)^{-1} (2\xi\omega) \left(\frac{1}{\sqrt{m}} \right)^{-1} \phi^{-1} \quad (5.7)$$

ここに、 ϕ : 質点系の各振動次数に対応する変位ベクトル

ω : 各振動次数の角振動数

ξ : 減衰係数

本資料では、各振動モードの減衰係数の値を0.05と仮定する。また減衰係数はせん断バネの線型領域内及び非線型領域内で一定値とする。

ところで、当建物では、1階以外に、2階、4階及び屋上に加速度計が設置されている。建物の動的応答解析を行う場合、通常地表面より入力を行う。本資料では、この手法以外に、各階で取得された加速度記録を入力地震波とした。すなわち前述の基本方程式(式5.1)を次式のように変換を行う。

$$\begin{pmatrix} 0 \\ m_2 & 0 \\ 0 & 0 \\ & m_4 \\ 0 & m_5 \\ & 0 \\ & & k_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_6 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} c_{11} & c_{12} \\ c_{21} & c_{22} & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & c_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_6 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & 0 & & & \\ & & & \ddots & & \\ 0 & & & & m_6 & \\ & & & & & \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{x}_1 + \ddot{u}_g \\ \ddot{x}_2 + \ddot{u}_g \\ \vdots \\ \ddot{x}_6 + \ddot{u}_g \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & k_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_6 \end{pmatrix} \quad (5.8)$$

ここに、

\ddot{u}_g : 1階で実測された加速度(図-5.6に1階でのE-W方向の加速度記録を示す。)

$\ddot{x}_1 + \ddot{u}_g, \ddot{x}_2 + \ddot{u}_g, \dots$ など: 2階, 4階などの箇所で実測された加速度

入力地震波を地表面からのみとした場合と、上記の多点からの入力方法とでは、計算から得られる変位などの時系列の結果の値や振動性状にかなりの差がある。多点での入力方法の方が、地表面からのみの入力よりも、より精密な解析を行うことができると考えるので、本資料では、多点での入力方法を用いる。

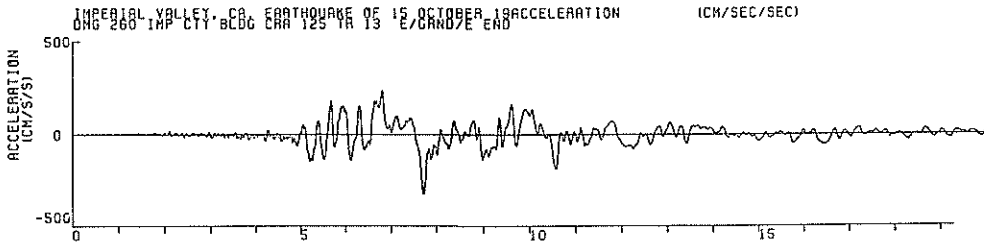


図-5.6 1階での加速度記録(東西成分)

5.2 計算結果とその考察

(1) 武田モデルによる計算結果

図-5.7 に、5.1 で述べた手法で得られた建物各種の E-W 方向の時刻ごとの 1 階に対する相対加速度を示す。

計算時間は 15 秒である。1 階、2 階、4 階及び屋上で
の相対加速度は、実測値から得られた相対加速度である。
3 階及び 5 階の相対加速度は、実測値の相対加速度から
得られた一種の補間値とも言える。各階の相対加速度の

