第25回 地盤震動シンポジウム(1997)

1995年 兵庫県南部地震で試された 地盤震動研究（その3）

——震源域での強震動評価と 耐震設計について考える——

1997.10.31

日本建築学会　構　造　委　員　会
振動運営委員会　地盤震動小委員会

The 25th Symposiumu of Earthquake Ground Motion (1997)

Recent Earthquake Ground Motion Researches

Examined by the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake

Part Ⅲ

— Evaluation of Strong Ground Motions and

Seismic Design of Structures in Source Region —

October 1997

Tokyo

Architectural Institute of Japan

第25回地盤震動シンポジウム(1997)

「1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究（その３）－震源域での強震動評価と耐震設計について考える－」

目　次

1. 主旨説明　瀬尾　和大（東京工業大学）…… 1

2. 兵庫県南部地震の評価はどこまでできたか？
2.1　震災の帯の成因について　芝　良昭（電力中央研究所）…… 9
2.2　衝撃的地震動は存在したのか？　清野　純史（京都大学）
三浦　房紀（山口大学）…… 19
2.3　学校建築の被害から推定した兵庫県南部地震の応答速度
市之瀬　敏勝（名古屋工業大学）、石川　小百合（玉岡設計）
前田　匡樹（横浜国立大学）、壁谷沢　寿海（東京大学）…… 29
2.4　既存記録との対比から見た地震動強さ　片岡　俊一（清水建設）…… 35

3. 特別講演
建物の震害調査、特に群として捉えた調査に思う
志賀　敏男（東北学院大学、東北大学名誉教授）…… 45

4. 耐震設計の新たな展開のために問われているものは何か？
4.1　兵庫県南部地震後の耐震構造の諸問題　小谷　俊介（東京大学）…… 49
4.2　建築構造物の耐力と地震入力　寺本　隆幸（東京理科大学）…… 59
4.3　R/C構造物の信頼度と地震対策　瀧口　克己（東京工業大学）…… 63
4.4　震度Ⅶの予測に向けて　活断層・地下構造・地震被害に関する調査結果の活用
武村　雅之（鹿島建設）…… 69

資料　第24回地盤震動シンポジウム記録 …… 87

The 25th Symposium of Earthquake Ground Motion
(1997)

Recent Earthquake Ground Motion ~~Ground Motion~~ Researches Examined by the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. (PART Ⅲ)

CONTENTS

1. Preface

by Kazuoh Seo 1

2. New findings and uncertainities on the ground motions

2.1 The origin of the severely damaged belt during the Hyogo-ken Nanbu earthquake
by Yoshiaki Shiba 9

2.2 Was impulsive force due to strong ground motion applied to structures ?
by Junji Kiyono and Fusanori Miura 19

2.3 Response velocity of school buildings damaged by Hyogoken-nanbu Earthqurke 1995
by Toshikatsu Ichinose, Sayuri Ishikawa, Masaki Maeda
and Toshimi Kabeyasawa 29

2.4 Ground shaking intensity of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthqurke evaluation with existent records and design motions
by Shun'ichi Kataoka 35

3. Special lecture

On the investigation of earthquake damage to buildings , especially to a ground of buildings
by Toshio Shiga 45

4. Issues Toward new paradigm of seismic design

4.1 New structural design problems affer the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake
by Shunsuke Otani 49

4.2 Seismic capacity of building structure and seismic input for dynamic model
by Takayuki Teramoto 59

4.3 Reliability of R/C structures anti-earthquake measures
by Katsuki Takiguchi 63

4.4 Prediction of strong ground motion -- present state and future's problem
by Masayuki Takemura 69

5. Appendix 87

1. 主 旨 説 明

第25回地盤震動シンポジウムの開催にあたって

主旨説明
Preface

瀬尾　和大
Kazuoh SEO

この地盤震動シンポジウムでは，兵庫県南部地震が発生した一昨年と昨年の２回に亘り連続して『1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究』を主題に取り上げてきた．一昨年の第23回シンポジウムでは兵庫県南部地震の発生から間もない時点であったことから「神戸阪神地域でいったい何が起こったのか」の現象把握に重点が置かれ，１年後の第24回シンポジウムではその後の調査結果を踏まえて「何故そうなったのか」の分析が中心課題となった．次に問われなければならないのは「今後どうしたらよいか」であろうが，その前に今回の第25回シンポジウムでは『1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究（その３）震源域での強震動評価と耐震設計について考える』を主題として取り上げさせて頂いた．その理由は，地盤震動研究と云う枠を一度離れて，これまでの２年間の研究成果を基に現時点での強震動評価を総括すると共に，構造設計・解析サイドの方々にも議論に加わって戴き，構造物にとって最も不利な地震動とはどのようなものか，構造物の地震時挙動予測とその許容範囲はどの程度か，などについての認識をいわゆる『構造屋』と『入力屋』との間で共有し，地盤震動研究へのフィードバックをはかりたいと考えたからである．それほど今回の兵庫県南部地震によって提起された問題は我々にとって大きく，また切実であるとも云えよう．今回のシンポジウムのプログラムについてはすでにご案内の通りであるが，話題提供してくださる方々には事前に次のようなキーワードが提示されており，とりわけ建築構造を専門とされる方々には日頃の思いの丈を語ってくださるよう特にお願いしてある．

午前セッション：兵庫県南部地震の強震動評価はどこまでできたか？
1）震災の帯の成因について［芝　良昭委員(電力中央研)］
　　directivity の影響，１次元～３次元の違いの定量評価
2）衝撃的地震動は存在したのか？［清野純史委員(京大)］
　　上下動は被害を大きくしたか？　衝撃波は存在したのか？
3）学校建築の被災状況から推定した兵庫県南部地震の応答速度［市之瀬敏勝先生(名工大)］
　　学校建築等の被害分析から構造物に作用した地震荷重と設計荷重の関係
4）既存記録との対比から見た地震動強さ［片岡俊一委員(清水技研)］
　　観測記録と設計スペクトルの比較

東京工業大学教授 (総合理工・人間環境システム専攻)，Professor of Tokyo Institute of Technology (Interdisciplinary Graduate School of Sci. & Eng., Dept.of Built Environment)

午後セッション：耐震設計の新たな展開のために問われているものは何か？

1）兵庫県南部地震後の耐震構造の諸問題［小谷俊介先生(東大)］

どのような尺度で評価するのが適切か，どのような地震動が建物にとって恐いのか?

2）建築構造物の耐力と地震入力［寺本隆幸先生(東京理科大)］

構造解析・設計実務サイドからみた予測精度のばらつき，設計実務サイドでの安全率の考え方とその内訳

3）R/C構造の信頼度と地震対策［瀧口克己先生(東工大)］

施工段階でのばらつきを構造解析の立場から評価すると？　当然存在するであろうばらつきをどのように補償するのか？　できあがった構造物のバラツキを世の中はどう受け止めるか，社会に対していかに合意を取り付けるか？

4）震度VIIの予測に向けて－活断層・地下構造・地震被害に関する調査結果の活用［武村雅之委員(鹿島小堀研)］

震源：活断層調査の精度と問題，断層破壊機構の影響と予測のばらつき

地盤：地震基盤の有効性（神戸における地震基盤の地震動），表層では被害は断層からの距離だけでは決まらない（どこに被害が出る？）

どうする：（活断層探し＋地下構造探査）＋工学的判断

また今回は志賀敏男先生に『建物の震害調査，特に群として捉えた調査に思う』との題目で特別講演をお願いしている．志賀マップに代表される先生の長年に亘る耐震構造に関するご研究の背景と今回の地震災害についての先生のお考えを拝聴できることをシンポジウムにご参加くださる方々と共に大変心待ちに致している次第である．

ところで，今回のシンポジウムのテーマに関連して筆者の側からも若干の問題提起をさせて頂きたい．それは，兵庫県南部地震に関わる多くの研究分野において，概ね基礎調査の段階から脱出し，今回の地震もしくは震災の核心を各々の立場で探り当て，それを今後どのようにクリヤーするかの検討に移行しつつあるのではとの現状認識のもとで，“過大入力”と“衝撃的破壊”と云う２つのキーワードについて，今のうちに共通の理解を深めておいた方が良いのではないか，またそのためには，構造物の地震応答に直接間接に関わる幅広い分野の研究者が一堂に会して議論する場が必要ではないかと思われる点である．そこで，各専門分野が個別の結論を導き出す前に，地震の震源から構造物の地震時挙動までをトータルで考えてみるための一つのアプローチとして，兵庫県南部地震における幾つかの単純な構造物に見られる被害あるいは地震時挙動の規則性に着目することによって，震源域での地震動が構造物にどのように作用したのか，また，そのような地震動を発生させた震源破壊過程とはどのようなものであったのかを再考してみるのも一つの方法であろうと考えられるので，以下にこのための素材のいくつかを提示してみたい．いずれも破壊形式もしくは物体の地震時挙動が単純なものばかりであるが，決して都合の良いものだけを選別したつもりはない．

A. 神戸市役所2号館［中央区加納町6］(写真１-a, b 参照)

RC造8階建て(4階以下はSRC造)の6階部分で層崩壊し，上層部分は北に変位している．その原因は北からの地動加速度　(すなわち南からの慣性力)　によるもので，南側の高層棟との連絡橋(8

階)が全く圧縮力を受けていないことから，崩壊はそれ以前に大振幅の変形を経ないで突然に発生したものと考えられる．写真1-bは市民のグラフこうべ(No.268, 1995.7)による．
B. 甲南大学校舎［東灘区岡本8］(写真２-a, b 参照)
RC造4階建て校舎の各柱に1方向のみの純せん断破壊が発生している．校舎の向きは長辺方向がほぼ南北方向に対応しており，地震力の作用方向は上記の神戸市役所の場合と全く同様である．なお，校舎の裏側(写真2-b)の柱列にも同様の１方向せん断破壊が発生している．
C. JR六甲道駅構内の電柱［灘区永手町］(写真３参照)
線路に沿った多数の電柱は例外なく北に倒れている．線路を挟んだ両側の電柱は鉄骨トラスで連結されているため，純粋な単柱の倒壊とは云えないかも知れないが，両側の電柱が揃って北に倒れているものも見られることから，そのような傾向が強いことは確かであろう．写真は神戸大震災(産経新聞緊急増刊,1995.1.27.号)による．
D. JR鷹取駅構内の列車［須磨区大池町］(写真４参照)
駅構内に留置された列車群の全てが転倒したわけではないが，転倒したものは例外なく南へ倒れている．写真は同じく神戸大震災(産経新聞緊急増刊,1995.1.27.号)による．
E. 阪神高速3号神戸線［東灘区深江本町］(写真５参照)
周知の通り道路橋は長さ600mに亘って北に倒壊している．１本足の柱列の北面(倒壊した側)には殆ど損傷が認められないことから，神戸市役所の場合と同様，倒壊は極めて瞬時に発生したものと考えられる．
F. 夙川マンションN［西宮市安井町］(写真６参照)
S造5階建て集合住宅の1階ピロティー式駐車場(RC造)部分の柱頭が座屈破壊されたことにより，建物全体が北へ崩壊している[9]．写真は緊急報告第3弾・阪神大震災の30日(サンデー毎日臨時増刊,1995-2-28)による．
G. 貨車を利用した喫茶店［長田区神楽町］(写真７-a, b 参照)
南北方向に敷設されたレール上の貨車を店舗として利用しているもので，貨車がレール上を南へ約20cm移動したことが取り付け階段に残された痕跡(写真7-b)から読みとれる．(この現象の存在は小林啓美東工大名誉教授からのご教示による．)
H. NHK神戸放送局［中央区中山手通2］
地震時にNHK神戸放送局(RC造4階建て)の3階で撮影された約10秒間のビデオ映像から，室内の地震時挙動がよく観察され，しかもそれが約1km離れた神戸海洋気象台の強震記録とよく対応していることについては既に報告した通りである[13]．このビデオ映像が柱に固定されたカメラから見た室内什器類や宿直担当者の挙動を反映したものであることを勘案すれば，主要動の途中で什器類が南東方向にカメラぶれを伴いながら突然大きく変動しているところが，建物自体の北西方向への応答と対応しており，地震力の作用方向には上記の神戸市役所の場合との類似点が認められる．

以上のような結果から，これらの現象（構造物の被害形態とその原因としての地震力の作用)には図１に示すような規則性が認められる．すなわち，神戸市中央区から東側においては構造物は北向きの慣性力を受け，長田区から西側では逆に南向きの慣性力が作用している．また，その中間の中央区と兵庫区の境界付近(湊川神社付近一帯)で被害が少ない(震災の帯が途切れる)ことについては，この付近だけ地盤条件が異なるとの解釈が試みられているが，この問題との関係についても疑ってみる必要がありそうである．なお，木造家屋の倒壊方向に上記と同様の傾向が見られることについてはすでに松田・竹村による指

摘がある[14]．また，墓石の倒壊方向(池田安隆ほか)や電柱と路面のすき間と衝撃力の作用方向との関係(宮田隆夫ほか)についても議論があるが[15]，この問題との関連性については今のところ明らかではない．

上記の対象地点(A～H)の周囲では兵庫県南部地震の際の強震記録が得られており[16]，すでに知られているように，震源断層に直交する成分が著しく卓越している点が前述の構造物被害の特徴とよく整合している．さらに，構造物に作用した地震力の方向性について吟味するために，神戸市役所に近い神戸港と，鷹取駅構内の強震記録の時刻歴波形が加速度・速度・変位について，それぞれ図２と図３に示されている．例えば前者の場合，神戸市役所の上層階に急激な北向きの慣性力を与えた地震動成分は図２中に▼で示された位相に対応するものと考えられ，主要動の開始点からやや遅れて到来した波動成分(入倉[17]が指摘する神戸市直下の第3イベント)が構造物の致命的な破壊に関与したものと考えられる．もし一般に理解されているように，明石海峡から神戸方向への移動震源効果が構造物破壊の主因であるならば，鷹取駅構内の列車群は北に向かって転倒しているはず(神戸市役所や阪神高速高架橋と同じセンスの地震力を受けているはず)であるが，上記の現象からは鷹取・新長田地域と三宮周辺以東とで南北方向に逆向きの地震力が作用しているように見え，神戸市直下に点震源を置いた右横ずれのダブルカップルを示唆しているように思えてならない．以上は比較的単純な構造物被害から大雑把に理解した筆者の兵庫県南部地震に対する地震像であるが，ご批判を仰ぐとともに議論の肴にでもして頂ければ幸いである．最後に，今回のシンポジウムでの活発なご討論を切にお願い申し上げる次第である．

参考文献

[1] 瀬尾和大：平成7年兵庫県南部地震(阪神大震災)の被害とその対応について；第53回工学地震学・地震工学談話会，東京工業大学工学地震学・地震工学研究グループ，pp.25-41, 1995.2.25.

[2] 瀬尾和大：平成7年兵庫県南部地震(阪神大震災)の被害とその対応について[続報]；第55回工学地震学・地震工学談話会，東京工業大学工学地震学・地震工学研究グループ，pp.19-34, 1995.9.9.

[3] 第23回地盤震動シンポジウム：1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究，日本建築学会，1995.10.

[4] 第24回地盤震動シンポジウム：1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(2)-大阪平野について考える-，日本建築学会，1996.10.

[5] 第3回地震防災シンポジウム：阪神・淡路大震災が問いかける地震防災システムのあり方　(2)-20ヶ月を経て得られた教訓と新たな課題-，日本建築学会地震防災システム小委員会,1996.10.

[6] 第1回都市直下地震災害総合シンポジウム，文部省科学研究費補助金重点領域研究「都市直下地震」総括班，1996.11.

[7] 過大入力を受ける建築構造物の動的崩壊過程の解明シンポジウム，日本建築学会応用力学運営委員会，1996.12.

[8] 平成8年度京都大学防災研究所研究集会：兵庫県南部地震の強震動は全てわかったのか？,京都大学防災研究所，1997.1.

[9] 1995年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告書，日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会兵庫県南部地震災害調査小委員会，1997.3.

[10] 兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム，日本建築学会応用力学運営委員会・日本機械学会・土木学会構造工学委員会，1997.3.

[11] 兵庫県南部地震特別研究委員会第２回公開シンポジウム：阪神・淡路大震災から二年-建築および都市の防災性向上へ向けて-，日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会，1997.3.

[12] 兵庫県南部地震に関する耐震技術特別研究委員会報告書，日本コンクリート工学協会，1997.4.

[13] 久家英夫・瀬尾和大・佐間野隆憲：兵庫県南部地震における地震時挙動とビデオ画像との対応について；日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II, pp.207-208, 1995.8.

[14] 松田高明・竹村厚司：兵庫県南部地震における木造家屋の倒壊方向と分布；シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集，日本地質学会環境地質研究委員会，pp.181-186, 1995.6.

[15] 神戸新聞社編：大震災 地下で何が－なぜ地震は起こったか－；神戸新聞総合出版センター，1996.4.

[16] 1995年兵庫県南部地震強震記録資料集；日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会特定研究課題１－SWG1＋日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会，1996.1.

[17] 入倉孝次郎：兵庫県南部地震の強震動の特徴；平成7年兵庫県南部地震とその被害に関する調査研究，平成6年度文部省科研費総合研究(A)研究成果報告書(研究代表者:藤原悌三)，pp.103-119, 1995.3.

写真1-a 神戸市役所2号館(北東より)

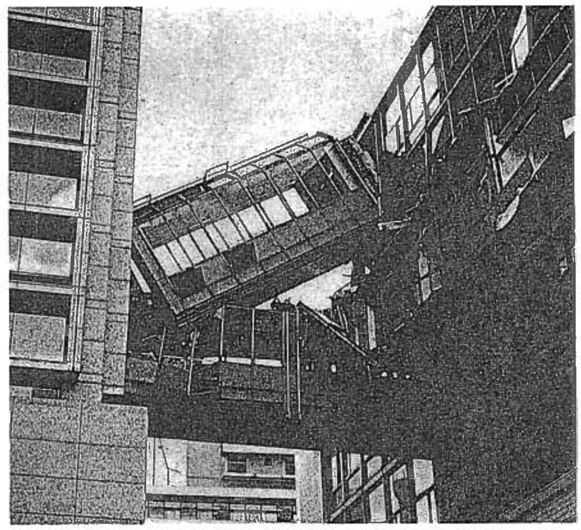


写真1-b 神戸市役所連絡橋(東より)

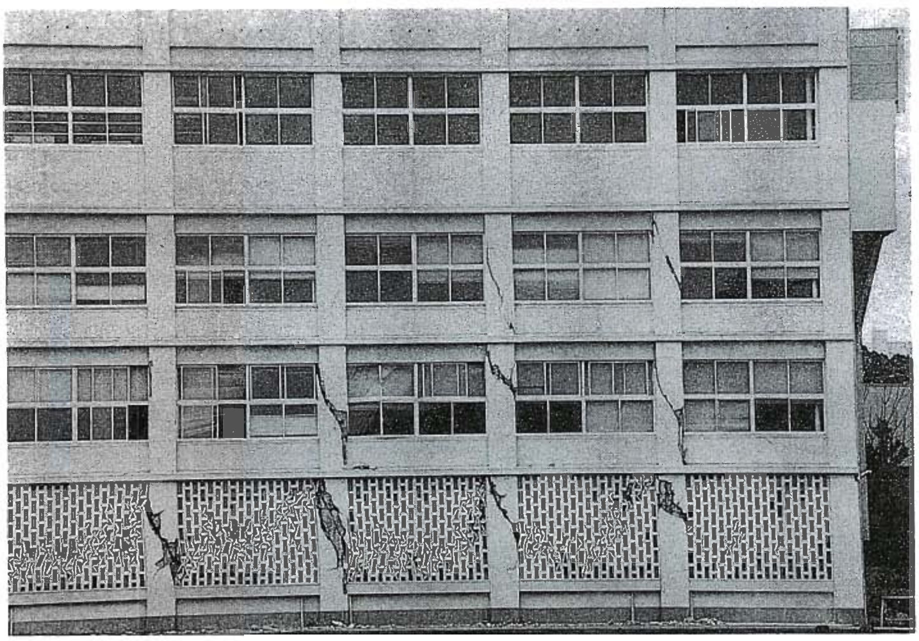


写真2-a 甲南大学校舎(東より)

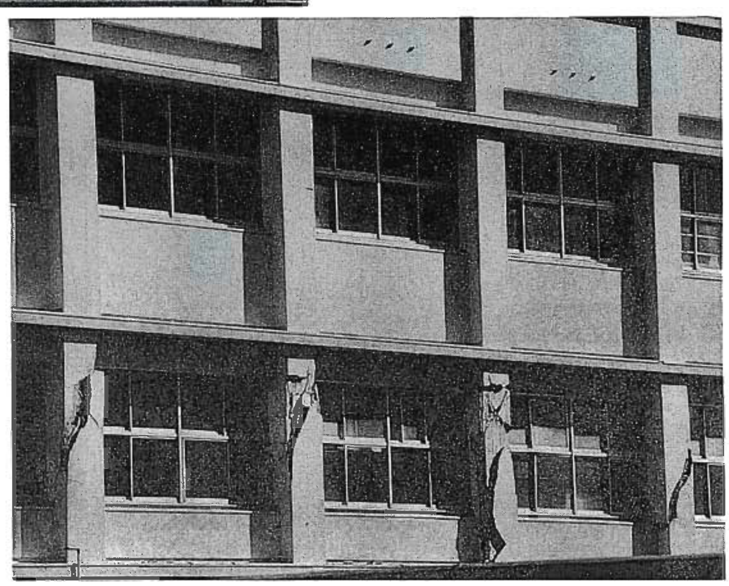
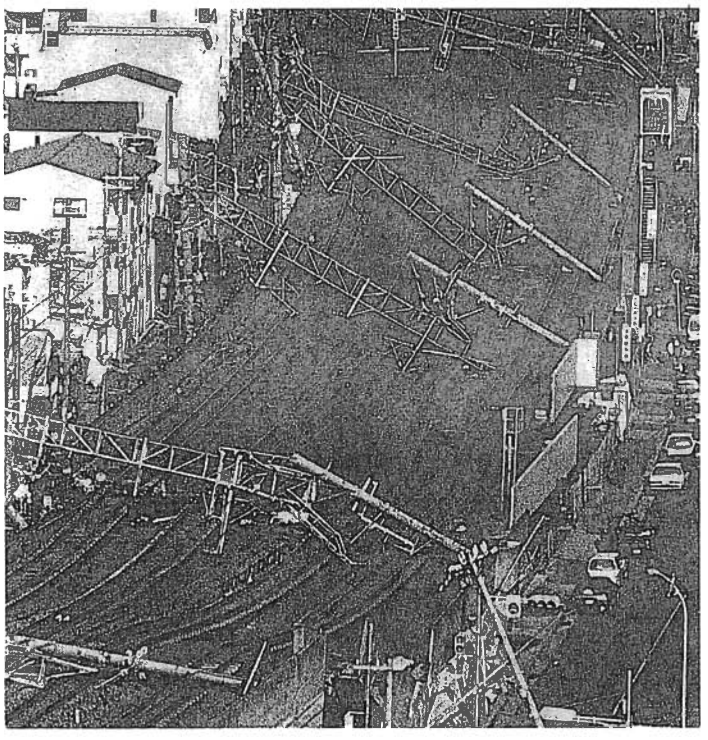


写真2-b 甲南大学校舎(西より)



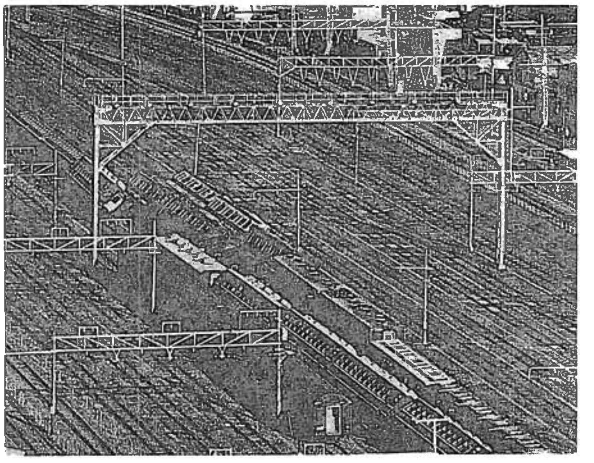


写真4 JR鷹取駅構内の列車(西より)

写真3 JR六甲道駅構内の電柱(西より)

写真5-a 阪神高速3号神戸線(全体)

写真5-b 阪神高速3号神戸線(詳細)

写真6 夙川マンションN(西より)

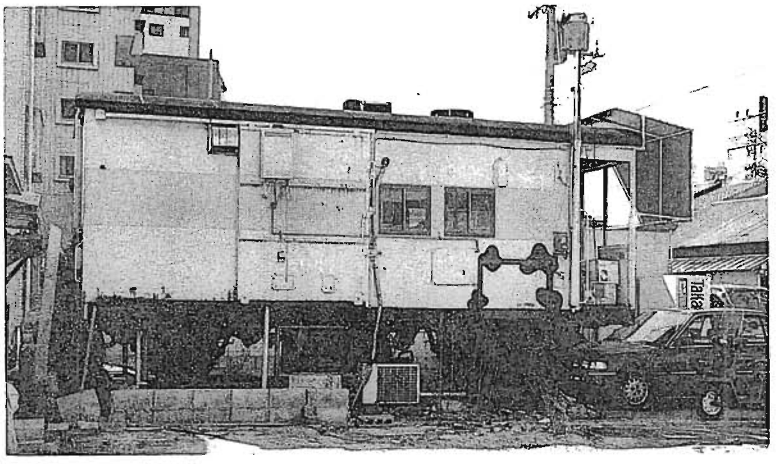


写真7-a 貨車を利用した喫茶店(東より)

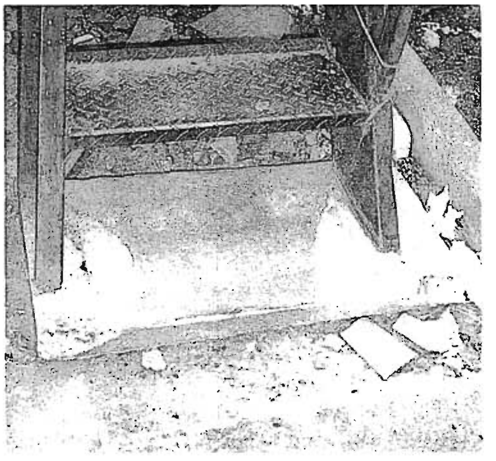


写真7-b その入口階段(北より)

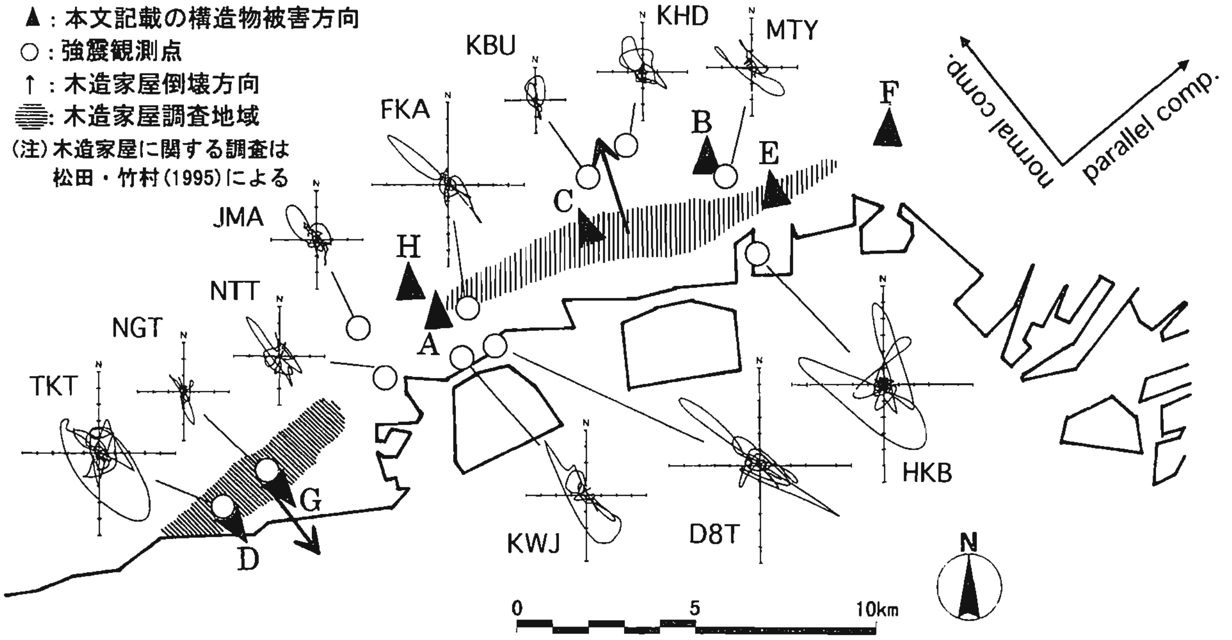


図1 兵庫県南部地震における構造物被害方向と周辺の強震記録の水平変位軌跡

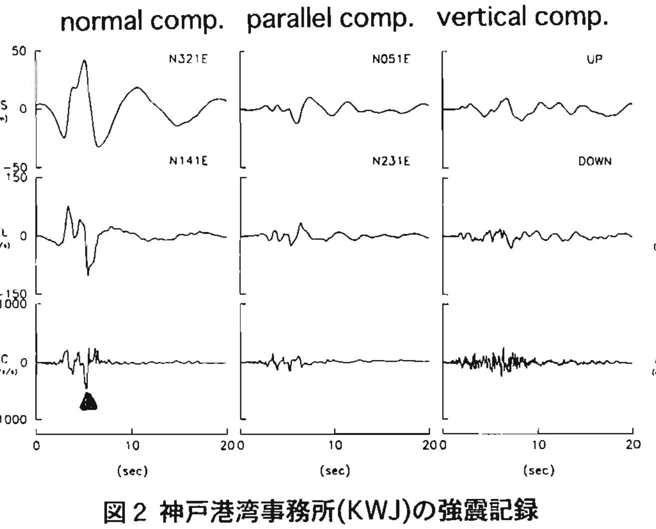


図2 神戸港湾事務所(KWJ)の強震記録

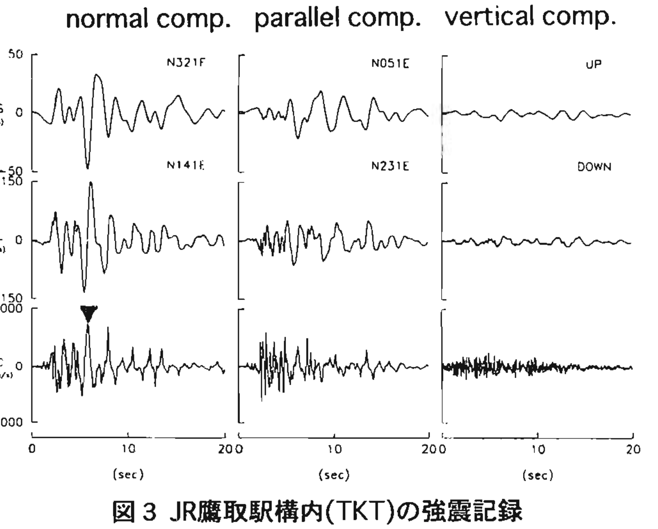


図3 JR鷹取駅構内(TKT)の強震記録

2．兵庫県南部地震の評価はどこまでできたか？

震災の帯の成因について

The origin of the severely damaged belt during the Hyogo-ken Nanbu earthquake

芝　良昭
Yoshiaki SHIBA

Studies concerned with the origin of "the severely damaged belt", which is the area of seismic intensity Ⅶ in Kobe and adjacent cities during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, are reviewed. In the source effects, two asperities located near the hypocenter and beneath the Kobe city radiate large S-wave pulses due to the forward rupture directivity. The dominant periods of these pulses are determined by the size of asperities. Regions of the strong motion area caused by these large pulses are "guided" to sedimentary basin side due to the guided directivity effect. In the site effects, the constructive interference between the direct S-waves from the bottom of the basin and horizontally propagating diffracted/Rayleigh waves generated at the basin edge occure at the basin detached from the edge. In addition, the nonlinear effect in the soft soil layers at the coast region neighboring the belt reduces the horizontal amplitude of the acceleration waves. Therefore, the generation of the severely damaged belt can be explained mainly by these three effects : 1) guided directivity effect, 2) basin edge effect, and 3) nonlinear effect neighboring the belt.

1．はじめに

1995年兵庫県南部地震の発生から2年余りが経過し，同地震の詳細な震源過程に関する研究，及び神戸市街を中心とした被害域の地下構造の解明とそれに基づく地盤震動特性等の研究報告はかなりの数に及ぶ．特に神戸市域に帯状に広がった大被害地帯，いわゆる「震災の帯」は，その被害の甚大さや社会的なインパクトの大きさもあって，多くの地震学，地震工学研究者によってその成因の解明が試みられてきた．今後とも，さらなる研究の進展は当然期待されるが，ここではこれまでの研究で明らかにされてきた成果について一旦レビューを行い，現時点での到達点と残された課題について議論する．

2．初期の研究

「震災の帯」は気象庁が判定した震度Ⅶの地域のうち，神戸市須磨区から芦屋市，西宮市にかけての地域と大体重なると考えてよい．既に本震発生直後の被害調査の段階から嶋本[1]などにより幅約2kmの細長い帯状の被害地域に対してこの言葉が使われていた．当初，この帯が非常にはっきりとしたリニアメントを持っていたことや，神戸側の既存の活断層周辺の地表に地震断層が見つからなかったことなどから，帯の直下に断層が存在し，これが起震断層になったという伏在断層説が出た．これに対し，強震動研究者の間では震災の帯の直下に広がる堆積層による地震波の増幅が主要因であるという意見が主流を占めた．堆積層増幅説の最大の根拠はFig.1に示すように（入倉[2]），震災の帯と余震の震源分布が系統的にずれていた点にある．また，本震発生の直後から，多数の機関によって臨時余震観測や微動計測が行われたが，その中でIwata et al.[3]は，神戸市東灘区の岩盤を含む震災の帯とその周辺の観測点で得られた余震記録から，堆積層上観測点の余震記録の最大加速度，最大速度は，ともに岩盤上観測点の3～10倍の差を示すことを明らかにし，震災の帯の生成に関して堆積層による地震波の増幅が大きく寄与していることを示した(Fig.2)．松波ら[4]も同様に東灘区の住吉川に沿ってリニアアレイを展開した結果，阪急線以南の観測点において，S波の最大速度が露頭岩盤上の観測点に比べて2～7倍になっていることを示した．これらの報告は，本震発生直後の地下構造に不明な点が多い時点に行われたこともあり，1次元の地盤構造を仮定した解析を行うなど[3]，比較的単純なものであるが，地震動に対する堆積地盤の影響を明確にしたという点で意義のあるものであった．また両者とも，地震波増幅の要因として極表層の低速度層の影響を挙げている点も興味深い．

3．震源過程からのアプローチ

3．1　震源過程モデル

兵庫県南部地震においては，多数の遠地実体波記録，近地の強震記録に加え，GPSや地殻測量による地盤変動データが得られた．これらのデータを元に複数の研究者によって断層面上のすべり量の時空間

電力中央研究所
Central Research Institute of Electric Power Industry

分布，いわゆる震源モデルが提案されている．このうち，特に波形インバージョンによる震源モデルは武村[5]，纐纈・古村[6]などによってレビューされている．彼らも指摘しているように，これらの波形インバージョンの多くは1～2秒以上の長周期領域の波形データを用いており，断層面上のすべり量分布は大体共通した特徴を持っている．すなわち，明石海峡直下の発震点（震源）近傍と神戸側のやや深い領域，及び野島断層に相当する淡路島側の浅い領域ですべり量の大きいアスペリティー領域が存在する．例えば，Sekiguchi, et al. [7]は，地震記録の粒子軌跡の向きから神戸側の断層の地表面との交線の位置を推定し，神戸側のサブイベントが震災の帯の北側約1～2kmに位置することを明らかにした上で(Fig.3)波形インバージョンにより震源モデルを求めた．求められた震源モデルをFig.4に示す．ここで決定された震源断層の位置は伏在断層説を否定する根拠の一つにもなった．一方，短周期地震動（0.1～0.5秒）の包絡線を経験的グリーン関数法によってインバージョンしたKakehi et al. [8]の結果では，震源と野島断層のアスペリティーを結ぶ領域や神戸市直下の浅い部分に加速度放射強度の強い領域が現れている(Fig.5)．これらの波形インバージョンから求められたアスペリティー位置を参考にして，釜江・入倉[9]は，経験的グリーン関数法を用いてフォワードモデリングによりアスペリティーの位置と大きさを最決定した上で，震災の帯の地震動の再現を試みた．それによると，震災の帯の地震動は震源近傍のアスペリティーと神戸市直下のアスペリティーからの寄与のみでほとんど説明でき，観測記録に特徴的に現れるパルス状の波群は，これらのアスペリティーのサイズに依存する．また，本震時の震災の帯内の領域での最大加速度，最大速度は，それぞれおよそ1000cm/s/s, 130cm/sec.程度であったと推定された(Fig.6)．

3．2　guided directivity 効果

震源特性の中で震災の帯の形成に大きく寄与したのは，主として断層面上の破壊の進行に伴い，断層直近の狭い範囲に断層と直行方向に周期1秒以上の長周期で大振幅のパルス波が現れる「directivity効果」であるとされている（纐纈[10]）．さらに神戸市の場合，横ずれ断層が存在する岩盤側とこれに隣接して広がる堆積層との速度の違いによって，堆積層領域に地震波のエネルギーが集中する，guided directivityと呼ばれる効果を起こし，震災の帯での地震波の増幅を更に強化したことが複数の研究者によって言及されている（古村・纐纈[11]，Inoue and Miyatake[12]）．Fig.7にguided directivityのメカニズムを表す模式図を示す．さらに古村・纐纈[13]は，堆積層における非線形効果によって，パルス波形がその振幅を減衰させることなく急峻化し，高周波側にエネルギーが移行することを数値シミュレーションによって示した(Fig.8)．このような現象は，破壊の伝播が継続し，非線形媒質中に地震エネルギーが連続的に供給される場合にのみ現れるとされる．directivity効果そのものは古くからカリフォルニアの地震観測記録などから知られており(Aki[14])，1994年Northridge地震の際にも震源域とその北側で同様の長周期パルスが観測されている（久田・山本[15]）．日本国内でこのような現象がこれまで注目されてこなかったのは，10)で指摘されたように，兵庫県南部地震が近代的な強震観測が始まって以来，ほとんどはじめてと言ってよい内陸直下型地震であったためであると考えられる．日本の都市部が位置する堆積盆地，もしくは平野と山地の境界部に活断層が存在するような状況は各地に散在する．このため，内陸直下型地震が発生したときには，神戸で起こったような災害は決して特殊な事例ではないと言うことを認識しておくべきであると思われる．

4．地盤増幅問題からのアプローチ

4．1　神戸市域の地下構造の解明

震災の帯の形成には，神戸市直下に広がる堆積層による地震波の増幅の影響が大きく寄与していることは，定性的には大いに予想できることであり，実際，本震発生直後の余震，微動観測でも，堆積地盤と岩盤の地震動のコントラストを明らかにし，その結果から震災の帯の成因を明らかにしようという目的で行われたものが多かった．初期には，余震観測記録のS-P変換波等の走時解析から基盤深度を推定する研究も行われた（3), Yamanaka and Aoi[16]）．その後，伏在活断層の調査などの目的で，反射法探査やボーリング調査が数多く行われてきた．Fig.9に井川・他[17]によって行われた震源域周辺の反射法測線を示す．これらに加えて，人工地震による屈折法探査（神戸・阪神感基盤構造研究グループ[18][19]），微動計測（瀬尾[20]，香川・他[21]，宮腰・他[22]，石田・他[23]），重力探査（慈道・他[24]）等，様々な方法で地下構造調査が行われ，阪神地域の2次元，3次元的な地下構造が次第に明らかになってきた．これらの結果によると，神戸・阪神間の基盤構造は，大局的には六甲山地と平野部を区切る断層帯でほぼ垂直に落ち込み，そこから海岸地帯に向けてなだらかに傾斜した構造を示し，海岸部（例えば六甲アイランド付近（小林・他[25]）では基盤深度は1.5km～2kmに達する．また，複数の断層によって基盤深度が階段

状に変化している地域も存在する．その一例として，関西地震観測研究協議会によって行われた，石屋川測線（神戸市灘区，測線長1.7km）と岡本測線（東灘区，測線長1.0km）の反射法プロファイルをFig.10に示す．基盤深度が変化する部分には，逆断層タイプの境界面が現れていることがはっきりと示されている．

4．2　エッジ効果による震災の帯での地震波の増幅

このようにして明らかになってきた神戸市域の2,3次元地下構造を元に，特に盆地端部の急激な基盤境界の段差部分から生じる回折波，及び表面波に着目し，山地－平野部分の構造境界に直行する方向に地下構造をモデル化した数値シミュレーションによって，震災の帯の地震動を明らかにしようとする報告がなされた（例えば川瀬[26)27)]，Kawase[28)]，Pitarka, et al.[29)]，源栄・永野[30)]）．26)，27)では，三宮周辺の地盤構造を断層直行方向に２次元でモデル化し，JMAの本震記録を基盤に引き戻した波形を入射波としてFEM解析を行った結果，断層から740m離れた地点を中心に幅600mにわたって最大加速度，速度とも増大し，この領域が震災の帯に一致することを明らかにした(Fig.11)．また，29)は東灘区の構造を，29)は神戸大学を起点とした測線を元に，それぞれ計算手法は異なるものの，同様に震災の帯で地震動が著しく増幅する結果を得ている．さらに25)では，より単純化した地盤モデルで鉛直下方からSV波を入射させたときの応答解析から，鉛直下方から堆積層に入射した直達S波と，岩盤内を進行して表面に達し，そこから堆積層に向かって伝播する回折／表面波が，ちょうど震災の帯の地表面で同時に出会い，両者が増幅的に干渉することによって，大振幅の地震波を生成することを示し(Fig.12)，これを「エッジ効果(Basin Edge Effect)」と名付けた．その後，川瀬・他[31)]は，横ずれ移動震源からの入射波に対しても震災の帯に相当する領域で平面波入射と同様の増幅が見られることを示し，エッジ効果が震災の帯生成の主要因であることを主張した．エッジ効果は，震災の帯が震源断層から離れた場所に位置していること，また帯の幅が1～2kmと非常に狭いことをうまく説明できる．また，30)では，2次元解析で求めた波形を入射波として，大阪層群以浅の表層を1次元でモデル化して非線形解析を行い，震災の帯では表層地盤の影響によって最大加速度，速度とも更に増幅することを示している．

4．3　埋め立て地盤における地震動の非線形挙動

震災の帯が注目を集めた原因の一つに，それが非常に狭い領域に帯状に広がっている点にあった．帯の成因を堆積地盤による１次元的な増幅効果と考えると，帯は海岸地帯に向かってもっと広がりを見せてもおかしくない．伏在断層説が提出されたのも，一つにはその余りに「帯状」の震災域の形状のためであったと考えられる．この問題に対する回答の一つは，前節で紹介したエッジ効果であるが，もう一つの重要な要因として，人工埋め立て地盤における非線形応答が挙げられる．兵庫県南部地震では，人工島の一つであるポートアイランドにおいて，GL-83mから地表にかけての鉛直アレイ記録が得られ，これらの記録では，加速度波形の水平成分が地表に向かうに連れて高周波成分が著しく減衰し，その最大値も地中に比べて小さくなるなど，表層地盤による非線形効果がはっきりと現れていた．このような強震時の地盤の非線形現象が鉛直アレイで捉えられた例は．過去に釧路港湾での1993年釧路沖地震の時の記録（井合[32)]）があるが，ポートアイランドの場合は，人工埋め立て地盤において現れた非線形現象の例として大変貴重なものであるといえる．ポートアイランドの鉛直アレイ自体の非線形応答解析は，川瀬・他[33)]，国生・他[34)]などにより行われている．また，25)では，上記の2次元解析の結果を入射波として，ポートアイランドの記録を再説明している．永野・他[35)]も六甲アイランドや東神戸大橋を対象にして同様の解析を行っている．いずれにしても，軟弱地盤における本震時の地盤の非線形応答によって，地表の水平加速度が減衰したことが，海岸地帯の被害を軽減させる一因となったことは間違いなく，結果的に震災の帯の被害を際立たせるものとなっている．

5．残された課題

5．1　震災の帯と震源断層の関係

震災の帯の一因として3．2節に挙げたguided directivity効果では，地震断層と被害地域とが一定の間隔で平行して存在することになる．しかしながら，従来の断層モデルでは，震災の帯の北東部分にあたる芦屋，西宮市付近は，断層からの距離が離れてしまい，効果が薄れてしまう．このため纐纈[36)]，関口・他[37)]は，余震分布や測地データに基づき，諏訪山断層から五助橋断層に至る震源断層モデルに芦屋断層南端に相当する分岐を与え，インバージョンにより同断層のすべり分布を求めた．Fig.13に36)による芦屋断層を含めた震源断層モデルとすべり分布を示す．芦屋断層の南端部を地震断層とすることに

より，芦屋市，西宮市の強震動を神戸市内の震災の帯と同様のメカニズムで説明することが可能になってくるが，36)では芦屋断層を含めてもインバージョンによる波形のフィットはあまり改善されない．また，37)では，芦屋断層に相当する部分のアスペリティーは断層の最深部に集中しており，震災の帯への寄与はあまり大きなものではない．このことから，仮に本震時に芦屋断層がすべったとしても，それが西宮，芦屋地域の震災の帯形成に重要な役割を果たした可能性は，現段階では確実なものとは言えないと考えられる．

5．2　震源過程と地下構造データを会わせた総合的な3次元シミュレーション

今回のケースでは，震源と評価するべき地点（震災の帯）との距離が比較的短く，震源断層と震災の帯を含んだ地下構造モデルを含んだ3次元の領域解法（有限差分法，Pseudospectral法）を行うことが可能であった．このような研究は，比較的単純化した地盤モデルを用いたものとして11)，12)，13)，より現実的な地下構造モデルを用いたものとしてはPitarka et al.[38)]，及びその改良版として岩田・他[39)]などが挙げられる．Fig.14に39)による震災の帯，及びその周辺の最大水平速度分布を示す．震源モデルは37)による芦屋断層を含んだモデルを用いている．39)によれば，芦屋断層を追加した震源インバージョンによって，神戸市直下のアスペリティーが浅めに最決定されたことと，甲陽，芦屋断層付近の基盤構造が変更された結果，震災の帯の東端の地震動を増大させた一方，最大値そのものは全体的に過小評価であり，また帯の幅も実際より広くなっている．これらの原因は，計算機の能力，及び細かい地盤データの不足などから，堆積地盤の最表層の低速度構造や，海岸部の非線形応答を十分に考慮できないためであると考えられる．特に河川に伴う扇状地形等による堆積地盤表層の低速度構造の分布は，恐らく震災の帯の微細な形状（例えば中央区と兵庫区の境界付近の帯のギャップ）に関わってくる要因であると思われる．これらの要因を全て含めた形で震災の帯全体の3次元計算を行うことは，現状では計算機のパワーからもデータの精度からも現実的とは言えない．従って，例えば大阪層群上面までの大局的な地震動分布を，可能な限り震源特性と地盤特性を一体化した総合的なシミュレーションで把握し，ボーリングデータ等で表層の地盤構造を明らかにした上で，一次元解析などの相対的に負荷の掛からない手法で地表の地震動特性を「点」で押さえていく方法が現段階での到達点ではないかと考えられる．

6．おわりに一結局「震災の帯」の成因とは？一

本稿では，1995年兵庫県南部地震において出現した「震災の帯」の解釈をめぐる一連の研究成果について概観した．これらの結果をまとめると，1．発震点近傍と神戸市直下に位置するアスペリティーから主として放射された地震波が，破壊が神戸側に進行することによるdirectivity効果によって，アスペリティサイズから決定される卓越周期を持った大振幅のS波パルスを断層直行方向に生成し，これが断層に隣接する堆積層に誘導され（guided directivity効果），2．さらに六甲山側の基盤表面から回折／表面波として堆積層側に水平に伝播する波群と鉛直下方から堆積層に入射する直達S波がちょうど震災の帯にあたる地点で出会い，増幅的な干渉を引き起こし（エッジ効果），3．一方，海岸部は人工埋め立て地盤などからなる軟弱地盤の非線形応答により特に水平成分の高周波地震動が押さえられることにより，震災の帯が形成されたと考えることができる．1のguided directivity効果と2のエッジ効果は，定性的にはどちらも単独で震災の帯を形成することができるとされる（12)，27)）．どちらが震災の帯形成の主因になったかという点は議論の分かれるところであるが，この問題にはアスペリティの深さが関係しているという指摘もある（例えば6)）．

多くの研究者が指摘しているように，震災の帯内部には本震時の強震記録がほとんどなく，このことが帯の成因解明のネックになっていることは事実である．震災の帯の分布は，震度Ⅶの定義（当時の）を引くまでもなく，被害分布に基づいて決定されたものである．従って，震災の帯に関する地震動研究は，いわば直接的な解答（強震記録）がない状態で行わなければならなかった．兵庫県南部地震以後，K-net（防災科技研）の整備や震度計の充実，一部の自治体の強震ネットの設置など，強震観測点の整備が飛躍的に進んでいる．今後はこれらのデータの研究者に対する迅速な流通とともに，堆積平野，盆地を中心とした全国各地の地下構造データの着実な蓄積が課題となるであろう．

参考文献

1) 嶋本利彦，“震災の帯”の不思議，科学，**65**，岩波書店，1995，195-198.

2) 入倉孝次郎，兵庫県南部地震の震源断層，強震動と被害の特徴，物理探査，**48.**，1995，463-489.

