建築構造物を対象とした設計用入力地震動の強さ

長崎総合科学大学工学部建築学教室* 長 橋 純 男

Intensity of Earthquake Ground Motion for Seismic Design of Buildings

Sumio NAGAHASHI

Department of Architecture and Building Science, Faculty of Engineering, Nagasaki Institute
of Applied Science, 536, Abamachi, Nagasaki City, Nagasaki 851-01, Japan

(Received December 10, 1993; Accepted January 13, 1994)

The recent philosophies and methods in seismic design of buildings are discussed. In these two or three decades, several kinds of new type buildings have been constructed in Japan, that is, high rise buildings, nuclear power plant structures, base isolated buildings, structures on soft soil ground in so called "Water front" areas, and so on. These social demands of constructions have needed new philosophy and method for seismic design. On the other hand, the recent earthquake events occurred in the world, for instance, the 1968 Tokachi-oki earthquake, the 1979 Imperial Valley earthquake, the 1985 Michoacan earthquake and others, showed us important information. The actual situations of building damage and the observed data by strong motion seismographs have showed clearly that the characteristics of earthquake ground motion are greatly effected due to earthquake source processes, seismic wave propagation from source to site, deep subsurface structure in the concerned district and local site conditions. The lessons learned from these recent earthquakes have promoted the developments in the methods of evaluation of intensity of earthquake ground motion to apply the seismic design of buildings. The many kinds of attenuation formulae have been proposed on the basis of the data set of many strong motion accelerograms in the recent destructive earthquakes, and the methods of ground motion simulations have been studied on the theories of physical state on seismic fault, rupture process of seismic source, and wave propagation. Then, the current trends and ideas of evaluation of seismic load, design spectrum or ground motion time histories for response analyses, and new representation of intensity of earthquake ground motion to buildings by "energy spectrum" are discussed in this paper.

Key words: Seismic load, Attenuation formula, Design spectrum, Simulation of strong ground motion, Energy spectrum.

§ 1. はじめに

本会の『地震第2輯』が第20巻を迎えるにあたり、記念特集号「日本の地震学の概観」[地震学会(1967)]を刊行したのは1967年のことであるが、その全5篇構成の最終篇である「地震工学」篇では、下記の項目についてその概観が紹介されている。

第1章 地震危険度	(村松郁栄)
第2章 自然地震の観測	(大沢 胖・田中貞二)
第3章 地表層の振動	(嶋 悦三・太田 裕)

第4章 建築物の地震応答解析 (小林啓美)

第5章 基礎と構造物の相互作用 (田治見宏)

第6章 土と土質構造物の問題

(林 聡・荒井秀夫)

第7章 震害調査 (金井 清)

第8章 耐震設計基準(日本)と地震学 (金井 清)

これら8章より成る総合報告は、当時の知見と研究動向をあますところなく伝えていると同時に、その後の地震工学が取り組むべき重要な研究課題を展望したものであった。それからおよそ四半世紀を経た今日、地震観測システムの進歩と地震動記録の蓄積、物理探査による地

* 〒851-01 長崎市網場町 536 番地

下構造の把握、震源過程と地震波伝播に関する理論・解析手法の発展はまことに目覚ましいものであるが、それらはこれら報告者をはじめとする学界諸先達によるところが大である。

ところで、上記「総合報告」の中で、標題の「建築物を対象とした設計用入力地震動の強さ」という本稿の主題と、内容的に直接的な関連の深い最終章の冒頭において金井は、『建築基準法』制定に伴う同施行令の中に、地域別、地盤種別、構造種別の考え方が盛り込まれることとなったことについて、おおよそ下記の内容の経緯を紹介している。

周知の如く、日本における建築物の耐震規定が採り入れられたのは、1923年関東地震の翌年の1924年のことである。5年前の1919年に公布された『市街地建築物法』が改定され、建築物の各部材の許容応力度における材料安全率を考慮したうえで、建築物に対する設計用地震力として「水平震度0.1」の耐震規定が世界で始めて定められたものである。以来、太平洋戦争を挟んでおよそ四半世紀にわたり、この耐震規定に基づいて、設計用の地震力としては構造種別に関係なく全国一律に用いられた。そして、戦後の1948年福井地震ののち、これに対する根本的な検討が必要という気運がおこり、いわゆる「河角マップ」[KAWASUMI (1951)]による地域別、及び地盤種別と構造種別とを組み合わせた設計震度の係数が『建築基準法施行令』に盛り込まれる運びとなったわけである。

本稿は、上記の『建築基準法施行令』以降より今日にいたるまでの40数年において、その折々の時代の要請や社会的な事情を背景とし、また被害地震による新たな教訓や近年の地震学・地震工学の知見を活かしつつ、建築物の耐震設計における地震荷重、あるいは設計用入力地震動を、どのような考え方で設定してきたのかについて、その歩みを概観する。ついで、建築物の耐震設計において、「地域別」や「地盤特性」、あるいは設計が対象とする地震自体の震源断層の特性をも考慮した設計用入力地震動の設定についての最近の考え方と、それに基づく設計用入力地震動の強さのレベルについて、日本における研究動向を主たる事例対象として紹介しようとするものである。

§ 2. 戦後における耐震建築の展開

本総合報告シリーズの企画・編集の任にあたった工藤は、そのシリーズの序[工藤(1993)]において、1950年以降の日本の工学地震学分野における研究課題の発展を年代史としてまとめて示している。ここでは、特に建築物の耐震設計に関わることを中心として、前節に述べた

『建築基準法』の制定(1950年)以降の主要な事項をTable 1に示す。これをもとに、主要項目を挙げれば、以下の通りである。

(イ) 1948年福井地震によって3,895名の死者・行方不明者、46,869件の全半壊家屋が生じて以来45年間、この福井地震クラスの破壊的な地震は未だ日本では発生していない。その間の被害地震で100名を越す犠牲者のでた地震は、1993年北海道南西沖地震(死者・行方不明者238名)、1960年チリ沖地震津波(139名)及び1982年日本海中部地震(104名)の3回であり、いずれも多くが津波による犠牲である。人的被害が少なくなっているのには、戦後の木造家屋の耐震性能が一般に向上していることによるところが大きい。しかしながら、例えば国土庁の仮想南関東地震による被害想定[国土庁(1988)]では15万人の死者を想定していることでもあり、単に「建物が地震に強くなったから…」ということだけでは説明するわけにいかない。福井地震クラスの破壊的な地震がたまたま発生しなかった45年であったというべきである。

(ロ) SMAC型強震計などによる強震記録が国内外で蓄積されてきたこと。また、コンピュータの発達により、不規則な地動に対する構造物の応答解析技術が普及してきたこと。

(ハ) 「耐震的な構造物」と信じられてきた鉄筋コンクリート構造物であったが、1968年十勝沖地震では、たとえば垂壁・腰壁による所謂「短柱」を有する構造形式のものなどせん断破壊モードの卓越した構造物、特に学校建物を中心として、脆さ及び粘り不足を顕したこと[日本建築学会(1968)]。他方で、1962年広尾沖地震や1993年釧路沖地震では、大きな加速度振幅が記録されたにもかかわらず、周辺建物には振動的な被害は僅少であり、地震時の建築物の実現象・実挙動の数理的な把握に問題があることが重ねて示されたこと[長橋(1993b)]。

(ニ) 1963年には高さ制限が撤廃され、日本建築学会でも『高層建築物技術指針』[日本建築学会(1964)]を作り、三井霞ヶ関ビル(36階)をはじめとして高層建物が多数建築されてきたこと。ただし、高層建物の基本周期に対応する周期数秒のやや長周期地震動については、当時はあまり情報がなく、1968年十勝沖地震で八戸港湾や青森港湾で観測されたSMAC記録の解析により、やや長周期地震動の問題がクローズアップされることとなったこと[長橋(1990a)]。

(ホ) 高層建物と同様に、その固有周期がやや長周期地震動の周期帯域に属する長周期構造物は、他にも長大橋梁(本州四国連絡橋など)やオイルタンクのような土

Table 1. The chronological table of the matters with respect to earthquake engineering and seismic design of buildings in Japan since 1947.

1947	Lateral seismic coefficient of 0.2 was decided in the Japan Building Standard.
1948	3,895 lives were lost or missed in the 1948 Fukui earthquake of magnitude $M_{JMA} = 7.1$.
1950	Lateral coefficient larger than 0.2 was prescribed in the Japanese Building Code.
1951	The expectancy of ground motion acceleration was proposed by Kawasumi.
1952	The coefficients with respect to region, structural type and soil profile type were prescribed in the Japanese Governmental Notice.
1953	The strong motion accelerograph "SMAC" was produced experimentally.
1957	Japan imported a nuclear reactor from the United Kingdom.
1959	The high rise building plan for Tokyo Station of 24 stories was opened.
1962	The large acceleration of 385cm/s^2 was recorded at Kushiro Meteorological Agency in the 1962 Hiroo-oki earthquake of magnitude $M_{JMA} = 7.0$, but almost buildings in Kushiro City sustained little damage.
1963	The building height limit of lower than 31m in the Japanese Building Code was abolished.
1964	The Architectural Institute of Japan proposed the recommendation for design of high rise buildings. The Niigata earthquake of magnitude $M_{JMA} = 7.5$ caused liquefaction damage and the fire of oil tanks continued for two weeks.
1965	The earthquake swarm began in Matsushiro Town of Nagano Prefecture.
1966	The strong motion of 600cm/s^2 was recorded at Hoshina near Matsushiro Town.
1968	The Mitui Kasumigaseki Building of 36 stories was completed. The 1968 Tokachi-oki earthquake of magnitude $M_{JMA} = 7.9$ caused severe damage to reinforced concrete buildings, and strong motion accelerograms were observed by SMAC accelerographs at many sites.
1971	The very large acceleration of 1150cm/s^2 was observed at Pacoima Dam in the 1971 San Fernando earthquake. The Architectural Institute of Japan revised substantially the standard for structural design of reinforced concrete buildings.
1974	The recommendation of seismic design load for nuclear power plant facilities was proposed.
1978	The 1978 Miyagiken-oki earthquake of magnitude $M_{JMA} = 7.4$ caused severe damage to houses on the artificially formed land. The law for disastrous earthquake hazard measures was enforced.
1981	The Japanese Building Code was revised substantially with respect to the earthquake-resistant design method for buildings.
1982	The base isolated house of two stories was constructed in Yachiyo City of Chiba Prefecture.
1985	Seismic controlled port tower with dynamic damper was constructed in Chiba City. The Architectural Institute of Japan proposed the recommendation for seismic design of nonstructural building elements and the essentials for their execution methods.
1987	The reclamation work of the Kansai International Airport started.
1989	The Architectural Institute of Japan proposed the Recommendation for the design of base isolated buildings.
1993	The strong motion accelerogram of 919cm/s^2 was recorded at the Kushiro Meteorological Agency in the 1993 Kushiro-oki earthquake of magnitude $M_{JMA} = 7.8$, but little damage occurred to buildings by vibrational reasons.