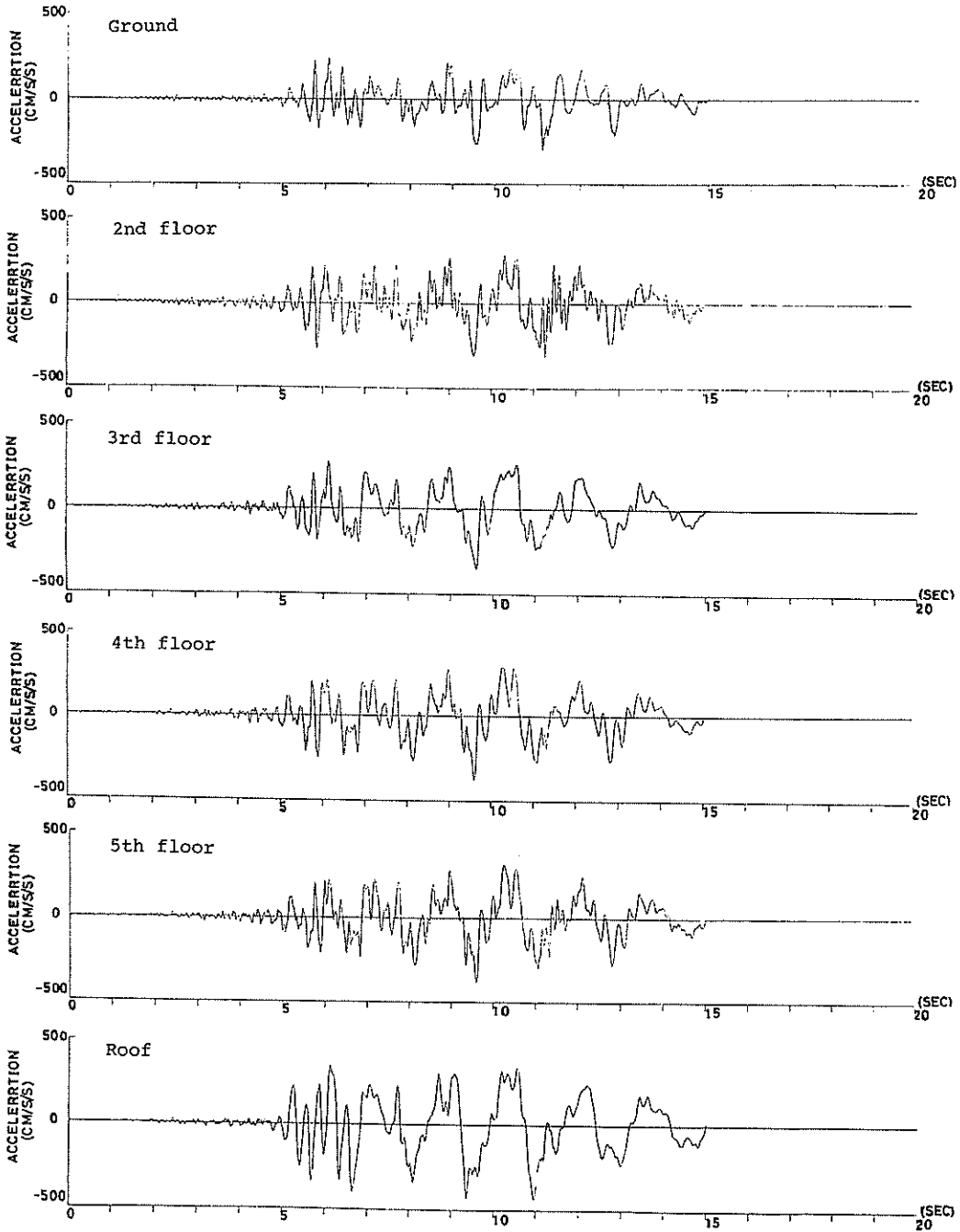


図-5.7 計算された各階での相対加速度

最大値は、上部階にいくほど大きくなっている。波形も上部階にいくほどなだらかになっている。2階や5階では短周期の波も卓越しているが、全体的には、1階から屋上まではほぼ同位相でもって振動していると言える。

図-5.8 に同じく建物各階の相対速度を示す。相対速度の分布形は、加速度よりもなだらかであり、約1.4秒の卓越周期で振動している。また各階の相対速度波形は、ほぼ同位相でもって振動している。図-5.9 に同じく建