3) Iwata, T.et al., Site Amplification of Ground Motions during Aftershocks of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake in Severely Dameged Zone -Array

Observation of Ground Motions in Higashinada Ward, Kobe City, Japan-, *J. Phys. Earth*, **44**, 1996, 553-561.
4) 住吉リニアアレイ地震観測グループ　(代表：松波孝治)，神戸住吉での南北縦断リニアアレイによる地震・常時微動合同観測，平成6年度文部省科学研究費（総合研究A）研究成果報告書（代表・藤原悌三, 課題番号06306022），1995, 155-178.
5) 武村雅之, どこまで解明されたか兵庫県南部地震の震源過程, その１．波形インバージョンによる結果, 日本地震学会講演予稿集, No.2, 1996, A49.
6) 纐纈一起, 古村孝志, 兵庫県南部地震の震源域における強震動,　第24回地盤震動シンポジウム, 1996, 35-44.
7) Sekiguchi, H. et al., Minute Locating of Faulting beneath Kobe and the Waveform Inversion of the Source Process during the 1995 Hyogo-ken Nanbu, Japan, Earthquake Using Strong Ground Motion Records, *J.Phys. Earth*, **44**, 1996, 473-487.
8) Kakehi, Y. et al., Eatimation of High-Frequency Wave Radiation Areas on the Fault Plane of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake by the Envelope Inversion of Acceleration Seismograms, *J.Phys. Earth*, **44**, 1996, 505-518.
9) 釜江克宏, 入倉孝次郎, 1995年兵庫県南部地震の断層モデルと強震動の推定, 平成7年度文部省科学研究費（総合研究A）研究成果報告書（代表・入倉孝次郎,課題番号05302069），1996, 23-52.
10) 纐纈一起, カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震, 科学, **66**, 岩波書店, 1996, 93-97.
11) 古村孝志, 纐纈一起, 数値シミュレーションで見る兵庫県南部地震の強震動, 物理探査学会第95回講演論文集, 1996, 90-94.
12) Inoue, T. and T. Miyatake, 3-D Simulation of Near-field Strong Ground Motion: Basin Edge Effect Derived from Rupture Directivity, *Geophys. Res. Let.*, **24**, 1997, 905-908.
13) 古村孝志, 纐纈一起, 数値シミュレーションで見る兵庫県南部地震の強震動(2)－震源と地下構造の複合要因による震災の帯の形成－, 物理探査学会第95回講演論文集, 1997, 316-320.
14) Aki, K., Seismic Displacements near a fault, *J. Geophys. Res.*, **73**, 1968, 5359-5376.
15) 久田嘉章, 山本俊六, ノースリッジ地震の地震動－類似点と相違点, 第23回地盤震動シンポジウム, 1995, 93-100.
16) Yamanaka, H. and S. Aoi, Estimation of Basement Depth along the Sumiyoshi River in Kobe City -Travel Time Analysis of P-, S-, and Sp waves from an Earthquake Array Observation, *J. Phys. Earth*, **44**, 1996, 543-552.
17) 井川猛・他, 1995年兵庫県南部地震震源域周辺の深部反射法調査について, 物理探査, **49**, 1996, 420-434.
18) 神戸・阪神間基盤構造研究グループ, 神戸・阪神間における基盤構造調査(1), 地球惑星科学関連学会1996年合同大会予稿集, 1996, A21-P37.
19) 神戸・阪神間基盤構造研究グループ, 神戸・阪神間における基盤構造調査(2), 日本地震学会講演予稿集, 1996, C23.
20) 瀬尾和大, 阪神地域における合同微動観測, 平成5年度～7年度科学研究費補助金［試験研究(B)(1)］研究成果報告書（代表：瀬尾和大, 課題番号05558047），1997, 38-46.
21) 香川敬生・他, 神戸市域における常時微動アレイ観測, 地球惑星科学関連学会1996年合同大会予稿集, 1996, D41-03.
22) 宮腰研・他, 神戸市域における常時微動アレイ観測(2), 日本地震学会講演予稿集, 1996, C22.
23) 石田寛・他, 神戸市街地直下における基盤岩深度分布の推定－やや長周期微動の水平／上下スペクトル比に基づく評価－, 日本建築学会構造系論文集, **485**, 1996, 63-72.
24) 慈道・他, 重力と脈動からみた甲陽断層周辺の基盤構造, 平成8年度京都大学防災研究所集会「兵庫県南部地震の強震動は全てわかったのか？」研究発表資料集, 1997, 31-40.
25) 小林啓美・他, 神戸市東灘区における反射法探査, 日本地震学会講演予稿集, 1996, A38.
26) 川瀬博, 林康裕, 兵庫県南部地震の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, **480**, 1996, 67-76.
27) 川瀬博, Ｑ：何が震度Ⅶの震災帯をもたらしたのか？Ａ：盆地生成回折波／表面波との増幅的干渉, 地球惑星科学関連学会1996年合同大会予稿集, 1996, A21-P38.
28) Kawase, H., The Cause of the Damege Belt in Kobe : "The Basin-Edge Effect", Constructive Interference of Direct S-Wave with the Basin-Induced Diffracted/Rayleigh Waves, *Seism. Res. Let.*, **67**, 1996, 25-34.
29) Pitarka, A. et al., Basin Structure Effects in the Kobe Area Inferred from the Modeling of Ground Motions from Two Aftershocks of the January 19, 1995, Hyogo-ken Nanbu Earthquake, *J.Phys. Earth*, **44**, 1996, 563-576.

30) 源栄正人, 永野正行, 深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析－兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈－, 日本建築学会構造系論文集, **488,** 1996, 39-48.
31) 川瀬博・他, 盆地端部のエッジ効果は入射波に依存するか？, 平成8年度京都大学防災研究所集会「兵庫県南部地震の強震動は全てわかったのか？」研究発表資料集, 1997, 157-158.
32) 井合進・他, 釧路港湾での強震動の特徴, 第21回地盤震動シンポジウム, 1993, 33-42.
33) 川瀬博・他, 兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録とそのシミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, **475,** 1995, 83-92.
34) 国生剛治・他, 1995年兵庫県南部地震での非線形震動特性, 土と基礎, **43,** 1995, 39-43.
35) 永野正行・他, 反射法結果に基づく2次元モデルを用いた神戸市内の強震動シミュレーション解析, 日本地震学会シンポジウム「強震動予測による地震災害の軽減をめざして」, 1997, 67-70.
36) 纐纈一起・他, 測地・遠地実体波被害分布データから推定された兵庫県南部地震の断層モデル, 日本地震学会講演予稿集, 1996, A41.
37) 関口春子・他, 兵庫県南部地震の東の端はどう止まったのだろうか, 平成8年度京都大学防災研究所集会「兵庫県南部地震の強震動は全てわかったのか？」研究発表資料集, 1997, 147-148.
38) Pitarka, A. et al., Three-dimensional Simulation of the Near-fault Ground Motion for the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan, Earthquake, Submitted to BSSA.
39) 岩田知孝・他, 1995年兵庫県南部地震時の震度7域の強震動, 日本地震学会シンポジウム「強震動予測による地震災害の軽減をめざして」, 1997, 71-74.

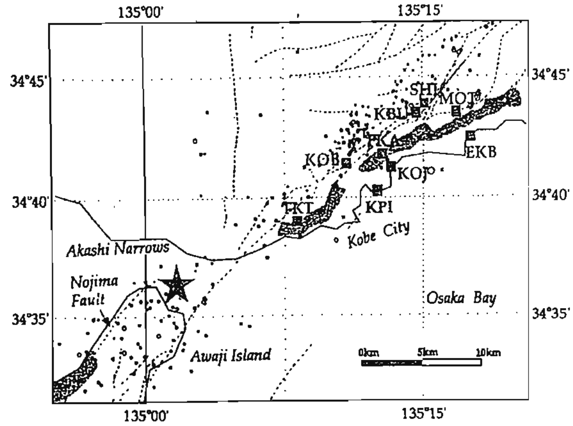


Fig.1 震災の帯と余震分布の関係[2]

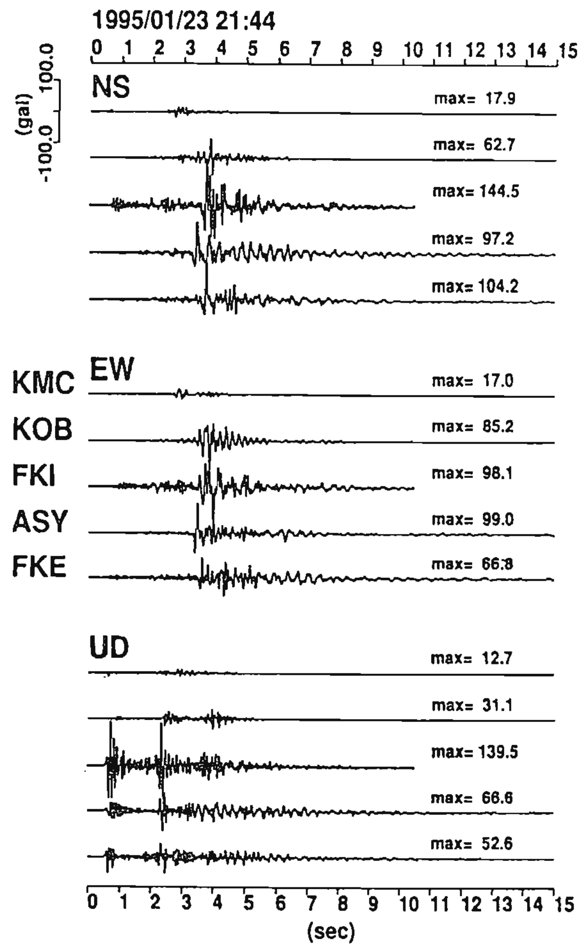


Fig.2 余震観測記録の一例[3]．震災の帯に位置するFKI, AKSが増幅している

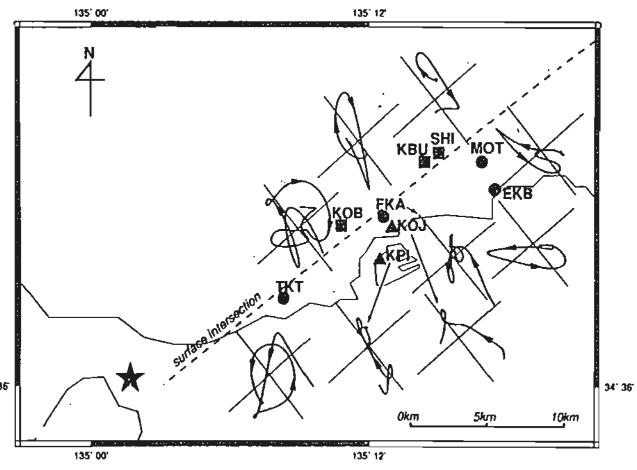


Fig.3　地震波の粒子軌跡から求められた神戸直下のサブイベントの位置[7)]

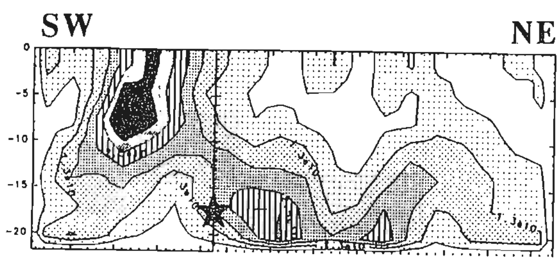


Fig.4　波形インバージョンによる震源モデルの一例[7)]（モーメント解放密度分布）

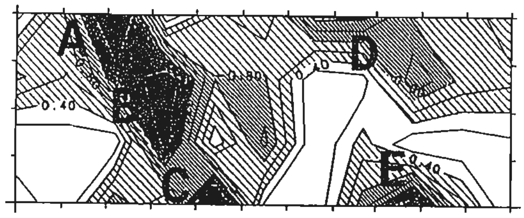


Fig.5　断層面上の加速度放射強度分布[8)]

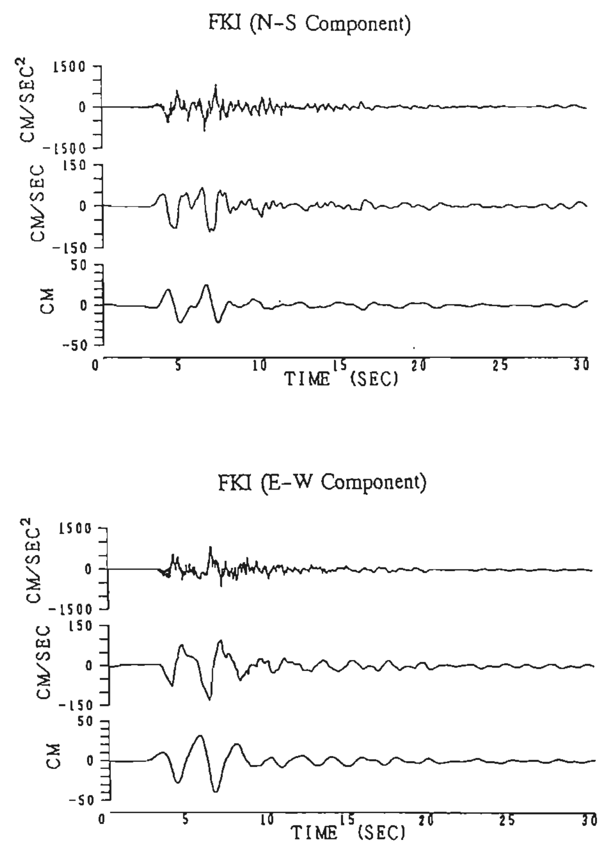


Fig.6　経験的グリーン関数法によって求められた震災の帯(FKI)の地震動[9)]

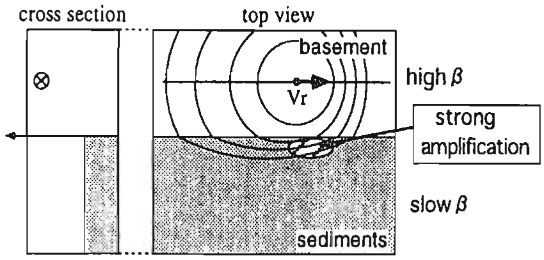


Fig.7　guided directivityのメカニズム[12)]

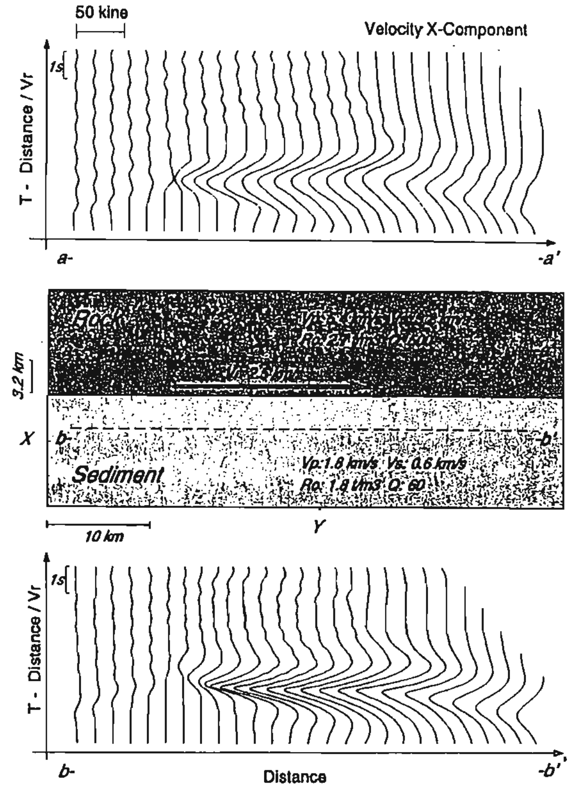


Fig.8　非線形効果を伴うguided directivityによる波形の急峻化の例[13)]

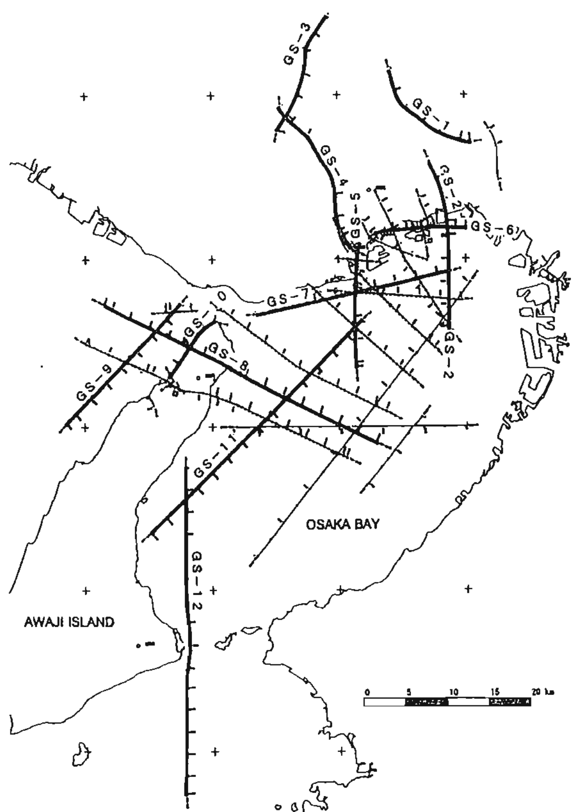


Fig.9　兵庫県南部地震震源域の反射法測線例．太線は地質調査所によるもの[17)]

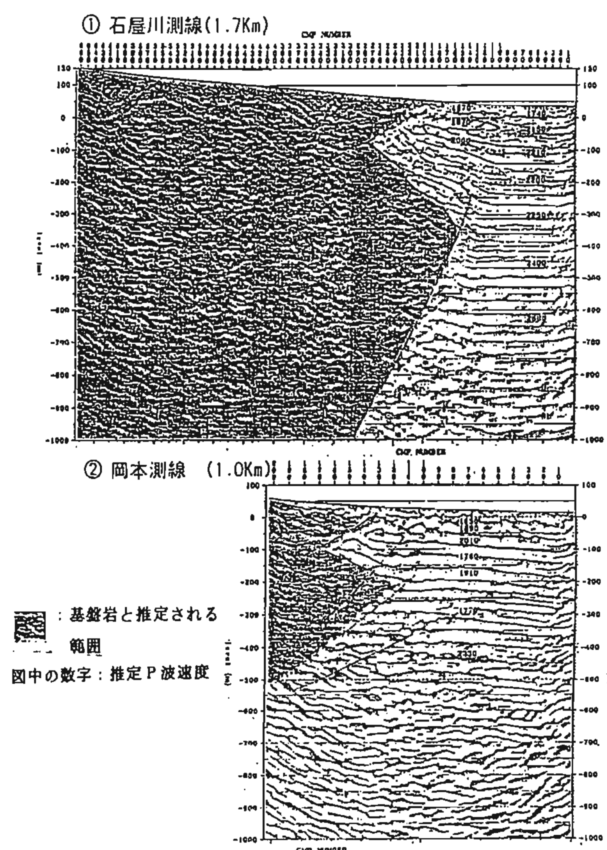


Fig.10　石屋川測線と岡本測線の反射法プロファイル[2)]

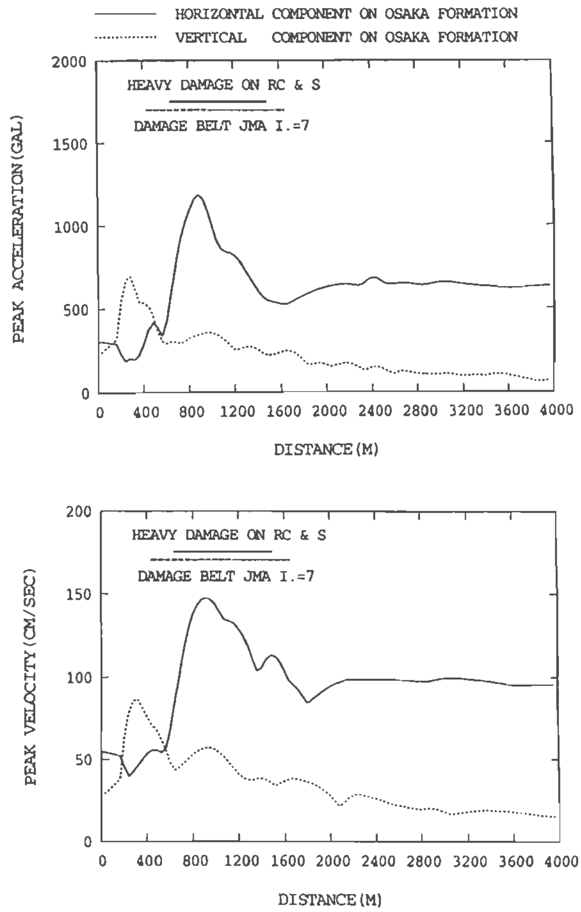


Fig.11　2次元FEMモデルによる三宮断面の地表面応答最大加速度，及び速度値[28)]

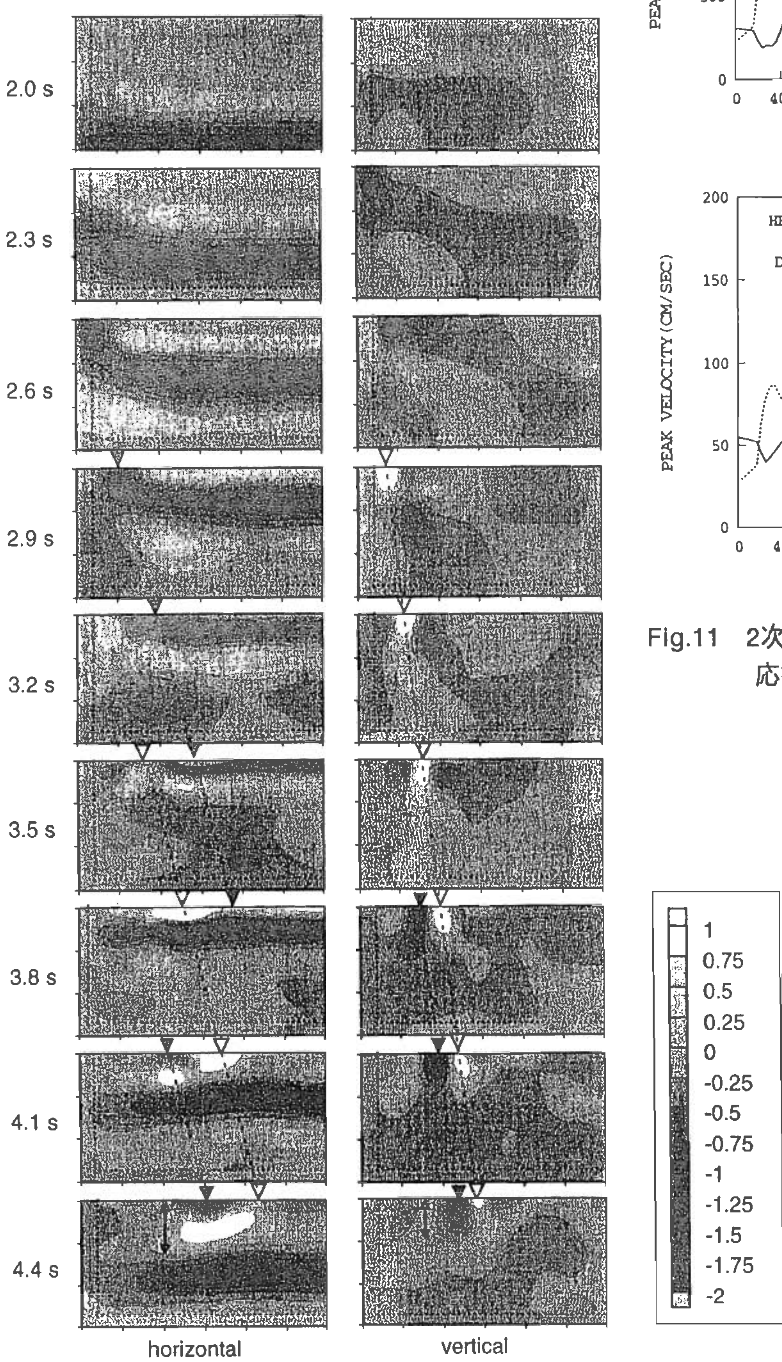


Fig.12　エッジ効果の例．2次元モデルに鉛直下方から1HzのRicker波が入射したときの応答を示す[28)]

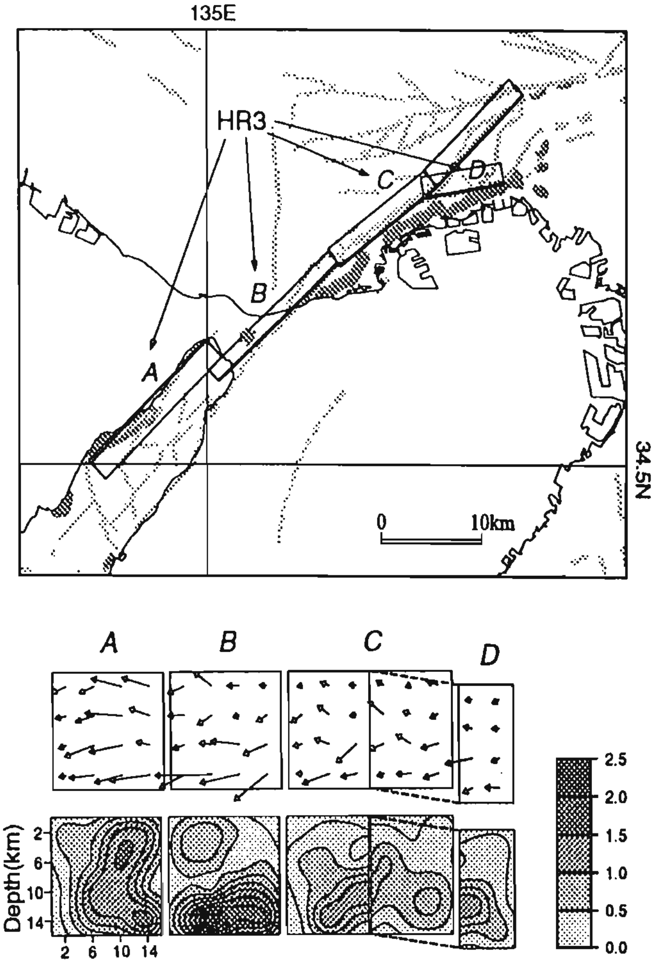


Fig.13　芦屋断層（図のD）を震源断層に加えたモデルとその時のすべり分布[36)]

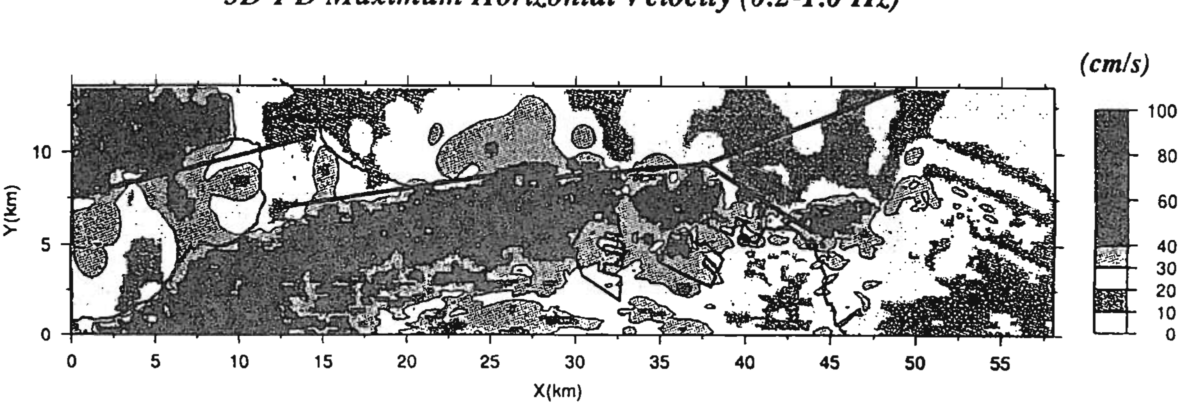


Fig.14　震源と3次元地下構造データを考慮したシミュレーションによる最大水平速度分布[39)]

第25回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1997.10.31

衝撃的地震動は存在したのか？

WAS IMPULSIVE FORCE DUE TO STRONG GROUND MOTION APPLIED TO STRUCTURES?

清野純史[*1]　三浦房紀[*2]
Junji KIYONO　Fusanori MIURA

The 1995 Kobe earthquake is one of the worst disasters in recent Japan history, because of not only total number of casualties but also the fact that the earthquake struck a highly urbanized area in which many buildings, housings and infrastructures were concentrating. The cause of damage to the structures is generally explained by the action of large horizontal ground motion. But all unusual phenomena observed for bridge piers, steel frames, foundation structures, various rigid bodies and so on have not been made clear. Discussion from the view point of vertical ground motion which is applied as an impulsive load is not still sufficient. It is a fact, however, that the seismographs did not catch such impulsive accelerations of vertical component.

In this paper, damage to structures due to the strong ground motion is surveyed first and the relation between damage and input ground motion is investigated in order to find the existence and the effect of the impulsive wave. Two accelerographs of a servo type and a transducer type are compared to check the sensitivity of high frequency component. FEM analysis by using a fault rupture model is carried out and the effect of nonlinear elements on the vertical ground motion is studied.

1．衝撃的地震動

人的·物的両面において未曾有の大災害をもたらした 1995 年の兵庫県南部地震の際の地盤の大きな揺れやその原因となった波動そのもの、あるいは構造物側から見た強震動やその作用を表わす言葉は多岐にわたっている。衝撃的地震動、衝撃地震、衝撃波、衝撃的波動、衝撃的地震波、地震衝撃波、パルス的孤立波、激しい地震動、衝撃的上下動、衝撃的突き上げ、強い上下動、猛烈な上下動、どんと突き上げるような揺れ、突き上げるような上下動、上下地震動、衝撃的たて揺れ震動、突き上げるような波動、パルス的な波動、地震波パルス、衝撃的なパルス、大振幅のパルス波、衝撃的な地震力、鉛直衝撃力、縦衝撃力、大きな衝撃力、衝撃的地震入力、巨大な鉛直荷重、上下方向の衝撃力、衝撃荷重、衝撃的な荷重作用、衝撃破壊、衝撃的破壊など枚挙に暇がない。ただし、これらの言葉は研究の対象ごとに、またそれを使う人ごとに定義が異なっており、その解釈もまちまちである。地震動を対象とした研究では、通常我々が強震動の周期範囲として考える帯域（数十 Hz から数十秒：以後、「通常の周期帯域」と呼ぶ）内での水平動、あるいは上下動を対象としているものと、数 msec から数十 msec の周期をもつ衝撃的な波動を仮定したものに大別できる。主に地震学的な立場からは、前者の中で、特に水平動を対象とした振幅の大きなパルスという観点からの議論が主流である。扱われている数は少ないが、通常の周期帯域の上下動を対象としたものは、水平動に匹敵する、あるいはそれを上回る地動という観点からの議論である。他方、主に工学的な立場から構造物被害を通して地震動を論じたものは、通常の周期範囲における強震動を対象とするよりは、前述した 2 つの分類の後者に当たる、さらにハイサイクルの震動の存在を仮定しての議論が多い。すなわち、「衝撃問題」の範疇に入るような数 msec から数十 msec の衝撃的な波動を対象としたもので、建築構造物の被害のみならず、橋梁や基礎構造物などの土木構造物の被害から入力した地震動を論じたものである。これらは上下動成分を扱ったものが大部分である。構造物の破壊自体を論じたものの多くは、衝撃的現象、すなわち極短周期の鉛直地震動の衝撃力(作用時間：数 msec～数十 msec) による衝撃応答の立場からのものであるが、通常周期帯域の上下動から構造物の破壊メカニズムを論じたものも少なくない。ここでは、これらの様々な用語の基になった現象とそれを検討するために行われた実験や解析、あるいはその解釈についてできるだけ広範囲に概観するとともに、本報で扱う「衝撃的地震動」についての定義

*1 京都大学大学院工学研究科　Graduate School of Civil Engineering, Kyoto University
*2 山口大学工学部　Faculty of Engineering, Yamaguchi University

を行う。

井上ら[1]は、特に兵庫県南部地震を対象に、guided directivity 効果によって岩盤中の移動震源から放射された地震波が堆積層に入ることにより、エネルギー集中が励起されパルス的なS波が生じること、古村ら[2]は、軟弱地盤中を伝播する強い地震波パルスが非線形性により逆分散を起こすことによって急峻な波面を形成する可能性を述べている。川瀬ら[3][4]は、盆地端部2次元的構造により生じた表面波と直達S波との干渉によるエッジ効果によって大振幅の波動が生成されることをシミュレーションによって確認している。久田ら[5]は1994年のノースリッジ地震や1995年の兵庫県南部地震の際に震源域で観測された大振幅のパルス状の変位や速度波形について、理論地震動による解析によって検討している。芝内ら[6]も、ノースリッジ地震や兵庫県南部地震などの直下型地震ではパルス的な地震動が発生し、これが構造物に大きな損傷を与えることを指摘している。パルス状地震動が構造物に与える影響については様々な解析が行われている[7][8][9]。梅田[10]は、主破壊が誘発した2次破壊領域である「ブライトスポット」でトリガーされた多くの小断層群が放出した短周期波が重畳することによって、地表物体が飛散するような大加速度が生じる現象が生じる可能性があること、吉田ら[11]は、花崗岩のような岩盤中を伝播する非線形波動を考えた場合に、衝撃波のような急峻な立ち上がりを見せる地震波が生じ得ることを述べている。清野ら[12]は、地震計としてよく用いられているサーボ型加速度計に数十から数百 Hz の波動が入力された場合にどのような記録になるのかを簡易実験で検討するとともに、このような通常の地震計で記録されないような地震動が存在するとしたら、どのようなメカニズムで発生するのかについて検討している。

構造物被害からその構造物に入力した地震動の性質について類推したものとして、泉[13]は、釧路沖地震と兵庫県南部地震の地震記録の比較から、加速度記録だけでは十分に説明できない現象の存在を土木構造物を中心に指摘している。また、鋼管やコンクリート柱の破壊形態が、建設現場で見られる杭打ちによる破壊形態に酷似している[14]ことも指摘しており、衝撃的地震動の存在を提起している。藤掛ら[15]は RC 橋脚に生じた円周方向ひび割れや破断現象メカニズムを衝撃引張力（作用時間：数十 msec）による破壊との関連から検討しており、汎用の地震計では計測できない衝撃力の存在を示唆している。同じく園田[16][17][18]らは RC 橋脚のひび割れや引張･圧縮破壊、鋼管柱の座屈、煙突の破壊を鉛直衝撃波（作用時間：数 msec～数十 msec）による衝撃破壊の観点から考察、解析を行っているが、観測された破壊状況が上下動によるものと確信できる高架橋橋脚 RC 柱については 10Hz 前後の上下動で 20kine を超える速度振幅があれば、RC 柱には輪切りひび割れが入り、さらに圧縮破壊に進展する可能性も指摘している[19]。小野[20][21][22]は RC 橋脚の輪切り状のひび割れやラケット型橋脚の天端部の破壊、煙突中間部での破壊が神戸海洋気象台での観測記録を用いた解析では再現できないことより、やはり衝撃的地震動の存在の可能性を示唆している。西尾ら[23]は、観測地震波では引張破壊が確認できない RC 橋脚を対象に、想定した衝撃的入力（作用時間：数 msec）の下で引張破壊が発生することをシミュレーションによって検討している。別府ら[24][25]は、RC 橋脚の地震時輪切り状ひびわれを衝撃的上下動（msec オーダーの周期）による突き上げ実験によって再現している。富永[26]は、阪神高速道路 RC 橋脚の地震被害を詳細に調べ、その破壊過程について考察しているが、RC 柱の中間高さで生じる水平輪切り破壊については動的･衝撃的作用力の影響を考慮する必要があるかどうかは未知の問題であるとしている。上林ら[27]は、数十 Hz の高周波上下震動による波動伝播的な過渡応答による RC 橋脚の破壊メカニズムに関する解析を行い、十数 kine 程度の入力があればひび割れが発生するとしている。過渡応答の破壊力に関しては、鈴木ら[28]も通常の地震動周期範囲において考察を行っている。宮本[29]は、兵庫県南部地震における高架橋の上部工と下部工の間に位置する支承、移動制限装置、落橋防止装置などの連結部位の被害調査から、力積衝撃に近い荷重が作用したと考えられる多様な破壊モードの損傷例が見られることを述べている。

高田[30]は、橋脚や建物の RC 柱の破壊、鋼橋の座屈、鋼管柱の脆性破壊、墓石の跳躍、屋根の平坦化などからかなり強い上下動の存在を説いており、水平動主因説に異を唱えている。鋼橋の、特に「象の足」座屈被害については、渡邊ら[31]は水平地震力による交番曲げモーメントが原因であるとしているが、鋼製橋脚や鉄骨建物、鋳鉄製橋脚の脆性破壊については衝撃的な力の作用の存在を否定していない。中村[32]は、鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析を行い、

記録波の水平動によって十分座屈が発生し、その際上下動の影響は少ないという結果を得ている。一方、才塚ら[33]は鋼製橋脚モデルに対するハイブリッド実験を行い、水平方向の観測地震波を入力しても供試体に溶接割れや母材クラックは発生しなかったとしている。野中[34]は、鋼製柱の脆性破壊やRC造煙突の引張破壊を例に衝撃応力による破壊機構を論じているが、入力地震動を衝撃波として扱っているのではなく、構造物の固有周期よりはるかに短い周期を持つ波動の過渡的破壊作用としての取り扱いである。桑村[35]は、鋼製橋脚の局部座屈やコンクリート柱の中間部水平割れ、コンクリート橋脚や煙突の損傷など衝撃的破壊とみなされているものでも、破壊力のある衝撃波を考えずに破壊機構を説明できるとしている。那谷[36]は、木造建築物、鉄筋コンクリート造建築物、鉄骨造構造物など多種多様な構造物の視認調査を行い、鉛直衝撃力による破壊であることの根拠を述べることにより、これらの破壊の多くが水平動によるものでなく、鉛直方向の衝撃力的な作用を受けたものであることを主張している。また、衝撃波が採録地震波に顕現されない理由についても、地震計のもつ機構上の問題点から言及し、地震動と採録波とは高周波領域で一致しないことを述べている。

通常の周期帯域の上下動を対象とした場合には、当初予想された上下動の影響よりも水平動の方が支配的であるという解釈が一般的になりつつあるが、上下動がRC骨組みや鋼柱の耐力低下および崩壊挙動に与える影響も検討されている[37][38][39][40]。

兵庫県南部地震では煙突の被害も多く見られ、この破壊の原因となった入力動についても様々な観点から議論されている[17][20][34][35]。1948年に5,131人の死者を出した福井地震では、当時の福井市にあった多数のRC煙突の大部分が被害を受けた。福井地震に関しては、GHQが詳細な被害報告書をまとめている[41]。それによると、被害を受けた煙突の大部分は根元部分ではなく、それより上方の中間部で折損折したもので、この現象を当時の理論で説明するのは難しいと記述されている。

同じく兵庫県南部地震ではJRや私鉄の多数の鉄道列車が脱線・転覆したが、中村[42]は、JR鷹取駅構内において、軌道に変状はないにもかかわらず震動現象のみで停車中の列車が脱線・転覆した例を紹介している。那須[43]は、列車の脱線、停車状況と地盤構造および地盤の動きの関係を調べ、脱線に結びつくような大きい通り狂い等が発見できない例も挙げている。これらは衝撃的な地震動による被害という観点から報告されたわけではないが、永瀬ら[44]は、震災で被災した車両等の挙動の概要報告の中で、線路等に異常がないのに脱線した例として、芦屋～摂津本山間で被災したJR貨物列車の後部2両、および阪神青山駅上り場内信号機付近走行中の上り4両編成列車の中間2両の脱線の例を挙げている。前者の脱線車両の重心が極めて低いことから、想像を絶する軌道への急激な変動の可能性を述べている。福井地震でも、線路等に異常がないのに貨車が脱線しており、福井駅構内の貨車が転倒した例[45]がそれである。直下で生じた内陸地震ではないが、1978年の宮城沖地震でも、軌道敷に全く異常が見られない長町駅構内における貨車脱線の例も報告されている[46]。

杭の被害は、建物による過大な水平慣性力と、液状化発生に伴う地盤の大きな変形に起因するものとして大方説明づけられている[47]が、衝撃力の作用によって被害が生じたことを裏付けようとする研究もある。園田ら[48]は、建設途上でまだフーチングや上部工が存在しない場所打ちRC杭に、水平ひび割れが数多く発生している事例を紹介し、バネ－質点モデルによる解析から、ひび割れを発生させるには立ち上がり時間数msecの衝撃的な圧縮波が必要であることを述べている。しかし、佐藤ら[49]による同じ杭に対する動的解析の基づく考察を行っており、上部工が無い分、軸力が無視されて曲げ強度が発揮できず、また、地盤の動的変位により、深い部分で被害を受けたとしている。堀越ら[50]も、フーチングやスラブを含む上部工が一切存在していなかった状態で地中に打設・放置されたまま被害を受けたPC杭の調査を行っているが、こちらは数十cmの杭頭変位を傾斜計から確認している。

衝撃的な上下動の存在を物体の跳躍現象から説明しようとする例も多い。高田[51]は、コンクリート橋脚の引っ張り破壊や鋼管柱の座屈だけでなく、墓石や寺の鐘楼の飛びの例を挙げ、衝撃的な上下動の研究の必要性を述べている。また、白木[52]は体験記の中で、下駄箱が上下逆さまになりながら元の場所と反対側に立っている写真を掲載している。さらに、車庫に止めてあった車の跳躍が神戸海洋気象台の記録を入力した数値解析や振動台実験では再現されないことや、トイレの陶器製タンクの蓋の跳躍による損傷の原因などについて、興味深い意見を述べている。

1964 年の新潟地震[53]では、鉄筋4階建ての県営アパートが倒れ、昭和大橋が落橋し、噴出した土砂に埋もれる車も現れた。現在では当たり前の現象となっている液状化も、日本における研究が緒についたのは、この新潟地震が契機である。しかし、日本被害地震総覧[54]によると、この様な液状化現象の記述は古くは863年の越中・越後震の「山崩谷埋まり、水湧き」や 1257 年の関東南部地震の「地割れを生じ水が湧き出た」等に始まり、地割れからの噴水や細砂の噴出の記録は枚挙に暇がない。この様に、液状化現象は、それ自体は古くから観察され、また記述されていたものの、近年実際にそのメカニズムが解明されるに至って初めて、あの記述が液状化に相当するのかと納得することができた良い例である。そう考えると、我々が考える数ヘルツから数秒の周波数（周期）帯域や、加速度で高々数百ガルの振幅では起こり得ないような記述も、歴史地震を記録した記事には多々見られる。

例えば、1891 年の濃尾地震を報じた新聞記事には、「地震当時能郷学校内にいた教員某氏は、地震を感じると同時に跳ね飛ばされた」[55] という記述、同じく濃尾地震では、竹薮ごと飛ばされた写真も残されている。1904 年の芸予地震を報じた新聞「中国」[56]には、「海上を航海中の伊豫通い呉通いの汽船は、震動の際突然暗礁に乗り上げたるが如く船底に何か突き当たるが如き音響ありしため、…」、「(広島予備病院の）煙突は地上三間に大間隙を生じ上部一間程より崩壊」、「薬研堀禅昌寺本堂屋根は柱よりはずれて崩壊し、…」、南海道大地震(1946 年)調査概報[57]にも、「小舟に乗っていた人の話によると、地震の時には船底にガリガリという音がし、山の方でパチパチ光った（三岐田町)、地震と共に 200m の断崖が著しく崩壊して石と石とが衝突して花火のようにパッパッと光った（日和佐町)、最初に非常な衝動を感じ、…（周参見町)、直前に大砲のような音を聞き、…（江田部落)」、福井地震(1948 年)調査概報[58]では、「巡査の言によれば1年前くらいから月に大体 1～2 回の割で遠方の大砲の如き響きを聞き…（東郷村)、上下動は極めて激しく家屋が土台から離れて飛び上がるのを目撃したといふ人もあったが…（吉重村)、儀間部落のある家はゴーという音とともに下からもちあげられて、北北東方向に 3～4 米なげだされ、30 秒位でたおれたらしくその家にいた人も家の外に 3～4 米なげだされてころがった（長畝村)、約2ヶ月前より連日連夜1時間約1回の位の割合にてダイナマイト又は砲声又は遠雷のような梢轟き渡るドーンといふ音響を聞いていたが…（剣岳村)、付近の墓の台石はその場所で一回転しているのが見られた（和田村)、地震の際出漁中であつた数名の漁師は突然激しいショックを感じ船が動揺した（監谷村)」、1975 年 4 月大分県中部地震の地震調査報告[59]によれば、「住人の体験談によれば、激しい突き上げを感じほとんど一瞬の間に全ての現象（家の傾斜、家具の転倒など）が起こった(内山地区)、住人の岩が動いたとの情報で行ってみたが、10ton 以上の転石と地盤の間に 14～15cm の相対変位が見られる（内山地区)」、山下池の湖畔にあり、この地震で甚大な被害を受けた九重レークサイドホテルの元運転手は、ホテルから約 500m 離れた当直所で仮眠中に地震に遭い次のような証言[60]を残している。「寝床から 20～30cm も突き上げられただろうか。アー、と叫んで目が覚めた」。また、飯田ら[61]による 1984 年の長野県西部地震の詳細な調査によれば、地震の震央付近で、土中に半ば埋もれていた石や倒木が飛び出しているという現象が多数発見されている。ここでも、「ほんの一瞬のうちに、家は土台のくり石からずれて傾いてしまった。倒れはしなかったが、家の中の建具や置物はほとんど飛び散った。」という証言が残されている。飛び石に関しては、梅田がこの他にも 1898 年米国 Loma Prieta 地震[62]、1990 年フィリピン Luzon 地震[63]、1992 年 Landers 地震[64]に対してその跳躍現象を調査、確認している。黒磯ら[65]も、1984 年の長野県西部地震の大加速度域で、石や倒木の飛びに関する詳細な調査を行い、多くの現象から場所によっては 10G 以上の大加速度が働いたことを示している。1897 年のインドのアッサム地震、1957 年のヘブゲン湖地震、1971 年のサンフェルナンド地震の際に目撃された物体の跳躍現象についても言及している。また、小泉ら[66]は、数十 kg から数トンの重さの石と地盤からなる振動系の起震実験を行っている。実験を行った場所では、数十から百数十 Hz の間に地盤や各石の共振周波数があり、共振振幅の違いが、大地震時に飛ぶ石と飛ばない石を決定付けることを明らかにしている。

一方、物体の応答からこの跳躍現象を説明する立場もある。大町ら[67][68][69]は、物体の跳躍を地盤と物体との相互作用、即ち応答の立場から実験、解析を行い、現在までの観測結果を大幅に上回る地震動を考えなくとも物体の跳躍現象は説明できるとしてい

る。特に、1909年姉川地震と1995年兵庫県南部地震の際の鐘楼の跳躍については実験で証明している[70]。過去の地震における種々の跳躍現象は、翠川[71]により詳しくまとめられている。兵庫県南部地震における物体の跳躍現象についても翠川[72]が詳細な調査を行っており、人を始め、石、鐘楼、住宅、消防自動車の移動、跳躍を確認している。物体の跳躍がそれほどまれな現象でないこと、振動系の応答の結果としてこの現象を捉えると100kine程度以上の強い地震動であれば、現在までの観測結果に沿う地震動で物体の跳躍現象は説明できるとしている。ただし、大町が述べているように[69]、応答によって跳躍現象を説明する立場は、あくまで強震動が引き起こす奇異な現象に対する一つの解釈に過ぎず、衝撃的な上下動の存在を完全に否定するものではない。

さらに、衝撃的な地震動との関連は現時点では明らかではないが、弘原海[73]の兵庫県南部地震に関する証言集の中には、腹這いになっていると腹を突き上げるような力が加わった、ドーンという地鳴りが起こった、ボンという音が聞こえた、ゴオーという海鳴りのような大きな音で眠れなかった、ジェット機が滑走しているような地鳴りがしてドーンと下にたたきつけられる震動を感じた、飛行機と風の音が合わさったような地響きが続いた、重いものを高いところから落としたようなズシーンという音を聞いた、大音響にびっくりして飛び起きた、突然ドンと突き上げられるような音と響きを感じた、明石大橋近くでカーンとハンマーで硬質のものをたたくような音が聞こえた、等の証言が多数見られる。これらは、地震前数カ月から地震直前までの証言であるが、通常、前掲の証言の中にもある地鳴りといわれるものは、地表に達したP波のうち、地面の揺れとしては感知できないが、可聴領域の振動数を持つものが空気振動を起こしたものとして理解されている。感知できないとは、利用されている現行の地震計に記録されないだけであって、高帯域の震動計を用いればこれらの震動を記録できるのみならず、人が感じたり構造物に被害を及ぼすような、振幅が急峻に立ち上がった波面を持つ波動を捉えることができる可能性がある。ただし、可聴周波数の下限は数十Hzとかなり短周期であるため、地震波の減衰を考えると一般に地盤が固く震央距離が短くなければならない。1966年の松代地震では、地鳴りを収音マイクによってテープレコーダに記録している[74]。したがって、通常の地震計が対象とする数ヘルツから数秒の周波数（周期）帯域を超えた地震計での地震動の記録を考えるのであれば、同時に音を収録することも現象を把握するための有効な手段であろう。ちなみに、安政東海地震における鳴動をはじめとした数々の現象が力武[75]によってまとめられている。

大野[76]によれば、「衝撃現象」は時間的に極めて短時間の現象であり、固体同士の直接の衝突や打撃、それに基づく衝撃力の発生、そして衝撃応答の3つの過程を含んだ総括的表現であるが、地震動を対象とする場合は固体の直接衝突ではないので、地震動による衝撃応答に至るまでの過程を考える場合には「衝撃的現象」と呼ばれる。

上述のように、構造物被害や地震に伴う諸現象(物体の跳躍など)から推定される地震動の姿は様々であるが、ここでは、構造物の応答や破壊を衝撃的現象として捉え、また通常考えられる強震動の周期帯域でのパルス的な大振幅のS波ではなく、地震動の極く初期に生じた作用時間の短い(数msec～数十msec)、しかも大振幅の上下動を衝撃的地震動と定義し、この地震動が発生するとしたらどのようなメカニズムを考えなければならないのかを考察する。