木構造物やエネルギー施設があるが、建築構造物としても積層ゴムアイソレータ系免震構造ではアイソレータの周期がこのやや長周期帯域に属するものであり、やや長周期地震動特性の把握は耐震設計にとって大きな課題となっていること。

(へ) 他方、原子力発電所建屋は、通常の建築物に比べてかなり剛性の高い、したがって固有周期の短い構造物であり、一般に岩盤上に建設されるものである。しかしながら、このような硬質地盤での短周期地震動特性とその強さのレベルについても、やや長周期地震動のそれと同様に、情報が十分に得られているなかで建設が始め

られたわけではない。

(ト) したがって、高層建物、長大橋、オイルタンク、あるいは原子力発電所建屋の如き重要構造物は、仮に地震時に甚大な被害を蒙るような事態になった場合には、その影響が計り知れなく著しくなる可能性を有したものであるが、これらの新手法の構造物は、福井地震クラスの強震動の“洗礼”という実物実験を未だ経験しておらずに今日に至っているものである。それだけに、地震動の特性とその強さの予測は、地震工学上の重大な研究課題の1つとなり、関係各機関等において研究の蓄積がはかられているところである。

(チ) 上記のやや長周期地震動の問題は、その内容は必ずしも同一ではないものの、近年のウォーターフロント開発等にみられる大規模人工改変地にとっては、避けて通れない問題である。国土の7割が山岳地である日本にとって埋立の歴史は決して新しいことではないが〔長尾(1991)〕、近年の著しい経済活動の大都市集中に起因する人口集中現象は、大都市における土地の新規造成を求めることとなり、埋立地盤や人工島等の軟弱な地盤が建設されており、今後の大きな問題である〔丹羽・他(1991)、丹羽(1993)、横田(1993)〕。

(リ) 福井地震以来45年間、人的被害の多い地震は発生していない。構造物軀体の倒壊・崩壊する事例が少ないことによるものである。他方、非構造部材の被害によって地震時の負傷を引き起こす事例が問題となっている〔日本建築学会(1985)〕。また、1978年宮城県沖地震における被害事例〔日本建築学会(1980)〕にみられたように、エレベータや屋上貯水槽など建築設備の地震時トラブルは、建物に期待されている機能を著しく損なうものである。したがって、建築物の耐震設計には、単に構造軀体の耐震安全性の確保ばかりではなく、非構造部材の損傷や建築設備の機能障害に対する軽減対策、はては「インテリジェント・ビル」としての高機能をバックアップするコンピュータについて、その設置床のフロアレスポンスの制御等の問題も含まれることとなるのである。

§ 3. 耐震建築と建築学界における地盤震動研究

前節に述べた戦後の耐震建築に関わる諸展開に対して、建築学界はどのように対応してきたのだろうか。これについての1つのデータとして、日本建築学会の年次大会において開催された研究協議会・パネルディスカッションにおけるテーマの変遷を、「構造設計におけるコンピュータ利用の問題点」が構造系研究者大方の関心の強いテーマとして議論されていた1974年から、本年1993年までの20年間についてTable 2に示した(なお、この表には、国内の主要な被害地震、及び死者・行方不明者が1万人以上生じた海外の被害地震を参考のために記してある)。

この表にも明らかな通り、前節に述べた近年における新手的建築構造物、すなわち原子炉施設の建屋〔1982年、1985年、1993年〕や免震構造・制震(振)構造〔1987年、1991年、1992年、1993年〕が、それぞれ然るべき時期に取り上げられている。また、ウォーターフロント〔1988年、1992年〕も最近の関心の強い問題であるが、基礎構造・杭の耐震設計〔1980年、1985年、1990年〕に関する議論も、これらウォーターフロント

等の軟弱地盤における建築物の設計に関わっているものと考えられるものである〔瀬尾(1992)、渡部(1993)〕。

なお、高層建物の耐震設計に関わるテーマは、この表には表立って現れてはいない。確かに、1968年に三井霞ヶ関ビル(36階)が竣工してから10年ほどのあいだは、「整形にして明快な構造」であった高層ビルが、1980年代以降の“第二世代の超高層”になってからというもの、それまでの形態とは全く変わったものが世界中に建てられるようになってきた〔日本建築学会免震構造小委員会(1992)〕。まさに、“高層ビルの研究段階・試設計の段階”から“本格的な設計段階”に入った状況ということであるのかも知れない。しかしながら、強震動の“洗礼”を経ないままできている状況下において、「高層ビルの設計の慣れ」を懸念する構造設計者自身の声は、しばしば耳にすることがある。高層ビルの設計用入力地震動問題は、後述の通り、なお大きな課題であることに変わりはなく、大会の研究協議会やパネルディスカッションにおいて「地震動」がテーマとなるときには〔1976年、1983年、1985年、1988年、1992年、1993年〕、やや長周期地震動についての問題が依然強く意識されていると考えられるのである。

次に、建築学界の関心事を、本稿の中心テーマである建築物の耐震設計を対象とした入力地震動問題に焦点を絞って以下に概観することとする。なお、ここで議論の対象となる地震動の周期帯域についていえば、高層建物では軒高 H (m)と基本周期 T (s)との関係は $T=0.02H \sim 0.03H$ がおおよそ目安となり、Land Mark Tower(横浜)ではその基本周期は6s程度、また積層ゴムアイソレータ系免震構造の場合には1.5s~6s程度(アイソレータの面圧を上げれば更に周期を長くすることができる)である〔萩尾(1990)〕。

さて、Table 3は、日本建築学会地盤震動小委員会が毎年開催している地盤震動シンポジウムの主題の変遷を示したものである。地盤震動シンポジウムは、1972年8月31日に第1回のシンポジウムを開催して以来、毎年1回開催しているもので、1993年11月19日には「1993年釧路沖地震」をテーマに、第21回のシンポジウムを開催したところであり、この間2度にわたって研究活動の成果刊行物『地震動と地盤』〔日本建築学会(1983)、AIJ(1993)〕を刊行している。ここでは、紙面の都合もあって、1976年に開催された第4回地盤震動シンポジウム以降1993年(第21回)までの、合計18回のシンポジウムにおけるテーマを記している。

因みに、この第4回地盤震動シンポジウムは、たいへん印象深いシンポジウムであった。このシンポジウムにおいて、太田は「耐震工学上考慮すべき周期の上限と振

Table 2. List of main subjects of the special sessions and panel discussions for structural division at the recent annual meetings of the Architectural Institute of Japan (AIJ).

Year	Subjects for discussion	Disastrous Earthquakes
1974	Problems of computer application in structural design	1974 Izuhanto-oki
1975	Safety and reliability of building structures	
1976	Selection of strong ground motion for earthquake response analyses in seismic design of buildings	1976 Oitaken-chubu 1976 Guatemala 1976 Tangshan
1977	Seismic measures of equipments in buildings Improvement in ductility of reinforced concrete columns Evaluation of deformation capacity of steel structures	
1978	Some aspects of seismic damage due to recent earthquakes Earthquake resistant capacity of wooden buildings	1978 Izuoshima-kinkai 1978 Miyagiken-oki 1978 Iran
1979	Restoring force characteristics and structural models for earthquake response analyses	
1980	Some problems in seismic design of foundation structures	1980 Izuhanto-tohooiki
1981	Some problems in survey of damage due to earthquake Earthquake resistant capacity of reinforced concrete shear walls Some problems in seismic design of prestressed concrete structures	
1982	Assessment and repair of damaged buildings due to earthquake Seismic design and research of nuclear power plants Why were the concrete block walls overturned in the recent earthquakes?	1982 Urakawa-oki
1983	Correlation between the characteristics of ground motion and earthquake damage	1983 Nihonkai-chubu
1984	Check of earthquake resistant capacity of existing buildings in correlation to ground motion intensity	1984 Naganoken-seibu
1985	Studies on the past great earthquakes in the Tokai district Effects of structural damping on elasto-plastic response of building Some problems of seismic design of pile foundations Stress analyses and design of nuclear power plant facilities	1985 Mexico
1987	Earthquake responses of base isolated buildings and vibration control buildings Seismic design of reinforced concrete buildings on the basis of ultimate strength	1987 Chibaken-tohooiki
1988	Problems of earthquake hazard mitigation of Tokyo Bay Waterfront Plan Buckling of cylindrical shells and seismic design of containment structures	1988 Armenia
1989	Limit state design of buildings	1989 Loma Prieta
1990	Problems of limit state design of foundation structures	1990 Iran 1990 Philippines
1991	Structural control techniques, functional performance and safety of structures	
1992	Possibility and promise of base isolated buildings Have the problems presented by the 1964 Niigata earthquake been solved? Development of waterfront	
1993	Design philosophy of earthquake resistant buildings, base isolated buildings and vibration control buildings Design of nuclear power plant facilities under consideration of elasto-plasticity of reinforced concrete Lessons learned from the 1993 Kushiro-oki earthquake and the problems presented	1993 Kushiro-oki 1993 Hokkaido -nanseioki

幅の下限」と題する講演をしている。この講演については、その数ヶ月後に、上記題目と同一の論文として日本建築学会論文報告集に発表されることとなるのであるが[太田・鏡味(1976)], この講演のポイントは、「構造物への設計用入力地震動を考える場合に、構造物に作用す

る地動の物理的源である震源に遡って、震源からサイトまでの地震波の波動伝播の結果として地動を考えても、工学上“非常識”な大きさの振幅になるわけではない」ことを示唆したものであった。耐震構造学あるいは耐震設計の立場から入力地震動を研究していた者に対するこ

Table 3. List of main subjects of the recent symposia on earthquake ground motion under the sponsorship of the Architectural Institute of Japan (AIJ).