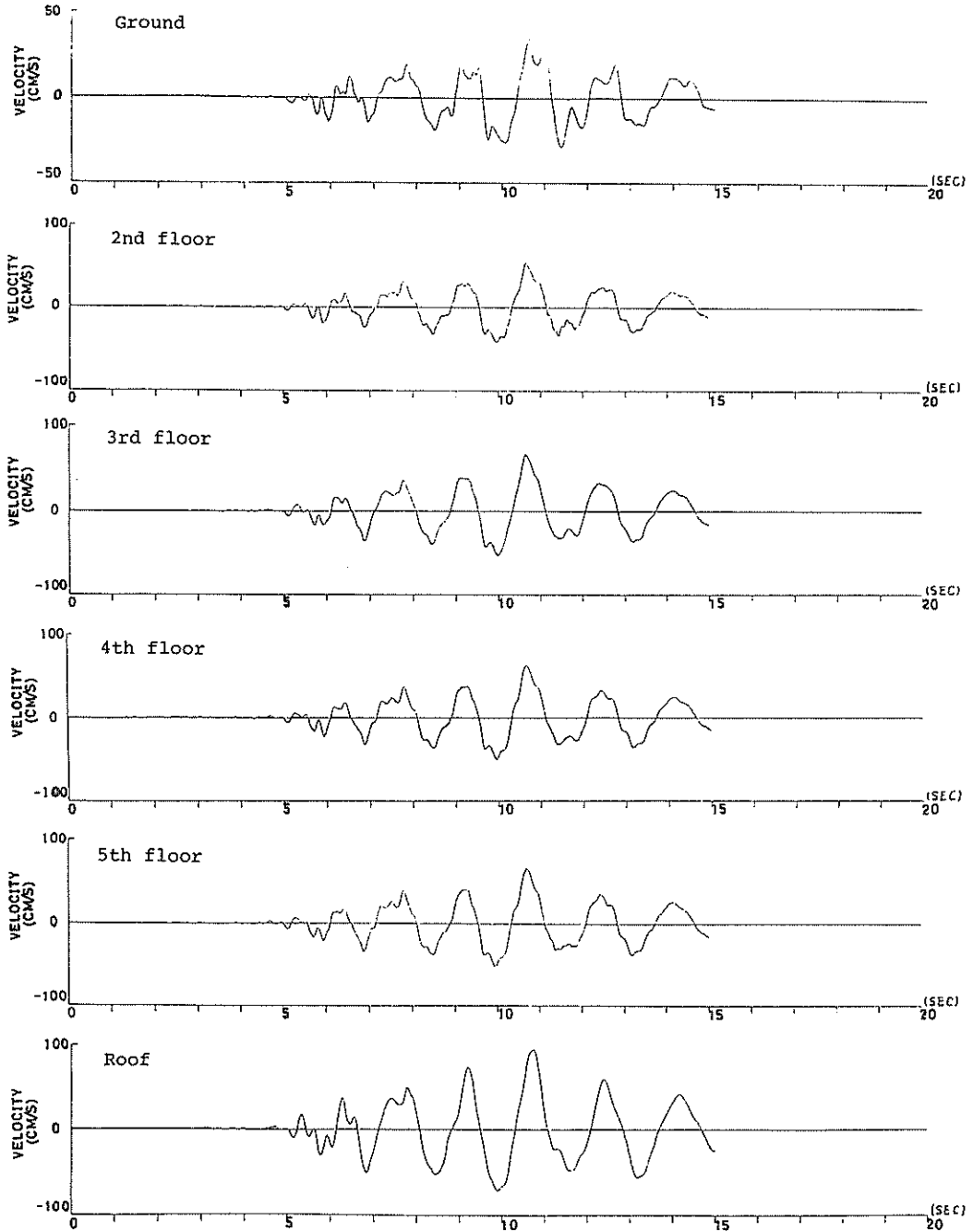


図-5.8 計算された各階での相対速度

物各階の相対変位を示す。相対変位の波形は、相対速度のよりも更になだらかであり、ほぼ正弦波的である。各階の相対変位波形も、ほぼ同位相で振動しており、一次の固有振動周期をもって建物が振動している

ことを示している。図-5.10に武田モデルを用いて得られた2階の相対変位と、2階で実測された加速度記録を積分して得られた相対変位との比較を示す。変位の値及び波形が、両者で良く一致している。また卓越振動周期