2．簡易実験とFEMによる考察

上述のような背景に鑑みて、1995年の兵庫県南部地震において現れた現象の一部が、衝撃的地震動によって説明されるものとの仮定の下に、まず、パルス幅が数msec～数十msec以下の波が存在した場合に、既存の汎用強震計でその波形の名残を捕らえられるか、そしてもしそのような波が存在するなら、特に内陸地震の断層運動のどのようなメカニズムによって衝撃的地震動が発生するのかについて考察を加えた。

2．1　簡易実験による考察

まず、既存の強震計が対象としていない20Hz～50Hz以上の高周波成分がどのような形で地震計に記録されるのか、あるいは記録されないのかを確認するための簡易実験を行った。サーボ型加速度計は、回路内の可動コイルの変位を検出し、これが零になるようにコイルに流された電流を加速度に比例させる機構をもつ。振動子とバネからなる一般的な加速度計の振動数特性は高周波側でフラットであるが、サーボ増幅部の帰還系で高周波部分が遮断され出力側では卓越した大きさをもたない電流となるため、低域通過特性型の感度特性を持つことになる[77]。

簡易実験は、1m四方のコンクリート床版上に加

速度計を並べ、約 30cm 離れた点をハンマーで叩くというものである。計測機器はサーボ型加速度計と圧電型加速度トランスデューサーにディジタルストレージスコープを組み合わせたものである。**Fig.1(a)**が通常の加速度地震計としてよく用いられているサーボ型の地震計であり、**Fig.1(b)**は圧電型トランスデューサーによる記録である。サンプリングは 10kHz である。この結果に、50Hz～150Hz までを滑らかに落とすフィルター処理を行ったものが **Fig.1(c)**である。**(a),(b)**の比較でもわかるように、パルス幅が数 msec～十数 msec 程度であっても、通常の地震計でその名残は記録されている。ただし、この簡易実験の結果だけから判断すると、その振幅は 1/50 程度である。また、**(c)**より圧電型の記録の 50Hz 以上の高周波成分をカットすると、ほぼサーボ型の記録が再現できる。以上より、数十から数百 Hz の震動成分が含まれていた場合、記録上にはその名残は存在するもののその振幅レベルはかなり小さくなるため、他の記録の中に埋もれてしまう可能性がある。

2．2 FEMによる考察

断層の破壊領域内のある点における応力ーひずみ関係を考える。通常変形が大きくなると弾性領域から塑性変形の領域に入り、それに伴ってひずみの関数として与えられる波の伝播速度は小さくなり、弾性波より遅い塑性波が発生する。しかし、更なる応力の増加に伴って圧縮率の減少が生じると、後続の波が前の波に追いつき、鋭く立ちあがった波が形成される可能性が生ずる。ここでは、このような非線形要素を取り入れた 2 次元 FEM 断層モデルによって検討を行った。**Fig.2** に解析モデルを示す。このモデルに造構力を作用させ、断層面に沿って配置させたジョイント要素に破壊を生じさせる。そして、断層面近傍の要素を線形要素と非線形要素にしたモデル相互の比較を行う。断層モデルは深さ 22km、長さ 44km の領域を考え、中央に側方境界と平行に断層面を配置した。断層の傾斜角は 80゜である。地盤は 5 層構造を考え、それぞれの層のせん断波速度は、600, 1500, 2800, 3400, 3700m/sec である。

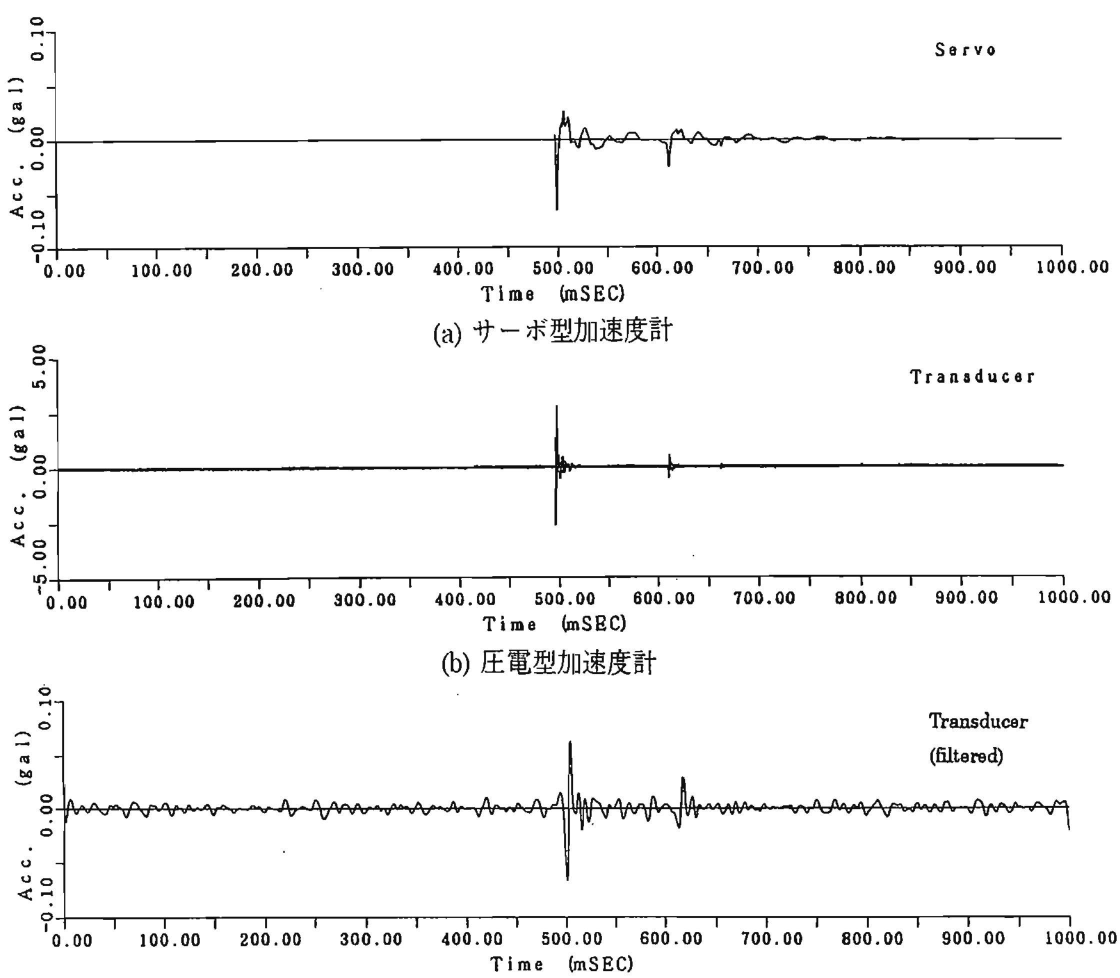


Fig.1 簡易実験による波形の比較

節点数は 2172、要素数は 2125 である。**Fig.3** は設定した非線形要素の構成関係である。断層面ほぼ中央の破壊開始点を取り囲む形でこのような非線形要素を配置している。**Fig.4** は地表面の波形を比較したものである。非線形モデルの方の位相が多少進んでいる。また、振幅も幾分大きくなっている。ここでの試算は、ジョイント要素の一部を取り囲む形で行った僅か 1 ケースに過ぎないが、しかし、このような現象が原因で波の振幅が数十倍のオーダーになるとは考えられず、継続時間の短い、急峻な立ち上がりをもつ波動の顕現性を議論するのならば、例えば破壊の伝播速度が弾性波速度に限りなく近づくなど、いわゆる衝撃波の発生メカニズムに似た断層面上の破壊伝播のメカニズムを考える必要があるかもしれない。また、断層破壊が地表まで達しない場合と、地表面に達した場合では断層直上での地盤の動きは全く異なったものになろう。地表面に達するような断層面の応力解放が、波形のピーク値や周期に与える影響も検討しなければならない。

3．まとめ

現在の断層モデルは、くい違い弾性論に基づく長周期波動の発生の立場から発展してきたもので、短周期成分の発生に関しては自ずと限界がある。この短周期成分をモデルから発生させるために様々な工夫が為されてきたが、対象とする周波数は高々数 Hz 程度であり、ここでその存在を仮定したような衝撃的な地震力を生じさせるメカニズムについては全く考慮されていない。したがって、本研究ではくい違いの領域、またはそれを囲む領域に塑性域を考え、弾性範囲を超える応力振幅に対して再び勾配が大きくなるようなの構成関係を取り入れることにより、有限振幅の波動伝播をモデル化した。ただし、ここでの計算は僅か 1 ケースであったため、構成関係を変えたり、非線形要素の範囲を変えるなど更なるケーススタディと考察が必要である。

今後は、これら理論的考察と並行して、現在の汎用加速度強震計が対象としていない数十～数百 Hz 以上、加速度振幅数 G～数十 G を記録できる機器を地震計に適用し、まず、衝撃的地震動が存在するかどうかを観測を通して明らかにしなければならない。そして、もしその存在が明らかになった場合には、衝撃的地震動が入射した場合の、基礎を含む構造物の応答解析法を策定し、衝撃的地震動に対する耐震設計に活かせる様な方策を検討する必要があろう。

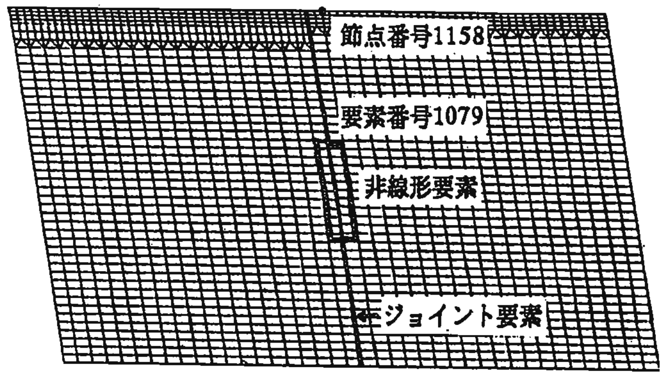


Fig.2　FEM による断層モデル

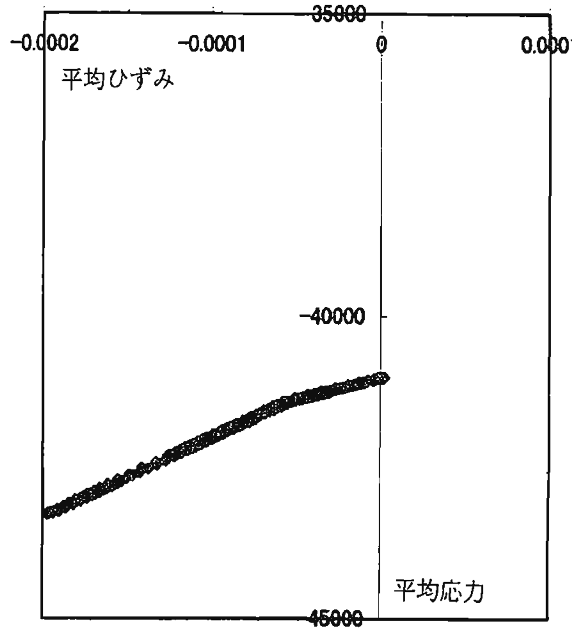


Fig.3　非線形要素の構成関係 (要素 1079)

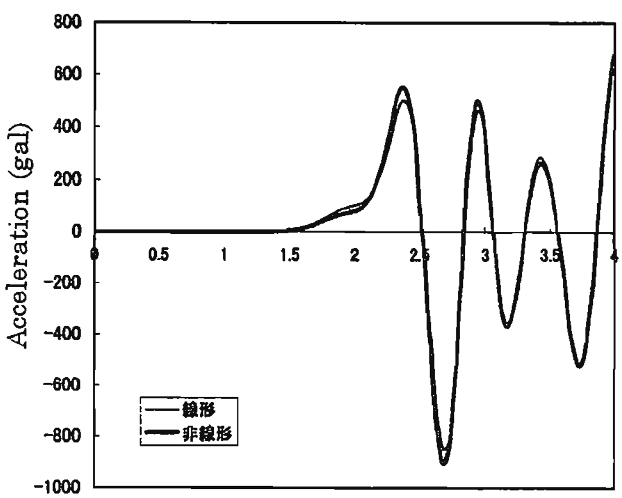


Fig.4　地表面波形の鉛直成分の比較 (節点 1158)

参考文献

1) 井上智広・宮武 隆：動力学モデルによる断層近傍の強震動予測、第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集、pp.79-82, 1996.
2) 古村孝志・纐纈一起：3 次元数値シミュレーションによる兵庫県南部地震の強震動の生成過程、第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集、pp.83-86, 1996.
3) 川瀬 博･松島信一・Graves,R.W.・Somerville,P.G.：三次元有限差分法による 1995 年兵庫県南部地震の強震動シミュレーションーその1 エッジ効果及びエッジ波の生成についてー、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.171-172, 1997.9.
4) 松島信一･川瀬 博・Graves,R.W.・Somerville,P.G.：三次元有限差分法による 1995 年兵庫県南部地震の強震動シミュレーションーその2 余震及び本震についてー、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.173-174, 1997.9.
5) 久田嘉章・山本俊六：ノースリッジ地震の地震動ー類似点と相違点、第23回地盤震動シンポジウム論文集、pp.93-100, 1995.10.
6) 芝内有紀・神沢宏明・樫原健一・河村 廣：直下型地震の特性とパルス応答解析（その1）設計用地震動スペクトルについて、平成8年度日本建築学会近畿支部研究報告集、2034, pp.149-152, 1996.
7) 田崎宗邦・河村 廣・谷 明勲：直下型地震の特性とパルス応答解析（その2 兵庫県標準校舎の震害について)、平成 8 年度日本建築学会近畿支部研究報告集、20345, pp.153-156, 1996.
8) 永島 茂人・曽田五月也：直下型地震によって引き起こされるパルス状地震波が構造物に与える影響について、日本建築学会大会学術講演梗概集、21147, pp.293-294, 1997.9.
9) 田崎宗邦・河村 廣・谷 明勲：直下型地震における波動パルス応答解析の崩壊層の推定の妥当性について、平成9年度日本建築学会近畿支部研究報告集、2023, 1997.
10) 梅田康弘：地殻破壊の科学ー大地震と小地震とはどこが違うかー、地震ジャーナル19、pp.20-25, 1995.6.
11) 吉田文夫・当麻庄司・早川寛志：兵庫県南部地震における地震衝撃波についての一考察、土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集、I-B232、pp.464-465,平成8年9月.
12) 清野純史・三浦房紀：衝撃的地震動に関する一考察、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、CS-19、平成9年9月.
13) 泉 博允：見逃されている衝撃的地震動、土木学会誌、Vol.80, pp.38, 1995.11.
14) 泉 博允：衝撃的地震動についての考察、土木学会第50 回年次学術講演会講演概要集、pp.1130-1131, 平成7年9月.
15) 藤掛一典・大野友則・井元勝慶・上田真稔：直下型地震で RC 橋脚に生じた衝撃引っ張り破壊のメカニズムに関する一考察、土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集、 pp.950-951, 平成7年9月.
16) 園田恵一郎・小林治俊：阪神・淡路地震ー初期震動の証言について、構造物の衝撃的破壊に関する学協会合同研究協議会第3回研究資料、pp.1-20, 平成 7 年 8 月.
17) 園田恵一郎・小林治俊：阪神・淡路大震災における土木構造物の鉛直衝撃破壊と見られる現象について、建設保全技術研究会地震対策部会資料、pp.1-12, 平成 7 年8月.
18) 園田恵一郎・小林治俊：地震による RC 柱の衝撃破壊についての一考察、土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集、 pp.1118-1119, 平成7年9月.
19) 園田恵一郎・小林治俊・中島大使：地震による土木構造物の衝撃破壊について、兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム、日本建築学会等、pp.37-44, 1997.3.
20) 小野紘一：衝撃的突き上げの RC 橋脚への影響、土木学会誌、Vol.80, pp.37,1995.11.
21) (社) 日本コンクリート工学協会近畿支部：土木コンクリート構造物の震災対策に関する研究委員会中間報告書、pp.82-86, 1995.12.
22) Ono, K., H. Kasai and M. Sasagawa: Up-down Vibration Effects on Bridge Piers, Special Issue of Soils and Foundations, pp.211-218, 1996.1.
23) 西尾研二・竹宮宏和：衝撃的地震動による RC 橋脚の引張破壊とその対策、土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集、I-B253、pp.506-507, 平成9年9月.
24) 別府満寿博・香月 智・石川信隆・宮本文穂： RC 橋脚の地震時輪切り状ひび割れ発生に関する実験的考察、第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.213-218, 平成9年1月.
25) 別府満寿博・香月 智・石川信隆・宮本文穂：衝撃的突き上げを受ける RC 橋脚模型の衝撃応答解析と輪切り状ひび割れ破壊の原因究明について、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、I-B254、pp.508-509, 平成9年9月.

26) 富永 恵：兵庫県南部地震による阪神高速道路 RC 橋脚の被害状況の謎と問題点、平成 8 年度日本建築学会近畿支部研究報告集、2038, pp.165-168, 1996.
27) 上林厚志・幸左賢二・小野紘一・平井 卓：RC 橋脚の上下地震動の過渡応答に関する基礎的研究、土木学会第52回年次学術講演会講演概要集、CS-3、pp.6-7, 平成9年9月.
28) 鈴木崇伸・伯野元彦：過渡振動の特徴と地震動の破壊力についての考察、土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集、CS-4、pp.8-9, 平成9年9月.
29) 宮本文穂：兵庫県南部地震における橋梁支承および桁間連結装置の被災状況から想定される衝撃荷重特性と今後の対策、土木学会第 3 回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集、pp.121-125, 1996.5.
30) 高田直俊：「突き上げるような上下動」はどこへ行った、地盤工学会誌、pp.13-15,1996.3.
31) 渡邊英一・前川義男・杉浦邦征・北根安雄：鋼橋の被害と耐震性、阪神·淡路大震災特集第 4 回、土木学会誌、1995 年 7 月号.
32) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析、土木学会論文集、No.549/I-37, pp.205-219, 1996.10.
33) 才塚邦宏・宇佐美勉・芳崎一也・鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動、土木学会論文集、No.556/I-38, pp.119-129, 1997.1.
34) 野中泰二郎：地震による建築構造物の衝撃破壊、兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム、日本建築学会等、pp.27-36, 1997.3.
35) 桑村 仁：エネルギー入力率と脆性連鎖崩壊から説明できる構造物の衝撃的破壊、兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム、日本建築学会等、pp.51-56, 1997.3.
36) 那谷晴一郎：震災の帯にみる建造物の衝撃的破壊の特徴、都市耐震センター研究報告別冊第 18 号、京都大学防災研究所都市施設耐震システム研究センター、平成8年3月.
37) 見波 進・山崎真司：鉛直地震動が多層建築の柱軸力に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、21318, pp.631-632, 1996.9.
38) 信德吏司・内田保博：鋼柱の動的崩壊挙動に及ぼす上下地震動の影響に関する研究(その 1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、21320, pp.635-636, 1996.9.
39) 本坊篤啓・内田保博：鋼柱の動的崩壊挙動に及ぼす上下地震動の影響に関する研究(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、21321, pp.637-638, 1996.9.
40) 呉 誠：上下地震動が骨組の崩壊メカニズムに及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、21322, pp.639-640, 1996.9.
41) GHQ: The Fukui Earthquake, Hokuriku Region, Japan, 1949.2.
42) 中村 豊：兵庫県南部地震による留置列車の脱線・転覆と周辺地盤の常時尾動特性の関係、土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集、 pp.940-941, 平成 7 年9月.
43) 那須 誠：地震時における軌道変形への地盤条件変化点の影響の考察、鉄道総研報告、Vol.11, No.6, 1997.6.
44) 永瀬和彦・近藤和宏・野村俊明：阪神大震災における鉄道車両の被災状況、日本機械学会論文集（C 編)、63 巻 606 号、pp.300-307, 1997.2.
45) 北陸震災調査特別委員会：昭和 23 年福井地震震害調査報告、I 土木部門、pp.12, pp.40, 1950.
46) 宮城県沖地震調査グループ：1978 年宮城県沖地震調査報告、pp.74-79, 1979.
47) 大岡 弘：兵庫県南部地震における建物杭基礎の被害の特徴、地震工学振興会ニュース、No.149, pp.6-15, 1996.7.
48) 園田恵一郎・小林治俊：場所打ち RC 杭のひび割れ損傷から見た地震鉛直衝撃力の推定、建設保全技術研究会地震対策部会資料、pp.1-8, 平成7年8月.
49) 佐藤玲圭・水野二十一・渡辺則雄・濱田尚人：1995 年兵庫県南部地震における場所打ち杭一被害事例と考察(その 3) 被害原因の検討 ー動的解析ー、日本建築学会大会学術講演梗概集、20307, pp.613-614, 1996.9.
50) 堀越研一・大津宏康：兵庫県南部地震により被害を受けた PC 杭の調査、第 31 回地盤工学研究発表会講演集、pp.1227-1228, 平成8年7月.
51) 高田直俊：「突き上げるような上下動」はどこへ行った、地盤工学会誌、pp.13-15,1996.3.
52) 白木万博：阪神大震災の教訓と反省（体験記)、地震工学振興会ニュース、No.146,pp.3-11, 平成8年1月.
53) 新潟日報事業社：大地震うー新潟地震の記録ー、 平成6年5月.
54) 宇佐美龍夫：新編日本被害地震総覧、東京大学出版会、1987.3.
55) 中京圏地震動観測連絡会：新聞記事に見る 1891 年濃尾地震被害の基礎資料調査ー新愛知および岐阜日日新聞の記事整理ー、1994.3.
56) 新聞「中国」による芸予地震関連記事、1905.6.
57) 中央気象台：昭和 21 年 12 月 21 日南海道大地震調査概報、昭和 22 年 5 月.

58) 中央気象台：昭和 23 年 6 月 28 日福井地震調査概報、昭和 23 年 12 月.

59) 望月利男ら：最近の内陸直下型地震の調査報告、p.107-181, 1976.5.

60) 朝日新聞：衝撃震度 7－九州・山口・沖縄は－、1995.2.22.

61) 飯田汲事：1994 年長野県西部地震の地震および災害の総合調査、自然災害特別研究突発災害研究成果、pp.89-96、1985.3.

62) 梅田康弘、M.J.Rymer：ロマ・プリータ地震で飛び上がった石の調査、地震学会講演予稿集、1, pp.108, 1990.

63) 梅田康弘、伊藤　潔、加藤　護、R.B.Arboleda：1990 年フィリピン地震によって飛び跳ねた石、京都大学防災研究所年報、No.34B-1, pp.211-219, 1991.

64) 梅田康弘：1992 年カリフォルニアランダース地震(M7.4)による飛び石、地震学会講演予稿集、2, pp.125, 1992.

65) 黒磯章夫・伊藤 潔・飯尾能久・梅田康弘・村松郁栄：1984 年長野県西部地震の地変および大加速度域の調査、京都大学防災研究所年報、第 28 号 B-1、pp.171-184, 昭和 60 年 4 月.

66) 小泉 誠・松尾成光・伊藤勝祥・梅田康弘：地震で飛ぶ石の振動特性、京都大学防災研究所年報、第 37 号 B-1、pp.319-324, 平成 6 年 4 月.

67) 大町達夫・荒井靖博・竹田尚史：地震による半埋没物体の跳躍について、構造工学論文集、Vol.33A, pp.595-606, 1987.3.

68) Ohmachi, T. and S. Midorikawa: Ground-motion intensity inferred from upthrow of boulders during the 1984 Western Nagano Prefecture, Japan,earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., Vol.82, No.1, pp.44-60, 1992.

69) 大町達夫：直下地震による物体の移動と地震動強さ、土と基礎 43-1, 報文-2350, pp.36-39, 1995.1.

70) Ohmachi, T., S. Midorikawa and M. Honda: Jumping of Bell Houses Caused by Near-field Ground Motion. Case Histories and Shaking Table Experiment, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.26, pp.657-665, 1997.

71) 翠川三郎：地震時に物体の跳躍現象が生じた事例の調査、地震 2、第 42 巻、pp.333-340,1994.

72) 翠川三郎：地震時の物体の跳躍現象と地震動強さ、第 23 回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、pp.77-82, 1995.10.

73) 弘原海清：前兆証言 1519!、東京出版、1995.9.

74) 信濃毎日新聞社編：松代地震、pp.65, 昭和 43 年 3 月.

75) 力武常次：地震前兆現象－予知のためのデータベース－、東京大学出版会、1986.11.

76) 大野友則・西田明美：衝撃的現象に関する基礎的事項、兵庫県南部地震における構造物の衝撃的破壊に関するシンポジウム、pp.3-16, 1997.3.

77) 那谷晴一郎：兵庫県南部地震における建造物層崩壊をもたらす衝撃波動の印加性、平成 8 年度日本建築学会近畿支部研究報告集、2015, pp.81-84, 1996.

第25回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1997.10.31

学校建築の被災状況から推定した兵庫県南部地震の応答速度

RESPONSE VELOCITY OF RC SCHOOL BUILDINGS DAMAGED BY HYOGOKEN-NANBU-EARTHQUAKE 1995

市之瀬敏勝 *1　石川小百合 *2
前田匡樹 *3　壁谷沢寿海 *4
Toshikatsu ICHINOSE　Sayuri ISHIKAWA
Masaki MAEDA　Toshimi KABEYASAWA

Response velocities of RC school buildings are estimated as follows. First, story shear - story displacement relationship is evaluated at each story. Second, the maximum story displacement is estimated from the observed damage level. Third, the input energy (= kinetic energy) is evaluated from the preceding two results. Finally, the response velocity is estimated from the kinetic energy. School buildings are similar in height as well as natural period, and are located very widely in the Kobe area. They may be considered as seismometers with similar characteristics. The estimated velocities are plotted on a map around Kobe and compared with the JMA intensity scale.

1. はじめに

1995年1月17日，阪神地区に発生した兵庫県南部地震による被害は，その規模の大きさと共に局地的な被害が目立つ。しかし激震地での地震動の記録はそれほど多くない。このような場合，各地での地震動の大きさを推定する方法には，古くは墓石の転倒状況調査，最近では，地盤構造を考慮した解析[1]などがある。本論文では，比較的単純なRC建物である学校建築の桁行き方向の被害状況から地震動の大きさを推定する。梁間方向は壁が多く，被害が少ないので，対象としない。具体的には，文献[2]のデータを用いて，桁行き方向の復元力特性を柱量・壁量と建設年代から推測し，被害状況から地震時の最大層間変形を推測して，建物が吸収したエネルギーを評価する。このエネルギーが地震時の運動エネルギーと等しいと考え，その建物1階の地震時等価応答速度を求める。学校建築は通常3-4階建てで，固有周期もほぼ等しい（塑性化後の等価周期で考えればまちまちだが）と思われるので，応答速度の地域的分布を見れば，低層建物というフィルターを通してみた地震動の大きさ（破壊力）の分布を知ることができる。

2. 耐震診断結果のでている校舎の構造耐震指標 I_s

文献[2]において1次診断結果が公表されているものは43棟である。これらについては壁率・柱率などの1次診断に必要なデータがあるのでそのデータにより文献[3]に従って壁と柱の強度指標 C_w，C_c を算出し，式(1)により被災階の強度指標 C を求めた。この際，床面積あたりの重量は，1.2t/m² と仮定した。文献[2]においてコンクリート強度が不明な場合は，文献[3]に従って，建設年代から推定した。極短柱は無視した。この強度指標 C は，被災階の終局層せん断力係数を表すものと考えられる。

$$C = \max\left[C_w + 0.7C_c \quad , \quad C_c\right] \qquad \cdots(1)$$

そして，形状指標 S_D，経年指標 T を1として次式により構造耐震指標 I_s を求めた。

$$I_S = \frac{n+1}{n+i} \times C \times F \qquad \cdots(2)$$

ここに，n：建物階数，i：被災階階数，F：靭性指標(1.0とする)

このようにして算定した構造耐震指標 I_s と文献[2]による1次診断結果 I_{s1} を比較したところ，図1のように若干の違

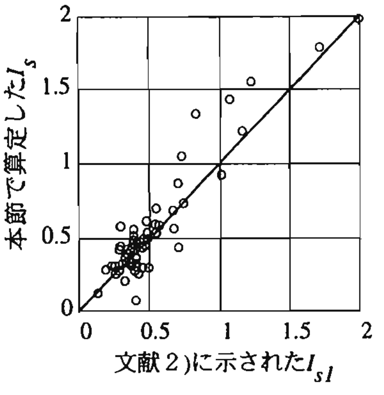


図1　I_s 値のずれ

*1　名古屋工業大学　Nagoya Institute of Technology
*2　玉岡設計　Tamaoka Sekkei Corporation
*3　横浜国立大学　Yokohama National University
*4　東京大学地震研究所　Earthquake Research Institute, University of Tokyo

いが見られた。これは極短柱の考慮・無視などの影響や，震災直後に診断が行われたことによる入力ミスなどが考えられる。以後は，壁率・柱率のデータが正しいものとして解析を進める。

3. 平面タイプによる強度指標の推定

文献[2]では，壁率・柱率のデータが不明でも，校舎の構造上の平面タイプだけはわかっているものが相当数ある。そこで，まず，壁率・柱率のわかっている校舎について，平面タイプごとに柱の断面積の平均値を求めたところ，おおむね図2のような柱断面寸法になった。平面タイプの判らないものについては，A型と同じ柱断面寸法とした。

図3に1次診断結果のある校舎について，文献[2]の壁率・柱率のデータによって計算した強度指標 C と図2の柱断面積で計算した強度指標 C の比較を平面タイプごとに示す。ただし，ここでも平面タイプの不明なものについてはその断面積をA型と同じとした。壁を無視したためか，やや低めの推定となるが，おおむね平面タイプにより強度指標が推定できるものと判断する。そこで，壁率・柱率のデータが不明な校舎については，図2により強度指標を推定する。

4. 荷重変形関係のモデル化

強度指標 C に被災階より上の建物重量 mg を乗ずると，層の保有耐力 Q_y を得る。

$$Q_y = C\,m\,g \qquad \cdots(3)$$

Q_y を求め層間変位 δ との関係を建設年代別に図4のように仮定する。すなわち，

(a)1971年までに建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=1$ でせん断破壊する。(1971年以前の柱は帯筋間隔が広く，せん断破壊しやすいため)

(b)'72～'81年までに建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=2$ で曲げ破壊する。

(c)'82年以降に建設された校舎の柱は塑性率 $\mu=3$ で曲げ破壊する。(1982年以降の柱は基準法施行令の改訂により終局状態の検討がなされているため)

なお文献[3]の図3.2.14によると曲げ柱の降伏点における層間変位は1/150を想定している。本研究では階高を3mと仮定し，塑性率1.0の時の層間変位は20mmとした。

ところで，地震後の被災度調査でわかるのは，被災階の残留変形 δ_r である。被災階の最大変形 δ_m と残留変形 δ_r の関係を決める除荷時剛性 K_r は文献[4]のTakedaモデルによると次式(4)となる。

$$K_r = \frac{Q_c + Q_y}{\delta_c + \delta_y}\left|\frac{\delta_m}{\delta_y}\right|^{-\alpha} \qquad \cdots(4)$$

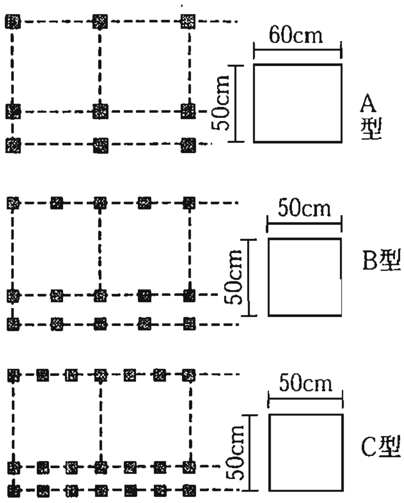


図2　平面タイプと柱モデル
(2スパンの場合)

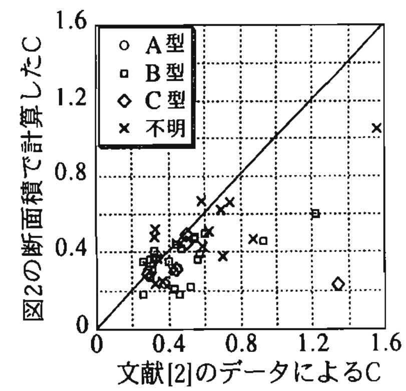


図3　C 指標の比較

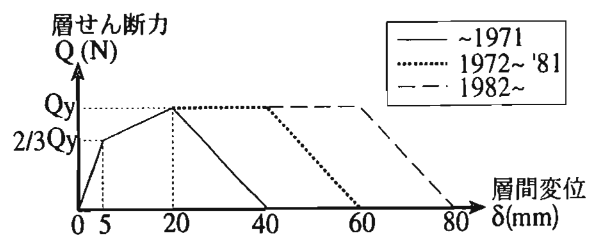


図4　層せん断力と層間変位の関係

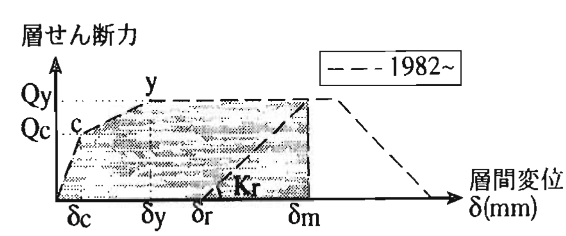


図5　Takedaモデルによる復元力特性

ここに，(δ_c, Q_c)はひび割れ点，(δ_y, Q_y)は降伏点，αは除荷時剛性低下指数(α=0.5とした)。その関係を図5に示す。式(5)と，図4から得られる残留変形δ_rと最大変形δ_mとの関係を図6に示す。

5. 残留変形・吸収エネルギー・応答速度の推定

柱のせん断破壊は，図7(a)のように4本のひび割れが均等に開くものと想定する。この時，せん断破壊をする柱の残留変形は，ひび割れ幅eの4倍となる。柱の曲げ破壊は，図7(b)のように3本のひび割れが均等に開くものと想定する。また，柱せいを600mm，クリアスパン長さを2000mmと仮定する。すると，次式(5)のように，柱の残留変形δ_rはひび割れ幅eの10倍となる。

$$\delta_r = \frac{3e}{600} \times 2000 = 10e \qquad \cdots(5)$$

残留変形δ_rとひび割れ幅の関係を図8に示す。

文献[2]では，表1のように柱のひび割れ幅から損傷度を評価し，これをもとにD値を算定した上で，表2のようにして建物の被災度を評価している。文献[2]で報告されているのは，ひび割れ幅ではなくD値である。そこで，本研究では，表1と表2を対応させ，たとえばD値が50であれば柱の平均ひび割れ幅が2mmであるものと仮定する。すなわち，D値とひび割れ幅の関係を図9のように仮定する。図9に図8を代入して，図10に示すD値と残留変形δ_rの関係を得る。さらに，図10に図6を代入して，図11に示すD値と最大変形δ_mとの関係を得る。柱のひび割れ幅，残留変形，最大変形，D値と層間変位の対応と層せん断力の関係のモデルを建物の建設年代別ごとに図12に示す。

このようにして被災階の最大変形δ_mを推定し，その変形による吸収エネルギーE_i（図5の網掛け部分の面積）を計算した。なお，倒壊の時は層せん断力が0に戻るまでの全面積を吸収エネルギーをE_iとした。

ここまで被災階を対象としているので，1階に置き換えるための補正係数[3]$(n+1)/(n+i)$をE_iに乗ずる(n:建物階数，i:被災階階数)[後注1参照]。

$$E = \frac{n+1}{n+i} E_i \qquad \cdots(6)$$

エネルギーと速度の関係($E = mV^2/2$)から，応答速度Vは次式のように与えられる。

$$V = \sqrt{\frac{n+1}{n+i} \times \frac{2E_i}{m}} \qquad \cdots(7)$$

このようにして，各々の校舎について，応答速度VとD

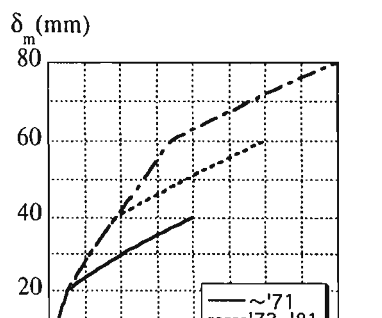


図6 最大変形δ_mと残留変形δ_rの関係

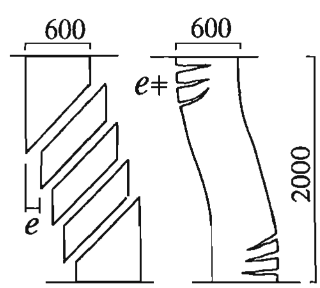


図7 想定している柱部材とその破壊

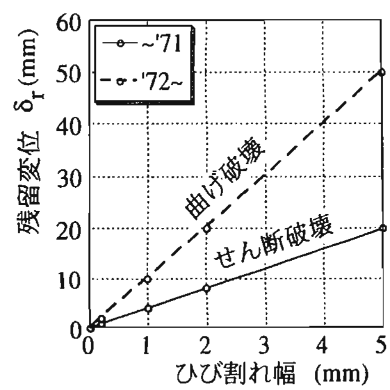


図8 残留変形δ_rとひび割れ幅

表1 ひび割れ幅eと損傷度

ひび割れ幅 (mm)	柱の損傷度
0	0
<0.2	I
<1.0	II
<2.0	III
<5.0	IV
5.0≦	V

表2 D値と被災度

D値	被災度
0	無被害
<5	軽微
<10	小破
<50	中破
50≦	大破
評価しない	倒壊

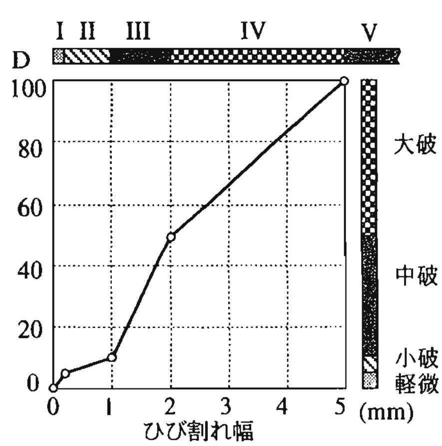
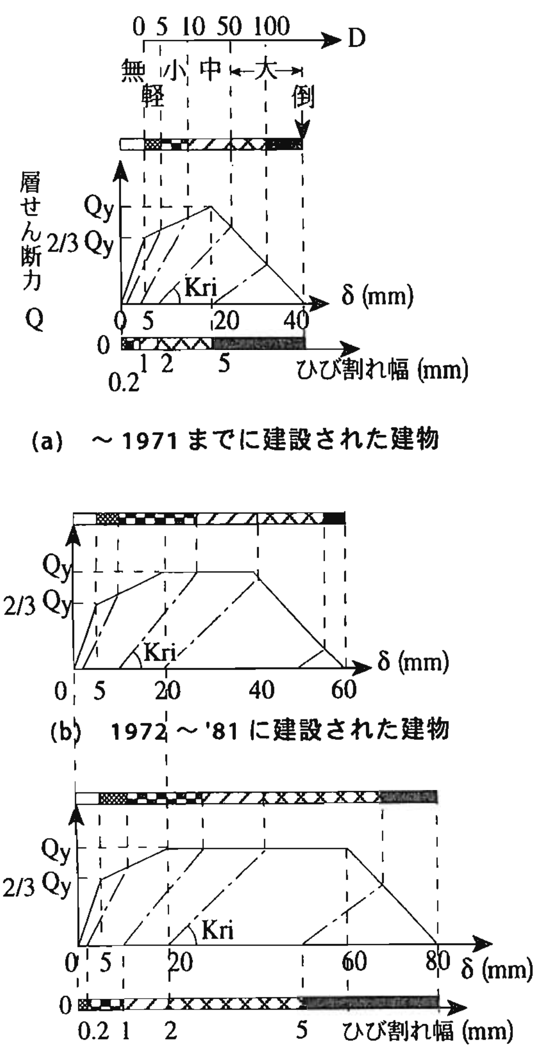


図9 D値とひび割れ幅の関係

値の関係が得られる。これらを建設年代別に平均して，図13に示す。

6. 詳細分析結果との比較

文献[6]では，灘区，東灘区，西宮市の激震地に建っていた校舎から教室部分の典型的なスパンをいくつか取り出し，柱の配筋と内法スパン長さから層せん断力と層間変位の関係を評価した。これは，本論文の一次診断的方法に比べてはるかに精度の高い評価であると考えられる。また，個々の柱のひび割れ幅の測定値から残留変形角を求め，本論文と同じくTakedaモデルによって最大層間変位を推定した。本論文でDから推定した最大層間変位との比較を図14に示す。本論文の推定値は，文献[6]の推定値の約2倍（図14の実線）となった。これは，本論文の図9においてDからひび割れ幅を推定する際に，すべての柱が同じ破壊をしたものと仮定したために，ひび割れ幅を過大評価する結果となったのである。文献[6]では，本論文と同じく，最大層間変形までの吸収エネルギーから，1階の応答速度の推定も行っている。本論文での推定値との比較を図15に示す。本論文の推定値は，文献[6]の推定値の約1.3倍（図15の実線）となった。本論文がきわめて大胆な仮定の下に推定を行っているわりには良好な一致を見たと言える。



(a) ～1971までに建設された建物

(b) 1972～'81に建設された建物

(c) 1982以降に建設された建物

図12 建設年別建物の応答モデル

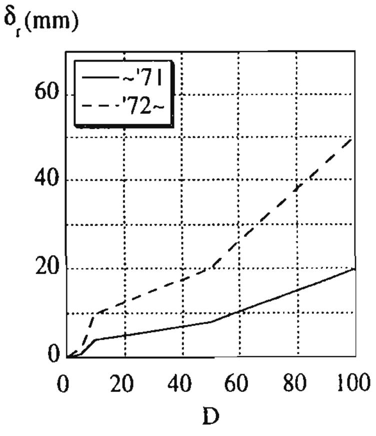


図10 残留変形 δ_r と D 値の関係

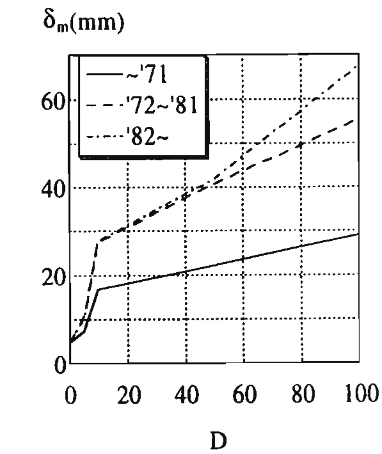


図11 最大変形 δ_m と D 値の関係

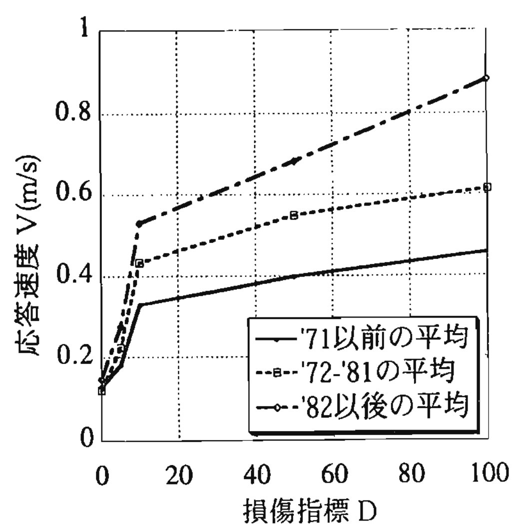


図13 速度 V と D 値の関係の例

7. 被災地区の応答速度分布

本論文で得られた応答速度 V を図16，17に示す。速度 V の大きさとその方向（＝校舎の桁行き方向）を矢印の長さと向きで表した。同一位置に何本もの矢印があるのは，同一敷地上に建つ複数の校舎の応答を表す。これらは建設年代や平面タイプにかかわらず同じ様な値をとることが多い。このことから，本論文の推定値は，ある程度の信頼性を持つものと判断できる。

図16，17には，文献[5]による震度7の区域の分布も網掛けで示した。震度7と言われる地域以外でも，東灘区中部や明石市などの一部に大きな速度が見られた。全般的に，南北方向の応答速度の方がやや大きい。灘区，東灘区の震度7と言われている地域の平均応答速度は南北方向に0.38m/s，東西方向に0.30m/sとなった。この値は，神戸海洋気象台や葺合などの地震記録の速度応答スペクトルや瞬間エネルギー入力量換算速度[7]のスペクトルに比べると，かなり小さい。この原因としては，地盤-建物の相互作用に伴う入力低減の他に，本論文で前提とした耐震診断[3]の強度・変形能力評価式がきわめて安全側に作成されていることが考えられる。文献[6]の結果も同様である。しかし，応答速度の相対的な大小関係については，おおよそ図16，17が信頼できるものと期待できる。

8. むすび

本論文の方法により，被災地区のRC建物の応答速度分布（ただし絶対値ではなく相対的な大小関係）を概略推定できる。震度7と言われる地域以外でも，東灘区中部や明石市などの一部に大きな速度が見られた。

この論文は，文献[8]をもとに若干の加筆を行ったものである。文献[8]の執筆当時，学校建築の詳細な情報が整理されておらず，概略的な推定しかできなかった。今後，建物の詳細情報を利用し，しかも耐震診断[3]の評価式ではなく部材の強度・変形能力を平均値的に評価できる評価式により応答速度を推定すれば，より妥当な結果が得られるものと期待できる。また，林ら[9]が行ったような最大地動速度の推定も今後の課題である。

[後注1]　式(6)は，地震時に各階に入力するエネルギーが $(n+i)/(n+1)$ に比例するという考え方に基づいている。ある特定の階に被害が集中するような場合にも，この手法が適用できるかどうかは議論の分かれるところであろう。また，高さ方向への速度の分布自体が $(n+i)/(n+1)$ に比例するという仮定も考えられる。しかし，ここで扱っているのは3-4階建て程度の低層建物であり，被災階もほとんどが1階であることから，結果への影響は小さいものと考えられる。

謝辞　データを提供下さった学校建築耐震性能小委員会の先生方，およびこの手法に関する基本的アイディアを示して下さった東京大学教授・岡田恒男先生に厚くお礼申し上げます。

参考文献

[1] 源栄正人：兵庫県南部地震における「震災の帯」の正体を探る，建築雑誌，Vol. 110, No. 1381, pp.24-25, 1995.12
[2] 日本建築学会　学校建築耐震性能小委員会：平成7年兵庫県南部地震による文教施設の被害調査報告-鉄筋コンクリート造建築物-　中間報告（案），1995.4
[3] 財団法人　日本建築防災協会：改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，1995.3
[4] 梅村　魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続　(中層編)，技報堂出版，1982.12
[5] 神戸市住宅営繕部：平成7年兵庫県南部地震による公共建築物の被害状況について，1995.3
[6] 迫田丈志，庄司志乃，前田匡樹，壁谷澤寿海：1995年兵庫県南部地震により被災したRC造学校建築の被害と耐震性能の分析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18, No. 2, pp. 59-64, 1996.6

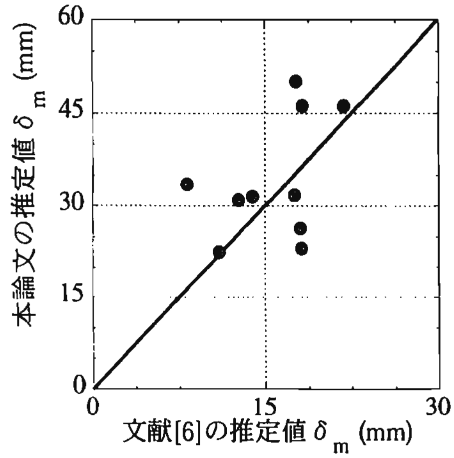


図14　最大応答層間変位の推定値の比較

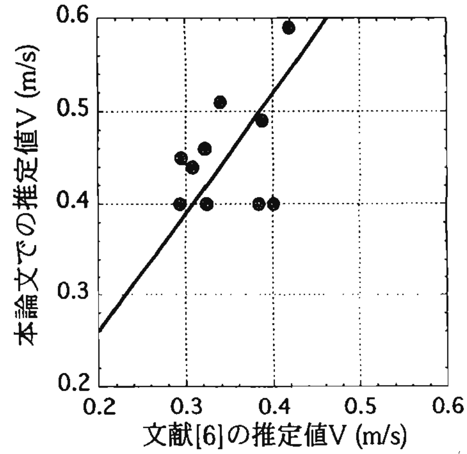


図15　応答速度の推定値の比較

（2次診断）
動的強度を低めに推定

[7] 中村由希子，壁谷沢寿海：直下型地震による最大塑性応答変位に関する研究，第1回都市直下地震災害総合シンポジウム論文集，pp. 111-114, 1996
[8] 市之瀬敏勝，石川小百合，前田匡樹，壁谷澤寿海：学校建築の被災状況から見た兵庫県南部地震の応答速度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18, No. 2, pp. 221-226, 1996.6
[9] 林　康裕，宮腰淳一，田村和夫，川瀬　博：1995年兵庫県南部地震の低層建物被害率に基づく最大地動速度の推定，日本建築学会構造系論文集，No. 494, pp. 59-66, 1997.4

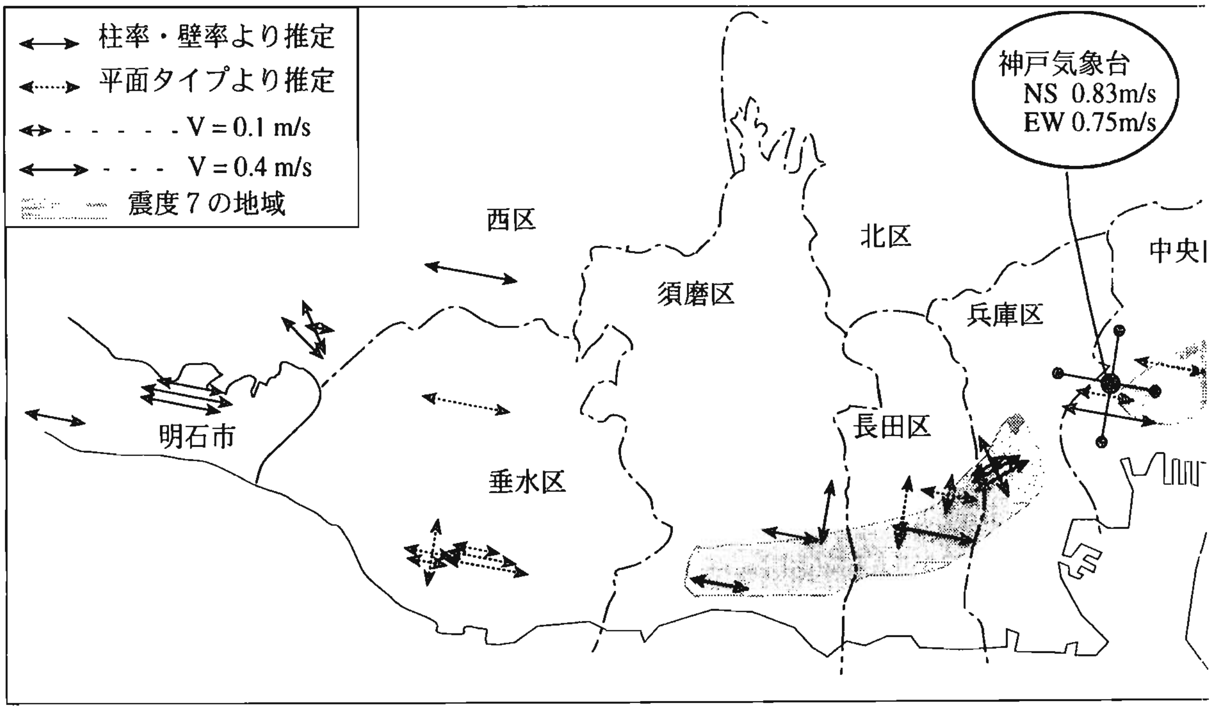


図16　調査建物1階の応答速度分布（西半分）

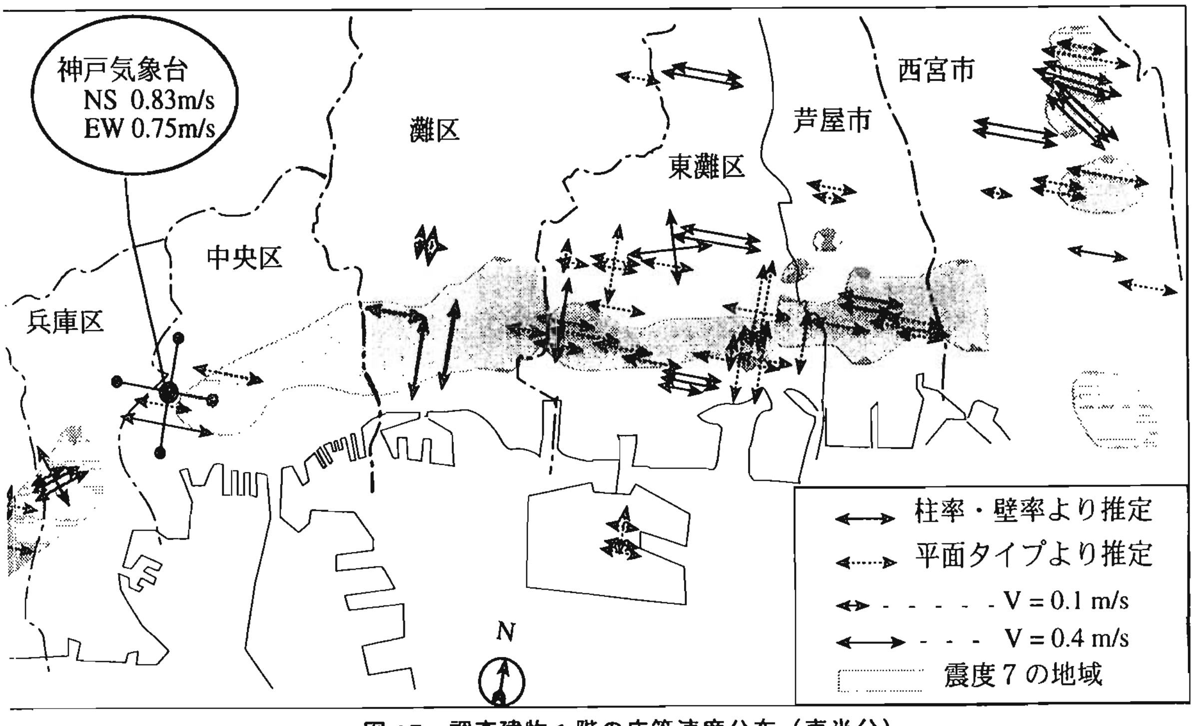


図17　調査建物1階の応答速度分布（東半分）

既存記録との対比から見た地震動強さ

Ground shaking intensity of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake evaluation with existent records and design motions

片岡俊一*
Shun'ichi KATAOKA

In this paper, study of ground shaking severity of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake is summarized. At first, the PGA, PGV and duration are discussed.. Then response spectra and total energy spectra are compared to conventional design motion. The relation between ground motion response spectra and design spectra are also discussed. At last, the long period ground motion is considered. Main results are as follows: 1) Peak values are comparable to empirical values, 2) Duration time is shorter than empirical value, 3) Spectra of observed ground motion is larger than both conventional design motion and design spectra longer than 1 second.