	Subjects	Some Key Words
1976	Longer period component in strong motion -Recheck of input motion for response analyses of seismic design-	from source to site, simulation of strong motion, deep soil deposit
1977	Effects of soil conditions on ground motion	seismic intensity, microzoning map
1978	Present and future situation of the studies on ground vibration	seismic bedrock, surface wave
1979	Problems of ground vibration reviewed from the recent destructive earthquakes	source process, simultaneously recorded seismograms, attenuation characteristics
1980	Recent trends in studies of seismic risk and zoning	regional seismic risk
1981	The problems of study for input earthquake ground motion considered aseismic performance of structures	mechanism of building failures, simulation of building behavior
1982	Present study and future trend on design earthquake motions	theoretical & observational approach on long period ground motion
1983	Studies of earthquake ground motions and their applications to the aseismic design -in memory of the decadal activity-	dynamic behavior of ground, input motions for seismic design
1984	Today's problems lying in the study of ground vibrations; taking the case of the Nihonkai-chubu earthquake of May 26, 1983	liquefaction, effects of deep soil structure on long period ground motion
1985	The studies and applying methods on the observation of earthquake motions	1979 Imperial eq., 1983 Coalinga eq., instrumental array observation
1986	Studies on the earthquake during September 19, 1985, Michoacan, Mexico -Comaparison with the observation in Japan-	soft soil, effect of basin, later phase, application of microtremor
1987	Evaluation of attenuation or damping phenomena of earthquake motions in propagating process	attenuation, damping coefficient, non-linear response of soft soil
1988	Effects of ground condition on earthquake motion characteristics -Studies by means of observed seismograms-	effect of surface geology, recent circumstances of observation
1989	Application of microtremor for engineering use -Recent studies and future prospects-	longer period microtremor, deep sedimentary basin, zoning
1990	Longer period earthquake ground motion on sedimentary basin - Is quantitative prediction possible ? -	Kanto plain, Osaka basin, simulation of wide-frequency-band strong motion
1991	Characteristics and phenomena of strong ground motions near a source region	1891 Nobi earthquake, active fault, strong motion in near field
1992	Prediction of earthquake ground motion -For sismic design of building structures-	source modeling, nuclear power plant, seismic zonation, design earthquake
1993	The 1993 Kushiro-oki earthquake, insights gained from the 1962 Hiroo-oki earthquake, and hindrances encountered in implementing earthquake disaster mitigation	strong motion of large acceleration, source mechanism, seismic intensity, damage & restoration of lifeline system

の指摘の影響は計り知れぬものがあり、その後の震源断層理論に基づく諸研究の蓄積も相俟って、工学サイドの研究者・設計者が“安心して”物理的因果関係に沿った入力地震動問題の取り扱いをするようになる、1つの大きな契機を提供したものとみなすことができよう。

そこで、Table 3 であるが、この表から近年の地盤震動研究の大きな流れを抽出するならば、以下の諸点にまとめられる。

- (i) 震源断層からの波動伝播(点震源から面震源へ)
- (ii) 地震波の減衰の定量評価(伝播媒質をふまえて)
- (iii) 震源域・震源近傍での強震動特性の観測・把握
- (iv) 表層地盤から基盤構造・深い地下構造まで含めた地盤特性(「サイトの地盤特性」から「震源からサイトまでの地下構造特性」へ)
- (v) 堆積盆地平野における表面波の生成(特に1985年メキシコ地震以降)
- (vi) 1次元波動論(重複反射理論)から2次元(あるいは3次元)波動論へ
- (vii) やや長周期地震動と短周期地震動の予測
- (viii) 地震動の1点観測からアレイ観測による解釈へ
- (ix) 震源からサイトまで包含した「決定論的」強震動予測手法の開発
- (x) 「点の耐震設計」から「面の防災計画」(サイミック・ゾーニング)へ

これらの研究課題の変遷とその成果の蓄積が、此度の「総合報告: 強震動地震学・地震工学シリーズ」の全体構成の背景にあることは、言を俟たないところである。

以上、『建築基準法』が公布されてから今日までの43年間における、耐震建築に関わる入力地震動問題の経緯(社会的背景、研究の対応、関連データの蓄積)の概略である。以下において、幾つかのトピックスを中心に、耐震建築の観点からする入力地震動についての考え方を紹介することとする。

§ 4. 建築物の耐震設計における地震荷重についての基本的な考え方

建築物の耐震設計において、設計用地震荷重をどのように定めるかについては、第一には以下の3点からなる「耐震設計の理念」に立脚して検討される。すなわち、

- (イ) 地震から人命を守る
- (ロ) 地震から建築物等の資産を守る
- (ハ) 地震から安寧な社会環境を守る

という具合に、建築物は先ずもって「シェルター」としての機能が要求されるわけである[太田(1991)]。

他面、建築物を建設するということは1つの経済行為でもあるわけであるから、建築物に求められる「安全性」

の程度については、限られた資源の有効利用の視点など、社会性・経済性なども考慮のうえで検討されることはいうまでもない。荷重のレベルや安全性のレベルを決定する際の1つの方法である「総費用最小化原則」、すなわち、「建築物の建設、使用に必要な費用と構造被害が生じた際にかかる費用の合計を建築の総費用として、被害の発生確率を考慮して総費用の期待値が最小となる被害発生確率を求め、その被害発生確率を構造設計に当たった目標となる安全性のレベルとする」という考え方などをも踏まえて、安全性のレベルが設定されるわけである[日本建築学会(1993a)]。

また、「設計用入力地震動の強さとしてどの程度のレベルを考えるべきか」については、社会的合意が必要である。建物は長期間利用される固定資産であるため、社会の将来の変化を読んで、機能・経済・安全・感性等が考慮されなければならない(社会的な問題は必ずしも数量化が容易ではないが…)。地震時の倒壊率を何パーセント程度まで社会は許容する(やむをえないと思う)のかは、その社会の経済的狀態に依存する。とりわけ、社会資本の耐震設計、公共土木構造物の設計では、税金をその安全性確保のためにどの程度負担することが許容されるのか、限りある予算の最有効利用法として“いつ起こるか分からね地震”のために使うのが良いのか否かについては、議論の余地があっても不思議ではない。例えば、「とても耐震的な病院1つ造るのに高い金をつぎ込むくらいなら、むしろ適当に耐震的である病院を2つ、互いに離れたところに造った方が良くはないか、という考え方にも道理があるわけである[和泉(1991)]。

以上のようなわけで、耐震設計における地震荷重とか設計用入力地震動のレベルの設定には、地震動の物理になお未解明の点が少なからず存在することもあって、必ずしも物理的な論理によってのみ考えられているわけではない。しかしながら、前述の「シェルター」としての機能を保証することが当然の前提であるとするならば、可能な限り物理的な合理性を求めて入力地震動の強さ・特性を把握することが肝要であると思われる。そこで、本稿における以下の議論は、専らこのような観点に立ち、建築物の耐震設計を対象とした入力地震動の問題について検討するものである。

§ 5. 日本の耐震設計における地震荷重の原点

周知のごとく、1923年関東地震の翌年に改定された『市街地建築物法』には、「水平震度0.1」の世界初の耐震規定が盛り込まれた。この「水平震度0.1」の量的根拠は、「関東地震における東京下町での地動の震度(地動加速度最大振幅の重力加速度に対する比、ただし墓石等の

単体の転倒・移動現象や家屋被害状況等から推定された“地動加速度振幅”)が「0.3」と見積もられたことによっている[長橋(1977)]. この「水平震度 0.1」の値は、戦時下のもの不足に伴う材料の許容応力度アップに対応して、戦後の 1947 年になり日本建築規格『建築物の構造計算』で「水平震度 0.2」とされ、更に 1950 年に公布された『建築基準法』に受け継がれたものである(厳密に言えば、1952 年以降の「地域別」の考慮により、地震活動度が相対的に低いとみなされた地域では「 $0.2 \times 0.8 = 0.16$ 」の設計震度もあったわけであるが). そして、この 1950 年公布の『建築基準法』は、30 年後の 1980 年に大幅な改訂がなされることとなる。すなわち、それまでの強震記録の蓄積 ($1,000 \text{ cm/s}^2$ を超える強震動の観測) と地震応答解析技術の発展及び応答解析資料の蓄積を背景として、また建築様式の変化(余力のない構造物)や高層ビル等の長周期構造物の出現する状況も相俟って、30 年ぶりに大幅な改訂が行われ、翌 1981 年に施行されたものである。そこで、この“新耐震設計法”であるが、この中においても、「震度 0.2」の思考体系は「1 次設計における標準せん断力係数 $C_0 = 0.2$ 以上」というかたちで生きているものであり、既に 70 年の歴史の重みを有するものになっている(建物のある層より上層の全重量を W_i としたとき、その層に作用させる設計用層せん断力 Q_i の大きさは $Q_i = C_i \times W_i$ によって与えられるが、この「 C_i 」を「層せん断力係数」、特に第 1 層の層せん断力係数 C_b を「ベースシェア係数」という。「標準せん断力係数 C_0 」とは、この「層せん断力係数」の設定に関わる基準量である)。したがって、この 70 年間に幾度かの“実物実験”を体験してきた低層建物に対する地震荷重として、「0.2 以上」の設計震度は相応のテストを経たものといえることができる。因みに、この「0.2」という値は、世界各国の耐震規定における静的(弾性)設計用ベースシェア係数の大きさに比するならば、一部の周期帯で中国のそれが大きめであることを除くならば、最も大きな地震荷重ということになっているのである[IAEE (1992), 太田 (1991)].