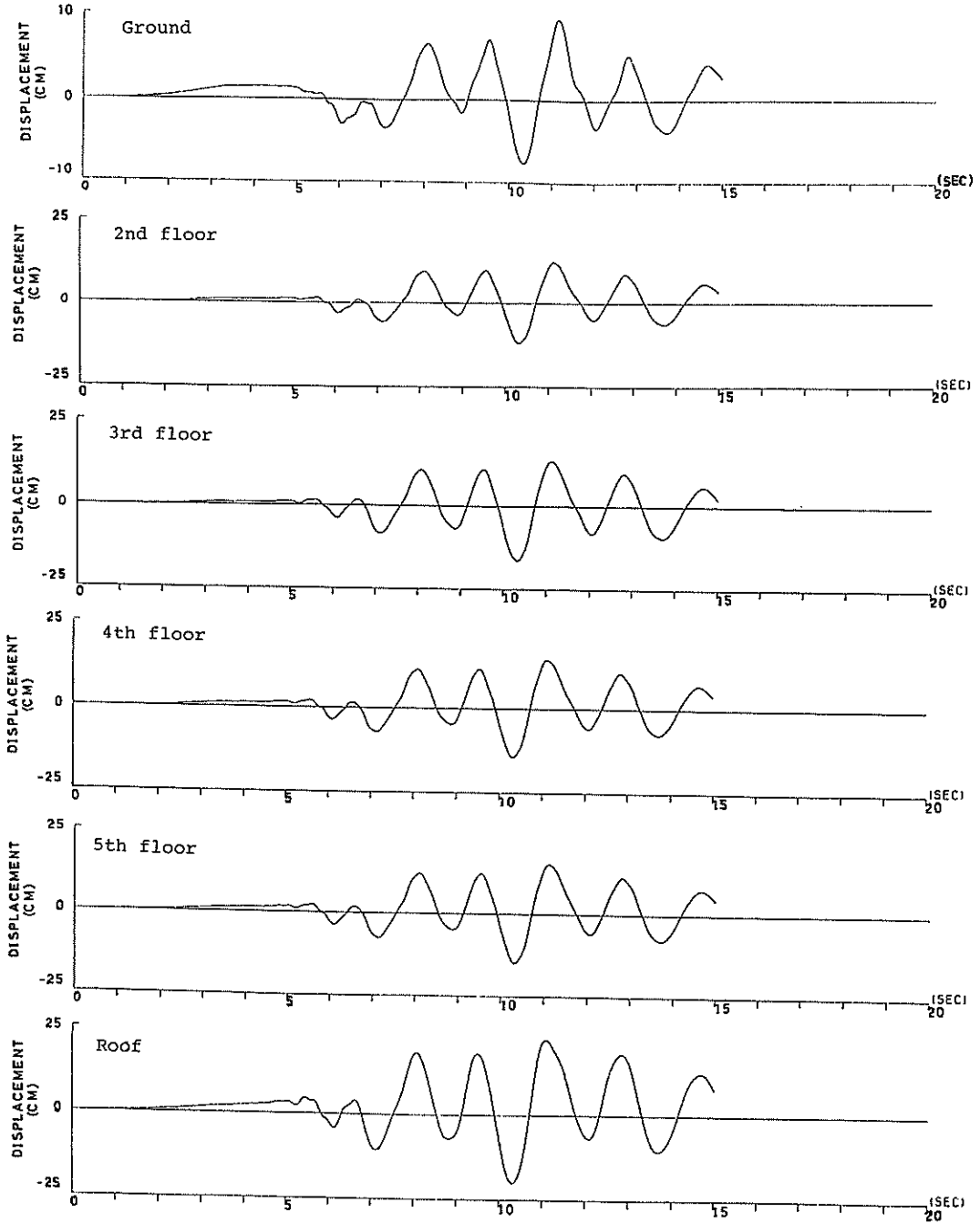


図-5.9 計算された各階での相対変位

もほとんど同者と同じである。

図-5.11 に1階の柱に算定されたせん断力と変位との時刻ごとの関係を示す。この関係は武田モデルの仮定に

従っている。今回の計算では、計算開始後6秒の時点で、1階の剛性を示す K_1 、 V_1 での変位と荷重との値が、降伏点 (δ_y, V_y) を超え、降伏領域に入っている。その後

