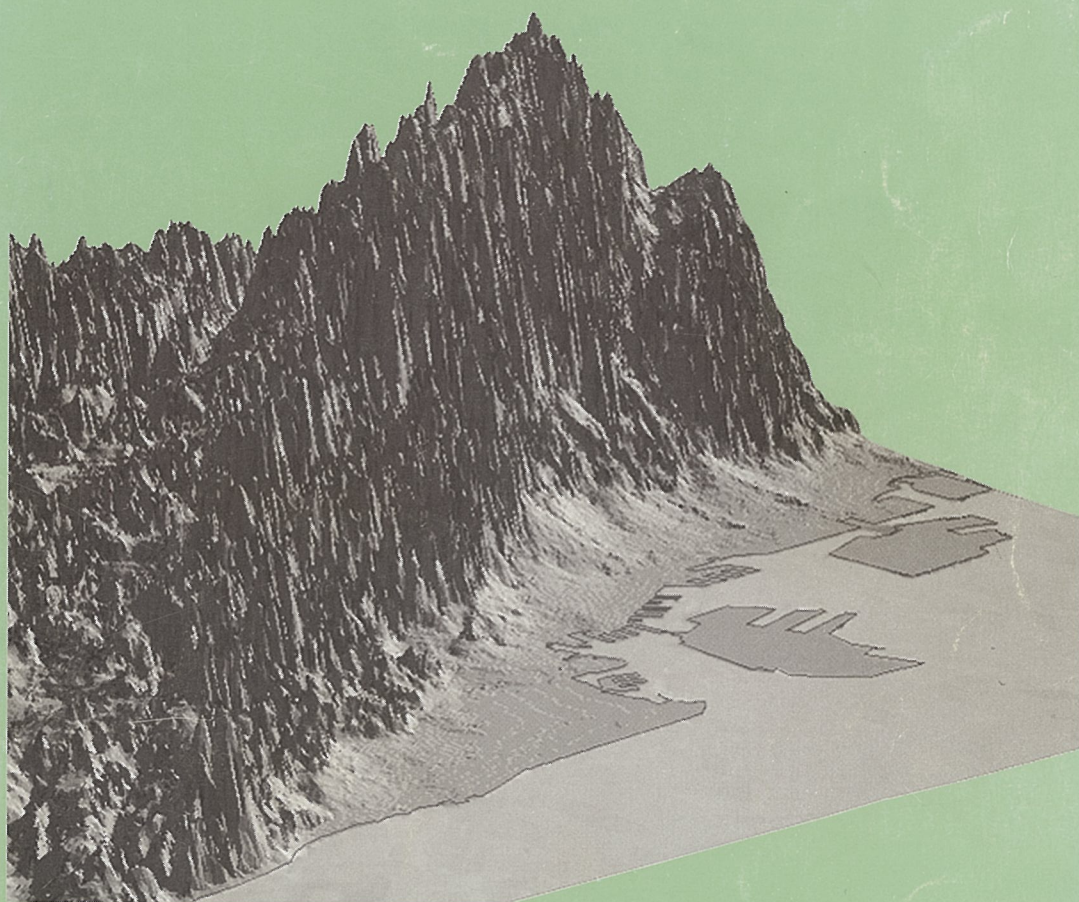


神戸の地盤研究会 研究成果報告書

■ 平成 14・15 年度 ■



平成 16 年 6 月



神戸の地盤研究会
研究成果報告書
■ 平成14・15年度 ■

全 体 構 成

は じ め に

第一編 地盤特性図作成分科会からの報告

第二編 地震動分科会からの報告

第三編 木造建物の被害予測

第四編 液状化分科会からの報告

お わ り に

平成16年6月

はじめに

平成 11 年 3 月に、阪神・淡路大震災を教訓とし、神戸の地震被害の原因・分布を究明するために産学官の連携により 87 会員で発足した「神戸の地盤研究会」は、設立から 5 ヶ年を経過し、会員数は 115 に増加している。その間には本研究会内の地盤研究委員会において「地震動分科会」、「液状化分科会」および「地盤特性図作成分科会」の 3 つの分科会を設置し、年間 20 回程度の研究会を開催するなど、活発な研究活動を行ってきた。そして、高密度地盤データベース「神戸 JIBANKUN」の普及・データ更新や、兵庫県南部地震の揺れの再現、および将来起こり得る地震による被害の予測手法の構築など、一定の成果を得ている。

これまでの研究委員会の 5 年間の活動のうち、前期の成果は「神戸の地盤研究会 研究成果報告書【中間とりまとめ】」として平成 14 年 7 月に取りまとめており、本書は後期の成果を取りまとめたものである。

阪神・淡路大震災の発生から 10 年という節目の段階を迎えるにあたって、平成 16 年 1 月に神戸市復興・活性化推進懇話会から神戸市長に提言があった「復興の総括・検証」においては、震災の教訓として「“防災”に“減災”の思想を」ということが挙げられている。“減災”とは、いつか必ず起こる自然災害の中で、生命など絶対に守らなければならないものはしっかり守りながら、被害をできるだけ少なくする、という思想であり、これからの防災計画には、この“減災”の思想を取り入れていくことが重要である。とりわけ、今世紀前半に発生する可能性が高い南海・東南海地震に備えては、可能な限り“減災”の取り組みを充実させていかなければならない。

これらを踏まえて、「神戸の地盤研究会」は平成 16 年 5 月に「神戸の地盤・減災研究会」という新体制へ発展的に移行した。これは、震災 10 年目という節目の時点で、「神戸の地盤研究会」に“減災”の思想を加え、研究成果を広く社会に発信し、安全・安心なまちづくりを目指そうとするものである。

本書について、関係各位からのご意見を広く頂き、新体制における“減災”へ向けての研究活動に活かすとともに、安全・安心なまちづくりに寄与できれば幸いである。

平成 16 年 6 月

神戸の地盤研究会

会長 鶴来 紘一

第一編

地盤特性図作成分科会からの報告

目 次

1. はじめに	1
2. 地盤環境	2
2. 1 河川および沿岸流から見た堆積環境	2
2. 2 古湊川と旧湊川	4
2. 3 住吉川と青木砂層	5
2. 4 旧生田川の西への迂回	8
3. 気候変遷	10
3. 1 十万年単位	10
3. 2 一万年単位	11
3. 3 千年単位	12
3. 4 百年単位	13
4. 変動環境	14
4. 1 直下型地震に分類される歴史地震	14
4. 2 南海地震	18
5. 地盤構成	24
5. 1 基準となる地質情報	24
5. 2 神戸の地盤構成	27

「地盤特性図作成分科会からの報告」執筆担当一覧

竹村 恵二 京都大学大学院理学研究科附属地球熱学研究施設

北川 義治 川崎地質株式会社 西日本支社 技術部

末廣 匡基 株式会社阪神コンサルタンツ 技術開発部

佐藤 徹 株式会社建設企画コンサルタント 総合企画本部

宮崎 洋明 中央復建コンサルタンツ株式会社 測量・地盤系グループ

1. はじめに

地盤は、大規模な地震を伴うような広域的な応力によって生じる内的な営力と、地球規模から地域的規模にわたる種々のスケールにおける気候変化による外的な営力によって形成される。とくに、過去百数十万年間とされる第四紀におけるこのような環境変化は、現在の地形や表層地盤の形成と密接に関係している。とりわけ神戸は、陸域と海域の接点にあたり、隆起する六甲山地と、それより供給される大量土砂の堆積によって沈降する大阪湾にはさまれた地形環境にある。そのため、この地域は山地の隆起によって生じる地盤変動や、地球規模の気候変動による海水面の昇降、さらには、豪雨による山津波などのような局地的かつ突発的な気象現象など、種々の自然環境変化を受け続けてきた結果として形成された複雑な地盤環境にある。そのため、神戸地盤の構成を把握し、その地域特性を明らかにするためには、対象とする地域の地質学的な背景はもちろんのこと、図-1.1 に示されるような新たな資料を加味して河川や海岸地形などが形成された陸水環境などを考察し、種々の観点に基づいた総合的な検討が必要になると考えられる。

以下では、神戸市街地における地盤特性の解明に向けて、表層地盤の形成に対して直接に関係すると考えられる河川作用による堆積環境、過去約十万年間における気候変遷、さらに、文書記録にもとづいた地震活動による変動環境などについてまとめる。

以上の諸情報をもとに、今後における地盤特性図の作成に向けた基礎資料としたい。



図-1.1 伊能大図模写本 (137 号 部分, 原図縮尺は 1:36,000) ¹⁾

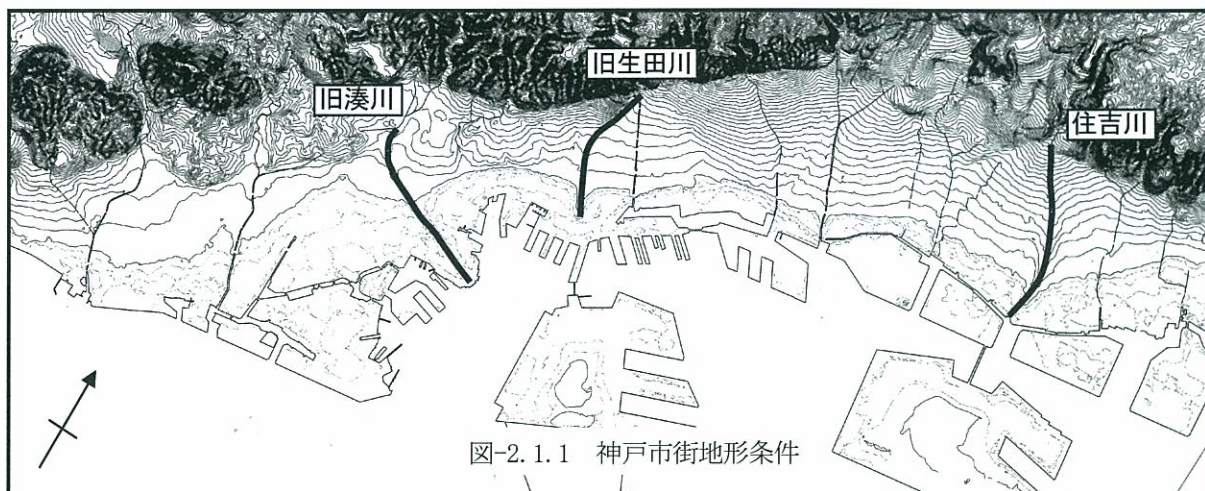
明治6年の皇居火災や大正12年の関東大震災によって完全に消失したといわれていた日本国内の伊能大図が、2001年にアメリカ議会図書館において発見された。これにより、伊能忠敬一行が測量した1805年および1808年における海岸線や、当時の湊川、生田川、住吉川など、神戸地域の地勢環境が明確となった。

2. 地盤環境

2. 1 河川および沿岸流から見た堆積環境

神戸市街地は、六甲山南縁に東西方向に細長い平地部として約 20 km 続いており、その地盤特性が東部、中部、西部地区で大きく異なっていることは既に報告のとおりである^{2), 3)}。この地盤特性の差異は、各地区での堆積環境を反映しているものと考えられ、特に、六甲山地からの河川による土砂供給と沿岸流による土砂移動(沿岸漂砂)の2つは堆積環境を左右する重要な要素となっている。この2つの要素が複雑に絡み合ってさまざまな堆積環境が形成され、各地区毎に特徴ある表層地盤が形成されたと考えることができる。さらに、自然作用による流路の変遷や人為的な改変(河道付け替え等)も地盤特性をより一層複雑にする結果となっている。

西部地区においては、中間とりまとめ報告書³⁾において、この河川による土砂供給と沿岸流による土砂移動(沿岸漂砂)の関わりおよび人為的な河川付け替えに伴う影響に関する考察を一部行ったが、本報告では旧湊川(西部地区)におけるその後の検討および東部地区、中部地区を代表する特徴的な河川である住吉川、旧生田川での考察を加えて、地盤特性を考えていく上で堆積環境の検討から得られる情報の有効性を示す資料とした。

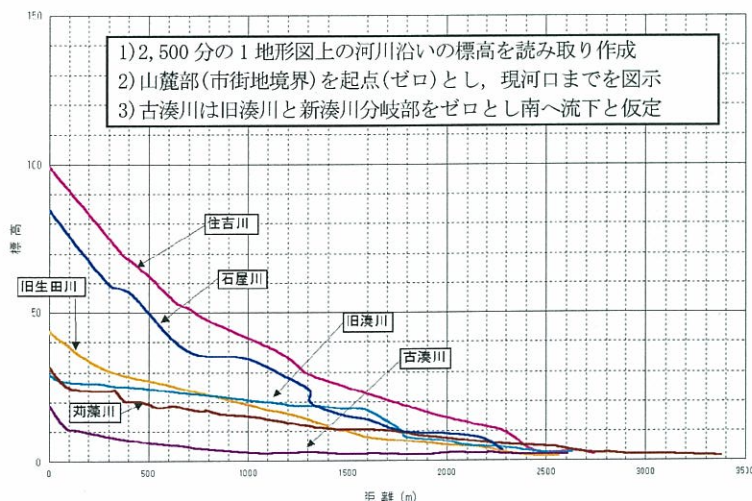


(1) 河川の特徴

供給土砂の特性(粒径等)および土砂供給量を判断する上で河川勾配、流域面積が重要な要素となる。

地形図から各河川沿いの地形勾配・流域面積を読み取り、図-2.1.2、表-2.1.1に示した。古湊川に関しては新湊川への付け替え部から南方向に流下していたものと仮定した。

河川勾配は、住吉川・石屋川が最も急で、続いて旧生田川、湊川の順となり、特に東部の住吉川・石屋川、中部の旧生田川上流部ではかなりの急勾配である。



流域面積は、湊川約 30 km²、生田川約 14 km²、石屋川約 3 km²、住吉川約 11 km²となっており、湊川が最も大きく、生田川はその半分、住吉川は湊川の 3 分の 1 程度である。

河川勾配が急であるほど運搬能力が大きくなり、下流への土砂供給量が多くなると考えられ、流域面積も土砂供給量に関係するものと考えられる。

表-2.1.1 主な河川付近の地形勾配

河川名	流域面積 (km ²)	河川勾配(平均勾配)			備考
		上流部	中流部	下流部	
旧湊川	約 30	1.1	0.8	0.7	
古湊川	—	(1.1)	1.1	?	上流は旧湊川に同じ
荻藻川	—	2.4	0.9	0.1	
旧生田川	約 14	5.2	1.7	0.7	
石屋川	約 3	7.0	3.2	1.1	
住吉川	約 11	7.8	3.3	1.7	

(2) 沿岸漂砂

漂砂は、河口付近に堆積した砂礫が、波浪流、沿岸流のような沿岸方向や岸方向の流れによって海岸域に再堆積したものであり、その場所の風向特性に関係する⁴⁾。図-2.1.3 に沿岸部における風配図を示した。

漂砂を生じる海風についてみると、須磨では WSW 方向、兵庫南部(和田岬)では SW 方向、神戸(ポートタワー)では ENE 方向、東灘では E 方向(SW 方向も比較的強い)が卓越する。

これより、須磨から和田岬にかけての沿岸漂砂は西から東へ生じ、和田岬よりも東側では西向きの沿岸漂砂が生じるものと考えられる。なお、東灘では一部東向きの漂砂も発生すると考えられる。

(3) 海水準の変動

海浜性の砂層は波浪による沿岸流により発達したものであり、また、波による地形変化の限界水深は、須磨地区で 1.5m 程度であることが確認されている⁵⁾。

長田礫層および青木砂層はいずれも標高-10~-0 m 付近に同じ様な土質性状で広範囲に分布することから、一定量の土砂供給が長期間継続する必要があると思われる。そのためには、海水準が安定していることが最も合理的であり、継続的に沿岸漂砂を生じさせる条件を満足すると考える。

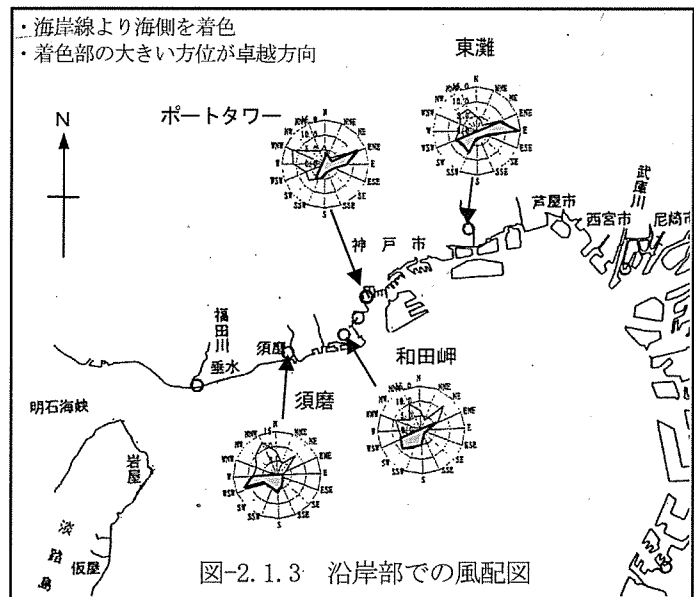


図-2.1.3 沿岸部での風配図

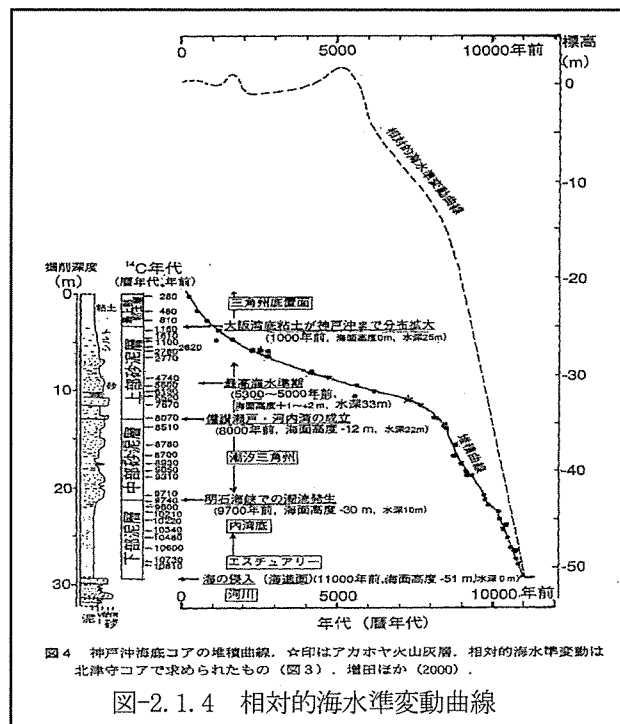


図4 神戸沖海底コアの堆積曲線。☆印はアカホヤ火山灰層。相対的の海水準変動は北陣守コアで求められたもの(図3)。増田ほか(2000)。

図-2.1.4 相対的の海水準変動曲線

現時点では、長田礫層や青木砂層の堆積時期を確定する根拠はないが、相対的海水準変動曲線(図-2.1.4)において海水準の安定した時期を見てみると、長田礫層や青木砂層の堆積は比較的新しい(4,000年前頃以降の)可能性も考えられる。この考え方は、両層が沖積粘土層の上位に分布することと整合する。

2.2 古湊川と旧湊川

湊川の流路変遷に関しては詳細な研究が進められているが⁶⁾、古湊川の流路を示す資料は確認されていない。しかし、古い書物には図-2.2.1中に破線で示すように新旧湊川の付け替え部から南方向へ和田岬付近まで流れていた絵が書かれている⁷⁾。

この推定による古湊川の河道は扇状地の中央付近に位置し、地形的にも自然である。ただ、扇状地において常時は伏流水となり、兵庫駅より南では地形勾配・堆積物から見て、三角洲状を呈していたと思われる。

地下鉄山手線上沢付近では地表から深さ 20 m 付近まで玉石を含む砂礫主体の地層が連続していることが確認されており(図-2.2.2)・氾濫時には一帯が川状に変化し、かなり大きい粒径の土砂が流れてきたと想定される。

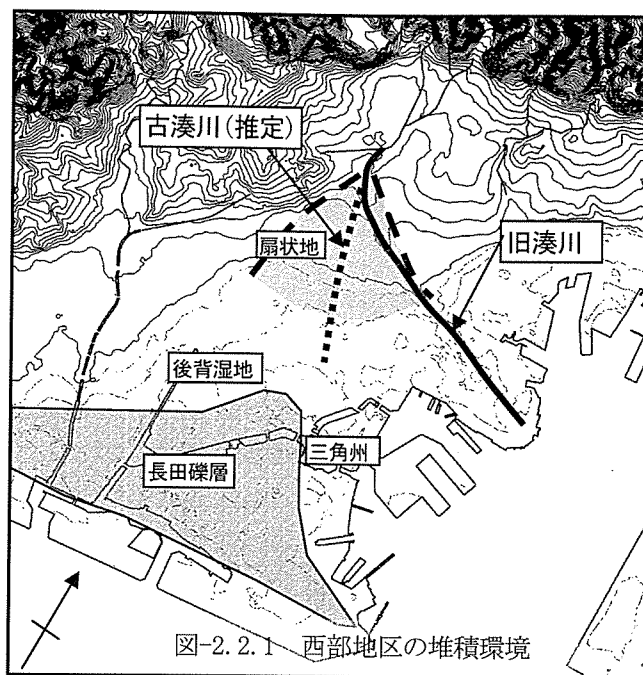


図-2.2.1 西部地区の堆積環境

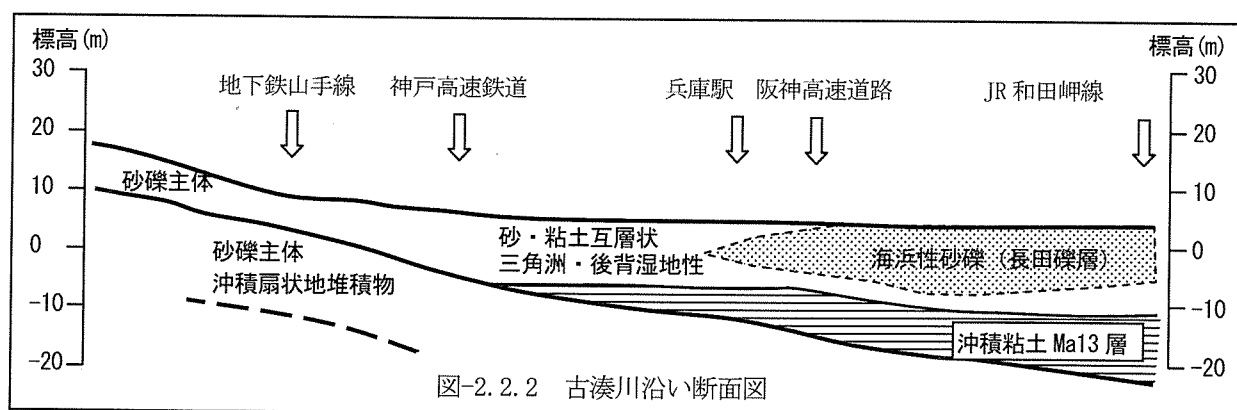


図-2.2.2 古湊川沿い断面図

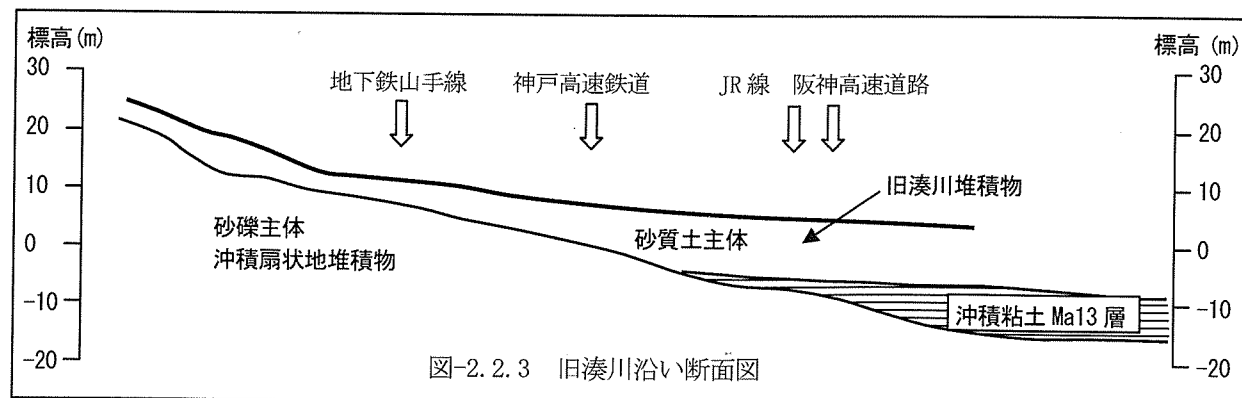
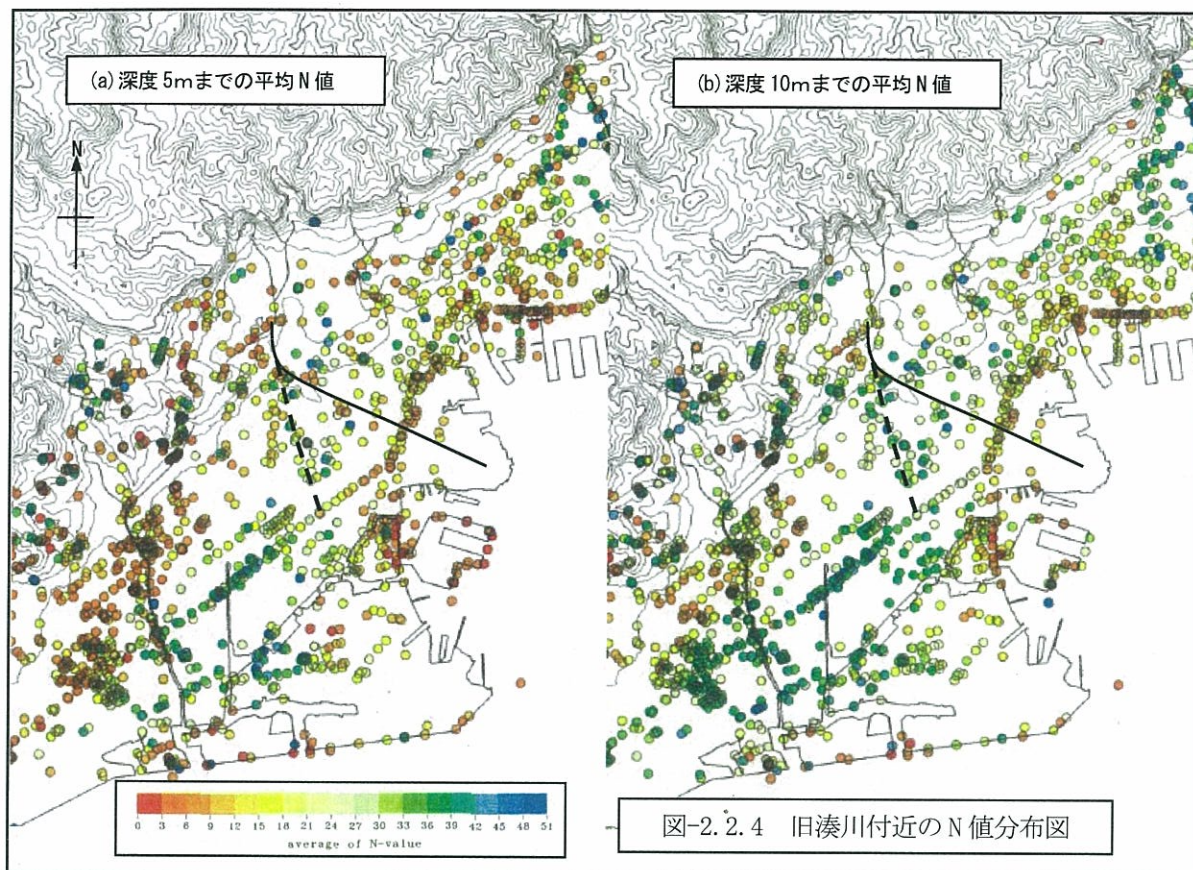


図-2.2.3 旧湊川沿い断面図

これに対して、旧湊川沿いの断面(図-2.2.3)では、表層数mは大礫の少ない砂質土主体の地層であり、その下位の扇状地性の地層と異なる特性を示す。この結果は、N値分布にも読み取れ、図-2.2.4(a)の深度5mまでの旧湊川沿いではN=10前後の橙色が目立ち、古湊川付近のN=20~40前後の黄・緑色に比べて低いことがわかる。

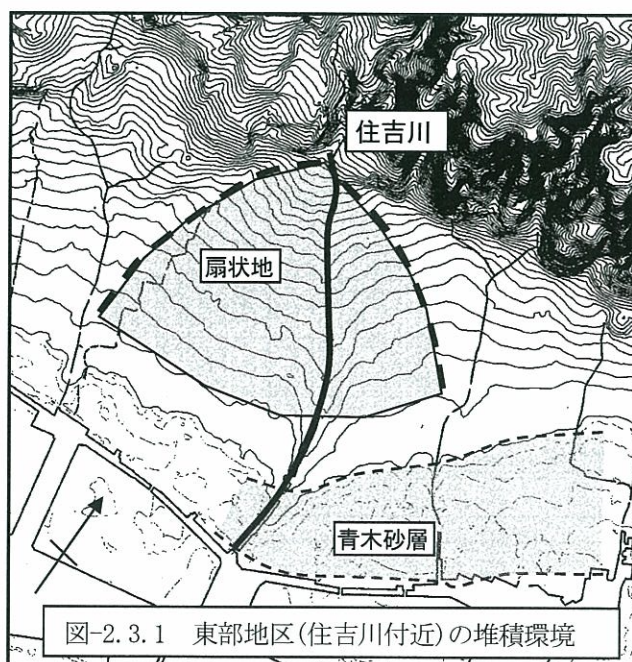


2.3 住吉川と青木砂層

住吉川は、住吉村誌⁸⁾に記録されている大規模な氾濫だけでも西暦799年から1924年(大正14年)までの間に17回確認できる。昭和に入ってから、昭和13年の大水害など氾濫を繰り返している。

住吉川は、図-2.1.2に示したように河川勾配が急であり、山間部の断層沿いに河道が形成されていることから、豪雨時には大規模な土石流が発生したと思われる。

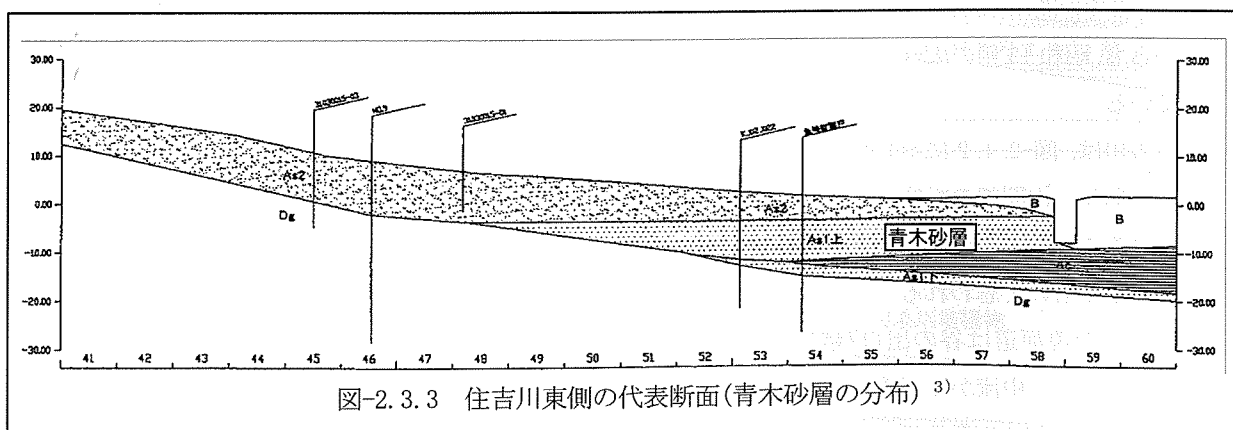
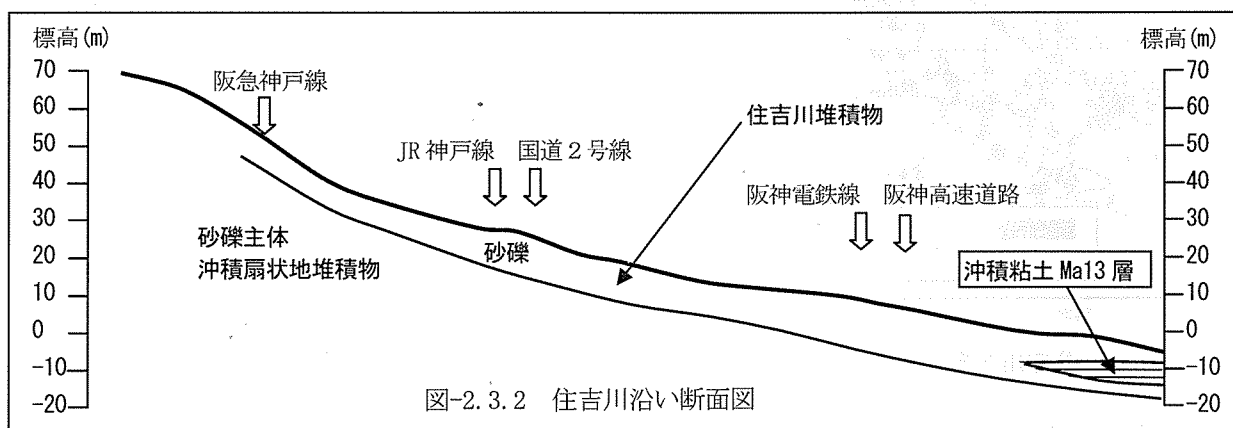
住吉川の現河道は谷の出口(扇頂部)で南東方向へ屈曲し、中流から下流にかけて徐々に南から南々西へ方向を変えている。谷の出口で真っ直ぐに流下していないのは地質構造的な要因、人為的な河道の固定(築堤)が考えられるが現時

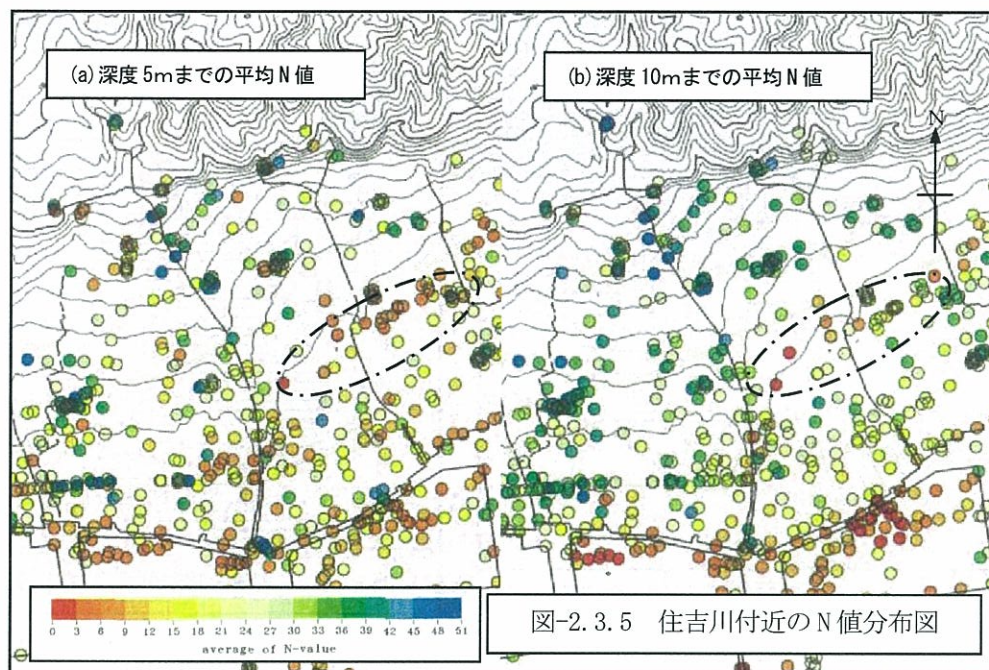
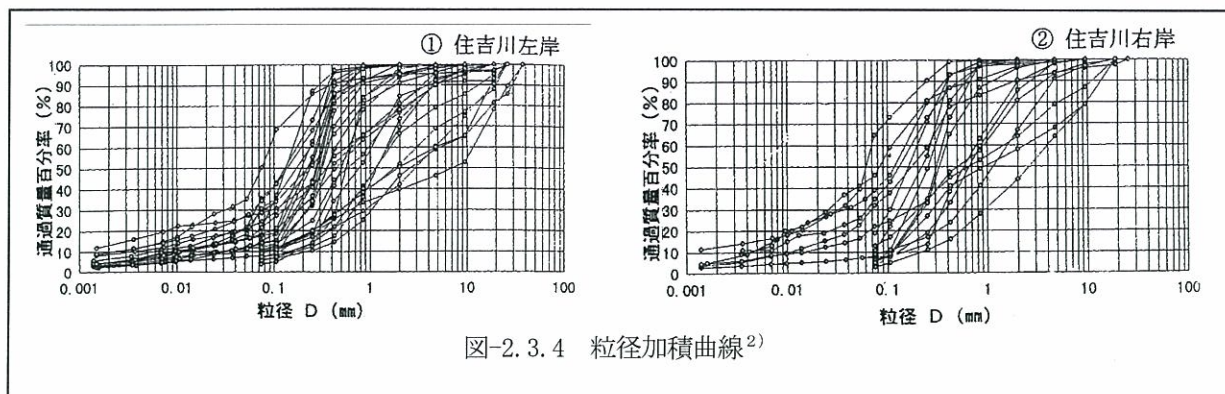


点では確定できない。ただ、洪水時には真っ直ぐに流下していたと思われ、現河道右岸側(住吉村)に被害が少なかったという記載は、上記 17 回の水害記録の内 1 回のみである。住吉村誌には、『落合西南方に流れて天神川方面に行ったものと想像される』、『御影柳の川での井戸浚渫時に石斧を発見した。荒神山、鴨子ヶ原に住居した原始民族の遺物が洪水で押し流されてきたものであろう』などの記述がある。また、魚崎町誌⁹⁾には『最古の流路は天神川河床であったが、柳の川河床、天井川支流付近の河床、善兵衛川河床を次々に流れて現在に流路に移った。そしてこの間に東は天井川から西は天神川までの大扇状地を形成した』との記述が見られる。

中流から下流域で徐々に西方向へ湾曲するのは東からの沿岸流による河口付近での土砂(いわゆる青木砂層)の堆積の影響と考えられるが、詳細は不明である。

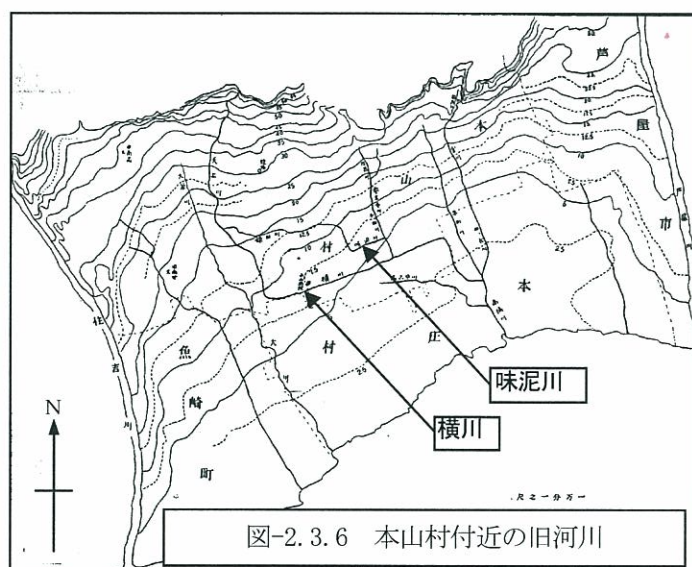
青木砂層は、住吉川よりも東側で特徴的に分布し、海浜性の砂と考えられている(図-2.3.3 参照)。住吉川流域での地層構成を考える上では、住吉川、芦屋川等から供給された土砂が、長田礫層と同様に沿岸流による漂砂として堆積したと考えた方が理解しやすいと思われる。この砂は淘汰された砂であることが、粒径加積曲線よりわかり(図-2.3.4²⁾ 参照)、同時期に堆積した砂層に比較してしまりの良い特性を有している。この良好なしまりを生じさせた一つの要因として、これまでに繰り返して発生してきたと想定される地震による締固め効果に関係したと考えることはできないであろうか。





住吉川両岸での N 値を比較すると、深度 5m までの平均、深度 10m までの平均ともに、右岸側がやや高くなる傾向がみられる (図-2.3.5)。

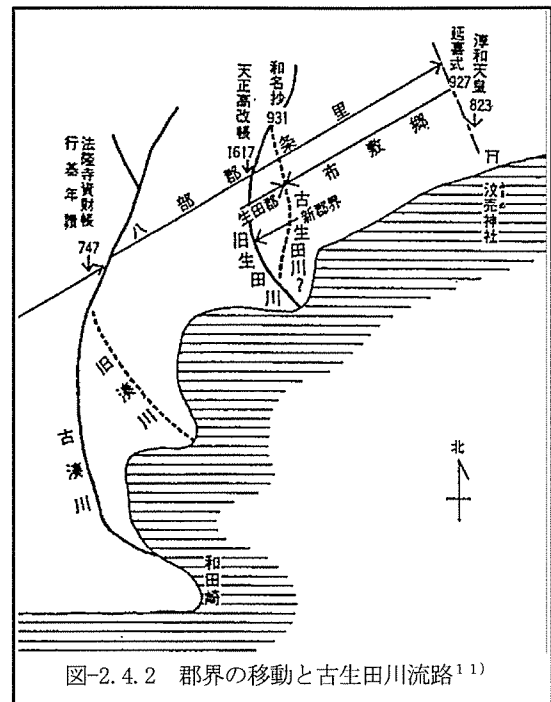
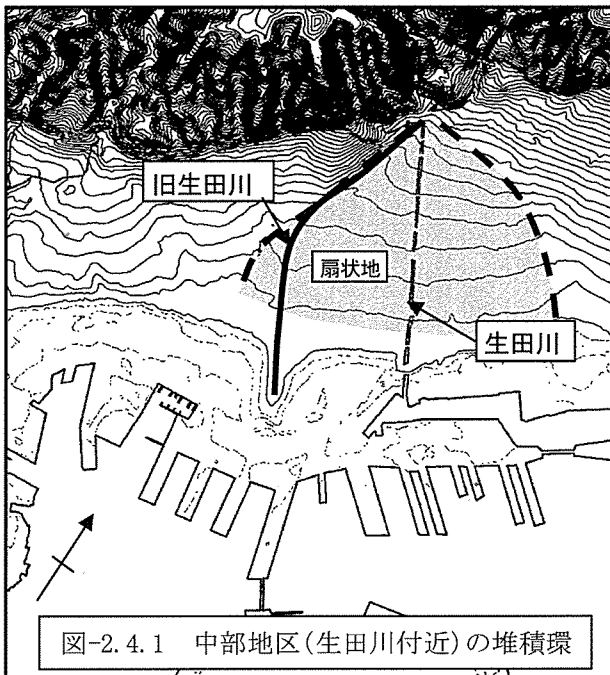
また、左岸側天上川の中流付近に東西方向に N 値の低いゾーンが認められるが (図-2.3.5 中一点鎖線内)、これは図-2.3.6 に示したように昔の横川、味泥川 (人工的な運河と思われる) に起因するものと考えられる。これらの河川は流路が地形条件に対して不自然であり、特に南北の地形勾配に対して東西に天井川の性格を持って横たわるため、排水の障害やコーナー部での氾濫等の危険性が高いなどの問題があったことが本山村誌¹⁰⁾に書かれている。