ところで、先にも述べたように、三井霞ヶ関ビル(36 階建)が 1968 年に竣工して以来というもの、数多くの高層ビルが建設されてきた。1963 年に『建築基準法』の高さ制限撤廃を受けて、日本建築学会は翌 1964 年に『高層建築技術指針』[日本建築学会 (1964)] を公表することとなる。高層ビルのように長い固有周期をもつ建物に対しては、在来の剛構造を対象とした経験則の「震度法」と同様の考え方をしたのでは不都合で、これとは異なった考え方を採用しなければならなくなり、いわゆる動的解析、つまり曲がりなりにも地震時における建築物

Fig. 1. The base shear coefficients for seismic design of tall building in relation to the fundamental period of building. The solid lines show the range of base shear coefficients by the AIJ Recommendation for Design of Tall Buildings. The broken lines show those by the Enforcement Ordinance for Building Code of Japan. The solid circles show those used in the seismic designs of the actual buildings. [after OHTA, 1991]

の実挙動との関連で考え直されるようになったものである。この『高層建築技術指針』であるが、その中で、「設計用ベースシェア係数 C_b は建物の 1 次固有周期の増大に伴って双曲線的に減少する値をとるものとし、 C_b の下限は 0.05 とする」としたうえで、「 $C_b = 0.18/T \sim 0.36/T$ [T : 1 次固有周期 (s)] という案を示している。この案の下限値である「 $C_b = 0.18/T$ 」という値は、1980 年改訂の新耐震設計法における 2 種地盤を対象とした 1 次設計用ベースシェア係数 ($T \geq 0.6 \text{ s}$) におおよそ対応するものである。その意味で、結果的には、『高層建築技術指針』における地震荷重の考え方(あるいは「量的見当」)にも、「震度 0.2」との量的連続性がみられるわけである。因みに、高層ビルの設計用ベースシェア係数 C_b を 1 次固有周期との関係で Fig. 1 に示す[太田 (1991)]. 殆どの高層ビルの設計において、『高層建築技術指針』が示した案の下限値、すなわち $C_b = 0.18/T$ を上回った設計用ベースシェア係数を採用していることが知れよう。

いずれにせよ、実地震動のもつ非定常性・不規則性と実構造物の動特性についてはデータの蓄積が乏しかったこと、加えて振動解析理論・解析手法・計算技術も未発達であった当時の状況に鑑み、実挙動の複雑さのゆえにこれを「震度」という単一概念を導入して、建物に作用する地震動の動的効果を静的な水平力に置換し、簡明な原理で実用的な方法にまとめあげた佐野の考え方[佐野 (1916)] は、その後の耐震設計に対してまことに大きな影響をもたらしたわけであり、それだけ工学的に有用なアイデアであったことを示す証左とみなすことができ

るわけである。

§ 6. 動的耐震設計用入力地震動設定の在来の方法

一観測記録の振幅拡張による基準化地震動の利用一

本節以下においては、建築物の耐震設計における1つの重要な検討手段として、設計対象構造物をモデル化した振動系について地震応答解析を行う場合については、これを「動的耐震設計」と仮に呼ぶこととし、これに用いる入力用時刻歴データを、「動的耐震設計用入力地震動」(あるいは単に「入力地震動」)と称することにする。

さて、動的耐震設計においてどのような入力地震動を用いるかは、重要な工学的判断を要する問題であるが、通常は大別して次の3つの考え方によって入力地震動を選定している。

第1には、複数個の地震動の特性を構造物振動モデルのフィルターに通し、地震荷重として整理して、これを標準的な設計用入力地震動と同等のものとする考え方である。これは、特に日本において高層ビルの動的耐震設計が行われるようになった20~30年前の時点においては、日本で観測された強震記録が少なく、1968年十勝沖地震において各地でSMAC強震記録が観測されるまでは、動的耐震設計用の入力地震動に相応しい諸要件、すなわち、地震の規模や震源からの距離、観測記録の振幅の大きさや継続時間・周期特性の面からみて、設計用入力地震動として相応しいものと判断されるような強震記録は殆ど得られていない状態であったことによるといっても過言ではない。そのような事情のもとにあって、米国で観測された代表的な強震記録、すなわち1940年5月18日のImperial Valley地震($M=6.4$)によるEl Centroでの記録(以下「El Centro 1940」と略記)や1952年7月21日のKern County地震($M=7.7$)によるTaftでの記録(同じく「Taft 1952」と略記)が多用されたのである。

第2には、これらの“標準的な設計用入力地震動”とあわせて、観測振幅の大きさや時刻歴の継続時間等からして必ずしも適切なものと考えられたわけではないものの、当該サイトの地盤特性(あるいはせめて地域特性)を含んでいるものを考慮したいという工学的な判断から、東京、仙台、名古屋、大阪等で観測されたSMAC記録や、当該サイトで独自に観測された地震動記録を用いようという方法である。

これら、2つの方法においては、観測された地震動記録を所定のレベルに基準化して用いることとなる。高層ビルの設計が行われるようになってからしばらくの時期においては、この「所定のレベル」には、最大加速度振幅を例えば 300 cm/s^2 とか 450 cm/s^2 、あるいは 500

cm/s^2 に基準化するなど、地震動の最大加速度振幅の大きさを尺度とすることが一般であった。これは、1つには強震計が加速度時刻歴を記録するものが殆どであったことにもよるが、ものの考え方からみれば、たとえば「関東大地震は東京に大被害をもたらしたものの一つであるが、この地震の強さを推定すると、山の手地盤上では、おおむね $300 \sim 400 \text{ cm/s}^2$ 程度の有効最大加速度であったのではないと思われる」[大崎(1981)]という表現にも端的にみられるように、強震動の破壊力を表す尺度として加速度振幅の大きさをを用いる傾向が一般的であったことによるものと考えられる。しかしながら、関東地震をはじめ幾つかの被害地震における被害程度と観測記録の振幅(変位記象から推定された加速度振幅あるいは速度振幅)との相関からみて加速度振幅よりも速度振幅の方が適切であることは、既に棚橋(1935)の指摘したところである。このことについては、構造物の1次固有周期が $0.4 \sim 0.5 \text{ s}$ より長い場合には加速度振幅よりも速度振幅の方が地震動強さを評価する簡便な尺度としては適切であることを、多くの地震動記録を用いた地震応答解析をもとに、小林・長橋(1969)、長橋・小林(1969)、長橋・小林(1971)及び小林・長橋(1973)が、より明瞭なかたちで結論付けを行っている。このような研究成果を背景として、高層ビルの設計用入力地震動設定における「所定のレベル」については、次第に最大速度振幅による基準化が一般的になっている。因みに、高さ 60 m を超える高層建築物の耐震設計については、日本建築センターの評定対象となるが、その高層建築物構造評定委員会は、「レベル1の地震動」(当該建築物の敷地において当該建築物の耐用年数中に一度以上受ける可能性が大きい地震動のことで、この地震動に対して当該建築物は損傷を受けることなく、主要構造体は概ね弾性的な挙動で応答することを目標とする)の最大速度値として 25 cm/s 以上を、また「レベル2の地震動」(当該建築物の敷地において過去に受けたことのある地震動のうち最強と考えられるもの、及び将来において受けることが考えられる最強の地震動のことであり、この地震動に対して当該建築物は、倒壊あるいは外壁の剥落等の人命に損傷を与える可能性のある損傷を生じないことを目標とする)の最大速度値として 50 cm/s を、それぞれ参考値として示している[日本建築センター高層建築物構造評定委員会(1986)]。また、免震構造も日本建築センターの評定対象になっているが、設計用入力地震動のレベルについては、高層建物についてと同様である。

§ 7. 距離減衰式を用いた設計用入力地震動の設定

動的耐震設計用入力地震動選定の第3の方法は、地震

動の距離減衰式を用いた方法である。これは、設計が対象とする地震を特定し、その地震のマグニチュード M や震源距離 X (あるいは震央距離 Δ) 等をパラメータとした距離減衰式を用い、経験則をよりどころに少ないパラメータから地震動を評価するものである。このような距離減衰の経験式はこれまで多数提案されており〔日本建築学会 (1987)〕、多くは地震動の最大加速度振幅あるいは最大速度振幅に関する距離減衰式である。しかしながら、設計用入力地震動の強さについては、地震動時刻歴の最大振幅で表現するよりも、周期領域での強さで示すことの方が工学的に有用であることはいままでもない。そこで小林・長橋 (1976) は、「地震基盤」における地震動の強さについて周期成分毎の距離減衰式、すなわち応答スペクトルの距離減衰式を提案した。ここにいう「地震基盤」とは、それ以深の地層での弾性率の変化が小さく、その地層がある程度の広がり (たとえば一行政区画程度) をもって均質と考えられる、したがってその地層から上層への入射波特性はその広がりにおいておおむね同一とみなしうる、そのような地層を「地震基盤」と呼んでおり〔工藤 (1987)〕、サイスミックゾーニングも含めた地震工学上の有用な概念である (なお「地震基盤」の概念が創出された経緯等については本稿冒頭に記した「日本の地震学の概観」〔地震学会 (1967)〕の「地震工学」篇第 3 章における太田の論考を、また「基盤構造」の実際の探査については本シリーズにおける額額 (1993) の、関東平野・大阪平野及び濃尾平野における探査事例を参照されたい)。この地震基盤における地震動の応答スペクトルに関する距離減衰式であるが、小林・長橋 (1976) が距離減衰式作成に用いた基礎データは、地表で観測された SMAC 記録であり、地表での地震動特性から地震基盤より上の層による増幅作用を除去したものについて回帰分析を行ったものである。のちに、長橋 (1990) 及び NAGAHASHI (1992) は、軟らかい表層地盤の影響が少ない硬質地盤中での地中地震観測記録を用いて、地震動スペクトルの距離減衰式を作成している。なお、このような地震動の応答スペクトルに関する距離減衰式については、武村・他 (1987) がその物理的意味付けを行っている。