1．はじめに

1995年兵庫県南部地震の記録の評価については，各機関が様々な検討を行なっている．そこでこのような検討を紹介し，本シンポジウムに参加される方々の共通認識を得ることを目的とした話題提供を行なう．

2．地震動指標と既存経験式との比較

まず，最大加速度（PGA），最大速度（PGV）および継続時間を過去の記録と比較する．ただし，前述した2つの最大値は地震のマグニチュードあるいは観測点によっても様相が異なると考えられるため，ここでは平均的であるという意味で，経験式との比較を行なうこととする．最大加速度に関しては，記録の早い時期の公開と相まって Irikura and Fukushima (1995)[1]が最大加速度と Fukushima and Tanaka の式[2]との比較を早い時期から行なっていた．その結果を Fig.1 に示すが，ほぼ標準偏差の範囲内に収まっていることが分かる．この図からは，より信頼性の高いと考えられる中間距離において兵庫県南部地震と経験式とが対応していることから兵庫県南部地震はマグニチュードに関しては平均的な PGA を生成したこと，Fukushima and Tanaka の式が震源域まで適用可能であることの2つの事柄が指摘できる．

また，最大速度に関しては，Midorikawa et al (1996)[3]が検討している．彼らの結果を Fig.2 に示すが，震源域におけるデータが乏しい日本における観測データで作成した Midorikawa (1993)の式[4]で PGV が説明できることが指摘されている．さらに，アメリカのデータで作成した Boore and Joyner (1982)[5]でも震源域の PGV が説明可能であるので，データが限られる震源域においては地域の別なく世界中のデータが使用可能ではないかと提案している．

ここで，もとにもどり実際に震源域で観測された記録を考えてみる．このような検討はしばしば行なわれており，本シンポジウムでも講演が行なわれている[6]．これによると，1991年当時では，500cm/s/s を超えるような記録は数えるほどしか観測されていない．さらに，同様に震源域で観測された最大速度の検討もその直後に行なわれている[7]が，やはり 60cm/s を超えるような記録は少ない．このような状況を考えると，兵庫県南部地震以前では，設計外力を考える際に震源域における大振幅の地震動に関する配慮が足りなかったと言えよう．このことは，震源域における長周期パルスの考慮を躊躇していたこと[8]に似ているように思える．逆に言うと，近年の強震動地震学の発展と，1992年のトルコ Erzincan 地震，アメリカ Landers 地震，1994年アメリカの Northridge 地震，そして1995年兵庫県南部地震の記録により，震源近傍での地震動のイメージが強く広く一般に意識されたのではないであろうか．

一方，兵庫県南部地震の継続時間に関しての統一的な検討は，筆者の知る限りない．Fig.3 は，継続時間を加速度のパワーが 5%から 95%まで累積されるまでの時間とした時の，数種の記録の比較である[9]．図によると兵庫県南部地震の記録の継続時間は，10秒を下回っている．継続時間には多くの定義があり，統一的な比較は容易ではないが，図と同様な定義を用いた経験式として Dobry et al (1978)[10]がある．これによると，記録の Arias intensity がその 5%から 95%になるための時間 D[s]は，岩盤と考えた場合

$$D=10^{(0.43M-1.83)}\ [s] \qquad (1)$$

であるので，M に 7 を代入すると約 15 秒になる．この

* 清水建設　　Shimizu Corporation

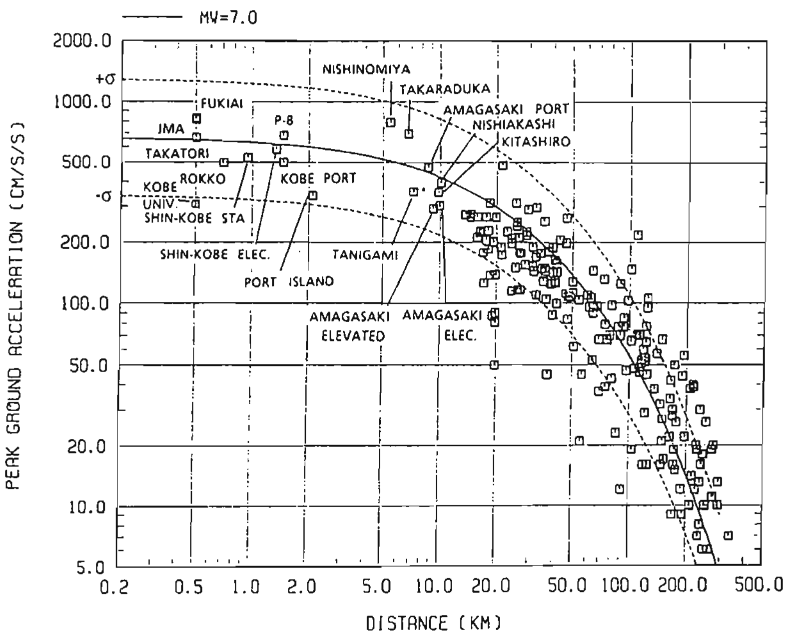


Fig.1 観測水平最大加速度の距離減衰．図中の実線と破線は福島・田中の式（1992）の平均値と標準偏差（0.21）[after Fukushima and Irikura, 1996]

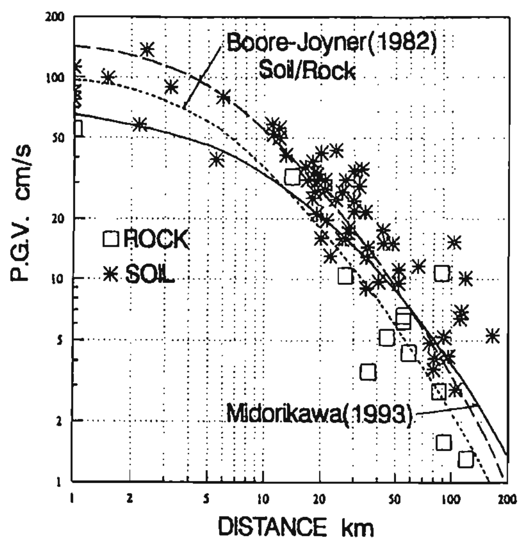


Fig.2 観測水平最大速度の距離減衰．[after Midorikawa et al, 1996]

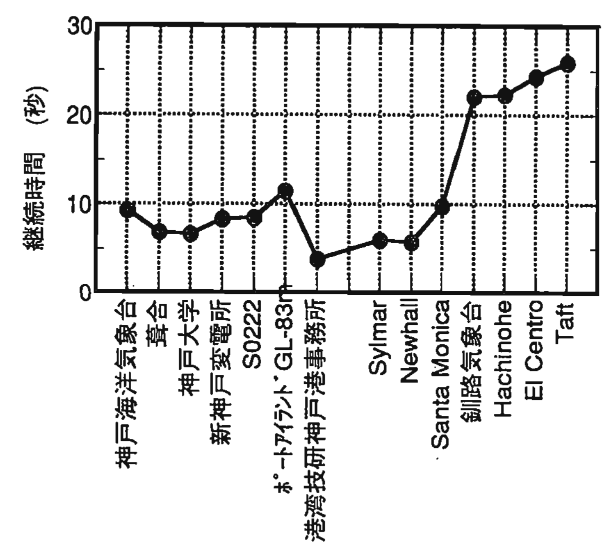


Fig.3 兵庫県南部地震およびその他の地震動記録の継続時間．ここで継続時間は，加速度の2乗和が全体の5%から95%になるまでの時間．

値は観測記録の 1.5 倍程度大きい．なお，Dobry et al (1978)は，軟弱地盤では更に継続時間が延びるとしている．継続時間の経験式の結果を比較検討した例[11]でも，マグニチュードが7の場合は，継続時間は 25 秒から 50 秒であり，図に示した兵庫県南部地震の継続時間に比べて長い．継続時間が短くなった原因として，Directivity の影響が考えられる．Somerville et al (1997)[12]によると，彼らの定義の継続時間（加速度のパワーの 5%から 75%）においては，最も Directivity 効果が効いた場合は平均値の 0.55 倍となる．ここで，紹介した観測記録については，Forward directivity の位置に当たることから，この影響が強く継続時間に現れたと考えられる．

以上のことから，各種経験式に基づいて地震動を推定することを想定すると，継続時間のみが過大に評価されることになる．ここで試みに，経験式で継続時間を与えた場合のエネルギー的評価を行ってみる．Fig.4 は兵庫県南部地震の神戸海洋気象台における NS 成分の記録とその 5%応答スペクトルに適合する人工地震波の 1 例である．応答スペクトルの適合の度合いは，Fig.5 に示してある．人工地震波の継続時間と強度関数は，大崎により提案されている手法[13]に則っており，マグニチュードを 7 と仮定しているので最大振幅の 1/10 の振幅が続く継続時間は 24.8 秒，有効継続時間は 9 秒になる．また，波形のパワーが 5%から 95%になるまでで定義した継続時間は，観測記録が 8.4[s]，人工地震波が 14.7[s]となった．波形を見ると継続時間が長い分，人工地震波の最大加速度は小さくなっている．相対速度応答スペクトルを用いて，人工地震波を作成したために，図示はしていないが最大速度は観測値が 92[cm/s]，人工地震波が 86[cm/s]とほぼ同等になっている．そこで減衰定数を 10%として，エネルギースペクトルを求め Fig.6 に示す．継続時間が長い人工地震波の方が周期 0.4 秒付近と 0.9 秒付近で 20～30%大きくなっている．一般的にはエネルギーが大きい地震動の方が構造物への影響が大きいと考えられる．その点では，継続時間の長い人工地震波を用いることが安全側の検討になる．しかしながら，応答変位を破壊基準と見た検討結果[14]を参照すると，最大振幅を与える波形の周期が長い，観測記録の方が構造物の損傷は大きくなるとも考えられる．結局，破壊の基準の考え方によって，その結果が異なってしまうので，構造物の動特性を踏まえた考察が必要なことが，指摘できる．

3．設計検討用地震動との比較

兵庫県南部地震の観測記録と設計用地震動に関しては，日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会傘下の WG1「強震記録と設計用地震動との関係」（主査：西川孝夫東京都立大学教授）で検討されており，その検討結果は過去 2 回の公開シンポジウムで報告されている．こ

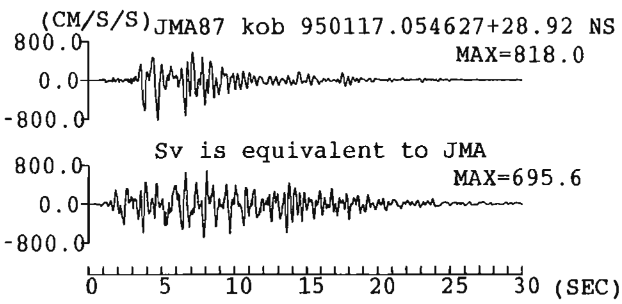


Fig.4 神戸海洋気象台の記録（上）とその速度応答スペクトルが等しい人工地震波（下）

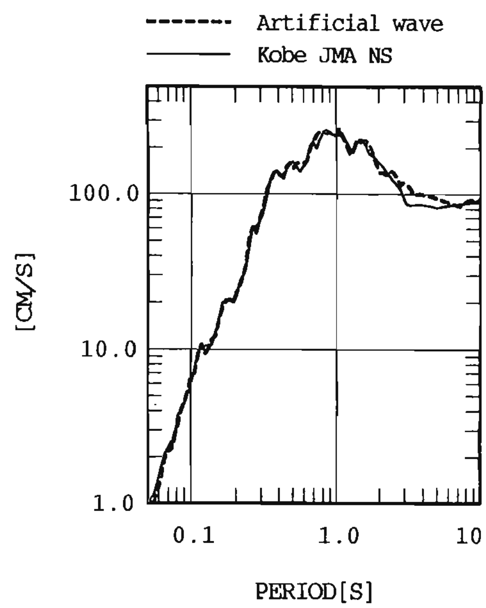


Fig.5 人工地震波の速度応答スペクトルにおける適合度合．

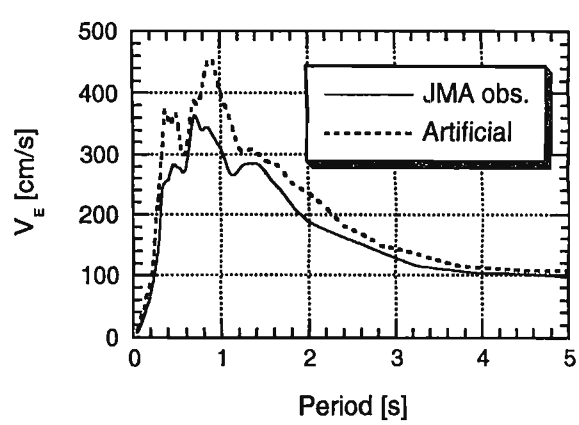


Fig.6 神戸海洋気象台の記録と人工地震波とのエネルギースペクトルにおける比較

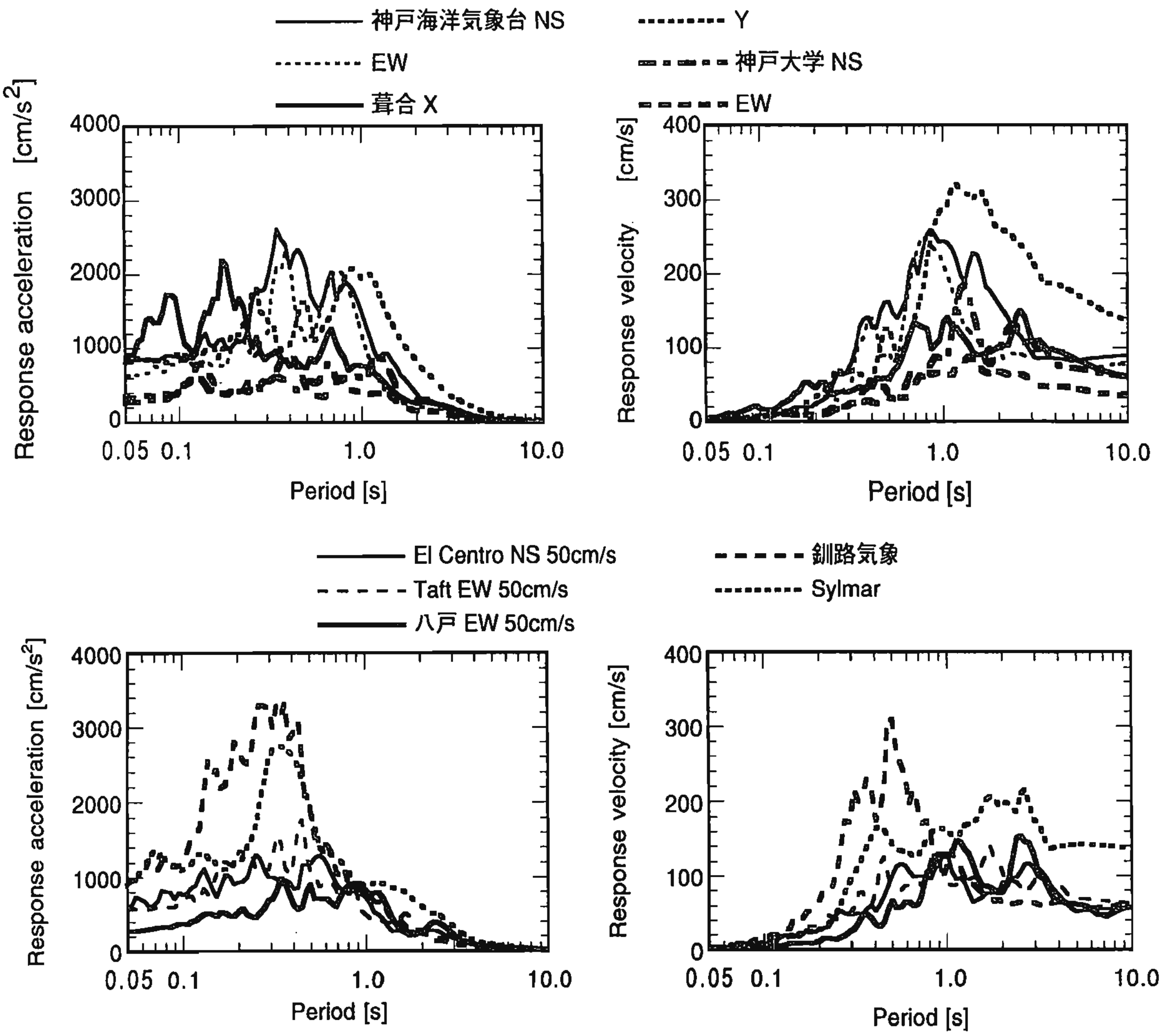


Fig.7 兵庫県南部地震の記録(上段)と設計標準地震動および釧路気象台記録(**1993** 年釧路沖地震), **Sylmar** 記録（1994 年 **Northridge** 地震）（下段）の加速度（左），速度（右）応答スペクトル.

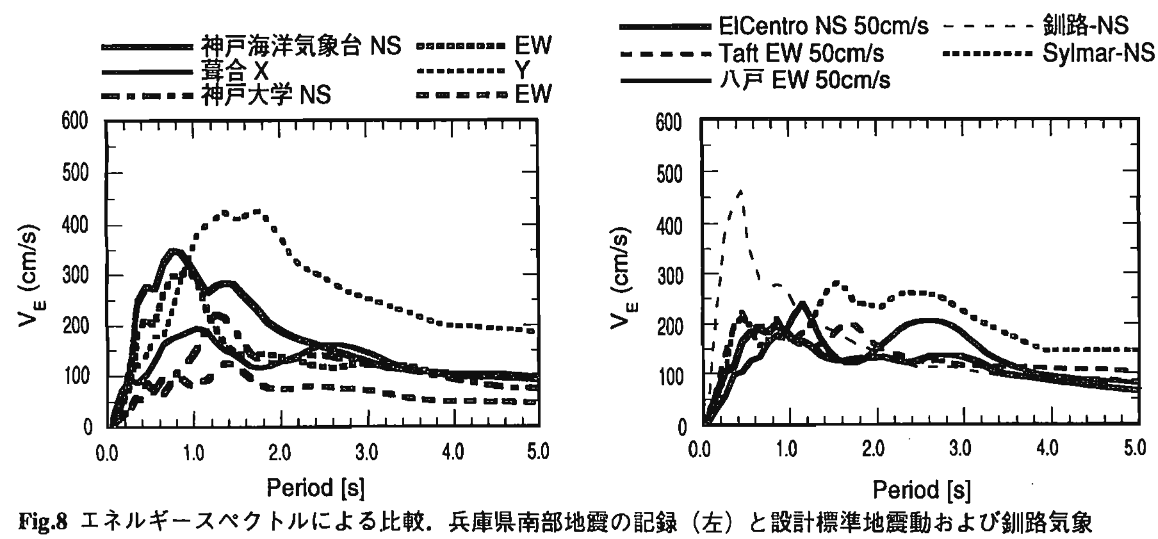


Fig.8 エネルギースペクトルによる比較．兵庫県南部地震の記録（左）と設計標準地震動および釧路気象台記録（**1993** 年釧路沖地震），**Sylmar** 記録（1994 年 **Northridge** 地震）（右）

こでは，このシンポジウムの資料[15]を紹介する．

まず，当然のことであるが，観測された強震記録から被災した個々の建物の入力地震動を考える場合には，以下のことを念頭におく必要があろう．

・地表で観測された記録は建物の地階または 1 階で観測される波形と同一ではないこと（地盤－構造物の動的相互作用の影響）．

・地表で観測された地震動記録には表層地盤の増幅

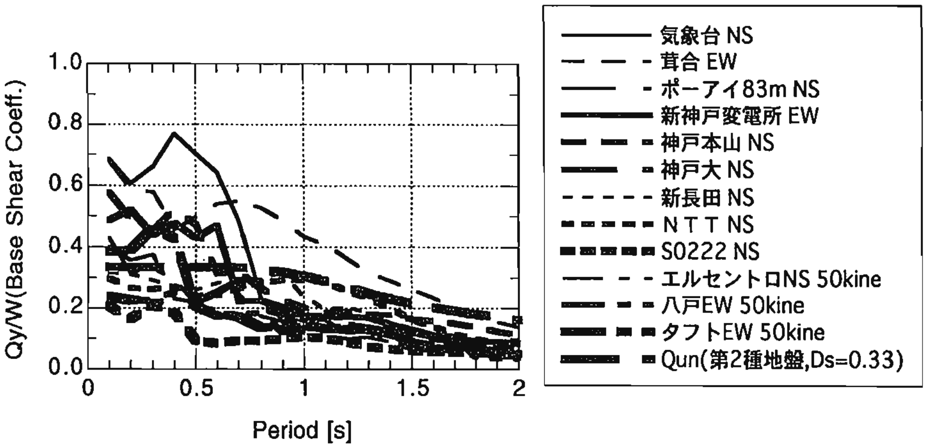


Fig.9 観測記録と設計標準地震動（最大値を 50cm/s に基準化）の必要耐力スペクトル（μ=5）および必要保有水平耐力(Ds=0.33)の比較.

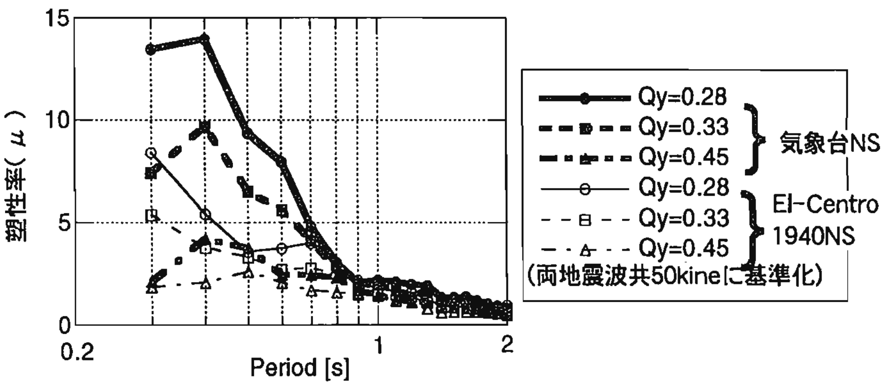


Fig.10 神戸海洋気象台 NS 成分および El Centro NS 成分（両地震波とも 50cm/s に基準化）の弾性周期に関する塑性率（μ）の比較．降伏耐力を Qy=0.28, 0.33, 0.45 としている．

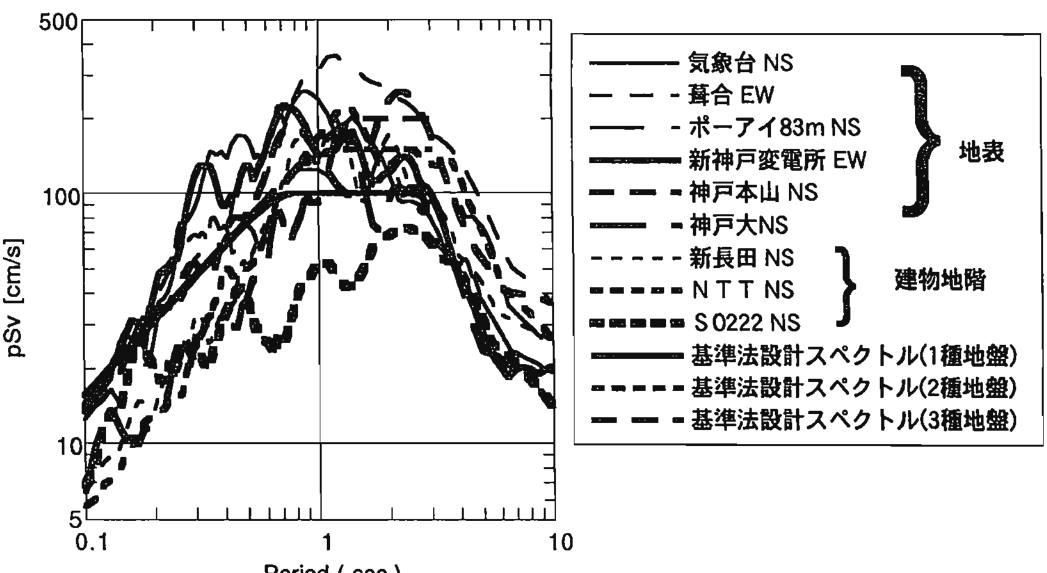


Fig.11 地表および建物地階で観測された記録の疑似速度応答スペクトル（h=5%）と建築基準法 2 次設計スペクトルの比較.

特性の影響が含まれ，地盤の塑性化や液状化の影響があること．

相互作用効果に関しては，上述の WG内の SWG5-2（主査：安井譲，大林組技術研究所）が検討している．自由地盤最大値と基礎上最大値の比は，解析結果も含めて検討した結果，最大加速度では 0.7，最大速度に関しては 0.9 と報告されている[16]．

地盤の非線形効果に関しては，ポートアイランドの鉛

直アレー記録の解析が盛んに行なわれているが，この記録に限らず兵庫県南部地震の際に観測された大振幅の記録に関しては，地盤の非線形特性の影響を勘案する必要があるであろう．

観測記録と比較する設計用地震動としては，建築基準法2次設計に対応するスペクトルおよび高層評定で頻繁に用いられる地震動(El Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS, EW など，以下標準地震動と仮に呼ぶ)を最大速度50cm/s に基準化したものである．また，1993年釧路沖地震の釧路気象台の記録，1994年 Northridge 地震の Sylmar の記録に関しても比較を行なう．

(1) 応答スペクトル

応答スペクトルについては，多くの報告書に述べられており，設計地震動との比較も行われているが，確認の意味を含めて，減衰 5%の加速度，速度応答スペクトルの比較例を Fi g. 7 に示す．兵庫県南部地震の記録では，加速度応答では 1G を越え，2G 以上になる記録も多く，現行の標準地震動に比較して大きい．速度応答も周期1秒前後で 100cm/s を大きく越えている．最近の地震では1993年釧路沖地震や1994年ノースリッジ地震などでも，大加速度の記録が得られ周期によっては非常に大きな応答となっている．

(2) エネルギースペクトル

前項で多少検討したが，建物に作用する地震動の大きさを，エネルギーで評価してみる．Fig.8 は減衰定数 10%の1質点系の応答として求めたエネルギーの等価速度を求めた例である．Fig.6 でも見たが，神戸海洋気象台の記録では周期 0.6秒から1秒の範囲で 300[cm/s]を超えている．葺合の記録は周期 0.9秒～2.5秒で 300[cm/s]を超え，最大値は 400[cm/s]を超えるような極めて大きな等価速度となっている．一方，標準地震動では，このような周期帯域に卓越を持ったものはなく，最大値もこれほど大きくない．

(3) 必要耐力スペクトルおよび弾塑性応答量

兵庫県南部地震の際に地表および建物地階で得られた記録および標準地震動について，完全弾塑性タイプの復元力を設定し塑性率(μ)をμ=5 としたときの必要耐力スペクトルを Fig.9 に示した．減衰は瞬間剛性比例型の5%とした．同図には基準法2次設計における必要保有水平耐力(Qun)と比較するため，構造特性係数(Ds)をエネルギー一定則に従い Ds=0.33 としたときの2種地盤における Qun も併せ示してある．同図から，地表での記録は短周期域で必要保有耐力を超えるものが多く，平均的には約 1.5 倍程度になっている．しかしながら，建物地階の記録による応答は，短周期域では地表に比べて小さく，建物―地盤系の相互作用効果が強く含まれているものと思われる．また，50[cm/s]に基準化された標準的な地震動の強さは，1乃至2秒程度の震源特性の影響を反映していると思われる周期帯を除いては建物地階の記録に比較的近い．

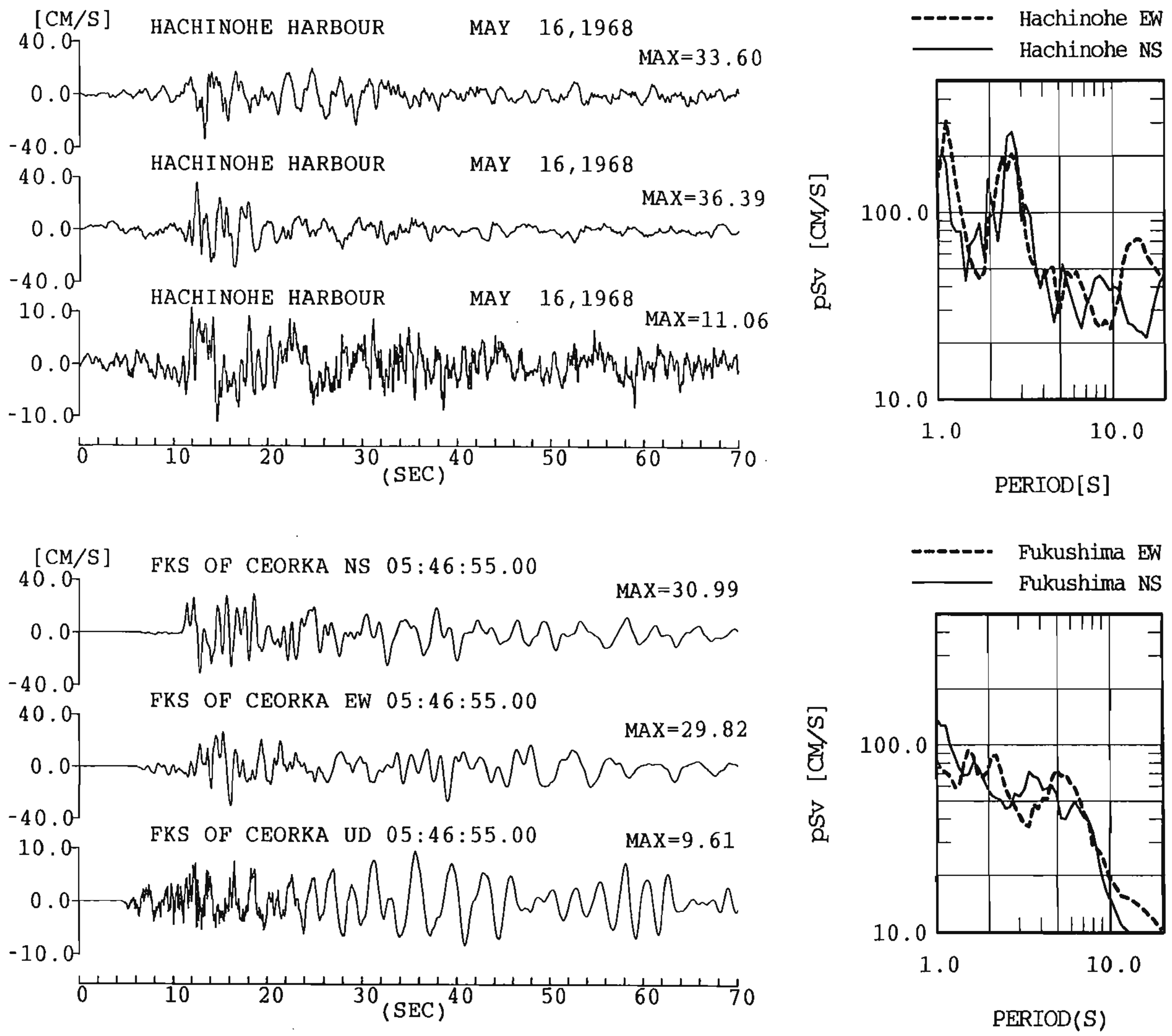
つぎに，神戸海洋気象台の NS 成分(PGV:91.7[cm/s])および El Centro NS を共に 50[cm/s]に基準化し，降伏耐力(Q_y)を Q_y=0.28，0.33 および 0.45 に変化させたときの塑性率(μ)を弾性周期に対して描いたのが Fig.10 である．同図にみられるように，特に Qy が小さいときに両地震波の差が大きく，弾性周期で 0.5 秒程度に対する塑性率は気象台 NS が El Centro NS を大きく上回っているのが認められる．両地震波の継続時間は Fig.3 にみられるように2倍以上の差があり，基準化された両波のエネルギースペクトルは Fig.8 をみても周期特性およびレベルに大きな差がないであろうことから判断して，気象台の応答量の増大は短時間に集中してエネルギーが入力された結果によるものと思われる．

(4) 設計スペクトルとの比較

地表および建物地階で観測された記録の疑似速度応答スペクトル(h=5%)を基準法同施行令の2次設計用せん断力係数スペクトルと比較して Fig.11 に示した．同図より，約1秒程度を境にして短周期側では建物地階のスペクトルが地表のそれより小さくなっており相互作用の影響が見て取れる．一方，長周期側では両者はほぼ同程度の応答を示している．地表の記録については地盤，地形等の影響が含まれており，その定量的な評価が必要である．また，設計スペクトルとの比較においては，構造物への有効入力と考えられる建物地階の記録は大よそ基準法のスペクトル内に収まっているとみることができる．

4．やや長周期帯域

日本建築センターでは，動的解析を行なう場合に用いる地震動の種類として，標準的な地震動，地域特性を表わすような地震動，やや長周期成分等を含んだ地震動を含めて3種以上の地震動を使用することを提案している[17]．さらに，やや長周期成分等を含んだ地震動としては，1968 年十勝沖地震の際に，八戸港湾で観測された記録（以下，十勝沖八戸の記録と称す）を例として挙げている．そこで，十勝沖八戸の記録を速度に変換したものと，兵庫県南部地震の際に関西地震観測研究協議会により大阪市福島区で観測された記録（以下，福島の記録）を比較して，Fig.12 に示す．また，図には減衰定数 5%の疑似速度応答スペクトルも示してある．福島の記録は堆積層による表面波の影響を受け，そのスペクトルは周期5秒前後では，震源域の神戸海洋気象台の記録のスペクトルよりも大きいことが知られている[18]．波形から，最大振幅は 10～20%程十勝沖八戸の記録の方が大きいが，見掛けの周期は福島の記録が長いように見える．なお，速度波形は，ローカットフィルターのカットオフ振動数を 0.08Hz として FFT により求めたものであり，建築センタ



1次モード
卓越

多くのモード

Fig.12 1968 年十勝沖地震の八戸における記録から積分してもとめた速度波形（上段左）とその疑似速度応答スペクトル（h=5%）（上段右），および兵庫県南部地震の際の大阪市福島区における記録とその疑似速度応答スペクトル（下段）．

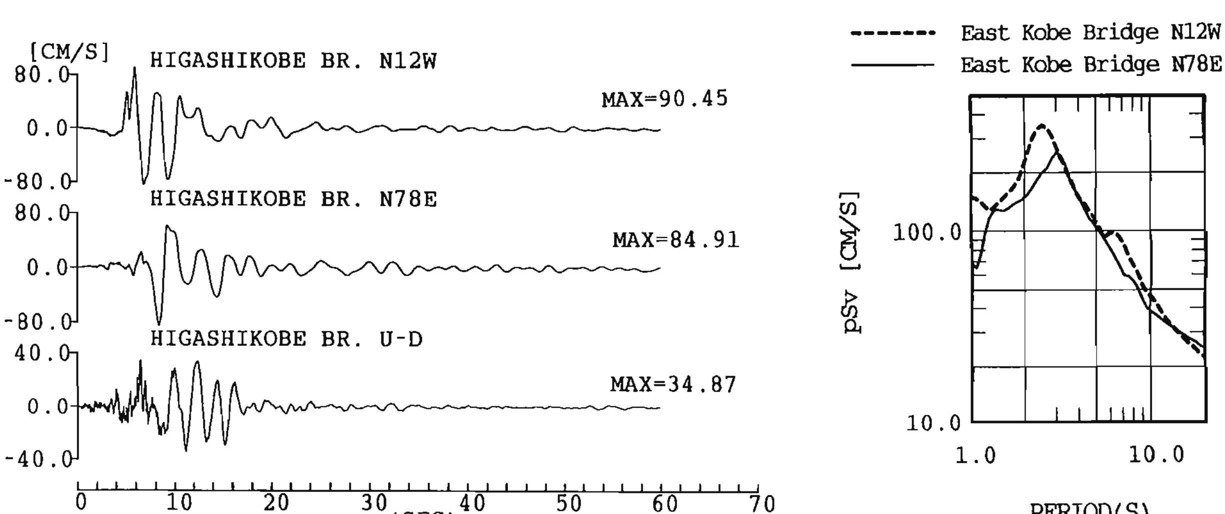


Fig.13 兵庫県南部地震の際の東神戸大橋における加速度記録から積分してもとめた速度波形とその疑似速度応答スペクトル（h=5%）．

ーが定めている値はNS, EWの順に34.08, 35.81 [cm/s]である．また，十勝沖八戸の記録の加速度最大値は，NS, EWの順に 225.0, 182.9 [cm/s/s]であり，福島の記録は 181, 211[cm/s/s]である．よって，波形の最大振幅から判断すると，両者はほぼ同等な地震動強さを有していると言える．次に応答スペクトルであるが，十勝沖八戸の記録は周期 3 秒弱の成分が卓越しており，振幅は 200～250 [cm/s]程度である．一方，福島の記録には際だったピークは見られないが，十勝沖八戸と比較すると周期5秒付近では福島の記録が大きいことが分かる．福島の記録の5秒の卓越は，深い地盤構造の影響と考えられている[19]．十勝沖八戸の記録が単峰性のスペクトルであるのに対して，福島の記録が比較的平坦であるのは，高調モードの堆積層表面波の影響がある可能性が高い[20]．両者のスペクトルの違いは，地震タイプの違いと密接な関連があると考えられ，今後やや長周期地震動を考える際には留意すべき点であろう．

周期5秒以下では，いわゆる震源域の応答スペクトルの方が大阪市湾岸域の記録のそれよりも大きい．震源域においても，海に近い観測点の記録の方が卓越周期が長周期化して振幅が大きくなる．Fig.13 は六甲アイランド北東部にある東神戸大橋付近で観測された記録を速度に変換したものと，擬似速度応答スペクトルである．図からは，応答値が300[cm/s]を超えることが分かる．波形を見ると，大きな振幅は数波であることから，繰り返しの影響は少ないと考えられる．ただし，この記録は，同じ地点の地中観測記録と比較すると，地表の記録の方が卓越周期が長くなり，周期2秒における応答スペクトルの値が20～30%異なるので，地盤の非線形特性の影響で地表面の速度振幅が大きくなった可能性もある．

5．まとめ

兵庫県南部地震の地震動を評価するために，各種指標について過去の観測記録あるいは設計に用いられている地震動との比較を行なった．その結果をまとめると以下のようになる．

まず観測された最大加速度，最大速度は，ともにこれまでに提案されている経験式で説明されることが分かった．これは，兵庫県南部地震が最大値に関して平均的な地震であったこと，従来から提案されている経験式が震源域でも適用可能であることを意味している．

加速度の振幅2乗値（パワー）が5%～95%の範囲を継続時間と定義すると，今回の地震の震源域では継続時間は10秒以下であった．これは，従来の経験式から推定される値の半分程度である．

兵庫県南部地震の震源域（神戸市内）の記録から計算される応答スペクトルおよび総エネルギースペクトルの値は，従来高層評定で用いられてきた地震記録よりも周期1秒程度より長い周期で，大きな値を示した．

約 1 秒以下の短周期側のスペクトルは，基準法の Rt スペクトルとほぼ同じ程度かそれ以下であったが，それより長い周期側では Rt スペクトルを上回っていた．

周期1秒以下では，建物内の記録はRtスペクトルや地表の記録に比べて小さく，建物－地盤間の相互作用の影響が含まれていると考えられる

大阪市湾岸域では，大規模な地下構造を反映した表面波が卓越していたが，加速度・速度の最大値はほぼ1968年十勝沖地震の際の八戸港湾の記録と同程度であった．ただし，スペクトル形状は異なっていた．

謝辞

このような検討が可能になったのは，各機関が地震記録を公開して下さったからである．ここで使用した記録の提供機関の関係者に感謝する．また，ここで筆者が使用した兵庫県南部地震の記録の多くは，関西地震観測研究協議会（座長，土岐憲三京都大学教授）を通じて入手したものである．同会の活動に敬意を示す．

第3章の後半部分は，前述したWG内の作業として大林組技術研究所の若松邦夫氏，野畑有秀氏が実施されたものである．転載を許可して頂いた両氏および SWG の主査である北川良和広島大学教授に感謝の意を示す．

参考文献

1) Irikura, K. and Y. Fukushima, 1995, Attenuation characteristics of peak amplitude in the Hyogoken-Nanbu earthquake, *Journal of Natural Disaster Science*, Vol 16, No.3 pp.39-46.

2) Fukushima, Y. and T. Tanaka, 1990, A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, *Bull. Seism. Soc. Ameri.* Vol.80,pp.757-783.

3) Midorikawa S., H. Si and M. Matsuoka, 1996, Empirical analysis of peak horizontal velocity for the Hyogo-ken Nanbu, Japan earthquake of January 17, 1995, *Proc. 11th World conf. Earthq. Eng.*, 1564, Disk3 of 4

4) Midorikawa S., 1993, Preliminary analysis for attenuation of peak ground velocity on stiff site, *Proc. of the International Workshop on strong motion data*, Vol.2, pp.39-48.

5) Boore, D. M. and W. B. Joyner, 1982, The empirical prediction of ground motion, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **72**, S43-S60.

6) 福島美光，田中貞二，渡辺孝英，1991，震源域における地震動強さの統計的考察，第19回地盤震動シンポジウム梗概集，pp.61-68.

7) 片岡則子，渡辺孝英，田中貞二，1993，観測記録によ

る震源域の地震動最大速度，日本建築学会大会学術講演集（関東），pp.71-72.

8) 纐纈一起，1996，カリフォルニアの被害地震と兵庫県南部地震，科学，Vol.66, No.2, pp.93-97.

9) 猿田正明，横田治彦，片岡俊一，半澤徹也，1995，1995年兵庫県南部地震の強震動記録の検討，清水建設研究報告，第62号，pp.1-13.

10) Dobry, R., I. M. Idriss and E. Ng, 1978, Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records, *Bull. Seism. Soc. Ameri.* Vol.68, pp.1487-1520.

11) 日本建築センター・建設省建築研究所，1991，設計用入力地震動作成手法技術指針（案）資料編，pp.155-161.

12) Somerville, P., N. Smith, R. Graves and N. Abrahamson, 1997, Modification of empirical strong ground motion attenuation relation to include the amplitude and duration effects of rupture directivity, *Seism. Res. Lett.*, Vol.68, pp.199-222.

13) 大崎順彦，1981，設計用入力地震動，コンクリート工学，Vol.19，No.7，pp.11-16.

14) 境有紀，南忠夫，壁谷澤寿海，1997，地震動の性質と建物被害の関係，日本建築学会大会学術講演概要集（関東），pp.77-78.

15) 北川良和，1997，SWG1 強震記録の収集と分析－平成8年度研究活動と成果，兵庫県南部地震特別委員会第2回公開シンポジウム，（社）日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会，pp.1-6.

16) 安井譲，1997，相互作用の影響，兵庫県南部地震特別委員会第2回公開シンポジウム，（社）日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会，pp.19-22.

17) 日本建築センター，1986，ビルディングレター，pp.49-50.

18) 小山信，1996，構造物から見た地震動特性，第24回地盤震動シンポジウム，pp.55-63.

19) 片岡俊一，片岡正次郎，大町達夫，1997，観測記録と数値シミュレーションから推定される1995年兵庫県南部地震の伝播特性，自然災害科学，Vol.16, No.2, pp.125-142.

20) 片岡俊一，大町達夫，1997，直下地震による堆積層表面波の伝播性状に関する数値的検討，直下地震シンポジウム（印刷中）.

3. 特 別 講 演

第25回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1997.10.31

建物の震害調査、特に群として捉えた調査に思う

ON THE INVESTIGATION OF EARTHQUAKE DAMAGE TO BUILDINGS, ESPECIALLY TO A GROUP OF BUILDINGS

志賀敏男[*1]
Toshio SHIGA

In this paper,considered is the Shiga's map which is obtained from a detailed investigation of earthquake damage to a group of reinforced concrete buildings including non-damaged buildings as well as damaged buildings. What the map aims to and how to understand the value from the map are presented.

Furthermore,some applications of the map to earthquake engineering problems,such as the relationship between the ground motion intensity and the level of damage to a building group and the estimation of the distribution of earthquake resistant capacity of a building group,are introduced.