2. 4 旧生田川の西への迂回

古生田川の流路に関しては、郡界の移動から上流部は生田郷の東(新生田川付近)を、下流で旧生田川の所を流れていた(図-2.4.2 参照)とするのが合理的だとする考え方が示されている¹¹⁾。しかし、地形的な面からは、途中で北西方向へ転換するとは考えにくく、そのまま真っ直ぐに南東方向へ流下し脇浜に注いでいたと考えるのが自然である。

また、流路の移動時期については、図-2.4.2 に示されるように、郡界が 931 年には新生田川付近に、1617 年には旧生田川付近となっていることから、この間である可能性が高い。



旧生田川は、度々氾濫を繰り返したことが神戸市水害誌¹²⁾に記載されている。そのため、川の両側に氾濫時用の荒地が確保され、明治 5 年の大蔵省地図によれば、加納町交差点付近では生田神社の東側まで、川幅の 2 倍 180 間(1 間を 1.8m として 324m) が洪水敷として放置されていた(神戸市水害誌)。この洪水敷の名残は、明治 18 年測量の古地図において確認することができる(図-2.4.3 中、破線の間)。

生田川付近の地層の特徴をみると、二宮公園で実施されたボーリング調査によれば、地表から深度 50m まで、層区分に苦勞するような層相変化に乏しく淘汰の悪い粘土混じり砂礫が連続する。新生田川沿いの地質断面においても淘汰の悪い砂礫を主体とした地層が厚く分布する。すなわち、洪水時には一度に多量の土砂が上流から供給されることによって、淘汰の悪い地盤が形成されたと考えることができる。

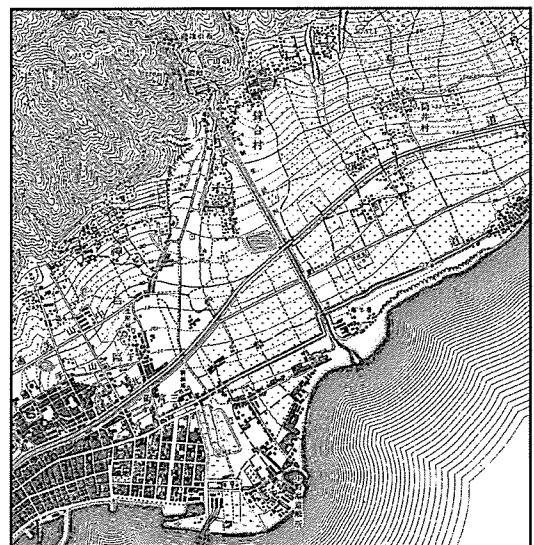
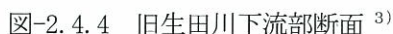


図-2.4.3 生田川付近古地図
(明治 18 年測量)

これに対して、旧生田川沿いの断面では、旧海岸線よりも陸側において河床堆積物の下位に粘性土の分布が確認できる（図-2.4.4 参照）。また、表層付近の堆積物は、旧湊川と同様に大礫の混入が少なく、砂質土を優勢とする傾向がある。



また、最上流部の左岸側に N 値の低いゾーンが認められるが、(図-2.4.5 中一点鎖線内)、これは上部の砂山を回りこむ生田川支流芋川の屈曲部からの氾濫に伴う堆積物が比較的細粒であったためであると考えられる。



3. 気候変遷

3. 1 十万年単位

第四紀は現在の地形がほぼ形成された時代であり、前述の河川作用や気候変動による海面の昇降作用など、この時代における気候変化は表層地盤の形成に密接に関係するため、その変化を明確にしておくことは、地盤構成の検討に際して重要と考えられる。第四紀における気候変化は、地表に露出した堆積物の研究を基礎として進められてきたが、近年における深海底堆積物や両極地域の氷床コアなどの研究により、詳細な気候変化の記録が得られている。図-3.1.1は国立極地研究所を中心としたグループによって、南極のドームふじ基地(南緯:77度19分1秒, 東経:39度42分12秒, 標高:3810m)において平成7年から平成8年にかけて掘削された約2,500mの氷床コアの解析によって得られた過去約34万年の気候変動の記録である¹³⁾。図は酸素同位体比($\delta^{18}\text{O}:^{18}\text{O}/^{16}\text{O}$)の変化を示したものであり、過去の気温変化を詳細に表している。また、図中に示した数字は酸素同位対比ステージ(MIS)と呼ばれ、氷期と間氷期の周期を示し、奇数が温暖な間氷期、偶数が寒冷な氷期に対応する。また、小数点の数字は小規模な亜氷期および亜間氷期を表し、少数1位の奇数値は上述の寒暖の関係と同じとなっている。これ

より、過去約34万年においては、平均気温として約8度の寒暖差が氷期と間氷期の周期となって変化することが明らかとなっている。図の右側には、神戸地域の表層地盤を構成する鍵層の海成粘土と、これまでに報告されている主要な火山灰を示す。この図より、温暖期における海面の上昇によって形成される海成粘土と気温変化の明瞭な関係が把握され、表層地盤の地質構成を解明する上で火山灰とともに有用な情報となる。さらに、MIS 1, 5.5, 7.5, 9.5などの明確な温暖期間における小規模な寒暖変化は、各海成粘土間にはさまれる堆積物の層相とも関係する可能性があり、より詳細な地盤構成の検討を行うための基礎資料になると考えられる。

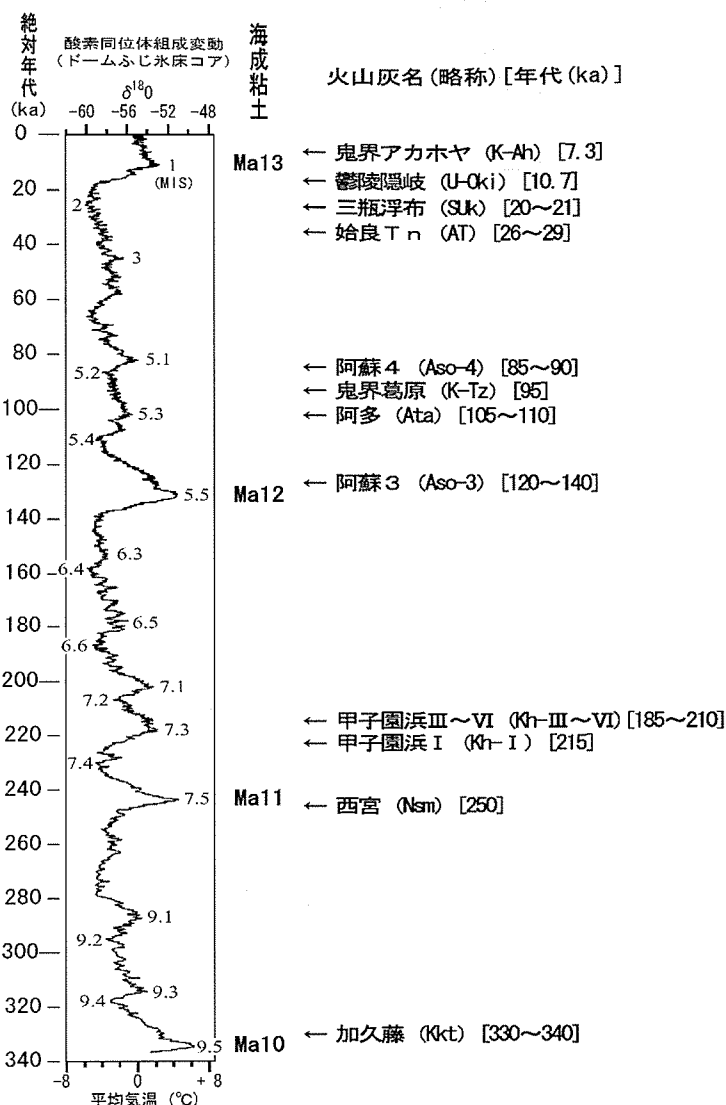


図-3.1.1 南極氷床コアにおける酸素同位体組成変動と大阪湾北部における海成粘土、火山灰との関係

3. 2 一万年単位

完新世に相当する過去1万年は、最終氷期（MIS 2）以降の温暖化による海水面上昇期に対応する期間であり、大阪湾を含む周辺地域の表層地盤を構成する沖積粘土（Ma 13）が形成された時期である。図-3.2.1は、神戸沖約4 km（北緯34度36分18.3秒，東経135度9分20.7秒）において、海上保安庁によって掘削された沖積粘土コアと、大阪市西区北津守において得られたコア試料をもとに、炭素年代測定、貝化石分析、微化石分析などより描かれた堆積曲線および相対的海水準変動曲線である¹⁴⁾。沖積粘土の堆積年代は貝化石とウニ化石によるAMS分析によって測定され、堆積時の古水深は貝形虫化石の群集解析より求められている。この図に示されるように、約10,000～5,000年前にかけて海水面が急上昇した変化が表されている。この図より、海水面上昇量は6,000年あたり約50mであり、年間約8mmの上昇速度となる。

この図に示された相対的海水準変動曲線により、完新世における大阪湾の海域拡大傾向を推定することが可能であり、沖積粘土の分布を明確にすることができる。また、地盤変動の大きい地域においては、沖積粘土の形成以降における鉛直変位量の推定に有用と考えられる。さらに、沖積粘土の分布深度より、粘土の堆積年代をおおむね推定することが可能であり、地盤構成をより明確にすることができる。

なお、この図においては、5,300～5,000年前が最高海水面期となっており、これまでに推定されている海水準変動曲線¹⁵⁾に表された縄文海進期（約6,000年前）に比べて約1,000年早い結果となっている。

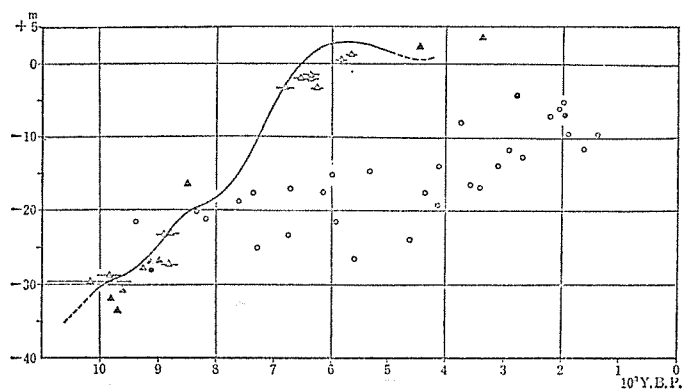
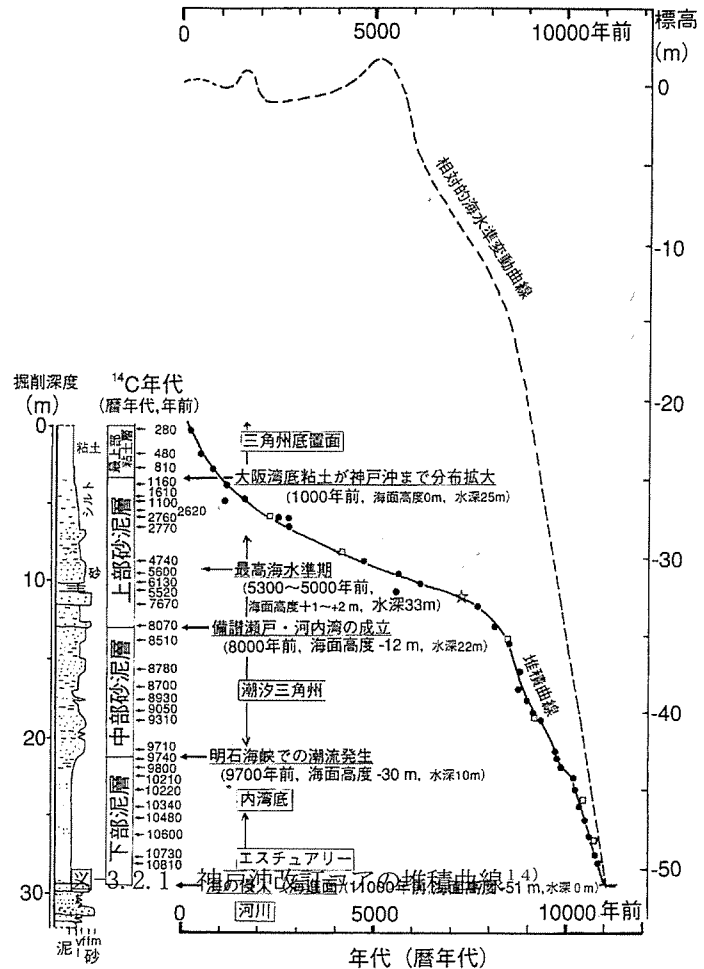


図-3.2.2 大阪湾の海面変化曲線¹⁵⁾

3. 3 千年単位

西暦 1,000 年ころは、仮名文字が発明され、竹取物語、宇津保物語、源氏物語などの宮廷文学が執筆された時期にあたり、日本の王朝文学の最高潮に達した時代である。この時代においては、すでに自然現象が記録として残されている。たとえば、本朝世紀には 999 年 3 月 7 日には富士山が噴火したことや、権記には 1000 年 3 月 1 日に日食のあったことなどが記録されている。しかし、このような中世における記録は、一般に定性的な表現が多く、文化の発達した場所による記録の偏りがあることも事実であり、定量的変化の把握は慎重にする必要がある。そこで、前述の氷床コアより得られた記録や年輪、珊瑚の解読より推定された気温変化が図-3.3.1 のように表されている。

図に示されるように、1,000 年間における気温は明らかに低下する傾向が見られ、前述した縄文海進期における温暖期以降の、寒冷化する傾向が明瞭である。したがって、20 世紀初頭以降における気温上昇は、過去 1,000 年間においても異常な変化であることがわかる。

この気温上昇に対する応答は、氷河の変化に明

瞭に表れている。図-3.3.2 はスイスアルプス南部のイタリアとの国境に近いローヌ氷河の 150 年間の変化である。これら 2 枚の写真に示されるように、氷河の末端は山の中腹まで後退していることがわかる。

これらの図より、今後、21 世紀以降において人類が変化させてきた地球環境とどのように共存していかなければならないか、考えていかなければならないことが痛感される。

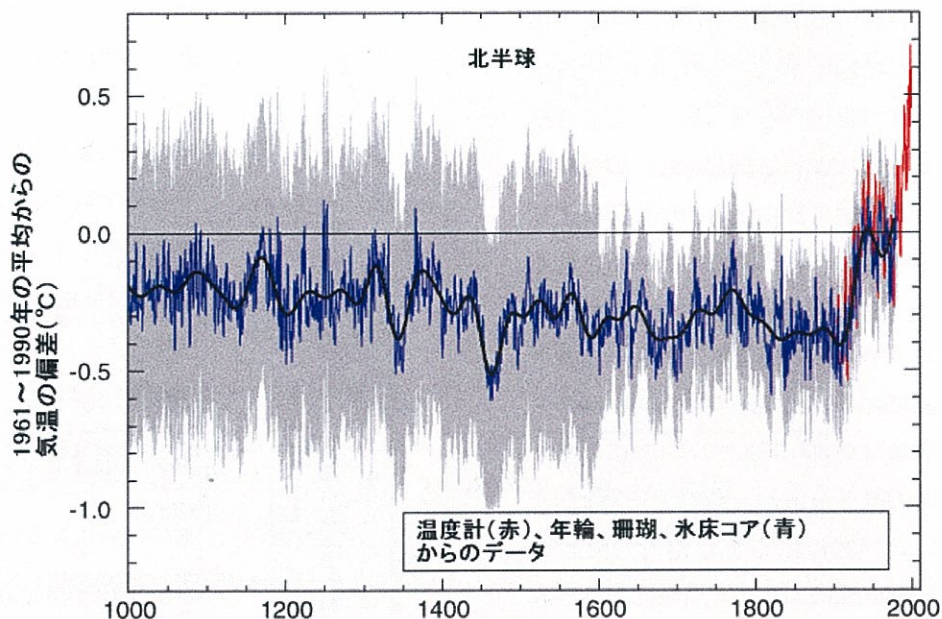


図-3.3.1 過去 1,000 年間の年平均気温の経年変化¹⁶⁾



図-3.3.2 150 年間ににおけるローヌ氷河の変化¹⁷⁾

左図：1849 年の銀版写真 右図：現在の写真

3. 4 百年単位

自然現象の定量的な記録を開始した時期が最近の100年間である。たとえば、明治8年（1,875年）に開始された神戸海洋気象台における気象観測や、同年、気象庁によって観測が開始された地震観測などがその例である。このような記録をもとに100年間における気候変化を見ると以下のようなものである。図-3.4.1は神戸海洋気象台における100年間の年平均気温の経年変化である。この図に示されるように、年平均気温の変化が最近の数10年間で大きく上昇する傾向が明らかであり、100年前に比べて約2度上昇していることになる。前述した氷床コアに見られたように、第四紀における寒暖の周期が年平均気温約8度で生じてきたことを考えると、この温度上昇がいかに大きいかかわかる。

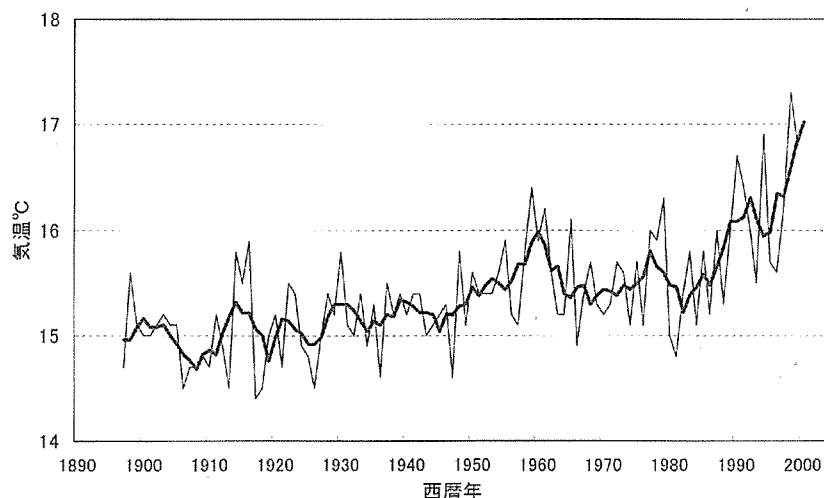


図-3.4.1 神戸の年平均気温の経年変化（細線：年平均気温，太線：5年移動平均）¹⁸⁾

一方、図-3.4.2は日本沿岸の長期平均水位変化を示した図であり、日本沿岸で100年程度の連続記録のある4検潮所（忍路、浜田、細島、串本）における観測記録の分析結果である。この図を見る限り、上記の気温変化によって励起される海水面変化は、今のところ日本では顕著には現れていないようである。しかしながら、大気の変化に対する海洋の変化が遅れて応答することは容易に推察できることであり、最近の予測によれば、1,990年から2,100年までに0.09~0.88m上昇するとされている。

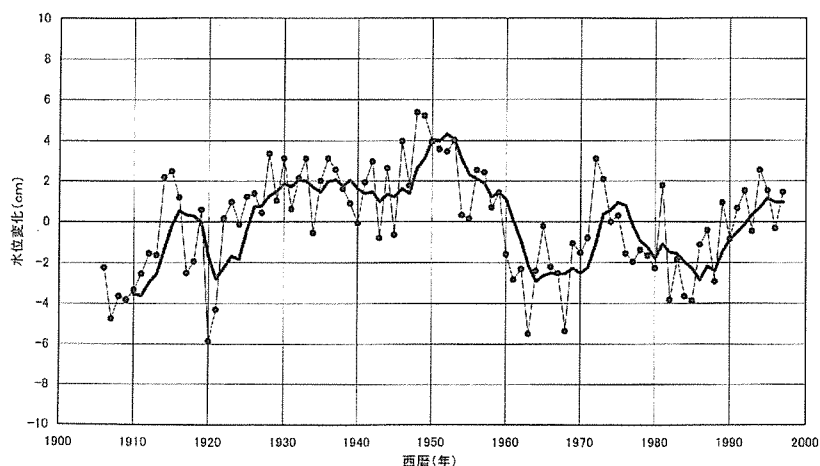


図-3.4.2 日本沿岸の長期平均水位変化（太線：5年移動平均値）¹⁸⁾

4. 変動環境

1, 995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は阪神・淡路地区に多大な被害をもたらしたとともに、防災担当の行政機関や大学等の研究機関に大きな課題を与え、行政機関では防災体制の見直しや新しいシステムの構築が行われ、研究機関では活断層調査を主体とした地盤調査や被害想定解析等の研究が進んだ。一方で、この震災から約9年半が経過し、「もう神戸に地震は来ないのではないか」という誤った風潮が広がりつつあることも否定できない事実である。

このような状況の中で、本章では、歴史資料に残された神戸市周辺の地震被害を再確認する。

4. 1 直下型地震に分類される歴史地震

表-4.1.1 に神戸市周辺で地震被害が記録されている歴史地震のうち、直下型地震に分類される地震の概要を一覧表として示した。これに示されるように、神戸市で被害が記録されている地震は兵庫県南部地震を除くと、慶長伏見地震、明治2年神戸地震、六甲山鳴動、大正神戸地震がある。以下には、各地震の概要と神戸市周辺での被害状況についてまとめる。

(1) 慶長伏見地震

慶長伏見地震は、豊臣秀吉による築城直後の伏見城天守閣が大破し、多くの死傷者が出たことで有名な地震である。

① 地震発生日月日 西暦 1596 年 9 月 5 日

② 震源

震源となる断層については、京都盆地から奈良盆地にかけての南北方向の断層群とする意見や、淀川構造帯とする意見等があったが、現在では、中央構造線（徳島）、淡路島東側の東浦断層と先山断層、有馬-高槻構造線が連動して活動した多重震源地震とみなされている（断層名称と位置については章末の参考資料を参照。）。¹⁹⁾

③ 地震の規模（マグニチュード） $7.5 \pm 0.25^{20)}$

④ 地震動の概要

この地震に関する震度の分布についても諸説あるが、最新の見解として、図-2.1³⁾に示した震度分布を示した。同図のとおり、震度VI以上の地域は京都から大阪、神戸、淡路島、四国西部となっている。さらに震度IV以上のエリアは、西側は広島県西部、東は山梨県西部まで広がっている。

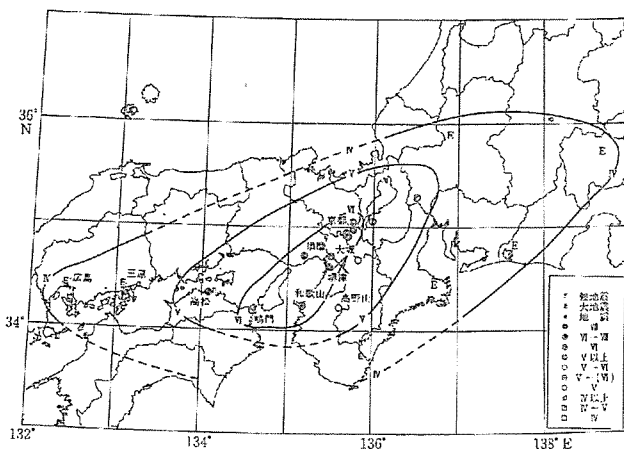


図-4.1.1 慶長伏見地震の震度分布²¹⁾

表-4. 1. 1 神戸市で被害が記録されている歴史地震の概要（直下型地震）

地震名称	発生年月日	震源	地震の規模 (マグニチュード)	地震動の概要	神戸市での被害	被害の概要 (神戸市周辺)
慶長伏見地震	1596/9/6	中央構造線・東浦断層・先山断層・有馬高槻構造線	7.5±0.25	震度Ⅵ以上の地域は京都、大阪、奈良、兵庫、和歌山、徳島まで広がる。震度Ⅳ以上の地域は、西は広島県西部、東は山梨県西部まで。	須磨寺の崩壊、兵庫での家屋倒壊、火災の記録がある。また、有馬では太閤秀吉が建立した「右之御殿」や民家が大破し、温泉温度が急上昇したという記録がある。	京都市南部で被害大、そのほか、堺、奈良、大阪、神戸でも被害大。
明治2年神戸地震	1869/2/28	不明	不明	不明	西灘村誌に地震のため地割れが生じたという記載あり。	-
六甲山鳴動	1899/7/5	六甲山	不明	1 日数回から 50 回の「地鳴り」が約 1 年間継続。「強震」。	人的被害や建物の被害は記録されていない。 温泉温度の上昇、湧出量の増加が確認され、下流地域に鉱毒による塩害が発生した。	-
大正神戸地震	1919/11/26	明石海峡	6.1	2 回の主な地震。水平動が卓越。神戸では「強震」	負傷者 2 名、土塀の倒壊、煙突の倒壊、土蔵の半壊、瓦や屋根の破損、窓ガラスの破損が主体。	神戸、明石から姫路、淡路島北部で被害あり。明石がもつとも被害大で住宅の倒壊あり。
兵庫県南部地震	1995/1/17	六甲・淡路島断層帯	7.3	省略		

記載された記録の引用文献は本文中を参照

⑤ 神戸市での被害

歴史資料で記録されているこの地震による神戸市における被害には、須磨寺での記録と有馬での記録がある。須磨寺の記録では、施設の多くが崩壊したほか、背後の山の斜面が崩壊したという記録があり、周辺の兵庫の家屋が一軒残らず崩れ、火災が発生し、死者は数知れなかったとされている。有馬の記録では、太閤秀吉が建立した右之御殿が大破し、湯温度が極めて高くなったと記録されている²²⁾。

歴史資料とは別に、遺跡の発掘調査によりこの地震による被害状況が明らかにされている。神戸市東灘区の坊ヶ塚遺跡ではこの地震による地滑り跡が、神戸市東灘区住吉宮町遺跡では液状化により地層が流動したために井戸が壊れた跡が報告されている²³⁾。

このように、歴史資料では神戸市西部と北部で記録があるのみであるが、遺跡発掘資料から、神戸市東部においても地盤の変状が確認されていることより神戸市全域で大きな震動と被害があったことが推定される。

⑥ 神戸市周辺地域での被害

残存する歴史資料の多少にもよると思われるが、この地震による被害が大きかった地域は京都であり、中でも、三条から伏見の間で最も大きかったとされている。太閤秀吉が建立したばかりの伏見城が大破し、圧死者約 600 人と記録されており、その他の諸寺民家の倒壊、死傷者が多く発生したとされている。奈良では興福寺、唐招提寺等で施設の倒壊等の被害が報告されている。大阪においては、洪積層上に建築された大阪城は大きな被害はなかったものの、大阪城の外町は沖積地盤にあることを反映して家屋の倒壊が多く記録され、特に堺では死者 600 人と記録されている^{20)、22)}。

(2) 明治 2 年神戸地震

この地震は 1869 年 2 月 28 日に発生した地震で、西灘村誌のみに記載があり、他には記録がない。この資料によれば、地震のため六甲山東手に地割れが生じたとされている²⁴⁾。この他には記録がなく詳細は不明であるが局地的で小規模な地震であったものと推定される。

(3) 六甲山鳴動

六甲山鳴動は六甲山が 1899 年 7 月 5 日に突如として鳴動を始め、その後一年にわたり震動と地鳴りが継続し、大地震の前兆であるとか、六甲山が噴火する等さまざまな浮説を生み人々を不安がらせた事件である。

① 発生年月日 1899 年 7 月 5 日

② 震源

六甲山鳴動の原因については、地熱により岩盤中の塩類や鉱物が溶解したために岩盤中に空洞が生成され、これに周囲の岩盤が落ち込むことにより生じる音響であると説明された²⁵⁾。

③ 地震動の概要

この地震の震動による直接の被害はなかったため、震度階等は不明である。1954 年の兵庫県災害誌では「神戸市一強震」と記載されている。

④ 神戸市での被害

上記のとおり、この地震の地震動での被害は報告されていない。ただし、有馬温泉の温度が 10 度程度上昇し、湧出量も増加した。これにより、温泉中の固形成分が河川に流出し、下流地域に鉱毒による塩害が発生した²⁵⁾。

(4) 大正神戸地震

大正神戸地震については、他の地震に比べ被害、震動とも規模が小さかったこともあり研究資料はほとんどない。ここでは、当時の新聞（神戸又新日報と神戸新聞）に記載された状況をまとめる。

① 地震発生年月日 1919 年 11 月 26 日

② 震源

淡路島北端部（図-4.1.2 参照）。

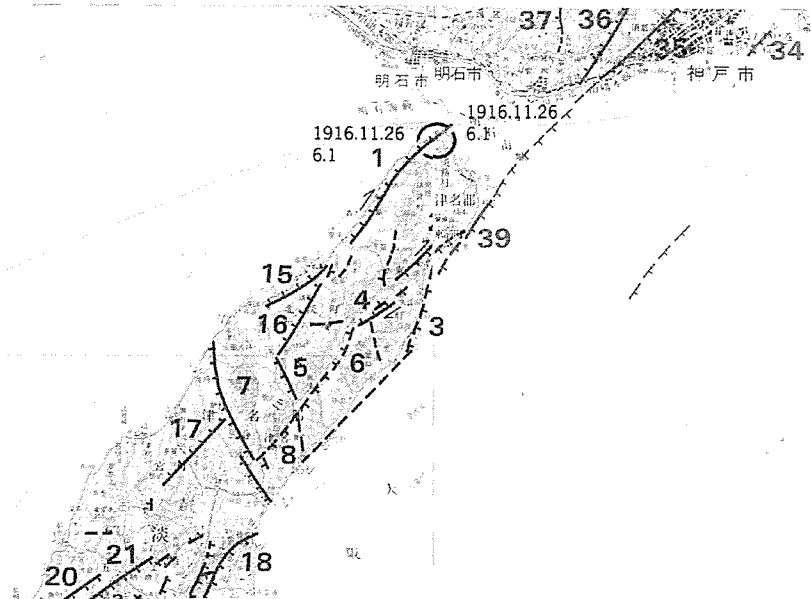


図-4.1.2 大正神戸地震の震央²⁶⁾

③ 地震の規模（マグニチュード） 6.1²⁰⁾

④ 地震動の概要

新聞記事では、神戸市で主な震動が2回観測され、水平動が卓越したとされている。震動の大きさとしては、京都大学小川博士の談話として「強震」*とされ、烈震*まで行かなかったため、震源地を断定するまでの現象がなかったと記載されている。

⑤ 神戸市での被害

神戸市における被害の報告は中央部から西部に限られており、東部では報告がない。被害の程度は、土塀の倒壊、煙突の倒壊、土蔵の半壊、瓦や屋根の破損、窓ガラスの破損が主体で家屋の全壊は報告されていない。人的被害については、地震翌日の新聞では2名の負傷者が記載されている（理科年表では死者1名とされているが新聞には記載がない）。このように阪神・淡路大震災と比べると小規模な被害であったが、新聞をそのまま引用すると「老若男女悲鳴を上げつつ先を争って戸外へ飛び出し、一時全市大混乱を極めたり・・・」とあり、当時の混乱ぶりが伺える。

⑥ 神戸市周辺の被害

この地震では、明石と淡路島北部で被害の報告がある。これらの地域では神戸市よりもむしろ被害が大きく、家屋の倒壊が確認されており、震源に近かったことを示唆している。淡路島においては、津名で地下水の噴出が確認された。大阪においても「強震」*が確認されたが、被害の報告はない。

* 当時震度区分は、微震、弱震、強震、烈震に分けられている。

4. 2 南海地震

ここで南海地震としたものは、四国・紀伊半島沖の南海トラフで発生するプレート境界地震を指している。本節では神戸市周辺の大阪湾北部に被害をもたらしたと考えられる宝永地震、安政南海地震、昭和南海地震を取り上げ、その規模や被害の概況、神戸市（大阪湾北部）への影響について紹介する。表-4.2.1 はこれらの地震の概要を一覧表としたものである。これらの地震に関する震度と津波の状況は平成 15 年 12 月に中央防災会議で公表されており、図-4.2.1 は震度分布²⁷⁾ で、図-4.2.2 は津波高さの分布²⁷⁾ である。

図-4.2.1 からは、大阪湾北部における、これらの南海地震による震度はVからVIと読み取れる。図-4.2.2 からは津波の高さは最大で3mと読み取ることができる。

(1) 宝永地震

宝永地震は遠州灘と紀伊半島沖を震源として発生した地震で、わが国最大級の地震の一つとされている。

① 地震発生年月日

1707 年 10 月 28 日

② 震源

遠州灘沖と紀伊半島沖で二つの巨大地震が同時に起こった²⁾。

③ 地震の規模（マグニチュード）

8.4²⁰⁾

④ 大阪湾北部での被害

大阪湾北部での被害は津波による被害が主体で、大阪府で 2.5 から 3m、兵庫県で 3m程度とされている²⁸⁾。近畿地方全体で潰家 4,815、破損・半壊 6,046 と報告されている²⁹⁾。

⑤ 被害の概要

全体で少なくとも死亡 2 万人、潰家 6 万、流出家 2 万となり、被害は東海道・伊勢湾・紀伊半島で最もひどく、津波が紀伊半島から九州までの太平洋沿岸や瀬戸内海を襲った²⁰⁾。

(2) 安政南海地震

安政南海地震は安政東海地震の 32 時間後に発生した大地震である。近畿地方ではこれら 2 つの地震被害を区別することは困難であると言われている。

① 地震発生年月日

1854 年 12 月 24 日

② 震源

南海トラフ。

③ 地震の規模（マグニチュード）

8

④ 大阪湾北部での被害

大阪湾北部での被害は津波による被害が主体で、大阪府で 2.4 から 3m、兵庫県で 2 から 3m程度とされている²⁸⁾。大阪では、津波が木津川、安治川を逆流し 8000 隻の船舶が破損し、多くの橋を破壊し、700 人余の死者を出したと記録されている³⁰⁾。

⑤ 被害の概要

被害地域は中部から九州にひろがっている。被害の種類としては津波が大きく、大きな地域では、串本で 15m、久礼で 16m、種崎で 11m が記録されている。全国的な被害は全壊家屋約 2 万、半壊 4 万、死者 3 万人と記録されている²⁰⁾。

(3) 昭和南海地震

昭和南海地震は東南海地震の 2 年後に発生した地震である。

① 地震発生年月日

1946 年 12 月 21 日

② 震源

南海トラフ。2 年前には東海沖を震源として、東南海地震が発生。

③ 地震の規模 (マグニチュード)

8

④ 大阪湾北部での被害

前 2 地震に比べると被害は少ない。津波高さ瀬戸内海全域で 0.8 から 1.2m とされている²⁸⁾。兵庫県全体で死者 50、負傷者 91、住家全壊 330、半壊 759、非住家全壊 370、半壊 242、家屋浸水 786 等という被害の記録がある²⁹⁾。

⑤ 被害の概要

全国的に見ても被害は前 2 地震に比べると少ないが、被害地域は中部以西各地に広がった。全国での被害は、全壊家屋 11591、半壊 23487、流失家屋 1451、死者 1330 人と記録されている²⁰⁾。津波は静岡県から九州で観測された。その高さは、高知・三重・徳島沿岸で 4 から 6m と記録されている²⁰⁾。

表-4.2.1 大阪湾北部に被害を及ぼした「南海地震」の一覧

地震名称	発生年月日	震源	地震の規模 (マグニチュード)	大阪湾北部での被害	全体の被害概況
宝永地震	1707/10/28	遠州灘沖，紀伊半島沖	8.4	大阪府で2.5から3m，兵庫 県で3m程度の津波。 近畿で潰家4,815，破損・半 壊6,046。	死亡2万人，潰家6万，流出家2万。被害は東海道・ 伊勢湾・紀伊半島で最もひどく，津波が紀伊半島か ら九州までの太平洋沿岸や瀬戸内海を襲った。
安政南海地震	1854/12/24	南海トラフ	8	大阪府で2.4から3m，兵庫 県で2から3m程度の津波。 大阪で約700人の死者。 兵庫県では津波の被害が主 で，死者100余人，流失家屋 60。	被害地域は中部から九州。津波が大きく，その高さ は串本で15m，久礼で16m，種崎で11m。 全国的な被害は全壊家屋約2万，半壊4万，死者3 万人。
昭和南海地震	1946/12/21	南海トラフ	8	津波高さ瀬戸内海全域で0.8 から1.2m。 兵庫県全体で死者50，負傷者 91，住家全壊330，半壊759， 非住家全壊370，半壊242，家 屋浸水786等。	被害地域は中部以西各地。全壊家屋11591，半壊 23487，流失家屋1451，死者1330人。津波が静岡県 から九州で観測された。その高さは，高知・三重・ 徳島沿岸で4から6m。

記載された記録の引用文献は本文中を参照

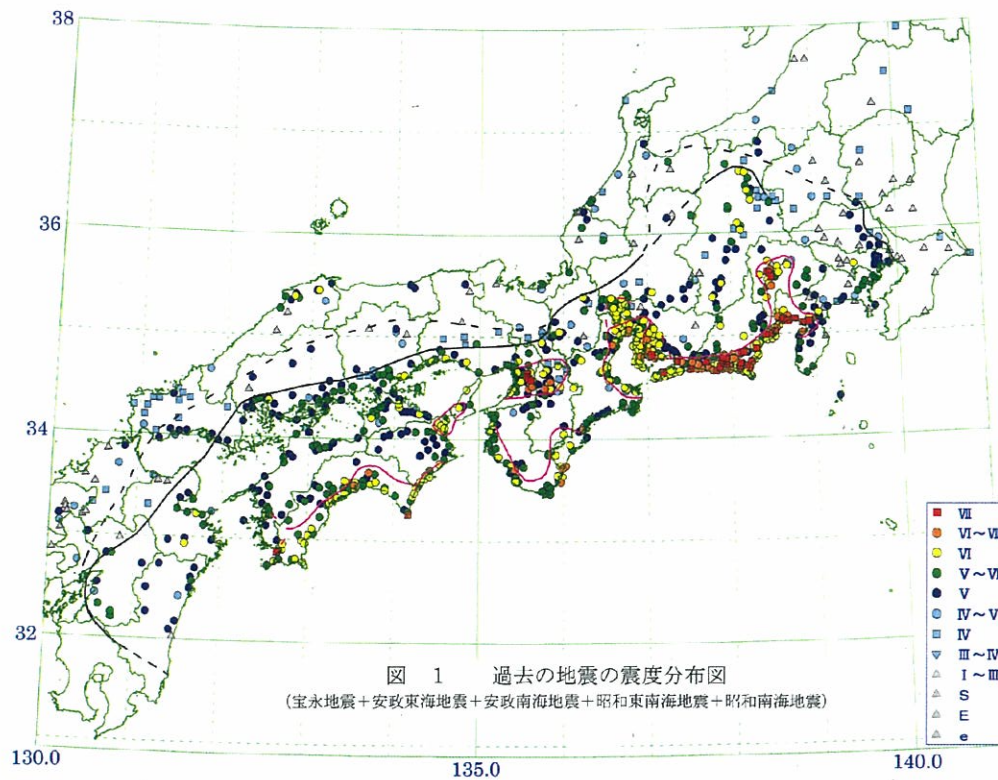


図-4.2.1 南海・東南海地震の震度分布²⁷⁾

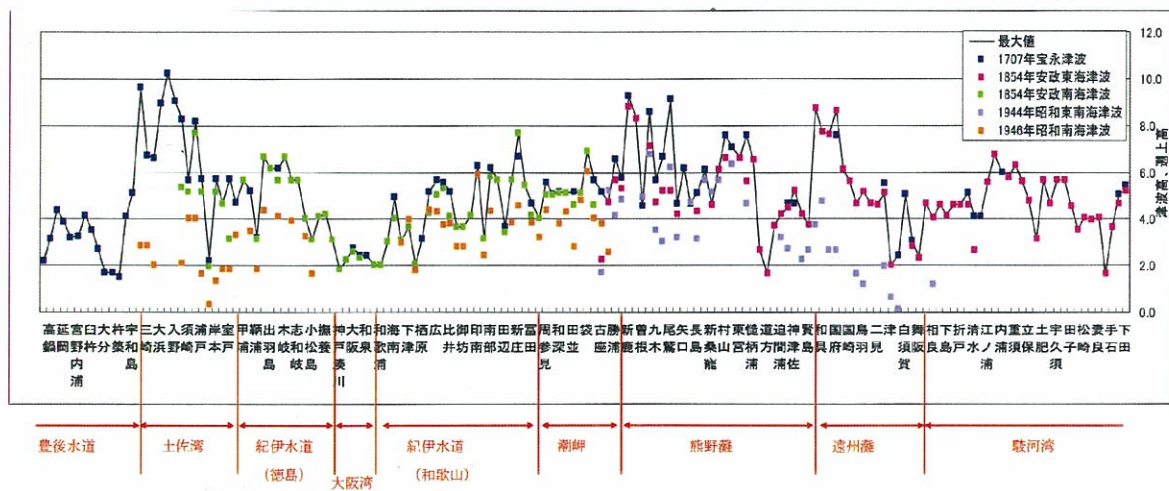


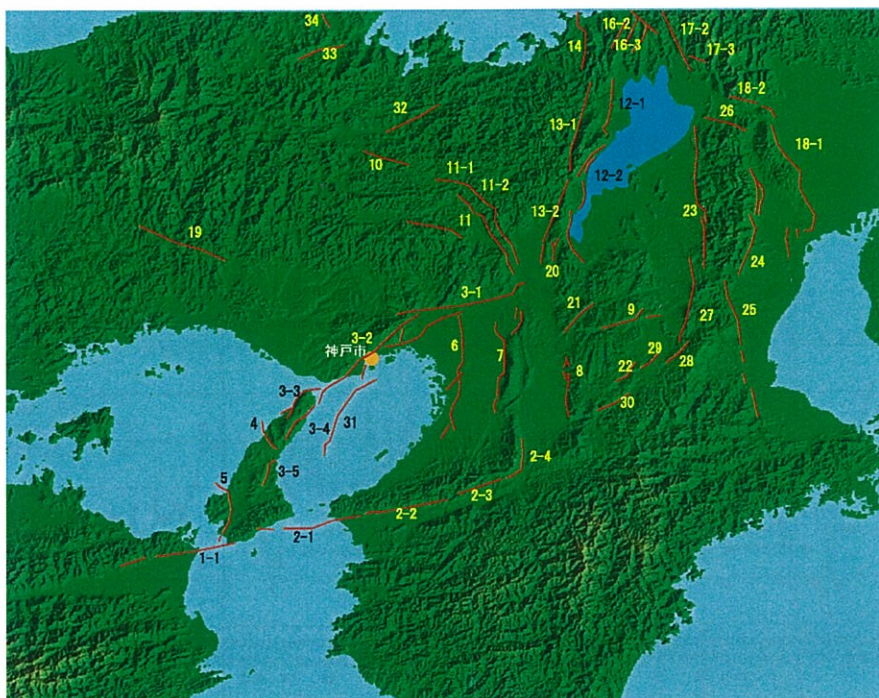
図-4.2.2 南海・東南海地震の津波高さ²⁷⁾

上記した神戸市および大阪湾北部で被害が記録された歴史地震を並べると以下ようになる。

- 1596 年 9 月 5 日・・・慶長伏見地震
- 1707 年 10 月 28 日・・・宝永地震
- 1854 年 12 月 24 日・・・安政南海地震
- 1869 年 2 月 28 日・・・明治 2 年神戸地震
- 1899 年 7 月 5 日・・・六甲山鳴動
- 1919 年 11 月 26 日・・・大正神戸地震
- 1946 年 12 月 21 日・・・昭和南海地震
- 1995 年 1 月 17 日・・・兵庫県南部地震

このように、神戸市周辺では連続して地震被害に見舞われていることがわかり、昭和年代後半の「神戸は地震の空白域」である、あるいは近年の「神戸に地震はもう来ない」という風潮は誤った考え方であり、これらの地震被害を教訓として地震防災への取り組みを今後も継続して行く必要性を示すものである。