ところで、小林・長橋 (1976) が提案したスペクトルの距離減衰式は、震源を点震源として扱ったものであるが、翠川・小林 (1979) は、このスペクトルの距離減衰式に地震断層の広がりや破壊伝播の影響を考慮した距離減衰の概念を導入した。また、この考え方を活用して、点震源の考えでは扱いにくい震源域及びその周辺域近傍での加速度振幅分布を、1923 年関東地震、1948 年福井地震等に適用して、計算結果を実際の震度分布と比較する

ことによってその妥当性の検討を行い、更に仮想駿河湾地震による震度分布の予測を試みている〔翠川・小林 (1980)〕。

同様の考え方に基づいた地震動スペクトルの距離減衰式に関する提案が大野・他 (1990) によってなされている。これは、震源断層の広がりやを考慮した「等価震源距離」の概念を用いて、形の上では点震源を対象とした場合と同様の距離減衰式を提案したものであり、いわゆる「震源域での頭打ち」をよく説明できる結果を得ている。また、OHNO *et al.* (1993) は、スペクトル (フーリエ・スペクトル) に対するのと同様に、この方法を最大加速度推定についても有効であることを示し、したがって、近距離地震動をも対象とした距離減衰式には、遠距離地震動データに基づいて得られた回帰係数を活用することができることを示したものである。なお、これら地震動強さ (最大振幅やスペクトル) に関する距離減衰式に関する最近の研究動向の詳細については、本シリーズの中でも紹介されているので参照されたい〔福島 (1993)〕。

このような地震動時刻歴の最大振幅あるいはスペクトルに関する距離減衰式を用いた設計用入力地震動の設定の具体例としては、原子力発電所の耐震設計がその代表例である〔日本電気協会電気技術基準調査委員会 (1987)、同 (1991)、大崎・渡部 (1987)〕。

原子力発電所施設建屋の耐震設計は、高層建物の場合とは逆に、「良質な岩盤上に建つ短周期構造物」の耐震設計へと、振動上は不利で厳しい問題へと新たに展開した。しかも、この構造物に求められる耐震安全性の十分な確保はその設計要件の至上命題であり、その分だけ、地震荷重の問題については地質学、地震学、構造工学の専門家により、かなり徹底した検討がなされた由である。

さて、その原子炉施設の耐震設計であるが、考慮すべき地震動として基準地震動 S1 (設計用最強地震による地震動) および S2 (設計用限界地震) を考え、これを「解放基盤表面」(おおむね第三紀層あるいはそれ以前の堅固な岩盤であって著しい風化をうけていない基盤面上の表層で、著しい高低差がなくほぼ水平で相当の広がりをもつ基盤表面で、例えばせん断波速度 $V_s \geq 700$ m/s 程度の岩盤) で設定する。ここで、「設計用最強地震」とは、過去の地震及び活動度の高い活断層による地震のうち最も敷地に影響を与えるおそれのある地震を想定し、また「設計用限界地震」とは、この「設計用最強地震」を上回る地震について、活断層による地震 (経験式により地震規模を定める)、地震地体構造 (地震の発生の仕方に関通且つ固有の特性の認められる区域、その区域内で起こる地震の最大規模を対象とする) に基づく地震及び

直下地震のうち最も敷地に影響を与えるおそれのある地震を想定することとされている。この辺の考え方に至った、議論の背景にある哲学については、表(1990)に詳しい。

そこで、実際にこれらの地震を探すに当たっては、地震の再来性の特性と、活断層の特質を手掛かりとして定めることになる。すなわち、気象庁震度階でV程度以上の影響を与えたと思われる過去の地震、活動度の高い活断層、地震地体構造により考慮すべき地震のマグニチュードや震源位置を設定し、あるいは「設計用限界地震」の1つとして、 $M=6.5$ 、震源距離10kmの至近距離の直下地震を想定する。このようにして想定地震を定めると、地震動スペクトルに関する距離減衰式を用いて、設計用入力地震動のスペクトルを求め、地震動時刻歴の振幅包絡線の経時変化や継続時間をも考慮して、そのスペクトル特性に適合する地震動時刻歴を作成することとなる。このような手順で想定されるS1地震動加速度時刻歴の最大振幅としては $A_{\max}=180\sim450\text{ cm/s}^2$ 程度、S2地震動では最大で $A_{\max}=600\text{ cm/s}^2$ 程度となる。

§ 8. 設計用入力地震動の新しい考え方

1985年メキシコ地震では、震源から300km以上も離れたメキシコ市で振幅の大きな長周期地震動が生じ、多くの高層ビルが崩壊した。メキシコ市の様な堆積盆地の基盤構造と軟弱地盤をもつ都市は日本にも少なからずあり[殿内・他(1986)]、決して「対岸の火事」と決め込むわけにはいかない問題である。前節に述べたところの、設計が対象とする地震を想定し距離減衰式を用いて設計用入力地震動を設定する考え方は優れた有用なものではあるが、このような不規則な基盤構造における地震波の伝播や表面波に関する評価は行えない。そこで、建

築物の目標性能・使用期間をも考慮して、設計が対象とする地震像を地震学的・地質学的情報を基に具体的に想定し、震源特性、震源から当該地点下(あるいは当該地点下基盤)までの地震波動伝播特性、及び建設地周辺地盤に固有の増幅特性等、波動伝播事象の全体にわたって考慮した1つの地震波動伝播機構を組立てて、理論的に設計用入力地震動を設定する、そのような考え方が生じるのは自然の勢いというものである。

本総合報告の主題である強震動予測に関しては、近年めざましい研究の進展がみられ、その詳細は本シリーズの他の論考に紹介されている。このような強震動予測に関する研究成果をできる限り取り込んで、設計用入力地震動をより合理的に設定する、そのような試みがすでに始められている[太田・他(1991)、太田・他(1993)、石井・他(1992)、石井・他(1993)]。ここでは、耐震設計の諸問題を意識しながら行った断層モデルによる評価例に、今後の設計用地震動の考え方を加えて、「現時点で考え得る進歩的推定法の一つ」とした提案と問題提起を行っている太田・他(1991)について、最近の設計用入力地震動に関する新しい考え方の1つの例として、以下にその考え方の概略を紹介する。

太田・他(1991)の提案の基本的な考え方は、「そのサイトで将来起こりうる地震の地震動を推定する」ものであり、その要点は以下の3点である。

- 1) 建設予定地の当該地域で検討しておいた方がよい、将来の発生が考えられる地震を特定する[但し、ここで想定する地震としては、 $M8$ クラスの巨大地震であること、断層モデルの諸元が充分研究されていること、などが望ましい]。
- 2) 地震断層の諸特性、地震波の伝播過程、サイトにおける地震基盤までの深い地下構造を考慮する。
- 3) 地震動は大加速度でも歪依存性による地震動の変

Table 4. Fault parameters of two hypothetical earthquakes in Fig. 2 and Fig. 3. [after ОНТА *et al.*, 1991]

Fault Parameter	Kanto Earthquake	Tokai Earthquake
Strike	N 70° W	N 12.5° E
Dip	N 20° E	N 77.5° W
Dip Angle	34°	20°
Depth	3 km	5 km
Fault Length	130 km	120 km
Fault Width	70 km	50 km
Seismic Moment	$7.6 \times 10^{27} \text{ dyn} \cdot \text{cm}$	$9.0 \times 10^{27} \text{ dyn} \cdot \text{cm}$
Rise Time	5.0 sec	8.6 sec
Origin Point	west side	southwest corner
Rapture Type	bilateral	cocircular
Rapture Velocity	3.0 km/s	2.7 km/s

質が起こらない洪積世以前の硬い地盤で評価する。

このような考え方のもとに、地震断層面上の不均質滑りを考慮した波形合成法（半経験的評価法）[TAKEMURA and IKEURA (1988)]を用いて、当該地点における地震動を求める。具体的な手順としては、Table 4 と Fig. 2 および Fig. 3 に示す仮想南関東地震及び仮想東海地震を対象地震に想定し、図中黒丸印の震央で発生した各地震時に当該サイト（ここでは横浜）で観測された地震動記録（ここでは観測地点の表層地盤の影響を除去したもの）を要素地震の波形として用いる。仮想南関東地震による当該サイトでの新第三紀堆積岩の固結シルト層 ($V_s = 450$ m/s) 上端を自由表面としたときの地震動の評価結果は Fig. 4 に示す如くであり、その最大加速度振幅は 330 cm/s^2 、最大速度振幅は 40 cm/s である（仮想東海地震による横浜での評価結果は、最大加速度が 115 cm/s^2 、最大速度振幅は 21 cm/s ）。また、減衰定数が $h = 5\%$ の擬似速度応答スペクトルは Fig. 5 に示す通りであり、周期 $T = 0.5 \sim 3 \text{ s}$ の範囲でおよそ 100 cm/s のレベルである。

本稿の § 2 にも述べたように、近年のウォーターフロント開発に伴い、軟弱地盤上に建設される高層建築物

の耐震設計に適した入力地震動評価の問題において新たな問題が生じている。そこで、太田・他(1993)は、上記と同様の方法により、東京湾内埋立地における高層建築物の設計用入力地震動を、同じく仮想南関東地震、仮想東海地震及び仮想安政江戸地震を対象として求めている。Fig. 6 は、品川の洪積世以前の地層におけるこれら3つの仮想地震による評価結果であり、その速度応答スペクトルは Fig. 7 に示す通りである。これによれば、仮想南関東地震による加速度振幅は 400 cm/s^2 を超え、速度振幅も 50 cm/s を超える値となっており、その速度応答スペクトルは周期 $T = 0.5 \sim 1.0 \text{ s}$ の比較的短周期の周期範囲において $S_v \approx 100 \text{ cm/s}$ を示している。また、仮想東海地震による品川の評価地震動は、加速度振幅 30 cm/s^2 、速度振幅 16 cm/s とさして大きな振幅ではないが、その速度応答スペクトルにおける周期 8 s のピーク値は 80 cm/s と、周期選択性の強いかなり大きな値を示している。