1　はじめに　地震による建物の被害について、全体像を示すには、被災地における地震動の強さと性質、地盤の状況、建物の被害の実態、その耐震力のレベル等の解明が必要である。

また震災対策の策定には、建物の耐震力の分布の現状把握とそのあるべきレベルの検討が不可欠である。

このような作業を進める上に、関係があると思われる志賀マップについて、その狙い、見方、使い方等の概要を示すことにする。さらに兵庫県南部地震の検討、解明について、二、三の願望を述べる。

2　震災の調査と報告　震災調査の目的は色々挙げられるが、その基本は次の点にあると考えられる。

緊急調査としては、地震現象、被害状況等を速やかに捉え、本調査の計画、実施に資するとともに、建築関係の応急対策の策定、推進に寄与することが考えられる。

本調査としては、地震現象の実相、地盤の状況、人的被害の様相、建築被害の実態等を詳細に捉え、それらの検討と解明、究極的には震災対策の策定、整備に寄与することが挙げられる。

大震災の発生は、何十年あるいは数百年に一度であるから、震災調査の結果は、後世における利用も充分念頭においておく必要がある。そのような時でも地震現象、人的物的被害、建物被害等の全容が捉えられ、関係の諸資料が利用可能な状態にあることが望まれる。

調査で得られた生の資料、すなわち現場写真、図面、観測データー等の保存とそれに必要な体制の整備は重要であり、配慮を忘れてはならないと考える。

3　建物の震害調査　構造的被害の調査に限ってみても、対象建物の選択には色々な考えが挙げられる。

まず考えられるのは、調査対象を単体ごととする個別調査を採るか、群とする群調査を採るかであろう。

個別調査、群調査の何れを採用するかは、調査の目的や被害の状況等によるといえよう。何れの道を採るにしても、無被害建物の調査は重要かつ必要と思う。

とかく関心は被害建物に集中しやすく、無被害建物は見落されがちなので、上記の点を強調しておく。

被害、無被害両種の建物の調査があってこそ、建物の耐震性に関する考究、地震動の強さと性質に関する追究等は、一層の確実性を獲得し得ると考えるからである。

次に、群調査が一層推進されることを願望しておく。

これによって得られる、被害建物の地域的分布、地区別被害率等は、被災地における地震動の強さ、耐震力のレベルの考究を、より確実にすると考えるからである。

4　志賀マップ

4・1　マップの狙い　このマップは、68年十勝沖地震の調査から得たものである。無被害建物をも含めたＲＣ造建物群の調査の産物といえる。[1)]

八戸市とその周辺に建つＲＣ造建物の被害を視察した際に、まっ先に気付いたことは、次の２点であった。

第一点は、被害建物は何れも、壁の少ないこと。

第二点は、機械的、すなわち耐震設計の基本を忘れ、規定さえ満足すれば可とする、構造計算の弱点がつかれて生じた被害と受けとれたことであった。

そこで、思いついたことは、上記のような機械的構造

*1　東北学院大学工学部　教授　　東北大学名誉教授

計算に落ち入るのを防ぐ手立を工夫すること。目下手がけている設計が、耐震的におおよそセーフかアウトか、設計者が簡単に判断できる手法を考えることであった。

これらが、マップ作成の動機と目標であった。

その後機会があって、マップの見直しを行った。2)～5)

壁率を1階の床面積当りから、1階以上の延床面積当りに変更するとともに、柱率を示す曲線や層せん断力に対する1階全体の耐力（降伏）を示す曲線等を記入した新マップ（建物追加）を作った。それを図1に示す。

恩師の梅村　魁先生は、このマップを志賀マップと名付けて下さった上に、色々の機会に紹介して下さった。

ついで、78年宮城県沖地震があり、仙台市内の建物について、マップの適合性を確認することが出来た。6)

4・2　マップの見方　図1に示したマップについて、見方等の概要を以下に示しておく。

横軸の$Aw/\Sigma A_f$（cm²／m²）は壁率と称し、1階に存在するＲＣ造壁の水平断面積の梁間、桁行方向別総計、すなわち壁量Aw（cm²）を、1階以上の延床面積ΣA_f（m²）で除した値である。ただし、Awを算出する際、長さ60cm以上のものは総てを採りあげ、袖壁は長さの大小にかかわらず算入する。壁の長さは内法の長さとする。また、延床面積を算出する際、庇、バルコニーの面積は100％算入し、塔屋の面積も含める。

縦軸の$W/(Ac+Aw)$（kg／cm²）は、壁・柱均しのせん断応力度と称する。その分子Wは、上記の1階以上の延床面積ΣA_fに1000kg／m²を乗じた値、すなわち建物の単位床面積当りの重量を1000kg／m²とみなした場合の、1階以上の建物の総重量である。換言すると、ベースシャー係数を1.0とした時の、1階の層せん断力に相当する。

次に分母は、1階における柱の水平断面積の総計、すなわち柱量Ac（cm²）と上記の壁量Aw（cm²）の和である。

従って縦軸は、建物の単位床面積当りの重量、ベースシャー係数の値を上記のように仮定した場合の、1階における壁・柱均しのせん断応力度に相当する。

壁量は梁間、桁行両方向の値があるから、縦軸、横軸とも、建物ごとに2つの値がある。

八戸市とその周辺に建つＲＣ造建物について、縦軸と横軸の値を算出し、被害の有無を区別してプロットして得たのが図1である。

この図を見ると、被害建物と無被害建物が画然と区別されていることが分かる。

無被害建物は、壁率が30cm²／m²以上か、壁・柱均しのせん断応力度が12kg／cm²以下のＣゾーンに属しており、被害建物は、それ以外のＢ、Ａゾーンに属している。

さて縦軸は、$1000(Ac/\Sigma A_f+Aw/\Sigma A_f)^{-1}$と置き換えられるから、柱率$Ac/\Sigma A_f$に関する曲線を、マップ上に記入することが出来る。

$Ac/\Sigma A_f=0$の場合は、柱のない建物、すなわち壁式構造の建物に相当する。本学会の壁式ＲＣ構造計算規準が規定する壁量を、ここでいう壁率に換算して記入したのが、Ａ・Ｉ・Ｊと記した線である。

これらの値は、前記の壁率の限界値30cm²／m²を大幅に超えている。壁式ＲＣ構造が、これまで何時の地震でも、振動的被害をみずにすんだのは当然といえる。

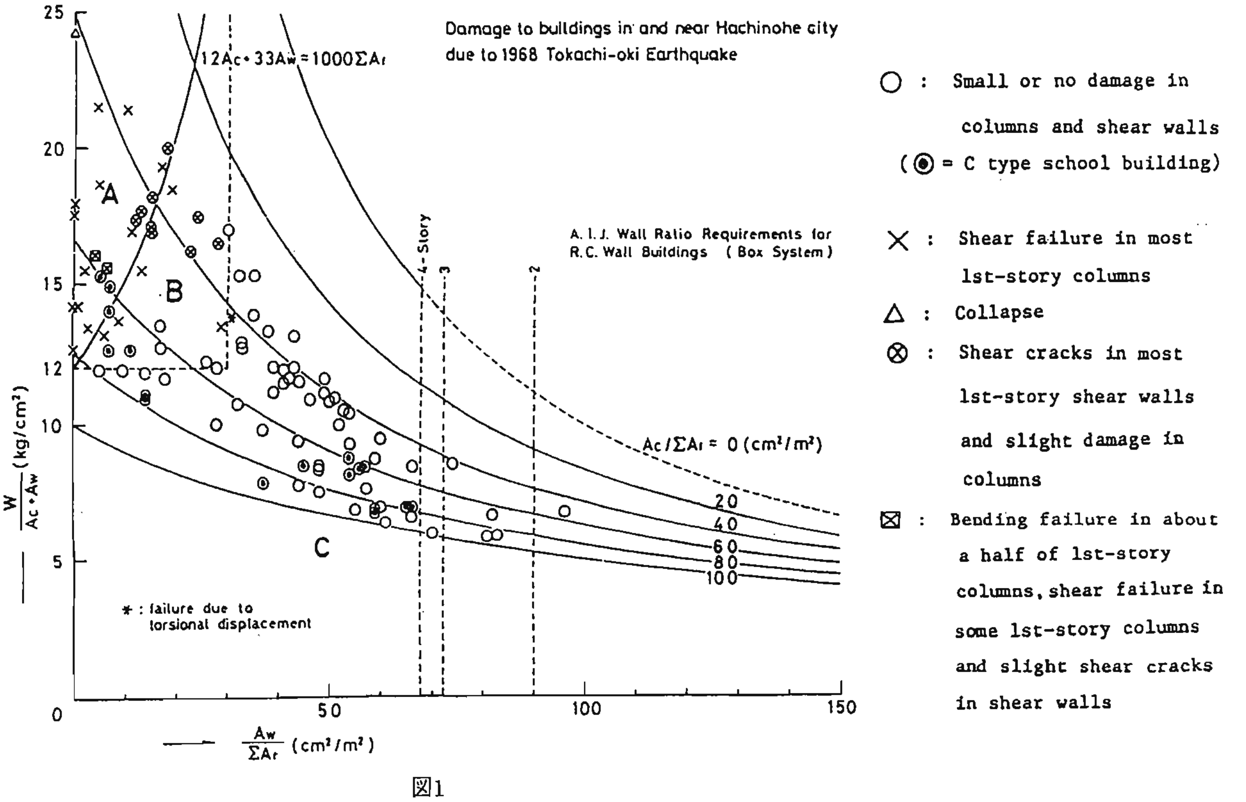


図1

4・3 降伏ベースシャー係数 後の4・4に示すように、マップの縦軸の分子 $1000\Sigma A_f$ は、68年十勝沖地震の際に八戸市等にあったRC造建物の1階の応答層せん断力Qにほぼ相当している。

このことを基に、被害建物と無被害建物とを区分する縦横両軸の限界値について考察すると、水平力に対する柱、壁それぞれの均しの強度を推定することが出来る。

縦軸の限界値12kg/cm²を、壁率 $Aw/\Sigma A_f=0$、すなわち柱だけの純ラーメン構造の場合について考えてみる。

この時縦軸は $Q/Ac=12$kg/cm²となるので、12kg/cm²は、水平力に対する柱の均しの強度に当るといえる。

次に、横軸の限界値30cm²/m²を、柱率 $Ac/\Sigma A_f=0$、すなわち壁式構造の場合について考えてみる。この時、縦軸は $1000(Aw/\Sigma A_f)^{-1}=1000\cdot 30^{-1}=33$kg/cm²となるので、33kg/cm²は、水平力に対する壁の均しの強度に当るとみなせる。

水平力に対する柱、壁の均しの強度を上記のようにみなすと、層せん断力に対する1階全体の耐力(降伏)は、12Ac+33Awとなる。これが1階の層せん断力Qに等しくなる場合を示す下式の曲線もマップに記入できる。

$$12Ac+33Aw=1000\Sigma A_f \qquad (1)$$

この曲線で区分したのが、B、Aゾーンである。

Aゾーンに属する建物は、耐力が想定層せん断力より低く、この点をふまえた慎重な対処が必要な建物。

Bゾーンに属する建物は、耐力が想定層せん断力に近く、充分な検討を要する建物とみなすことが出来る。

さてこのマップでは、建物の単位床面積当りの重量を1000kg/m²とみなしている。これは、取扱いの簡便化のためであり、その実際値は1300kg/m²位である。

この実際値と上記の1階全体の耐力を用いると、降伏ベースシャー係数Cyが求められ、下式のようになる。

$$Cy=12Ac+33Aw/1300\Sigma A_f \qquad (2)$$

(2) 式を用いると、RC造建物群の耐震力の分布が、簡単に捉えられ、その震害予測も可能となる。

4・4 マップの想定地動震度 前の4・2でも示したが、マップの縦軸の分子は、建物の単位床面積当りの重量を1000kg/m²、ベースシャー係数を 1.0とした時の1階の層せん断力である。4・3でも示したが、建物の単位重量の実際値は1300kg/m²位であるから、想定ベースシャー係数の実際値は1000/1300=0.77となる。

建物を各階等質量等階高、1次の振動形を直線とみなし、1次振動だけを考えると、ベースシャー係数Cは、下式のようになる。

$$C=\frac{S_A}{g}\cdot\frac{1}{n}\cdot\sum_{1}^{n}\beta u_i \quad S_A=3300k \quad \beta u_i=\frac{3i}{2n+1}$$

S_A=加速度応答スペクトル　βui=1次の刺載関数

g=重力の加速度　n=層数　i=層位置　k=地動震度

3階建ての場合、$C=\frac{3300}{980}\cdot\frac{1}{3}\cdot\frac{18}{7}k=2.89k=0.77$

従って、想定地動震度は、k=0.77/2.89=0.27となる。

4・5 地震動がより強い場合等 地震動がより強くなる、水平力に対する柱や壁の強度がより高くなるなど、マップに関する諸条件が変る場合、それらに対応するには、マップをどのように直せばよいか。

前の4・4に示したように、マップの想定地動震度 α は、0.27程度である。また前の4・3に示したように、水平力に対する柱、壁の均しの強度の推定値はそれぞれ12kg/cm²、33kg/cm²である。さらに、建物の単位床面積当り重量の実際値としては、1300kg/m²が考えられている(マップ上の採用値は1000kg/m²)。これらの値を、それぞれの基準値として、次の場合を検討してみる。

基準値に対して、①地動震度がKs倍、②単位床面積当りの重量がKm倍、③水平力に対する柱の強度がKc倍、そして、④壁の強度がKw倍、都合4つの場合である。

まずマップを設計に利用する場合、すなわち地動震度、水平力に対する柱、壁の強度が設定される場合を採り挙げてみる。前の4・1から、次の方法が考えられる。

1) a法　マップをそのまま用いる。上記の①、②、③、④を考え、等価な柱量 KcAc/KsKm、等価な壁量 KwAw/KsKmを用いて、所属ゾーンを調べる。

2) b法　マップの縦横両軸はそのまま。上記の①~④を考え、縦横両軸の限界値をそれぞれ Kc12/KsKm、KsKm30/Kwとして、所属ゾーンを求める。

3) c法　縦横両軸と両限界値を直す。上記の①、②を考え、縦軸の分子を $KsKm1000\Sigma A_f$ に直す。次に③のために、縦軸の限界値をKc12に変え、④を考えて、横軸の限界値KsKm30/Kwに直す。このマップについて、所属ゾーンを調べる。

なお、b法、c法のA、Bゾーン区分は下式となる。

$$Kc12Ac+Kw33Aw=KsKm1000\Sigma A_f \qquad (3)$$

このc法の概要を図2に示しておく。

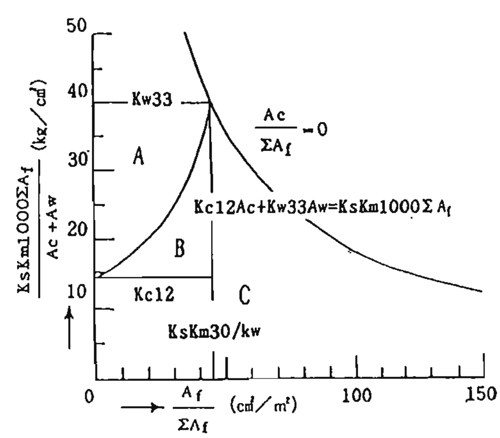


図2

4・6 地動震度、耐震力の推定

前の4・1に示したが、マップの狙いは設計への利用にあった。

とはいえ、RC造建物の被害が著しい地域における、地動震度やRC造建物群の耐震力の概略推定にも利用し得る。前の4・5に示したb法を準用するのである。

まず、建物の単位床面積当りの重量の、基準値に対する倍率kmを設定しておく。なお、Kc,Kw=1.0とする。

次に調査建物を、被害の有無を区別しながらマップにプロットし、両種の建物群を区別する縦横両軸それぞれの限界値 σ_c (kg/cm²)、w (cm²/m²) を求める。さらにwについて、$Ac/\Sigma A_f=0$ の時の縦軸の値 σ_w (kg/cm²) を、後に示す耐震力の推定のために求めておく。

さて、推定地動震度は、マップの想定震度 α とすると、$\alpha 12/\sigma_c Km$、$\alpha w/30Km$ となる。

両推定値に相違のある時は、平均するなど工夫する。

ここで、Kmが 1.0の場合の推定例を示しておく。

縦横両軸の値をプロットした結果、両軸の限界値が、それぞれ6.0kg/cm²、60cm²/m²になったとする。

縦軸からの推定　　0.27×12/6.0=0.54

横軸からの推定　　0.27×60/30 =0.54

藤原悌三博士は、兵庫県南部地震の際の阪神地区におけるRC造建物について、本マップに準じた調査を進められ、縦横両軸の限界値をそれぞれ10kg/cm²、50cm²/m²と報告されている。[7]

建物の単位床面積当りの重量（1300kg/m²）、柱量、壁量の算出法（耐震診断基準、本マップの約0.8倍）の相違を考えて、上記の限界値を本マップのそれに換算すると、縦横両軸の限界値は、それぞれ次のようになる。[8]

10×0.8/1.3=6.2kg/cm²、50/0.8=62.5cm²/m²

これらの値は、上記の例題の仮定値に極めて近いので、調査地域の地動震度は、例題の値程度と推定される。

次に、耐震力の推定について述べておく。

前述の地動震度の推定例では、推定値が、強震観測等の示す値とよく整合している。このような場合は、調査建物群の柱、壁の均しの強度が、マップ作成時の建物群（68年十勝沖）のそれとほぼ同一とみなせる。

このような整合性がみられない場合もあり得る。例えば、調査建物群の中に、均しの強度がより高い新耐震規定による建物が多く含まれているような場合である。

そこで、このような場合への対処を次に示しておく。

前の地動震度の推定で得られた縦横両軸の限界値 σ_c、σ_w を用いる。マップの想定地動震度を α（4・4に示す）、強震観測等が示す地動震度を $\overline{\alpha}$ とする。

$\overline{\alpha}$ に関するマップ［縦軸の分子 $(\overline{\alpha}/\alpha)1000\Sigma A_f$］の限界値 $\overline{\sigma}_c$、$\overline{\sigma}_w$（柱、壁の実際の強度）は、それぞれ σ_c、σ_w の $\overline{\alpha}/\alpha$ の倍である。従って降伏ベースシャー係数は $Cy=(\sigma_c Ac+\sigma_w Aw)(\overline{\alpha}/\alpha)/Km1300\Sigma A_f$ となる。Cyの分布を知れば、耐震力の評価が可能である。

5 兵庫県南部地震

兵庫県南部地震発生後3年近くになる。本学会編集の阪神・淡路大地震調査の刊行も始っている。本調査報告が、関連学問分野の進展、震災対策の策定、整備に寄与するところは、極めて大きいと確信している。

本地震は、建築構造関係に限ってみても、検討、解明の期待されている点が多い。検討、解明の成果は、各所で報告されつつあり、改めて希望を述べる必要もないと思うが、あえて二、三を以下に記しておく。

まず挙げたいことは、建物の被害の著しかった地区における地震動に関することである。地区ごとの地震動の強さや性質の解明を願望している。地動震度のコンターラインが描かれることを期待している。

地震動に関する情報は、建物の地震時挙動、その震害等の解析上不可欠と考るからである。

次に挙げたいことは、震災地域内の建物群、特にRC造、木造の建物群における耐震力の分布の解明である。

法律、規準を基に造られた建物群が、どの程度の耐震力を具備し得ているか。その実態は、機にふれて検討される必要があり、稀にみる機会と考えるからである。

特に木造住家については、耐震力の分布の解明、さらにそのあるべきレベルに関する検討を切望しておく。

6千人強の死者、30万人を超すホームレス者の出現の主因が、木造住家の全壊、全焼にあったことを思うと、死者数、ホームレス者数に看目した、耐震力のレベルに関する検討の必要性を強調しないわけにはゆかない。

ついで挙げたいことは、建物の被災地域にあって、軽微な被害、無被害ですんだ建物の調査、検討である。

この種の検討からこそ、耐震設計上の貴重な教訓が得られると思うからである。

6 おわりに

震災の様相は、時代の推移、社会の進展に伴って変貌し、複雑さを増しつつある。それだけに、建物の震害調査に対する調査者の問題意識が肝要と思っている。

引用文献

1) 志賀敏男　柴田明徳：高橋暉雄：鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率 日本建築学会　東北支部研究報告集第12号　1968　PP29～32
2) 志賀敏男　高橋暉雄：鉄筋コンクリート造建物の壁率と震害（続報） 日本建築学会　東北支部研究報告集第25号　1975；3　PP45～48
3) 志賀敏男：鉄筋コンクリート造建物の震害と壁率、柱率 資料解析研究　Vol2　1975 PP46～55 文部省自然災害特別研究　自然災害科学資料収集解析総合研究班
4) 志賀敏男：構造物の震動　共立出版　1976　PP257～264
5) EATHQUAE DAMEGE AND THE AMOVNT OF WALLS IN REINHORCED CONCRET BUILDINGS　THE 6TH WCEE 1977 PP7·49～7·54
6) 志賀敏男：日経アーキテクチュア、第77号　1979・3　PP42～49
7) 藤原悌三：中低層鉄筋コンクリート造建物の耐力と被害　structure　No60 1996・10　日本建築構造技術者協会　PP69～73
8) 阿部良洋　守　研二：兵庫南部地震で被災したRC造建物の壁率マップによる検証　日本建築学会東北支部研究報告集第60号　1997・6　PP491～494

4．耐震設計の新たな展開のために問われているものは何か？

兵庫県南部地震後の耐震構造の諸問題

東京大学大学院工学系研究科　小谷俊介

1．はじめに

1995年兵庫県南部地震は、建築耐震構造を見直す機会を与え、新しい問題提起があった。しかし、この地震は、これまでの多くの大地震と異なり、耐震構造に対する負の再評価を要求するものではなく、先人の努力の成果を確認する事項も多かった。ここでは、鉄筋コンクリート(RC)構造の立場から、耐震構造に関する歴史を振り返り、地震被害の実状を把握し、兵庫県南部地震の被害を分析し、我々が直面する耐震構造について私見を述べたい。

2．耐震構造の発達

日本における地震に関する研究は、1880 年横浜地震(M5.5)を機会に、外国人お雇い教師 J. Milne (1850 - 1913), J. A. Ewing (1855 - 1935), T. Gray (1850 - 1908)らを中心に地震学会が組織されたことに始まる。建築学会は、1877 年に工部大学校造家学科に招聘された教師 J. Conder (1852-1920)の指導のもとに、1886 年に組織され、1897 年に建築学会と改称し、そして現在の(社)日本建築学会(1947 年改称)と発展してきた。

地震工学の展開は、1891 年濃尾地震に始まると言えよう。この地震は巨大内陸型地震であり、愛知県および岐阜県を中心に、死者 7,273 人、負傷者 17,175 人、全壊家屋 142,144 戸、半壊家屋 80,184 戸の災害となった。Milne は、地震被害が軟弱地盤で大きく、丘陵のような地盤が良いところでは小さいこと、地面に掘った穴の底では地表よりも地震動が小さいこと、建築物は鉛直荷重だけではなく水平方向の慣性力に対しても安全な検討をすべきこと、などを報告している[1]。Milne の観察は地盤振動に関する重要な指摘である。Conder も現地を調査し、造家学会で報告すると共に、帝国大学工科大学における建築教育に構造を取り入るきっかけとなっている。この地震を契機として、木造の耐震化に関する技術が検討された。

東京帝国大学工学部建築学科の講師であった佐野利器(1880-1956)は、建築学科の中村達太郎教授、理学部の大森房吉らと 1906 年のサンフランシスコ大震災を視察し、都市の地震災害および火災に対して RC 構造を普及させることを提言している。

耐震工学に画期的な影響を与えたのは、1908 年 Messina(イタリア)地震である。83,000 人の死者と組積造に多くの被害をもたらせた。イタリア政府が設置した特別委員会は、地震時に建築物に作用する動的な慣性力を、等価な静的水平力に置き換えて設計すること、すなわち、建物の設計用層せん断力を、1 階では上階重量の 1/12、2 階と 3 階は上階重量の 1/8 とすることを提案している[2]。これが世界で最初の定量的な耐震設計の提案である。

有名な「佐野震度」は、1916 年に佐野利器助教授の「家屋耐震構造論」の第 1 章「緒論」で公表された。その大きさは、東京の下町の地表の予期震度を 0.3 とし、剛な構造では建物上部で地動よりも大きく、柔な構造では小さくなることを解説している。

このように耐震設計に等価水平力を使用することが提案されたが、水平力に対する構造物の実用解法は 1930 年初頭の H. Cross の固定法あるいは武藤清(1903 - 1989)の D 値法までまたなければならなかった。この点で、工学的に信頼できる耐震構造の歴史は高々 60 数年であり、極めて歴史が浅い。

日本最初の建築物に関する法律は、1919 年に公布された「市街地建築物法」である。建築物の安全、衛生および防火などの技術的な規定は 1920 年に公布された「市街地建築物法施行規則」に定められた。この施行規則に定める RC 構造に関する多くの構造規定は現行の建築基準法施行令に受け継がれている。この時点では耐震設計および耐風設計に関する規定はない。

1923 年関東地震(M7.9)は東京及び横浜を中心に、死者 99,331 人、行方不明者 43,476 人、全壊家屋 128,266 戸、半壊家屋 126,233 戸、焼失家屋 447,128 戸の大きな被害を生じさせた。東京市内の RC 造建築物 592 棟の被害は、全壊 7 棟、半壊 11 棟、大破損 4 棟、小破損 69 棟、無被害 462 棟と報告されている[3]。当時の RC 構造技術の完成度が低いこと、耐震設計規定がなかったことを考慮すれば、この被害は極めて少ないと言える。むしろ、東京では震央から離れており、地震動の大きさも大きくなかったことが推定される。

全数
4% 被害
56% 無被害

関東地震に基づき、設計用地震力として設計震度 0.1 が市街地建築物法施行規則に導入された。これは、関東地震による東京下町の最大地動加速度が 0.3G 程度と評価されたことと、構造物を剛体と仮定して振動による増幅を無視したこと、材料強度に対する許容応力度の安全率が 3 程度であることを勘案して決められた。

次の地震工学の大きな展開は、1932 年から地震観測業務を委託された U.S. Coast and Geodetic Survey が 1933 年 Long Beach 地震の強震動観測に成功したことである。その後、1940 年 Imperial Valley 地震では有名な El Centro 記録が観測されている。これらの不規則な地震動に対する振動系の応答解析は、1941 年に M.A. Biot が振りばねを用いた機械式応答解析装置を用いたのが最初である。構造物の周期により応答が異なることが明らかにされた。この地震動に対する構造物の応答特性を設計基準に初め

て導入したのが、1943 年 Los Angeles 市の建築基準である。すなわち、層が支持する重量に対する層せん断力係数Cの値が、

$$C = \frac{0.60}{N + 4.5}$$

と規定された。ここで、N：当該層よりも上にある階数である。

日本では、1950 年に公布された「建築基準法」で、長期と短期の許容応力度を変える新しい方法を採用し、短期許容応力度を導入することに応じて設計震度を 0.2 に設定した。構造物の周期によって設計震度を変える考え方は 1981 年の新耐震設計法まで行われなかった。地盤条件による設計震度の割増しは 1952 年の建設省告示に採用している。

強震動観測によるデータおよびアナログ計算機による応答解析結果が蓄積されると、1959 年にカリフォルニア州構造技術者協会（SEAOC）から SEAOC Code が提案された。設計用ベースシアVは

$$V = Z\,K\,\frac{0.5}{\sqrt[3]{T}}\,W$$

として、構造物の周期Tと構造形式による係数Kに依存し、構造物高さ方向の地震力分布は逆三角形分布としている。

計算機技術の発達、構造物の破壊に至る実験データの蓄積などにともない、1950 年末期から建築物の非線形応答解析が可能になってきた。1960 年の論文で N.M. Newmark[4]は弾性系と弾塑性系の最大応答に関して等エネルギー則、等変位則などの経験則を提案している。この提案が現在、多くの国で設計地震力の規定に用いられている。

1968 年十勝沖地震では、RC 造校舎の柱がせん断破壊したことから、1971 年には「建築基準法施行令」では柱の頂部と脚部の帯筋間隔を 100 mm にする仕様規定を設けた。(社)日本建築学会では、「鉄筋コンクリート構造計算規準」を改定して、短期許容せん断力を終局強度に基づいて算定することにした。この改定により、RC 構造では許容応力度設計の形式を取りながら、地震力に対しては終局強度に基づく強度評価を行うことになった。

1976 年に、ニュージーランドでは、塑性設計法に基づく「耐力設計法」と呼ばれる手法が RC 構造に採用されている。これは、設計者が想定する崩壊機構により大地震に抵抗させる新しい考え方であり、(社)日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型設計指針[6]」の基礎となっている。

1978 年に、アメリカでは新しい地震工学の知見を考慮したモデル・コードとして ATC-03（Applied Technology Council）[5]が提案されている。ここでは、建設地の表層地盤の影響と構造物の変形能を考慮して、ベースシア係数Cを

$$C = \min\{2.5A_aS_1, 1.2A_vS_2 / T^{2/3}\} / R$$

としている。ここに、A_a、A_v：有効最大地動加速度および有効最大地動速度に対応する加速度、S_1、S_2：地盤による修正係数、R：構造物に期待される変形能による低減係数である。各種の地盤で観測された地震動の応答スペクトルが整理されて、地盤の影響が工学的に考慮されている。

1981 年に「建築基準法施行令」が改定されて、いわゆる「新耐震設計法」が導入され、従来の許容応力度設計法に加えて、構造物の保有水平耐力を検定する方法が採用された。設計用地震力は、構造物周期と地盤の卓越周期に基づき、層せん断力を定める点が新しい。また、必要保有水平耐力の大きさを、降伏する部材の変形能に基づいて評価する点も優れている。必要保有水平耐力には、平面的な重心と剛心の偏心、高さ方向の剛性分布を考慮することになった。

以上、耐震構造の発達を主として設計地震力の点から概観した。

2．建築物の地震被害統計と応答解析

2.1 1985 年メキシコ地震

1985 年メキシコ地震は、震源から約 400 km も離れたメキシコ市で、特に、旧湖沼を埋立てた軟弱地盤地域に被害を生じさせた。

(1) メキシコ市の被害統計

（社）日本建築学会の調査団は、旧湖沼地域でも特に被害が大きかった場所（市中心部の約 20%）を限定して、その地域に存在する全建物について、外観から被害度（軽微、小破、中破、大破、部分倒壊、全体倒壊）を調査した[7]。ここでは、被害度を小破以下を小破、中破と大破をまとめて大破、部分倒壊および全体倒壊を倒壊と定義して、ＲＣ造建物について、建物の階数と被害度の関係を表 2.1 に示す。

建物の棟数は階数と共に減少し、調査建物総数の 73%は３階以下であった。全調査建物の 93.8%は小破以下の被害で止まっていた。倒壊は全体の 1.9%、大破は 4.3%である。倒壊および大破の被害の割合は、建物階数が大きくなるにしたがい大きくなっている。

(2)弾塑性地震応答解析

旧湖沼地域３箇所で観測された地震動の加速度スペクトルは、固有周期 1.0 秒よりも長い部分で大きく、地震動記録 SCT1 の EW 成分では２秒付近で 0.9ｇ以上の値を示した(減衰定数 0.05)。建物の被害統計と地震動の強さとの相関を調べるために、これらの地震動に対して構造

物を1自由度系に理想化して弾塑性応答解析を行なった。RC 造建物の被害情況から、構造物のエネルギー消費能がよくないと判断して、建物の履歴性状には Takeda-Slip モデルを使用した。単調載荷時の復元力特性は、ひび割れ点(Dc、Fc)、降伏点(Dy、Fy)で剛性が変化する Tri-linear 形とし、Fc=Fy/3、Dc=Dy/12 とした。降伏耐力 Fy は、1977 年施行メキシコ市設計基準の旧湖沼地域に対する設計用ベース・シア係数（図 2.1）で許容塑性率Q＝1.0 と 4.0 とした 2 種を使用した。降伏後の剛性はゼロとした。振動系の周期は降伏点の割線剛性に対応する値とし、減衰は初期弾性時に減衰定数を 0.05 とする瞬間剛性比例型を用いた。地盤と建物の相互作用は無視した。

表 2.1：1985 年メキシコ地震によるＲＣ造建物の被害統計

	建物階数	小破	大破	倒壊	合計
	1	689(97.5)	17(2.4)	1(0.1)	707(100)
	2	1,756(96.0)	57(3.1)	17(0.9)	1,830(100)
94%	3	752(95.3)	26(3.3)	11(1.4)	789(100)
	4	412(95.2)	16(3.7)	5(1.2)	433(100)
	5	332(94.1)	9(2.5)	12(3.4)	353(100)
	6	140(94.0)	2(1.3)	7(4.7)	149(100)
	7	74(75.5)	11(11.2)	13(13.3)	98(100)
	8	34(77.3)	9(20.5)	1(2.3)	44(100)
55%	9	23(54.8)	8(19.0)	11(26.2)	42(100)
	10	15(62.5)	6(25.0)	3(12.5)	24(100)
	11	11(57.9)	8(42.1)	0(0.0)	19(100)
	12	3(18.8)	10(62.5)	3(18.8)	16(100)
	13	1(14.2)	6(85.7)	0(0.0)	7(100)
	14	2(50.0)	2(50.0)	0(0.0)	4(100)
	15	4(44.4)	5(55.5)	0(0.0)	9(100)
	16	0(0.0)	1(50.0)	1(50.0)	2(100)
	17	2(40.0)	1(20.0)	2(40.0)	5(100)
	18	1(100)	0(0.0)	0(0.0)	1(100)
	Total	4,251(93.8)	194(4.3)	87(1.9)	4,532(100)

（　）：同じ建物階数の建物に対する割合.

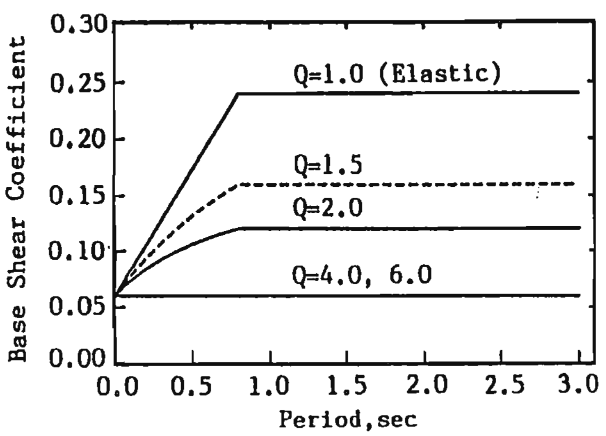


図 2.1：旧湖沼地帯における設計用ベース・シア係数
(1977 年設計基準)

設計用許容塑性率Q＝1（図 2.2）とする振動系では、地動記録 SCT1 の場合を除き、最大応答塑性率はほぼ 1.0 以下におさまった。地動記録 SCT1 の EW 成分では、弾性応答スペクトルと異なり、広範囲の周期で塑性率が 1.0 を越え、短周期系でも塑性率が大きくなっていることが注目される。

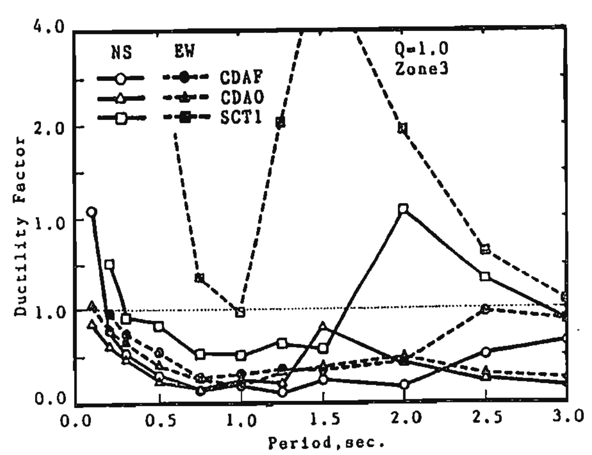


図 2.2：許容塑性率Q＝1の系の応答塑性率

設計許容塑性率Q＝4（図 2.3）の系では、3箇所で観測された地震動記録に対して、応答塑性率はほぼ同じ傾向を示し、降伏点周期が 2.2 秒より短いすべての系では、設計で想定した許容塑性率を大きく越えている。これは、比較的周期が短い中低層建物に大きな被害を与えることを示唆するもので、中低層建物ほど被害が少なかったとする被害統計とは全く異なる結果を示した。2種の許容塑性率に対する解析結果から、応答塑性率に対して強度が最も大きく影響することがわかる。

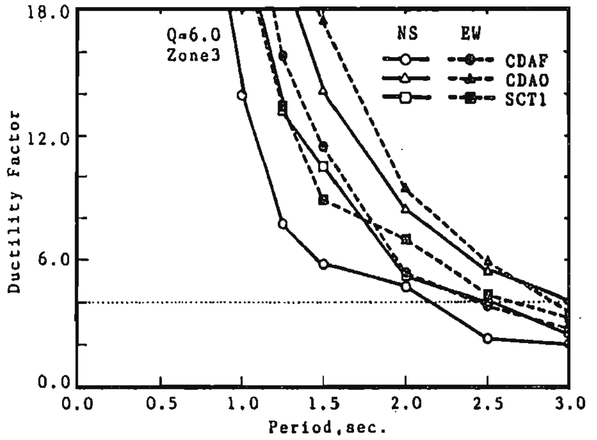
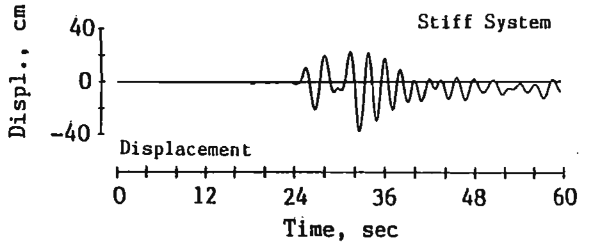
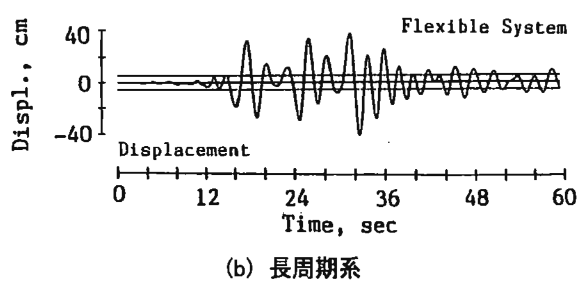


図 2.3：許容塑性率Q＝4の系の応答塑性率



(a) 短周期系



(b) 長周期系

図 2. 4：短周期形と長周期形の応答変位波形

強度が小さい系で応答塑性率が極めて大きくなった理由は、旧湖沼における地動では周期 2 秒程度という周期が卓越し、短周期系の弾性周期に比べて遥かに長い。このため、地動による慣性力は系に対してほぼ静的に作用して、地震動の振幅が降伏震度を超えると塑性変形を増大させるためである。例えば、卓越周期 2.1 秒の地動 SCT1(EW)に対する周期 0.3 秒（短周期系）と 1.5 秒（長周期系）の系の応答を比較する（図 2.4)。降伏震度は共に 0.1 で、降伏変位は短周期系が 0.22 cm、長周期系が 5.6 cm である。短周期系では、地動加速度が降伏震度を越える約 16 秒から急速に塑性変形が増大し、等価剛性が低下し、25 秒では応答変位が 10〜20 cm（塑性率 45〜90）にもなって長周期系の変位応答とほぼ同じ波形を示した。

(3)まとめ

被災地で観測された地震動を用いた弾塑性応答解析では、実際の被害統計を遥かに超える大きな被害を、特に中低層の建物に示唆する結果となった。これに反して、実際の中低層建物の被害が少なかったのは、低層の建物では配筋規定が厳しい靭性志向型に設計するよりも、設計が容易な強度志向型で設計されることことが多いこと、低層建築物では法規により要求される水平耐力に比べて鉛直荷重に対する設計にともなう耐力にかなり余裕があることなど、実際の構造物の水平耐力が設計耐力に比べて高いためと判断される。これに対して、重量が大きくなる中高層建物では設計用地震力の大きさが大きくなり、靭性に依存して設計力を低減する設計を行なう必要が生じるため、設計で想定した靭性に相応する被害を生じたと考えられる。軟弱地盤のように長周期成分が卓越する場合には、短周期の構造に十分な強度を確保する必要がある。

2. 2 1992年エルジンジャン（トルコ）地震

1992年トルコ共和国東方のエルジンジャン市で直下型地震（M6. 8）が発生し、死者677名の被害を生じさせた。（社）日本建築学会と（社）土木学会は共同で調査団を結成し、イスタンブールにあるボアチッチ大学と協力して被害調査を行なった。

(1)エルジンジャン市の被害統計

エルジンジャン市で最も被害が大きかった市中心部を選定して、鉄筋コンクリート造建物全数に対する外観目視による被害度調査を行なった。被害度は、無被害、軽微、小破、中破、大破、倒壊に分類して報告されている[8]。ここでは無被害、軽微および小破をまとめて小破、中破と大破をまとめて大破、倒壊および調査時に取り壊されていたものを倒壊として分類し、表2. 2に示す。

エルジンジャン市は、1939年の大地震で壊滅し、その後の復興では建物建設の高さを3階以下に制限したが、経済発展および建設技術の向上に期待して、この制限が緩和され、現在では6階建ての建物が許可されている。調査地域では、最高高さは5階建てであり、2階建てから4階建てが最も多い。

被害統計をみると、１階および２階建ての建物には小破のみであり、大破あるいは倒壊は見られなかった。３階建てから４階建て建物では、大破および倒壊した建物の数が多くなるが、５階建て４棟では小破に止まっていた。調査建物全体では、倒壊が6.6%、大破が16%と被害割合が高い。

表 2.2：エルジンジャン市における RC 造の被害統計

建物階数	小破	大破	倒壊	合計
1	28(100)	0(0.0)	0(0.0)	28(100)
2	125(100)	0(0.0)	0(0.0)	125(100)
3	114(77.0)	34(23.0)	0(0.0)	148(100)
4	57(51.8)	34(30.9)	19(17.3)	110(100)
5	4(100)	0(0.0)	0(0.0)	4(100)
不明	0(0.0)	0(0.0)	9(100)	9(100)
合計	328(77.4)	68(16.0)	28(6.6)	424(100)

(　)：同じ建物階数の建物総数に対する割合.

(2)弾塑性地震応答解析

現行のトルコの耐震規定は 1975 年に改正されている。地震水平力係数Ｃの値は、

$$C = C_o \, K \, I \frac{1}{0.8 + T - T_o}$$

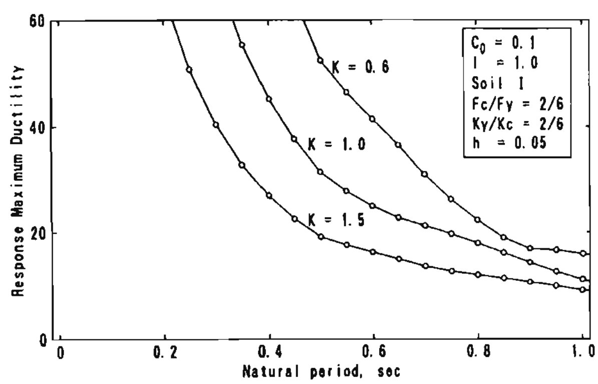
で与えられる。ここに、エルジンジャンでは標準地震力係数 C_o=0.10、鉄筋コンクリート造の構造種別係数Ｋ＝0.60～1.5 程度である。地盤卓越周期 T_o はエルジンジャンの良質な地盤では 0.25 sec であろう。重要度係数 I は一般建物では 1.0 である。

現行の基準で耐震設計された構造物の地震応答を推定するために、構造物を 1 自由度系に理想化した弾塑性地震応答解析を行なった。系の復元力特性は、(Fc、Dc)、(Fy、Dy)で剛性が変化する Tri-linear 型とし、降伏強度は設計基準に定める値とした。また、Fc=Fy/3、Fy/Dy=(Fc/Dc)/3、降伏後の剛性は弾性剛性(Fc/Dc)の 1/100 と仮定した。履歴モデルは Takeda Model とした。このモデルでは脆性破壊する性状を表現できないが、変形能がある構造物に要求される塑性率を推定することができる。減衰は瞬間剛性に比例するものとし、弾性時の減衰定数が 0.05 となるように定めた。

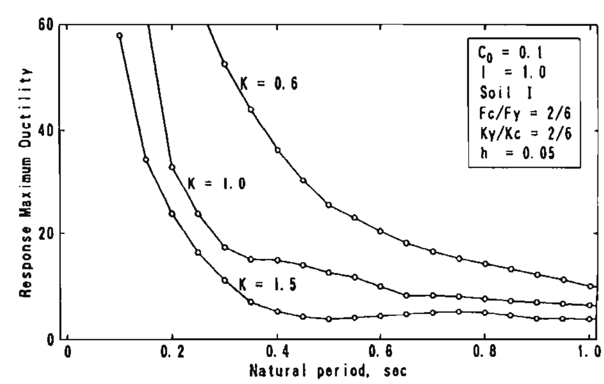
エルジンジャン市の建物の高さは６階以下であることから、系の弾性周期は 0.1 から 0.6 秒に設定した。構造種別係数Ｋは 0.6、1.0、1.5 の場合について検討した。

トルコ共和国の建設省地震研究局では、震央から約 5 km 離れた気象台の建物で強震観測を行い、記録を得ている。強い振動は約 20 秒間継続し、地震開始から 2～4 秒に、南北方向では最大加速度 0.5G、東西方向では最大加速度 0.4Gを記録した。この観測記録を系の基礎固定として入力した。

弾塑性地震応答解析結果を、南北方向および東西方向の地震動に対して図 2.5 に示す。横軸は系の弾性周期である。設計規準に従った水平耐力を有する系では、応答塑性率が極めて大きい値となっており、特に、東西方向の地震動に対しては、弾性周期 0.6 秒以下の構造物では塑性率 15 を超える応答になっており、エルジンジャン市のすべての建築物が倒壊していることになる。これは調査した被害統計と大きく異なる結果となっている。しかも、弾性周期が短くなるにしたがい、応答塑性率が大きくなっており、1 階建てあるいは 2 階建て建物には小破以上の被害が無かったことと矛盾する。



(a) 南北方向地震動



(b) 東西方向地震動

図 2.5：最大応答塑性率（Ｋ＝ 0.6, 1.0 and 1.5）

このように、応答解析により被害を予想する研究では、実際の構造物の水平耐力を正しく評価しないと、被害を過剰に評価する結果になるので、注意が必要である。

3．阪神・淡路大震災とRC造建物の被害

建築基準法および関連法規を満たす建築物の耐震安全性のレベルを検証するために、1995年兵庫県南部地震による鉄筋コンクリート(RC)構造の被害の統計を紹介する。

(1) 被害調査の方法

日本建築学会近畿支部では、被害が大きかった灘区と東灘区の震度Ⅶと判定された区域に限定して、RC造建物の全数3,911棟について被害度を調査した[9]。

調査地域の特色は、

・建物用途は、集合住宅および戸建て住宅が75.4%を占めること、

・建設年代は、1981年の建築基準法施行令改正(新耐震設計法)以後が47.5%で、1971年の建築基準法施行令改正(帯筋間隔強化)以前の建築物は17.4%と少ないこと、

・建物階数は、２階以下が8.9%、３階建て26.8%、４階建て29.3%、５階建て17.5%、６階以上17.5%で、３～５階建ての中低層建築物が73.6%であること、

・構造形式的には、1階に壁のないピロッテイ構造(定義が明確ではない)が9.6%を占めていること、

などである。

被害の程度は無被害、軽微、小破、中破、大破、倒壊の６段階に分けて報告されているが、ここでは使用性が問題ないと思われる小破以下の被害を便宜的に「小破」、構造的な補修・補強を必要とする中破及び大破をまとめて「大破」、倒壊及び調査時に取り壊されていて被害度が不明な建物をまとめて「倒壊」と呼ぶことにする。

(2) RC造建物の被害概要

被害の程度は、全調査建物の88.5%が小破、5.9%が大破、5.7%が倒壊となっている。最も被害が大きい震度Ⅶの地域でも、RC構造の被害は少なかった。関東大震災以来、都市における建築物を耐震化する努力が続けられ、その努力の成果であると言える。

被害を1981年「新耐震設計法」施行前後の建設年代で分けると、1981年以前の建物2,017棟では大破7.4%、倒壊7.8%に対して、1981年以降の建物1,844棟では大破4.0%、倒壊2.1%となっている。「新耐震設計法」の施行により、建築物の耐震性能が大幅に向上している。

表3.1：新耐震設計法(1981年)以前の建物の被害

階数	小破	大破	倒壊	合計
1	20(90.9)	1(4.5)	1(4.5)	22(100)
2	215(92.7)	9(3.9)	8(3.4)	232(100)
3	532(93.0)	17(3.0)	23(4.0)	572(100)
4	524(85.8)	41(6.7)	46(7.5)	611(100)
5	269(79.6)	29(8.6)	40(11.8)	338(100)
6	59(75.6)	10(12.8)	9(11.5)	78(100)
7	49(58.3)	16(19.0)	19(22.6)	84(100)
8	19(63.3)	7(23.3)	4(13.3)	30(100)
9	3(33.3)	4(44.4)	2(22.2)	9(100)
10	20(48.8)	15(36.6)	6(14.6)	41(100)
合計	1710(84.8)	149(7.4)	158(7.8)	2017(100)

(　)は同じ階数の建物総数に対する割合(%)

表3.2：新耐震設計法以降の建物の被害

階数	小破	大破	倒壊	合計
1	8(100)	0(0.0)	0(0.0)	8(100)
2	85(98.8)	0(0.0)	1(1.2)	86(100)
3	460(98.1)	2(0.4)	7(1.5)	469(100)
4	508(95.7)	9(1.7)	14(2.6)	531(100)
5	333(97.4)	5(1.5)	4(1.2)	342(100)
6	135(91.8)	9(6.1)	3(2.0)	147(100)
7	90(86.5)	12(11.5)	2(1.9)	104(100)
8	44(75.9)	11(19.0)	3(5.2)	58(100)
9	19(73.1)	7(26.9)	0(0.0)	26(100)
10	51(69.9)	18(24.7)	4(5.5)	73(100)
合計	1732(93.9)	73(4.0)	38(2.1)	1844(100)

(　)は同じ階数の建物総数に対する割合(%)

この比較は、既存不適格建築物の耐震補強の必要性を如実に示している。しかし、1981年以前の建設でも84.8%は小破以下の被害であったことを忘れてはならない。このような希な地震に対しても小破程度に被害を抑えようとする完全主義的な目標を掲げても、耐震補強を必要とする建物は全体の２割程度である。

(3) 建物高さと被害割合

建物の建設年代を1981年で分けて、高さによる被害の違いを見てみると、表3.1及び表3.2の通りになる。ただし、1971年以前では７階を超える中高層建物が極めて少なかった。