参考資料－１ 近畿地方の主要活断層³⁾



1	中央構造線・四国	4	志築	13	花折	19	山崎
1-1	鳴門海峡	5	湊-本庄	13-1	途中谷	20	花山-勸修寺
2	中央構造線	6	上町	13-2	北白川	21	和束谷
2-1	紀淡海峡	7	生駒	14	三方	22	笠間
2-2	根来	8	奈良盆地東縁	15	野坂	23	百済寺
2-3	五条	9	木津川	16	敦賀	24	御在所岳
2-4	金剛	10	三峠	16-1	笙の川	25	明星ヶ岳
3	六甲	11	京都西山	16-2	黒河川	26	今須
3-1	高槻	11-1	志和賀	16-3	駄口	27	頓宮
3-2	六甲山	11-2	世木林	17	柳ヶ瀬	28	勝地
3-3	北淡	12	琵琶湖西岸	17-1	椿坂峠	29	大鳥居
3-4	東浦	12-1	饗庭野	17-2	余呉川	30	名張
3-5	先山	12-2	比良	18	養老	31	大阪湾
				18-1	養老	32	上林川
				18-2	関ヶ原	33	山田
						34	郷村

参考資料－ 2

近畿地方において被害が確認された地震の一覧表³⁾

西暦	地震名称	地震の規模	被害の分布	震源の断層
416. 8. 23	-	-	大和	-
599. 5. 28	-	7	大和	-
684. 11. 29	-	8 1/4	土佐、南海、東海、西海	南海トラフ
701. 5. 12	-	-	丹波	-
734. 5. 18	-	-	畿内、七道諸国	-
827. 8. 11	-	6. 5～7	京都	-
868. 8. 3	-	7以上	播磨・山城	山崎断層
938. 5. 22	-	7	京都、紀伊	-
976. 7. 22	-	6. 7	山城、近江	-
1091. 9. 28	-	6. 2～6. 5	山城、大和	-
1096. 12. 17	-	8～8. 5	畿内、東海道	東海沖
1099. 2. 22	-	8～8. 3	南海道、畿内	南海トラフ
1177. 11. 26	-	6～6. 5	大和	-
1185. 8. 13	-	7. 4	近江、山城、大和	-
1317. 2. 24	-	6. 5～7	京都	-
1325. 12. 5	正中地震	6. 5	近江北部、若狭	柳ヶ瀬
1331. 8. 15	-	7以上	紀伊	-
1350. 7. 6	-	6	京都	-
1360. 11. 22	-	7. 5～8	紀伊、摂津	南海トラフ
1361. 8. 3	-	8 1/4～8. 5	畿内、土佐、阿波	南海トラフ
1408. 1. 21	-	7～8	紀伊、伊勢	-
1425. 12. 23	-	6	京都	-
1449. 5. 13	-	5 3/4～6. 5	山城、大和	-
1494. 6. 19	-	6	大和	-
1498. 9. 20	-	8. 2～8. 4	東海道全般	南海トラフ
1510. 9. 21	-	6. 5～7	摂津、河内	-
1520. 4. 4	-	7～7 3/4	紀伊、京都	-
1579. 2. 25	-	6	摂津	-
1586. 1. 18	天正地震	7. 8	畿内、東海、東山	白川断層もしくは伊勢湾、養老断層
1596. 9. 5	伏見地震	7 1/2	畿内	中央構造線、東浦断層、先山断層、有馬高槻構造線
1605. 2. 3	慶長地震	7. 9	東海、南海、西海	東海沖？
1662. 6. 16	寛文地震	7 1/4～7. 6	山城、大和、河内、和泉、摂津、丹後、若狭、近江、美濃、伊勢、駿河、三河、信濃	花折断層、三方断層、日向断層、野坂断層、駄口断層
1665. 6. 25	-	6	京都	-
1707. 10. 28	宝永地震	8 2/5	五畿、七道	遠州灘、紀伊半島沖
1751. 3. 26	-	5. 5～6	京都	-
1802. 11. 18	-	6. 5～7	畿内、名古屋	-
1819. 8. 2	-	7 1/4	伊勢、美濃、近江	-
1830. 8. 19	-	6. 5	京都及び隣国	-
1854. 7. 9	安政伊賀上野地震	7 1/4	伊賀、伊勢、大和	木津川断層
1854. 12. 24	安政南海地震	8	畿内、東海、東山、北陸、南海、山陰、山陽道	南海トラフ
1899. 3. 7	-	7	紀伊半島南東部	-
1909. 8. 14	江濃（姉川）地震	6. 8	滋賀県姉川付近	姉川断層
1916. 11. 26	-	6. 1	神戸	-
1925. 5. 23	北但馬地震	6. 8	但馬北部	-
1927. 3. 7	北丹後地震	7. 3	京都府西北部	郷村断層、山田断層
1936. 2. 21	河内大和地震	6. 4	大阪、奈良	-
1938. 1. 12	-	6. 8	田辺湾沖	-
1946. 12. 21	南海地震	8	中部以西	南海トラフ
1948. 6. 15	-	6. 7	田辺市付近	-
1952. 7. 18	吉野地震	6. 8	奈良県中部	-
1995. 1. 17	兵庫県南部地震	7. 3	阪神、淡路地区	六甲－淡路断層系

プレート境界型地震

5. 地盤構成

5. 1 基準となる地質情報

先述したように、六甲山地の南側に発展してきた港湾都市神戸は、広域的な応力場のもとで隆起する六甲山地と沈降する大阪湾にはさまれ、これら両者の構造単位を境界する断層帯の上に形成された都市である。それに加えて、周期的に変動する海水面の昇降作用や、突発的に発生する山地からの土砂供給などによって、神戸市街地は非常に複雑な地盤よりなっている。そこで、その地盤構成を明確にするためには基準となる地質情報が不可欠である。以下では、この地域における地層の連続性を追跡する上で有用と考えられる貝殻、火山灰などについて、その特性をまとめる。

(1) 貝殻

地球上には約11万種の現生貝類が報告されている。そのうち、日本国内には約7000種が棲息しているが、エスカルゴでお馴染みの陸産腹足類(巻貝)を除けば、淡水産貝類は海産貝類の2%に満たない。そのため、ボーリング試料や露頭などにおいて貝殻片が検出された場合、その地層は海域で堆積したものとはほぼ特定できる。

とりわけ、ボーリング柱状図データを集積して構築されるデータベースにおいて、地質断面図の検討を行う場合、貝殻片の混入は、海成層の分布の推定に重要な要素のひとつとなる。神戸地域においても、沖積粘土(Ma13)や最上位更新統海成粘土(Ma12)をはじめとして、海成粘土には貝殻片が含まれていることが多い。とくに、地質構造の検討を行う場合に有用な地層となるMa12は、によれば、その最上部に絶滅種の本種モトジマキリガイダマシ *Turritell kurosio* IDA を多産することが特徴的であり³¹⁾、本種が西宮、尼崎、大阪港にわたる大阪湾北部地域に広く分布する貝化石であることが指摘されている。また、この貝化石群集は *Turritella (Kurosioia) kurosio* 群集³²⁾ と呼ばれ、その産出は大阪湾周辺のみならず、静岡県、三重県、和歌山県、石川県、鹿児島県など、西南日本の中～上部更新統から知られていることが指摘されている。さらに、これらの海成粘土の上下に挟まれる砂層においても貝殻片の混入が柱状図に記載されている場合があり、一連の海進～海退による海水面の昇降変化を検討する場合の有用な情報となる。

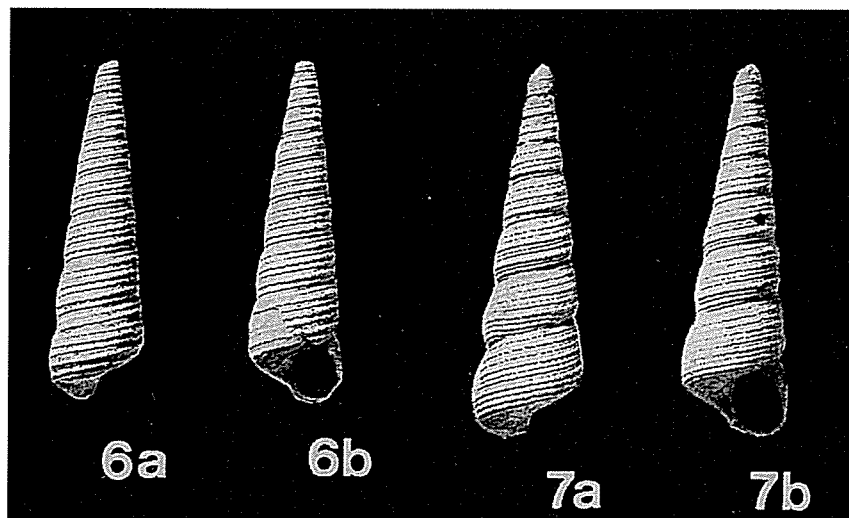


図-5.1.1 六甲アイランド地下より産出したモトジマキリガイダマシ *Turritell kurosio* IDA

(2) 火山灰

火山活動によって火山灰が噴出し、日本国内では偏西風とともに給源火山より主として東方へ降灰する特徴のあることが知られている。とくに、広範囲に分布することが確認されている火山灰は広域火山灰、あるいは広域テフラと呼ばれており、離れた地域間における堆積物や地形面の対比に対して重要な情報となる。さらに、広域火山灰の噴出年代が明確な場合には、決定的な地質情報となる。しかし、火山灰の同定に際しては、層厚、粒度、色調などをはじめとする層相の特徴や、火山ガラスなど本質物質の岩石鉱物学的特性などの検討とともに、地質層位との整合性を踏まえた総合的な判断が必要となる。

神戸市街地のような扇状地地盤の多くは、砂礫を主体とする粗粒堆積物で構成されている。そのため、細粒物質よりなる火山灰は堆積物中に保存される可能性は低い。しかし、神戸の地盤は堆積環境の変化が著しく、堆積物の構成も複雑である反面、粗粒堆積物にシルトや腐植土などがはさまれていることがしばしばあり、それらより火山灰や火山ガラスなどの火山性物質が検出されることがあり、地質層準を特定する有用な情報が得られる。

これまでの研究によると、大阪湾北部地域の沖積層～段丘相当層においては、広域火山灰を含めて約20枚の火山灰、あるいは火山灰降灰層準が示されている。広域テフラに関しては、先の図-3.1.1に示したが、各火山灰のおもな特性についてまとめて示すと表-5.1.1のとおりである³³⁾など。

表-5.1.1 大阪湾北部地域におけるおもな火山灰の特性

地質	層序	火山灰	鉱物組成				火山ガラスの屈折率	広域テフラ
			ガラス	長石	石英	重鉱物		
沖積層	Ma13	天保山	93	5	1	1	1.497-1.503(1.499-1.502)	松河戸 鬼界アカホヤ 鬱陵隠岐
		横大路	95	4	0	1	1.509-1.515(1.511-1.512)	
		港	53	34	7	5	1.521-1.526(1.522-1.523)	
		阪手	12	40	9	38	1.498-1.503(1.500)	
低位段丘層		鬼虎川	44	37	2	17	1.500-1.504(1.502-1.504)	始良Tn
		平安神宮	98	2	0	0	1.498-1.501(1.500)	
中位段丘層	Ma12	吾彦	92	5	1	2	1.508-1.513(1.509-1.511)	阿蘇4 鬼界葛原
		北花田	97	1	2	*	1.497-1.503(1.499-1.501)	
		南港Ⅲ	84	11	1	1	1.499-1.536(1.525-1.533)	阿蘇3
		南港Ⅱ	78	15	1	3	1.515-1.527(1.520-1.526)	
		南港Ⅰ					1.498-1.503	
高位段丘層		甲陽Ⅱ	78	12	*	2	1.513-1.516, 1.534-1.544	
		甲陽Ⅰ	84	10	1	2	1.513-1.519	
	Ma11(3)							
	Ma11(2)	甲子園浜Ⅵ	16	50	2	30	1.503-1.510(1.505-1.507)	
		甲子園浜Ⅴ	10	46	4	36	1.502-1.506(1.505)	
		甲子園浜Ⅳ	13	45	*	39	1.502-1.509(1.505-1.507)	
		甲子園浜Ⅲ	15	43	3	37	1.502-1.507(1.505)	
		甲子園浜Ⅱ	+	++		+	1.501-1.506	
		甲子園浜Ⅰ	95	4	1	*	1.502-1.513(1.503-1.509)	
	Ma11(1)	住吉	++	+		+	1.505-1.512	
		西宮	67	27	2	2	1.499-1.501(1.499-1.500)	
	Ma10	八田	29	60	4	7	1.497-1.499(1.498)	加久藤
		枝川Ⅱ	56	34	0	9	1.502-1.508(1.506-1.507)	
		枝川Ⅰ	++	+		+	1.500-1.504(1.503)	
		KI-171	98	2	0	*	1.501-1.503(1.502)	
		鳴尾浜Ⅳ	86	13	0	2	1.498-1.505	
		鳴尾浜Ⅲ	65	27	0	4	1.499-1.510(1.504-1.506)	
		和田	50	27	1	22	1.497-1.499(1.498)	

(3) その他

上記の地質情報のほかにも、偶然に年代情報が発見される場合がある。図-5.1.2は神戸市営地下鉄海岸線の御崎公園車庫における工事現場において発見された土器片である。神戸市教育委員会によると、この土器片は前期古墳時代にあたる4～5世紀に作成された土師器の口縁部であることが明らかとなった。また、その保存状態が比較的良好的なことから、遠方から運ばれて埋没したものではなく、発見場所の近辺において使用されていた可能性が高いとのことである。



図-5.1.2 御崎公園より出土した土器片

この土器片は、自然堆積物中より採取されたものであり、その含まれていた地層は和田岬の形成に密接に関係すると考えられる長田礫層の最上位付近（TP-1m付近）である。これより、長田礫層の堆積末期は約1500～1600年前以降であることが明らかとなった。また、この礫層は沖積粘土の上位にあたることより、図-3.2.1に示した図にもとづけば、約5000年前の最高海水面期以後、すなわち約5000年前から約1500年前ころにかけて堆積した可能性が高い。したがって、和田岬の砂嘴地形の原形もこのころに形成された可能性がある。さらに、現在の新湊川河口付近に古墳時代の念仏山古墳や雀塚古墳などが存在していたことや³⁴⁾、兵庫区芦原通1丁目において8世紀後半～10世紀前半の港湾施設、すなわち「大輪田泊」の遺構が発掘されたこと³⁵⁾などを総合すると、和田岬の原形が形成された直後の砂嘴は現在に比べてかなり細長い形状をしていたと推定される。

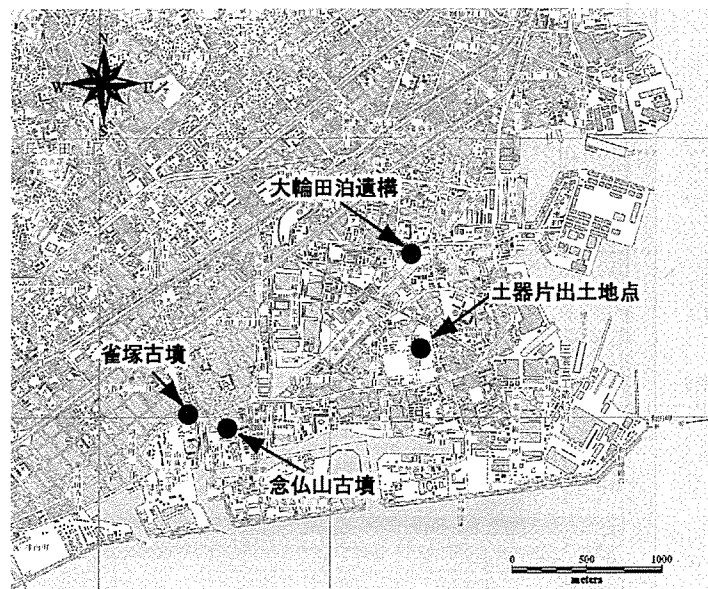


図-5.1.3 和田岬案内図

5. 2 神戸の地盤構成

以上に記してきた各方面における地盤の形成環境や、地質層準の特定に有用な基準などをもとに神戸の地盤構成について以下にまとめる。

神戸地域における一般的な地盤構成は、上位より沖積層～段丘堆積層～大阪層群よりなる。「神戸JIBANKUN」のデータベースをもとに、神戸市街地域や埋立地などにおける代表的な基準となるボーリングを選出し、その地盤構成を示した地質断面図が図-5.2.1、図-5.2.2である。

最上位の沖積層は、日本地質学会によって定められた地質基準³⁶⁾によると、「過去2万年間に堆積した正常堆積物を「沖積層」と呼ぶ」と定義された。すなわち、第四紀において大陸氷河が最も広く発達し、海水準が低下した最終氷期から温暖で海水準の高い現在に至る海水準急上昇期に形成された沖積粘土(Ma 13)を含む堆積物がこれに相当する。したがって、沖積層には、約1万年前以降から現代にいたる期間に対応する完新世に形成された地層である完新統と、それ以前の後期更新世における約1万年間に形成された地層が含まれる。

神戸市街地に分布する沖積層は、完新世の海面上昇期に堆積した沖積粘土(Ma 13)を主体とするが、前述したように、住吉川左岸域の青木砂層や、和田岬の形成に密接に関与する長田礫層などのような特徴的な地層が含まれる。これらの地層は、沖積粘土(Ma 13)の上位層か、あるいは形成場所によっては沖積粘土と同時異相の関係にあり、いずれも約5000年から6000年前とされる高海面期以降のわずかな海退期に、大阪湾沿岸流や河川作用などが複合して形成されたものと推定される。

神戸地域における段丘堆積層には、海成粘土のMa 12, Ma 11がはさまれる。これらの海成粘土は、それぞれ中位段丘と高位段丘の形成時に堆積した海成粘土に対比され³⁷⁾、MIS 5.5およびMIS 7.5にそれぞれ対比されている。また、地質断面図には示していないが、神戸港域では、海成粘土のMa 11は3枚あることが指摘されており³⁸⁾、そのうちの最下位の海成粘土が、大阪湾地域における基準層序であるOD-1ボーリングのMa 11に相当することが指摘されている。これらの海成粘土は、おおむね10～20万年前に形成された地層であるため、断層運動の影響を受けてしばしば変形し、地質構造の推定に対して有用な地層となっている。また、図-5.2.2に示すように、沖積粘土(Ma 13)とMa 12間においても海域で堆積された部分のあることが明らかとなっており、先の図-3.1.1に示した温暖期のMIS 1～MIS 5.5間に見られる小規模な温暖期のピークに対応する可能性が示唆される。

沖積層や段丘堆積層には、地質断面図中に示すように多くの火山灰が確認されている。とくに、AT火山灰(始良Tn火山灰)は噴出年代が26,000～29,000年前であることが明らかにされており³⁹⁾、沖積層直下の層準にしばしば発見され、沖積層基底面の推定に際して有用となっている。また、AT火山灰以外にも、沖積粘土中のK-Ah火山灰(鬼界アカホヤ火山灰)、段丘堆積層中のK-Tz火山灰(鬼界葛原火山灰)やAta火山灰(阿多火山灰)などの広域火山灰が発見されている。

段丘堆積層の下位にはMa 10～Ma 1の海成粘土をはさむ大阪層群が分布することが知られており、東灘区で行われたGS-K1ボーリング(図-5.2.1.のNo.6)により、深度1545.7mにおいて大阪層群から基盤岩の花崗閃緑岩に達したことが確認されている。

なお、図-5.2.1、図-5.2.2の地質断面図には、Ma 11以深の地層は省略している。

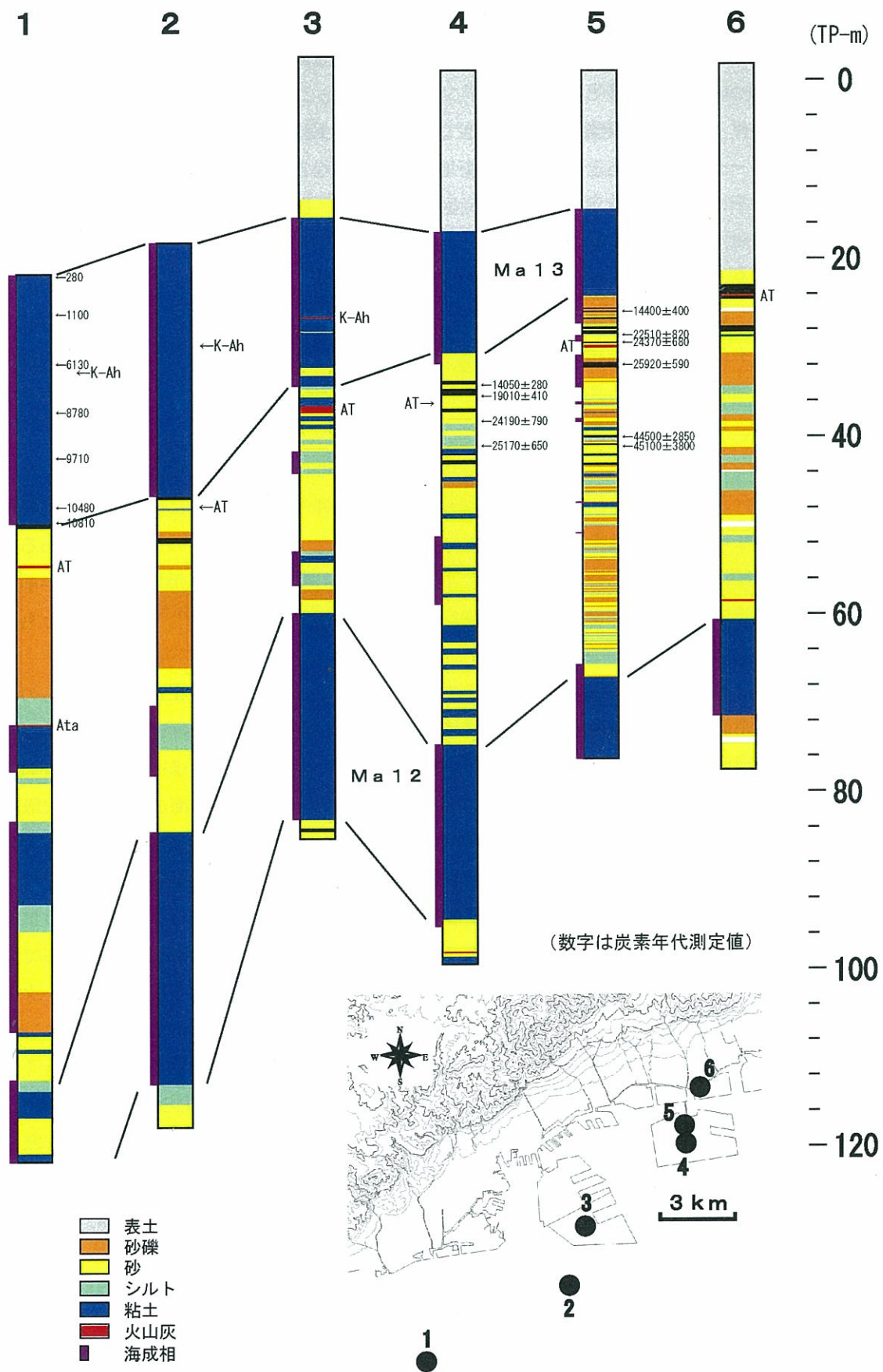


図-5.2.1 地質断面図：1

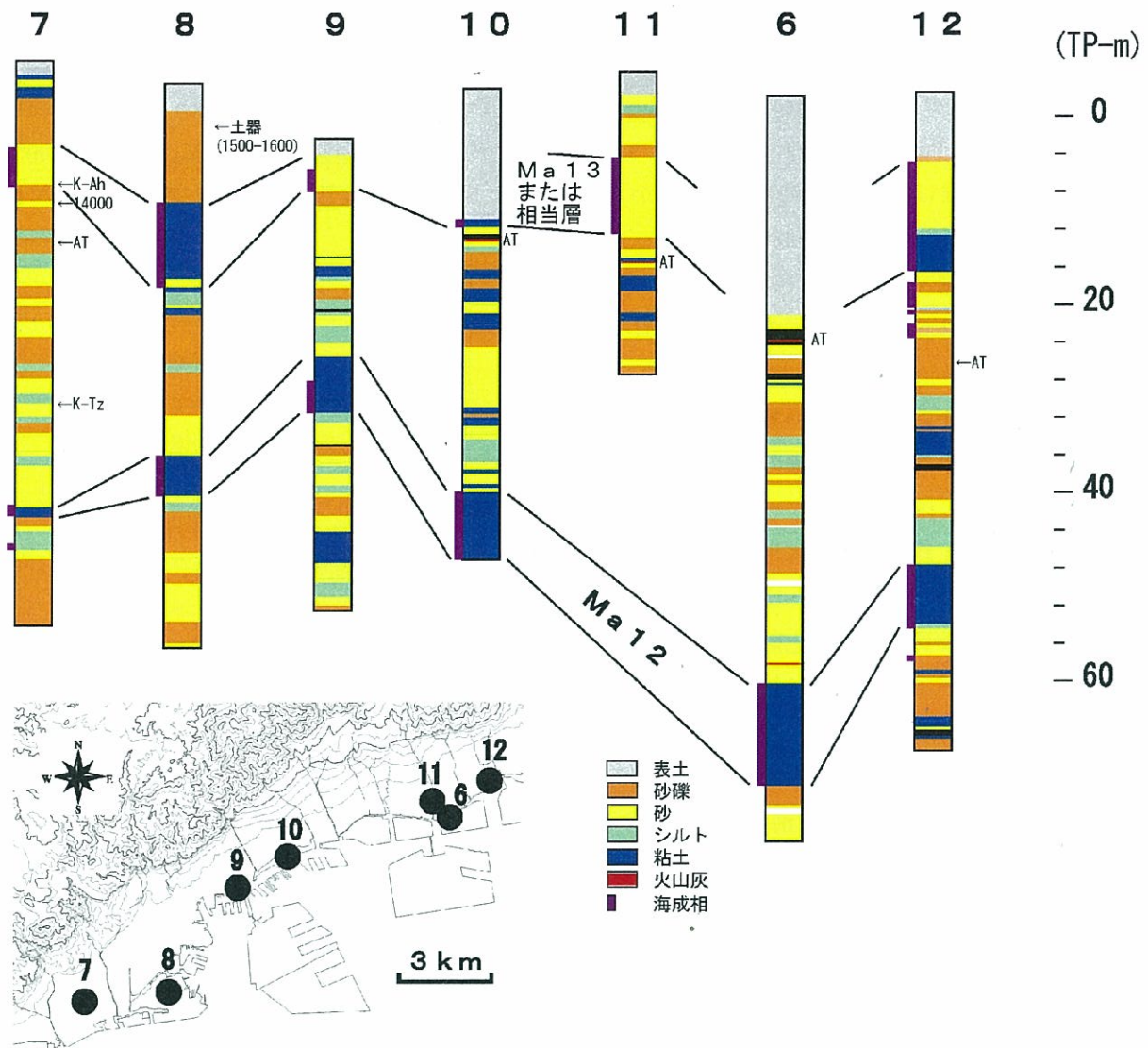


図-5.2.2 地質断面図：2

●参考文献

- 1) アメリカ伊能大図展実行委員会編：アメリカにあった伊能大図とフランスの伊能中図，2004.
- 2) 神戸市・(財)建設工学研究所：阪神・淡路大震災と神戸の地盤，1999.
- 3) 神戸の地盤研究会地盤研究委員会：研究成果報告書中間とりまとめ，2002.
- 4) 宇多高明・西原在浩・加三千宣：大阪湾に面した神戸市和田岬の形成機構に関する一考察，地形，第21巻，第3号，pp. 329～340，2000.
- 5) 佐藤昭二・田中則夫・佐々木克博：須磨海岸における養浜について，土木学会第20回海岸工学講演会論文集，pp. 489～494，1973.
- 6) 新湊川流域変遷史編集委員会：歴史が語る湊川（新湊川流域変遷史），2002.
- 7) 梅村伸雄：源義経一の谷合戦の謎，pp. 84～85，1989.
- 8) 谷田盛太郎編：住吉村誌，pp. 29～44，1946.
- 9) 魚崎町誌編纂委員会：魚崎町誌，pp. 8～10，1957.

- 10) 本山村誌編纂委員会：本山村誌, pp.102～106, 1953.
- 11) 落合重信：神戸の歴史研究編, pp.31～41, 1980.
- 12) 神戸市：神戸市水害誌, pp.80～98, pp.190～199, 1939.
- 13) O. Watanabe et al. : General tendencies of stable isotopes and major chemical constituents of the Dome Fuji deep ice core, Mem. Natl Inst. Polar Res., Spec. Issue, 57, pp.1-24, 2003.
- 14) 増田富士雄ほか：神戸沖海底コアから推定した完新世の大阪湾の海況変動, 地質学雑誌, vol. 106, no. 7, pp. 482-488, 2000.
- 15) 前田保夫：縄文の海と森, 1980.
- 16) 気象庁編：20世紀の日本の気候, pp.81-104, 2002.
- 17) National Geographic 日本版, 第4巻, 第5号, 1998.
- 18) 神戸海洋気象台：兵庫県の気象, 2001.
- 19) 岡田篤正・東郷正美：近畿の活断層, 東京大学出版会, 2000.
- 20) 文部科学省 国立天文台：理科年表, 平成14年度版, 2002.
- 21) 宇佐美龍夫：新編日本被害地震総覧（増補改訂版）, 東京大学出版会, 1996.
- 22) 萩原尊禮編著：続古地震一実像と虚像一, 東京大学出版会, 1989.
- 23) 兵庫県教育委員会埋蔵文化財調査事務所ホームページ, <http://www.hyogo-c.ed.jp/~maibun-bo/>.
- 24) 西岡安左衛門編：西灘村村誌, 兵庫県武庫郡西灘村役場, 1926.
- 25) 小澤清躬：有馬温泉史話, 1938.
- 26) 活断層研究会編：新編日本の活断層, 東京大学出版会, 1991.
- 27) 中央防災会議「東南海, 南海地震等に関する専門委員会」：東南海, 南海地震に関する報告, 2003.
- 28) 山本尚明：瀬戸内海の歴史南海地震津波について, 歴史地震, 第19号, 2003.
- 29) 神戸海洋気象台ホームページ, http://www.kobe-jma.go.jp/Shiryou/Shiryou_index.html.
- 30) 防災システム研究所ホームページ, <http://www.bo-sai.co.jp/index.html>.
- 31) 藤田和夫・前田保夫：須磨地域の地質. 地域地質研究報告(5万分の1図幅), 地質調査所, 1984
- 32) 松原尚志・前田保夫：神戸市六甲アイランドより産出した更新世貝類化石, Humans and Nature, No. 9, pp. 79-86, 1998
- 33) 吉川周作ほか：大阪平野地下の中・上部更新統火山灰層序, 地質学雑誌, 99, pp. 467-478, 1993.
- 34) 神戸市：新修神戸市史－歴史編Ⅰ自然・考古, 1989.
- 35) 朝日新聞：大輪田泊実在した, 平成15年6月28日付, 2003.
- 36) 日本地質学会地質基準委員会編著：地質基準, 2001.
- 37) 市原実編：大阪層群, 1993.
- 38) 古谷正和：大阪盆地の更新世中・後期の古気候変動と堆積環境変遷, 地球環境と応用地質, 1991.
- 39) 町田洋・新井房夫：新編火山灰アトラス, 2003.

第二編

地震動分科会からの報告

目 次

1. 入力地震動	1
1.1 入力地震動作成方法	1
1.1.1 地震動予測法の概要	1
1.1.2 断層モデルの設定	3
1.2 作成波	4
1.2.1 東南海地震による地震動	4
1.2.2 南海地震による地震動	4
1.2.3 東南海・南海同時地震による地震動	5
2. 解析方法	6
2.1 SHAKE	7
2.2 FDEL	8
2.3 DYNEQ	9
2.4 DYNES	10
2.5 MDM	12
2.6 Dynaflow	13
3. 代表測線における解析結果	16
3.1 南海地震の結果	18
3.2 東南海地震の結果	25
3.3 東南海・南海同時地震の結果	32
3.4 考察	39

「地震動分科会からの報告」執筆担当一覧

1. 入力地震動

杉戸 真太 岐阜大学 流域圏科学研究センター センター長（教授）
久世 益充 岐阜大学 流域圏科学研究センター 講師（研究機関研究員）

2. 解析方法

吉田 望 応用地質(株) 技術本部 技師長

3. 代表測線における解析結果

庄司 正弘 (株)構造計画研究所 エンジニアリング営業部 営業部長
倉掛 猛 (株)構造計画研究所 西日本営業部 課長
南部 光広 応用地質(株) 神戸支店 支店長
長谷川 信介 応用地質(株) 関西支社 防災・保全システム部 スタッフリーダー
木村 裕之 (株)ダイヤコンサルタント ジオエンジニアリング事業部
地盤物性グループ 地盤解析チームリーダー
荒木 繁幸 (株)ダイヤコンサルタント 神戸支店 支店長
沖村 孝 神戸大学 都市安全研究センター 副センター長（教授）
堀江 啓 独立行政法人 防災科学技術研究所 地震防災フロンティア研究センター
災害過程シミュレーションチーム 研究員
毛利 篤 神戸大学大学院 自然科学研究科 修士課程

1. 入力地震動

1.1 入力地震動作成方法

1.1.1 地震動予測法の概要

これまで多くの強震動予測法が提案されているが、それらは断層及び着目点を含む領域を単純化された物理モデルで表現し、数値シミュレーションにより地震動を算出する方法〔理論的手法〕，着目点における過去の余震記録等を重ね合わせることににより地震動を算出する方法〔半経験的手法〕，過去の多くの強震記録に含まれる地震動の統計的性質を利用して算出する方法〔統計的手法〕に分類される。ここでは、詳細な断層パラメータや余震記録がない場合においても簡便に強震動を推定可能な、工学的基盤面における地震動予測法EMPR¹⁾を紹介し、入力地震動作成方法について示す。

非定常特性を有する地震動 $x(t)$ は次式のように表すことができる。

$$x(t) = \sum_{k=1}^m \sqrt{4\pi \cdot G_x(t, 2\pi f_k) \Delta f} \cdot \cos(2\pi f_k t + \phi_k) \quad (1-1)$$

ここに、 Δf ：周波数の刻み幅， ϕ_k ： $t=0$ における位相 ($0 \sim 2\pi$ の一様乱数)， $G_x(t, 2\pi f_k)$ ：時刻 t ，周波数 f_k における非定常パワースペクトル²⁾。上式における非定常パワースペクトル $G_x(t, 2\pi f_k)$ を、図1のような関数でモデル化し、次式で表現する。

$$\sqrt{G_x(t, 2\pi f)} = \begin{cases} 0 & ; 0 \leq t \leq t_s \\ \alpha_m(f) \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)} \exp \left[1 - \frac{t - t_s(f)}{t_p(f)} \right] & ; t_s < t \end{cases} \quad (1-2)$$

ここに、 $\alpha_m(f)$ ：強度パラメータ： $\sqrt{G_x(t, 2\pi f)}$ の最大値， $t_s(f)$ ：時間パラメータ： $G_x(2\pi f)$ の立ち上がり時間， $t_p(f)$ ：継続時間パラメータ： $t_s(f)$ から最大値に至るまでの時間とする。

我が国における主な強震記録114成分を工学的基盤レベル相当の地震動に変換し、これをもとに同図に示される非定常スペクトルの3つのモデルパラメータ、すなわち、強度パラメータ、時間パラメータ、継続時間パラメータを、それぞれマグニチュードと震源距離に対して重回帰分析した。これより、マグニチュードと震源距離に対する工学的基盤レベルでの非定常地震動がシミュレーションできる。実際に、この手法を用いてシミュレーションを行った例では、地震規模の小さく比較的距離が近い場合に、継続時間が短く、反対に地震規模が大きく震源距離の長い例では、継続時間が長く、周期の長い成分が卓越する変位波形が長く継続するなど、非定常特性をよく表していることがわかっている。地震マグニチュードと震源距離により地震動をシミュレーションするこのモデルをEMPR-Iと呼ぶ。

つぎに、EMPR-IモデルにおけるM=6クラスの地震による非定常スペクトルを、断層の破壊速度、破壊方向を考慮して時間軸上で重ね合わせることににより、大規模な断層破壊による断層近傍での地震動予測モデル(EMPR-II)に拡張した。図-1.1.1にこの地震動シミュレーション手法の概念図を示す。基本的には、断層をいくつかの基本要素に分割し、着目点と断層の広がり、破壊様式、地震波伝播速度等との関係を考慮して、それぞれの要素からの震動を重ねあわせることににより地震動を推定する。

各小断層(i, j)による着目点での非定常スペクトルは、破壊が開始した小断層からの地震動の到達時刻との時間差を考慮した立ち上がり時刻を用いることににより、時間軸上で重ね合わせる。これにより得られる非定常スペクトルは次式で表される。

$$\sqrt{G_{x_0}(t, 2\pi f)} = \frac{N_G(M_0)}{n_G} \beta(f, M_0) \sum_{i=1}^{N_x} \sum_{j=1}^{N_y} \sqrt{G_{Z_{ij}}(t, 2\pi f)} \quad (1-3)$$

ただし、 $\beta(f, M_0)$ は重ね合わせ個数をすべての振動数で一定値 N_G とすることによる震動数軸方向の誤差を補正するための係数である。一般に、地震動パワーと地震モーメントの関係は振動数に依存する。振動数毎に重ね合わせ個数が異なることを断層の分割に反映することは大変煩雑な手順を必要とする。したがって、振動数に依存しない平均的な個数 N_G を適用し、振動数に依存する部分を別途補正する方法で対応している。式(1-3)における n_G は実際に重ね合わせる個数（整数）で $n_G = N_x \times N_y$ である。このように、地震モーメントにより与えられる重ね合わせ数 N_G を n_G で置き換えるために補正項 N_G/n_G が必要になる。上式の $G_{Z_{ij}}$ を式(1)の G_x に適用することにより、加速度時刻歴を得る。

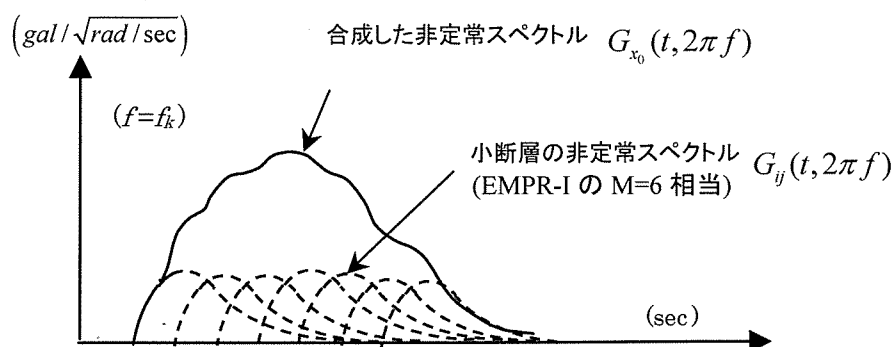
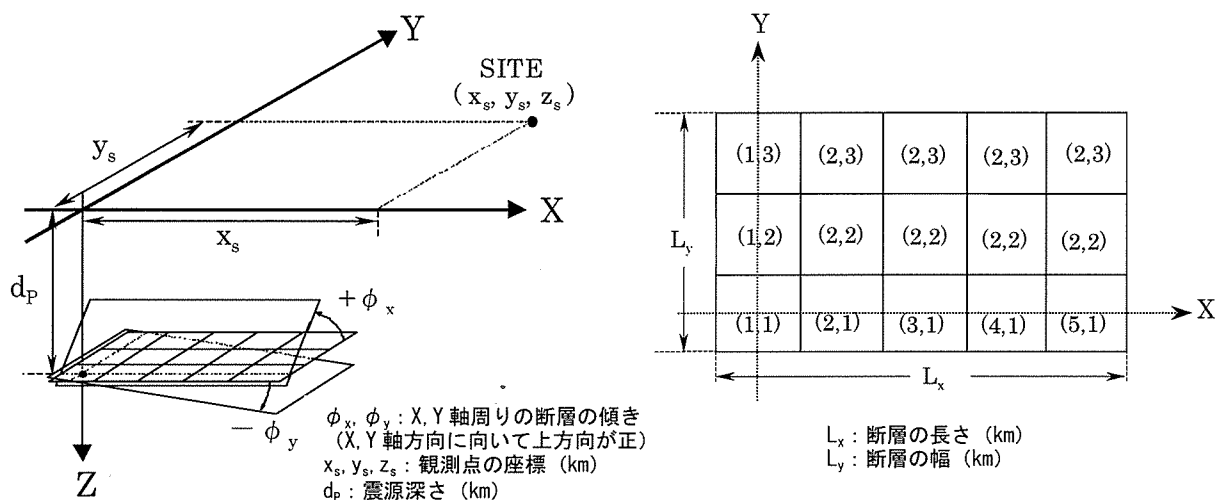


図-1.1.1 EMPR-II モデルの概要

1.1.2 断層モデルの設定

各想定地震の断層位置を図-1.1.2、断層パラメータを表-1.1.1に示す。東南海・南海地震の想定震源域については、地震調査研究推進本部、地震調査委員会³⁾による想定震源域を参考に設定した。図には、楕円状に表される東南海、南海地震の想定震源域、それを包含するように点線と実線で示した長方形の断層面(実線は断層上端の地表に近い辺)、断層破壊領域(斜線部)、アスペリティの相対的に大きな部分(太線で示された小断層)、震源位置が示されている。

アスペリティは一般にすべり量分布で与えられるが、EMPR-IIでは、EMPR-IにおけるM=6クラスの地震による、非定常パワースペクトルの重ね合わせ数 N_G の相対比率で与える。 N_G は、周波数ごとに異なる非定常パワースペクトルの重ね合わせ個数を全周波数の平均的な代表値として統計的に定めた値(非整数)であり、次式に示すように地震モーメントの関数で与えられる。

$$N_G = 6.35 \times 10^{-8} \times M_0^{0.409} \quad (1-4)$$

N_G の相対比率はすべり量分布の相対比率の0.409乗と等価なことが明らかにされている¹⁾ため、東南海地震のように断層面のアスペリティ分布が与えられている場合には、個々の小規模断層についてすべり量の相対比率を算出し、0.409乗することでアスペリティと等価なパラメータである N_G の相対比率を求めることができる。

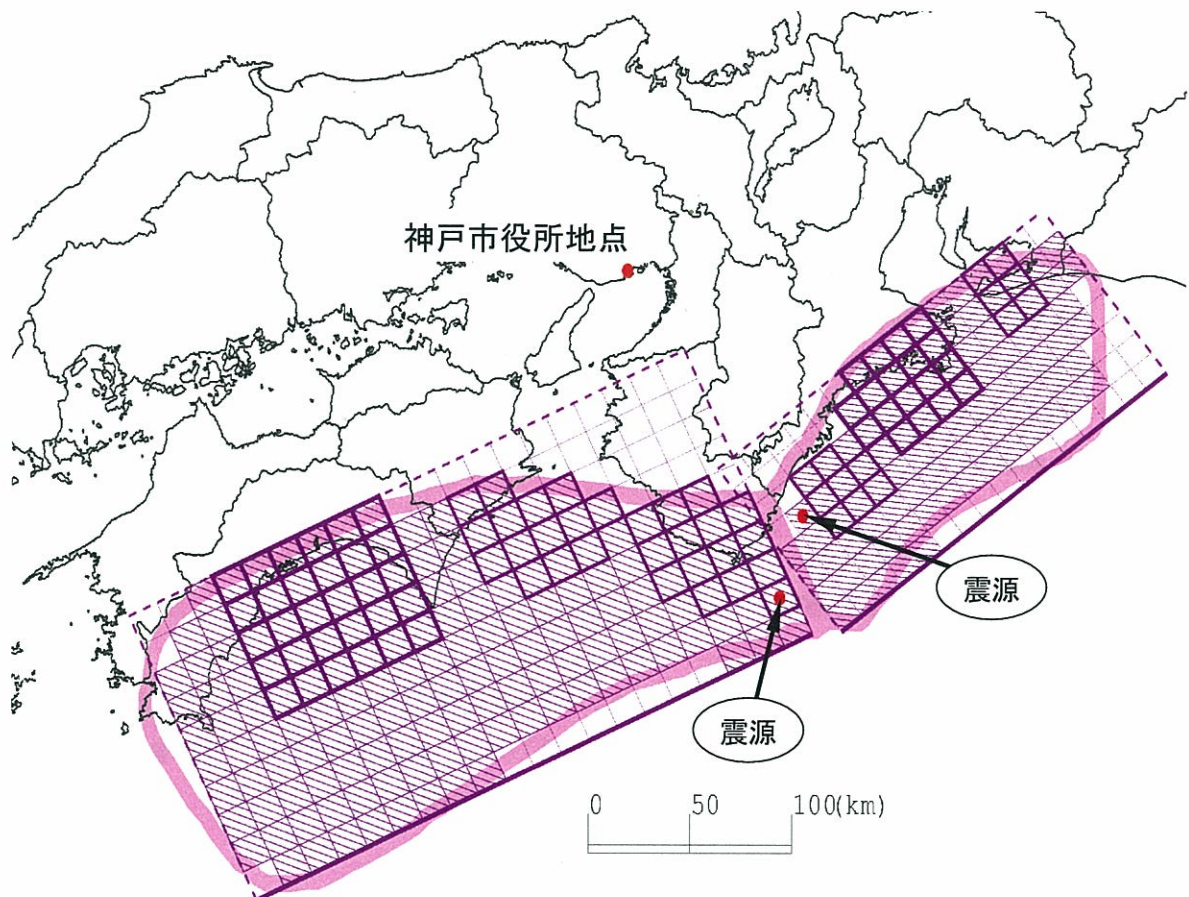


図-1.1.2 想定地震の断層位置と着目地点

表-1.1.1 各想定地震の断層パラメータ

		想定東南海地震	想定南海地震
震源位置	緯度	33° 36' 00"	33° 17' 24"
	経度	136° 07' 12"	136° 00' 00"
	深さ(km)	21.25	13.00
断層	長さ L (km)	200*	300*
	幅 W (km)	100*	150*
	面積(km ²)	14688*	36000*
	走向 θ (度)	232.0	245.0
	傾斜角 δ (度)	11.54	7.66
地震モーメント M_0 (dyne·cm)		2.15×10^{28}	8.34×10^{28}
モーメント マグニチュード M_w		8.15	8.55
破壊伝播速度(km/sec)		2.70	
地震波伝播速度 (km/sec)		3.80	

*断層長さ、幅は想定した断層面の大きさで、
断層面積は想定した断層面で破壊した部分の面積

1.2 作成波

1.2.1 東南海地震による地震動

地震動予測法EMPRにより算定した神戸市役所地点における加速度波形を図-1.2.1に示す。同図には、後述の南海地震、東南海・南海同時地震の作成波も示す。

図-1.1.2で示したように、断層規模が非常に大きいため、地震動継続時間が90秒程度と非常に長いことがわかる。

1.2.2 南海地震による地震動

作成した地震波を図-1.2.1に示す。70秒以降で震幅がやや大きくなる傾向が見られるが、これは断層北西部の大きなアスペリティによるものと考えられる。東南海地震と比べて断層規模がより大きく広がっており、継続時間が非常に長い(150秒程度)ことが確認できる。

1.2.3 東南海・南海同時地震による地震動

東南海地震、南海地震が同時に発生した場合を想定した地震波の作成を行う。ここでは、各想定地震による地震動をEMPRによりそれぞれ算出し、着目地点へ地震波が到達する時間を考慮して波形合成することで地震動を算出することとした。具体的には、図-1.1.2に示す南海地震の震源位置より断層破壊が開始した場合を想定し、断層破壊が東南海地震の震源位置へ到達する15秒後に東南海地震の断層破壊が開始することとし、時間差を考慮した波形合成を行った。図-1.2.1に示すように、東南海地震、南海地震それぞれ単独で発生するよりも振幅が大きく、継続時間も非常に長いことがわかる。



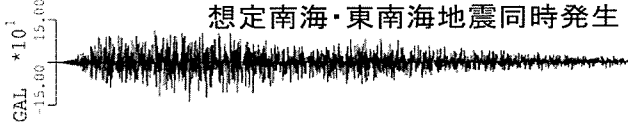
加速度波形	最大加速度 (gal)	実効加速度 (gal)	計測震度
 <p>想定南海地震</p>	66.7	44.0	4.0
 <p>想定東南海地震</p>	73.5	42.0	3.9
 <p>想定南海・東南海地震同時発生</p>	139.7	82.0	4.5

図-1.2.1 各想定地震による地震波作成結果

参考文献

- 1) Sugito, M., Y. Furumoto and T. Sugiyama: Strong Motion Prediction on Rock Surface by Superposed Evolutionary Spectra, 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2111/4/A, CD-ROM, 2000.
- 2) 亀田弘行：強震地震動の非定常パワースペクトルの算出法に関する一考察，土木学会論文報告集，第235号，pp. 55-62，1975.
- 3) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：南海トラフの地震を想定した強震動評価手法について(中間報告)，<http://www.jishin.go.jp/main/kyoshindo/01b/hyoka.pdf>，2001.