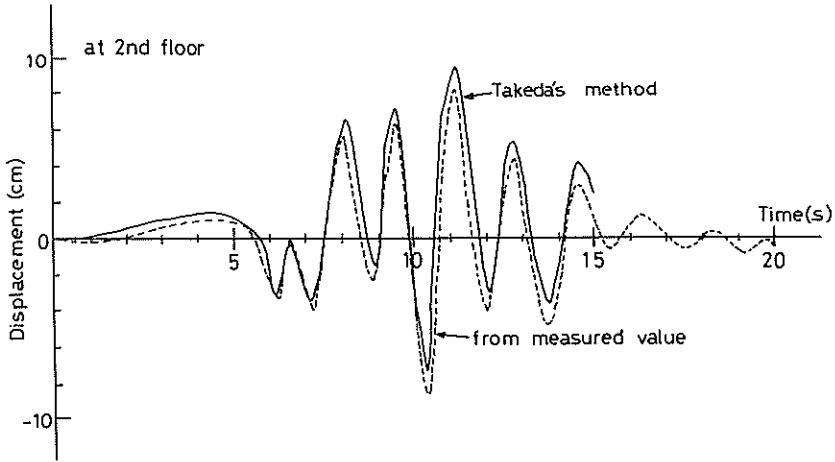


図-5.10 実測値と計算値との比較

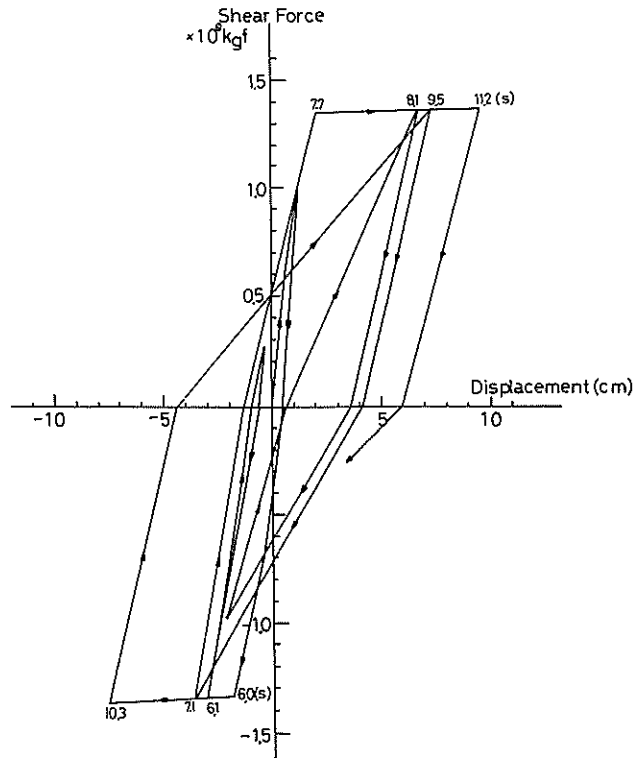


図-5.11 せん断力と変位との関係

数回の履歴現象を示していることがわかる。1.1.2秒までに降伏変位の値が履歴を繰返す間に増加し、逆に載荷時の K_1 バネの値がその間に次第に小さくなる。このことは、柱が繰返し大きなせん断力を受けている間に、柱の剛性が次第に低下していく現象に対応している。

以上の計算は、多点で加速度を入力することによって得られたものである。図-5.12に在来手法、すなわち地表面のみから加速度を入力して得られた計算結果を示す。同図は、2階のE-W方向の時間ごとの相対変位を示している。しかし相対変位の値や分布形は図-5.10と比較して全く異っている。入力を地表面のみとした方法では、バックボーンカーブの形状や武田モデルでの係数

の値などいくつか変えて計算を行ったが、計算値と実測値との対応がいずれの場合でもあまり良くなかった。

図-5.13に建物各階のある時刻での計算値と実測値での相対変位の分布を示す。多点で入力した場合には、同図に示すとおり計算値と実測値とが良い対応を示している。一方地表面からの入力では図-5.14に示すとおり分布形は両者であまり一致していない。すなわち計算値では、1階の相対変位量が大きく、建物の全変位量の75%ほどがこの1階に集中している。一方実測値の方は、約40%ほどの変位量が1階に集中していることがわかる。