ところで、以上のような「決定論的」な設計用入力地震動の評価には、大地震の断層の位置や大きさの特定、断層破壊の不均質性の評価や断層の破壊様式など断層運

Fig. 2. Location of Yokohama City for ground motion synthesis, the fault of the hypothetical Kanto earthquake and the epicenters of the element earthquakes. The detail of fault parameters of this hypothetical Kanto earthquake is shown in Table 4. [after OHTA *et al.*, 1991]

Fig. 3. Location of Yokohama City for ground motion synthesis, the fault of the hypothetical Tokai earthquake and the epicenters of the element earthquake. The detail of fault parameters of this hypothetical Tokai earthquake is shown in Table 4. [after OHTA *et al.*, 1991]

Fig. 4. The acceleration and velocity time histories of the simulated ground motion at Yokohama due to the hypothetical Kanto earthquake in Fig.2. [afetr OHTA *et al.*, 1991]

Fig. 5. Pseudo velocity Response spectra of the simulated ground motion at Yokohama due to the hypothetic Kanto earthquake in comparison to those of two strong ground motions. [afetr OHTA *et al.*, 1991]

動の詳細に関わる問題点、あるいは短周期地震動の複雑な位相特性の問題などもある。したがって、評価結果には相応の幅をもって捉えなければならないことは、太田・他 (1991) の筆者自らが指摘している点である。そこで、TAKEO and KANAMORI (1992) は、1923 年関東地震の際の東京での長周期地震動について数値シミュレーションを行い、種々の震源パラメータが地動に及ぼす影響を調べ、見積もられた地動の変動範囲を評価している。それによれば、一定の断層面と地震モーメントを与えた場合でも、断層面上のすべり分布と破壊伝播の様式が推定地動に大きく影響し、例えば同じ破壊伝播でもすべり分布の違いによって、周期 7.5 s の速度応答量は 10 cm/s から 100 cm/s まで変化すること、また断層面上のすべりの立ち上がり時間が短くなったり、破壊伝播速度が早くなると、周期 5 s 以下の速度応答スペクトルは大きくなること、などの諸結果を紹介している。

そこで、Fig. 8 には、この TAKEO and KANAMORI (1992) の 1923 年関東地震による東京での地動、森岡 (1976) による Ewing 記録の解析結果、山原 (1976) による今村式 2 倍強震計の解析結果、同じく横田・他 (1989) による今村式地震計の解析結果、前述の大野・他 (1990) の距離減衰式の方法により、米国カリフォルニアでの強震記録及び関東地方で観測された地震動記録をデータベースとして個別に回帰係数を求めて作成した距離減衰

Fig. 6. The acceleration and velocity time histories of the simulated ground motion at Shinagawa due to the hypothetic Kanto earthquake in Fig. 2 and the hypothetic Tokai earthquake in Fig.3. [afetr OHTA *et al.*, 1993]

Fig. 7. Pseudo velocity Response spectra of the simulated ground motion at Shinagawa and Urayasu due to three hypothetic earthquakes. [afetr OHTA *et al.*, 1991]

式による $M=8$ 、震源距離 $X=R$ (震源域の半径で、 $M=8$ の場合は $X=52.5$ km) に対して求めたスペクトル [太田・北川 (1993)], それに「レベル 2 の地震動」(将来起こり得る地震を決定論的に考案した M, X を用いて定める、ここでは $M=8, X=52.5$ km, スペクトルの設定位置はせん断波速度 $V_s \geq 400$ m/s の「工学的基盤上

Fig. 8. Comparison of the proposed design spectra evaluated on the basis of the attenuation formulae of response spectrum with the pseudo velocity response spectra of the restored seismogram observed incompletely at Tokyo due to the 1923 Kanto earthquake and those of the simulated ground motion at Tokyo for the Kanto earthquake. The hatched part on the spectrum by Takeo and Kanamori shows the deviation due to the variation of the fault parameters. [afetr OHTA and KITAGAWA, 1993]

自由表面)を対象とした設計用入力地震動スペクトル(案) [太田・北川(1993)]を、相互に比較して示したものである。

また、日本建築学会(1992)は、Fig. 9に示す2つの地震、すなわち、東海地震($M=7.9$)と神奈川県西部地震($M=7.0$)を想定して、図中黒丸印の各サイト(地名に続く数字は地盤種別)を対象とした地震動予測を、大別して5種類、計9種類の手法により行った結果を相互に比較して示している。Fig. 10は、東海地震による静岡市4サイトでの地震動予測結果、Fig. 11は神奈川県西部地震による小田原市4サイトでの地震動予測結果について、それぞれの3軸表示応答スペクトル($h=5\%$)を比較したものである。これらの各予測手法は、それに対する利用目的や適用周期帯域など必ずしも同一ではなく、したがって単純に比較することは適切なこととはいえないことを念頭に置いたうえで敢えてこれらの結果を比較するならば、予測手法の相違によっては5~10倍程度の差異があるものと考えておくべきことと、I種地盤では速度応答スペクトル($h=5\%$)として100 cm/sを、またII種地盤では200 cm/sを超えることはあまりなさそうである、ということになろうか。但し、首都圏南西部において実施している速度型地震計によるアレー観測記録の検討をふまえて、震源の地域性及び地下深部構造の影響を考慮して南関東地震の際の首都圏でのやや長周期地

Fig. 9. Location of the hypothetical earthquake and sites for ground motion synthesis. The large rectangle shows the fault of the hypothetical Tokai earthquake, and the small one shows that of the hypothetical Western Kanagawa earthquake. The several sites in Shizuoka City is subject to ground motion synthesis due to the former hypothetical earthquake, and those in Odawara City is subject to synthesis due to the latter. [after AIJ, 1992]

震動の推定を行った佐間野・瀬尾(1990)の結果によれば、堆積層上では40~80 cm/s、速度応答スペクトル($h=2\%$)の周期7~10 sにおけるレベルは400~500 cm/sと推定している。もちろん、対象とする地震及び評価サイトは上記の日本建築学会(1992)とは相違するけれども、やや長周期地震動の設計用入力地震動のレベルを設定するにあたっては、なお相当慎重な判断が求められるものであることを示唆する1例と解釈すべきものである。

§ 9. エネルギースペクトルによる地震動強さの評価

Table 1にも記したように、1982年に積層ゴムアイソレータ系免震構造(基礎と上部構造物とのあいだに積層ゴムアイソレータを設置した免震構造)の住宅が試作されてから10年以上が経過しているが、この間に日本で建設された免震構造は70件前後に及んでいる。ところで、この免震構造の設計を対象とした日本建築学会『免震構造設計指針』[日本建築学会(1993b)]においては、地震動の全継続時間における構造物への総入力エネルギー量 E の大きさから求められる等価速度 V_E によって、「設計用地震力」のレベルを考えている。例えば「II種地盤では $V_E=150$ cm/s」の如くである。そこで、本稿を結ぶにあたり、この地震動強さの新たな評価尺度の特徴、およびこの尺度による積層ゴムアイソレータ系免震構造の設計ではどのような考え方で設計用地震動強さ

Fig. 10. The comparisons of pseudo velocity response spectra of the synthesized ground motions at the four sites in Shizuoka City for the hypothetical Tokai earthquake. Each figure shows the deviation of spectrum due to the difference of the method of ground motion synthesis. The continued characters after the name of hypothetical earthquake “Tokai”, on the top of the left side of each figure, represent the symbol of the site in Shizuoka City under synthesis, the numeral in which means the class of soil, that is, 1, 2 and 3 means hard, medium and soft soil, respectively. [after AIJ, 1992]

のレベルを設定しているのかを、以下に述べることにする。

構造物への入力エネルギー量（に基づく等価速度）を設計用地震力に用いようというコンセプトは、直接的には近年の秋山による研究成果〔秋山（1980）〕に基づいた提案であるが、構造物に作用する地震動の強さを入力エネルギーによって評価しようとするもとの考え方は、かの「剛柔構造論争」（1930年）から5年後に棚橋が提唱した「速度-ポテンシャルエネルギー説」〔棚橋（1935）〕にそのルーツを認めることができる。すなわち、構造物の耐震性能は、「剛柔構造論争」において唱えられたような、単に保有強度とか変形性能とかの単一の尺度によって評価されるべきものではなく、両者がともに関わる「ポテンシャルエネルギー」という、エネルギー次元の物理量によって考えるべきものであるとし、したがって地震動もその運動エネルギーが $mv^2/2$ と表現さ

れるように、地動速度振幅 V_{max} の大きさにより地動強さを評価すべきであるとして、これを関東地震等での被害と地動振幅（変位記録から推定した加速度振幅、速度振幅）との相関性をデータとして、その裏付けを試みたものである。

免震構造への総入力エネルギー E から求められる等価速度 V_E （以下「エネルギースペクトル」とは、この等価速度 V_E によって評価される地震動強さの周期特性を表すスペクトルを意味するものとする）によって免震構造に作用する地震動の強さを考えることのメリットは、この入力エネルギー等価速度の大きさが、免震構造に用いるアイソレータの固有周期やダンパーの減衰性状に余り影響されず、比較的安定した値となる点にある。換言すれば、エネルギースペクトルの周期特性は周期の変化に対して概してフラットな傾向を示すことや、減衰や非線形部材の塑性率の変化に対しても反応が“鈍い”物理

Fig. 11. The comparisons of pseudo velocity response spectra of the synthesized ground motions at the four sites in Odawara City for the hypothetical Western Kanagawa earthquake. Each figure shows the deviation of spectrum due to the difference of method of ground motion synthesis. The continued characters after the name of hypothetical earthquake "Western Kanagawa", on the top of the left side of each figure, represent the symbol of the site in Odawara City under synthesis, the numeral in which means the class of soil (1, 2 and 3 means hard, medium and soft soil, respectively). [after AIJ, 1992]