2. 解析方法

この章ではよく用いられる解析コードの手法を紹介する。解析コードは用いる手法により次のように分類することができる。

(1) 数値積分法

運動方程式を時間方向に積分する手法で、大きく分けて、変数分離法と逐次積分法に分けることができる。

変数分離法は、運動方程式を空間と時間に分離する方法である。例えば変位 u は位置 x と時間 t の関数であるが、これを次のように表す。

$$u(x, t) = \sum_i U_i(x) e^{i\omega t} \quad (2-1)$$

と表現する。これは、時間方向にFourier級数展開したことになる。これを運動方程式に代入することにより、運動方程式をFourier級数に展開した各項毎の空間に関する微分方程式に分離することができる。

この章で扱う一次元解析では空間方向の微分方程式は重複反射理論を用いて厳密解を求めることが可能である。得られた各次数の応答を式(2-1)に代入することにより全体の変位を求めることができる。

この方法では重ね合わせの原理を用いているので、元の微分方程式は線形の系でなければならない。一方では剛性などは時々刻々と変化し、定数ではない。そこで、非線形の系を線形の系に置換する事が必要で、その手法を等価線形手法と呼ばれる近似化法で行う。従って、変数分離法を用いた解析は等価線形法と呼ばれることが一般的である。

これに対して、逐次積分法は時間軸を小さい時間間隔 dt ごとに運動方程式を積分していく方法であり、その仮定で非線形化に伴って逐次変化する剛性の変化をきちんと追跡することができるので、等価線形法より精度の高い手法といえる。数値積分の手法としてよく用いられるのはNewmarkの β 法である。この方法の元となった線形加速度法では応答加速度が増分間で線形に変化するという仮定を置き、これを積分することで変位を次のように求めている。

$$u(t + dt) = u(t) + dt\dot{u}(t) + \frac{dt^2}{3}\ddot{u}(t) + \frac{dt^2}{6}\ddot{u}(t + dt) \quad (2-2)$$

Newmarkの β 法は最後の $1/6$ を β に置き換えたものであり、これにより応答加速度の位相を調整しようとする意図がある。しかし、現実にはその様な要求ではなく、数値積分が無条件に安定する条件を満たす方法として $\beta=1/4$ を用いている。この場合、応答加速度は増分間で一定値と仮定したことと等価である。

液状化解析のような数値計算が不安定になりやすい問題では、この他にWilsonの θ 法が用いられることもある。式(2-2)では時間増分の間、応答加速度が線形に変化すると仮定したが、これをさらに拡大し、その θ 倍の間、応答加速度が線形に変化すると仮定するものである。数値積分が安定するための条件として $\theta \geq 1.37$ が与えられており、実用的には1.37または1.4が用いられる。この積分法では高振動数成分の減衰が大きくなるので、1.4以上の値は用いられないようである。

(2) 応力-ひずみ関係の非線形性の表現

逐次積分を伴う数値積分を行う手法では応力-ひずみ関係はかなり自由に設定することができる。どのような応力-ひずみ関係を用いるかは解析コードの特徴の一つともなっており、それぞれのコードのところで説明する。

変数分離法により周波数領域の解析を行う場合には式(2-1)で示されるように重ね合わせの原理が成立する必要がある。これは、逐次積分法で用いたような応力-ひずみ関係をそのまま用いることができないということを意味している。そこで、応力-ひずみ関係のうち履歴曲線の除荷点を結ぶ剛性（割線剛性）と履歴曲線が囲む面積（等価減衰比）に着目し、この二つだけを合わせる応力-ひずみ関係が用いられる。すなわち、複素数で表したせん断応力 τ^* とせん断ひずみ γ^* の間に位相差をつける表現として、複素剛性 G^* を用いて、

$$\tau^* = G^* \gamma^* \quad (2-3)$$

の用に応力-ひずみ関係を表す。ここで、 G^* は割線剛性 G と等価減衰比 h を用いて、

$$G^* = G \cdot f(h) \quad (2-4)$$

と表される。 h の関数 $f(h)$ は解析コードにより異なるので、解析コードのところで説明する。なお、重ね合わせの原理を成立させるためには G は時間の関数であってははいけない。

2.1 SHAKE¹⁾

等価線形法に基づく一次元水平成層の解析コードである。この種の解析コードとして最も初期のものであり、過去の実績も非常に多くある。SHAKEは解析コードの名称であるが、現在では普通名詞の様に使われることもある。このため、論文では実際には解析コードとしてSHAKE以外のコードを用いていた、元から修正したコードを用いたりしても、SHAKEを用いたと記されていることもある。この解析コードの特徴は次のような所である。

(1) 等価線形化法

式(2-4)に用いる G と h を非線形性を考慮したあるひずみ（有効ひずみと呼ばれる） γ_{eff} で代表させる。すなわち、最大ひずみを γ_{max} と表せば、有効ひずみは

$$\gamma_{eff} = \alpha \gamma_{max} \quad (2-5)$$

と表される。ここで、 α は任意の係数で換算係数と呼ばれる事もある。このような有効ひずみの値は一意的には求まらないので、イタレーションをして求める。一般には全層の G と h の誤差が5%以下になったときにイタレーションを打ち切る。

既往の研究では観測結果を説明するためには α の値は0.2～1.0の間にばらついているが、一般的には0.65が特に検討無く用いられている。有効ひずみに対応する G と h を解析に用いる。このような設定法では G と h はひずみの連続関数として表されている必要はなく、離散化された点で表されていてもよい。離散化された点の間を線形で補間、すなわち、全体の $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係を部分線形関数としておくことで容易に G と h を求めることができる。このことは、実験値がそのまま入力データとして用いることができるということを意味している。

(2) 重複反射理論

式(2-1)の空間に関する部分 $U_i(x)$ は一次元の問題では常微分方程式となるが、これを重複反射理論を導入することによって空間方向には厳密解を求めている。この厳密解では解は入射波と反射波の和で表されるので、解析上入射波と反射波を分離することができるようになった。

このため、解析における層分割は、均質な層内では材料の非線形性をどこで代表させるかという事だけに依存することになり、逐次積分法で要求されるような小さい層分割が不要となった。ケーススタディ²⁾によれば層の分割数が相当変化しても応答結果はほとんど変化しない。

以上に見られるように、解析は層分割の数には影響されないし、実験値をそのまま入力データとして入力することが出来、かつ、周波数領域の解析なので解はかなり安定している。このことは、解析する技術者が異なっても解析結果はほとんど変わらない事を意味している。これが、SHAKEが一般に広く用いられるようになった一つの理由と考えられる。

なお、初期のSHAKEでは式(2-4)の関数形としてVoigtモデルに基づく式

$$f(h) = 1 + 2ih \quad (2-6)$$

が用いられてきたが、その後、一定ひずみ载荷の条件下で応力振幅が設定値と一致するように

$$f(h) = 1 - 2h^2 + 2ih\sqrt{1-h^2} \quad (2-7)$$

を用いることが著者らにより推奨される様になった。しかし、オリジナルのSHAKEを修正するのはユーザーであるので、どちらの減衰が用いられているかは論文に書いていない限り分からない。また、最近開発されるコードでは後者が用いられるケースが多いようである。

2.2 FDEL³⁾

図-2.2.1は東京湾埋立地における鉛直アレー地震観測で得られた地表の加速度のフーリエスペクトルと地下の加速度のフーリエスペクトルの比(増幅比と呼ぶ)をSHAKEと比較したものであるが、数Hz以上の高振動数においてSHAKEが増幅を過小評価していることが分かる。小さい地震では最大加速度は高振動数成分に影響されるので、最大加速度も過小評価される。杉戸らは、SHAKEのこの欠点を除くためには高振動数成分で小さい有効ひずみを使えばよいと考え、有効ひずみを次式のように表した³⁾。

$$\gamma_{eff} = \alpha \gamma_{max} \frac{F(\omega)}{F_{max}} \quad (2-8)$$

ここで、 F はひずみのフーリエスペクトル、 ω は円振動数、 F_{max} は F の最大値である。これにより、同じサイトの増幅比は図-2.2.1に実線で示すように改善される。なお、実際にはひずみのフーリエスペクトルをそのまま用いると解が収束しない等の問題が生じる事があるので、三角ウインドウによって平滑化したものを解析では用いている。

大地震では低周波数領域の応答が支配的となるので、SHAKEの持つこの欠点は順解析では表れにくい。しかし、地表の加速度波形から地下の加速度波形を求める様な逆増幅(デコンボリューション)

ョン) 解析を行うとこの欠点が明らかになる。

図-2.2.2は台湾の羅東サイトにおける観測記録を用い、地表の記録から地下の応答を求めた事例である⁴⁾。No. 11の地震ではSHAKEとFDELはほぼ同じ応答を示しているが、No. 16の地震ではSHAKEは地下の加速度を過大評価している。前者が0.01%程度の最大ひずみなのに対し、後者は0.1%程度の最大ひずみとなっており、ひずみが大きくなるとSHAKEによる逆増幅解析は破綻する。一方、FDELではこの場合の逆増幅解析も問題なく行うことができる。

なお、FDELは減衰では式(2-7)を用いている。また、次項に述べるようにSHAKEはここで示した他にも大地震時には最大加速度を過大評価する欠点を持っているが、FDELはこの欠点については何も想定しておらず換算係数としても0.65を推奨している。上で述べたようにFDELはSHAKEより最大加速度を大きく評価する傾向があるので、大地震に対してはSHAKE以上に最大加速度を大きく評価する事になる。

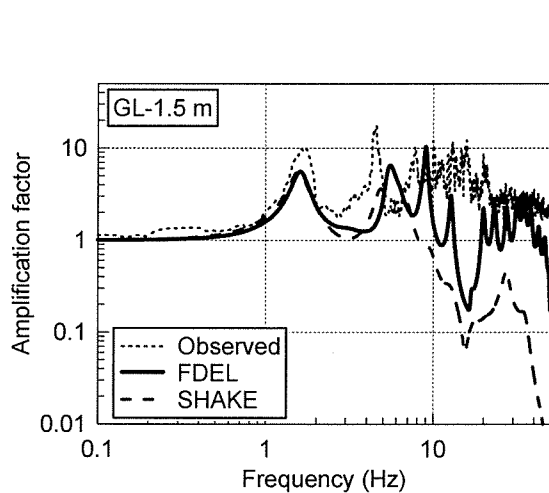


図-2.2.1 増幅比の比較

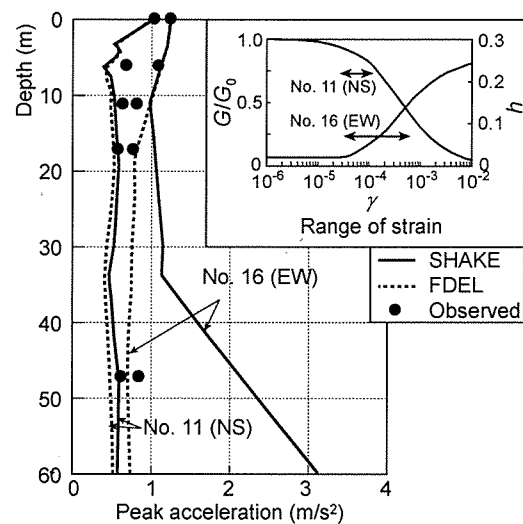


図-2.2.2 台湾の羅東サイトでの逆増幅解析

2.3 DYNEQ⁵⁾

図-2.2.3はSHAKEで剛性がどのように評価されるかを応力-ひずみ関係の中で示した図である。図の実線が入力した応力-ひずみ関係でB点が収束した最大ひずみとする。すると有効ひずみはこれより小さくなり、有効ひずみに対する応力-ひずみ関係上の点はA点となる。SHAKEではこの点を通る直線OAを計算に用いるので出力として得られる最大せん断応力はC点对应し、実際の応力-ひずみ関係の最大ひずみに対応するせん断応力より大きくなる。すなわち、せん断応力が過大評価されるので、最大加速度も過大評価される。この過大評価は非線形の程度が強いほど大きくなり、完全塑性状態では $1/0.65=1.54$ 倍も過大評価することになる。これと前節で示した高振動数成分での増幅の過小評価がSHAKEの大きな欠点である。この欠点を解消するためには換算係数の値は常に1でなければならない。

文献5)ではひずみ時刻歴と応力-ひずみ関係に着目し、ひずみ振幅が大きい場合には履歴曲線が太った形状になり剛性は小さく、減衰は大きくなるがこの際には多くの時間がかかること、逆にひずみ振幅が小さければ剛性は大きく減衰は小さいがその際に要求される時間は短いことを見

付けた。図-2.2.4はひずみ時刻歴から得られた振幅とその振幅で要した時間の逆数を周波数として表したものであるが、サイトによらず同様な形状をしている。そこで、この関係を次式のように設定した。

$$\begin{cases} \gamma_{eff} = \gamma_{max} & f_p > f \\ \gamma_{eff} = \gamma_{max} \left\{ 1 - \left(\frac{\log f - \log f_p}{\log f_e - \log f_p} \right)^m \right\} & f_p \leq f \leq f_e \\ \gamma_{eff} = 0 & f > f_e \end{cases} \quad (2-9)$$

ここで、 f_p は最大ひずみが現れたときの周波数、 f_e は弾性挙動にいたる周波数である。図-2.2.4によるとひずみ振幅が十分小さいと考えられる0.01%に対応する周波数はおよそ数Hzである。また、有効ひずみが低振動数側で最大ひずみと同じになっているのは換算係数が1.0になっていることと対応している。すなわち、この定式化でSHAKEの二つの欠点が同時に解消できる。

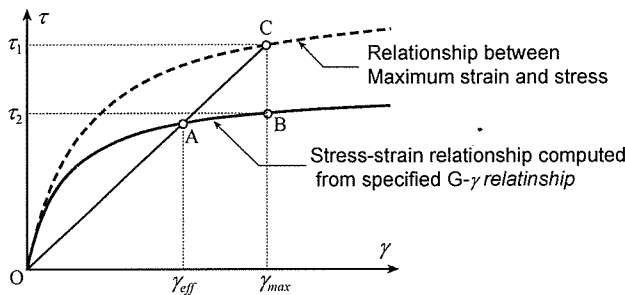


図-2.2.3 最大せん断応力過大評価のメカニズム

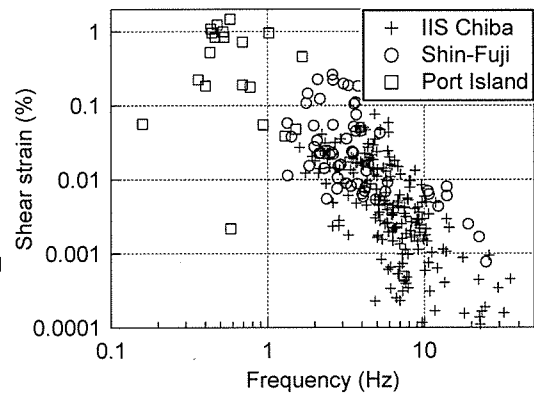


図-2.2.4 ひずみ振幅－周期関係の例

なお、手法としてのDYNEQを装着した解析コードDYNEQがインターネットを通し無料で公開されている (<http://boh0709.ld.infoseek.co.jp/>)。また、解析コードとしてのDYNEQはSHAKEやFDELの機能を含むほか、減衰などについても式(2-6)や(2-7)はもちろん、その他各種の式が使えるようになっている。さらに、散乱の減衰や周波数比例、逆比例などの減衰を考慮できる等、多彩な機能を備えている。

2.4 DYNES

DYNESは有効応力に基づく地盤と構造物に関する汎用解析ソフトSTADAS⁶⁾より一次元地震応答解析に必要な部分を切り出して作成されたもので、水平成層地盤で水平2方向と鉛直の3方向の地震動を同時に入力することができる。このソフトもDYNEQ同様、同じインターネットサイト (<http://boh0709.ld.infoseek.co.jp/>) を通して無料で公開されている。汎用ソフトから切り出されてきただけあり、数値積分の手法もNewmarkのβ法、中央差分法などいくつかの手法が用意されているし、応力－ひずみ関係も、双曲線モデルやRamberg-Osgoodモデルといった地盤の解析に

よく用いられるものから液状化解析が可能なものまで多数のモデルが標準的に用意されている。さらに、減衰マトリックスについても、多くの地震応答解析で用いられるRayleigh減衰に加え、より自由度の高いモード比例減衰も使えるようになっている。

DYNESの機能の一つに、SHAKE同様、実験値をそのまま入力として用いて応力-ひずみ関係を作るというものがある（吉田・石原モデル）。ここでは、これについて詳細に示す。このモデルは文献7)8)9)と一次元から多次元に拡張されて来ている。一次元解析のケースでは次のような考えでモデルが作られる。

①応力-ひずみ関係は処女載荷時の関係である骨格曲線と、除荷後の関係である履歴曲線で表される。

②骨格曲線は $G-\gamma$ 関係から作成する。すなわち、せん断応力 τ は G と γ の積で得られるので、これら離散化された点の間部分線形関数で補間することにより応力-ひずみ関係を作ることができる。

③履歴曲線は減衰特性を満たすように決める。すなわち、除荷後は除荷点と点対称な点を向かい、履歴曲線の囲む面積が実験値の部分線形補間で得られる減衰特性と一致するという二つの条件を満たすため、パラメータを二つ以上含む任意の曲線を用いれば履歴曲線が決定できる。そのイメージは図-2.2.5の様に表される。ここで、A点を除荷点とすると上で定義したとは異なる仮想の骨格曲線を考え、これにMasing則を適用することで履歴曲線を作るわけである。原論文⁷⁾ではパラメータが二つの双曲線モデル、三つのRamberg-Osgoodモデルが履歴曲線として用いられてきたが、実用的には双曲線モデルが多く用いられる。

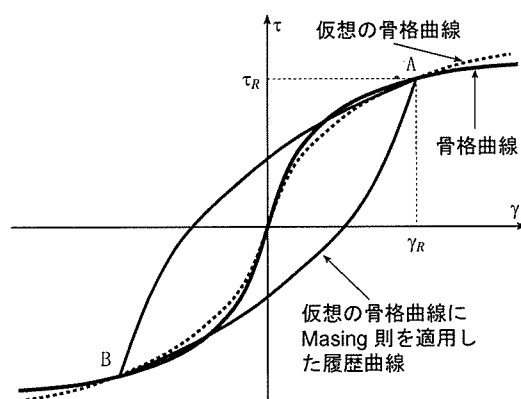


図-2.2.5 履歴曲線の決め方の模式図

このモデルでは、離散化された点として与えられた動的変形特性（ $G-\gamma$ 、 $h-\gamma$ 関係）を完全に満たす応力-ひずみ関係を作ることができるのが特徴である。実際のプログラムでは実験値をそのまま入力するほか、各種の実験式も用意されている。

なお、双曲線モデルを用いると除荷時の剛性もパラメータとしてカウントされるので、その値は減衰の大きさにより異なる。これに関し、実験値から除荷剛性定式化し、それを用いたモデル化も可能なようにモデルが拡張されているが、従来の双曲線モデルで用いてきたものと応答はほとんど変わらないことが報告されている¹⁰⁾。

2.5 MDM¹¹⁾

このモデルも骨格曲線と履歴曲線を別に定義するという点ではDYNESと同じである。MDMモデルではMDM（瞬間変形係数と呼ばれている）と呼ばれる除荷時の剛性を介して骨格曲線と履歴曲線に関係を持たせようとしたのが特徴である。

HardinとDrnevichの研究¹²⁾ では減衰特性は次の実験式で整理できる。

$$h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (2-10)$$

彼らはこの G_{max} を除荷時の剛性 G_{MDM} であると読みかえ、 G_{MDM} について解くと次式となる。

$$G_{MDM} = \frac{h_{max} G}{h_{max} - h} \quad (2-11)$$

従って、 h_{max} とひずみの関数として与えられる G 、 h を与えれば除荷時の剛性は決めることができる。履歴曲線では、前節の二つの条件に加え、除荷剛性も制御するので、履歴曲線には3つ以上のパラメータのあるモデルが必要で、Ramberg-Osgoodモデルを用いている。

一方、骨格曲線にもRamberg-Osgoodモデルが用いられているが、単純にこのモデルを用いるだけでは実験に適合する曲線を得ることができない。そこで、Ramberg-Osgoodモデルの弾性剛性を除荷時剛性に置き換え、次のように表す。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_{MDM}} \{ 1 + \alpha \tau^{\beta-1} \} \quad (2-12)$$

ここで、 G_{MDM} 、 α 、 β がパラメータであるが、 G_{MDM} は式(2-11)より求めることが出来、 h_{max} から、 β の値は $\beta = 2\pi h_{max}/(2 - \pi h_{max})$ として求められる。また、 α の値は次のように求められる。

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_r G_{MDM}} \right)^\beta \quad (2-13)$$

ここで、 γ_r は基準ひずみである。

この関係は図-2.2.6で見るとわかりやすい。図の点線は G_{MDM} が異なるR-Oモデルの骨格曲線群である。このうち、ある曲線に着目すると、 G_{MDM} と対応するひずみにより1点が決まる。これらの点を異なるひずみ（または G_{MDM} ）に対してつないでいくと実線のような骨格曲線ができる。除荷時にはこの骨格曲線を図-2.2.5に示した仮定の骨格曲線として履歴曲線を作成する。

このようにすれば、入力した動的変形にきわめて近い応力-ひずみ関係を得ることができる。このモデルでも、等価線形化法やDYNESと同じく離散化されたデータをそのまま入力とすることができるが、その他に最大減衰比が入力として必要である。

なお、このモデルでは、計算に用いる動的変形特性として、応力振幅一定で載荷する通常の実験¹³⁾とは異なり、定ひずみ振幅試験による10サイクル目の履歴曲線を用いている。両者は、低ひ

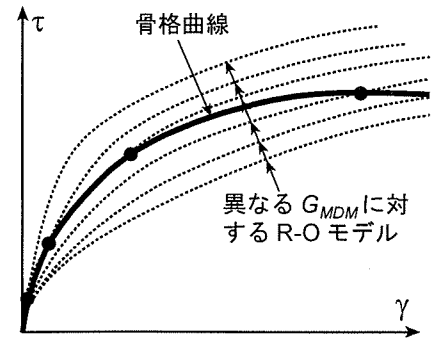


図-2.2.6 骨格曲線のイメージ

ずみであれば余り変わらないが、ひずみ振幅が0.1%を超えるようになると大きく異なるので、注意が必要である。すなわち、SHAKEなどの入力として用いている動的変形特性をそのまま入力データとして用いることは、モデルの考えからはずれていることになる。また、HardinとDrnevichの実験式やR-0モデルの式で弾性剛性を除荷時剛性で置き換えているなど、通常の解釈と異なるところもある。

最後に、数値積分手法としてWilsonの θ 法が用いられている。また、全応力解析のみが可能で、有効応力解析はできない。

2.6 Dynaflo¹⁴⁾

このコードはDYNESと同様、Biotの式に基づく有効応力解析コードである。有効応力解析に対しては、DYNESがu-p形式で定式化されているのに対して、Dynafloではu-u形式で定式化されているという違いがあるが、全応力解析では両者は同じとなる。数値積分はHughesらの陰・陽混合解法を用いている以外これまでと変わらないので、ここではDynafloで用いられているMulti-surfaceモデル¹⁵⁾を紹介する。このモデルは等方硬化と移動効果の両方を考えた弾塑性モデルで、図-2.2.7に示すようにたくさんの降伏曲面で構成されているのが特徴である（図では二つを示している）。

個々の降伏関数はDrucker-Pragerタイプを用いる（図-2.2.8参照）。

$$f(\sigma, \alpha, M) = |s - \bar{p}\alpha| + \sqrt{\frac{2}{3}}M\bar{p} = 0 \quad (2-13)$$

ここで、 α は降伏曲面の中心の位置を表すパラメータ、 M は降伏曲面のサイズ、 s は偏差応力、 \bar{p} は拘束圧 p の関数として、 $\bar{p} = p - c/\tan\phi$ （ c は粘着力、 ϕ は内部摩擦角）として表され、降伏曲面を表すコーンの頂点から拘束圧点までの距離である。

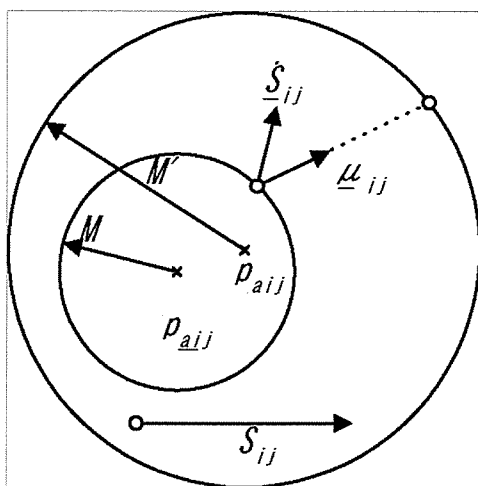


図-2.2.7 Multi-surface モデル

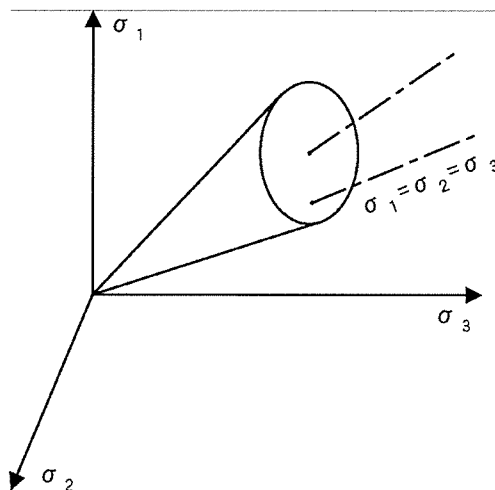


図-2.2.8 降伏曲面の形状

流れ則として、非関連流動則を用いるが、この際、せん断変形に関する塑性ポテンシャル g_s と体積変化に関する塑性ポテンシャル g_v を別に定義する。すなわち、

$$d\varepsilon^p = \dot{\lambda} d(g_s + \delta g_v) \quad (2-14)$$

ここで、 $\dot{\lambda}$ は比例定数で次に示す硬化則を考えることで決めることができる。また、 δ はクロネッカーのデルタである。右辺のdはポテンシャル関数の法線方向成分を表しており、

$$dg_s = \frac{s - \bar{p}a}{|s - \bar{p}a|}, \quad dg_v = \frac{1}{3} \frac{(\eta/\bar{\eta})^2 - 1}{(\eta/\bar{\eta})^2 + 1} \quad (2-15)$$

で定義される。ここで、 η は相当応力（偏差応力の第2不変量の $\sqrt{3/2}$ 倍）、 $\bar{\eta}$ はパラメータであり、変相時の相当応力に対応している。最後に硬化則は次のように表される。

$$\bar{p}\alpha = \dot{\lambda} \frac{H'}{(dg_s \mu)} \mu \quad (2-16)$$

ここで、分母はせん断に関する塑性ポテンシャルの法線方向と降伏曲面の移動する方向 μ の内積を表している。 μ は次式で定義できる。

$$\mu = \frac{M'}{M} (s - \bar{p}\alpha) - (s - \bar{p}\alpha') \quad (2-17)$$

ここで、 M' と α' は現在の一つ外側の降伏曲面のMと α である。

参考文献

- 1) Schnabel, P. B., Lysmer, J. and Seed, H. B. : SHAKE A Computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- 2) 田蔵隆, 佐藤正義, 清水勝美, 小山和夫, 渡辺修 : 地層分割数および有効ひずみ換算係数が地盤の非線形地震応答解析結果に及ぼす影響度に関する基礎的検討, 第22回土質工学研究発表会, pp. 655-658, 1987.
- 3) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫 : 周波数特性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No. 493/III-27, pp. 49-58, 1994.
- 4) 上島照幸, 中園直秀 : 「歪の周波数特性を考慮した等価線形化手法」の羅東地点地震データへの適用, 土木学会第51回年次学術講演会, 第I部門, pp. 408-409, 1996.
- 5) Yoshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. and Miura, K. : Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 3, pp. 205-222, 2002.
- 6) Yoshida, N. : STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993.
- 7) Ishihara, K., Yoshida, N. and Tsujino, S. : Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics, Nagoya, Vol. 1, pp. 373-380, 1985.
- 8) 吉田望, 辻野修一, 石原研而 : 地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断力-せん断ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 1639-1640, 1990.

- 9) 吉田望, 辻野修一 : 多次元解析に用いる簡易な構成則, 第 28 回土質工学研究発表会平成 5 年度発表講演集, pp. 1221-1224, 1993.
- 10) 吉田望, 澤田純男, 竹島康人, 三上武子, 澤田俊一 : 履歴減衰特性が地盤の地震応答に与える影響, 土木学会地震工学論文集, Paper No. 158, 2003.
- 11) 熊崎幾太郎, 杉山武, 上田稔, 長谷川英明 : 瞬間変形係数のひずみ依存性を考慮した履歴モデル, 土木学会第 53 回年次学術講演会, 第 III 部, pp. 176-177, 1998.
- 12) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Proc. of the American Society of civil engineers, Vol. 98, No. SM7, pp. 667-692, 1972.
- 13) 地盤工学会 : 土質試験の方法と解説—第 1 回改訂版—, 2000.
- 14) Prevost, H. J. : Nonlinear dynamic response analysis of soil and soil-structure interacting systems, Soil Dynamics and Geotechnical Earthquake Engineering, Balkema, pp. 49-126, 1985.
- 15) Prevost, H. J. : A simple plasticity theory for frictional cohesionless soils, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 1, pp. 28-36, 1985.

3. 代表測線における解析結果

本検討では、1章で求めた入力地震動を使い、2章で示した解析方法をうち、SHAKE, FDEL, Dynaflow, DYNEQの4手法により、神戸市内の代表測線において地盤の地震応答解析を行い、地表面の加速度や速度応答に着目して解析結果を整理して比較検討した。

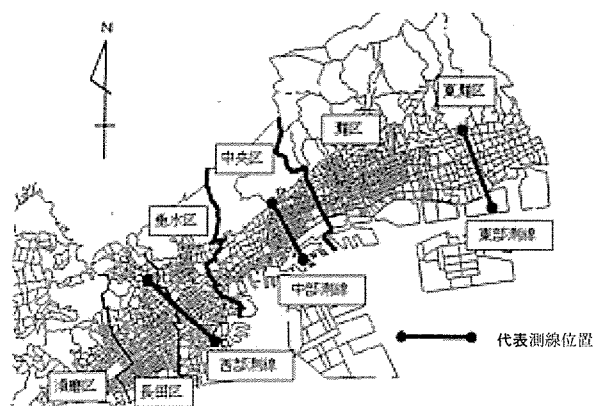


図-3.1 代表測線位置

(1) 代表測線

本解析で対象とした代表測線は、図-3.1 に示すように、東部測線・中部測線・西部測線の3側線である。

(2) 応答解析法

本検討では、以下に示す4種類の応答解析手法を用いて地震応答解析を行った。

- ① 等価線形解析 (SHAKE を用いた解析) : 従来から一般に良く使用されている解析手法
- ② 改良等価線形解析 (FDEL を用いた解析) : 改良された等価線形解析手法
- ③ 非線形解析 (Dynaflo を用いた解析) : 2 次元 FEM 解析 (有効応力解析)
- ④ 改良等価線形解析 (DYNEQ を用いた解析) : 改良された等価線形解析手法

(3) 入力地震動

第1章で示した次の3地震による各代表測線の工学的基盤面における加速度波形（上昇波成分）を入力地震動として用いた。

- ・南海地震
- ・東南海地震
- ・東南海・南海同時地震

(4) 代表測線の解析対象地盤

本解析では、各代表測線毎に、100m間隔の計算地点における地盤モデルを設定し、その地盤の地表面加速度や速度応答を算定した。

(5) 解析条件

表-3.1 に、本検討で実施した地震応答解析の解析条件として、解析モデル、入力地震動及びその規定方法、表層地盤モデル、その数値解析の条件などについてまとめて示す。

(6) 比較対象応答値

東部・中部・西部測線の地盤地表面の最大加速度と最大速度及び代表点の加速度応答スペクトル

ルに着目して比較検討した。

表-3.1 代表測線の地盤の地震応答解析の解析条件

解析モデル	入力動（震源特性）	入力地震動の 規定方法	表層地盤構造	備 考
① SHAKE 解析 1次元等価 線形解析	統計的予測モデル (杉戸モデル：EMPR) 今回の解析では、入力地震動が工学的 基盤面で直接与え られたため、各手法 毎には深部地盤構 造の影響をモデル 化していない。	1次元モデル底面に 2E（上昇波の2倍）と して規定。	1次元解析 SHAKE (等価線形解析)	最大解析振動数 $F_{max}=10\text{Hz}$
② FDEL 解析 1次元改良 等価線形		1次元モデル底面に 2E（上昇波の2倍）と して規定。	1次元解析 FDEL (改良等価線形解析)	最大解析振動数 $F_{max}=10\text{Hz}$
③ Dynaflow 解析 2次元 FEM 解析		2次元モデル底面に 入力動（E+F）として 規定。	2次元 FEM 解析 Dynaflow (有効応力解析 or 全応力解析)	最大解析振動数 $F_{max}=20\text{Hz}$
④ DYNEQ 解析 1次元改良 等価線形		1次元モデル底面に 2E（上昇波の2倍）と して規定。	1次元解析 DYNEQ (改良等価線形解析)	最大解析振動数 $F_{max}=10\text{Hz}$

3.1 南海地震の結果

図-3.1.1 から図-3.1.3 に、各代表測線の地表面における最大加速度と最大速度分布図を示す。また、図-3.1.4 から図-3.1.6 に、各代表測線の代表地盤の地表面における加速度応答スペクトル（減衰 5 %）を示す。これらの結果から得られた知見について、以下に要約して示す。

- ・ 最大加速度は、手法の違いによる応答の差異が大きく、その傾向は対象測線によっても異なっている。このことは、短周期成分の取り扱いの差異がそのまま表れているものと考えられる。
- ・ 最大速度は、2次元解析と1次元解析の結果では大きく異なり、全体的に2次元解析の結果が大きい傾向にある。一方、1次元解析の結果については、手法の違いによる応答の差異は、最大加速度の場合に比べて小さく、全体的な傾向も対象測線にあまり関係なく比較的良く似ている。
- ・ 2次元解析と1次元解析の最大応答の差異については、加速度応答スペクトルの短周期領域での違いに認められるように、応答成分として考慮している短周期領域の違いが原因の1つとして考えられる。1次元解析ではどの解析手法の場合も周波数領域で応答計算を行う為、最大解析振動数（今回は全て共通して 10Hz）がそのまま応答成分の最大振動数範囲として評価されている。
- ・ 本検討で用いた2次元解析は時刻歴非線形解析であり、その応答成分には本来の入力動や地盤応答に表れる応答成分がそのまま評価されており、1次元解析では考慮していない 10Hz 以上の短周期成分も多く含まれている。
- ・ 2次元解析では地盤の不整形性を考慮しているのに対して、1次元解析では考慮していないことから、地盤の不整形性の影響も、1次元解析と2次元解析の応答の差異の原因の1つとして考えることができる。

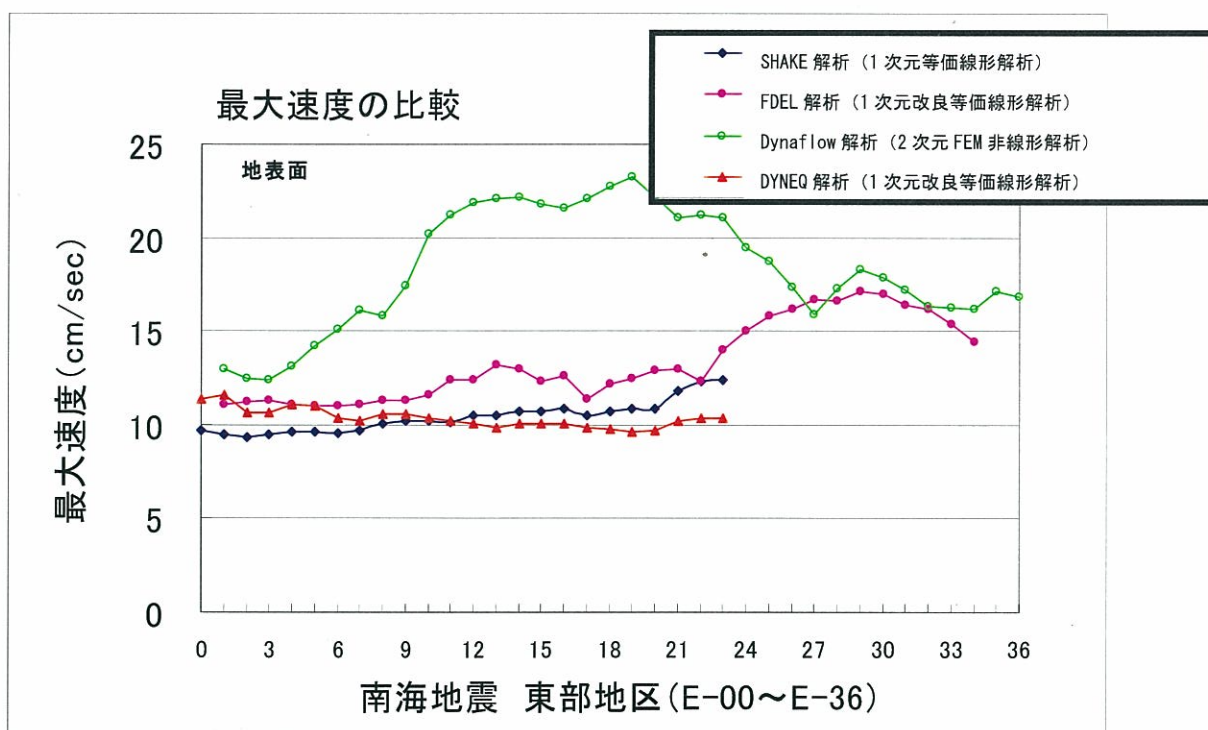
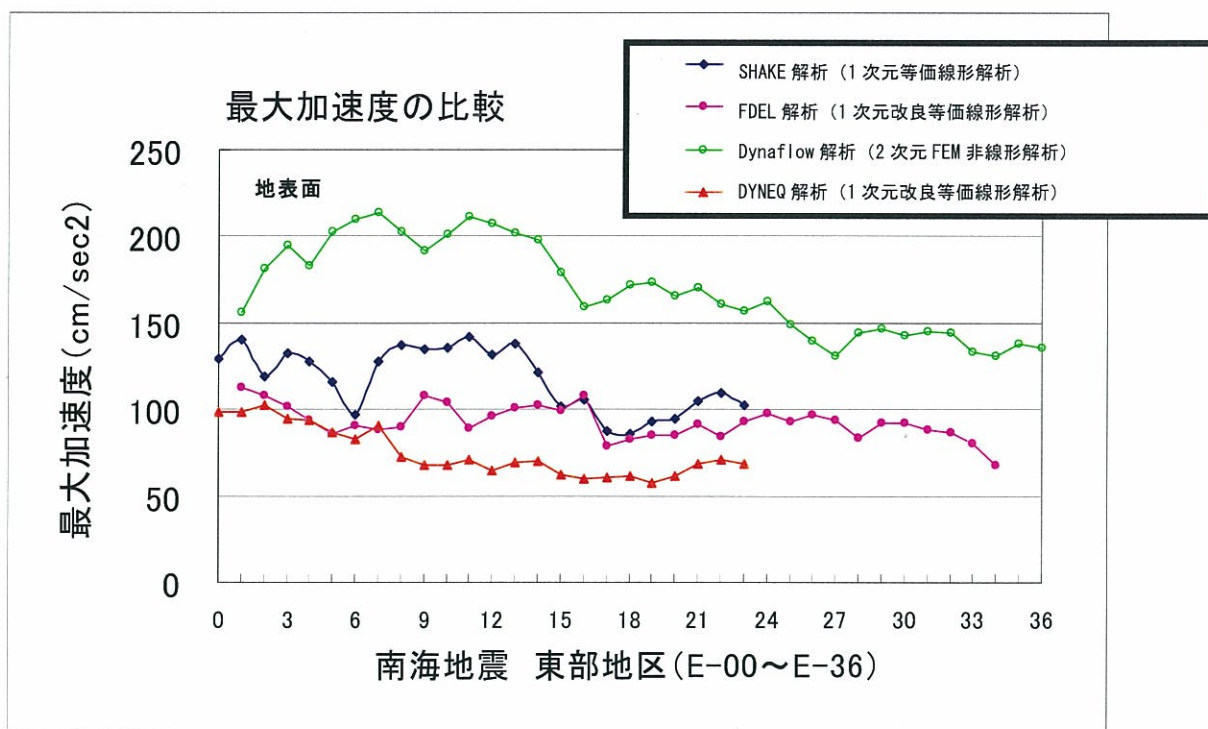