多点からの入力と地表面のみからの入力での両者に計

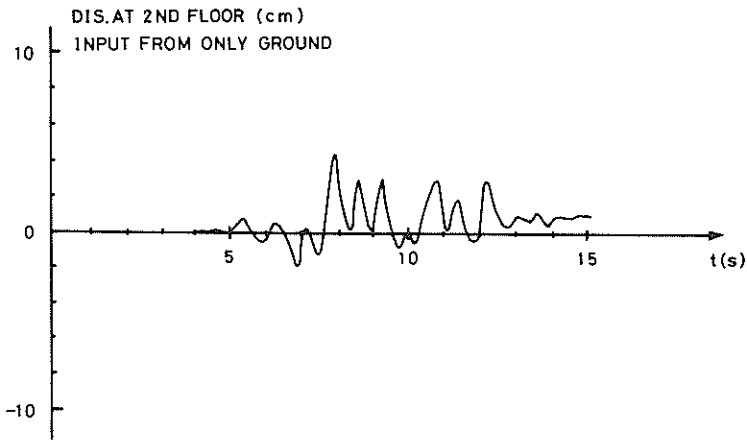


図-5.12 計算の一例

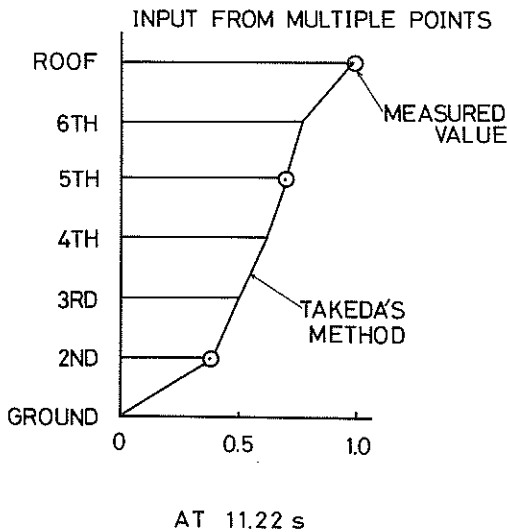


図-5.13 変位分布(多点入力)

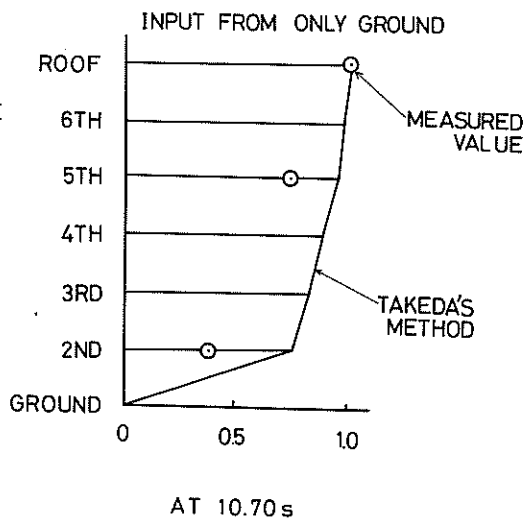


図-5.14 変位分布(地表面入力)

算結果の相違について、次のことがいえる。もし、計算モデル（武田モデルの手法、質点系モデルの採用、材料の強さなど）が建物の振動性を良く反映しているものであれば、多点で入力しても地表面のみから入力しても、両者の計算結果に大差はないはずである。このことは、今回のモデル作成に際してまだ十分に建物の振動性状を把握していないことを示している。しかしこのモデルに多点から実測加速度を入力して、建物のその場所での動きを拘束することにより、比較的妥当なバネの荷重と変位との関係を得ることができる。多点入力の手法が、設計に際し一般的には困難であるので、この手法の採用が直に用いられることはないと考ええる。しかし、この手法によって、バネの非線型の特性を実測データから検証することも可能である。このことについて次節で説明する。

(2) 1階の柱の剛性の変化²⁰⁾

動的応答計算では、部材の非線型性をいかに計算モデルに取り入れるかが問題となってくる。本建物では、1階の柱がおもに被害を受け、この部分のみが弾性的な領域から非線型的な領域に入ったと見なせる。前述の多点入力の考え方をういて、1階の柱の平均的な剛性（24本の柱の剛性の平均）が、記録取得開始時から20秒間の間にどのように変化したか追跡を試みる。

質点系モデルで、2階と3階での運動方程式は、式(5.1)で示されるが、これを少し詳しく展開すると次式となる。

(2階)

$$m_{11} \ddot{x}_1 + c_{11} \dot{x}_1 + c_{12} \dot{x}_2 + k_{11} x_1 + k_{12} x_2 = -m_{11} \ddot{u}_g \quad (5.9)$$

(3階)

$$m_{22} \ddot{x}_2 + c_{21} \dot{x}_1 + c_{22} \dot{x}_2 + c_{23} \dot{x}_3 + k_{21} x_1 + k_{22} x_2 + k_{23} x_3 = -m_{22} \ddot{u}_g \quad (5.10)$$

式(5.10)を x_2 に関して整理すると式(5.11)が得られる。

$$m_{22} \ddot{x}_2 + c_{22} \dot{x}_2 + k_{22} x_2 = -(c_{12} \dot{x}_1 + c_{23} \dot{x}_3 + k_{21} x_1 + k_{23} x_3 + m_{22} \ddot{u}_g) \quad (5.11)$$

式(5.11)の右辺を既知、すなわち \dot{x}_1 、 \dot{x}_3 などを実測された加速度より計算し、かつ c_{12} 、 c_{23} などの係数を適当に設定すると、 \dot{x}_2 、 \ddot{x}_2 及び x_2 が簡単な逐次積分によって計算できる。この値を式(5.9)に代入すれば k_{11} （1階と2階の柱の剛性の和を示す量； $k_{11} = k_1 + k_2$ ）の値を式(5.12)で計算できる。

$$k_{11} = -\frac{1}{x_1} \{ m_{11} (\dot{x}_1 + \ddot{u}_g) + c_{11} \dot{x}_1 + c_{12} \dot{x}_2 + k_{12} x_2 \} \quad (5.12)$$