量であることによっている。

たとえば、Fig. 12 は 1 質点系の地震応答量に及ぼす減衰定数の効果を比較したものである。すなわち、Fig. 12-a は、速度応答スペクトル S_v について、減衰定数 $h=10\%$ の応答量に対する減衰定数 $h=1\%$, 2% 及び 5% の応答量のスペクトル比を、国内外で観測された 91 の強震動観測記録水平成分を対象に求め、その幾何平均値を示したものである [長橋 (1993a)]。この図が端的に示しているように、 $h=1\%$ の応答量と $h=10\%$ のそれとでは平均的に 50~80% の差異があり、応答スペクトルには減衰定数の影響が顕著に現れるものであることが知れる。これに対して、Fig. 12-b はエネルギースペクトルに対する減衰定数の効果を同様の方法で示したものであるが、応答スペクトルに対する減衰定数の影響とは逆に、減衰定数大きい 1 質点系ほど吸収するエネルギーが大きく、ために減衰定数大きいほどエネルギースペクトルはやや増大する傾向にあるが、いずれにしても応

答スペクトルに対する効果に比し、減衰定数の大きさがエネルギースペクトルに及ぼす影響はかなり小さいことが知れる。このように、構造物の固有周期や減衰定数などの動特性、あるいは応答塑性率の程度などの差異による影響に対して反応が「鈍い」という、エネルギースペクトルの有する量的に安定した特性は、例えば構造物の高さ方向剛性分布の差異による影響に対しては反応が「鈍い」性質をもった層せん断力係数と同様に、「設計荷重」を表現する尺度としての好条件を具備したものとみなすことができるのである。

さて、日本建築学会『免震構造設計指針』(1993b) であるが、地震荷重としては Fig. 13 に示すエネルギースペクトルを各地盤種別毎に提示している。これは、秋山・他 (1993) が、各種岩盤地層 (下端部での S 波速度は $V_{SB}=3.0$ km/s, 上端部の S 波速度は $V_{ST}=0.5$ km/s~1.5 km/s の 3 種類) の上に各種表層地盤 (I 種地盤としては S 波速度 400 m/s, II 種地盤 300 m/s, III 種地盤 200

Fig. 12-a. Effects of damping factors on response spectrum. Each spectral ratio shows the mean values with respect to 91 strong motion accelerograms. [after NAGASHI, 1993a]

Fig. 12-b. Effects of damping factors on energy spectrum. Each spectral ratio shows the mean values with respect to 91 strong motion accelerograms. [after NAGASHI, 1993a]

m/s, IV 種地盤では 100 m/s の表層地盤をそれぞれ想定, なお表層地盤の層厚は $\Delta H=30\sim 100$ m の範囲で設定) が堆積している多くの地盤構成モデルを作成し, その 1 次元重複反射理論により求めた地震基盤以浅の地盤全体による増幅特性 f_s のバラツキの全体 (Fig. 14) を

Fig. 13. Recommended energy spectra for design of base isolated buildings. The abscissa means the fundamental period of base isolated building, and the ordinate means the equivalent velocity of total input energy for base isolated buildings. The Roman numerals in the figure show the class of soil. [after AIJ, 1993b]

包絡するものとして, 各地盤種別毎の増幅率を定め, これを地震基盤での地震動水平成分の $T \geq 0.2$ s の周期範囲におけるエネルギースペクトル $H V_{E0}=40$ cm/s に乗じて作成したものである。なお, ここで, 地震基盤での地震動 (入射波を 2 倍したもの) のエネルギースペクトルレベルを $H V_{E0}=40$ cm/s と定めるに当たっては, 1985 年メキシコ地震 ($M_s=8.1$) による震源域近傍 (La Union, $\Delta=35$ km) の岩盤上での観測記録のエネルギースペクトルレベル等を参考にして, 「M8 クラスの地震による震源距離 $X=100$ km 地点での地震基盤における地震動の強さ」として定めたものである。

それでは, このような独自の考え方によって提示された日本建築学会『免震構造設計指針』の設計用入力地震動強さのレベルは, 前節までに述べた幾つかの設計用入力地震動強さのレベルと比べてどのような量的位置付けとなるのであろうか。

そこで第一に, 実観測強震記録の振幅を拡幅して入力する場合によく用いられる最大速度振幅 $V_{\max}=50$ cm/s に基準化した地震動のエネルギースペクトルと比較する。Fig. 15 は, El Centro 1940 NS (原記録の最大速度振幅は $V_{\max}=37.5$ cm/s), Taft 1952 EW ($V_{\max}=17.2$ cm/s) 及び Hachinohe 1968 EW ($V_{\max}=36.5$ cm/s) の 3 つの地震動に加えて, 1968 年十勝沖地震の際に青森港で観測された Aomori 1968 NS ($V_{\max}=38.9$ cm/s), それに 1985 年メキシコ地震の際に SCT で観測された SCT1 1985 EW ($V_{\max}=60.2$ cm/s) の合計 5 つの強震動記録のエネルギースペクトルを示したものである。但

Fig. 14. Amplification characteristics represented by Energy spectral ratio. V_{ST} means the shear wave velocity at the top of the base rock, and ΔH means the depth of surface soil layer. [after AKIYAMA *et al.*, 1993]

し、ここでいう「エネルギー Spektral」とは、アイソレータとダンパーよりなる 1 質点系 (減衰定数 $h=2\%$, ダンパー降伏強度は 1 質点重量の 4%, ダンパー剛性はアイソレータ剛性の 9 倍) の弾塑性応答による入力エネルギー等価速度 V_E を, 固有周期 $T_f=1\sim 5$ s のアイソレータを対象にして示したものである (図の横軸はこのアイソレータ周期 T_f を表す). この図によれば, El Centro 1940 NS, Taft 1952 EW, Hachinohe 1968 EW による 1 質点系の弾塑性応答における入力エネルギー等価速度 V_E の大きさは, 100~150 cm/s であるが, 例えば Aomori 1968 NS による入力エネルギー等価速度 V_E は, これらの 2 倍以上の 300 cm/s の強さである. この値は, 先に Fig. 13 に示された IV 種地盤の $V_E=300$ cm/s に対応するレベルである [なお, 青森港湾の地盤

Fig. 15. Energy spectra of five strong ground motions normalized for maximum velocity amplitude of 50 cm/s. [after NAGASHI, 1993a]

構造及びこのサイトで観測される地震動の特性については鏡味・他 (1976), 小林・長橋 (1976) を参照されたい].

第 2 には, 前節末尾で述べた「入力地震動の速度応答スペクトル $S_v=100$ cm/s ($h=5\%$)」との対応である. 地震動のエネルギー Spektral の大きさは, その地震動のフーリエ Spektral の平滑化したレベルにおおよそ対応すること, 換言すれば $h=0\%$ の速度応答 Spektral のレベルにおおよそ対応するものである. すなわち, エネルギー Spektral のレベルは, $h=5\%$ の速度応答 Spektral をならして大略フラットにしたもののレベルに対して, 1.2 倍~1.5 倍ということになる. したがって, Fig. 13 における I 種地盤のエネルギー Spektral $V_E=120$ cm/s, あるいは II 種地盤の $V_E=150$ cm/s のレベルは, 先に Fig. 8 あるいは Fig. 10, Fig. 11 に示した「 $S_v=100$ cm/s」とおおよそ対応したものと位置づけることができるのである.

§ 10. む す び

以上, 我が国戦後の建築界における耐震設計の諸課題をふまえつつ, 設計用入力地震動に関する近年の研究動向の幾つかを概観し, 耐震設計が考慮すべき入力地震動の強さのレベルについての諸提案を, 量的になるべく横並びに比較できるよう紹介してきた. 地震予知もいまだままならず, 震源における応力状態や破壊過程, 震源からサイトまでの深い地下構造など, 不明な問題が少なからず残っているなかには, 強震動の予測値そのものは定量的に収斂致しがたいことも知れない. しかしながら, いろいろな考え方を試み中からその幅をにらみつつ, 「設計荷重」としての入力地震動であることを活

かした収斂を、構造物サイドの工夫を基にしながら計ることができるのではなからうかと期待するものである。地震動によってもたらされる構造物への入力エネルギーの大方を、その構造物のどの部位で負担させるのかを設計する免震構造、換言すれば、構造物のどの部位を破壊させて強震を凌ぐのかをデザインする構造設計の考え方は、この問題に1つの示唆を与えるものと思われる。また、個々の構造物を対象とした「点の耐震設計」から、地域全体による耐震をも念頭に置いた「面の耐震設計」も考えられるのではなからうか。本稿の § 4 に引用した「高度に耐震的な病院」と「適当に耐震的な病院2つを互いに離れたところに造る」のたとえのような、地域の地震防災システムを考慮した「面の耐震設計」(サイスマック・ゾーニング)は、この意味でも重要なテーマと思われるのである。

末筆ながら、本総合報告シリーズの1つとして当報告執筆の機会をご配慮いただいた工藤一嘉氏はじめ編集幹事の皆様には厚く御礼を申し上げる。また、藤堂正喜(戸田建設原子力室)及び佐藤俊明(清水建設大崎研究室)の両氏には丁寧な査読をしていただき、貴重なご教示・ご助言を賜った。記して謝意を表する次第である。