図-3.1.1 南海地震における東部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分布

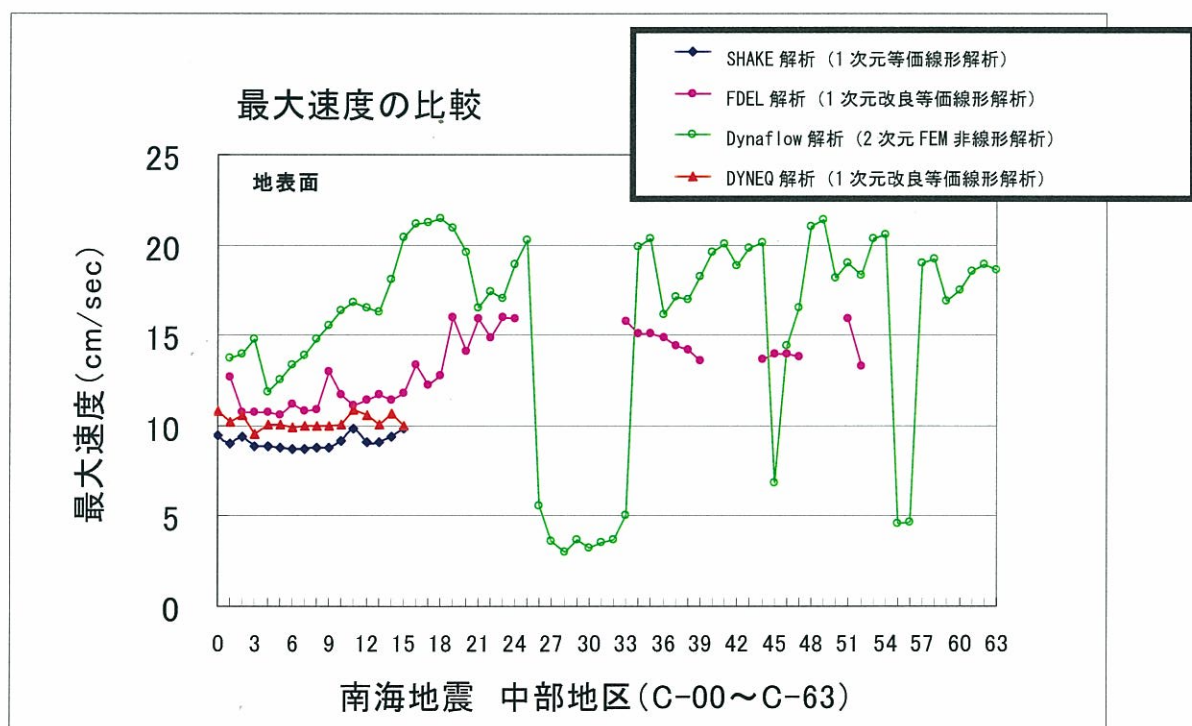
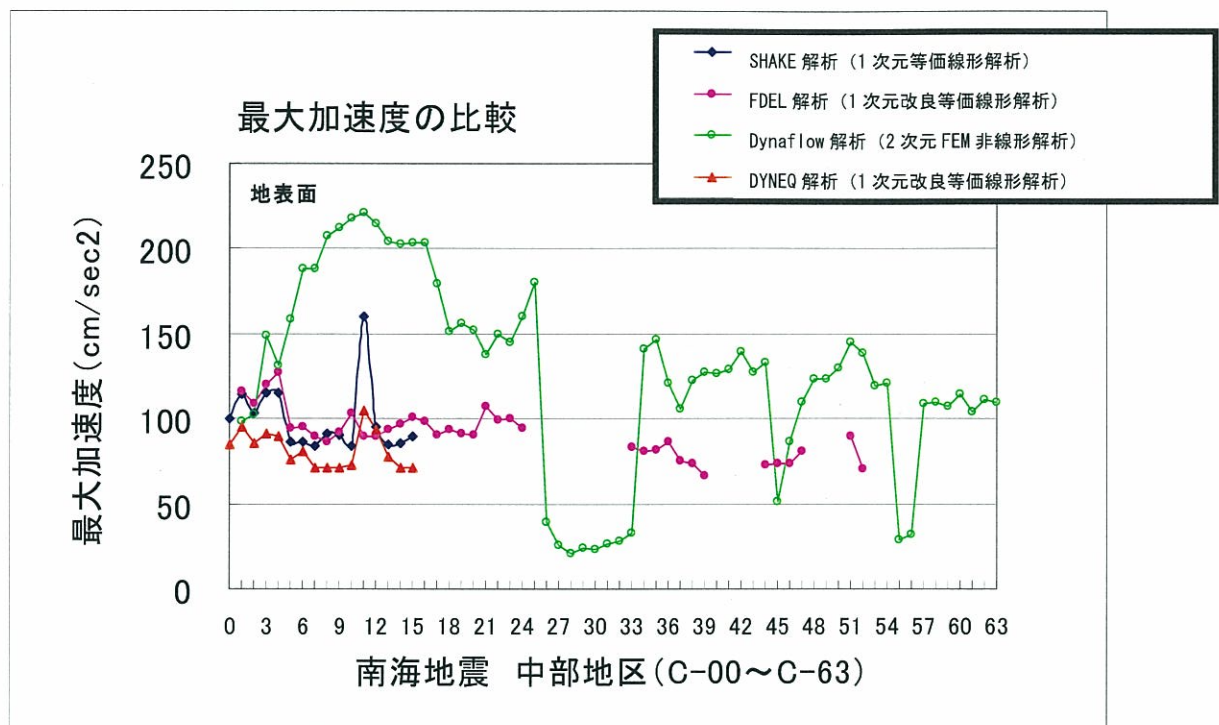


図-3.1.2 南海地震における中部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分

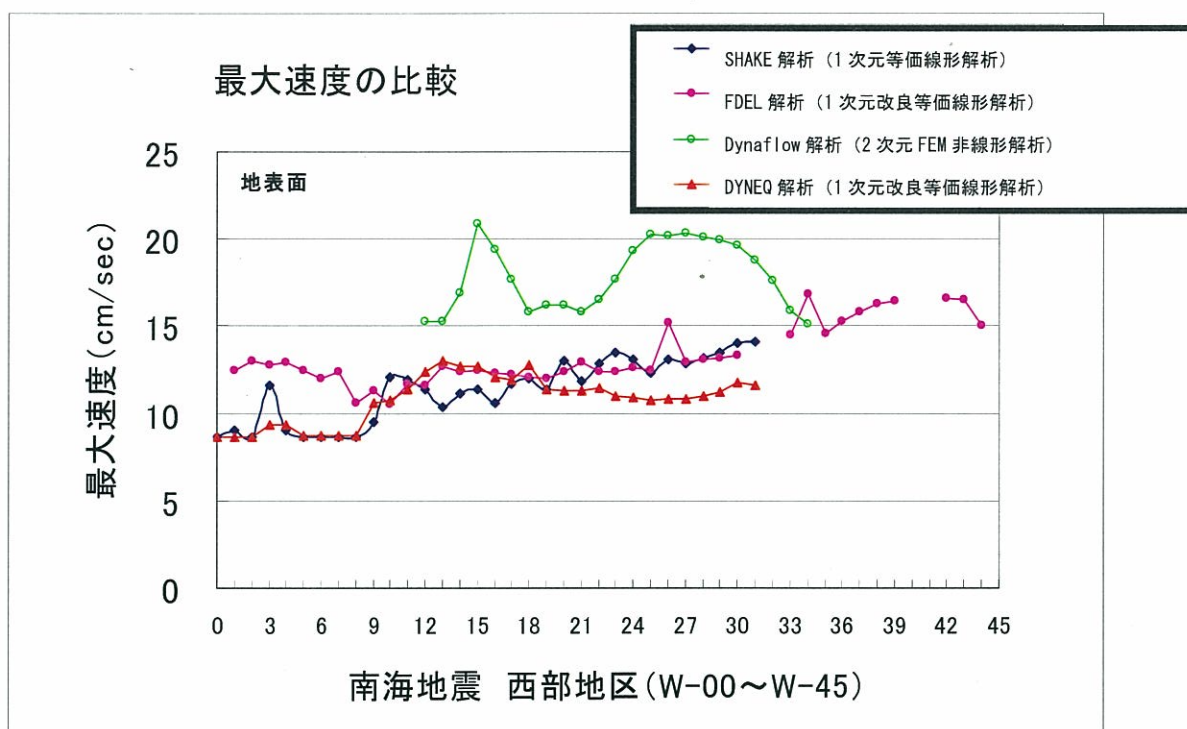
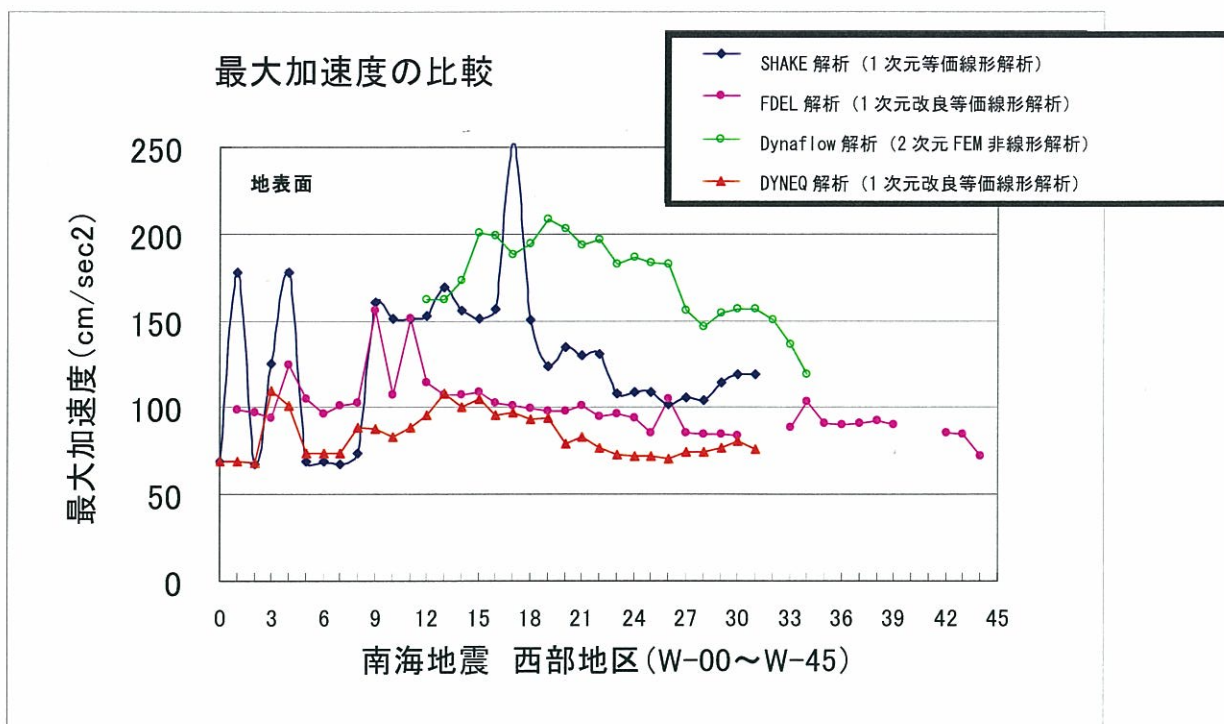
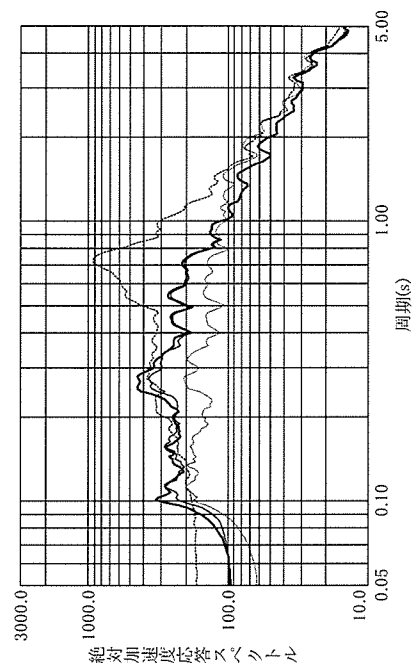
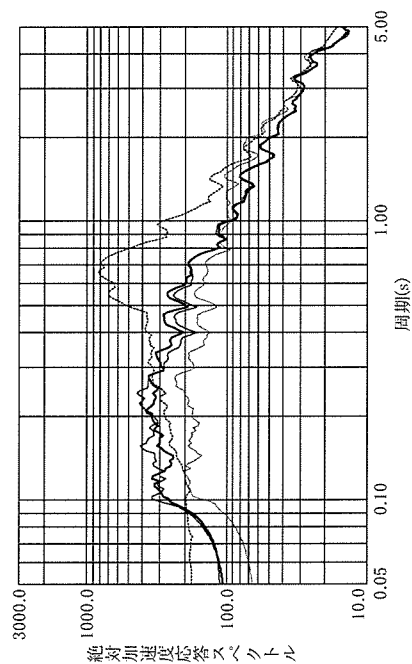
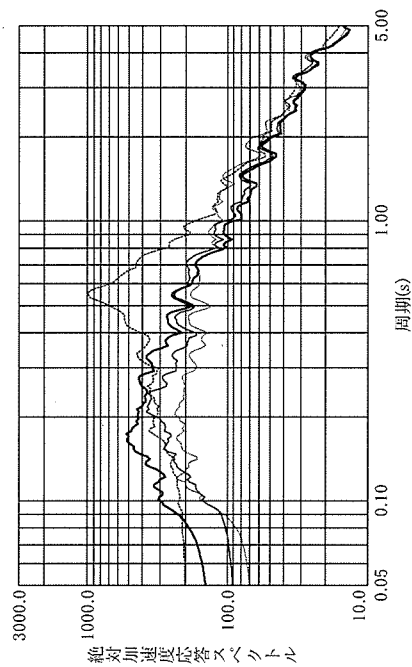
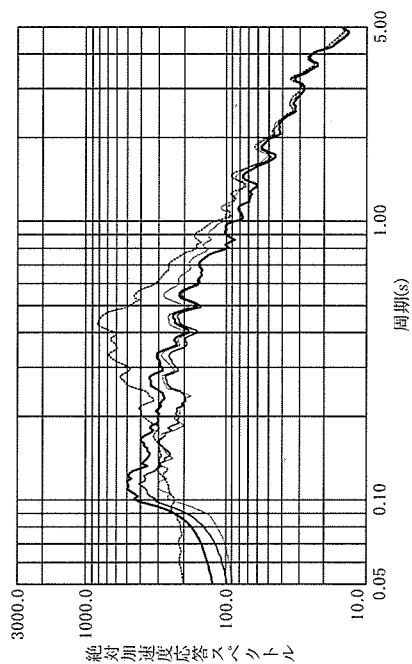


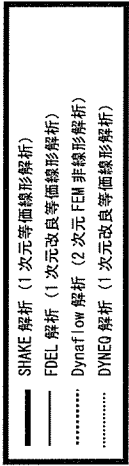
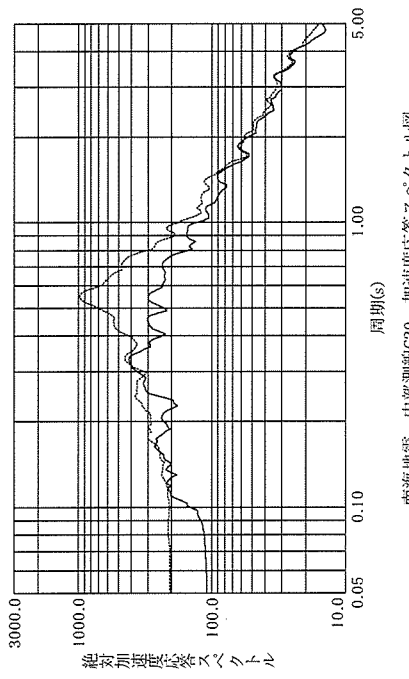
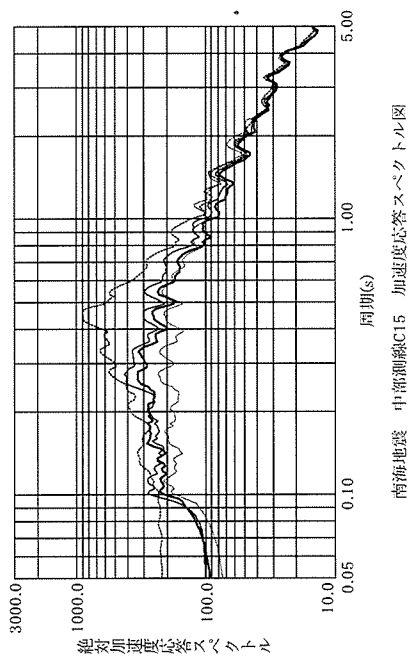
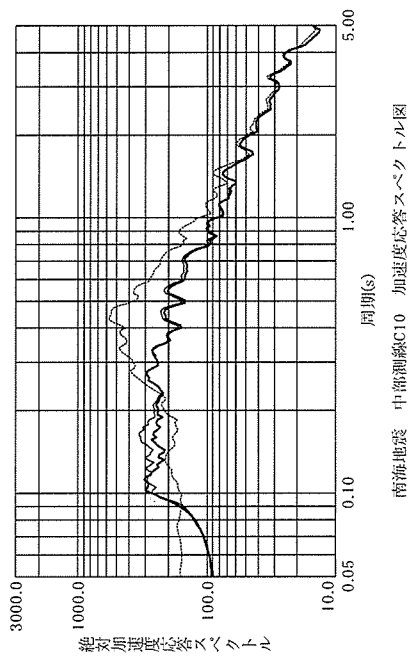
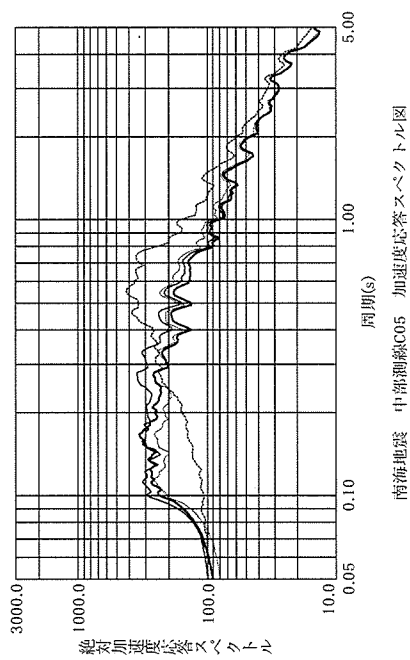
図-3.1.3 南海地震における西部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分



- SHAKE 解析 (1 次元等価線形解析)
- FDEL 解析 (1 次元改良等価線形解析)
- DynafloW 解析 (2 次元 FEM 非線形解析)
- DYWEQ 解析 (1 次元改良等価線形解析)

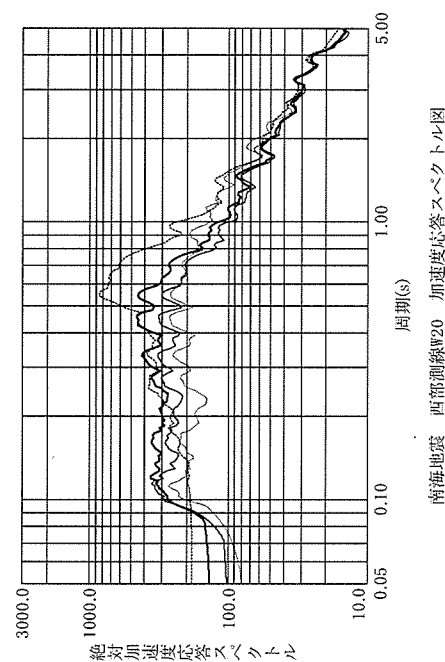
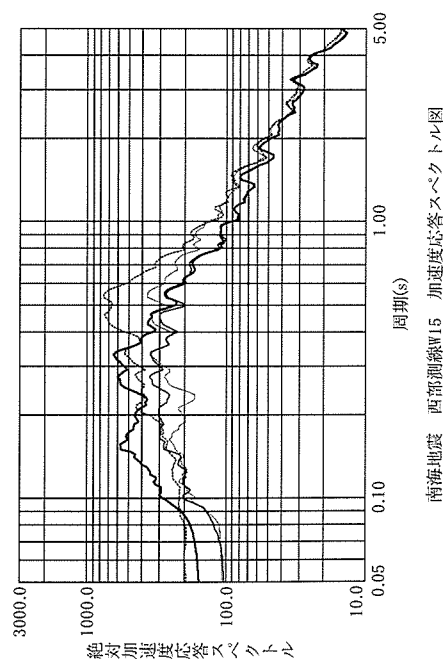
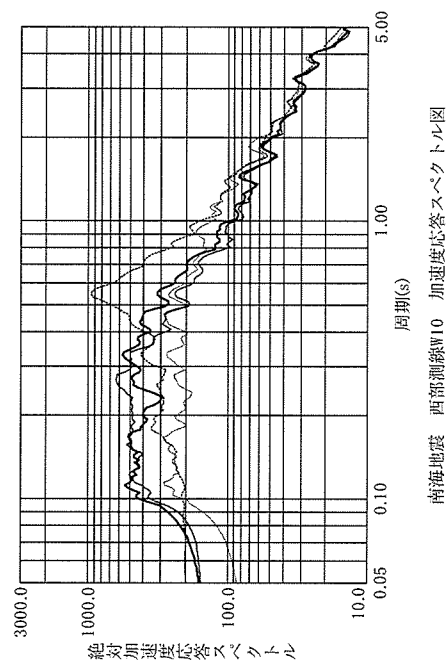
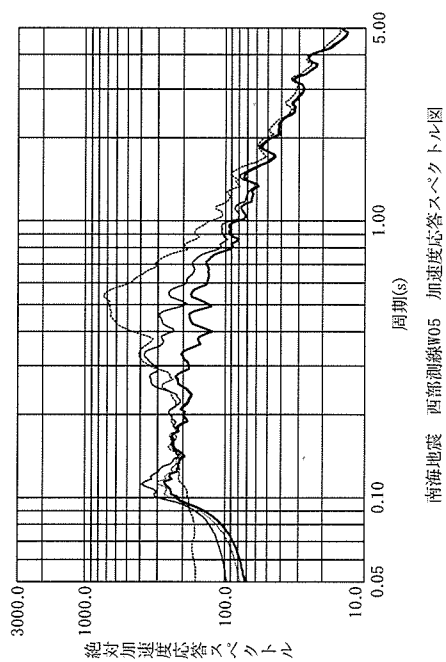
南海地震 東部測線加速度応答スペクトルの比較図

図-3.1.4 南海地震における東部測線の地盤地表面の加速度応答スペクトル (減衰 5%)



南海地震 中部測線加速度応答スペクトルの比較図

図-3.1.5 南海地震における中部測線の地盤地表面の加速度応答スペクトル (減衰5%)



- SHAKE 解析 (1 次元等価線形解析)
- FDEL 解析 (1 次元改良等価線形解析)
- Dynaflo 解析 (2 次元 FEM 非線形解析)
- DYNEO 解析 (1 次元改良等価線形解析)

南海地震 西部測線加速度応答スペクトルの比較図

図-3.1.6 南海地震における西部測線の地盤地表面の加速度応答スペクトル (減衰 5 %)

3.2 東南海地震の結果

図-3.2.1 から図-3.2.3 に、各代表測線の地表面における最大加速度と最大速度の分布図を示す。また、図-3.2.4 から図-3.2.6 に、各代表測線の代表地盤の地表面における加速度応答スペクトル（減衰 5 %）を示す。これらの結果から得られた知見について、以下に要約して示す。

- ・ 最大応答の手法の違いによる差異については、南海地震の場合と同様であり、最大加速度は大きく異なるが、最大速度は 1 次元解析では良く似た傾向にある。
- ・ 南海地震と東南海地震の応答分布を比較すると、全体的に良く似た傾向を示しており、応答の大きさも近い傾向にある。

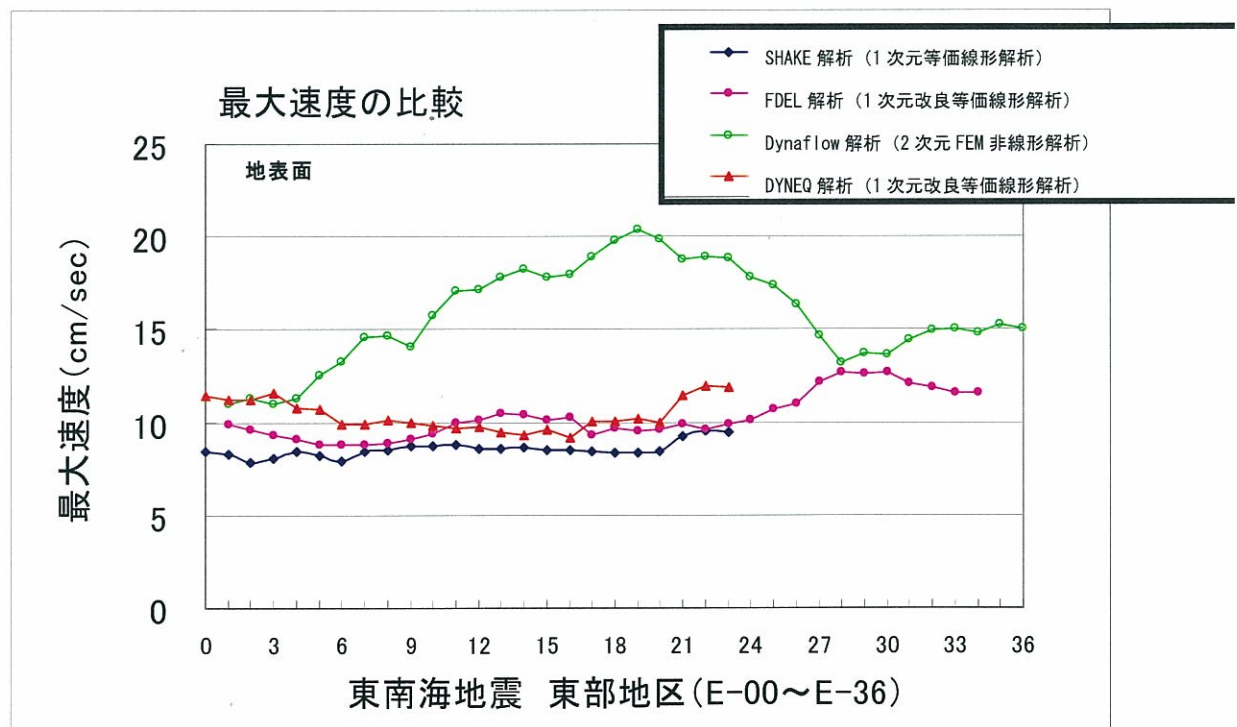
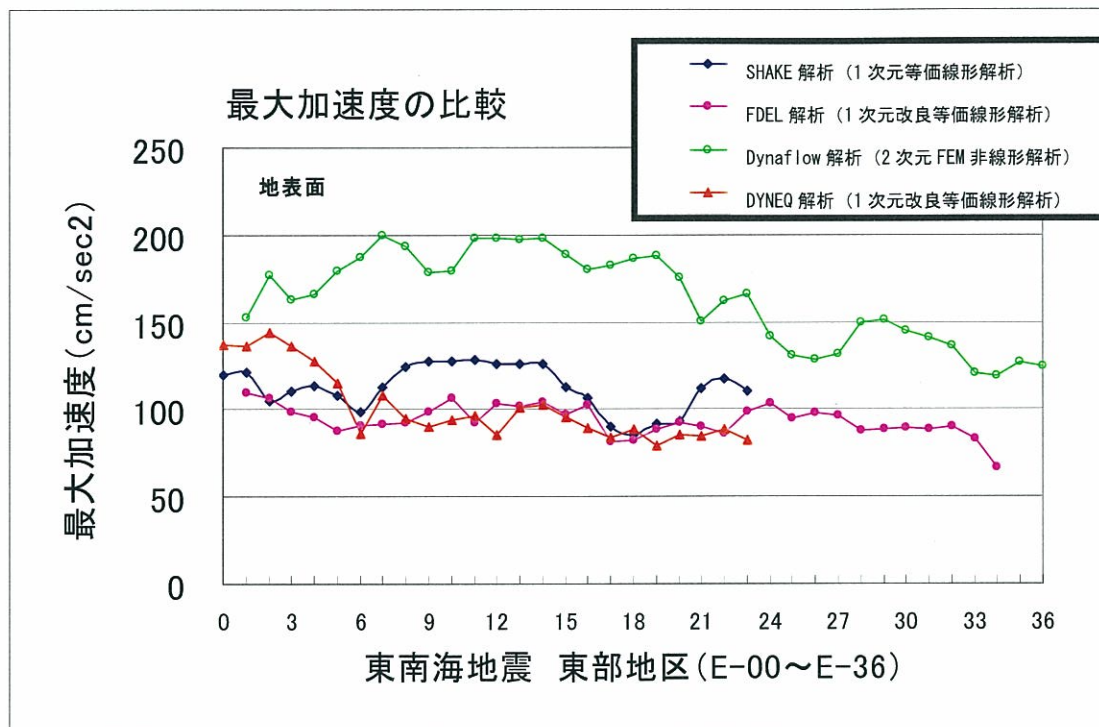


図-3.2.1 東南海地震における東部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分

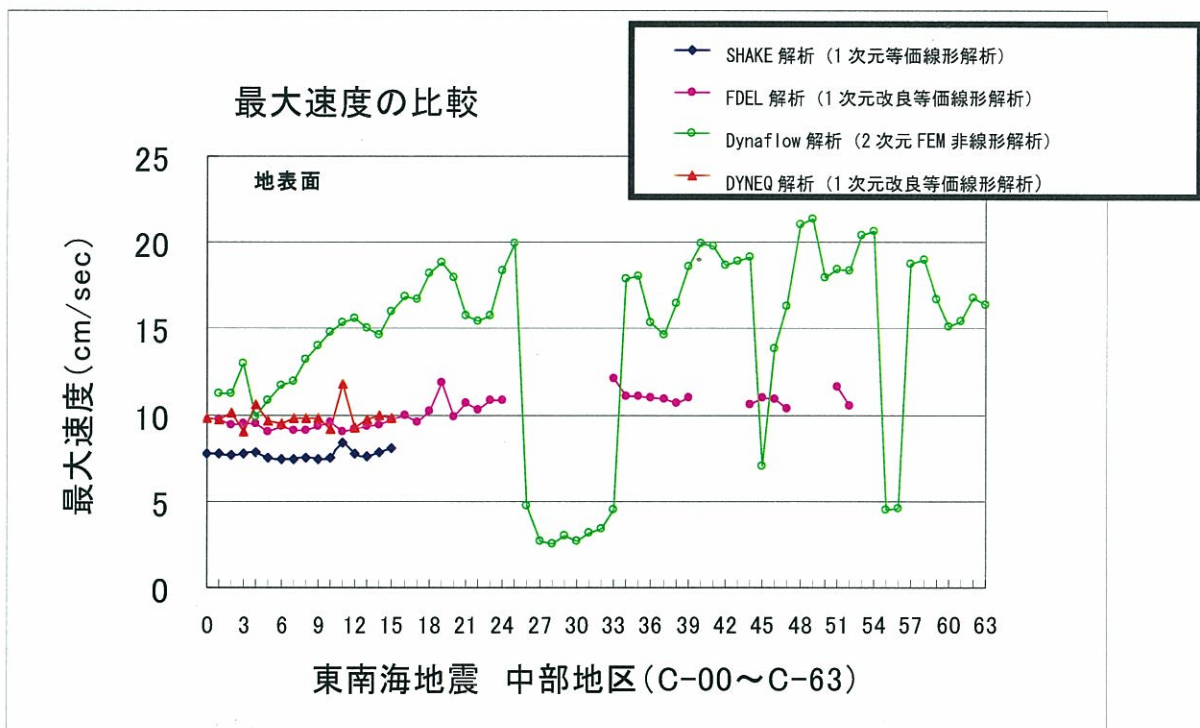
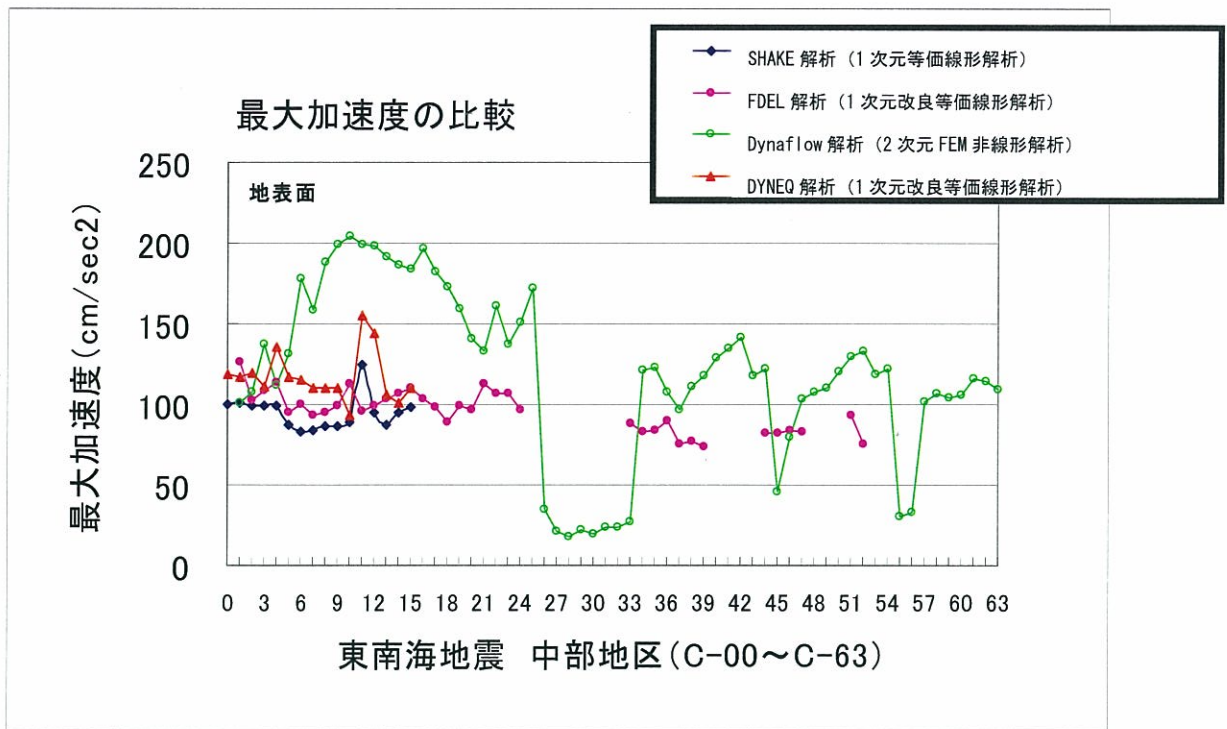