以上の手順によって得られた結果を図-5.15に示す。

ただし、式(5.12)内で減衰係数(c_{11} と c_{12})やバネ定数(k_{12})を計算中一定と仮定しており、また、 x_2 、 \dot{x}_2 などは実測された加速度記録の積分作業によって得ている。これらの理由で、 k_{11} が実測値から得られた完全な測定値とは言難い面もあるが、時刻ごとの柱の剛性の変化を示すものとして興味深いものがある。図-5.12に示すとおり k_{11} の値は、時刻ごとにかなり変動しているが、武田モデルで表示できるバネ定数の値や形状とは、やや異っている。しかし、5.1で設定してバネ定数の値、 $4.47 \times 10^6 \text{ kgf/cm}$ と平均的にはほぼ一

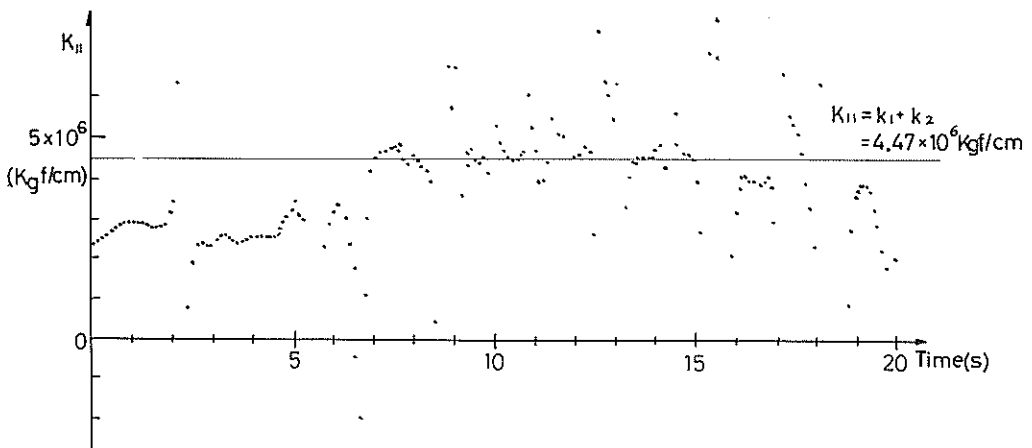


図-5.15 K_{11} バネの値

致している。

構造物内の何箇所かに加速度計などを設置しておくことのような手法で、構造物内のある部材の非線型特性をある程度追跡することも可能である。

従来、構造部材の材料特性から、非線型パネの形状を設定してきている。加速度計などの観測計器を所定の場所に設定することにより、この節で述べる手法などによって、構造物の部材の荷重と変位との関係などを、材料の特性が不明確な場合でもある程度推定することが可能となる。この方法が、武田モデルを含めて、部材の非線型特性をより正確に理解する上で役立つと考える。

6. 結 論

以上に述べた動的応答解析及び被害調査から以下に示す主要な結論が得られた。

(1) 動的応答解析の結果について

構造物底面での地震動を入力とした動的応答解析で求めた建物2階、4階および屋上での変位は実測値と良い一致を示さなかった。しかし、2階、4階及び屋上での加速度記録をも入力とした場合、解析による変位と実測による変位とが良い一致を示した。部材の復元力特性が実態と非常に異なれば、いずれの場合でも、実測値と計算値とは一致しない。したがって、ここでのRC部材の非線型特性は、ある程度の現実性を有するが、動的応答解析に用いるには、更に改良の余地があると考えられる。

(2) 被害調査からの所見

建物の被害は、1階東側の4本の柱に主に集中した。柱自体は、地震時に建物に生じた東西方向への数回の大きな繰返しせん断力と、建物端部に設置されたせん断壁などの自重による軸力の両者によって被害を受けたと考える。本建物の設計は、UBC(1967年度版)によってなされたが、設計に際し地震時の水平力を過少評価し、かつ柱の配筋(スターラップの本数など)が不十分であったことなどが被害を生じた原因である。