表3.1及び表3.2に共通していることは、建物高さが５階あるいは６階を超えると、大破あるいは倒壊の割合が大きくなることである。

今度は表3.1と表3.2を比較すると、新耐震設計法は低層から中高層までの建物に対して、ほぼ一様に耐震性を向上させていることがわかる。それでも、やはり７階を超える建物の２割以上に補修を必要とする大破・倒壊の被害が生じている。これらの中高層建物の設計・建設に高い技術を必要とすることがわかる。

(4) ピロティ構造と被害割合

調査地域の全建物と「ピロティ構造」の棟数を建物階数別に比較し、同じ階数の建物に占めるピロティ構造の割合を( )内に、また、ピロッティ構造で大破・倒壊した棟数を示し、( )内に同じ高さのピロティ構造に占める割合を表3.3に示す。１階建てにピロッティ構造があるのは理解できないが、６階建て以上でピロッティ構造の割合が多くなり、15%程度になっている。建設年代別にピロッテイ構造の棟数を調べると、1971年以前では47棟、1971-81年で144棟、1981年以降で186棟と増えている。

表3.3：ピロッティ構造の棟数と被害

階数	全建物	ピロッティ構造 (全建物に対する%)	大破・倒壊 (被害の%)
1	30	3(10.0)	0(0.0)
2	318	12(3.8)	0(0.0)
3	1048	74(7.1)	12(16.2)
4	1147	111(9.7)	26(23.4)
5	683	63(9.2)	20(31.7)
6	225	37(16.4)	8(21.6)
7	188	34(18.1)	17(50.0)
8	89	20(22.5)	11(55.0)
9	36	4(11.1)	3(75.0)
10	114	18(15.8)	5(27.8)
合計	3878	376(9.7)	102(27.1)

３～６階建てピロッティ構造の２割が大破・倒壊し、７階建て以上では約半数が大破・倒壊している。ピロッティ構造の被害を年代別に見ると、1981年以前建物の42～44%が大破・倒壊したが、1981年以降では11%に減少している。新耐震設計法によりピロッティ構造の耐震性能が向上したが、まだ改良の余地がある。

(5) 死亡原因の実態

地震後に亡くなった方を含めると6,400人を超える死者・不明者をだしている。厚生省では、死亡届けと死亡診断書に基づき5,479人の死亡者について死亡原因調査を行っている。その結果、家屋の倒壊による窒息・圧死が88%、火災による焼死・熱傷が10%と報告している。建物の倒壊による死者は、老朽化した木造家屋の倒壊に起因している。

RC構造の被害調査結果が示すように、現行の建築基準法は世界的に見ても非常に高い耐震安全性を保証する技術に裏付けられている反面、現行基準を満たさない数多くの既存不適格建築物を放置したことが、今回の大きな災害につながった。このような事態を招いたのは、行政指導による既存不適格建築物の改善が不徹底であったことと共に、国民が自己の財産と生命を守るための努力を怠っていたことが原因であったと言っても過言ではあるまい。

4.建築基準法と問題点

建築基準法および関連法規を阪神淡路大震災の被害状況の観点から検討してみよう。建築基準法の第１章「総則」の第１条（目的）には、「この法律は、建築物の敷地、構造、設備及び用途に関する最低の基準を定めて、国民の生命、健康及び財産の保護を図り、もって公共の福祉の増進に資することを目的とする。」と述べている。

(1) 専門情報の公開

現在の耐震設計の基本的な考え方は、

・建築物の供用期間に数度発生する小地震動に対しては、補修もせずにそのまま使用することができること、

・建築物の供用期間に発生する確率の高い中地震動に対しては、構造要素に補修を必要とする損傷を生じるが、建築物の継続使用を可能にすること、

・建築物の供用期間に発生する確率が低い大地震動時には、構造部物に大きな損傷が生じても、倒壊による人命の危険を避けること、

である。しかし、大地震動では大きな損傷を許容するという専門技術者の情報は、建築物を重要な財産とする国民には十分に知らされていなかった。構造技術者が国民あるいは建築主に対して、より高度な選択ができることを説明してこなかったことは、反省しなければならない。

(2) 財産権の問題

現行建築基準法(1981 年以降の建設)に従って設計され

た RC 構造物の 94%が阪神淡路大震災で小破程度の被害にととまったことは、最低目標耐震性能を大きく上回り、喜ばしい。

しかし、法律は、公共の福祉の名目で、憲法が保障する国民の権利を制限するものであり、建築物の構造設計は建築基準法の要求を満たすことに追われている現状を考えるとき、建築基準法が必要以上の安全性を要求して、国民の負担を大きくしていることを懸念する。すなわち、建築基準法が、国民の財産権(憲法第 29 条)を大きく制限しているのではないかとの危惧がある。

国民が建築基準法が定める耐震性の高い建築物を建設したとしても、その建築物の供用期間に大地震動が発生しないうちに取り壊されるとしたら、高く払った建設費は何であったのであろうか?それを安全に対する保険であるとして、国民は割り切れるであろうか?保険をかけるか、初期建設投資をするか、個人の選択で行う財産権の行使の問題である。

(3)性能規定と仕様規定

仕様規定とは、(要求している性能あるいはその根拠を明確にせずに)、守るべき形状、材料、工法、寸法などの数値を規定しているものである。

建築基準法施行令の構造規定には、市街地建築物法施行規則(1920 年 11 月公布)から継承するものが多く、技術の進歩に拘わらず変更されなかった。そのため、現在は規定を設けた背景も不明なものが多い。このように技術的な根拠が不明確な規定を、国民は建築確認で字句通りに遵守することが求められている。法律として国民の権利を制限する法律としては、その根拠を明示できる規定でなければならない。また、「構造計算」の規定は、「許容応力度設計」という世界でも最も遅れた設計体系に立脚していることも問題である。

建築基準法規定に整合することを確認する建築確認制度が存在する以上、法律は建築確認が実施できるように形状、材料、工法、寸法などを仕様規定として定める必要がある。仕様規定の問題は、学問および技術の進歩に背を向けていることであり、技術の進歩と共に規定を見直す必要がある。行政が法を定期的に改正することを躊躇する理由は、改正により既存不適格建築物が増えることである。しかし、これは既存不適格建築物の所有者に現行レベルまで建築物性能を向上させる行政指導を行う場合に生じる問題であり、現状のように既存不適格建築物が放置されている場合には意味のない議論である。

(4) 新しい材料および構造方法の使用

建築基準法は、法に規定していない新しい材料あるいは構造方法を、建設大臣の認定を受けることにより使用できる道を設けている。しかし、現実には、大臣の認定を取得するには、(財)日本建築センターでの評定を受ける必要があるので、時間と費用がかかる。すなわち、建築基準法体系は、新しい技術(工法、工法、設計法、材料)の使用の障害になっている。

その点で、想定される荷重あるいは外力の下で構造物に求められる性能を規定し、その性能を満たす手段として用いる材料、工法、設計法を規制しないことが望ましい。あるいは、仕様規定をするにしても、技術の進歩に応じて、その見直しを定期的に行うことが望まれる。

5．性能評価型設計法

1993 年に合意された欧州連合(ＥＵ)は、異なった社会的、歴史的、経済的、政治的、技術的背景を有する国々が集まって、共同体を形成している。1990 年から Euro Code を作成する辛抱強い交渉と調整の作業を行ってきて、共通して使用する構造設計基準の案を作成した。この経験から、性能に基づく国際的統一基準を作成しようとする動きが強くなってきている。

(1) 性能項目と性能水準

建築物の意匠、工法、材料、設備等の選択の自由が拡大してきたのに対応して、１つの基準の下に定められた仕様規定では、多様な建築物の性能要求に対応できなくなってきた。

建築構造物の設計目標としては、

・常時荷重に対する建築物の使用性(機能)維持、
・異常な荷重条件における生命の安全を保証する構造、
・長期の使用に耐える耐久性、そして
・火災に対する耐火性

などが挙げられる。これらの設計目標に対して、建築基準法は、人命の安全に関わる最低基準および公共の安全と福祉に関わる最低基準のみを規定すべきである。

建築主は、住宅建築、商業建築、病院建築、公共建築、工場建築、学校建築など、多様な用途で使用される個々の建築物に対して、最低基準を越える範囲で、その建築特有の性能項目およびレベルを、構造設計者の提供する技術情報に基づいて、経済性、耐久性、安全性、機能性を考慮した上、自由に選択できることが大切である。同じ住宅建築であっても、居住者の選択により、使用性、安全性、耐久性、耐火性の性能水準が異なるのは当然である。

耐震設計に用いる RC 構造の性能項目としては、

・建築物の内容物の応答を制御する床レベルの応答(加速度あるいは速度)、
・非構造部材の破損あるいはドアの開閉、外装材および仕上げ材の剥落などを制御する層間変形、
・構造部材のひび割れを制御する部材応力、
・構造部材の損傷程度あるいは構造部材の補修費用を制

御する部材角あるいは部材端回転角、
などが考えられる。

建物の規模、複雑さ、重要性などにより、静的弾性解析、静的弾塑性解析、質点系弾塑性応答解析、骨組弾塑性応答解析、立体骨組弾塑性応答解析などの異なる解析手法を用いて、構造物および部材の応答量を算定し、構造性能を満たすことを確認する。

構造設計者と建築主が話し合う地震動の強さとしては地震の震度が適当であろう。構造設計者は、建設地で震度ⅣからⅦまでの地震動が発生する確率を調査し、建築主に情報として提供する。建築主は、構造設計者の助言の下に、それぞれの震度レベルに応じて、建築構造物の性能項目のレベルを定性的あるいは定量的に決める。

(2) 設計用地震動

構造設計の段階では、地盤条件、震源位置、地震発生機構などを考慮して、設計用地震動の特性を定める。地震動の発生確率を検討するときには、日本列島周辺のテクトニック・プレートの境界で発生する海溝巨大地震と、内陸で地表から 15 km 以下の浅いところに震源を持つ活断層による内陸大地震を区別する必要がある。海溝巨大地震は50年から100年の比較的短い周期で発生するので、歴史的な記録がある。これに対して、内陸活断層地震の発生は 1000 年から 2000 年と極めて長い周期で発生するものである。このように統計的な性質の異なる地震動を歴史地震として同格に統計処理することは正しくない。

２つのグループの地震では、地震の規模、地震動の周期成分および継続時間、被害の影響範囲、などの特性も異なる。耐震設計および地域防災の扱い方も異なる。海溝型巨大地震は、陸地から比較的離れた位置で発生することが多く、影響を受ける地域は広範囲であるが、過去 50 年には建物の倒壊により死者 100 人を超える災害になったことはない。これに対して、内陸直下型地震では、福井地震、三河地震、兵庫県南部地震など、被災地域は限られているものの、大きな災害になっている。ただし、被災領域が限定されるので、幹線交通機関が維持できれば、周辺地域から直ちに救援活動を行える特色がある。濃尾地震のような巨大内陸地震の場合には、災害の大きさを制御することは難しい。

(3) 性能の確認方法と承認設計規準

大量生産品と違って、単品生産の建築構造物では、安全性あるいは耐久性に係わる性能検査はできない。竣工した段階で性能検査をして、要求性能が出ていないからといっても、責任を追求することは難しい。竣工した段階で、設計（使用した材料、構法、計算法など）、施工、あるいは技術の現状に原因があるかを判断することは難しい。

安全性の性能の検証はもっと難しい。ある地震により構造物に大きな損傷が生じたとき、この構造物に作用した最大外力を推定することは極めて難しい。構造物の残留変形から最大層間変形を推定することも難しく、非構造部材の取り付けで想定した最大変形を超えていたかを判断することもできない。そこでは、建築主が選択した構造性能項目の性能水準に対して、設計で仮定した外力の大きさ、構造物のモデル化、構造計算の方法、断面算定法、応答解析の結果の解釈、などが妥当であったかが問題になる。

そこで、一般的な建築物の性能設計には、建築学会、構造技術者協会などが技術の現状に則って刊行する設計規準あるいは設計指針を公的機関が審査し、合格した図書を Approved Document（承認設計規準）として有効期間を設けて承認する制度が考えられる。建築主が性能項目と性能水準を選択して、設計者がある承認設計規準に従って、荷重・外力の大きさを設定し、その荷重に対して計算される応答が設定された各種の性能水準を満たすことを検証できれば、計算に誤りがない限り設計者の責任は果たされたものと考える。

承認設計規準は、その数がいくら多くとも、その内容が正しければ問題にはならない。多ければ多いほど、設計者の選択の幅が広がり、より適切な技術を選択することを助ける。

承認設計規準の適用範囲を超える建築物の設計に対しては、高度の構造設計資格制度に準拠して資格を有する技術者には自己の責任の下に自由に設計を許可する制度と、現在の評定制度を並行することが考えられる。

(4) 保険制度の充実

新しい構造資格制度が実現して、自己の責任の下に「自由」に設計できる制度が認められると、設計した建築物が自己による損傷が生じるときの「責任」体制が必要になる。構造設計者は、建築主に対して、設計建築物に付与する構造性能について平易な言葉で説明し、設計条件についても了解を得た上で、荷重条件・計算方法などについて契約を結び、設計行為をはじめる。この契約の範囲で過誤がなければ、設計者は事故に対しても責任を免じられる。

設計行為が人間によって行われる限り、人間の過誤は避けることはできない。設計者の建築技術に関する誤解あるいは計算の誤りなどに対しては、自社内に審査機関を設けて対策を講じると共に、事故に対する保険を採用する必要があろう。

建築主は、自己の財産を守る手段として、別な建築技術者をコンサルタントとして契約を結び、設計図書の妥当性を審査する Peer Review という制度が重要になる。

このような構造技術者制度を設けるためには、構造技

術者の責任が増大するのだから、当然、その作業に対する対価も正しく評価されなければならない。

６．まとめ

(1)阪神淡路大震災を機会に、耐震構造の歴史を振り返るとき、耐震構造技術が短期間に発達したことに驚かされる。我々が使用する構造力学の諸定理が 19 世紀後半に出来上がったのに対して、耐震設計として等価静的水平力を用いる考え方が定量的に示されたのは今世紀初頭である。しかし、構造設計に利用できる実用的な構造解析方法が提案され、強震観測により地震動の特性が把握されるようになったのは、高々60 数年前のことである。

(2)耐震設計に構造物の周期が用いられるようになったのも 1960 年初めからである。しかし、その後の計算機利用、実験による構造特性の把握、地震被害の研究などにともなう耐震構造学の進歩は著しい。

(3)大きな地震による建物の被害調査では、建物の高さと共に大きな被害の割合が増大する傾向が見られる。観測された強震動を用いて、設計基準が定める水平耐力を用いた単純な系の弾塑性地震応答解析では、低・中層建築物に大きな被害を予測しており、現実の被害統計と矛盾する。実際の構造物の水平耐力を正しく把握すると共に、地盤・振動系の相互作用を応答解析で考慮しないと、解析的に被害程度を予測するのが困難である。

(4)兵庫県南部地震による RC 構造物の被害調査は、現行建築法規を満たす建築物は高い安全性を有することを示しており、現行建築基準は安全に関して最低基準を超える規定を設けていることが明らかになった。

(5)阪神淡路大震災の経験から、国民が期待する建築物の構造安全性能と、構造専門家が想定する構造性能には大きな開きがあり、財産権を行使する国民（建築主）に構造性能に関して十分な情報の開示が行われていなかった。建築家が建築主に建築物の使い勝手を説明するのと同じように、構造設計者が構造性能を平易な言葉で説明し、建築主の了解を得る必要がある。

(6)建築法規の構造関係の規定には、技術の進歩にも拘わらず、技術的な根拠が不明確な規定が多く残されている。法体系を最先端の技術で定期的に見直すことが重要である。

(7)一般的な建築物の性能設計には、建築技術者の助言の下に建築主が性能項目と性能水準を選択して、建築主と建築技術者の合意の下に性能水準を技術的な表現として表し、建築設計者が公的機関の認める承認設計規準に従って、外力あるいは荷重を定量的に設定し、その荷重環境に対して計算される建築物の応答が設定された各種の性能水準を満たすことを検証することが予想される。

(8)承認設計規準の適用範囲を超える建築物の設計に対しては、高度の構造設計資格制度に準拠して資格を有する技術者には自己の責任の下に自由に設計を許可する制度、現在の行政を補佐する評定制度、建築主あるいは建築技術者が私的に設計行為の妥当性を審査する Peer Review の制度などが求められる。

(9)人間が行う設計行為では過誤を避けることが難しい。そのためには合理的な責任体制と保険制度の活用が求められる。そして、責任が重くなる建築技術者には技術力に対して正当な対価が支払わなければならない。

文献

[1]John Milne and W.K. Burton: The Great Earthquake in Japan, 1891, Lane, Crawford & Co., Yokohama.

[2]George W. Housner: Historical View of Earthquake Engineering, Proceedings, Post-Conference Volume, 8WCEE, San Francisco, pp. 25-39, 1984.

[3]震災予防評議会：震災予防調査会報告第 100 号、甲乙丙、1926.10。

[4] Veletsos, A. S. and Newmark, N. M. (1960), Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proceedings, 2WCEE, Tokyo-Kyoto, Volume II, pp. 895 - 912.

[5]Applied Technology Council: Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, National Science Foundation and National Bureau of Standards, June 1978.

[6](社)日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、1990.11。

[7](社)日本建築学会：1985 年メキシコ地震災害調査報告、1987.02。

[8](社)日本建築学会：1992 年トルコ地震災害調査報告、1993.08。

[9] 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート構造部会：1995 年兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査報告書、1996 年 7 月、245 pp。

第25回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1997.10.31

建築構造物の耐力と地震入力

Seismic Capacity of Building Structure and Seismic Input for Dynamic Model

寺本　隆幸[*1]
Takayuki TERAMOTO

This paper deals the seismic capacity of building structures and the seismic input for dynamic model from the view point of structural engineers. What is the real seismic input to the building structures and what is the difference between the earthquake wave itself and seismic input for the analytical model, are discussed considering the relation of the seismic input and structural capacity.

はじめに

与えられたテーマは、「予測精度のばらつきはどの程度許容できるか?」というものであるが、筆者なりに構造設計者という立場から、問題を整理して標記のタイトルとさせていただいた。建築構造物に実際に入力する地震入力とはなにか、地震動と地震入力の違いは何か、地震動入力の評価と関連させて構造物の耐力を取り巻く環境を考えてみたい。

問題の取り上げ方として、設計者の立場・建物耐力・入力地震動・実建物挙動という区切りを行い、問題点の整理を試みる。

１．設計者の立場から

建築構造物の設計上からの予測精度ということになれば、ばらつきを許容することは出来ないと言わざるを得ない。設計という行為は、設計目標に対しての合理的かつ自己満足的解決を目指して行われるものである。設計目標がばらつくようであれば、設計行為そのものがふらつくことになり、極言すれば目標が１%でも異なれば本来別の提案が生まれる可能性があるものである。

勿論、これはある約束事を前提とした議論であり、有能な設計者は同時にその約束事の限界をわきまえて判断を行うはずであり、両者の関係は微妙なものである。例えば、振動モデルにおいて仮定した減衰定数３%が２%になれば、応答量は約１０%増加する。この場合は、耐えられる地震動の大きさが１０%減少すると思えばよいわけで、設計された結果としての建物の耐震性は相対的なものであり、柔軟に幅を持って評価すべきものである。

図－１に示したように、自然現象を対象とした地震応答現象は不確定性の高いものであるが、設計行為にかかわる部分は主として技術慣行に依存し、諸数値の変動を許容しにくい世界である。

自然現象：　地震入力⇒⇒建物応答
（不確定性大）　↑
↓
設計行為：　地震入力→→建物応答⇒⇒建物耐力
（技術慣行/確定的）

図－１　耐震設計の位置づけ

２．構造物の耐力・じん性

建築構造物の耐力・じん性に対しての変動要因としては、材料強度・設計上の要因・設計外の要因等が挙げられる。

材料強度としては、ＪＩＳ規格等により定められる下限値をもって許容値としており、正規分布の平均値に対して余裕度はかなりあるものと思われる。しかし、実際にある工事において使用される材料の強度が、設計上の許容値に対してどこに位置しているかをあらかじめ想定することは難しい。

*1　東京理科大学　　Science University of Tokyo

この変動幅を小さくするためには、設計仕様において材料強度のばらつきを厳密に指定し、施工時に十分監理していく必要がある。

次に、設計上の要因が挙げられる。これは冗長性やモデル化の影響によるものであり、設計上設定した架構や部材の特性に応じて決定され、通常は安全側に余力となるものである。設計内容に対応してある程度は変動幅が予測できるが、兵庫県南部地震時の鋼構造における柱・梁接合部のじん性不足が多く発生したように、期待した性能を有していない場合もある。

設計外の要因は評価が難しいものであるが、建築形状により雑壁や建築的に必要な壁が存在し、構造設計上では評価していないが、実際には耐力に大きく影響することがある。また、同様に設計時には評価していないまたは評価不可能な二次部材の影響により、耐力が少なからぬ影響を受けることもある。

このように、耐力・じん性共にそれぞれ変動要因を有してはいるが、構造物の特性によるものであり、その変動幅は入力地震動に比較してそれほど大きいものではないと思われる。

3. 入力地震動

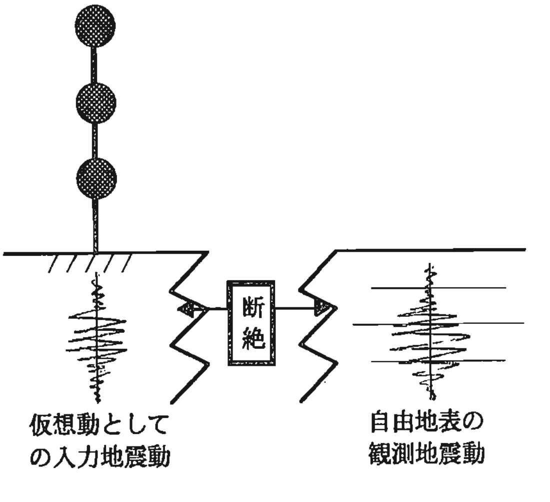
次に議論の対象としたいことは、入力地震動とは何かということである。当たり前のことであるが、建築構造物を検討する際に、検討用振動応答解析モデルに作用させるものが入力地震動である。この前提から考えても、入力地震動は自由地表の地震動とは全く異なり、工学的にある限定された条件下で用いられる特殊な波形と理解すべきである。

筆者が既に指摘したように[1)]、兵庫県南部地震における加速度が記録された地点の周辺建物の地震被害は軽微なものであり、従来我々が有していた地震動入力の概念を覆すものであった。この事実を考え合わせると、実建物に入力する地震動はある1点で記録されたものに比較して、平均化された入力となることやその他の入力損失により、かなり小さなものとなると思われる。乱暴な表現を許されれば、観測地震動加速度値の半分程度のものではないかと想像している。

また、宮城県沖地震時に筆者が経験したことであるが、地震後に周辺地盤と建物基礎の間に隙間が出来ていることがある。このような事例に対して、基礎固定として振動応答解析を行うことのむなしさを感ずる。一方、周辺地盤をモデル化して解析を行う場合には、地盤のモデル化の難しさはかなりのものである。能力不足の設計者が行う地盤のモデル化には問題が多いと言わざるを得ず、地盤を考慮しないものと比較して解析精度が上がったとしても、逆に解析結果の信頼度は低下しているものが多い。

前項で述べたように、建物側においても不確定要因が存在するので、全てを入力地震動のせいにする訳にもいかないが、建物側の変動幅よりは地震動側のそれのほうがはるかに大きいと想定される。

地震動関係の研究成果は、主として自由地表や工学基盤における地震動を対象としている。それらは自然現象に対する研究であり、地震動の性状を解明するうえでの貴重な研究であるが、それをそのまま入力地震動と見なして議論する事には、筆者は抵抗を感ずる。自然現象としての地震動と入力地震動は全く性格の異なるものであり、両者を混同することなく学問成果と工学的技術慣行として区別して、議論を行う必要がある。



図－2　入力地震動と自由地表地震動

４．実建物の挙動から地震入力を考える

兵庫県南部地震の震害評価に関係して、数多くの解析が行われている。一般には、地震時挙動や地震被害の検討を行うためには、振動応答解析が必要であり、そのためには地震動入力を仮定する必要がある。記録された地震動波形をそのまま使うものをはじめとして、種々の地震動入力が仮定され、解析用に採用されている。

しかしながら、現在の我々の有している技術レベルにおいては、地震動入力の設定はあまりにも不確定要素の多いものである。そして、応答結果の評価が地震動入力に左右されてしまう。

兵庫県南部地震およびその震害は、実大実験とも言うべき大変貴重なものである。この成果をいかに有効に利用するかが大切であるり、数多くの被害建物および無被害建物の地震時挙動の資料が入手できる。

振動応答解析を行わず、地震動入力を使用することなく建物の静的耐力を評価し直に地震動入力と比較することにより、地震動入力を考察することが出来れば、より直接的に信頼度が高く耐震設計用の地震動入力が求められる。

参考文献２に示した方法は、じん性（累積塑性変形倍率）をパラメータとして建物耐力のエネルギー評価を行い、構造物が累積塑性変形により吸収する塑性履歴エネルギー量と、地震動波形から算定される地震入力エネルギーの速度換算値を、エネルギー評価を尺度として比較している。これにより、構造物の損傷の程度と地震入力エネルギーを対応付け、地震入力エネルギーのレベルを推定しようというものである。

２２棟の建物例を用いて、各建物の累積塑性変形倍率η_kをパラメータとして、エネルギー吸収能力V_Dを算定したものが、図－３である。

また、各建物の被害度合いを考慮して軽微の場合はη_k＝０～５、小・中破の場合はη_k＝５～２０、大破の場合はη_k＝２０以上と仮定して、関係を整理したものが図－４である。

同文献によると、

a）兵庫県南部地震における地震入力は、建物の被災度から推定すると、激震地である三宮地区では現行基準法による設計のレベルを超えるものであり、そのエネルギースペクトルは、基準法のC_o＝1.0に相当するレベルの1.5～2.0倍程度の強度を持っていたと推定される。

b）観測地震波形のエネルギースペクトルと建物被災度から推定したV_D値が概ね一致しており、本論文で設定した建物被災度と累積塑性変形倍率η_kの関係は、ほぼ妥当であると思われる。

と結論付けている。

実建物の地震被害を尺度として、このように通常と逆のアプローチにより入力地震動を推定することも一つの方法であり、実建物挙動に立脚しているという点での説得性もあると考えている。

おわりに

以上、構造設計者の立場から入力地震動に関わる事柄を述べた。地震入力に関しては、工学的な検討手段としての入力地震動と自然現象としての地震動を、きちんと使い分けることが大切であろう。

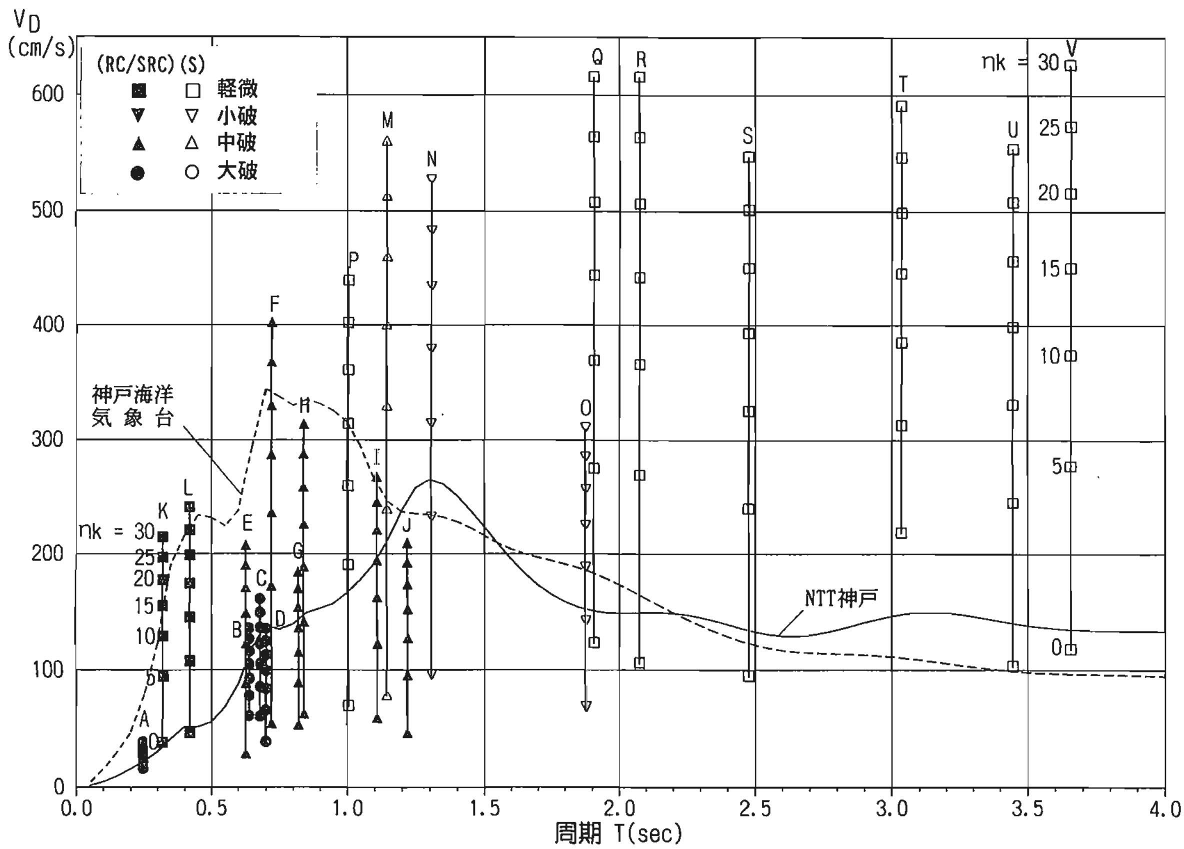
また、現時点で分かっていることと誰が考えても分からないことを、区別して議論していくことが必要である。

耐震設計は、一種の保険であると筆者は考えている。その保険料を定めるのは社会であり、学者や技術者はその意志決定のための解説を行う役割であるべきであろう。

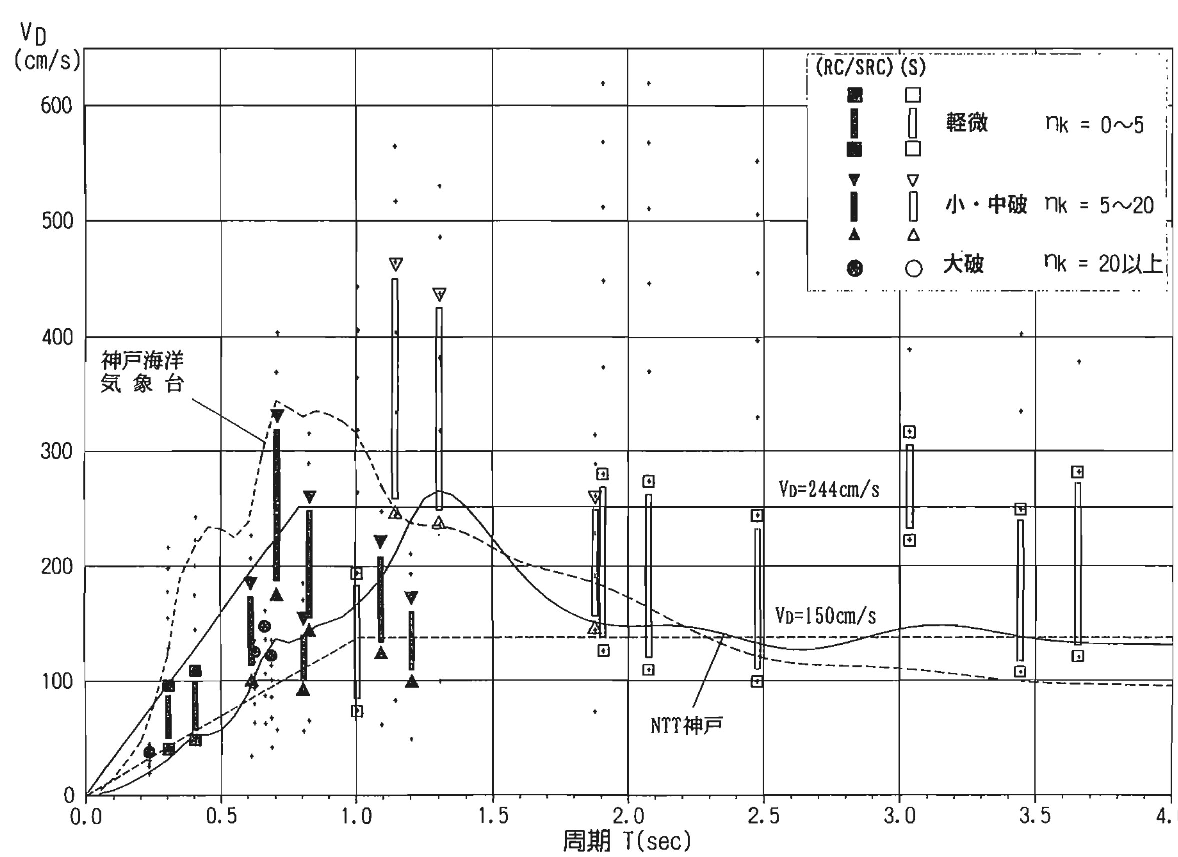
［参考文献］

1）寺本隆幸：「構造設計者の地震動記録地点訪問記」、JSEEP NEWS No.144、1995.9

2）北村春幸他：「兵庫県南部地震における建築物の被害研究／建物被害に基づく地震エネルギー入力評価」、日本建築学会構造系論文集 1998年１月、No.503 掲載予定



図－3　被害建物の累積塑性変形倍率η_kとエネルギー吸収能力V_Dの関係



図－4　建物被害η_kから推定した地震エネルギー入力V_D

第25回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1997.10.31

R／C構造の信頼度と地震対策

RELIABILITY OF R/C STRUCTURE AND ANTI-EARTHQUAKE MEASURES

滝口　克己＊
Katsuki TAKIGUCHI

This paper firstly discusses the difficulties to predict the mechanical properties of concrete and of reinforced concrete (R/C). As examples, strength dispersion of concrete cylinders made by different consolidation conditions, strength distribution of 4m height concrete columns with diferent conditions of water leakage through formworks, and flexural strength of the critical section of R/C column under compression-bending-shear are shown.

Then, anti-earthquake measures of R/C structures are examined. An objective tax system to compensate for the earthquake damages is proposed. The taxation is connected with the fixed property tax except for that on the land. The tax rates and compensation are related to the aseismic performance of the fixed property.

1. はじめに

地盤振動小委員会から筆者がいただいた課題は、「できあがった構造物のばらつきを世の中はどう受け止めるか。」であった。具体的には、“実務サイドにばらつきの要素はないのか？”、“施工段階のばらつきを構造解析の立場から評価してもらいたい。”、“当然存在するであろうばらつきをどのように補償するのか？”、“許せる被害を前提にして、社会に対していかに合意を取り付けるか？”等を論ぜよということであった。何かの解決策を示せということではなく、課題に関連した話題を提供せよということであろうと解釈した。

まず、話題提供者である筆者の経験や立場を述べる。筆者は、機会に恵まれれば、震害を受けた建物の補修・補強設計および施工管理[1]、構造設計および施工管理[2]、あるいは、コンクリートの製造・搬送・打ち込み管理[3]を行うこともあるが、通常は、研究を主たる業務としている。大学院の５年間を含め、その期間は約３０年である。鉄筋コンクリート（R/C）構造を第一の専門領域としている。可能な場合は、震害調査も行ってきた。復旧工事に関係した場合を除けば、野次馬的な現場主義によるもので、調査といっても、極限された一部分を単にながめた程度である。「…神戸を経験するならば、…復興している過程の全部を、何年か住みついて経験しなければ…」[4]という考え方を常に心しておかなくてはと思っている。その水準は様々であるが、これまでに調査した被害地震の数は１５である。[5]

このような筆者の経験をもとに、ここでは、R/C構造の信頼度、と地震対策について述べる。筆者が研究のために使用した試験体を主たる資料とする。試験体は、極めて単純ではあるが、一つの構造体であり、設計から製作・載荷・破壊まで、鉄筋やセメントの製造過程を除き、大半の過程が把握されている。

2．シリンダー試験

構造物に使用されているコンクリートの強度を十分な精度で知りたいというのは、当然の要求であり、また、同時に現状の技術水準では、かなり難しい要求でもある。難しさは、どの程度の精度で十分であると考えるのかによることはいうまでもない。構造体から試験片を切り出して破壊試験を行うのが最も直接的な手法であろう。しかしながら、十分な寸法精度で試験片を切り出すことが難しい、あるいは試験片を切り出すことによって構造体に生ずる欠陥を補修して、以前と同等の特性を持たせることが難しい、等の理由で、通常は、シリンダー試験の結果から、構造体のコンクリート強度を推定するという方法をとる。シリンダー試験によって、どの程度の精度で構造体のコンクリート強度が推定しうるかが常に問題になる。コンクリートの材料が変化する、構造体のコンクリートの打ち込み・養生条件が変化する、コンクリートに加わる力の条件が変化する、等、コンクリート構造物に対する要求、コンクリートに関する諸条件が変わり続けるからである。

そこで、スランプが８cm程度のかたいコンクリートを用いて、いろいろな打ち込み条件でシリンダーを作製し、圧縮強度を調べてみた。[6] 養生法は２種類とした。表面から水分が蒸発しないようにして、型枠内で１日養生した後脱型し、水中で養生したもの、および１週間の湿潤養生後、気中養生したものである。コンクリートの表面が

＊東京工業大学　Tokyo Institute of Technology

やわらかい間は、ラッピングで水分蒸発を防ぎ、表面がある程度かたくなってからは、水を含んだ砂袋を用いて水分蒸発を防いでいる。

コンクリートの打ち込み条件は、バイブレーターを用いて注意深く打ち込むもの、JIS A 1132 コンクリートの強度試験用供試体の作り方[7]の突き棒を用いる場合に従って打ち込むもの、バイブレーターを用いて打ち込むが、あえて、少し手抜き気味に打ち込むもの、等である。

シリンダーの表面に現れる欠陥、すなわち、小さな穴の面積（FARという記号で表す）とシリンダーの圧縮強度の関係を示したものが、図1である。$\overline{\sigma_B}$ の値は図1で白丸で示しているが、バイブレーターを用いて注意深く打ち込んだシリンダーで湿潤養生後気中養生したものの圧縮強度の平均値である。この図は、かたいコンクリートでは、締め固め方によって大きく圧縮強度が変動することを示している。

同様の実験を、スランプ値が２０㎝程度のやわらかいコンクリートに関しても行ってみた。結果が、図２である。[8] やわらかいコンクリートの場合は、締め固め方によって、かたいコンクリートほど圧縮強度が大きくは変動しないが、それでも１割強の変動がある。

ここで一つの疑問が生じてくる。生コンクリートの荷卸し場所、すなわち工事現場で、コンクリートをシリンダー用モールドに打ち込み、そのまま、モールドをトラックの荷台に載せて生コン工場まで運搬することは、ごく普通に行われていることである。こういうシリンダーは、通常の方法で作製したシリンダーより、コンクリートが密実に締め固まり、少し、高強度になるのではないかという疑問である。

一つの実験を行ってみた。生コン工場でスランプ約１８㎝のごく一般的なコンクリートをシリンダー用モールドに打ち込んだ。突き棒を用いてJIS A 1132に従って打ち込んだ。シリンダーの本数は２０である。水分蒸発を防ぐ処置を講じて、１０本は、そのまま生コン工場で保管し、１０本は、乗用車のトランクに積んで大学の実験室まで運んだ。運搬に要した時間は約１時間であった。生コン工場に保管していた１０本も２４時間後には、大学の実験室まで運び、その後は、２０本、全く同一の養生を行った。圧縮試験結果が図３である。シリンダーの種類が白丸および黒丸で区別されている。予想に反して、２種類のシリンダーの圧縮強度はほとんど同じである。

この結果から、“コンクリートがスランプ値１８㎝程度のやわらかいものであれば、JIS A 1132に示されている方法で十分密実に締め固まり、したがって、また固まらないうちに車で運搬して振動を加えても、強度はほとんど変化しない”と結論しうるであろうか。筆者は、いくつかの追加実験を考えている。振動が、締め固めるという正の効果をもたらすと同時に、振動を加える時間が長

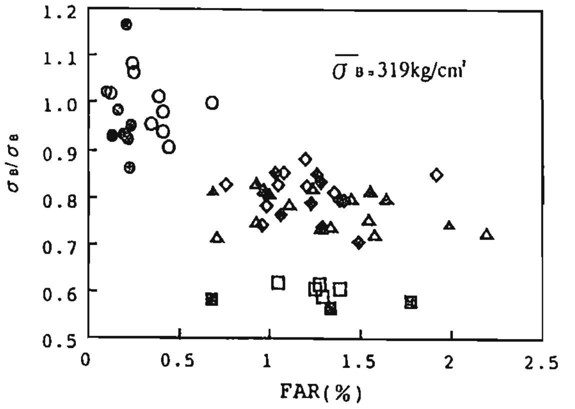


図１　シリンダー圧縮強度 (1)

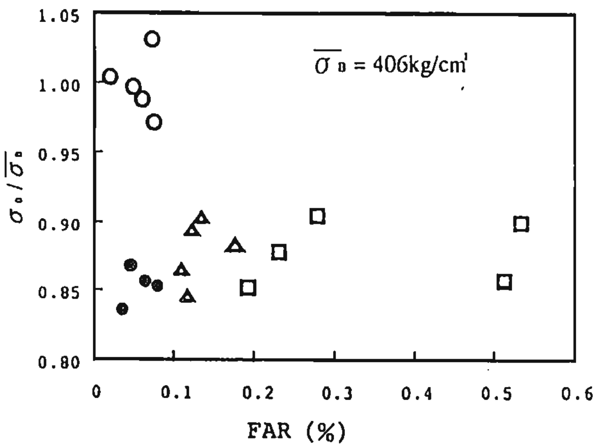


図２　シリンダー圧縮強度 (2)

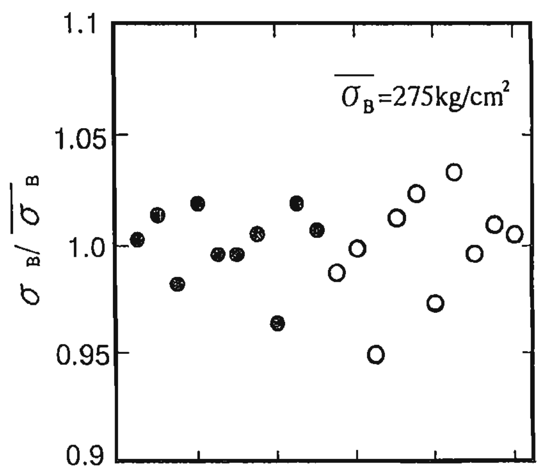


図３　シリンダー圧縮強度 (3)

くなれば、材料分離を生じさせる負の効果ももたらす。今回の実験結果は、正負の効果が相殺し、偶然、同じ程度の強度になった可能性も否定できないからである。

3．施工条件とコンクリート強度

柱あるいは壁のコンクリート強度は、高さ方向に変化するという報告がある。[9][10][11] 筆者も一回で打ち込んだコンクリートの高さ方向の強度分布を調べる実験を行った。[6][8][12] 内径が１０cmで高さ４mの型枠にコンクリートを打ち込み、細長い円柱各部から試験片を切り出して、圧縮強度を調べるというものである。実験は３回にわたって行っているが、コンクリートの調合は同一である。単位水量１７７kg／m³の生コンで、水セメント比５３％、スランプは約１８cmであった。コンクリート打ち込み後、３週間は封カン養生、３週間後に脱型、試験体の切断と切断面の研磨を行い、以後、気中養生し、４週間で強度実験という過程である。

実験結果を図4～6に示す。図４では、高さ方向で極めて大きな強度変化がみられ、図５では、少しの強度変化、図６では、ほとんど変化がみられない。図４の実験では、型枠として内側にグリースを塗布した厚さ５mmの紙パイプを用いている。型枠のない面は、円柱上面のみであるが、水分蒸発を防ぐために、水分を十分含ませた紙で表面を覆った。その紙は、１日１回取り換えた。図５の実験では、鋼製型枠を用い、コンクリート打ち込み後、円柱の上面は密封した。但し、この実験においては、型枠の継手部分から、微量ではあるが水漏れがあった。図6の実験では、図５の実験に用いた型枠を改良し、ほぼ完全に封カン条件を満足させた。

型枠の継ぎ目からの水漏れ、仕上面からの水分蒸発、等、の条件によって、結果がこれほどまで大きく変わってくることは予想外であった。現実の構造物では、異形鉄筋や鉄骨等の補強材があり、コンクリートの沈み込みによるひび割れの問題も生じてくる。[13]

ここに示したものは一例であるが、このように、コンクリートに関してはよくわかっていないことが非常に多い。よくわかっていないことが多いことは、雑な施工につながる。原因と結果が明快に説明できなければ、安上がりな方法にするのが普通である。工事の請負い契約のほとんどが、コンクリートの養生は、JASS 5[7]に従うというものであろう。JASS 5[7]では、普通ポルトランドセメントを用いたコンクリートでは、５日以上湿潤養生をすることになっている。厚さ１８cm以上の部材においては、圧縮強度を確認して、湿潤養生を打ち切ることができるとしている。

筆者が見たり聞いたりした範囲では、この養生条件が守られていることは皆無に近い。床版のコンクリートはその上を人間が歩ける程度に硬化した段階で、墨出しが

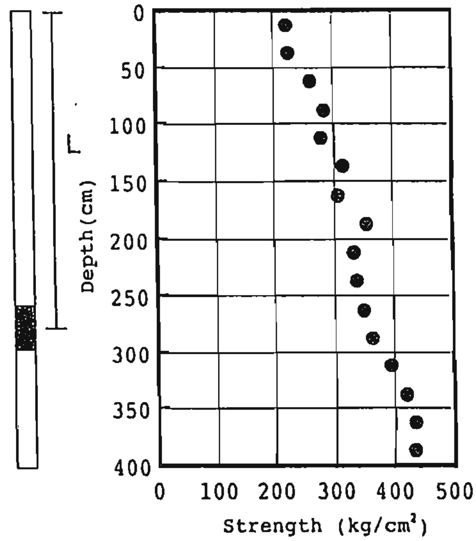


図４　圧縮強度分布 (1)

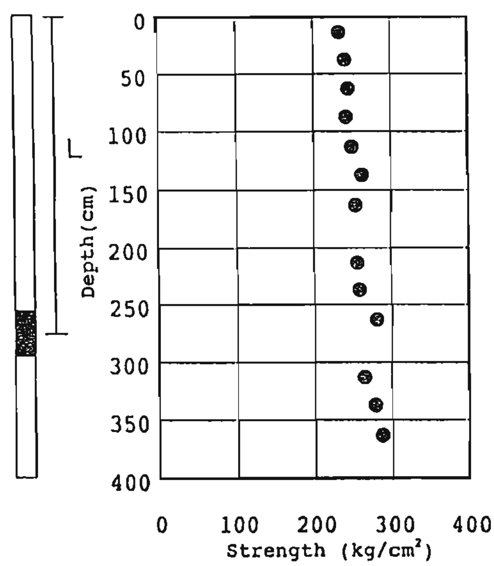


図５　圧縮強度分布 (2)

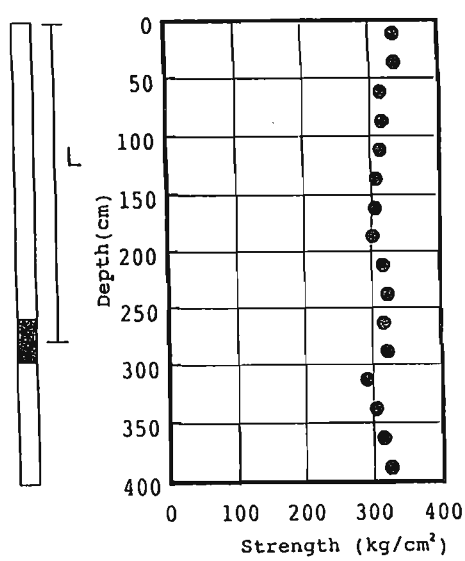


図６　圧縮強度分布 (3)

始まり、壁の型枠は、転用のために数日で脱型を始める、等はよく見かけることである。文献(14)、(15)でも、湿潤養生をしていない面を「スラブ状態」と呼んでいる。スラブ面のコンクリートの養生が、現実としては、極めて雑であるという認識は、筆者のみではないようである。

筆者は、以前から、床スラブのコンクリート強度は、その養生方法に問題があり、かなり不安があると思っていた。それ故、クリープ変形、ひびわれ巾等について、相当心配しながら床の設計を行ってきた。今回の実験で、柱梁接合部のコンクリート強度は、本当に大丈夫であろうか、あるいは、柱頭部のコンクリートの品質はどの程度期待しうるのか、等の心配が加わった。

4．R/C断面の圧縮曲げ強度

R/C柱に関して、せん断強度を精度よく算定することは難しいが、断面の圧縮曲げ強度の算定は比較的簡単である、と一般に考えられてきたのではなかろうか。少なくとも筆者は、長い間そう考えてきた。平面保持の仮定と材料特性を用いた断面解析によって相当高い精度で、実験結果の追跡も可能である。その強度が主として主筋の引張り特性によって定まる範囲の軸力および主筋量である場合は、特にそうである。ところが、高強度のコンクリートを用いる、あるいは、水平力による転倒モーメントによる軸力が大きくなる、あるいは、自重および積載荷重による軸力が大きい、などの理由で、断面の圧縮曲げ強度にコンクリートの圧縮特性が大きく影響を及ぼすような場合でも、はたしてそうであろうかと、筆者は疑問をいだいた。