図-3.2.2 東南海地震における中部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分

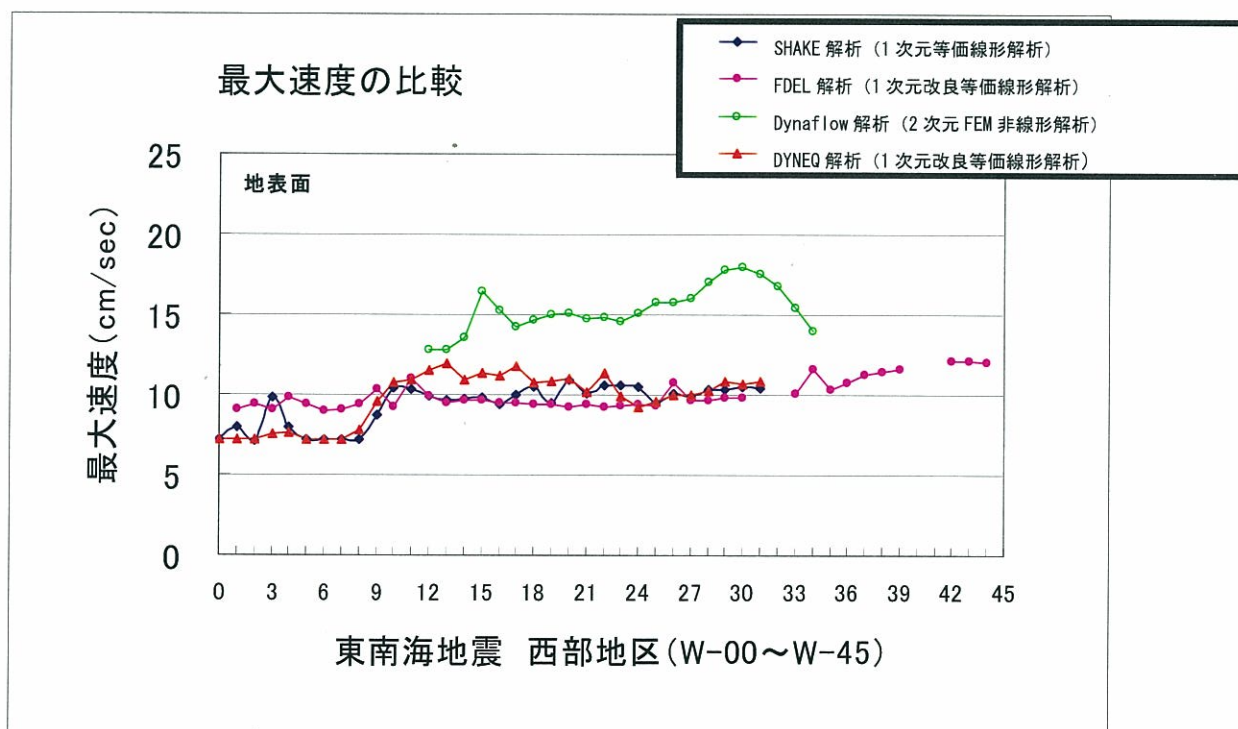
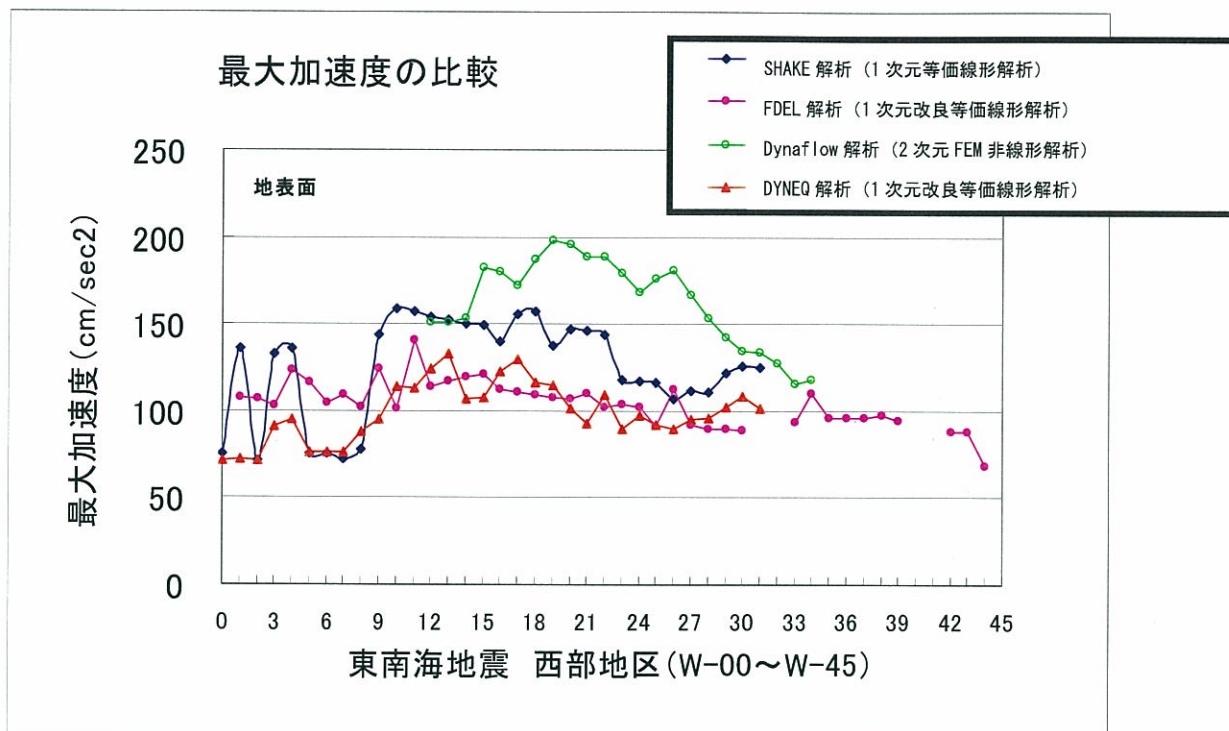
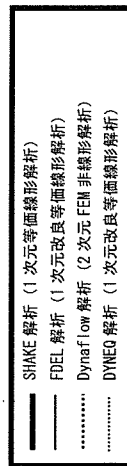
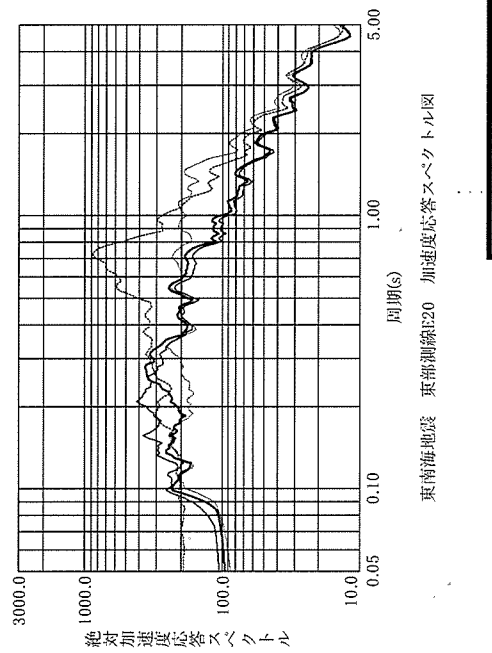
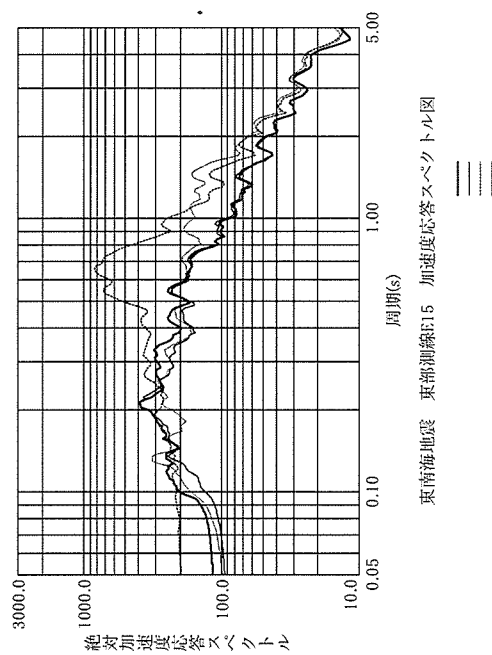
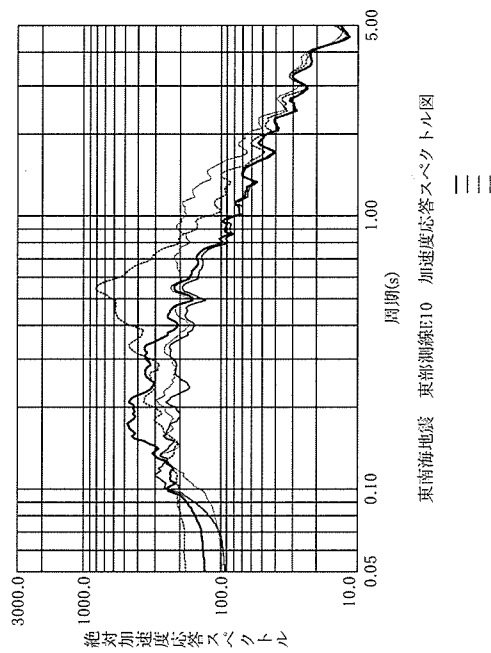
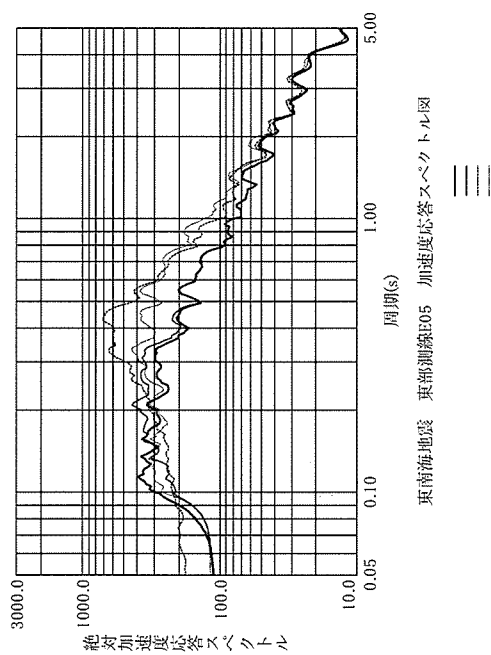
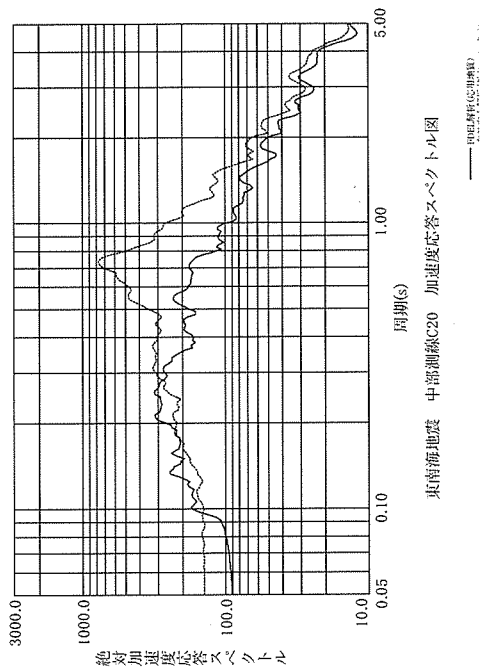
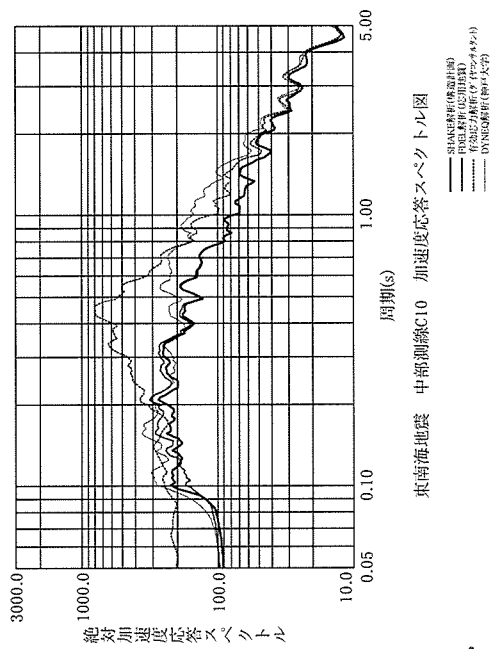
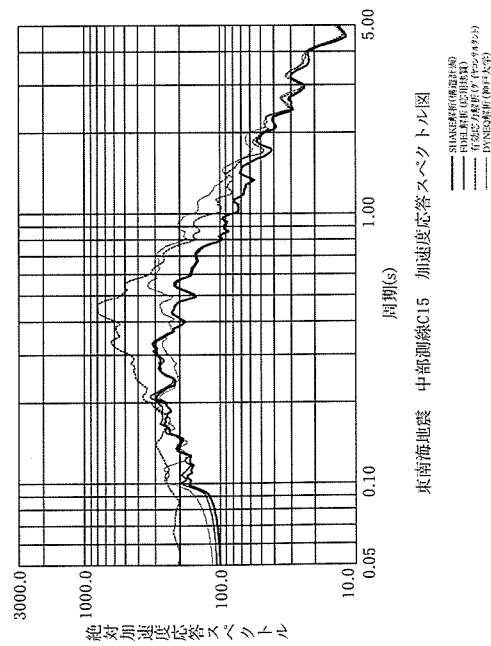
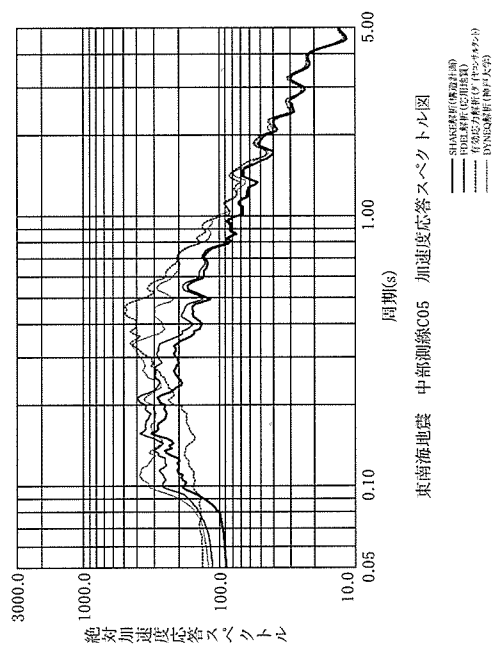


図-3.2.3 東南海地震における西部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分



東南海 東部測線加速度応答スペクトルの比較図

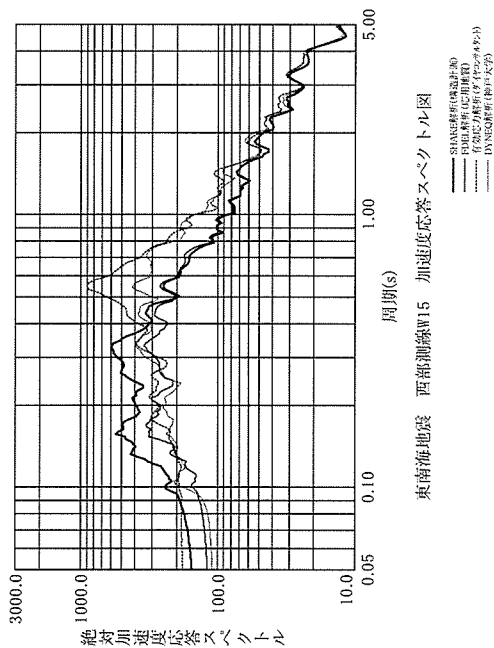
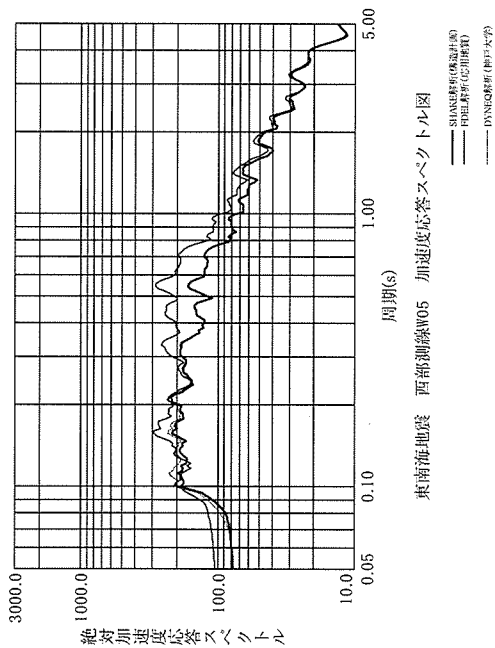
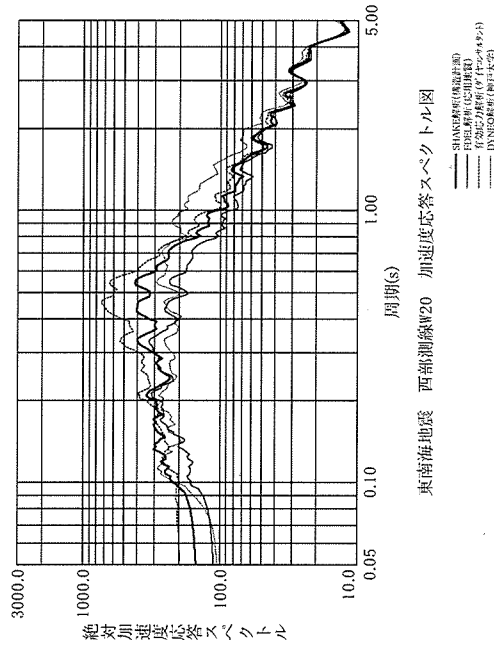
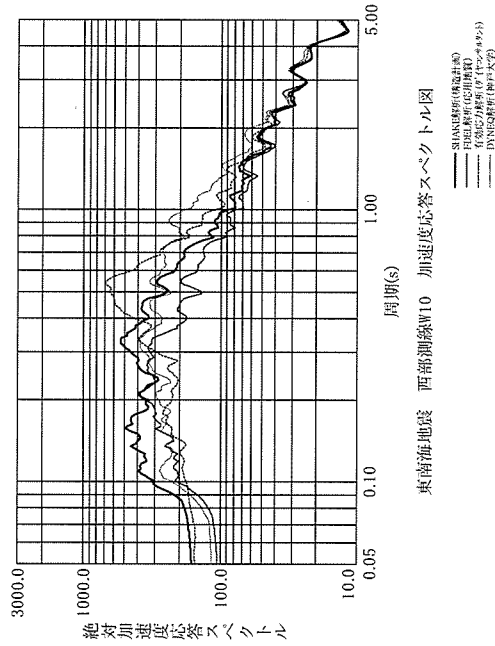
図-3.2.4 東南海地震における東部測線の地盤地表面の加速度応答スペクトル（減衰 5 %）



東南海 中部測線加速度応答スペクトルの比較図

図-3.2.5 東南海地震における中部測線の地盤表面の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

- SHAKE 解析 (1 次元等価線形解析)
- FDEL 解析 (1 次元改良等価線形解析)
- Dynaflo 解析 (2 次元 FEM 非線形解析)
- . - . DYNEO 解析 (1 次元改良等価線形解析)



東南海 西部測線加速度応答スペクトルの比較図

- SHAKE 解析 (1 次元等価線形解析)
- FDEL 解析 (1 次元改良等価線形解析)
- Dynaflo 解析 (2 次元 FEM 非線形解析)
- . - DYNEQ 解析 (1 次元改良等価線形解析)

図-3.2.6 東南海地震における西部測線の地盤地表面の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

3.3 東南海・南海同時地震の結果

図-3.3.1から図-3.3.3に、各代表測線の地表面における最大加速度と最大速度の分布図を示す。また、図-3.3.4から図-3.3.6に、各代表測線の代表地盤の地表面における加速度応答スペクトル（減衰5%）を示す。

これらの結果から得られた知見について、以下に要約して示す。

- ・ 最大応答の手法の違いによる差異については、南海地震や東南海地震などの場合と同様であり、最大加速度は大きく異なるが、最大速度は1次元解析では良く似た傾向にある。
- ・ 南海地震や東南海地震の応答分布と東南海・南海同時地震の応答を比較すると、各測線毎の分布傾向は全体的に良く似た傾向を示しているが、応答の大きさは、東南海・南海同時地震の方が南海地震や東南海地震の応答に比べて、およそ2倍ほど大きい近い傾向にある。

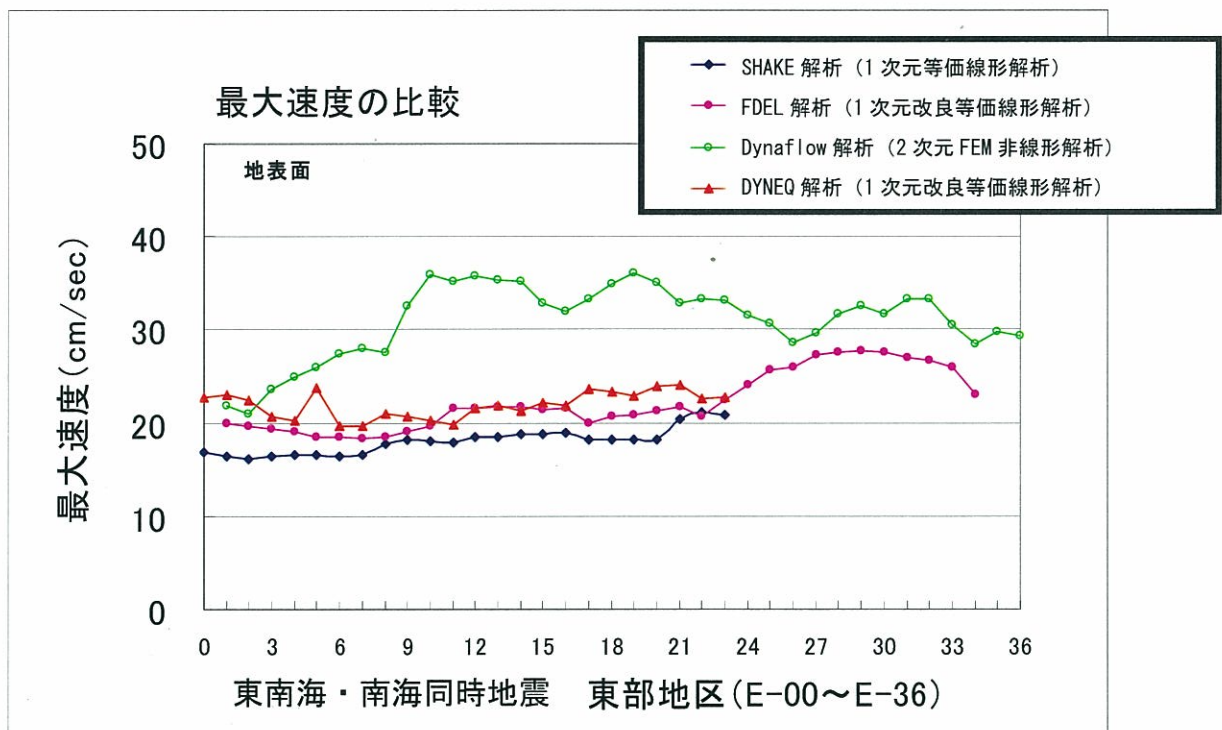
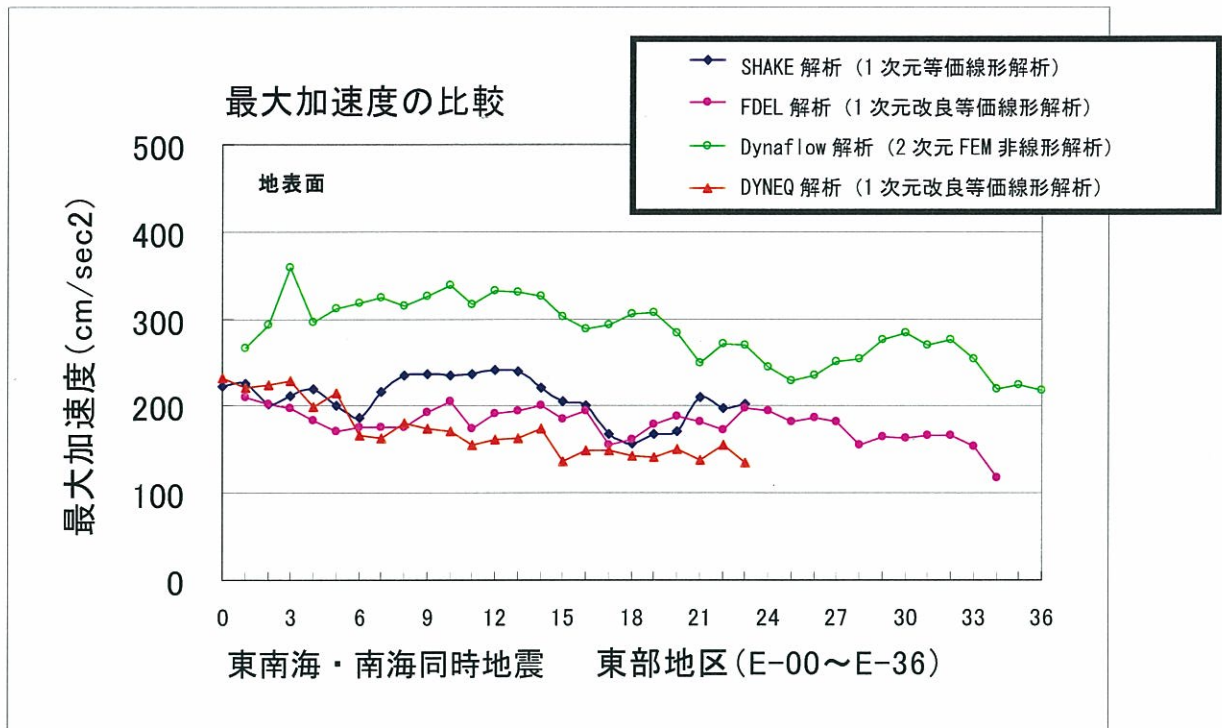


図-3.3.3 東南海・南海同時地震における
東部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分布

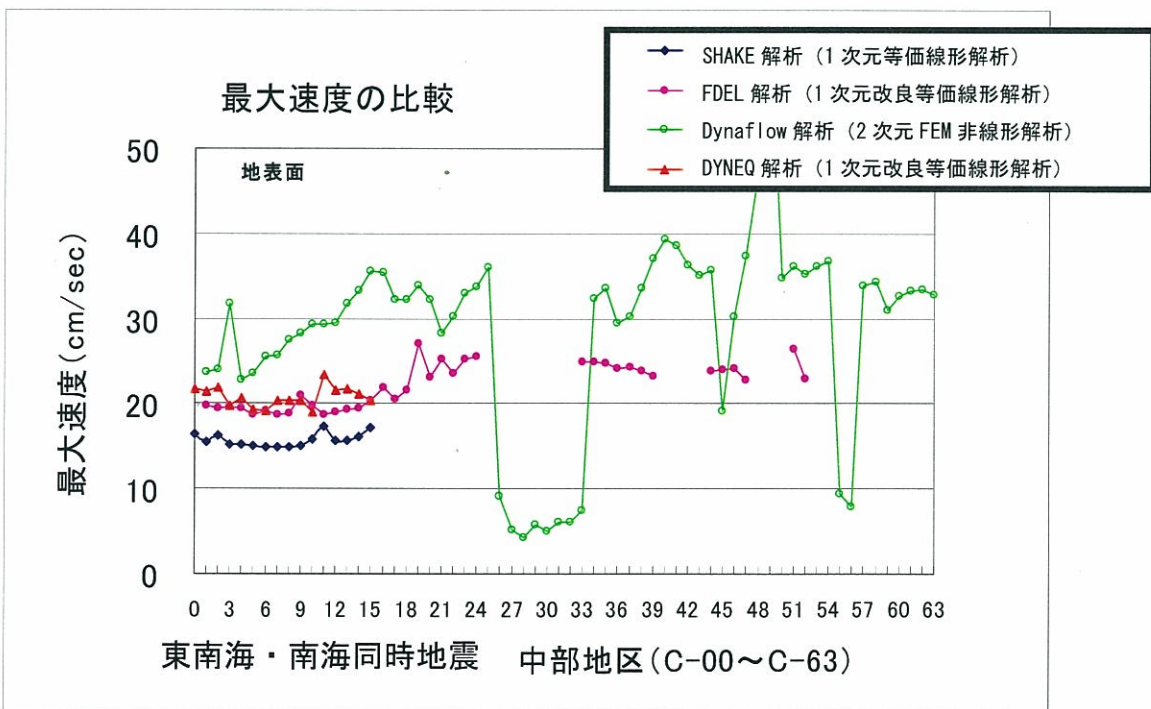
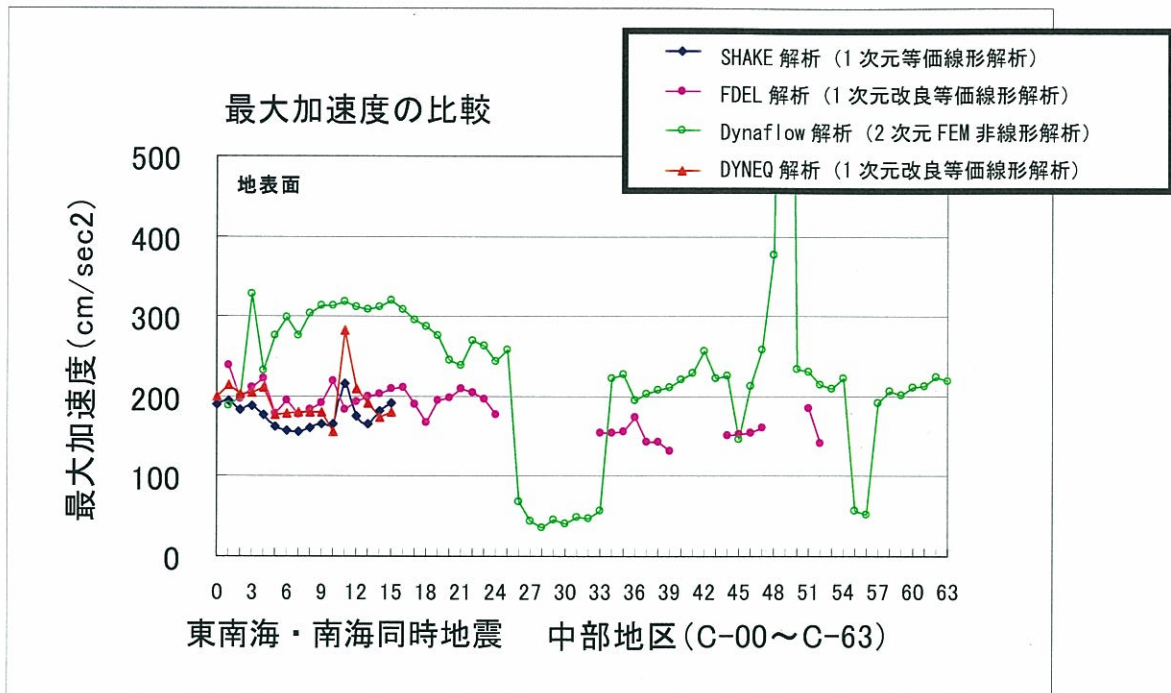


図-3.3.3 東南海・南海同時地震における
中部測線の地盤地表面の最大加速度分布及び最大速度分布

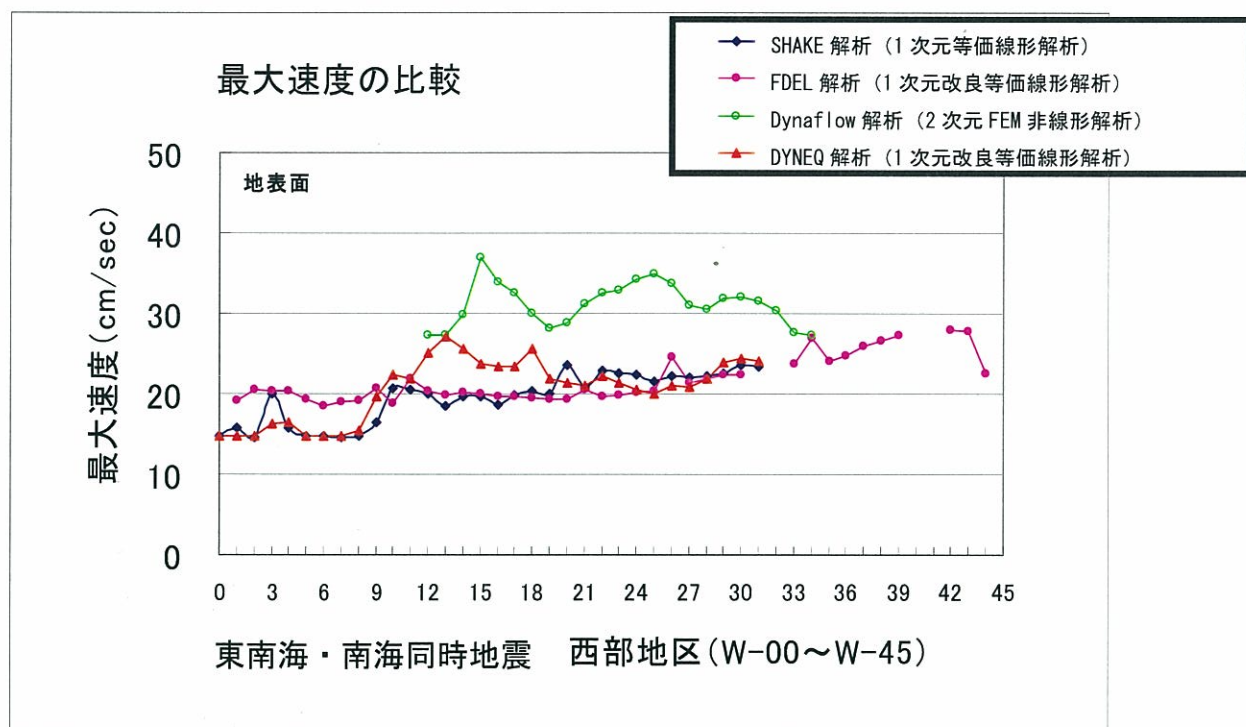
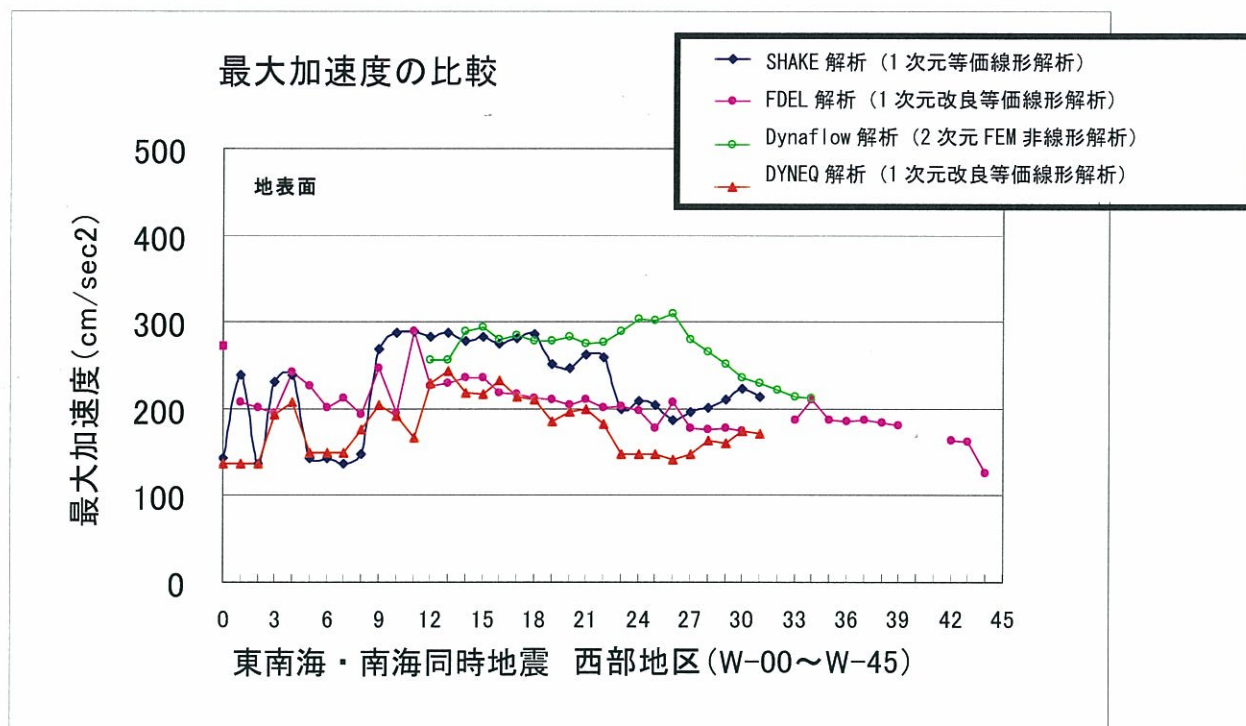
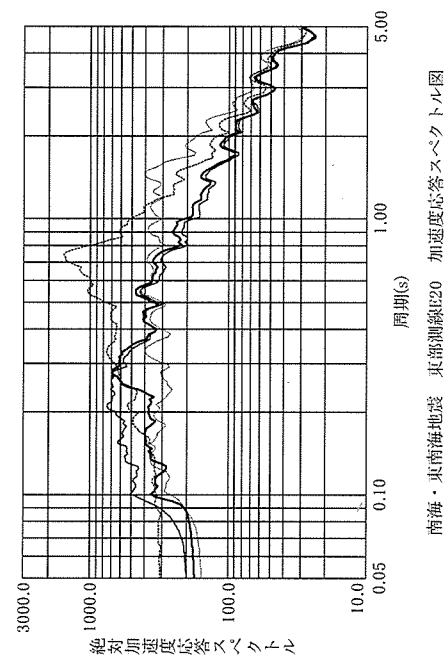
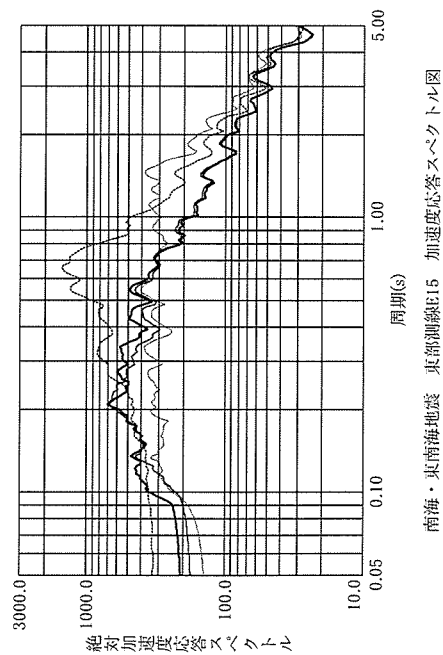
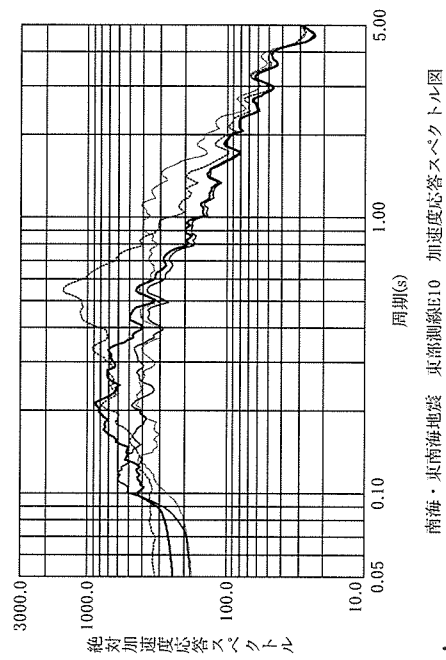
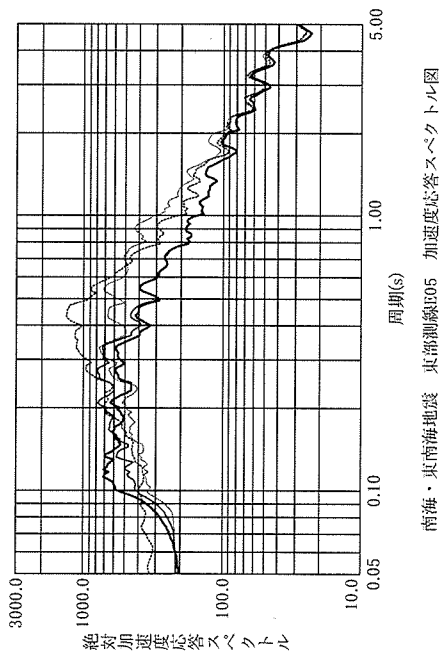


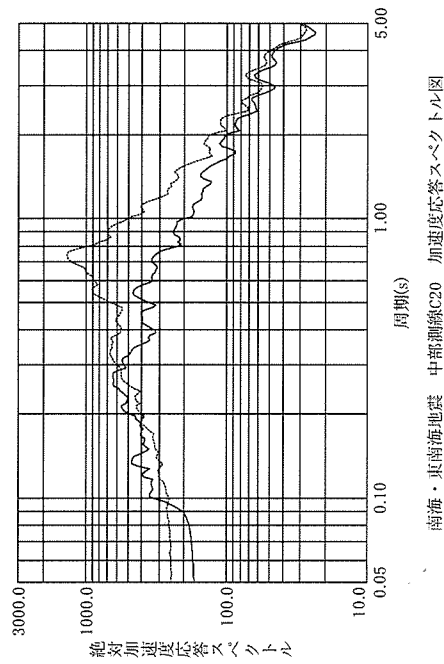
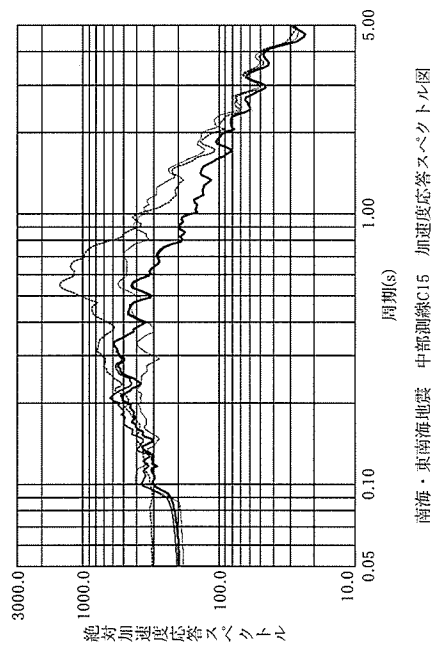
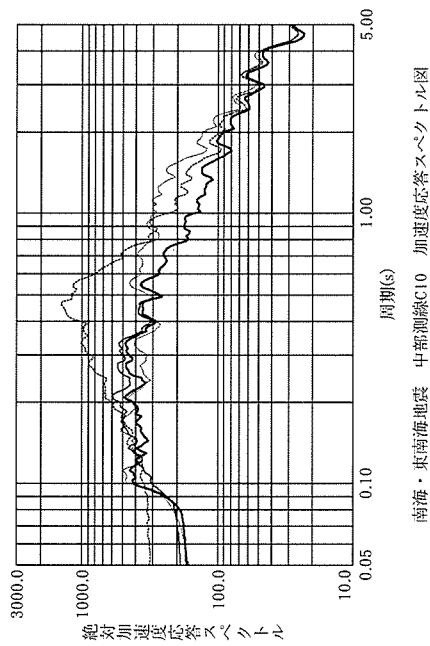
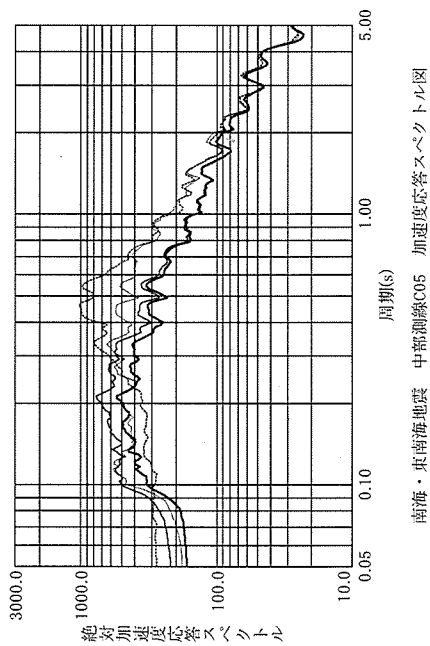
図-3.3.3 南海・東南海同時地震における
西部測線の地盤表面の最大加速度分布及び最大速度分布



- SHAKE 解析 (1 次元等価線形解析)
- FDEL 解析 (1 次元改良等価線形解析)
- Dynaflo 解析 (2 次元 FEM 非線形解析)
- DYNEQ 解析 (1 次元改良等価線形解析)

東南海・南海同時地震 東部測線加速度応答スペクトルの比較図

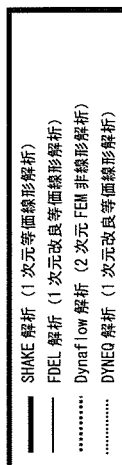
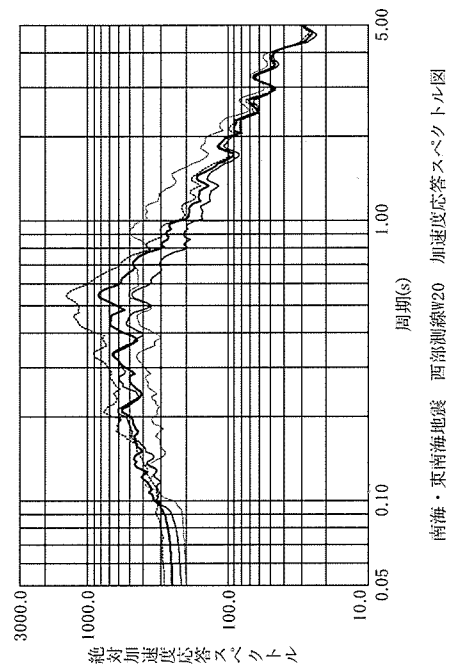
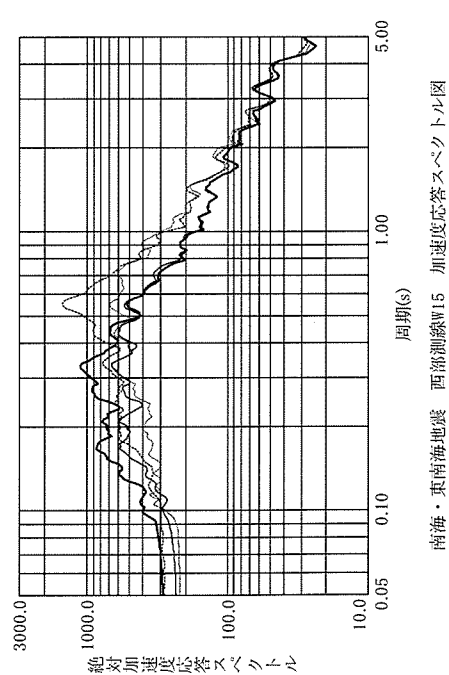
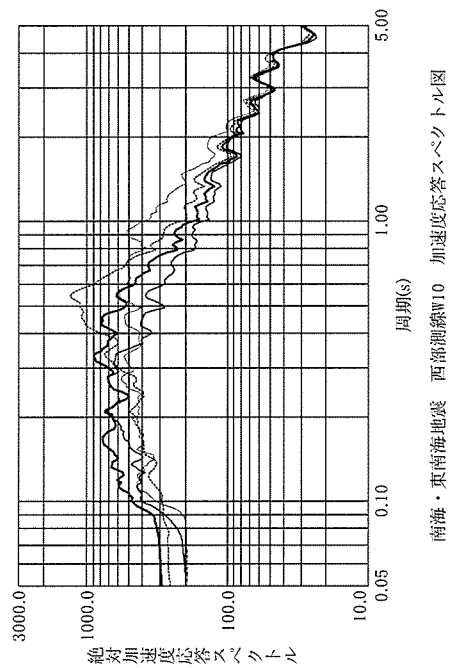
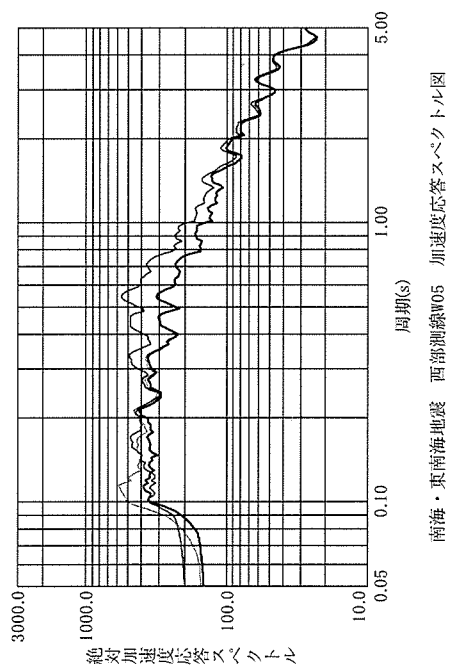
図-3.3.6 南海・東南海同時地震における東部測線の地盤地表面の加速度応答スペクトル (減衰 5%)



- SHAKE 解析 (1 次元等価線形解析)
- FDEL 解析 (1 次元改良等価線形解析)
- Dynaf low 解析 (2 次元 FEM 非線形解析)
- DYNEQ 解析 (1 次元改良等価線形解析)

東南海・南海同時地震 中部測線加速度応答スペクトルの比較図

図-3.3.5 東南海・南海同時地震における中部測線の地盤表面の加速度応答スペクトル (減衰 5%)