文 献

- ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN (AIJ), 1993, Earthquake motion and ground conditions in commemoration of the 20th anniversary of the research sub-committee on earthquake ground motion.
- 秋山 宏, 1980, 建築物の耐震極限設計, 東大出版会.
- 秋山 宏・楊 志勇・北村春幸, 1993, 岩盤・地盤条件を考慮した設計用エネルギースペクトルの提案, 日本建築学会構造系論文報告集, **450**, 59-69.
- 福島美光, 1993, 地震動強さの距離減衰式(経験式)に関する最近の研究動向, 地震 **2**, **46**, 315-328.
- 萩尾聖治, 1990, やや長い周期特性をもつ地震動に関する研究の工学的利用, 第18回地盤震動シンポジウム資料集, 日本建築学会, 7-14.
- INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR EARTHQUAKE ENGINEERING, 1992, EARTHQUAKE RESISTANT REGULATIONS A WORLD LIST-1992, Gakujutu Bunken Fukyu-kai.
- 石井 透・佐藤俊明・堀 富博, 1992, 東京における地域特性を考慮した設計用入力地震動, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造-B, 359-360.
- 石井 透・佐藤俊明・渡辺孝秀・渡部 丹, 1993, 建築物と建設地に固有な特性を考慮した広周期帯域の設計用入力地震動の策定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造-B, 107-108.
- 和泉正哲, 1991, 荷重・外力概論, 新建築学大系, **35**, 荷重・外力, 彰国社.
- 鏡味洋史・太田 裕・後藤典俊・塩野計司・工藤一嘉・坂尻直巳・成瀬聖慈・出原孝示・竹内文朗, 1976, やや長周期の微動観測と地震工学への適用(3)—1968年十勝沖地震のSMAC型強震計記録との比較—, 地震 **2**, **29**, 147-158.
- KAWASUMI, H., 1951, Mesures of earthquake danger and expectancy of maximum intensity throughout Japan as inferred from the seismic activity in historical times, Bull. Earthq. Res. Inst., **21**, 469-481.
- 小林啓美・長橋純男, 1969, 木造建築物地震被害率による地震動の強さの評価, 日本建築学会論文報告集, **163**, 19-28.
- 小林啓美・長橋純男, 1973, 重層建築物の耐震設計を対象とした地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅, 日本建築学会論文報告集, **210**, 11-22.
- 小林啓美・長橋純男, 1976, 地表で観測された地震動の周期特性から求めた地盤の増幅特性と地震基盤における地震動の性質, 日本建築学会論文報告集, **240**, 79-92.
- 国土庁, 1988, 南関東地域地震被害想定調査の結果.
- 工藤一嘉, 1987, 強震動と地盤, 地震の事典(宇津徳治総編集)8章, 朝倉書店.
- 工藤一嘉, 1993, 強震動予測を中心とした地震工学研究の歩み—総合報告: 強震動地震学・地震工学シリーズの序にかえて—, 地震 **2**, **46**, 151-159.
- 額 纈一起, 1993, 基盤構造の探査, 地震 **2**, **46**, 351-370.
- 翠川三郎・小林啓美, 1979, 地震断層を考慮した地震動スペクトルの推定, 日本建築学会論文報告集, **282**, 71-81.
- 翠川三郎・小林啓美, 1980, 震源域及びその周辺での地表最大加速度分布の推定, 日本建築学会論文報告集, **290**, 83-94.
- 森岡敬樹, 1976, 1923年関東大地震の地動, 第4回地盤震動シンポジウム資料集, 日本建築学会, 39-48.
- 長橋純男・小林啓美, 1969, 構造物の破壊作用を対象とした地震動の強さの評価, 日本建築学会論文報告集, **160**, 25-34.
- 長橋純男・小林啓美, 1971, 地震動の強さを評価する簡便な尺度としての地震動最大振幅, 日本建築学会論文報告集, **181**, 15-22.
- 長橋純男, 1977, 建築構造物の耐震設計に関する検討, 法律時報臨時増刊「現代と災害」, **49-4**, 188-196.
- 長橋純男, 1990a, やや長周期地震動問題の地震工学における新たな展開, 第18回地盤震動シンポジウム資料集, 日本建築学会, 1-6.
- 長橋純男, 1990b, 関東地方周辺域における地震動短周期成分の距離減衰特性, 第8回日本地震工学シンポジウム(1990)論文集, 283-288.
- NAGAHASHI, S., 1992, A study on the attenuation of Q-value and the attenuation characteristics of 1 second or shorter period earthquake ground motion in and around the Tokyo metropolitan area of Japan, Proc. 10th World Conf. on Earthq. Eng., **2**, 691-696.
- 長橋純男, 1993a, 免震構造を対象とした設計用入力地震動の強さ, 日本建築学会免震構造セミナー—10年の研究成果と今後の発展—, 15-25.

- 長橋純男, 1993b, 1962 年広尾沖地震に関する研究成果とその後の地震工学に提起された諸問題, 第 21 回地盤震動シンポジウム資料集, 日本建築学会, 15-26.
- 長尾義三, 1991, わが国の埋立史, 土と基礎, **396**, 1-6.
- 日本電気協会電気技術基準調査委員会, 1987, 電気技術指針原子力編「原子力発電所耐震設計技術指針」JEAG 4601.
- 日本電気協会電気技術基準調査委員会, 1991, 電気技術指針原子力編「原子力発電所耐震設計技術指針」JEAG 4601 追補版.
- 日本建築学会, 1964, 高層建築技術指針.
- 日本建築学会, 1968, 1968 年十勝沖地震被害調査報告書.
- 日本建築学会, 1980, 1978 年宮城県沖地震災害調査報告書.
- 日本建築学会, 1983, 地震動と地盤—地盤震動シンポジウム 10 年の歩み—.
- 日本建築学会, 1985, 非構造部材の耐震設計指針・同解説及び耐震設計・施工要領.
- 日本建築学会, 1987, 地震荷重—その現状と将来の展望.
- 日本建築学会, 1992, 地震荷重—地震動の予測と建築物の応答.
- 日本建築学会免震構造小委員会, 1992, 1992 年度日本建築学会大会(北陸)免震構造部門パネルディスカッション「免震構造の可能性」(大越俊男発言, p. 33).
- 日本建築学会, 1993a, 建築物荷重指針・同解説.
- 日本建築学会, 1993b, 免震構造設計指針(1993 改定版).
- 日本建築センター高層建築物構造評定委員会, 1986, 高層建築物の動的解析用地震動について, ビルディングレター, 日本建築センター, '86.6, 49-50.
- 丹羽正徳・芳賀勇治・横田治彦・田村 保・阿世賀宏・藤堂正喜・平澤光春, 1991, 東京湾臨海部における動的設計用入力地震動の検討, シンポジウム「ウォーターフロントにおける地震動特性に関わる諸問題」, 日本建築学会関東支部構造部会.
- 丹羽正徳, 1993, 動的設計用入力地震動の設定(1) 基準地震動とその適用法, 建築防災, 日本建築防災協会, '93.3, 4-9.
- 大野 晋・太田外気晴・池浦友則・武村雅之, 1990, 海外震源近傍記録の回帰分析による地震動スペクトル評価, 第 8 回日本地震工学シンポジウム(1990) 論文集, 295-300.
- OHNO, S., T. OHTA, T. IKEURA and M. TAKEMURA, 1993, Revision of attenuation formula considering the effect of fault size to evaluate strong motion spectra in and near field, Tectonophysics, **218**, 69-81.
- 大崎順彦編著, 1981, 実務家のための建築物の耐震設計法, コロナ社.
- 大崎順彦・渡部丹監修, 1987, 原子炉施設の耐震設計, 産業技術出版.
- 太田外気晴, 1991, 地震荷重, 新建築学大系, **35**, 荷重・外力, 彰国社.
- 太田外気晴・嶋 悦三・丹羽正徳・池浦友則・武村雅之, 1991, 東京湾岸における高層建築物の耐震設計用入力地震動評価, 日本建築学会構造系論文報告集, **426**, 47-57.
- 太田外気晴・丹羽正徳・武村雅之・清田芳治・増田潔・大川潤, 1993, 東京湾内埋立地における高層建築物の動的設計について, 日本建築学会構造系論文報告集, **443**, 53-63.
- 太田外気晴・北川良和, 1993, 設計用入力地震動作成手法に関する研究(その 3: 水平動の基準応答スペクトル評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造-B, 121-122.
- 太田 裕・鏡味洋史, 1976, 耐震工学上考慮すべき地震波の周期の上限と振幅の下限, 日本建築学会論文報告集, **249**, 53-60.
- 表俊一郎, 1990, 原子炉施設の耐震設計用入力地震動をさだめるためには, どのように考えればよいであろうか, 物理探査, **43-5**, 330-345.
- 佐間野隆憲・瀬尾和夫, 1990, 首都圏における南関東地震によるやや長周期地震動の推定, 第 8 回日本地震工学シンポジウム(1990) 論文集, 247-252.
- 佐野利器, 1916, 家屋耐震構造論, 震災予防調査会報告, **83**, 甲・乙.
- 瀬尾和夫, 1992, 大規模埋立地の都市づくり(日本建築学会ウォーターフロント特別研究部門パネルディスカッション), 地震工学振興会ニュース, **127**, 30-33.
- 武村雅之・太田外気晴・稗圃成人, 1987, 地震動の平均応答スペクトルを評価する経験式の物理的基礎, 日本建築学会構造系論文報告集, **375**, 1-9.
- TAKEMURA, M. and T. IKEURA, 1987, A semi-empirical method using a hybrid of stochastic and deterministic fault model, J. Phys. Earth, **36**, 89-106.
- TAKEO, M. and H. KANAMORI, 1992, Simulation of long-period ground motions for the 1923 Kanto Earthquake ($M \sim 8$), Bull. Earthq. Res. Inst., **67**, 389-436.
- 棚橋 諒, 1935, 地震の破壊力と建築物の耐震力に関する私見, 建築雑誌, 日本建築学会, **49**, 578-587.
- 殿内啓司・金子史夫・今野政志, 1986, 日本の軟弱地盤とその震動特性, 第 14 回地盤震動シンポジウム資料集, 日本建築学会, 35-44.
- 渡部 丹, 1993, 日本のウォーターフロントにおける建築構造物の特殊性, 建築雑誌, 日本建築学会, **1351**, 46-47.
- 山原 浩, 1976, 関東地震の記録, 第 4 回地盤震動シンポジウム資料集, 日本建築学会, 35-38.
- 横田治彦・片岡俊一・田中貞二・吉澤静代, 1989, 1923 年関東地震のやや長周期地震動—今村式 2 倍強震計記録による推定, 日本建築学会構造系論文報告集, **401**, 35-45.
- 横田治彦, 1993, レベル 2 地震動設定の考え方, 建築防災, '93.3, 10-13.
- 地震学会, 1967, 日本の地震学の概観, 地震 **2**, **20**, 281-326.