もともと、R/Cにはひび割れが生じるので、平面保持の仮定で、どこまで現象が予測しうるのかという問題はある。R/C部材が圧縮曲げを受ける場合は、平面保持仮定で、その特性を説明しえたとしても、圧縮曲げせん断を受ける場合も同様であるかどうかを確かめておく必要を感じた。断面の圧縮曲げせん断強度をかなり正確に予測する必要がある最下層の柱脚は、周辺からかなり拘束を受けることになる。拘束効果をも含めての検討である。圧縮曲げに関しては、有名なHognestad論文[8]がある。そこで、圧縮曲げに関するHognestadの実験[9]を手本にして、圧縮曲げせん断実験を行ってきた。[7][8][9][20][21][22]

R/C柱試験体の、対称偏心圧縮実験、逆対称偏心圧縮実験、一定軸力下の圧縮曲げ実験、一定軸力下の圧縮曲げせん断実験、軸力変動を伴う圧縮曲げ実験、軸力変動を伴う圧縮曲げせん断実験である。

R/C危険断面に加わる曲げモーメントMと軸力Nから、鉄筋の応力から算出される鉄筋が負担する曲げモーメントM_Sと軸力N_Sを差し引いてコンクリートが負担する曲げモーメントM_CとN_Cが求められる。その計算過程を図7に示しているが、圧縮側でコンクリートの圧縮応

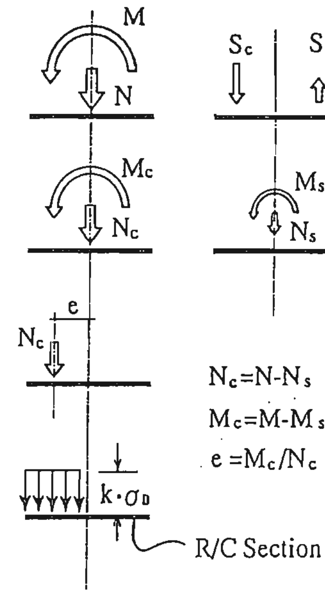


図7　k値の算出法

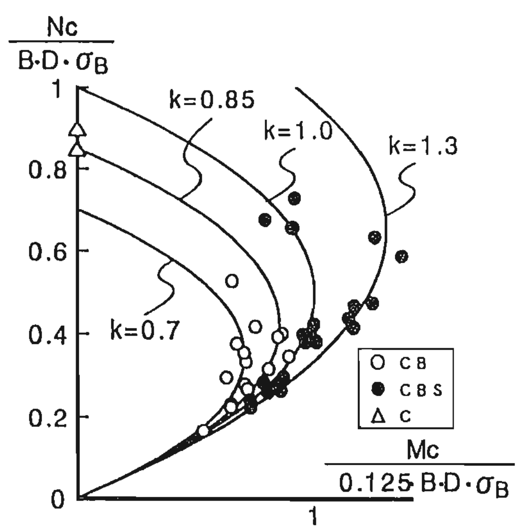


図8　kmax値分布

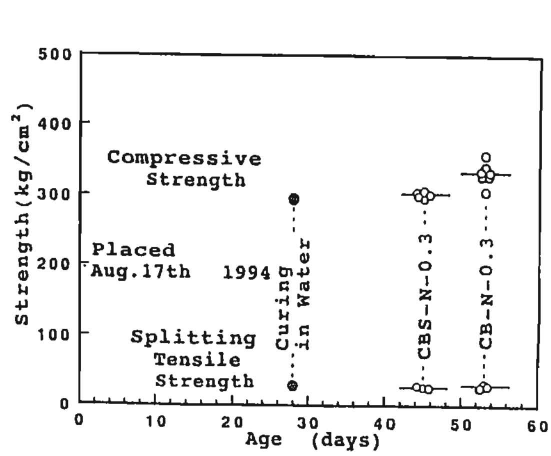


図9　シリンダー強度

力が一定であると仮定した場合の応力値が算出しうる。その応力値をシリンダー圧縮強度σ_Bを用いて、$k \cdot \sigma_B$で表し、k値の最大値を求めた。その結果を示したものが図8である。図中の黒丸印が、圧縮曲げせん断の場合、白丸印が圧縮曲げの場合、白三角印が中心圧縮の場合である。

軸力が小さい領域では、それほど差がないが軸力が大きくなっていくと、圧縮曲げと圧縮曲げせん断で相当の差異が生じてくる。中低層で建物の巾に比較して、高さが低い建物では、ほとんど問題にならなかったことも、高層になる、あるいは建物の巾に比較して、高さが高い建物になれば事情は異なってくる。コンクリート強度が高くなり、コンクリートの特性が断面の圧縮曲げ強度に及ぼす影響が大きくなってくるほど、この問題も大きくなる。この問題は、R/C柱が曲げ破壊するかせん断破壊するかに大きく関連する。

断面の圧縮曲げ強度を確かめる実験においても、コンクリートのシリンダー圧縮強度の評価は単純ではなかった。シリンダー試験結果と材令との関係を図9に示す。図中の白丸印は7日間湿潤養生し、その後、気中養生を行ったものである。コンクリート表面が気中に晒されている場合は、巨視的にみたときの傾向は、文献(23)の結果と同様であると思われるが、湿度によって強度が少し変動する可能性も否定しえない。乾燥収縮によってマイクロクラックが生じ、マイクロクラックが温度によって開いたり、閉じたりすることがありえるからである。[24]

5．地震対策

これまで述べてきたことは、R/C構造の中でも、「最もよくわかっている」、あるいは、「最もよくわかっていなければならない」問題である。「何を今更」といわれそうな問題である。無論、多くの場合に無視しうる小さな誤差でおさまっていた。しかしながら、条件が少し異なれば、相当大きな差異が生ずる可能性があるということを示している。図1、図4、図8ともに、最大と最小でいわゆる「倍半分」程度の差異を示している。

わかっていることは、極めて限られた領域にすぎない。柱のせん断強度、くり返し変位に対する応答、柱の変形能力、三方向外乱に対する復元力特性、等々、耐震性に関連するR/C構造物の性状には、前節までに示した例とは比較にならない程度よくわかっていない領域が存在する。

ピロティー形式のR/C建物が強い地震を受け、ピロティーの層に変形が集中したとする。その層の柱はせん断破壊せず、曲げ破壊するものとする。自重によって崩壊しない、すなわち、$P-\Delta$効果を加えた曲げモーメントを柱が支えうる変形限界はどの位であろうか。答えうる研究者・技術者はほとんどいないはずである。現状の知見では、解析によって答えを出すのは難しく、実験によらざるをえない。ところが、ほとんどの実験は、柱が最大耐力を超え、耐力低下領域に入った位の変形レベルで終了している。変形および耐力低下が極めて大きい領域まで追跡している実験はほとんどない。最終的な崩壊条件に関連する資料であるから、不要ということはありえない。資料の必要度と実験技術上の困難さとの比較で、あきらめた部分である。最大耐力以降は不安定領域であるから、最大耐力時をもって破壊とするという考え方は、いわゆるせん断破壊のような急激な破壊に関しては納得できるが、ゆるやかな曲げ破壊に関しては別の考え方をした方がよいと思われる。水平力に対する不安定と自重に対する不安定も、同一の取り扱いは難しい。設計上考えるのは最大耐力までであり、その以降のことは不要でよいという意見もある。設計法が正しく、設計上考える地震以上に強い地震に襲われることがなく、かつ、設計上想定したとおりの性能をもつ建物を造ることができれば、設計上考えていない領域の資料は確かに不要である。これらの条件が整うことはありえない。

将来、地震について、また、構造物の特性について、新たな知見が得られた場合には、新たに建設する建物の設計法を整備するのと同時に、極めて多くの既存の建物の取り扱い方法を提示する必要があろう。

最近、筆者は、耐震対策に関して、現状の技術水準および将来の理工学的研究あるいは技術開発によって、解決しうる限界を明示することも、極めて重要であると考えるようになってきた。社会システムが複雑になるにつれて、理想論ではなく、現実論としての対応を急がなくてはならないからである。[5]

筆者は、土地を除き、家屋および償却資産に対する固定資産税に関連させた一種の目的税を設けることを提案している。[25] 目的は、突発災害に対する補償である。自己責任、自助努力は、補償額および税率で評価する。強制加入の、大規模な、突発災害保険制度ということもできる。[26] 確率的な考え方に基づく設計法は、補償あるいは賠償を同時に考えなくてはならないという面を有している。

6．おわりに

ここで述べてきたことは、筆者の自戒である。1948年福井地震による震害調査経験者から、平成7年兵庫県南部地震以前に、「本格的な強さの地震がくるよ」と何回もいわれていた。無論、文献(27)でも、大地震の襲来は警告されているし、文献(28)、(29)でも、覚悟すべき地震の規模や地震動の強さの概略はわかる。しかしながら、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震、等、平成7年兵庫県南部地震以前の約30年間位で経験した地震で、少し、“高をくくっていた”ところがある。

基本に立ちかえり、やり直しをしなければと思っている。裏づけのない楽観主義は危険である。

参考文献

(1) K.Takiguchi : "Damage to A Five Story R/C Hotel Building due to the Izu Oshima Kinkai Earthquake", DISASTERS,Vol.6,No.4,pp282～287,1982

(2)小池一臣：妙蓮寺の家、新建築・住宅特集、No.85,pp86-92、1993.5

(3)鈴木敏郎、瀧口克己：氷コンクリを浄化槽に適用 本格実用に向け準備万端、日経アーキテクチュア、第286号、pp166～169、1987.3.9

(4)吉本隆明、辺見庸：『夜と女と毛沢東』、(株) 文藝春秋、1997

(5)滝口克己：建築構造物と都市防災、都市問題研究、第47巻、第7号、pp15～27、1995.7

(6)張暁光、瀧口克己：シリンダー試験と部材内コンクリートの強度と関連性、日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、材料施工、pp493～495、1996.9 (近 畿)

(7)日本建築学会：『建築工事標準仕様書・同解説 (JASS 5 鉄筋コンクリート工事)』、1997

(8)関根信幸、瀧口克己：打設及び養生条件がコンクリート強度へ及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、材料施工、pp649～650、1997.9 (関東)

(9)松井嘉孝、笠井芳夫：壁・柱コンクリートの高さ方向の性状変化に関する研究第3報 (高さ方向の強度変化について)、日本建築学会大会学術講演要旨集、pp43、1962.9

(10) 大野和男、柴田拓二、城攻：レデーミクスコンクリートによる現場ポンプ施工無筋コンクリート柱の各部強度について、日本建築学会北海道支部研究報告集No. 45、pp165～168、1976.3

(11)西宏明、城攻、柴田拓二、大野和男：構造体コンクリートの品質変動について、日本建築学会北海道支部研究報告集、No.49、p119～122、1978.3

(12)渡辺竜夫、滝口克己、劒持知明、瀬藤慎一：養生条件がシリンダー強度に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、材料施工、pp965～968、1995.8 (北海道)

(13) K.Takiguchi,H.Hotta,T.Sato and S.Morita : Fundamental Study on Compactibility of Concrete in Composite Structure,Proc. of the Third East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction Shanghai,April,1991,Vol.2,pp1269-1274

(14)杉山雅、長谷川寿夫、洪悦郎：コンクリートの養生条件、特に乾燥が力学性状の変化に及ぼす影響 (その1、養生条件と乾燥過程)、日本建築学会北海道支部研究報告集、No47、pp209～212、1977.3

(15)長谷川寿夫、杉山雅、洪悦郎：コンクリートの養生条件、特に乾燥が力学性状の変化に及ぼす影響 (その2、養生条件と力学性状の変化)、日本建築学会北海道支部研究報告集、No.47、pp213～216、1977.3

(16) Eivind Hognestad : A STUDY OF COMBINED BENDING MOMENT AND AXIAL LOAD IN REINFORCED CONCRETE MEMBERS,UNIVERSITY OF ILLINOIS ENGINEERING EXPERIMENT STATION,Bulletin Series No.399,1951

(17)瀧口克己、堀田久人、溝渕知己、森田修平：RC柱端部コンクリートの圧縮特性に関する基礎実験、日本建築学会構造系論文報告集、第442号、pp123～131、1992.12

(18)瀧口克己、森田修平：偏心圧縮を受けるR/C部材におけるコンクリートの圧縮挙動、日本建築学会構造系論文報告集、第464号、pp109～118、1994.10

(19)滝口克己、宮崎裕一、溝渕知己：逆対称偏心圧縮を受けるR/C柱端部コンクリートの圧縮特性、日本建築学会構造系論文報告集、第478号、pp143～151、1995.12

(20)滝口克己、今井和正、溝渕知己：圧縮曲げせん断を受けるR/C柱端部コンクリートの圧縮強度、日本建築学会構造系論文報告集、第496号、pp83～90、1997.6

(21)中西規夫、瀧口克己、溝渕知己、佐藤洋一：RC柱端部コンクリートの圧縮特性に載荷履歴が及ぼす影響(その1)実験概要および結果、日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、構造Ⅳ、pp41～42、1997.9 (関東)

(22)佐藤洋一、瀧口克己、溝渕知己、中西規夫：RC柱端部コンクリートの圧縮特性に載荷履歴が及ぼす影響 (その2) 実験結果の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集<構造系>、構造Ⅳ、pp43～44、1997.9 (関東)

(23) W.H.Price : Factors Influencing Concrete Strength,Journal of ACI,Vol.47,pp417～432,1951

(24) H.Hotta,K.Takiguchi : "Influence of drying and water supplying after drying on tensile strength of cement mortar,Nuclear Engineering and Design,156,pp219～228,1995

(25) Katsuki Takiguchi : "Proposals for mitigation of natural disasters in urban areas ,JAPAN-UK Seismic Risk Forum, Workshop on Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk,Imperial College London UK, Abstract Volume,pp95～96、1996.4

(26) 滝口克己：分譲集合住宅と地震対策、日本不動産学会誌、No.39、pp47～49、1995

(27) 小宮豊隆編：『寺田寅彦随筆集』、岩波文庫、1948.11

(28)宇佐美龍夫：『資料 日本被害地震総覧』、東京大学出版会、1975.3

(29) 福井市：『福井烈震誌』、昭和53.6

第25回地盤震動シンポジウム
日本建築学会　1997.10.31

震度VIIの予測に向けて
活断層・地下構造・地震被害に関する調査結果の活用
Prediction of Strong Ground Motion - Present State and Future's Problem

武村雅之
Masayuki TAKEMURA

Two problems exist for predicting strong ground motions during future earthquakes. One is the prediction of earthquake and the other is the evaluation of strong ground motion for the predicted earthquake. First, we summarize the present state of the survey of the active faults, which is noticed as an effective method of the earthquake prediction. Secondly, the present state of the evaluation of strong ground motion for the predicted earthquake is summarized. Then, we discuss about three points ; (1) Modeling of the earthquake source, (2) Use of the results of damage surveys for the past disastrous earthquakes and (3) Importance of the surveys of subsurface structures.

1．はじめに

1995年兵庫県南部地震以後，内陸の地殻内で発生する地震の驚異が再認識され，被害の主たる原因となる強震動の解明および予測の重要性が指摘されている[たとえば，鹿島都市防災研究会(1996)，泊(1996)].

強震動の予測には，どこでどのような地震が発生するかということと発生した場合にどこにどのような震動がもたらされるかということが必要である．前者に対しては，現在の地震活動や地震の発生機構に関する研究をベースに，歴史地震研究や活断層調査研究の成果を総合的に判断する必要がある[たとえば，島崎邦彦1995)]．一方，後者に対しては，震源が特定された場合にその周辺地域の地下構造のモデル化ならびに詳細な震源モデルの設定が必要である［武村(1997)］.

本稿では，来るべき大地震の想定ならびにそれによる強震動の予測を地震防災上の基本事項と捉え，地震発生の問題については活断層調査に注目して現状分析を行い，それらの成果をどのように役立てるかを考える．また，震動の問題については，予測の現状と問題点を明らかにし，今後の進むべき方向を議論したい．

2．活断層調査と成果の活用

2-1．調査の現状

兵庫県南部地震以後，地質調査所が中心となって，全国の主要活断層に対して調査が行われている．また，科学技術庁の地震調査研究交付金制度の発足により，活断層調査は地方自治体においても行われつつある．杉山(1996)は地質調査所の活断層調査に関する基本戦略をつぎのようにまとめている．

(1)全国の主要活断層（長さ15-20km以上，活動度B級以上）の活動履歴調査
(2)３大都市圏の伏在断層調査
(3)活断層のセグメンテーションの研究
(4)島弧サイスモテクトニクスの研究
(5)活構造情報の社会への提供

活断層調査の成果を地震防災上の観点からここでは２つの要素に分けて考える．一つは，活断層の空間的分布に基づく大地震の発生位置の予測，もう一つは活動履歴に基づく大地震の時間的発生予測の問題である．

2-2．活断層の空間的分布

日本で発生する被害地震は大きく分けて２種類に分かれる．一つはもぐり込む海洋プレートと陸のプレートの境界で起こるプレート間地震，もう一つは陸のプレート内の地殻上層部で起こるプレート内地震である．プレート間地震は繰り返し期間が短く100年オーダーであるため，多くの場合，歴史地震資

鹿島小堀研究室　主管研究員　理博
Kobori Research Complex, Kajima Corporation

料からの追跡が可能で，最近では地震考古学的手法も用いられて，どこで最大どの程度の規模の地震が発生するかが明らかになっている［萩原(1991)］．これに対し，プレート内地震の繰り返し期間は通常1000年オーダーで，歴史地震資料では到底その全容は掴めない．このため過去にプレート内地震が残した地表の痕跡である活断層が今後の地震発生源として注目されている．

活断層の分布はすでに活断層研究会(1987)が全国の活断層についてまとめている．しかしながら，そこでは，地震の規模が小さく，地表に痕跡を残さないものを除いても，以下の２点について見落としがある可能性がある．一つは平野の堆積層下に伏在する活断層である．過去の例でも，1948年の福井地震(M=7.1)のように死者4000人近くを出した大地震であるにも係わらず，発生場所が福井平野の下であったために，発生後地殻変動データ等から地震断層の位置が確認されているが，発生前に活断層を確認することはできなかった．このようなケースは他の平野でもあるかもしれない．上記地質調査所の基本戦略(2)も，このような点を考慮し，東京，名古屋，大阪の３大都市圏で反射法や重力探査さらには高密度のボーリング等を行って活断層の探索をしようとするものである．

もう一つの問題は活動度が低い活断層の取扱である．地表に地震の痕跡として活断層が残るのは，自然の侵食等のスピードを地震による変動が上回る場合である．その意味で変位速度が小さい活断層程発見しにくくなる．活断層は，Table 1のように平均変位速度によって活動度の高いものから順に，A，B，Cと分類されている［活断層研究会(1987)］．後で示す明治以後の被害地震でも1945年の三河地震(M=6.8)で地震断層が現れた深溝断層はC級の活断層で活動度は低い．また，1927年の北丹後地震で地震断層が現れた郷村断層もB-C級で活動度はそれほど高くない［活断層研究会(1987)］．いずれの地震でも2000人以上の人命が失われており，活動度が低いからと言って決して無視できないことが分かる．

2-3　大地震の時間的発生予測

地震の時間的発生予測を含む長期予測の１つの大きな柱は活断層の活動履歴である．地震発生の長期予測をする根底には，地震は特定の断層で，同じような規模と同じような時間間隔をもって発生するという固有地震説と呼ばれる考え方がある［鹿島都市防災研究会(1996)・島崎邦彦1995)］．しかしながら，最近の調査結果は，地震の発生様式がそれほど単純でないことを示している．兵庫県南部地震後に行われた六甲断層系のトレンチ調査結果を例にこの点を考えてみたい．

地震発生後，まず野島断層の活動史を明らかにするため，鈴木・他(1995)により野島断層南部の北淡町梨本－小倉間の丘陵でトレンチ調査が行われた．その結果から約400年前に地震の影響を受けた痕跡が確認され，1596年の慶長伏見地震(M=7.5)との関連が注目された．しかしながら一方で，地形データ等から地震の再来周期が約2000年程度と推定される野島断層がどうして400年間で再び活動したのかという疑問も生じた［粟田・他(1995)］．その後，有馬－高槻構造線および六甲断層系で詳細なトレンチ調査行われた．結果をTable 2に示す［粟田・他(1996)］．多くの地点で得られた断層の活動時期および一回の地震の変位量D（単位変位量）から$L=10^4\cdot D$の関係(いわゆる松田式)を用いて断層長さを推定し，断層のセグメンテーションが行われている．Fig.1はその結果である．この結果によれば1596年の慶長伏見地震では②③④の3つのセグメントが活動し，今回の兵庫県南部地震ではその際に活動しなかった①を中心に③の一部が連動したという推定がなされている．但し，セグメント③にはトレンチ調査をする適当な場所がなく過去の活動を裏付けるデータは得られていない．

以上の結果について先ず起こる疑問は，鈴木・他(1995)によるセグメント①に対応した野島断層での400年前の痕跡は何かということである．鈴木(1997)はセグメント②の東浦断層が400年前に活動した際に誘発的に生じたイベントの可能性があるとしている．つまり，主断層ではないがお付き合いで動いた可能性である．これは地表の複雑な断層の分布が，地震が発生する地下でどのようにつながっているかという問題，ここでは東浦断層と野島断層の地下でのつながりとも関連する．つまり断層を１本１本としてではなく断層系としてその3次元的構造まで踏み込んで知る必要があることを示している．

地下深部での断層の振る舞いでさらに気になるのは，今回の地震の神戸側の断層である．これはFig.1によればセグメント③の南部に対応するが，今回の活動では地表に殆ど変位を残していない．セグメント③が1596年に活動したとすれば何故今回地下深部のみが活動したのか．これは活断層の活動履歴から将来の地震を予測する場合のやっかいな問題である．何故なら，地表に現れていない部分の活動履歴を調べる方法は未だ確立されていないからである．同じ様な問題は平野の堆積層下に伏在する活断層の活動履歴を調べる場合にも当てはまる．

Table 2をごく大ざっぱにみれば，有馬－高槻構

Table 1 Classification of active fault by the slip rate
[The Res. Group for Active Fault in Japan (1987)]

活断層の分類	第四紀の平均変位速度 S (単位は m/1000 年)		
	A	B	C
	10>S≥1	1>S≥0.1	0.1>S≥0.01

Table 2 Divided segments and their return period for the Arima-Takatsuki and Rokko fault zone [Awata et al. (1996)].

セグメント	① 北淡	② 東浦	③ 六甲山？	④ 高槻
長さ	20 km	25 km	30 km ？	≧30 km
単位変位量	1.6 m	1.4 m	?	≧3 m
再来間隔	2～2.5 千年	1.4～2.2千年	?	2.5 千年
サイクル I	1995 AD 兵庫県南部Eq	1596 AD 慶長伏見地震	?	1596 AD 慶長伏見地震
サイクル II	約 50 AD	約 200 AD～ 約 600 BC	?	約 900 BC
サイクル III	約 1900 BC～ 約 3000 BC	?	?	?

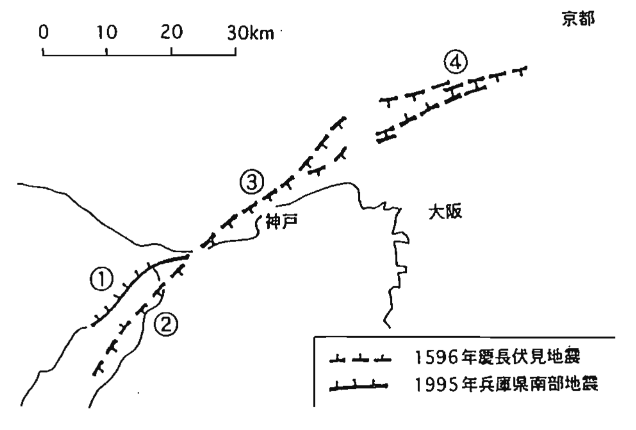


Fig. 1 Results of the segmentation for the Arima-Takatsuki and Rokko fault zone [Awata et al. (1996)].

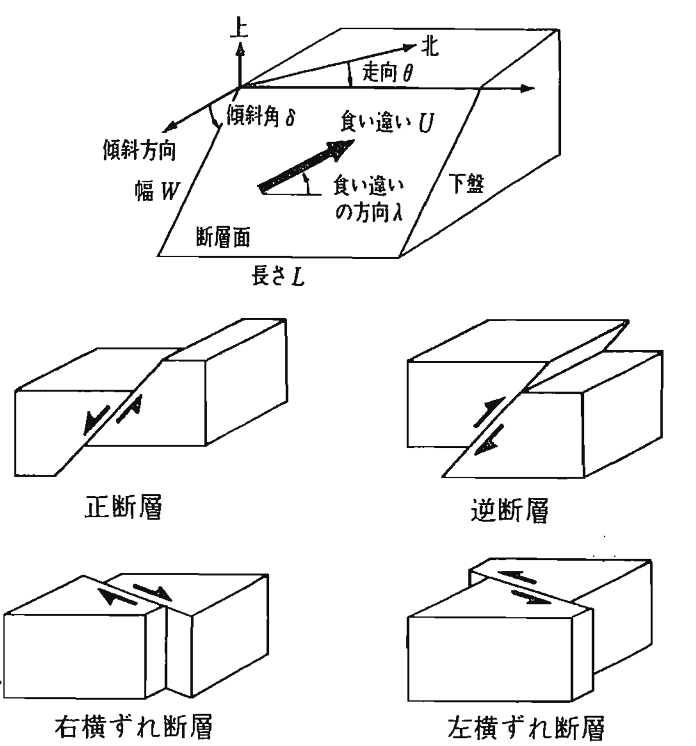


Fig. 2 Fault parameters and fault types [Sato(1989)].

造線および六甲断層系では，2000年位の周期で大地震が発生し，時には1596年の慶長伏見地震のようにほぼ断層系が一度に活動するようなイベントとなり，その合間にすべり残しを埋めるように兵庫県南部地震のような小さな？イベントが発生している．しかしながら，大地震の都度どのような規則性をもって各セグメントが動いているかとなるとよく分かったとは言い難い．地質調査所が活断層調査の基本戦略として(3)にセグメンテーションの研究を掲げているのも問題の所在を認めているためであろう．その結果として，せいぜい2，30年サイクルで考えられる地震防災の立場から見れば，現状の予測精度は１オーダー以上低いと言わざるを得ない．

同じ様な例は地震の繰り返し周期が比較的よく分かっているとされるプレート境界地震でもある．兵庫県南部地震が発生するひと月足らず前に発生した1994年三陸はるか沖地震(M=7.5)と1968年十勝沖地震(M=7.9)の関係がそれに当たる．この地域は，歴史的な津波や地震被害の調査結果をもとに，1968年の十勝沖地震を含め過去に4回M=8クラスの同じ様な規模の地震がほぼ100年間隔で発生していたことが分かっている［たとえば羽鳥(1977)］．この結果によれば次回は2070年頃となり当分大きな地震は起こらないことになる．しかしながら十勝沖地震からわずか26年目にその断層面のほぼ南半分を壊す程の大きな地震が発生した．八戸では十勝沖地震を上回る程の強震動に見舞われてしまったのである［加藤(1997)］．この例も断層のセグメンテーションに関する問題を提起しており，先の兵庫県南部地震の例とともに，ある地域で発生する最大規模の地震の長期予測もさることながら，それより１ランク規模の小さな地震の発生予測はさらに難しいことを示唆している．

1997年3月に日本地震学会主催で行われた大地震の長期予測に関するシンポジウムや学術会議地震予知小委員会と日本地震学会の共催で行われた地震予知シンポジウムでもこのような様々な問題が議論された［日本地震学会(1997)，平田(1997)，日本学術会議・日本地震学会(1997)］．その中で，地震発生の予測に関する根本的な問題は，地震発生の物理，つまり何故地震が発生するかがよく分かっていないこと，また地震が発生するにいたるまでに，地殻全体にどのようにして歪が蓄積されているかの把握ができていないこと等が改めて指摘された．前者については岩石実験等基礎的研究を通じたすべりの研究が現在進行中であり，後者についてはＧＰＳ観測等により数年間で日本列島全体の変形のようすを検出しようという試みがスタートしている．地質調査所の基本戦略の(4)もこの一環である．しかしながら，これらはいずれも研究途上ないしは研究の初期段階にあり，地震防災を念頭においた地震の時間的発生予測に役立つかどうかについては未知数の部分が多い．

2-4. 地震防災への活用

2-2，2-3での現状分析結果は，「日本列島全体が地震帯の真っ直中にあり何時どこで地震が発生してもおかしくない」ということを国民全体に浸透させた上で，それらの成果を活用する方法を考えるべきだということを支持している．どこで地震が発生するかという結果の精度は比較的高く，その活用性は大きいと思われるが，時間的な予測については行政上の防災計画推進の契機にはなるにしても，具体的に地震防災に役立てられる程の精度は無い．返って発生が予測されない場合に，防災意識の低下を招くなどの弊害も考えられる．その意味で成果の情報伝達に際しては，その精度や学問的背景等を丁寧に説明し，過大な期待や誤解を与えない努力が必要である．

３．地震動予測の現状と課題

3-1. 断層モデルによる予測の現状

ある地点に来るべき地震動を予測するためには，３つのハードルを超える必要がある．一つは対象とする地震の震源モデルの作成，二番目は震源から地震動評価地点までの地下構造のモデル化，三番目は数値計算法の開発および数値計算の実行である．どの一つのハードルでも超えることが出来なければ，地震動予測は成り立たない．

二つ目のハードルである地下構造に関しては3-3で説明する．また第三ハードルの数値計算に関しては，近年の計算法の進展と電子計算機の進歩によって，着実にハードルは低くなっている［たとえば纐纈(1991)］．ところが震源モデルの作成については，第二，第三のハードルのように，簡単に高さを減じることはなかなか難しい．この原因は，将来起こる地震の震源過程を予測するという困難な問題を含んでいるからである．此の点について現状を整理する．

(a)断層のタイプと規模

評価の対象とする地震が決まった時，その震源をモデル化する必要がある．地震は地下における断層（震源断層）により引き起こされるもので，震源モデルの作成はその断層のモデル化に他ならない．Fig.2に一般的な断層のモデルとタイプを示す．モデルを構成するパラメータは，走行θ，傾斜角δ，食

Table 3 Empirical and theoretical relations among fault parameters and magnitude

地質学的（松田の関係）：内陸地震		
$\log L\,(km)=0.6M-2.9$	(8)	松田(1975)
$\log D\,(m)=0.6M-4.0$	(9)	松田(1975)
$\log Mo\,(dynecm)=1.17M+17.72$	(10)	武村(1990)
地震学的（佐藤の関係）：サブダクション地震		
$\log L\,(km)=0.5M-1.88$	(11)	佐藤(1989)
$\log D\,(m)=0.5M-3.40$	(12)	佐藤(1989)
$\log Mo\,(dynecm)=1.5M+16.2$	(13)	佐藤(1989)
$\log S\,(km^2)=M-4.07$	(14)	佐藤(1989)
どちらでも成り立つ関係		
$Mo=\mu LWD$	(1)	理論式
$\Delta\sigma=k\ (\mu D/L)$	(2)	理論式
$\tau=D/Vsl$	(3)	理論式
$L=2W$　（内陸地震では$W<15\text{-}20km$）	(4)	Geller(1976)
$D/L=$一定　（$\Delta\sigma=$一定）	(5)	Geller(1976)
$VR=$一定　（$VR=0.72Vs$）	(6)	Geller(1976)
$Vsl=$一定　（$Vsl=D/\tau=80(cm/s)$）	(7)	佐藤(1989)

理論式は例えば　佐藤　やGeller　を参照

Table 4 Fault parameters estimated from magnitude by using the empirical relations and the fault parameters obtained for the 1891 Nobi earthquake and the 1923 Kanto earthquake.

	M	L (km)	D (cm)	Mo (dyne・cm) x 10^{26}
地質学的（内陸地震）	6 7 8	5 20 80	40 160 630	0.055 0.81 12.0
1891年濃尾地震	8.0	85	380	15.0
地震学的（サブダクション地震）	6 7 8	13 42 130	40 130 400	0.16 5.0 160.0
1923年関東地震	7.9	130	210	76.0

い違い方向λ等，断層のタイプを決めるパラメータと，断層の長さL，幅W，すべり量D等，断層の規模を決めるパラメータに分類される．

対象とする地震と同じ場所で，過去に同様の地震が発生している場合には，その地震に対するパラメータを参考に，対象地震のパラメータを決めることができる[佐藤(1989)]．しかしながら，日本で近代地震学が始まって約100年しか経っていないため，それ以前の地震やそれ以後でも十分なデータが無い地震については，断層パラメータが評価されていないものが沢山ある．

しかしながら日本では地震活動が大変高く，中小規模地震は頻繁に発生している．これらの地震は近代的な地震観測網で短期間に多数観測することができる．このため先に述べたように断層タイプの地域性はかなりよく分かっている[萩原(1991)]．また，内陸については，活断層調査も精力的に行われており，これらの結果も断層タイプの地域性を知る上で重要な役割を果たしている[活断層研究会(1987)]．

断層のタイプが決まると次に決めるべきは，その規模である．先に述べたように普通は対象地震のもう一つ前に発生した地震の断層パラメータが分かっていることが少なく，例えばその地震が歴史上発生した地震であれば，マグニチュードM，活断層に発生が予測されているとすれば，活断層のデータから断層の長さLや時にはすべり量Dが推定されている程度である．

しかしながら，震源断層をFig. 2のようなモデルで表現しようとする場合，最低5つのパラメータを決める必要がある．断層の長さL，幅W，すべり量D，それに，断層運動の時間的経過を表す破壊伝播速度VRとすべり速度Vslの5つがそれに当たる．この他震源特性の議論によく用いられる，地震モーメントMo，応力降下量$\Delta\sigma$，ライズタイムτ等のパラメータがあり，これらは先の5つのパラメータと以下のような理論的関係がある．

$$Mo=\mu LWD \quad (1)$$
$$\Delta\sigma=k\ (\mu D/L) \quad (2)$$
$$\tau=D/Vsl \quad (3)$$

ここでμは剛性率，kは断層モデルの形で決まる定数で例えば応力降下量$\Delta\sigma$を求めるために良く用いられる円形クラックモデルでは$k=7\pi/16$となる（円形クラックの場合Lは断層半径）．

実際の地震に対し，これらのパラメータが相互に何等関係なくバラバラであるとすれば，地震の震源特性には何等規則性が無いことになってしまい，地震動の予測はさらに困難になる．しかしながら，幸いにしてこれらのパラメータ間には平均的に一定の規則性があることが見いだされている[佐藤(1989), Geller(1976)]．いわゆる断層パラメータの相似則がそれに対応し，以下のような関係が一般的によく用いられる．

$$L=2W \quad （内陸地震ではW<15\text{-}20km） \quad (4)$$
$$D/L=一定 \quad (\Delta\sigma=一定) \quad (5)$$
$$VR=一定 \quad （例えばVR=0.72Vs） \quad Vs:S波速度 \quad (6)$$
$$Vsl=一定 \quad （例えばVsl=D/\tau=80cm/s） \quad (7)$$

式(5)は式(2)から分かるように$\Delta\sigma$＝一定に対応している．また，式(4)を適用する際，内陸地震では震源断層が上部地殻（厚さ15kmから20km程度）にしか存在しえないという制限がつく．つまり鉛直な断層面をもつ地震ではWの上限は15から20kmとなり，それ以上規模が大きい地震ではLのみが長くなり式(4)の関係が成り立たなくなる．

また，先に述べたようにマグニチュードMから断層パラメータを推定する場合には，この他にMと断層パラメータの経験的な関係式を用いる必要がある．マグニチュードは経験的なパラメータで世界中には多くの異なる定義のスケールがあるが，日本の場合は気象庁マグニチュードが一般的である．ここでもMは気象庁マグニチュードとする．ところが困ったことに気象庁マグニチュードMと断層パラメータとの関係には明らかに異なる2つの流れ，つまり地質学的流れ[松田(1975)]と地震学的流れ[佐藤(1989)]がある．

Table 3にはマグニチュードや断層パラメータの関係が地質学的流れと地震学的流れおよびどちらでも用いられるの3種類に分けて示されている．式(8)(9)は主に活断層データを基に推定されたもので[松田(1975)]，式(11)-(14)は地震記録や地殻変動データ等地震学的データを基に推定されたものである[佐藤(1989)]．式(8)(9)からMを消去すると$D/L=10^{-4}$となり，式(11)(14)からMを消去した場合には，$D/L=10^{-4.5}$となる．式(2)や式(5)から分かるようにともに応力降下量は一定であるが式(8)(9)からの結果の方がやや大き目の値となる．またTable 4は，M＝6，7，8に対する長さL，平均食い違い量D，地震モーメントMoの推定値である．2つの流れによって，特にLやMoにおいて大きな違いが生じることが分かる．

このような違いの原因については，いくつかの考

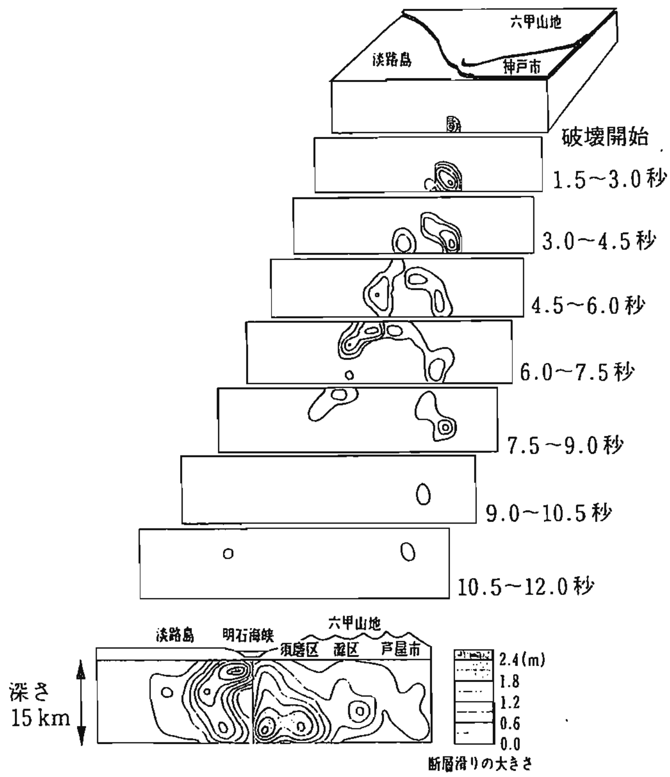


Fig. 3 Rupture process of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake estimated by Yoshida et al. (1996).
[Res. Group of Kajima Co. (1996)]

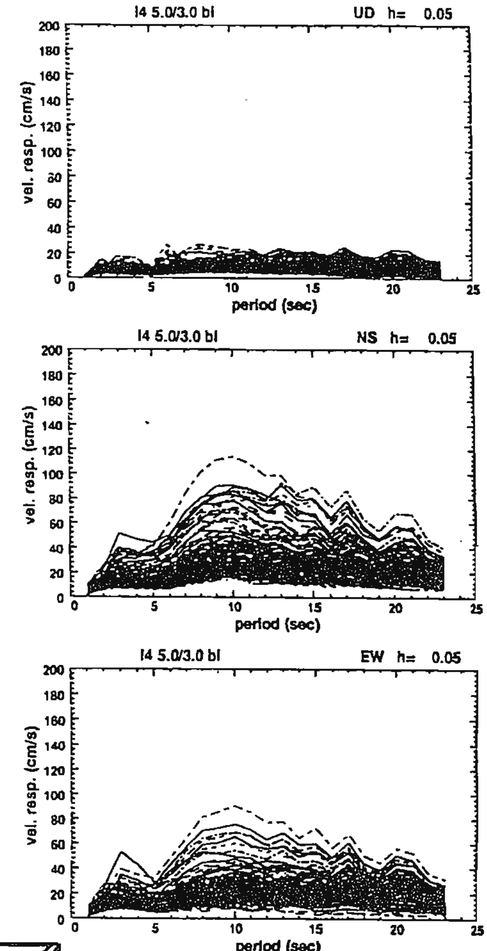


Fig. 4 Response spectra of ground motions at Tokyo from possible rupture processes for the future Kanto earthquake [Takeo and Kanamori (1997)].

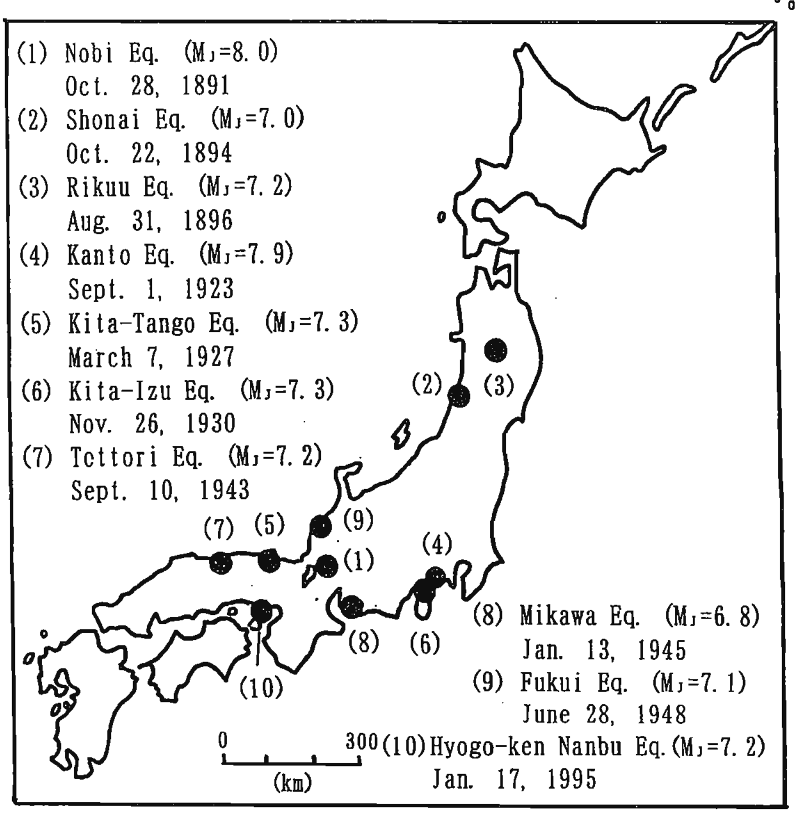


Fig. 5 Locations of epicenters of disastrous inland earthquakes (intra-plate events) since the end of the 19-th century in Japan. The location of the epicenter of the 1923 Kanto earthquake (inter-plate event) is also plotted [Takemura et al. (1997)]

え方がある．活断層データを基にした場合，地下の震源断層の長さが正確に評価されないと考えるのがその一つである．一方，武村(1990)は地震学的データから内陸の浅い地震に対して式(10)を求め，この式が断層の幅W=15kmを仮定するとM＝6.8以上の地震に対し式(8)(9)から導き出せることを示している．つまり，内陸地震の地震学的データは式(8)(9)を支持するとの指摘である．

結論は今のところ明確ではないが，実用的には地質学的な流れの式は内陸の浅い地震に，地震学的な流れの式は海洋プレートの潜り込みに伴ういわゆるサブダクションゾーンの地震にと，区別して使われることが多いようである[たとえば萩原(1991)]．

Table 4には，代表的な内陸地震である1891年の濃尾地震とサブダクションゾーンの地震である1923年の関東地震のパラメータも同時に示されている[佐藤(1989)]．Mを規準に見ると，ほぼ両者は同じ規模の地震であるが，断層パラメータの値は相当異なり，強いていうならば前者は地質学的流れに，後者は地震学的流れに近いようである．但し，これらの例から分かるように，いずれの式を用いても，個々の地震の断層パラメータに対しては相当の違いが生じることは覚悟する必要があるように思われる．

(b)断層すべりの複雑さ

ここまでに述べたモデルは断層すべりを均質に捉えたモデルである．このようなモデルは，長周期領域の地震動の評価に対しては有効であるが，工学的に重要なやや長周期領域や短周期領域ではさらに複雑な断層のモデル化が必要である．その事は，過去の地震に対し地震動や地殻変動のデータから求められる断層面上の食い違い分布からも良く分かる．Fig.3の1995年兵庫県南部地震では2ないし3個所のすべりの大きい部分があり時間的なすべりの変動も詳しく分かっている[鹿島都市防災研究会(1996)，Yoshida and Kouketsu(1996)]．

このように，過去の地震についてはそのデータに応じてすべり分布やその時間的変化を詳しく評価できるが，来るべき地震に対し，予めすべり分布を予測することは困難である．この点については今のところ過去の地震の結果から統計的にすべり分布が検討されはじめた段階で，将来に渡り，それらの予測が可能になるかならないかの見通しもまだ立っていない．従って現状ではすべり分布等を色々変えて，評価される地震動がどの程度変動するかを見ることしか出来ない．

Fig.4は1923年の関東地震に対して，すでに分かっている断層タイプと断層規模を決める5つのパラメータを固定して，断層のすべり分布と破壊の進み方を様々に変動させて計算した場合の東京における地震動の速度応答スペクトル（減衰定数5%）である[Takeo and Kanamori(1997)]．一つ一つの結果が，あるすべり分布と破壊の進み方に対応する．評価結果は約10倍の幅を生じていることが分かる．今後の地震学の進歩によって，将来同じように関東地震が発生した場合，どのようなケースが最も起こり得るのかの検討が進むことも予想されるが，当面は予測に関しかなりのバラツキを覚悟する必要があることをこの結果は示している．

設計用入力地震動の設定にあたり，このような現状を極端に言えば，経験的に有りそうも無いほど大きな地震動レベルを設定しても，これを超える地震動が来る可能性をゼロとは断定できないということである．一方，設計用入力地震動のレベルは，人間の社会活動の中で位置づけられるものであり，たとえそのレベルが将来起こる地震の全ての可能性を包絡し，地震に対し完璧なものであっても，人間生活や社会活動を著しく阻害するものであっては意味が無い．つまり，設計用入力地震動のレベルは社会的コンセンサスの上に成り立つものであるという点も考える必要がある．

地震学の分野からこのような社会的コンセンサスを考える時，支えになるのは，やはり過去に起こった地震に対する経験ではないだろうか．先に述べた関東地震の例で言えば1923年の大正関東地震や時には1703年の元禄関東地震の経験が重要な規準となる．また六甲断層系では，いうまでも無く1995年の兵庫県南部地震の経験が規準になる．一方，過去に同じような地震の経験がない場所では，異なる地域で発生した同様のタイプの地震から導き出された経験則が重要な意味を持つかもしれない．そこで次に過去の地震による被害の経験から強震動予測の問題を考えてみる事にする．

3-2. 過去の被害地震に対する経験とその活用

近代地震学が始められた明治以後，日本では度々大被害を発生させた内陸地震が発生しており，被害調査結果も膨大な量にのぼっている．これらの結果をまとめた資料として防災科学技術センター(1979)がある．この資料は各地震の震源，地震断層，被害を満遍なく簡潔にまとめている．一方，兵庫県南部地震の後，震源近傍における強震動に関連して，①地盤による被害の差[たとえば，Takemura and Tsuji(1995)]，②断層近傍での震動の方向性[たとえば，松田・竹村(1995)]，③断層破壊の伝播方向と地震

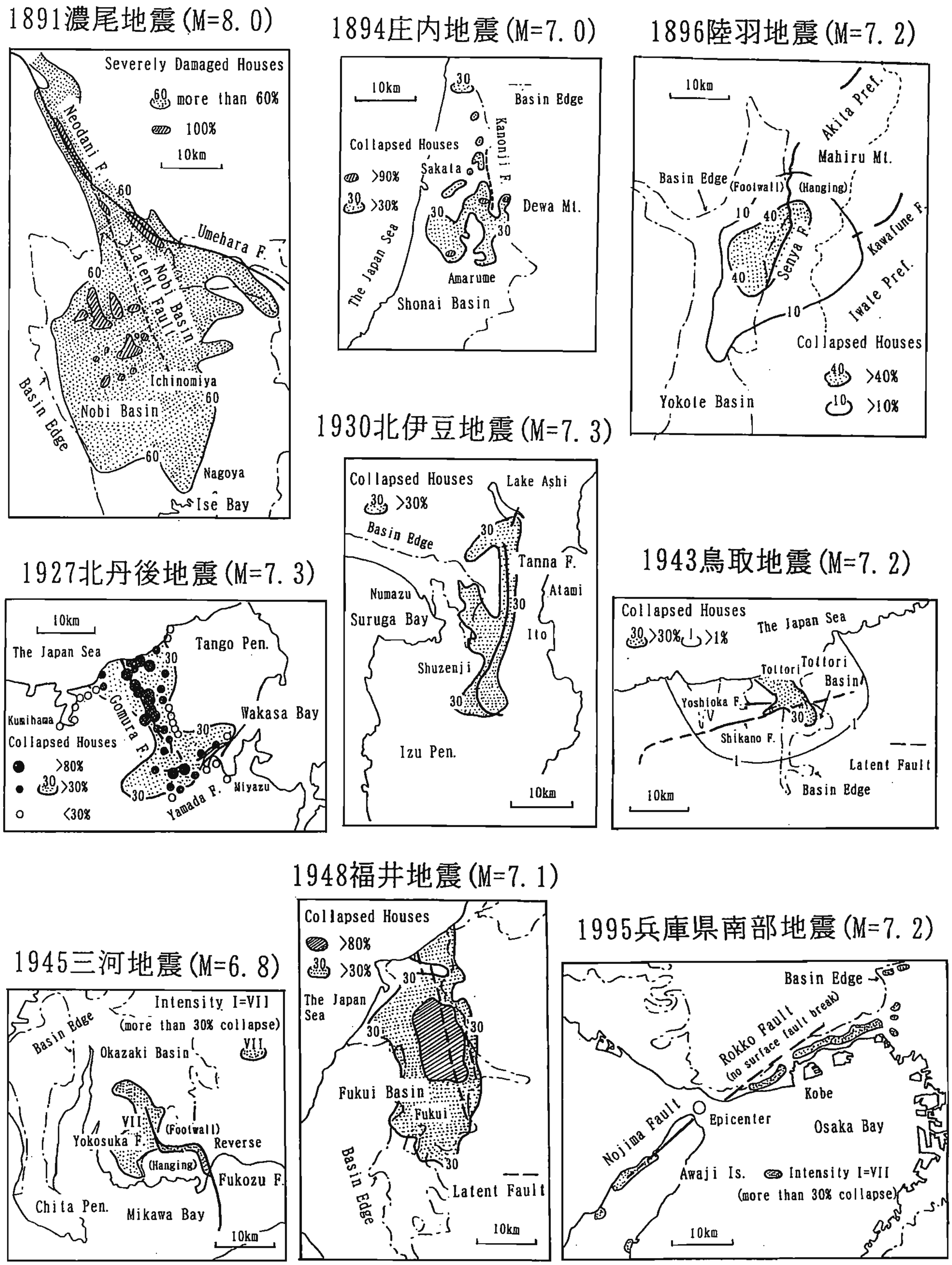


Fig. 6 Summary of spatial distributions of seismic intensity of I=VII in the JMA scale for the 9 inland earthquakes in Japan by Takemura et al. (1997). Detailed explanations are written in the text.