東南海・南海同時地震 西部測線加速度応答スペクトルの比較図

図-3.3.6 東南海・南海同時地震における西部測線の地盤表面の加速度応答スペクトル (減衰 5%)

3.4 考察

本検討では、南海地震、東南海地震、東南海・南海同時地震の3つの地震を対象として、各種地盤応答解析手法による地盤地表面の応答結果を比較し、各種手法による相違の定性的な傾向や特徴について検討を行った。その結果から得られた知見について、以下に要約して示す。

- ・ 最大加速度は、手法の違いによる応答の差異が大きく、その傾向は対象測線によっても異なっており、加速度応答のように短周期成分が支配的な応答に着目する場合には、解析手法とその結果の評価においては注意が必要である。
- ・ 最大速度は、1次元解析の結果については、手法の違いによる応答の差異は、最大加速度の場合に比べて小さく、全体的な傾向も対象測線にあまり関係なく比較的良く似ている。このことは、最大加速度に比べて短周期成分の影響が小さい速度応答において、この程度の応答の場合には地盤の非線形性の取り扱いの差異による手法の違いは比較的小さいと考えられる。
- ・ 一方、2次元解析と1次元解析の最大速度応答の結果は大きく異なり、全体的に2次元解析の結果が大きい傾向にあるが、2次元解析では地盤の不整形性を考慮しているのに対して、1次元解析では考慮していないことから、応答の違いの理由の1つとして、地盤の不整形性の影響が大きいものと考えられる。

第三編

木造建物の被害予測

目次

1.	兵庫県南部地震による木造建物の被害	1
1.1	木造建物の被害分布	1
1.2	建築年と被害	1
1.3	建物用途，建物規模と被害	2
2.	地震動による木造建物の被害予測法	11
2.1	被害予測法の概要	11
2.2	地域危険度評価法	11
2.3	被害関数を用いた建物被害評価法	11
2.4	建物応答計算に基づく被害評価法	12
3.	木造住宅の地震時挙動	15
3.1	木造住宅のモデル化	15
3.2	地震応答解析の計算方法	15
3.3	解析条件	17
3.4	復元力特性の補正方法と解析モデルの諸元	18
3.5	地震応答解析結果	19
4.	兵庫県南東部地震による被害分布	20

「木造建物の被害予測」執筆担当一覧

1. 兵庫県南部地震による木造建物の被害

堀江 啓 独立行政法人 防災科学技術研究所

地震防災フロンティア研究センター 災害過程シミュレーションチーム 研究員

2. 地震動による木造建物の被害予測法

堀江 啓 独立行政法人 防災科学技術研究所

地震防災フロンティア研究センター 災害過程シミュレーションチーム 研究員

3. 木造住宅の地震時挙動

金沢 登英雄 (株)構造計画研究所 西日本営業部 課長

倉掛 猛 (株)構造計画研究所 西日本営業部 課長

4. 兵庫県南東部地震による被害分布

山田 正人 (株)エーアンドディー設計企画 代表取締役

1. 兵庫県南部地震による木造建物の被害

1.1 木造建物の被害分布

兵庫県南部地震は、未曾有の都市型大災害であった。建物への被害は全半壊合わせて 24 万棟を超え、とくに、木造建物の被害は甚大で膨大な数に及んだ。またその木造建物の倒壊により、多くの死者が発生した。したがって、今後起こりうる地震災害に対して被害を軽減するためには、このような建物被害が発生した要因を究明し、建物の地震時の挙動を解明することにより、どこにどのような被害が発生するのかを事前に精度良く予測して、それに対する効果的な対策を講じていく必要がある。

本節では木造建物に着目し、兵庫県南部地震ではどのような要因により被害が発生したのかを明らかにするために、兵庫県神戸市が保有する建物情報データをもとに被害分析を行った。使用した建物データの概要を表-1.1 に示す。全 153,171 件の建物データのうち、78.0%を占める 119,452 棟の木造建物データを用いて町丁目単位で建物被害率の算定を行った。建物被害データは平成 15 年（2003 年）12 月に神戸市から提供されたデータであり、罹災証明書発行のための調査結果に基づくものである。データは神戸市北区、西区を除いた 7 区について、建物 1 棟単位で建築年、用途、合計床面積、被災度に関する情報が付属している。

表-1.2 a)に建物データから算定した全建物に関する市区単位の被害統計値を、表-1.2 b)に木造建物に関する市区単位の被害統計値を示す。また、表-1.3 に神戸市¹⁾による調査結果の集計値を示す。ここで、表-1.2 a)と表-1.3 比較すると、使用した建物データは建物総数が少なく、特に須磨区、垂水区におけるデータ数が少ない。この一因として、提供されたデータは、比較的大きな被害を受けた市街地に限定されていたことが挙げられる。さらに、各区の全壊棟数、半壊棟数、および全壊率、全半壊率について表-1.3 と比較すると、使用した建物データによる算定値は東灘区と須磨区の被害率を除いて小さい値となっていることから、使用データはとくに全壊建物、半壊建物に関するデータが欠落している可能性がある。木造建物についてみると、村尾・山崎²⁾は、灘区について神戸市から提供されたデータに基づいて構造別の被害棟数を集計しており、この結果によると、灘区では木造建物の調査棟数 22,710 棟のうち全壊建物は 11,907 棟で、全壊率は 52.4%であり、表-1.2b)に示す全壊率の 32.7%より大きい。したがって、本報告における木造建物の被害率の算定値は実際の被害率より小さめの値を示していることに留意が必要である。

以上の建物データを用いて算定した町丁目単位の木造建物の全壊率の分布を図-1.1 に、全半壊率の分布を図-1.2 に示す。図をみると、建物の被災分布は「震災の帯」と称されるように带状の分布を呈していたことが分かる。被害を精度良く予測するためには、このような「震災の帯」が生じた要因を明らかにする必要がある。以降の分析では、建物の耐震性の観点から被害の分析を行う。

1.2 建築年と被害

建物の耐震性について、建築年は建物の老朽化による性能低下や、時代の変遷に伴う新構法や新材料の開発・普及、建築基準や法規などの法制度の改正、あるいは住まい方に対するニーズの変化など、耐震性能に直接あるいは間接的に影響を与えるものである。そこで神戸市において、建築年と被害との関係を把握するために検討を行った。

図-1.3 に北区と西区を除いた神戸市全体の兵庫県南部地震時に存在していた木造建物の建築年別棟数を示す。全体の傾向として、建物数は戦前の 1930 年頃に 1 つのピークがあり、第二次世界大戦中は少なくな

るが、戦後再び増加して、高度成長期にあたる 1960 年代に 2 つ目のピークが見られる。その後、オイルショックを経た 1970 年代頃から徐々に減少している。図-1.4 a)~g)に神戸市の各区分別の木造建物の建築年別棟数を示す。ほぼ全体的な傾向と変わらないが、中央区や垂水区では、戦前のピークが明瞭に見られていない。

図-1.5 に神戸市全体について、建築年代区分ごとの建物棟数の割合を示す。ここで、建築年代は住宅の変容過程を考慮して以下の 7 区分を設定した³⁾。

- | | |
|-------------------|-----------|
| (1) ~1945 年 | : 戦前・戦中期 |
| (2) 1946 年~1955 年 | : 戦後復興期 |
| (3) 1956 年~1960 年 | : 高度成長期前期 |
| (4) 1961 年~1964 年 | : 高度成長期中期 |
| (5) 1965 年~1971 年 | : 高度成長期後期 |
| (6) 1972 年~1981 年 | : 低成長期前期 |
| (7) 1982 年~ | : 低成長期後期 |

全体的には、1981 年からの新耐震設計法へ移行する以前の建物が約 88%を占めていた。図-1.6 a)~から g)に各区分別の建物棟数の割合を示す。兵庫区、長田区は他の区に比較して、戦前・戦中期（~1945 年）、戦後復興期（1946 年~1955 年）に建てられた古い建物が多く存在し、戦前の建物が兵庫区で約 25%、長田区で約 30%を占めていた。反対に比較的新しい高度成長期以降（1972 年~）の建物が多く占めていたのは東灘区、垂水区であった。中央区は高度成長期（1956 年~1971 年）における建設数が多いのが特徴であった。

図-1.7 に神戸市全体について、図-1.8 a)~g)に各区分別の建築年と木造建物の被害率の関係を示す。全体的に建築年が古くなると被害率が大きくなる傾向が見られる。

図-1.9 は神戸市全体について、図-1.10 a)~g)は各区分について、建築年代区分毎に被害率を集計したものである。全壊率が高かった地域は、東灘区、灘区、長田区、須磨区であり、長田区、須磨区では火災による被害も大きかったことが分かる。全体的には図-1.7、図-1.8 と同様に建築年が古いほど被害率が高いが、東灘区、灘区、兵庫区、須磨区では戦後復興期（1945 年~1955 年）の被害が高度成長期前期（1956 年~1960 年）の被害率よりも小さくなっている。この要因として、これまでの研究³⁾によると、戦後復興期は建設数が少なく、また材料不足などの事由により屋根瓦の使用率が下がり、また 2 階建て建物の建設が減って相対的に平屋建ての建物が増えるなど特殊な建築事情であった時期であり、その影響が一因していたことが指摘されている。このように住宅の耐震性に影響する要因には建築年以外も考える必要がある。

1.3 建物用途、建物規模と被害

神戸市の建物データには、建物階数や屋根種類に関する情報は備わっていなかったが、建物用途および建物規模を表す指標として合計床面積に関する情報を得ることが出来た。そこで、それらのデータと被害との関係について検討を行った。

図-1.11 に建物用途と合計床面積別の木造建物数を示す。なお、建物用途は神戸市によると 44 種類に分類されているが、ここでは 1)専用住宅（一般用）、2)専用住宅（長屋建）、3)専用住宅（町家用）、4)併用住宅、5)共同住宅、6)商工業施設、7)農家住宅、8)その他、の 8 グループに統合している。ただし、農家住宅は 1 棟しか存在していなかったため、本分析対象からは除外した。図-1.11 をみると、建物数が最も多い用途は、専用住宅（一般用）で、次いで併用住宅であった。最も少ないのは専用住宅（町家用）である。合計床面

積をみると、50～100m²の建物が最も多く、次いで100～150m²であった。

図-1.12 に建物用途と合計床面積別の木造建物の全壊率を示す。建物用途と全壊率について、全壊率が最も高いのは専用住宅（町家用）であった。ただし、全体の母数が少ない点に留意が必要である。最も低い値を示したのが、専用住宅（一般用）であり、他はほぼ同程度であった。合計床面積との関係について、面積が50m²未満の比較的規模が小さい建物や反対に規模が大きい建物の全壊率が高くなる傾向が見られた。これは、規模が小さいと壁量の確保が難しくなり、また、反対に規模が大きくなると相対的に壁率が下がる可能性があるため、その影響と考える。

表-1.1 使用データ(神戸市建物データ)の概要

構造種類	全壊	半壊	一部損壊	被害なし	全半焼	未調査	不明	計
木造	25,384	20,338	33,234	26,535	3,190	10,764	7	119,452
鉄骨造	1,043	1,379	2,924	4,285	368	882	1	10,882
軽量鉄骨造(3mm以下)	569	555	1,280	2,674	96	1,166	2	6,342
鉄筋コンクリート造	832	1,034	3,167	8,077	207	1,220	4	14,541
鉄骨鉄筋コンクリート造	86	114	245	399	6	15	2	867
コンクリートブロック造	89	93	186	316	14	303	0	1,001
煉瓦造	32	17	13	10	0	11	0	83
土蔵造	1	1	0	0	0	1	0	3
計	28,036	23,531	41,049	42,296	3,881	14,362	16	153,171

表-1.2a) 使用データに基づく被害統計値(全建物)

市区	建物数(件)								被害率※(%)	
	全壊	半壊	一部損壊	被害なし	全半焼	未調査	不明	総計	全壊率	全半壊率
東灘区	7,243	3,164	3,693	6,238	101	1,660	16	22,115	35.6	51.2
灘区	5,210	2,547	4,987	5,946	297	3,636	0	22,623	27.9	41.5
中央区	1,891	2,087	4,715	7,468	27	1,025	0	17,213	11.7	24.6
兵庫区	3,838	4,706	7,016	5,923	400	824	0	22,707	17.9	39.8
長田区	6,517	5,572	8,544	5,255	2,150	883	0	28,921	25.2	46.7
須磨区	3,140	4,006	3,547	2,737	906	482	0	14,818	23.4	53.2
垂水区	197	1,449	8,547	8,729	0	5,852	0	24,774	1.0	8.7
計	28,036	23,531	41,049	42,296	3,881	14,362	16	153,171	20.8	38.2

※被害率 = 被害建物数 / (建物総数-全半焼数-未調査数-不明建物数)

表-1.2b) 使用データに基づく被害統計値(木造建物)

市区	建物数(件)								被害率※(%)	
	全壊	半壊	一部損壊	被害なし	全半焼	未調査	不明	総計	全壊率	全半壊率
東灘区	6,625	2,630	2,639	3,579	95	1,221	7	16,796	42.8	59.8
灘区	4,800	2,151	4,126	3,610	240	2,810	0	17,737	32.7	47.3
中央区	1,425	1,506	3,267	3,517	19	728	0	10,462	14.7	30.2
兵庫区	3,359	3,974	5,492	3,630	357	535	0	17,347	20.4	44.6
長田区	5,943	5,003	7,160	3,702	1,826	577	0	24,211	27.3	50.2
須磨区	3,053	3,702	2,926	1,853	653	362	0	12,549	26.5	58.6
垂水区	179	1,372	7,624	6,644	0	4,531	0	20,350	1.1	9.8
計	25,384	20,338	33,234	26,535	3,190	10,764	7	119,452	24.1	43.3

※被害率 = 被害建物数 / (建物総数-全半焼数-未調査数-不明建物数)

表-1.3 神戸市¹⁾による被害調査結果の集計値(全建物)

市区	建物数(件)			被害率※(%)	
	全壊	半壊	調査総数	全壊率	全半壊率
東灘区	13,687	5,538	39,003	35.1	49.3
灘区	12,757	5,675	33,287	38.3	55.4
中央区	6,344	6,641	26,197	24.2	49.6
兵庫区	9,533	8,109	32,720	29.1	53.9
長田区	15,521	8,282	41,606	37.3	57.2
須磨区	7,696	5,608	37,566	20.5	35.4
垂水区	1,176	8,890	52,034	2.3	19.3
北区	271	3,140	68,915	0.4	4.9
西区	436	3,262	66,649	0.7	5.5
計	67,421	55,145	397,977	16.9	30.8

※被害率 = 被害建物数 / 調査総数

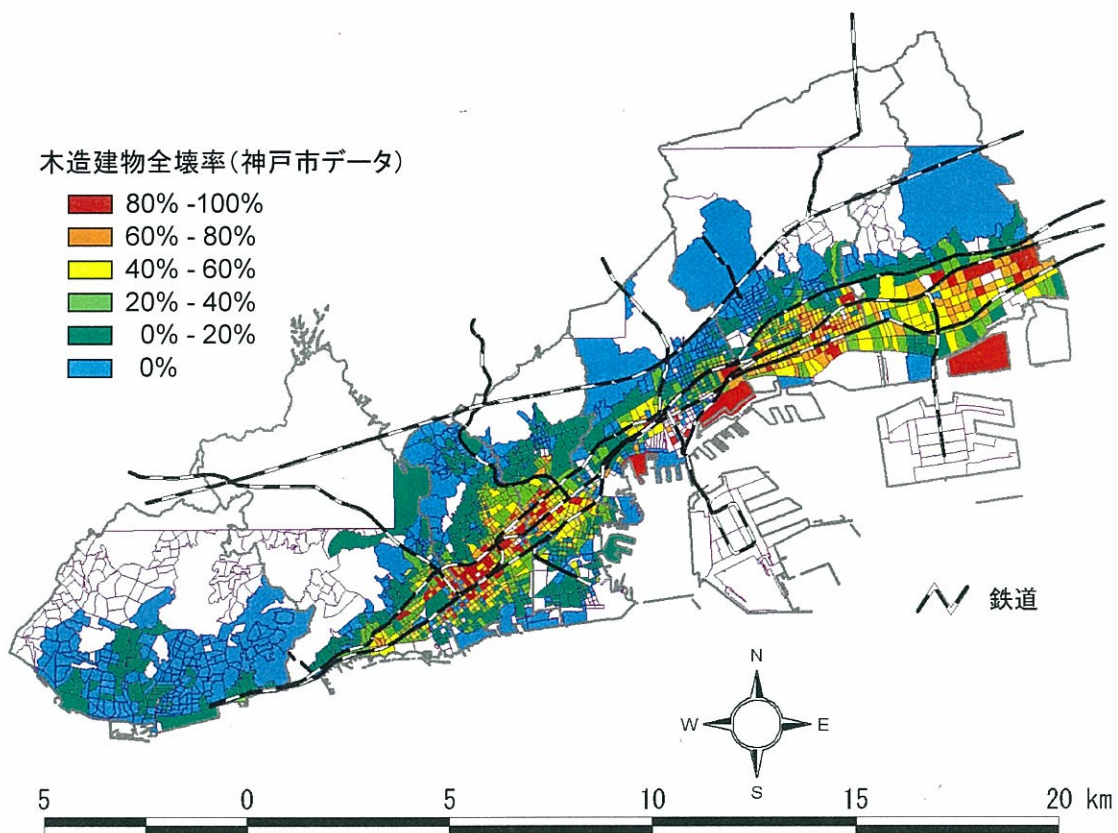


図-1.1 罹災証明書発行のための家屋調査結果に基づく木造建物全壊率の分布(神戸市による)

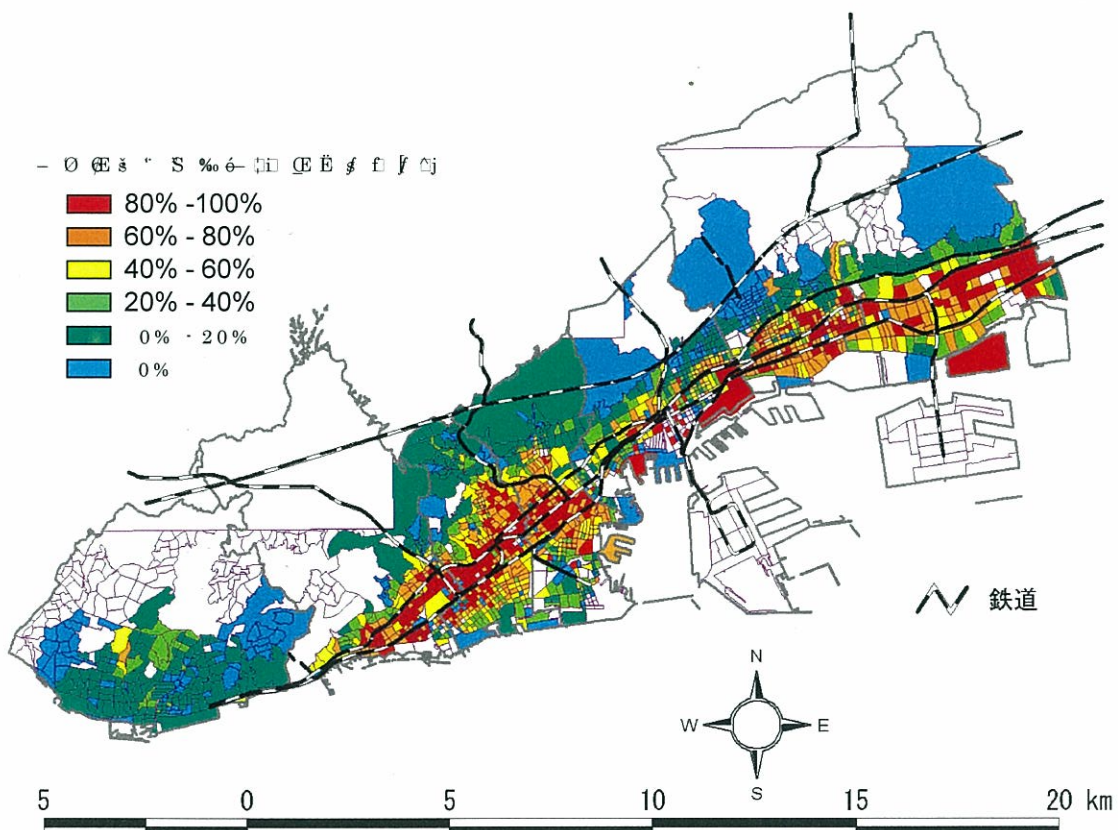


図-1.2 罹災証明書発行のための家屋調査結果に基づく木造建物全半壊率の分布(神戸市による)

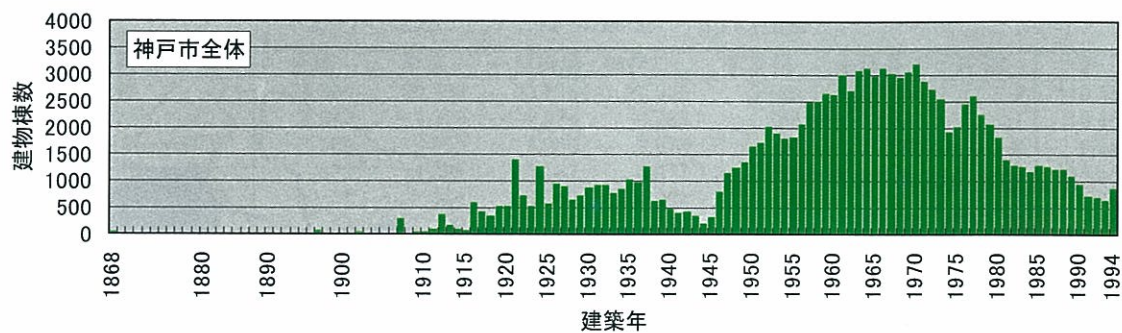


図-1.3 兵庫県南部地震時の木造建物建設棟数の年次推移(神戸市全体)

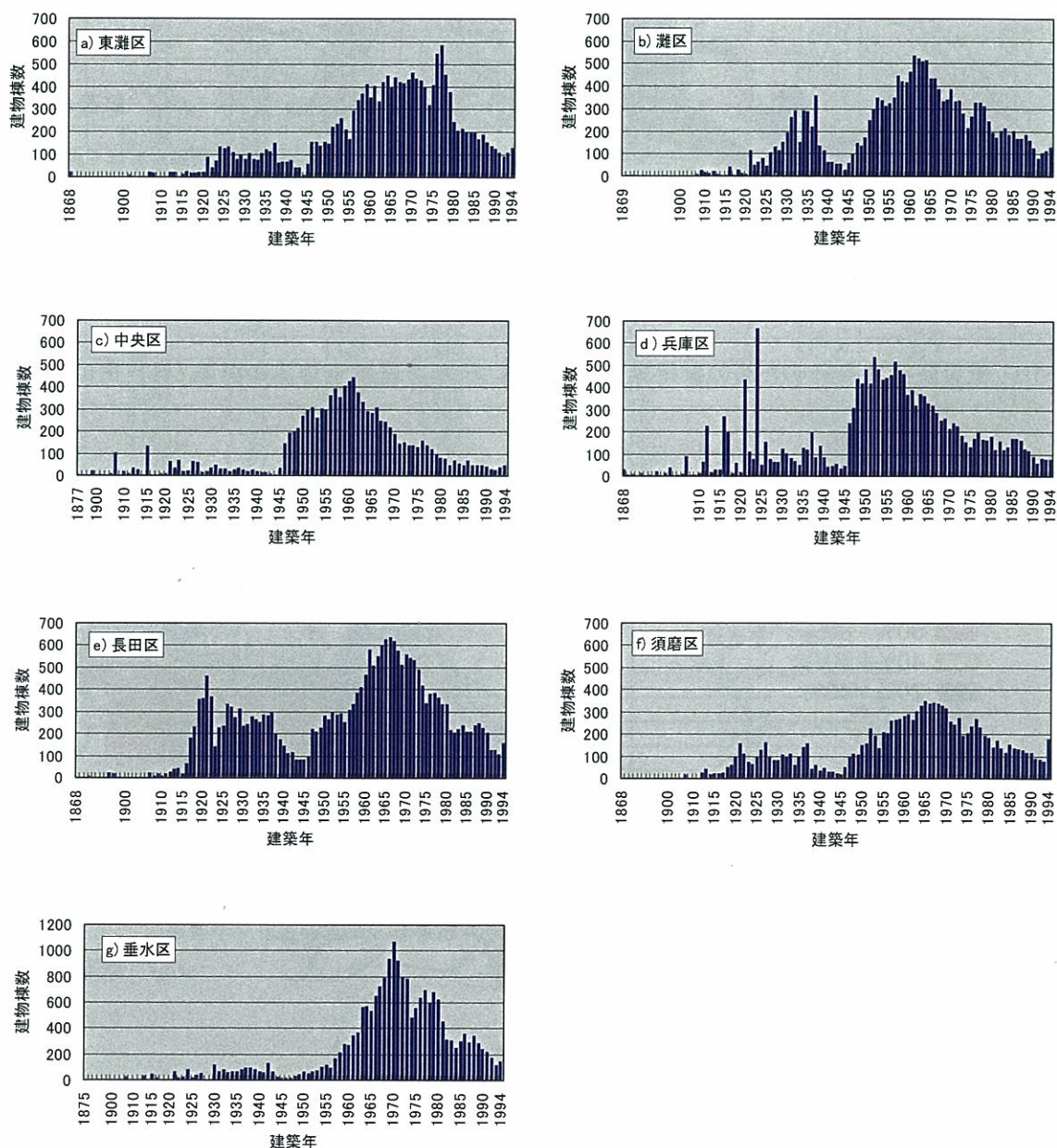


図-1.4 兵庫県南部地震時の木造建物建設棟数の年次推移(神戸市区別)

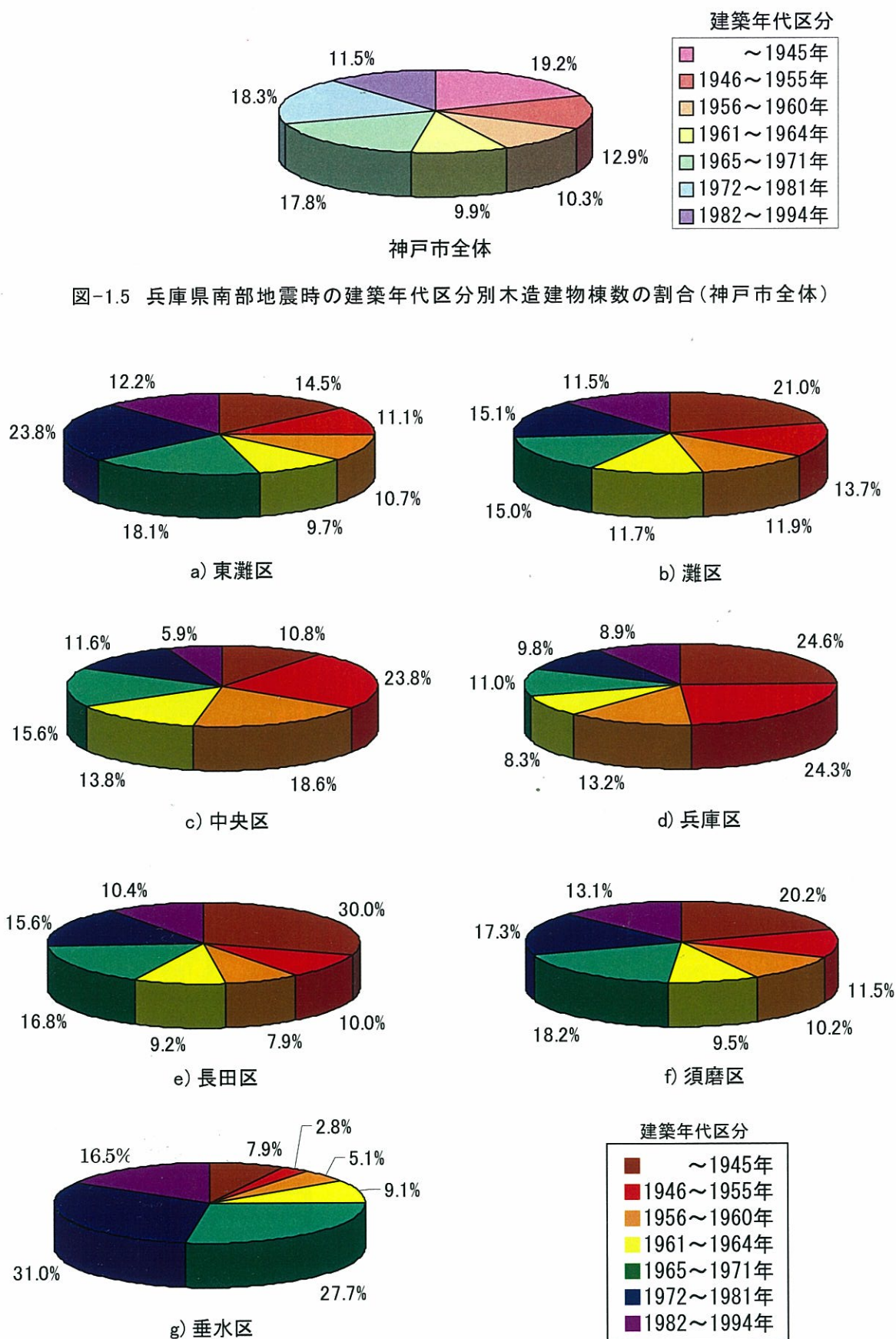


図-1.6 兵庫県南部地震時の木造建物棟数の割合(神戸市区別)

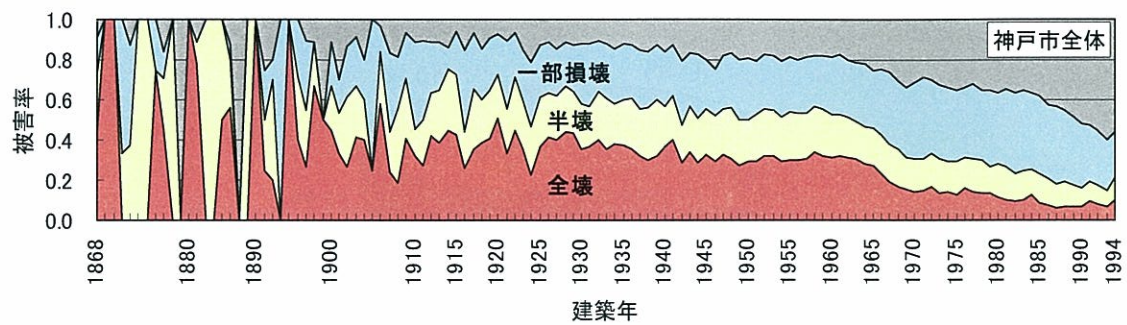


図-1.7 建築年と木造建物の被害率の関係(神戸市全体)

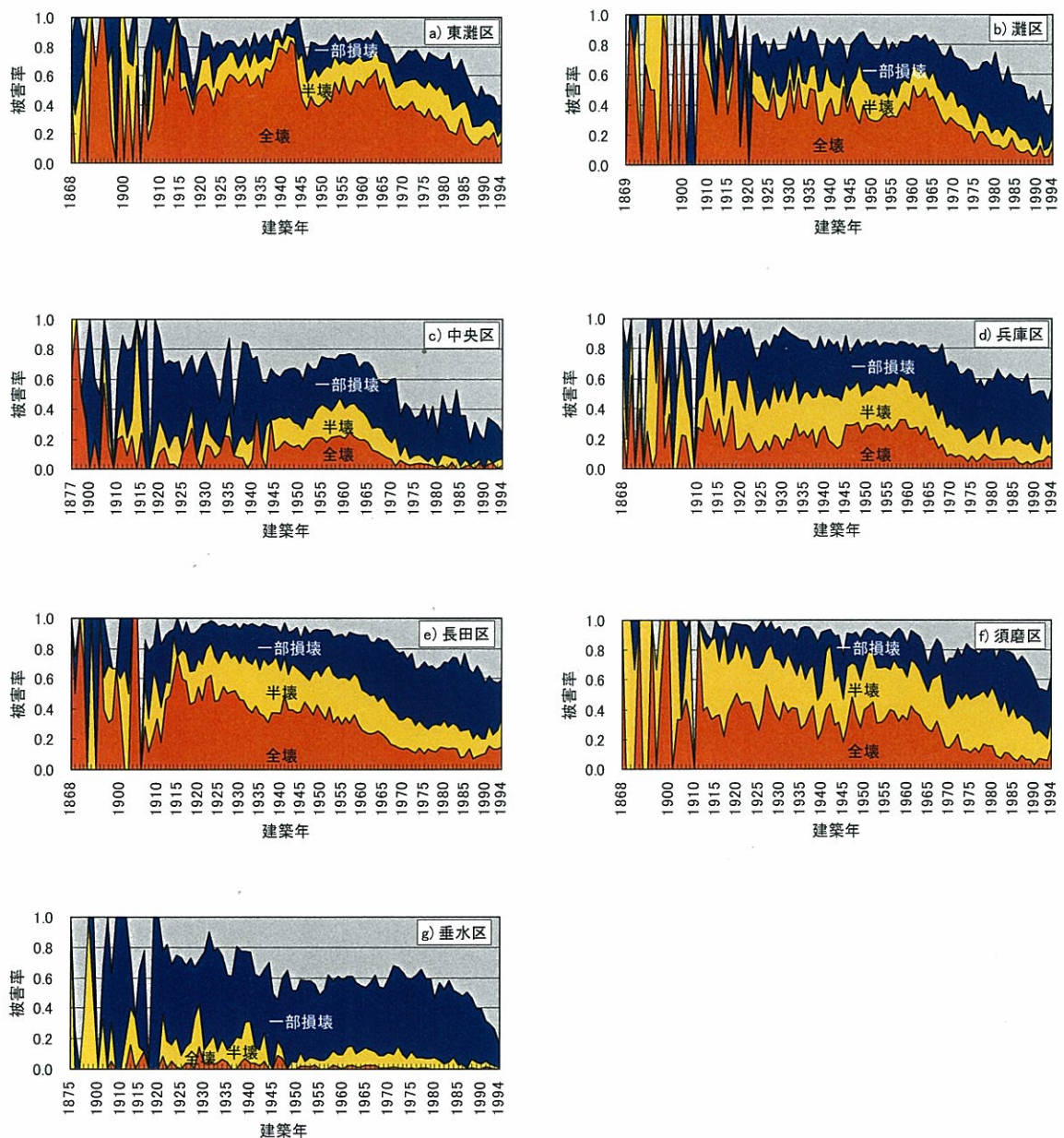


図-1.8 建築年と木造建物の被害率の関係(神戸市区別)

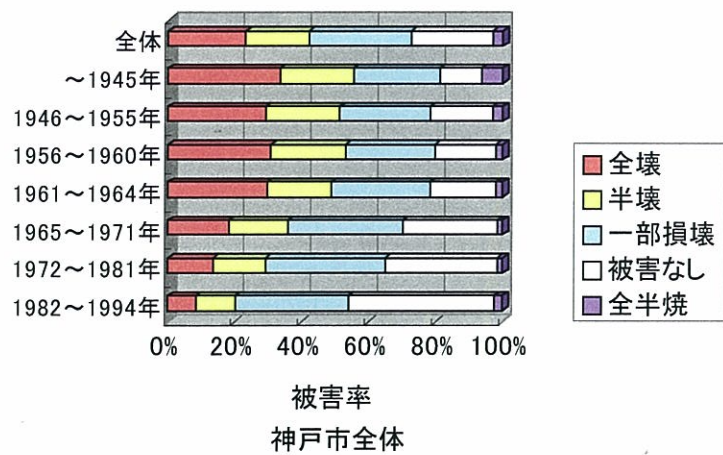


図-1.9 木造建物の建築年代区分別被害率(神戸市全体)

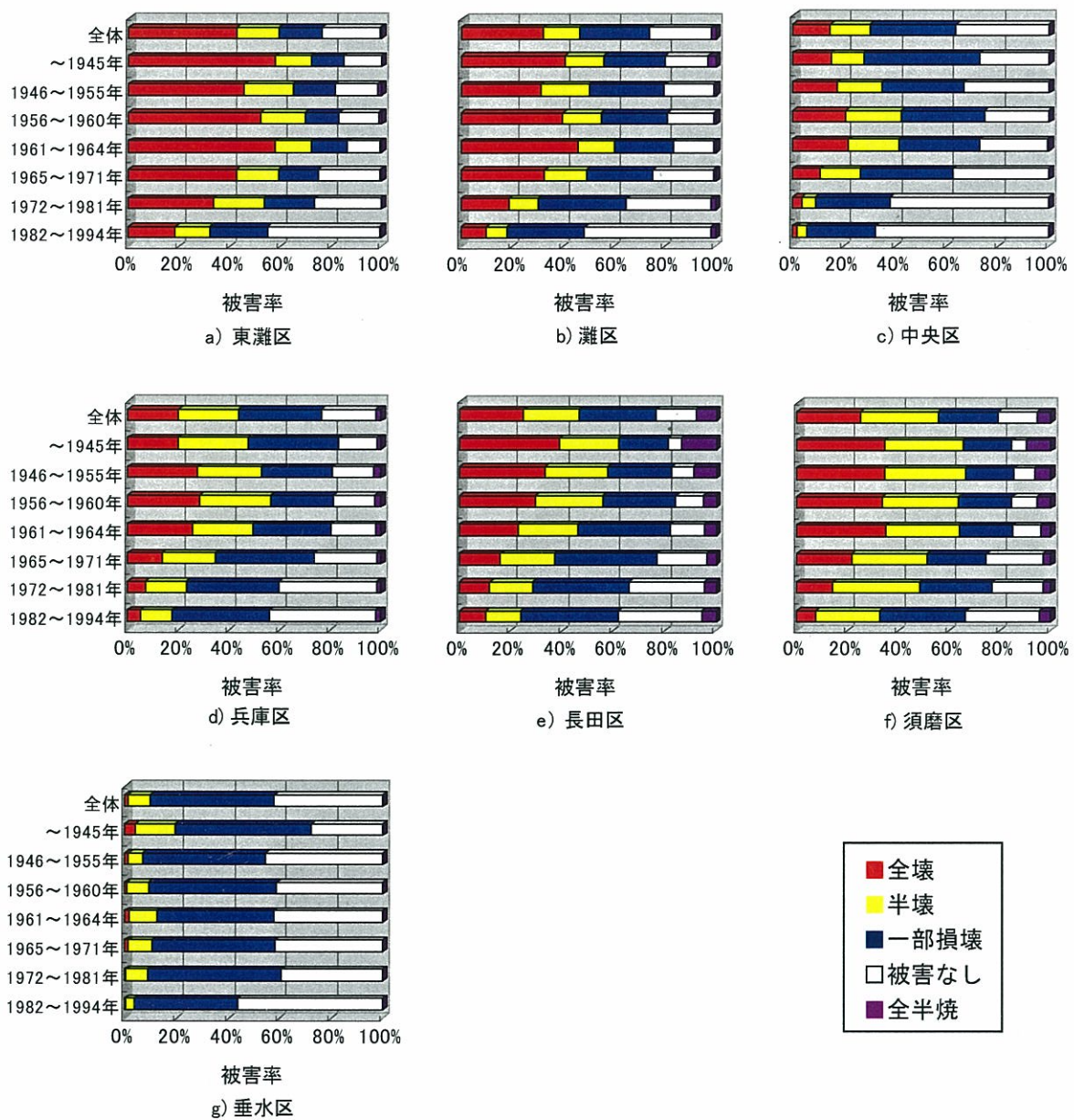
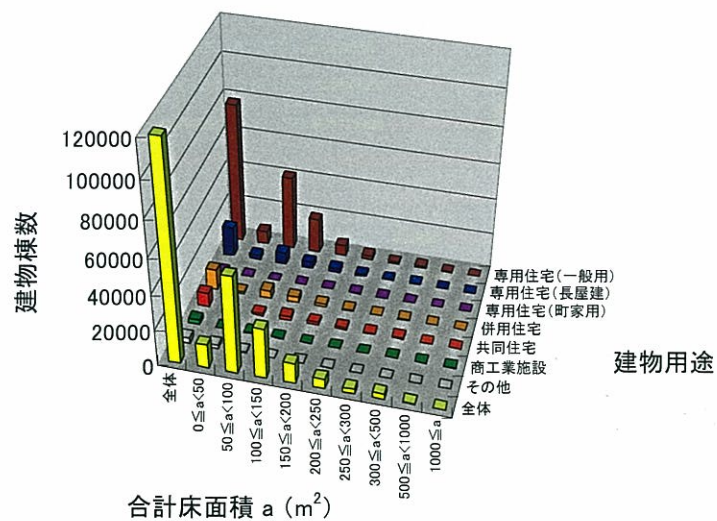
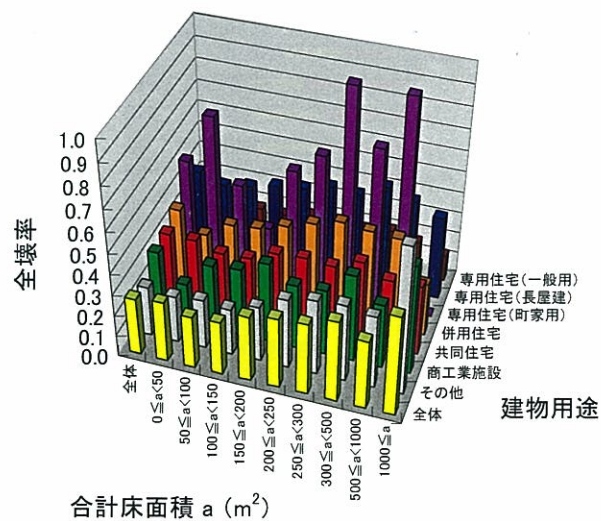


図-1.10 木造建物の建築年代区分別被害率(神戸市区別)



	全体	0 ≤ a < 50	50 ≤ a < 100	100 ≤ a < 150	150 ≤ a < 200	200 ≤ a < 250	250 ≤ a < 300	300 ≤ a < 500	500 ≤ a < 1000	1000 ≤ a
■ 全体	119444	13338	54607	28256	11499	5431	2731	3029	455	98
□ その他	3248	2061	697	198	92	48	41	65	34	12
■ 商工業施設	2683	422	729	479	300	201	153	246	94	59
■ 共同住宅	7719	70	1270	2159	1556	1052	672	816	116	8
■ 併用住宅	11284	1007	4199	2817	1526	772	411	487	60	5
■ 専用住宅(町家用)	87	10	23	25	11	8	3	6	1	0
■ 専用住宅(長屋建)	16360	2489	6340	3382	1941	1050	551	556	46	5
■ 専用住宅(一般用)	78063	7279	41349	19196	6073	2300	900	853	104	9

図-1.11 建物用途・合計床面積別の木造建物棟数



	全体	0 ≤ a < 50	50 ≤ a < 100	100 ≤ a < 150	150 ≤ a < 200	200 ≤ a < 250	250 ≤ a < 300	300 ≤ a < 500	500 ≤ a < 1000	1000 ≤ a
■ 全体	0.273	0.286	0.250	0.257	0.315	0.337	0.343	0.388	0.327	0.476
□ その他	0.237	0.222	0.238	0.224	0.265	0.333	0.359	0.368	0.345	0.700
■ 商工業施設	0.320	0.192	0.314	0.327	0.383	0.308	0.313	0.414	0.306	0.520
■ 共同住宅	0.326	0.323	0.287	0.292	0.344	0.351	0.340	0.391	0.330	0.333
■ 併用住宅	0.360	0.266	0.340	0.354	0.391	0.430	0.465	0.449	0.442	0.250
■ 専用住宅(町家用)	0.516	0.750	0.450	0.267	0.571	0.667	1.000	0.750	1.000	0.000
■ 専用住宅(長屋建)	0.388	0.347	0.369	0.395	0.411	0.444	0.432	0.495	0.452	0.400
■ 専用住宅(一般用)	0.181	0.224	0.177	0.167	0.193	0.189	0.179	0.197	0.167	0.125