あ と が き

当建物を含め1979年のImperial Valley地震に関する被害調査及び解析は、カルフォルニア州の各大学や研究機関で現在鋭意実施されている。本資料は、その中の1つUCLAで実施されている研究の一部を取りまとめたものである。したがって検討の項目も限られ、不十分の所もあると考えられるが、この旨御了承願いたい。

今後各方面でより詳細な検討が進むにつれ、RC構造物の耐震性の諸問題に新たな知見が得られるものと確信している。また、本資料作成にあたって実施した各種計算は、UCLA所有のIBM-3033を用いて行った。

(1981年9月30日受付)

謝 辞

本資料で用いた加速度記録は、California State Division of Mines & Geology より提供を受けたものである。建物の被害調査及び材料の室内実験はUCLA大学院生、Robert D. Boyens がおもに実施したものである。ここに関係各位に深甚なる感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 1) ICSB, Design Calculation: Bryant, Jehle & Associates Architects & Engineers, 1968.
- 2) Uniform Building Code, (1976 Edition): International Conference of Building Officials, pp. 132 ~ 151.
- 3) Lawrence G. Selna and Robert D. Boyens: Performance of the Imperial County Services Building, El Centro: Proceeding 49th Annual Convention, 1980, Structure Engineers Association of California, Monterey October, 1980.
- 4) Christopher Rojahn and P. IN. Mark: An Analysis of Strong-Motion Data from a Severely Damaged Structure, the Imperial County Services Building, El Cento, USGS Professional Paper, 1981, USGS, Menlo Park, CA.
- 5) Geological Surveys: Seismic Engineering Program Report September-December, 1979, Geological survey circular 813-C, pp. 1 ~ 9.
- 6) D. Darwin & D.A.W. Pecknold: Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete. Structural research series No. 409, July, 1974, University of Illinois, pp. 38 ~ 49.
- 7) Stephen A. Mahin, Vitelmo V. Bertero, Anil K. Chopra & Robert G. Collins: Response of the olive view hospital main building during the Sanando earthquake, EERC 76-22, October, 1976, University of California, Berkeley, pp. 85 ~ 111.
- 8) M. Celebi & J. Penzien: Experimental Investigation into the seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as influenced by Moment and Shear. EERC 73-4, January, 1973, University of California, Berkeley, pp. 33 ~ 42.
- 9) E.P. Povov, V.V. Bertero, H. Krawinkler: Cyclic behavior of three R.C. flexural members with high shear, EERC 72-5, October, 1972,

- University of California, Berkeley, pp. 67-78.
- 10) Önder Küstü and J.G. Bouwkamp: Behavior of reinforced concrete deep beam-column sub-assemblages under cyclic loads, EERC 73-8. May, 1975, University of California, Berkeley, pp. 50 ~85.
 - 11) Walter C. Hurty, Moshe F. Rubinstein: Dynamics of Structures, Prentice Hall, Inc., 1964 pp. 110 ~123.
 - 12) John H. Wood: Analysis of the earthquake response of a nine story steel frame building during the San Fernando Earthquake, EERL 72-04, October, 1972, California Institute of Technology, pp. 18 ~43.
 - 13) Lawrence Selna, Ignacio Martin, Robert Park and Loring Wyllie: Strong and Tough Concrete Columns for Seismic Forces, ST8, ASCE, August, 1980, pp. 1717 ~1734.
 - 14) Pardoen G.C.: Imperial County Services Building, Ambient Vibration Test Results, Research Report 79-14 Dept. of Civil Engineering Univ. of Canterbury Christchurch, New Zealand.
 - 15) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen, N. Norby Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ST12, ASCE, December, 1970, pp. 2557 ~2573.
 - 16) Shunsuke Otani: SAKE a computer Program for inelastic response of R/C frames to earthquakes, structural research series No. 413, November, 1974, University of Illinois, pp. 76 ~89.
 - 17) R.W. Clough: Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, Rep. 6614, Structures and Materials Res., Univ. of Calif., Berkeley, 1966.
 - 18) Park & Paulay: Reinforced Concrete Structures, Willey Interscience, pp. 195 ~268.
 - 19) Stan W. Zagajeski, Vitelmo V. Betero and Jack G. Bouwkamp: Hysteretic behavior of reinforced concrete columns subjected to high axial and cyclic shear forces, EERC 78/05, April, 1978, University of California, Berkeley, pp. 87 ~114.
 - 20) Lawrence G. Selna: Investigation of the Imperial County Services Buildings, 耐風耐震構造専門部会, 13th UJNR, 1981.

港湾技研資料 No.402

1981・12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 日青工業株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.