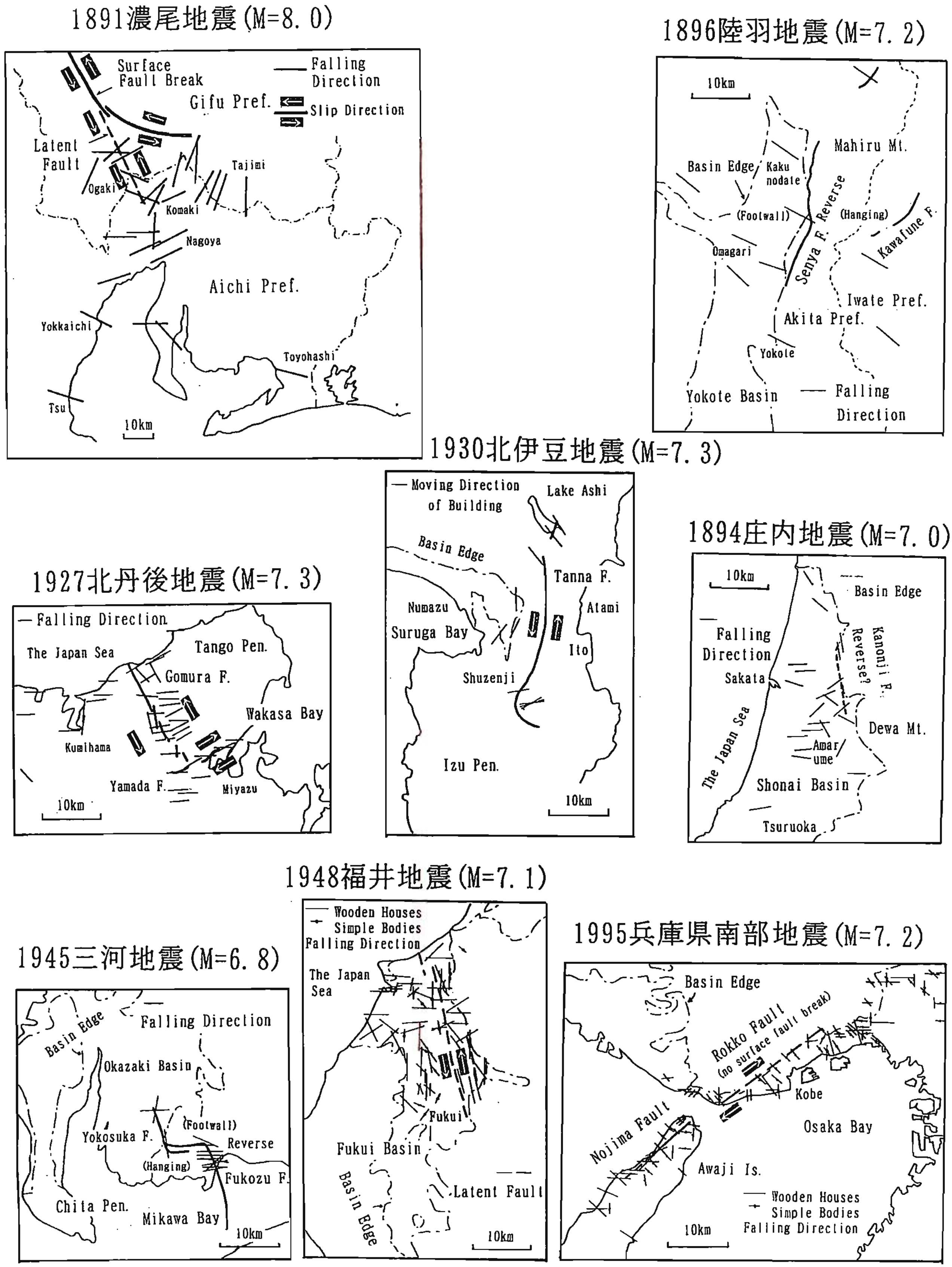


Fig. 7 Summary of falling directions of simple bodies and wooden houses near the earthquake fault for the 8 inland earthquakes in Japan by Takemura et al. (1997). Detailed explanations are written in the text.

動の強さ[たとえば，土岐・他(1995)]等が注目され，様々な検討がなされている．武村・他(1997)は，これら３つの現象を中心とし，過去の被害地震の調査結果を基にどのような条件下で大きな被害につながる強震動が発生するかを検討している．

(a)検討方法

対象とした地震は，明治以後発生し，死者1000人以上を出した内陸の浅発地震，1891年濃尾地震，1927年北丹後地震，1943年鳥取地震，1945年三河地震，1948年福井地震，1995年兵庫県南部地震と死者は1000人以下でもマグニチュードMが7以上で地表に地震断層を残したかまたは断層の位置が推定されている地震，1894年庄内地震，1896年陸羽地震，1930年北伊豆地震の合計9地震である．なお後の３地震についても死者200人以上の大きな被害が生じている[宇佐美(1987)]．また相模トラフのサブダクションゾーンで発生し，歴史上最大級の被害をもたらした1923年関東地震も内陸地震との比較のために取り上げる．Fig. 5にこれらの地震の震央位置を示す．

検討に際し，尺度として震度VIIの空間的分布に注目する．震度VIIは1948年の福井地震後制定されたものであるが，その定義[気象庁(1949)]によれば，「家屋の倒壊が30%以上におよび山くずれ，地割れ，断層などを生ずる」となっている．このため，福井地震以前の地震については住家の倒壊率（または全壊率）が30%以上の地域を震度VII相当の地域として見なす．また震動の方向については墓石等の物体の転倒方向や木造住家の倒壊方向のデータを基に検討する．

(b)結果

Fig. 6に，震度VIIの地域（ハッチの領域）と地震断層または地下で推定されている断層の位置および平野・盆地と山地の境界の位置を比較して示す．平野・盆地とは，100万分の1地質図[地質調査所(1987)]で完新世・後期更新世の堆積層に分類された地域を指し，山地とはそれ以外の地域に対応する．Fig. 7に墓石・石碑・住家等の転倒方向と上記断層との位置関係を示す．Fig. 6やFig. 7とも縮尺を全て揃えた（但しFig. 7の濃尾地震のみは紙面の関係で縮尺率が半分となっている）．Table 5に地震毎の断層型，地震断層，平野・盆地や山地との関係，および震度VIIの領域の広がり，卓越震動方向をまとめた．その際，断層と平野・盆地，山地との関係を３タイプに分類した．すなわち，タイプＡは山地内を断層が通る場合，Ｂは平野・盆地と山地の境界を断層が通る場合，タイプＣは平野下を断層が通る場合である．震度VIIの領域の広がりは断層の走行と直交する方向の幅で示した．タイプＡおよびＣはその差し渡しの最大，タイプＢは平野側と山地側でそれぞれ断層からの最大幅を示した．

結果をまとめると以下のようなことが言える．

①震度VIIの領域はタイプＣやタイプＢの場合，平野・盆地に大きく広がり，時には平野全体が震度VIIとなることもある．これに対して山地（タイプＡやＢ参照）では，断層を挟み最大で幅10km程度しか広がらない．特に山地を地震断層が走る場合，鳥取地震や兵庫県南部地震のように，断層直上でも震度VIIにならないケースもある．

②震源近傍での震動の卓越方向は，横ずれ，縦ずれを問わず断層走行と直交方向になる場合が多い．この震動が震源近傍での被害を大きくする重要な要因と考えられる．但しタイプＣの福井地震では，震動方向は非常に複雑で平野の影響が大きく現れている可能性がある．

③逆断層の場合の上盤で地震動が下盤より大きくなることや，破壊伝播方向で地震動が大きくなる効果は，地盤の影響に比べそれ程大きくない．前者は三河地震で，後者は兵庫県南部地震でそれらしい傾向が見えるが，両地震でも地盤構造の影響の方がより顕著に現れている．

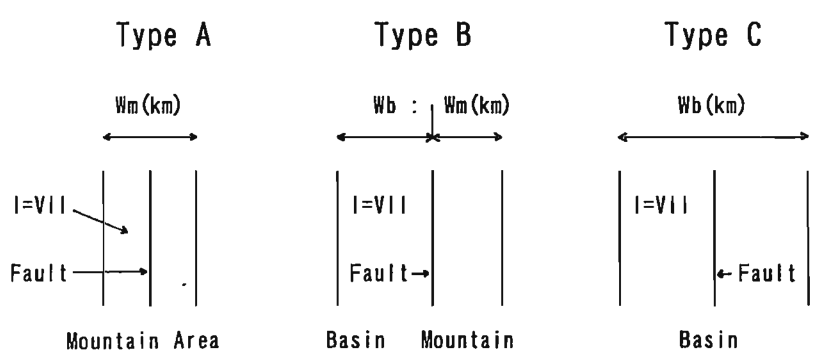
一方，比較のために1923年関東地震の震度VIIの分布をFig. 8に示す．図には細い点線で，関東地震の断層面があると考えられているフィリピン海プレートの上面の深さが示され［Ishida(1992)］，太い破線の範囲が余震域でほぼ震源断層の領域と考えられる[Kanamori(1971)]．関東地震は震源の広がりが大きく，その分住家全壊率30%以上の地域も広い範囲に分布している．

詳細な説明は武村・他(1997)を参照されたいが，住家全壊率30%以上の地域は，小田原から三浦半島にかけての相模平野および房総半島南部の館山方面に広がっている．図には平野と山地の境界も示されており，小田原から鎌倉にかけて相模平野が広がり，さらにその北東側の東京都，埼玉県，千葉県北部にかけて関東平野が広がっている．平野の広がりと全壊率30%以上の地域の対応は相模平野南部で非常に良い．一方フィリピン海プレート上面の深度に注目すると，相模平野北部や東京，千葉周辺等，深さが20kmよりも深くなる地域では平野部でも全壊率30%以上の地域は少なくなることが分かる．このことは断層面から20km程度以上離れると震度VIIになり難くなることを示している．地殻内地震は断層が元々20kmより浅く，それらの地震については上記①の結果が得られているがサブダクションゾーンの地震で

Table 5 Summary of the distributions of I=VII for the disastrous inland earthquakes, in relation to fault type, location of earthquake fault, ground conditions, and dominant direction of ground motion [Takemura et al. (1997)].

Event	M_J	Faulting Style	Earthquake Fault	Basin	Mountain (geology)	Loc. Type	I=VII Extent (W)	Dominant Direc.
1891Nobi	8.0	L-Lateral	Neodani etc.	—	Mesozoic・Plaeozoic	A	5km	no data
			(latent)	Nobi	—	C	35km ○	S. Normal
1894Shonai	7.0	Reverse?	Kanonji?	Shonai	Neogene	B	10:3 km	S. Normal
1896Rikuu	7.2	Reverse	Senya	Yokote	Neogene	B	8:3 km	S. Normal
		Reverse	Kawafune	—	Neogene	A	0km	—
1927Kita-Tango	7.3	L-Lateral	Gomura	—	Granite	A	10km	S. Normal
		R-Lateral	Yamada	—	Granite	A	5km	—
1930Kita-Izu	7.3	L-lateral	Tanna	—	Basalt	A	8km	S. Normal
1943Tottori	7.2	R-Lateral	Shikano etc.	—	Granite	A	0km	no data
		R-Lateral	(latent)	Tottori	—	C	10km ○	no data
1945Mikawa	6.8	Reverse	Fukozu	—	Metamorphic	A	1km	S. Normal
		Reverse	Yokosuka	Okazaki	—	C	10km	—
1948Fukui	7.1	L-lateral	(latent)	Fukui	—	C	16km ○	?
1995Hyogo-ken Nanbu	7.2	R-lateral	Nojima	—	Neogene・Granite	A	N 0km S 2km	S. Normal
		R-lateral	Rokko	Osaka	Granite	B	2:0 km	S. Normal

* M_J: Magnitude in The Japan Meteorological Agency scale
* Geology of Basin: Sediments from Late Pleistocene to Holocene
* Location Type and Extent of the Area of I=VII



○: The area of I=VII filles the whole basin.

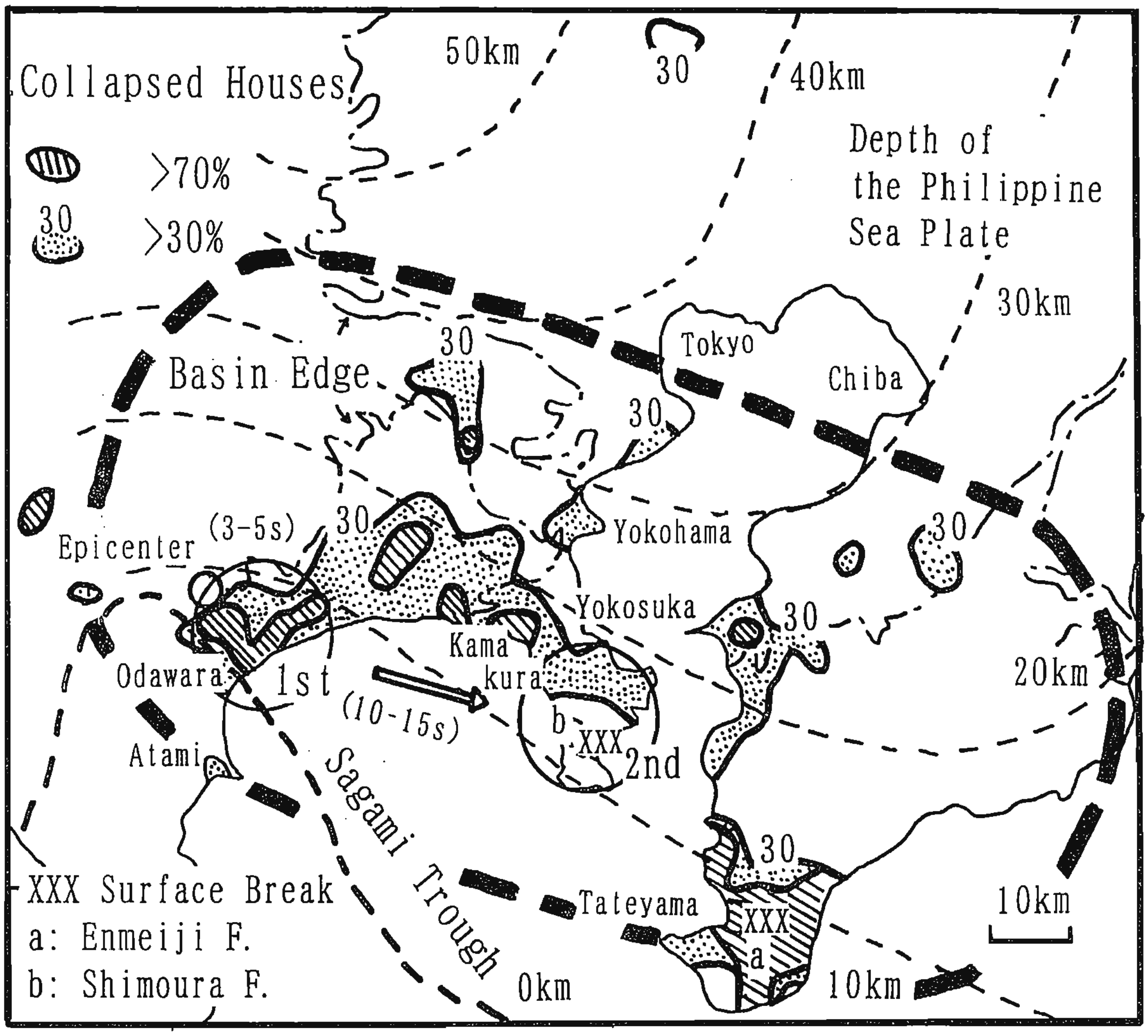


Fig. 8 Spatial distribution of collapse of more than 30% and 70% of wooden houses [after The National Research Center for Disaster Prevention (1979)], and rupture process [after Takemura and Hamada (1996)], for the 1923 Kanto earthquake. Chained curve indicates the edge of the Sagami and the Kanto basins. Smaller open circle shows the location of the epicenter and larger open circles show the locations of asperities on the fault plane. Dotted curves indicate the depth of the Philippine Sea Plate [Ishida (1992)]. Trains of crosses show the surface fault breaks [after The Res. Group of Active Fault in Japan. (1987)]. The area surrounded by the broken curve corresponds to the aftershock region [Takemura et al. (1997)].

も断層が比較的浅い部分についてはそのまま成り立つことが分かる．これに対し断層面の深さが20km以上と深くなる場合には直上でも震度VIIに成り難くなる．従って，東北日本の太平洋沿岸地域のように，日本海溝からの距離が遠く，海洋プレートの深さが60kmもの深さにある場合［萩原(1991)］には，プレート境界で大地震が発生しても陸地で震度VIIが発生する可能性は低いと考えられる．

このように，過去の被害地震の調査結果だけからでも震源断層の位置が決まれば，およそどこの地域が震度VIIの強震動に見舞われ，どの向きの震動が強くなるかが推定できる．

更に詳細な地震動予測をする場合は，断層モデルを用いた予測計算が必要になることは言うまでもないが，その場合でも計算の信頼性を高めるためには，過去の被害地震のシミュレーションは欠かせない．そのためには，過去の被害地震に対して残された地震記録を有効に活用し，震源過程の解明を行うこと[例えば武村・浜田(1996)]や地震が発生した地域の地下構造の調査[たとえば阪神地域活断層調査委員会(1996)]が必要である．過去の被害が説明できないなら，来るべき地震に対する強震動予測の精度も保証されたものではないからである．

3-3. 地下構造探査の重要性

兵庫県南部地震は，我々に改めて強震動に対する地盤構造の影響の大きさを見せつけた[たとえば，Takemura and Tsuji(1995)]．神戸では，地下の震源断層が存在すると考えられている六甲断層系を挟み北側の花崗岩が分布する地域では被害が少なく，南側での堆積層の厚い地域はいわゆる震災の帯と呼ばれ大きな被害を出した．また海岸線に沿う埋め立て地域では表層の軟弱層の液状化が主な原因となって地震動の振幅が押さえられ住家の全壊等の被害が軽減されたと言われている［たとえば時松・他(1997)］．Fig. 9はこの地域を断層と直交する断面で見たときの墓石の転倒率の分布で上記の被害の状況をよく表している．またこれらの現象を裏付けるように異なる地盤でいくつかの強震記録も得られている．

地震後，行われた詳細な地下構造探査[たとえば阪神地域活断層調査委員会(1996)]の結果はこれらの強震記録の差を見事に説明している．永野・他(1997)は，Fig. 10に示すように断層に直交する3つの異なる断面を地下構造探査の結果に基づきモデル化し２次元FEMの解析を行っている．これらは何れも極表層の完新世や後期更新世の地層は除かれ大阪層群以深がモデル化されている．Fig. 11は神戸大学(KBU)および本山(MOT)の記録からこれらのモデルを用いて求めたVs=3.2km/sのいわゆる地震基盤相当の加速度，速度波形である．震源の影響が異なるにも係わらず速度で50-60cm/s，加速度で400gal程度の値になることが分かる．川瀬・林(1996)は，同様の解析を神戸海洋気象台の強震記録を用いてさらに西方の三宮の断面で行っているが，この場合も地震基盤での加速度，速度はほぼ同様の結果を与えている．これに対し，大阪層群上部での加速度，速度の分布を求めるとFig. 12のようになり，場所により結果が異なることが分かる．特にx=0kmの六甲断層系付近より南側（x>0）には震災の帯に対応したピークが生じることがわかる．つまり大阪層群は高層ビル等各種構造物の支持層となるいわゆる工学的基盤であるが，強震動の大きさを左右する地盤の影響としては，これ以深の地層の影響も無視できないことを示している．以上の解析の妥当性はFig. 11に示す基盤での地震動を用いて，Fig. 10のモデルに極表層の地層を考慮すれば，東神戸大橋(EKB)や六甲アイランド(RKI)の強震記録の波形がシミュレーションできることによって確認されている．

以上の結果は，地震動に対する地盤の影響を詳細に評価しようとする場合，少なくとも地震基盤相当の地層までの地下構造探査が必要なことを示している．同様に飛田・他(1997)は，1994年三陸はるか沖地震の際の八戸での複数の異なる地盤条件で得られた強震記録を説明するため，地震基盤までの地下構造を考慮した解析を行って，一定の成果を納めている．またTakemura et al.(1991)は，Vsが約3km/sの花崗岩層を基準に様々な堆積層上での地盤の増幅率を調べている．その結果によれば，1-5Hzの周波数帯で，Vs=1000-1600m/sの中生代から古第三紀層で1-3倍，Vs=500-800m/sの新第三紀層で2.5-10倍，Vsが約450m/sの更新世の地層で4-15倍，Vsが約200m/sの完新世で20倍程度の増幅率を求めている．地震基盤までの深い堆積層の影響はやや長周期地震動との関連で議論されることが多い［たとえば山中(1990)］が，1Hz以上の高周波成分にも無視できない影響がある．

地震基盤までの地下構造探査は，現在関東平野および大阪平野等一部の地域でしか実施されていない[たとえば，岩田(1996)，山中(1990)]．わが国では人口の大半が堆積平野上に密集しており，堆積平野の地下構造探査は伏在断層の調査とともに強震動予測の第一歩と位置づけて早急に実施する必要がある．

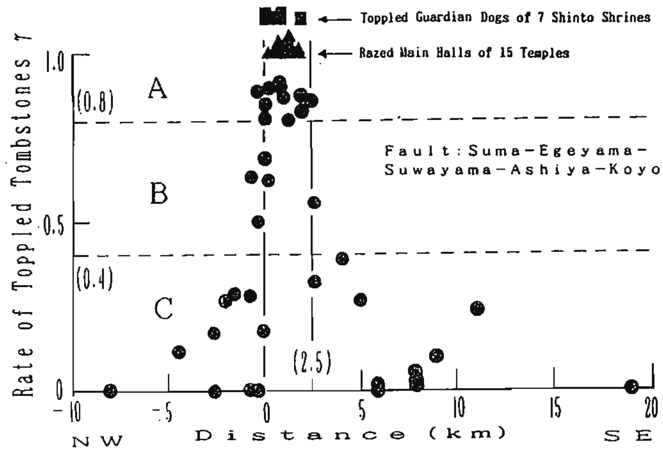


Fig. 9 The rate of topple tombstones and the shortest distance from the fault line. Locations of the temples with razed main halls and the Shinto shrines with toppled guardian dogs are also plotted of the figure[Takemura and Tsuji(1995)].

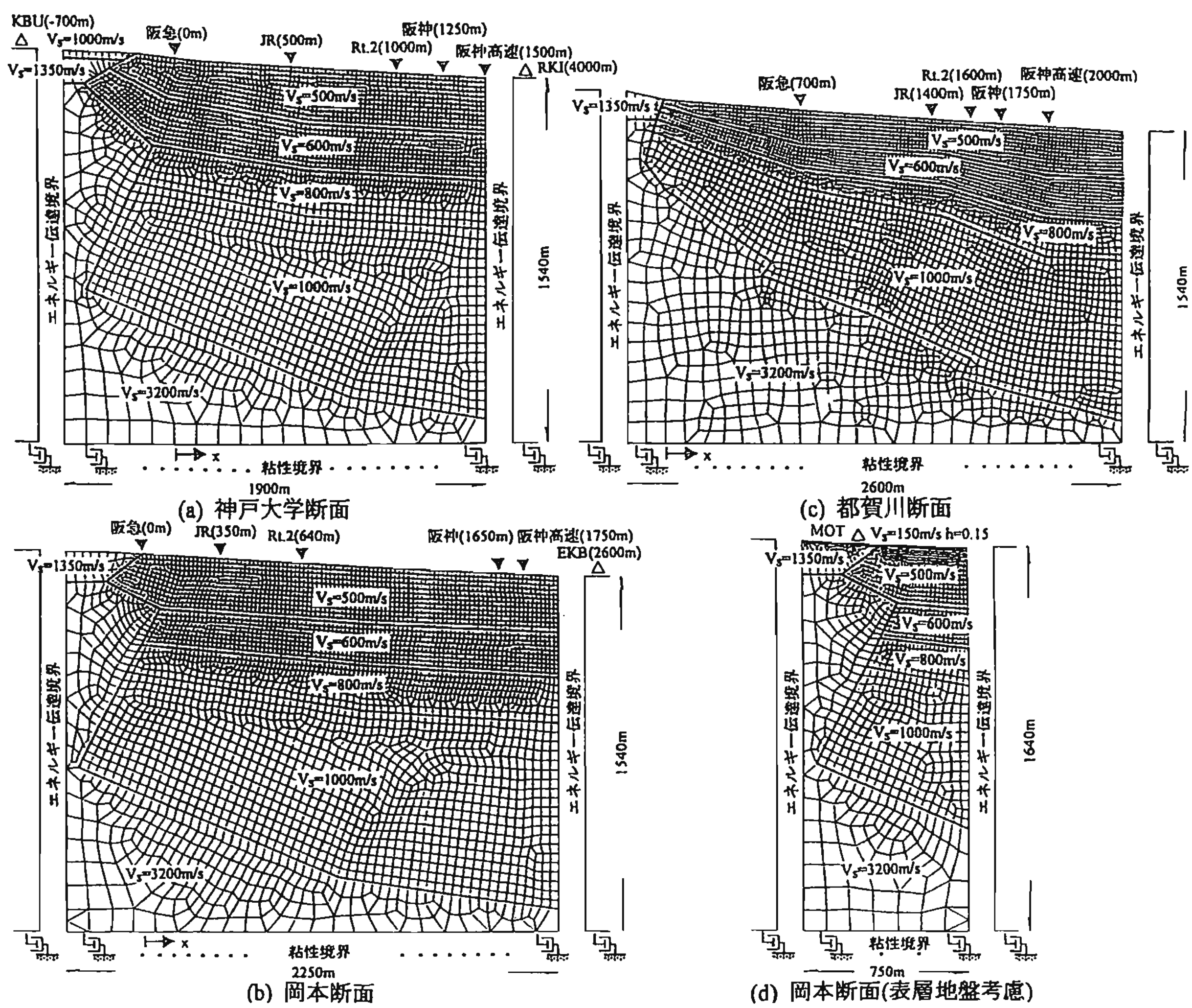
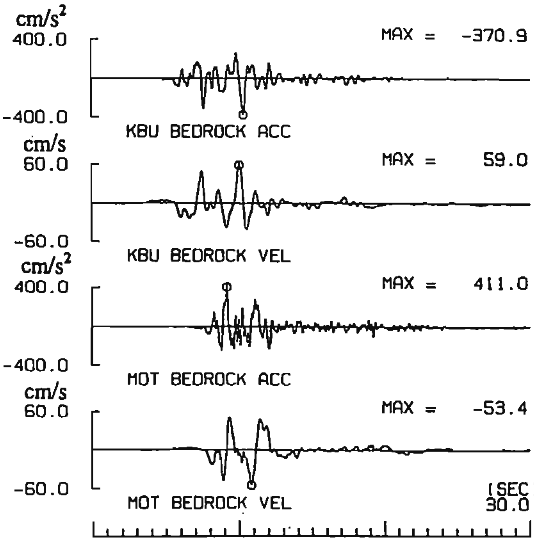
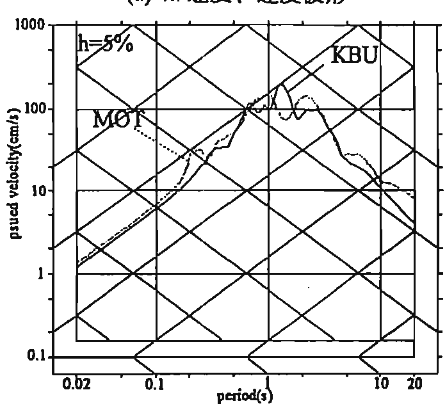


Fig. 10 2-D FEM models along the 3 survey lines of subsurface structures in the eastern Kobe area [Nagano et al. (1997)].

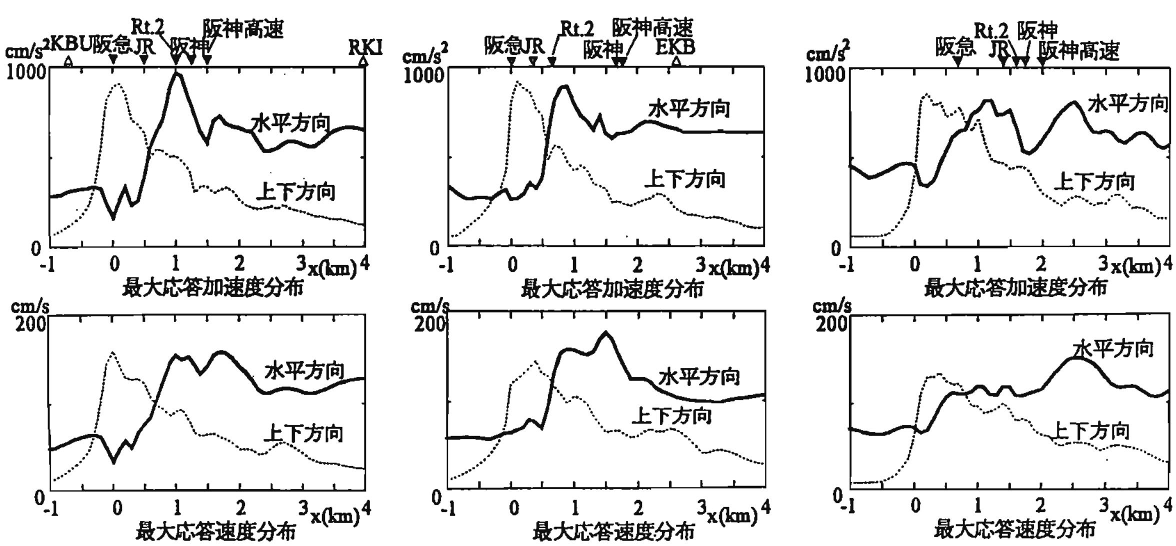


(a) 加速度、速度波形



(b) 疑似速度応答スペクトル

Fig. 11 Bedrock motions and their response spectra evaluated from the observed records at KBU and MOT [Nagano et al. (1997)].



(a) 神戸大学断面 (b) 岡本断面 (c) 都賀川断面

Fig. 12 Calculated ground motion on the Osaka group formation dring the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake along the 3 survey lines [Nagano et al. (1997)].

4．まとめ

地震防災を考える上での基本事項として強震動予測の現状と将来の方向性を考えた．地震発生の予測については，発生場所の情報は現状でも活用性が高いが，発生時期についてはその精度が低く慎重な取扱いが必要である．その原因として地震発生の物理が未解明であることと日本列島に対する歪の蓄積過程に対する情報が不足していることが上げられる．

一方，震動の予測については，先ず，予測精度を高めるために地震基盤までの地下構造探査を進める必要がある．特に人口密集地帯である堆積平野下の探査は伏在断層の調査も含め早急に実施すべきである．しかしながら，ここでも震源に関連し，現状，来るべき地震の震源過程を予測しなければならないという困難な問題がある．このため，予測結果の大きなばらつきは避け難い．

このような場合，過去の被害地震に対する経験は有用である．できれば理論的に想定される様々なケースの計算結果を用いて経験や経験則から導き出される結果を解釈し，それらに基づいて地震動レベルを設定することも必要である．このことは，学問的にも社会的にも合理的な強震動予測を実現するための最も確実な方法であると思われる．もちろん，将来，地震の震源についての問題等が解決されれば，天気予報で実施されているような数値予報により，あまり経験に頼らず，地震危険度予報を行うことも可能になるかもしれない．しかしながら現状を考えるとその道程はまだまだ長そうである．

参考文献

粟田泰夫・他，1995，1995年兵庫県南部地震で淡路島に出現した地震断層，シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集（日本地質学会），11-14.

粟田泰夫・寒川旭・杉山雄一，1996，有馬一高槻一六甲断層帯のセグメント分布と1596年慶長伏見地震・1995年兵庫県南部地震，日本地震学会講演予稿集，No. 2，A45.

防災科学技術センター，1979，地震断層付近の侵害に関する調査，防災科学技術研究資料，39号，pp. 117.

地質調査所，1987，100万分の1地質図.

Geller, R, 1976, Scaling Relation for Earthquake Source Parameters and Magnitudes, Bull. Seism. Soc. Am., 66, 1501-1523.

萩原尊禮編，1991，日本列島の地震－地震工学と地震地体構造，鹿島出版会，pp. 215.

平田直，1997，大地震の長期予測はどこまで可能か？，日本地震学会シンポジウム報告，日本地震学会広報紙ないふるNo. 2，1-2.

Ishida, M., 1992, Geometry and relative motion of the Philippine Sea Plate and Pacific Plate beneath the Kanto-Tokai district, Japan, J. Geophys. Res., 97, 489-513.

岩田知孝，1996，大阪盆地の地下構造と地震動，第24回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，5-20.

阪神地域活断層調査委員会，1996，阪神・淡路地域活断層調査報告書（平成８年３月）

羽鳥徳太郎，1977，歴史津波-その挙動を探る，イルカぶっくす，pp. 125.

Kanamori, H., 1971, Faulting of the great Kanto earthquake of 1923 as revealed by seismological data, Bull. Earthq. Res. Inst., 49, 13-18.

鹿島都市防災研究会編著，1996，大地震と都市災害，都市・建築防災シリーズ，鹿島出版会，pp. 128.

加藤研一，1997，三陸はるか沖地震と十勝沖地震の震源特性，三陸はるか沖地震の被害と耐震設計，日本建築学会，1-12.

活断層研究会，1987，新編日本の活断層，東京大学出版会，pp. 437.

川瀬博・林康裕, 1996, 兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション, 日本建築学会構造系論文集, 480, 67-76.

気象庁，1949，地震観測法.

纐纈一起，1991，不整形地盤における地震動，土木学会論文集，I-17，1-18.

松田高明・竹村厚司，1995，兵庫県南部地震における木造家屋の倒壊方向と分布，阪神・淡路大震災地質環境論文集，環境地質学会，181-186.

松田時彦，1975，活断層から発生する地震の規模と周期について，地震，28，269-283.

永野正行・加藤研一・大野晋・古山田耕司，1997，反射法結果に基づく2次元モデルを用いた神戸市灘地域の強震動シミュレーション解析，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1，77-80.

日本地震学会，1997，大地震の長期予測はどこまで可能か？，日本地震学会シンポジウム.

日本学術会議地震学研連・日本地震学会，1997，地震予知研究シンポジウム資料集.

佐藤良輔編，1989，日本の地震断層パラメーター・ハンドブック，鹿島出版会.

島崎邦彦，1995，古地震を探る，古地震研究と地震予知，古今書院，36-52.

杉山雄一，1996，地質調査所の活断層調査・研究方針と大学の活断層研究に望むもの，活断層研究，15，106-108.

鈴木康弘・他，1995，野島断層のトレンチ調査（第２報），日本地震学会講演予稿集，No.2，A70.

鈴木康弘，1997，トレンチ調査の問題と展望-野島断層のトレンチ調査からの問題提起，活断層研究，15，112-113.

武村雅之，1996，地震動予測と地震予知，地震予知研究シンポジウム報告集（印刷中）.

武村雅之・諸井孝文・八代和彦，1997，明治以後の内陸浅発地震の被害から見た強震動の特徴-震度VIIの発生条件，地震（総合報告投稿中）.

武村雅之，1990，日本列島およびその周辺地域に起こる浅発地震のマグニチュードと地震モーメントの関係，地震，43，257-265.

Takemura, M., and K. Kato, T. Ikeura, and E. Shima, 1991, Site amplification of S-waves from strong motion records in special relation to surface geology, J. Phys. Earth, 39, 537-552.

武村雅之・浜田信生，1996，近地観測点における1923年関東地震によるＰ波波形の特徴，地震2，49，141-168.

Takemura, M., and Y. Tsuji, 1995, Strong motion distribution in Kobe area due to the 1995 Southern Hyogo Earthquake(M=7.2) in Japan as inferred from the topple rate of tombstones, J. Phys. Earth, 43, 747-753.

Takeo, M., and H. Kanamori, 1997, Simulation of long-period ground motion near a large earthquake, Bull. Seism. Soc. Am., 87, 140-156.

飛田潤・杉村義広・柴慶治，1997，三陸はるか沖地震と十勝沖地震の震源特性，三陸はるか沖地震の被害と耐震設計，日本建築学会，13-32.

土岐憲三・後藤洋三・江尻譲嗣・澤田純男，1995，兵庫県南部地震の震源特性と地盤震動特性，土木学会誌，80，32-43.

時松孝次・新井洋・浅香美治，1997，微動観測から推定した神戸市住吉地区の深部Ｓ波速度構造と地震動特性，日本建築学会構造系論文集，491，37-46.

泊次郎，1996，大震災以後の地震科学と社会，シンポジウム兵庫県南部地震後の地震科学：これからの震災低減に向けて，地球惑星科学関連学会予稿集，68.

宇佐美龍夫，1987，新編日本被害地震総覧，東京大学出版会，pp434.

山中浩明，1990，関東平野の深い地盤とやや長周期地震動，第18回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，27-36.

Yoshida, S. and K. Koketsu, B. Shibazaki, T. Sagiya, T. Kato, and Y. Yoshida, 1996, Joint Inversion of Near- and Far-Field Waveforms and Geodetic Data for the Rupture Process of the 1995 Kobe Earthquake, J. Phys. Earth, 44, 437-454.

資　料

第24回地盤震動シンポジウム（1996）

1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究（その2）大阪平野について考える

構造委員会 振動運営委員会 地盤震動小委員会

標記シンポジウムが、構造委員会·振動運営委員会·地盤震動小委員会の主催で、1996年10月30日（水）9:00～17:00、建築会館ホールにて、約200名の参加者を集めて開催された。司会は、午前：萩尾堅治（大成建設）と山中浩明（東京工業大学）、午後：小林喜久二（竹中工務店）と清野純史（山口大学）、総合討論：片岡俊一（清水建設）と鈴木三四郎（関西大学）がそれぞれ担当した。以下に概要を紹介する。なお、質疑や討論の内容については、誌面の関係で省略した。

1. 主旨説明：瀬尾和大（当小委員会主査・東京工業大学）

地盤震動研究は、1995年の兵庫県南部地震で厳しいチェックを受けている。昨年のシンポジウムでは、情報量が少ない状態であったが、神戸地域の地震動が今までの地盤震動研究でおおよそ説明できることが確認された。今回のシンポジウムは昨年と同じく兵庫県南部地震を取り上げるが、対象を広い意味での大阪平野に拡大して、最新のデータを用いて平野内の地震動がどこまで解明できたのか、また、将来起こる地震動の予測がどこまで進んでいるのか、問題点はどこにあるのか、などを明確にすることが目標である。

2. 大阪の地下構造と地盤震動特性

（1）大阪盆地の地下構造と地震動：

岩田知孝（京都大学防災研究所）

大阪盆地は対角線の長さが約70 kmと40 kmのフットボール型をしていて、中心の大阪湾でも基盤深さが約2.5 kmと浅い。周りには北に六甲山系、東に生駒山地、南に中央構造線の一部である和泉山地、西に淡路島の山地と四方を山で囲まれている。大阪盆地の地下構造は、1年前と比べれば、反射法探査やボーリング調査、アレイ観測等によって明らかになってきている。その結果、以下のことが判明している。①香川によって提案された大阪堆積盆地構造モデル（香川モデル）は、深さのコンター、物性値とも誤差が約1割とかなり正確であった。②大阪城の付近を南北に走る上町断層は、南部で枝分かれしている可能性が高い。③生駒山地のエッジの形状は場所ごとにかなり複雑なので、反射する地震動も異なる。④大阪平野で観測される生駒山地からのあとゆれは東から西に進むが、南北方向の振幅が大きいことからラブ波が卓越していると推定できる。

（2）微動からみた大阪平野の地盤震動特性：

若松邦夫（大林組）

大阪府では地震防災計画の一環として、大阪地域の面的な地盤震動特性を微動特性の観点から把握するため、国土数値情報を参考に大阪府を1 kmメッシュで区切り、山地を除いて1,094地点で微動計測を実施した。その結果、微動のH/Vスペクトルのピークは2秒を境界に長周期と短周期に分かれ、短周期のピークは表層地盤の振動特性や地震観測結果と良い対応が見られ、長周期は前述の香川モデルと調和的であることが判明した。大阪府全体を、H/Vスペクトルの形状から5タイプ（岩露出型、山地境界型、洪積層型、沖積層型、埋立型）にグルーピングした。その中の埋立型は、沖積層を硬質な層で埋め立てているため微動のピークは見えにくい。

3. 1995年兵庫県南部地震による大阪盆地の地震動

（1）兵庫県南部地震の震源域における地震動：

纐纈一起（東京大学地震研究所）

兵庫県南部地震の強震動には、地震学の単純な理論モデルで説明できる現象がほとんどそのまま現れている。①なぜ長周期成分が卓越して継続時間が短いかは、昨年のシンポジウムでの久田嘉章（工学院大学）の発表から震源過程でのディレクティビティによって説明できる。②震災の帯がなぜできたのかは、堆積層端部のマルチパッシングの影響とディレクティビティによって説明できる。③なぜ芦屋や西宮で大きな被害が生じたかは、芦屋断層南端部も動いたとすれば説明できる。④今回の地震ではアスペリティが深いために震災の帯が南の堆積層上になったが、もっと浅いと山地でも大きな地震動になったと推定される。衝撃波は、空気などの圧縮性のものでは逆分散が生じ、波形の前面に急峻な波が出現する現象だが、今回の地震では見られなかったと考えている。

（2）大阪平野における地震動の概要：片岡俊一（清水建設）

観測値の最大値に着目して“最大加速度/最大速度”を求めると平均して9程度になり、やや長周期の成分が大きい地震動であったことが分かった。大阪府全体でのアンケート震度調査の結果を見ると、北部と南部の山地境界付近で震度が大きくなった。大阪での被害の集中域は上町断層の西側に沿っているが、定量的な証明は行われていない。

大阪府福島区での観測波形に見られるやや長周期の地震動は、分散性が顕著なため表面波と考えられる。周辺の観測記録と合わせて表面波の伝播速度と到来方向を求めると、香川モデルを用いたレーリー波の分散性とよく一致し、波動の到来方向は六甲断層系に近い北西からとなった。

大阪平野をやや長周期地震動の強さレベルから3つのグループに分けると、大阪管区気象台のある上町断層の東側近傍（上町台地）は、大阪湾岸部や河内盆地に比べて振幅がかなり小さくなる。

（3）構造物から見た地震動特性：小山信（建設省建築研究所）

大阪の地盤を応答スペクトルから眺めると、ノースリッジ地震などと比較して、神戸での強震動（葺合とか）はかなり応答スペクトルが大きい。

周期を1.0、2.0、4.0、8.0、15.0秒としてピーク値を選んで大阪平野の南北測線と東西測線で眺めると、1～4秒のピーク値は、大阪平野の堆積盆地構造をよく反映していることが判明した。1秒と4秒の地震波の継続時間を神戸と福島区で比較すると、1秒は同じだが、4秒は福島区で非常に長いことが分かった。あとゆれの影響を建築学会の大会で発表された5つの建物内での地震記録から考察すると、4秒のあとゆれの影響は、建物の固有周期が近いものほど大きいことが判明した。

4. 特別講演

大阪平野のあとゆれについて：鳥海 勲（福井大学名誉教授）

今から25年前に、大阪府の人から大阪市内天王寺で地震計の"お守り"を頼まれ、観測された地震波形を見て主要動に遅れて揺れる波を「あとゆれ」と名付けた。その後、あとゆれに興味を持ち、あとゆれが発生する地震はＭ５以上で震源距離200 km 以内であることが判明した。また、「なぜ遅れるのか」には「生駒山地から来るから」、「なぜ高い振動数成分が入っていないのか」には「表面波であるから」と、一つ一つの問題を解明していった。

研究を進めていくと、「あとゆれは大阪平野を伝わってくるので平野全体の地下構造の解明が必要である」と考え、1988年に大阪港で発破実験を行うことができた。その結果、大阪平野の表層が２層に分かれており、上町断層の高低さが約400 m であることなどが判明した。

変位ポテンシャルの差分法によって、あとゆれをシミュレーションして、あとゆれによって渦ができる範囲は表層の第１層のみで、あとゆれ／主要動の比は、4/10～3/10だが、淀川河口付近で大きいことが分かった。兵庫県南部地震では、六甲山地からのあとゆれの波は大阪湾に水没して大阪平野には伝播されなかったと考えている。

設計に望むこととして、地震動を最大値だけで評価するのではなく継続時間も考慮すること、また、盆地型の平野ではあとゆれの影響も考慮すべきである。

5. 想定地震動と設計の現状

（１）兵庫県南部地震のシミュレーション：

香川敬生（大阪土質試験所）

香川モデルを作成した過程は、主に反射法探査から反射の明確な層を分離し、重力異常から堆積層の深さを推定し、微動のアレイ観測結果による位相速度の分散性から最終的な深さと物性値を決めた。

震源過程、エッジ効果、堆積地盤の非線形性などを考慮した兵庫県南部地震のシミュレーション例を紹介して大阪平野での結果を示した。長周期成分の予測には三次元差分法を用い、短周期成分には半経験的な方法を用いる例が多い。しかし、地震動予測には「断層長さから震源位置をどう決めるか」と「アスペリティ分布をどう決めるか」などの問題がある。

（２）1946年南海地震のシミュレーション：

釜江克宏（京都大学）

1946年南海地震では破壊領域が小さかったので、あと20年後に南海地震が再来するという説がある。1991年に南海地震の要素地震が観測できたので、経験的な方法を用いて大阪市内２カ所（大阪気象台と東大阪）での地震動をシミュレーションしてみた。結果を長周期側では洲本などでの変位計の結果と、短周期側では震度分布と比較した。震源モデルは、相田モデルにアスペリティ分布を追加した修正相田モデルを用いた。その結果、高周波成分が大きくなり、震度から推定される加速度に近くなった。大阪市内の地震動は、上町台地上の大阪気象台では60 gal、23 kine で、大阪湾岸の東大阪で100 gal、30 kine となった。また、波形の継続時間は約５分と大変長くなり、およそ２秒と５秒の周期が卓越した。

（３）大阪およびその周辺地域の地震防災のための想定地震と強震動の予測：入倉孝次郎（京都大学防災研究所）

今、全国各地で活断層調査が行われている。この発表では、活断層データが明確になったら強震動をどう予測すべきかという方法を示す。あやふやなところもあるが、避けて通ることはできず、予測された結果よりも方法論を中心に聴いてほしい。

大阪府の防災対策で土木構造物を対象に、地震動予測を行った例を紹介する。大阪では、４つの断層による想定地震（上町断層、生駒断層、和泉断層、六甲断層）が考えられている。（２）の南海地震のように小地震の観測記録があれば、半経験的な方法で、比較的精度良く地震動の予測ができる。しかし、一般的に要素地震の記録がないことが多く、その場合にはハイブリッド合成法によって小地震の記録を作成することになる。通常、地震波の低周波数域には三次元差分法を用い、高周波数域には確率的な方法を用いる。断層パラメーターは、以下のように決めた。①長さと走行：地質と地形から推定、②伏角：反射法探査から推定、③変位：深さ限界から推定、④平均スリップ：経験式により推定、⑤断層破壊過程としてのアスペリティ分布：カリフォルニアの経験式を採用し、結果を見て妥当かどうかを判断、⑥破壊開始点：圧縮性バリアを考えて決める。

（４）大阪市内北部の観測地震動と建物の応答：

瀬川輝夫（竹中工務店）

大阪で30年近く構造設計をしており、兵庫県南部地震までは、設計用地震動には八戸や大阪205などを用いてきた。この地震で、大阪市内で地震波が得られており、それをそのまま設計用とすると今までの建物がもたない恐れがある。最大速度は、西側で35 kine、大阪城で 20 kine である。建物の地震観測結果を見ると建物の応答は弾性域ギリギリで、地震時の一次周期は微小時と比べて20％ほど長くなっている。減衰定数は 2～3％でよく合っているが、振動数に比例はしていなかった。周期が約２秒のあとゆれと共振した建物もあった。再現期間を考えると、大阪では1596年慶長地震クラスが3,000年程度である。建物の耐震設計を行ううえで、１秒の突発的な揺れには、ブレースなどの水平部材で抵抗して、２秒以上の揺れには、エネルギー吸収を考える必要がある。

6. まとめ

最後に、山田真（当小委員会幹事・早稲田大学）が、以下のようにシンポジウムのまとめを行って閉会した。

入倉先生から地震動予測の現状が紹介され、活断層調査が十分に行われたとしても未知のパラメーターがあり、それによって結果には大きな差が生じる。使う側は、工学的な判断でそれをどう用いるかが重要である。その際には、防災という指標が重要で、土木と建築との違いも考慮すべきである。建築には被害分布という観点が重要であり、地震動の大きくなる分布をどう捉えるかが今後の課題である

なお、当日の資料集は、頒価3,000円にて学会資料頒布所で販売している。

●今岡克也（豊田工業高等専門学校）

第25回地盤震動シンポジウム(1997)
1995年兵庫県南部地震で試された地盤震動研究(その3)
ー震源域での強震動評価と耐震設計について考えるー

1997年10月

編 集
著作人　社団法人　日 本 建 築 学 会

〒108　東京都港区芝5丁目26番20号
TEL　03-3456-2051
FAX　03-3456-2058

印刷所　有限会社　健 心 社

シンポジウム資料　AIJ-9710-02500