図-1.12 建物用途・合計床面積別の木造建物全壊率

2. 地震動による木造建物の被害予測法

2.1 被害予測法の概要

前章では木造建物の属性と被害との関係について検討を行った。そのような関係を考慮した被害推定手法がこれまでにいくつか提案されている。地震動による木造建物の被害予測法には大きく分類して次の3つの方法が用いられている。

(1) 地域危険度評価法（相対的危険度評価法）

(2) 被害関数を用いた建物被害評価法

(3) 建物応答計算に基づく被害評価法

本節では、まず上記の3つの被害予測法の概要を説明する。

2.2 地域危険度評価法

地域危険度評価法^{4), 5), 6), 7)}とは、被災ポテンシャルをある有限の範囲内で比較し、相対的に危険な地域を抽出する手法である。特徴として、特定の地震動を評価する必要がなく、評価パラメータは、建物構造、種類、建築年、地盤種類、地形・地質の特徴といったものを用いて危険度評価を行う。複雑な地震動解析はとくに必要としないため、比較的簡単な計算で被害評価を行うことが可能である。その反面、相対的な評価のため、地震動の大きさに応じて具体的にどのくらいの被害が発生するかといった予測には不向きである。

2.3 被害関数を用いた建物被害評価法

被害関数を用いた評価法に関する研究は、これまで多く行われてきている^{例えば 2), 8), 9), 10)}。その多くは過去の地震災害の経験に基づいて、加速度や速度のような地震動強さ指標と建物被害の関係を関数化して評価を行うものである。被害関数の事例として、図-2.1 に木造建物の損傷度別被害関数³⁾を示す。また、図-2.2 に建築年代を考慮した被害関数を示す。これは兵庫県南部地震時の西宮市の被害事例から構築されたものである。この被害関数の特徴として、被害関数構築の基礎となる建物の損傷度を視覚的に明らかにしていることが挙げられる。ここで、被害関数を構築するためには地震後に実施された被害調査結果が必要になり、調査結果は被害程度の大きさに応じて、「全壊」、「半壊」、あるいは、「大破」、「中破」などに分類され集計される。しかし、調査結果の記述は調査目的によって異なるため、必ずしも「全壊」=「大破」の関係は成り立っていない。したがって、被害関数を構築する際の問題点として、全壊あるいは大破とはどのような被害を意味するのか必ずしも明確ではなかったことを挙げることができる。図-2.1 や図-2.2 に示す被害関数は、建物損傷度の定義を明確にするため、岡田・高井¹¹⁾により作成された図-2.3 の被害パターンチャートを用いて、震災時に撮影された被害建物の写真から損傷度評価を行い、被害パターンチャートのダメージグレード D1 から D6 に対応した関数として構築されている。

この被害関数を用いて兵庫県南部地震時の神戸市における被害推定を試みた。地震動は図

-2.4 に示した阪神・淡路大震災記念協会¹²⁾による推定結果を用いた。この推定結果について、GIS 上で位置合わせを行い、GIS 上の町丁目ポリゴンの中心座標位置における最大速度の大きさを判読して用いた。ダメージグレード D3 以上の被害率の推定結果を図-2.5 に示す。ダメージグレード D3 は神戸市による調査のほぼ全壊に対応するものであるが、図-1.1 の全壊率分布や図-1.2 の全半壊率分布に比較して、全体的に東灘区を除いて推定結果が高くなっている。この要因として、前述したように、全壊建物、半壊建物に関するデータの欠落から、図-1.1 や図-1.2 における被害率の算定値は実際よりも小さめの値になることが挙げられる。そこで、実際の被害率との比較を行った。先に示したように村尾、山崎²⁾が集計した灘区における木造建物の全壊率は 52.4%であるが、被害推定結果から求めた灘区の平均的な木造建物の全壊率（D3 以上率）は 65.8%と推定被害率の方が高くなった。これは、用いた地震動の大きさについて、図-2.4 に併せて示している実際の強震観測記録の最大速度と比較すると、東灘区以外では地震動の推定結果は観測値より高い値を示す傾向が見られ、この影響により建物の推定被害率が大きくなったと考える。この阪神・淡路大震災記念協会による解析手法は、断層の破壊過程を想定して基盤地震動の周波数領域解を求め、それを工学的基盤面および地表面まで 1 次元増幅により地表面の地震動を求めたものであるが、地盤構造を水平成層と仮定しているため、深部地盤の不整形構造は考慮されておらず、それが推定結果に影響を与えていた可能性がある。このように、被害推定結果には地震動推定精度の影響や、あるいは被害関数は実際の被害から経験的に求められたものであり、被害関数そのものの推定誤差が含まれる可能性がある。とくに、被害関数を構築した地域以外への適用や他の地震災害への適用時には、適切に建物の地域性や地震動の特性を考慮しなければならないことが課題として挙げられる。

2.4 建物応答計算に基づく被害評価法

建物応答計算に基づく被害評価法は、適切に建物の振動モデルを構築し、地震の揺れを入力して建物の応答を計算する方法である。適切にモデルを作成することができれば、最も信頼性の高い推定手法となり得る。しかし、木造軸組の材料特性や加工、木組み精度のばらつきなどが明らかになっていない現状では、精緻なモデルの構築は極めて難しい。そこで、次章では簡単な建物モデル構築し、その建物モデルを用いた応答解析の実施によりモデルの妥当性の検討を行う。

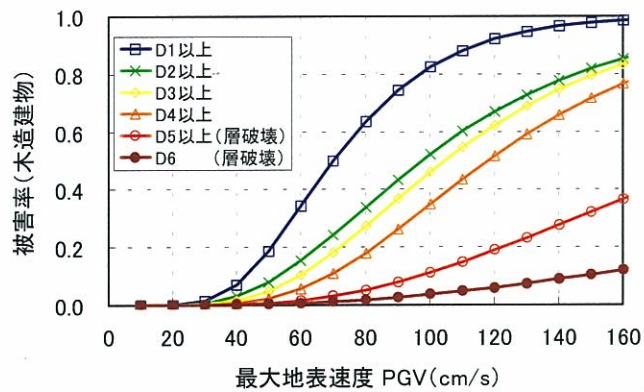


図-2.1 木造建物の損傷度別被害関数

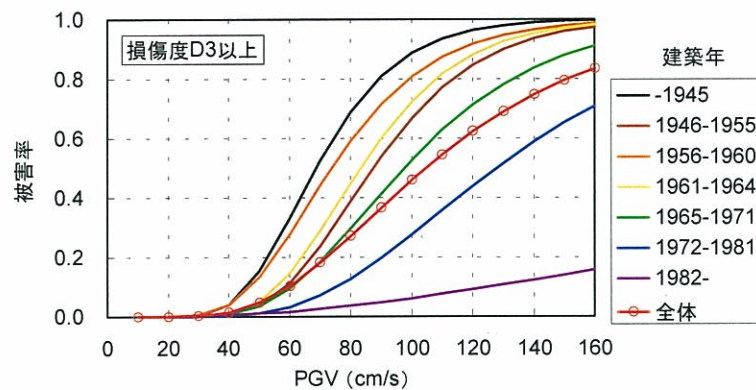


図-2.2 建築年を考慮した損傷度別被害関数 (D3 以上)

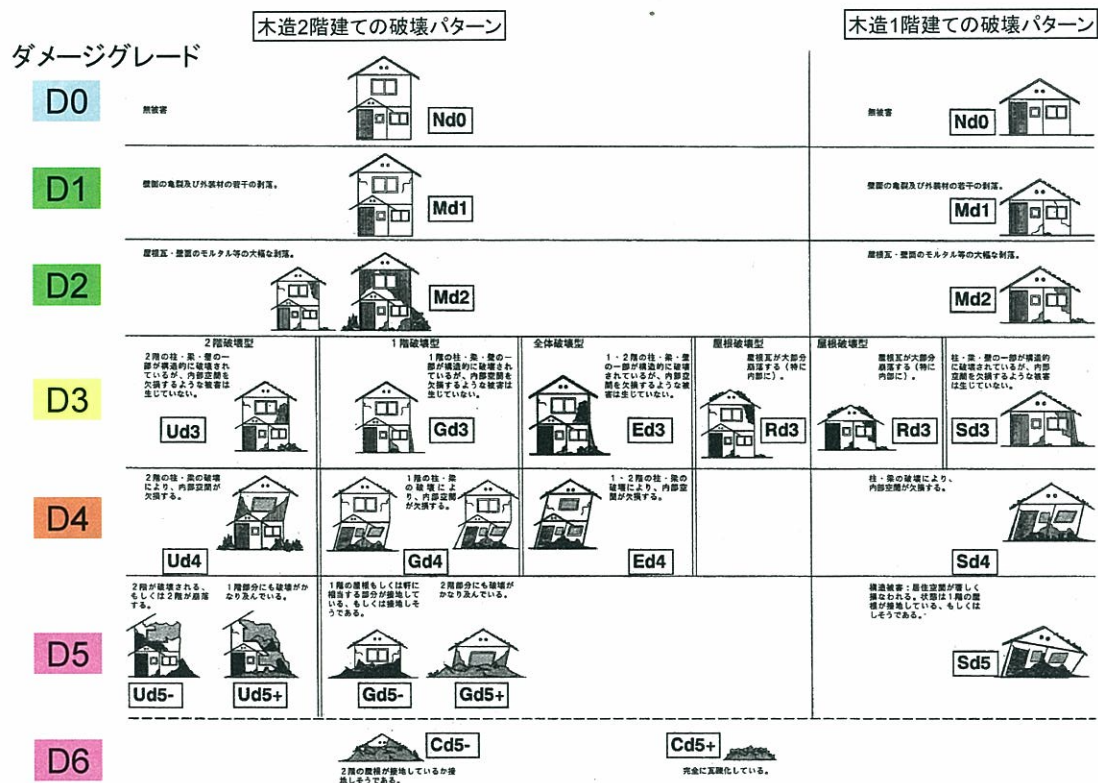


図-2.3 木造用被害パターンチャート(岡田, 高井¹¹⁾によるチャートに一部加筆)

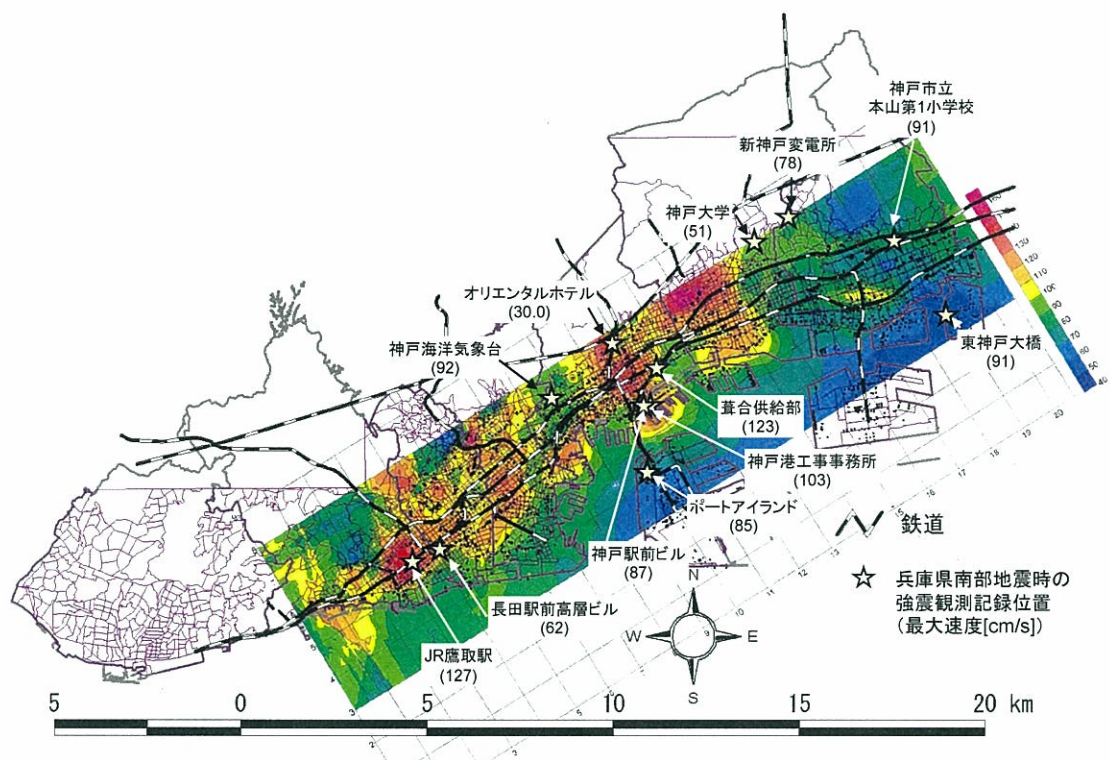


図-2.4 兵庫県南部地震時の推定地表面最大速度分布(阪神・淡路大震災記念協会¹²⁾による)

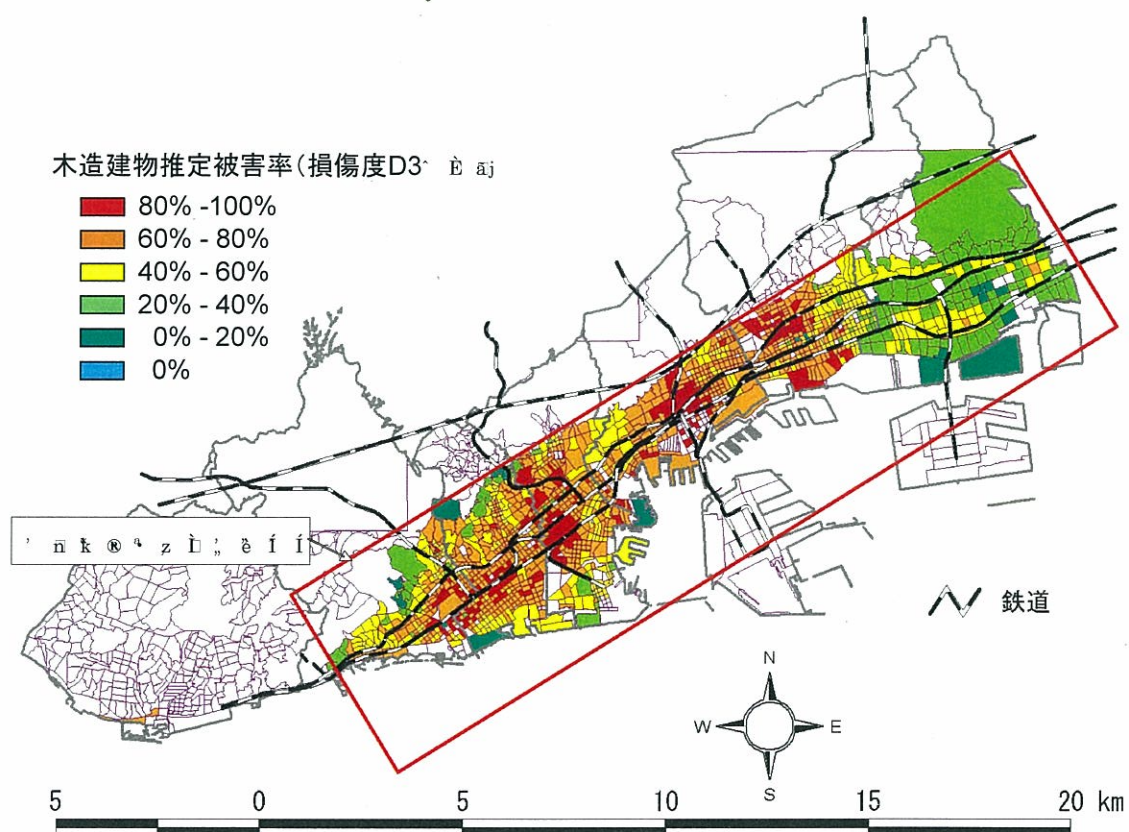


図-2.5 建築年を考慮した損傷度別被害関数を用いた木造建物被害率の推定結果(D3以上)

3. 木造住宅の地震時挙動

本章では、木造住宅の振動モデルを構築し、1995 年兵庫県南部地震時の再現地震波を用いて、対象建物の地震時の挙動について数値シミュレーションを行い、その結果の考察を行う。

3.1 木造住宅のモデル化

建物を図-3.1 に示すような 2 質点せん断型振動系としてモデル化を行った。各層の復元力特性は木造建物の静的水平載荷実験¹³⁾の結果を参考にして、後で述べる解析プログラム上の制約を踏まえて、トリリニア型とバイリニア型のスリップ型の複合型を設定した。図-3.2 に層間変形角 1/120rad 時の水平耐力 P_y で無次元化した復元力特性を示す。本手法では、この P_y は次式に示すように木造建物の壁量のみから算定される。

$$P_y = \sum ((\alpha \times W_{sd}) \times 1 \times \beta)$$

ここで W_{sd} : 1/120rad 時の壁の単位長さあたりの標準抵抗力(kgf/m)

1 : 耐力壁長さ(m)

α : 耐力壁の種類によって定められる壁倍率

β : 非耐力壁の負担を考慮した係数 (本手法では 1.5 とした)

層間変形角 1/120rad 時のトリリニア型の負担比率は 0.4 とした。トリリニア型の第 1 折点は文献¹⁴⁾を参考に 1/960rad とし、その時の水平力は 1/120rad 時の 0.5 倍と設定した。また、スリップ型の第 1 折点は 1/120rad としている。

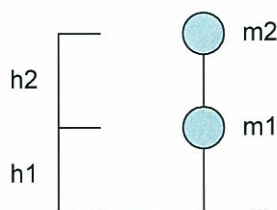


図-3.1 2 質点系モデル

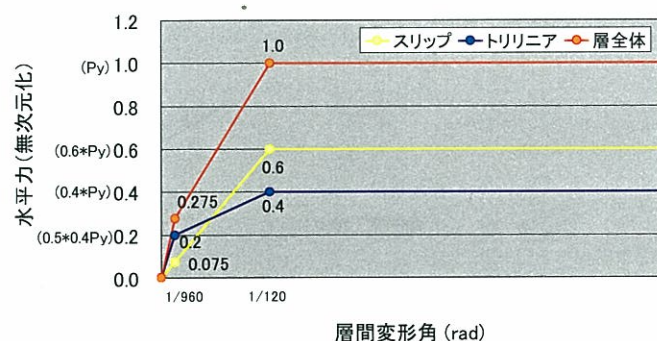


図-3.2 無次元化復元力特性モデル

3.2 地震応答解析の計算方法

地震応答解析(振動解析)は線形解析および非線形解析において、次式に示すような運動方程式により解かれる。

$$[M] \{a\} + [C] \{v\} + [K] \{x\} = \{R\}$$

ここで $[M]$: 質量マトリクス

$[C]$: 減衰マトリクス

$[K]$: 剛性マトリクス

$\{a\}$: 加速度ベクトル

$\{v\}$: 速度ベクトル

$\{x\}$: 変位ベクトル

$\{R\}$: 荷重ベクトル, あるいは地動による慣性力ベクトル

実際の構造解析での数値積分は、この方程式を時間領域での増分形式として解くことになる。このとき、解析する時間内で時刻刻み毎（積分時間間隔）に、この方程式を再評価し計算していくが、その方法としては線形加速度法がよく用いられる。この方法は、積分時間間隔内で加速度が線形に変化すると仮定して数値積分計算を行うもので、手法や実際のプログラミング方法も一般的になっている。

特に、数値積分の手法としては Newmark の β 法 と呼ばれる手法が、建築の構造解析分野では、よく採用されているおり、本報告書での計算にも用いた。

非線形の地震応答解析を行う場合、各種の解析プログラムを使用して行うが、その元となる解析手法やパラメータの差による演算方法による違いが、結果に影響を与える場合がある。

3.3 解析条件

使用プログラム : 建築構造物の振動解析プログラム「RESP-M/II」
・(株) 構造計画研究所作成

骨格曲線 : トリリニア
履歴法則 : 標準型モデル
減衰の種類 : 初期剛性比例型
減衰定数 : $h = 10\%$
積分手法 : Newmark の β , β 値は $0.166666 (= 1/6)$
観測地震波時間間隔 : 0.02 秒
積分時間間隔 : 0.001 秒 ($= 1/1000$ 秒)
不平衡力の解除方法 : 以下に記述

非線型振動解析の場合，部材が塑性領域に入り剛性の変更が起こった場合，時間間隔内で現在計算している剛性と変更後剛性の計算上のアンバランス，いわゆる不平衡力の数値解析的な処理が必要になる．今回の計算では，当該ステップでは処理せずに，不平衡力を次ステップで等価外力として与え処理することとした．積分時間間隔を十分に小さくすることで，計算誤差はない．

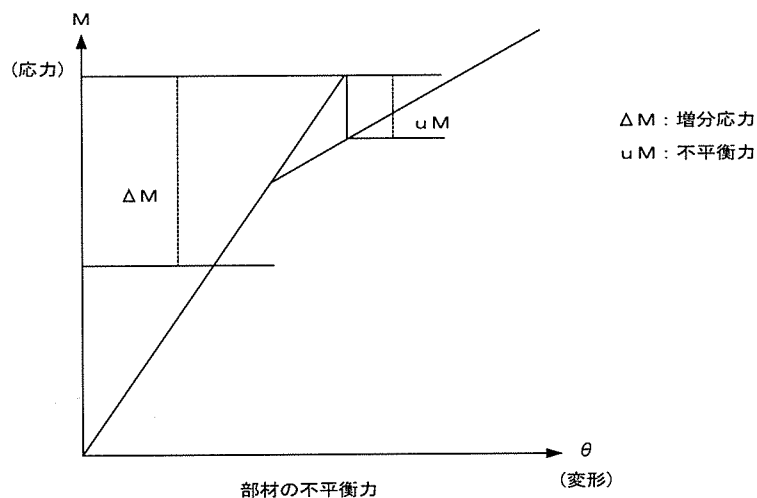


図-3.3 不平衡力の概念

3.4 復元力特性の補正方法と解析モデルの諸元

前述した復元力特性などの値を用いて、振動解析を行った。ここで先の復元力特性を用いて 1 次固周期を計算すると 0.8～1.0 秒程度となり、一般に言われている 0.2～0.5 秒よりも相当に長くなった。そこで、本報告書での計算は以下のような剛性・耐力の「補正」を行った。

・補正方法

剛性・耐力を一律に 3 倍し、更に初期剛性（第 1 剛性）を 2 倍した。

以上の補正により、それぞれの計算モデルの固有周期は、0.35～0.45 秒となり、実情と概ね合致するものとなった。

振動解析では、木造 2 階建ての住宅のうち、年代や延べ床面積などの情報がバランスよくなるような 8 モデルを選択し、計算を行った。以下に、計算に用いた 8 モデルの諸元を示す。

表-3.1 モデルの緒元(その1)

	建設年	床面積（平米）			位置	95年兵庫県南部地震での被害状況	備考
		1 階	2 階	合計			
モデル A		46.98	42.10	89.08	170, 47	中破	
モデル B		51.11	25.06	76.17	173, 56	中破	
モデル C		57.62	58.61	116.23	182, 51	中破	屋根が重
モデル D		42.64	46.78	89.42	183, 48	中破	
モデル E	1977 年	70.38	71.00	141.38	68, 41	中破	
モデル F	1958 年	35.71	35.71	71.42	63, 43	中破	
モデル G	1960 年	96.1	73.7	169.8	173, 61	中破	変形角 1/
モデル H	1960 年	44.7	44.7	89.4	179, 44	崩壊	

表-3.2 モデルの緒元(その2)

	重量 (t f)		保有耐力 (t f)	
	1 階	2 階	1 階	2 階
モデル A	27.3	7.8	3.00	1.50
モデル B	21.5	4.6	1.70	1.70
モデル C	33.7	14.7	2.40	2.40
モデル D	22.8	8.7	1.90	1.60
モデル E	18.1	6.3	1.75	2.25
モデル F	22.8	8.7	1.90	1.60
モデル G	24.0	10.5	2.65	2.91
モデル H	14.5	7.1	1.57	2.18

3.5 地震応答解析結果

以下に、95 年兵庫県南部地震での応答結果のうち、木造住宅の被害状況が典型的に現れる各階の層間変位と層間変形を示す。

尚、地震波は、DYNESによって計算されたものを用いた。

表-3.3 振動解析結果

	層間変位 (c m)		層間変形角		1 次固有周期 (秒)	最大加速度 (g a l)
	1 階	2 階	1 階	2 階		
モデル A	4.68	1.29	1/ 66	1/209	0.359	471.2
モデル B	6.43	0.30	1/ 48	1/889	0.401	416.6
モデル C	9.26	1.73	1/ 33	1/156	0.467	489.8
モデル D	9.67	2.09	1/ 32	1/129	0.449	460.3
モデル E	8.87	9.00	1/ 34	1/300	0.380	564.8
モデル F	9.39	2.16	1/ 33	1/125	0.455	580.1
モデル G	10.03	1.68	1/ 30	1/160	0.528	518.2
モデル H	10.54	1.36	1/ 29	1/198	0.541	518.2

95 年兵庫県南部地震の際、「モデル A」から「モデル G」は層間変形角で中被害の 1/60 から 1/30 の間に、「モデル H」は崩壊の 1/30 を越える結果となり、実被害との対応ができており、モデル化の妥当性があると思われる。

4. 兵庫県南部地震による被害分布

(調査地域)

A	東	灘	区
B	灘		区
C	中	央	区
D	兵	庫	区
E	長	田	区
F	須	磨	区
G	垂	水	区

《平成15年4月現在》

(調査項目)

構 造 分 類		条件1 建 築 年		条件2 被 災 度	
1	木造	1	1945年以前	1	全壊
3	鉄筋コンクリート造	2	1946年～1955年	2	半壊
4	鉄骨造	3	1956年～1960年	3	一部損壊
5	その他	4	1961年～1964年	4	全半焼
		5	1965年～1971年	5	未調査
		6	1972年～1981年	6	被害無し
		7	1982年以降		

< A. 東灘区 木造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	1	1	2411	1269	52.68%
1	1	2		310	12.87%
1	1	3		284	11.79%
1	1	4		4	0.17%
1	1	5		213	8.84%
1	1	6		329	13.66%
計				2409	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	5	1	3001	1179	39.30%
1	5	2		472	15.73%
1	5	3		448	14.93%
1	5	4		13	0.43%
1	5	5		195	6.50%
1	5	6		693	23.10%
計				3000	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
1	2	1	1846	774	41.93%
1	2	2		331	17.93%
1	2	3		287	15.55%
1	2	4		25	1.35%
1	2	5		136	7.37%
1	2	6		293	15.87%
計				1846	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
1	6	1	3963	1245	31.42%
1	6	2		749	18.90%
1	6	3		752	18.98%
1	6	4		16	0.40%
1	6	5		223	5.63%
1	6	6		977	24.66%
計				3962	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
1	3	1	1761	846	48.04%
1	3	2		287	16.30%
1	3	3		219	12.44%
1	3	4		17	0.97%
1	3	5		133	7.55%
1	3	6		259	14.71%
計				1761	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
1	7	1	2024	342	16.91%
1	7	2		257	12.70%
1	7	3		423	20.91%
1	7	4		12	0.59%
1	7	5		152	7.51%
1	7	6		837	41.37%
計				2023	

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
1	4	1	1604	834	52.03%
1	4	2		210	13.10%
1	4	3		210	13.10%
1	4	4		8	0.50%
1	4	5		153	9.54%
1	4	6		188	11.73%
計				1603	100.00%

合計 16604

< A. 東灘区 鉄筋コンクリート造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
3	1	1	11	2	18.18%
3	1	2		1	9.09%
3	1	3		2	18.18%
3	1	4		0	0.00%
3	1	5		1	9.09%
3	1	6		5	45.45%
計				11	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
3	5	1	491	61	12.45%
3	5	2		46	9.39%
3	5	3		122	24.90%
3	5	4		1	0.20%
3	5	5		32	6.53%
3	5	6		228	46.53%
計				490	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
3	2	1	40	4	10.00%
3	2	2		5	12.50%
3	2	3		9	22.50%
3	2	4		0	0.00%
3	2	5		4	10.00%
3	2	6		18	45.00%
計				40	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
3	6	1	896	79	8.84%
3	6	2		96	10.74%
3	6	3		180	20.13%
3	6	4		0	0.00%
3	6	5		33	3.69%
3	6	6		506	56.60%
計				894	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
3	3	1	70	4	5.71%
3	3	2		6	8.57%
3	3	3		16	22.86%
3	3	4		0	0.00%
3	3	5		2	2.86%
3	3	6		42	60.00%
計				70	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
3	7	1	1054	52	4.95%
3	7	2		69	6.57%
3	7	3		193	18.36%
3	7	4		1	0.10%
3	7	5		56	5.33%
3	7	6		680	64.70%
計				1051	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
3	4	1	107	16	14.95%
3	4	2		10	9.35%
3	4	3		18	16.82%
3	4	4		0	0.00%
3	4	5		4	3.74%
3	4	6		59	55.14%
計				107	100.00%

合計 2663

< A. 東灘区 鉄骨造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	1	1	1	0	0.00%
4	1	2		1	100.00%
4	1	3		0	0.00%
4	1	4		0	0.00%
4	1	5		0	0.00%
4	1	6		0	0.00%
計			1	1	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	5	1	482	111	23.03%
4	5	2		78	16.18%
4	5	3		92	19.09%
4	5	4		1	0.21%
4	5	5		52	10.79%
4	5	6		148	30.71%
計			482	482	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
4	2	1	11	1	9.09%
4	2	2		0	0.00%
4	2	3		1	9.09%
4	2	4		0	0.00%
4	2	5		8	72.73%
4	2	6		1	9.09%
計			11	11	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
4	6	1	729	102	14.03%
4	6	2		98	13.48%
4	6	3		153	21.05%
4	6	4		0	0.00%
4	6	5		75	10.32%
4	6	6		299	41.13%
計			727	727	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
4	3	1	16	4	25.00%
4	3	2		3	18.75%
4	3	3		5	31.25%
4	3	4		0	0.00%
4	3	5		1	6.25%
4	3	6		3	18.75%
計			16	16	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
4	7	1	1092	118	10.82%
4	7	2		75	6.87%
4	7	3		199	18.24%
4	7	4		3	0.27%
4	7	5		97	8.89%
4	7	6		599	54.90%
計			1091	1091	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
4	4	1	93	21	22.58%
4	4	2		12	12.90%
4	4	3		24	25.81%
4	4	4		0	0.00%
4	4	5		10	10.75%
4	4	6		26	27.96%
計			93	93	100.00%

合計 2421

< A. 東灘区 その他 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
5	1	1	4	2	50.00%
5	1	2		1	25.00%
5	1	3		1	25.00%
5	1	4		0	0.00%
5	1	5		0	0.00%
5	1	6		0	0.00%
計				4	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
5	5	1	42	8	19.05%
5	5	2		3	7.14%
5	5	3		3	7.14%
5	5	4		0	0.00%
5	5	5		17	40.48%
5	5	6		11	26.19%
計				42	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
5	2	1	3	1	33.33%
5	2	2		2	66.67%
5	2	3		0	0.00%
5	2	4		0	0.00%
5	2	5		0	0.00%
5	2	6		0	0.00%
計				3	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
5	6	1	15	1	6.67%
5	6	2		0	0.00%
5	6	3		3	20.00%
5	6	4		0	0.00%
5	6	5		9	60.00%
5	6	6		2	13.33%
計				15	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
5	3	1	19	1	5.26%
5	3	2		6	31.58%
5	3	3		2	10.53%
5	3	4		0	0.00%
5	3	5		3	15.79%
5	3	6		7	36.84%
計				19	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
5	7	1	12	0	0.00%
5	7	2		0	0.00%
5	7	3		3	25.00%
5	7	4		0	0.00%
5	7	5		5	41.67%
5	7	6		4	33.33%
計				12	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
5	4	1	50	10	20.00%
5	4	2		6	12.00%
5	4	3		6	12.00%
5	4	4		0	0.00%
5	4	5		17	34.00%
5	4	6		11	22.00%
計				50	100.00%

合計 145

< B. 灘区 木造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	1	1	3721	1343	36.09%
1	1	2		498	13.38%
1	1	3		799	21.47%
1	1	4		101	2.71%
1	1	5		429	11.53%
1	1	6		551	14.81%
計			3721	100.00%	

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	5	1	2658	705	26.52%
1	5	2		346	13.02%
1	5	3		561	21.11%
1	5	4		18	0.68%
1	5	5		518	19.49%
1	5	6		510	19.19%
計			2658	100.00%	

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
1	2	1	2435	651	26.74%
1	2	2		397	16.30%
1	2	3		621	25.50%
1	2	4		18	0.74%
1	2	5		344	14.13%
1	2	6		404	16.59%
計			2435	100.00%	

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
1	6	1	2681	414	15.44%
1	6	2		253	9.44%
1	6	3		768	28.65%
1	6	4		45	1.68%
1	6	5		478	17.83%
1	6	6		723	26.97%
計			2681	100.00%	

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
1	3	1	2099	700	33.35%
1	3	2		265	12.63%
1	3	3		456	21.72%
1	3	4		14	0.67%
1	3	5		348	16.58%
1	3	6		316	15.05%
計			2099	100.00%	

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
1	7	1	2062	169	8.20%
1	7	2		135	6.55%
1	7	3		509	24.68%
1	7	4		29	1.41%
1	7	5		395	19.16%
1	7	6		825	40.01%
計			2062	100.00%	

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
1	4	1	2081	818	39.31%
1	4	2		257	12.35%
1	4	3		412	19.80%
1	4	4		15	0.72%
1	4	5		298	14.32%
1	4	6		281	13.50%
計			2081	100.00%	

合計 17737

<B. 灘区 鉄筋コンクリート造>

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
3	1	1	12	2 16.67%
3	1	2		0 0.00%
3	1	3		0 0.00%
3	1	4		0 0.00%
3	1	5	3	25.00%
3	1	6	7	58.33%
計			12	100.00%

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
3	5	1	417	43 10.31%
3	5	2		32 7.67%
3	5	3		73 17.51%
3	5	4		2 0.48%
3	5	5	65	15.59%
3	5	6	202	48.44%
計			417	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度		
3	2	1	12	0 0.00%
3	2	2		0 0.00%
3	2	3	5	41.67%
3	2	4	0	0.00%
3	2	5	1	8.33%
3	2	6	6	50.00%
計			12	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度		
3	6	1	825	47 5.70%
3	6	2		55 6.67%
3	6	3	157	19.03%
3	6	4	5	0.61%
3	6	5	113	13.70%
3	6	6	448	54.30%
計			825	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度		
3	3	1	41	6 14.63%
3	3	2	2	4.88%
3	3	3	7	17.07%
3	3	4	0	0.00%
3	3	5	8	19.51%
3	3	6	18	43.90%
計			41	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度		
3	7	1	963	27 2.80%
3	7	2		45 4.67%
3	7	3	134	13.91%
3	7	4	6	0.62%
3	7	5	129	13.40%
3	7	6	622	64.59%
計			963	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度		
3	4	1	111	17 15.32%
3	4	2		12 10.81%
3	4	3		22 19.82%
3	4	4	1	0.90%
3	4	5	26	23.42%
3	4	6	33	29.73%
計			111	100.00%

合計 2381

< B. 灘区 鉄骨造 >

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
4	1	1	2	0 0.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	1	2		0 0.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	1	3		0 0.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	1	4		0 0.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	1	5	2	100.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	1	6	0	0.00%
計			2	100.00%

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
4	5	1	494	100 20.24%
構造分類	建築年	被災度		
4	5	2		85 17.21%
構造分類	建築年	被災度		
4	5	3		91 18.42%
構造分類	建築年	被災度		
4	5	4		17 3.44%
構造分類	建築年	被災度		
4	5	5		80 16.19%
構造分類	建築年	被災度		
4	5	6		121 24.49%
計			494	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度		
4	2	1	7	0 0.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	2	2	2	28.57%
構造分類	建築年	被災度		
4	2	3	2	28.57%
構造分類	建築年	被災度		
4	2	4	0	0.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	2	5	3	42.86%
構造分類	建築年	被災度		
4	2	6	0	0.00%
計			7	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度		
4	6	1	629	55 8.74%
構造分類	建築年	被災度		
4	6	2		70 11.13%
構造分類	建築年	被災度		
4	6	3		162 25.76%
構造分類	建築年	被災度		
4	6	4		4 0.64%
構造分類	建築年	被災度		
4	6	5		121 19.24%
構造分類	建築年	被災度		
4	6	6		217 34.50%
計			629	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度		
4	3	1	14	1 7.14%
構造分類	建築年	被災度		
4	3	2	1	7.14%
構造分類	建築年	被災度		
4	3	3	1	7.14%
構造分類	建築年	被災度		
4	3	4	0	0.00%
構造分類	建築年	被災度		
4	3	5	9	64.29%
構造分類	建築年	被災度		
4	3	6	2	14.29%
計			14	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度		
4	7	1	1090	64 5.87%
構造分類	建築年	被災度		
4	7	2		58 5.32%
構造分類	建築年	被災度		
4	7	3		174 15.96%
構造分類	建築年	被災度		
4	7	4		19 1.74%
構造分類	建築年	被災度		
4	7	5		178 16.33%
構造分類	建築年	被災度		
4	7	6		597 54.77%
計			1090	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度		
4	4	1	121	28 23.14%
構造分類	建築年	被災度		
4	4	2		23 19.01%
構造分類	建築年	被災度		
4	4	3		20 16.53%
構造分類	建築年	被災度		
4	4	4	1	0.83%
構造分類	建築年	被災度		
4	4	5	19	15.70%
構造分類	建築年	被災度		
4	4	6	30	24.79%
計			121	100.00%

合計 2357

<B. 灘区 その他>

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
5	1	1	6	2 33.33%
5	1	2	1	16.67%
5	1	3	1	16.67%
5	1	4	0	0.00%
5	1	5	1	16.67%
5	1	6	1	16.67%
計			6	100.00%

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
5	5	1	31	1 3.23%
5	5	2	2	6.45%
5	5	3	2	6.45%
5	5	4	0	0.00%
5	5	5	16	51.61%
5	5	6	10	32.26%
計			31	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度		
5	2	1	8	2 25.00%
5	2	2	0	0.00%
5	2	3	3	37.50%
5	2	4	0	0.00%
5	2	5	2	25.00%
5	2	6	1	12.50%
計			8	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度		
5	6	1	24	3 12.50%
5	6	2	0	0.00%
5	6	3	0	0.00%
5	6	4	1	4.17%
5	6	5	16	66.67%
5	6	6	4	16.67%
計			24	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度		
5	3	1	28	6 21.43%
5	3	2	1	3.57%
5	3	3	1	3.57%
5	3	4	0	0.00%
5	3	5	12	42.86%
5	3	6	8	28.57%
計			28	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度		
5	7	1	8	0 0.00%
5	7	2	0	0.00%
5	7	3	1	12.50%
5	7	4	1	12.50%
5	7	5	5	62.50%
5	7	6	1	12.50%
計			8	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度		
5	4	1	43	6 13.95%
5	4	2	7	16.28%
5	4	3	5	11.63%
5	4	4	0	0.00%
5	4	5	17	39.53%
5	4	6	8	18.60%
計			43	100.00%

合計 148

< C. 中央区 木造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	1	1	156	13.84%	
1	1	2	134	11.89%	
1	1	3	471	41.79%	
1	1	4	0	0.00%	
1	1	5	82	7.28%	
1	1	6	284	25.20%	
計			1127	100.00%	

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	5	1	1629	161	9.88%
1	5	2		235	14.43%
1	5	3		553	33.95%
1	5	4		1	0.06%
1	5	5		110	6.75%
1	5	6		569	34.93%
計				1629	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
1	2	1	2484	393	15.82%
1	2	2		394	15.86%
1	2	3		734	29.55%
1	2	4		6	0.24%
1	2	5		204	8.21%
1	2	6		753	30.31%
計				2484	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
1	6	1	1215	39	3.21%
1	6	2		58	4.77%
1	6	3		333	27.41%
1	6	4		0	0.00%
1	6	5		78	6.42%
1	6	6		707	58.19%
計				1215	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
1	3	1	1942	375	19.31%
1	3	2		396	20.39%
1	3	3		596	30.69%
1	3	4		4	0.21%
1	3	5		112	5.77%
1	3	6		459	23.64%
計				1942	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
1	7	1	617	10	1.62%
1	7	2		23	3.73%
1	7	3		156	25.28%
1	7	4		0	0.00%
1	7	5		39	6.32%
1	7	6		389	63.05%
計				617	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
1	4	1	1448	291	20.10%
1	4	2		266	18.37%
1	4	3		424	29.28%
1	4	4		8	0.55%
1	4	5		103	7.11%
1	4	6		356	24.59%
計				1448	100.00%

合計 10462

<C. 中央区 鉄筋コンクリート造>

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2		
構造分類	建築年	被災度			
3	1	1	10	17.86%	
3	1	2	4	7.14%	
3	1	3	13	23.21%	
3	1	4	0	0.00%	
3	1	5	2	3.57%	
3	1	6	27	48.21%	
計			56	100.00%	

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2		
構造分類	建築年	被災度			
3	5	1	987	92	9.32%
3	5	2		85	8.61%
3	5	3		226	22.90%
3	5	4		1	0.10%
3	5	5		19	1.93%
3	5	6		564	57.14%
計				987	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
3	2	1	59	5	8.47%
3	2	2		4	6.78%
3	2	3		17	28.81%
3	2	4		0	0.00%
3	2	5		0	0.00%
3	2	6		33	55.93%
計				59	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
3	6	1	1330	53	3.98%
3	6	2		82	6.17%
3	6	3		248	18.65%
3	6	4		1	0.08%
3	6	5		32	2.41%
3	6	6		914	68.72%
計				1330	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
3	3	1	170	21	12.35%
3	3	2		23	13.53%
3	3	3		45	26.47%
3	3	4		1	0.59%
3	3	5		6	3.53%
3	3	6		74	43.53%
計				170	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
3	7	1	939	15	1.60%
3	7	2		31	3.30%
3	7	3		120	12.78%
3	7	4		0	0.00%
3	7	5		16	1.70%
3	7	6		757	80.62%
計				939	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
3	4	1	373	43	11.53%
3	4	2		36	9.65%
3	4	3		89	23.86%
3	4	4		1	0.27%
3	4	5		11	2.95%
3	4	6		193	51.74%
計				373	100.00%

合計 3914

< C. 中央区 鉄骨造 >

1945年以前						1965年～1971年					
構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2		構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	1	1	5	1	20.00%	4	5	1	793	106	13.37%
4	1	2		1	20.00%	4	5	2		124	15.64%
4	1	3		3	60.00%	4	5	3		224	28.25%
4	1	4		0	0.00%	4	5	4		4	0.50%
4	1	5		0	0.00%	4	5	5		48	6.05%
4	1	6		0	0.00%	4	5	6		287	36.19%
			計	5	100.00%				計	793	100.00%
1946年～1955年						1972年～1981年					
4	2	1	9	0	0.00%	4	6	1	812	49	6.03%
4	2	2		2	22.22%	4	6	2		78	9.61%
4	2	3		2	22.22%	4	6	3		204	25.12%
4	2	4		0	0.00%	4	6	4		0	0.00%
4	2	5		3	33.33%	4	6	5		63	7.76%
4	2	6		2	22.22%	4	6	6		418	51.48%
			計	9	100.00%				計	812	100.00%
1956年～1960年						1982年以降					
4	3	1	9	3	33.33%	4	7	1	902	27	2.99%
4	3	2		0	0.00%	4	7	2		57	6.32%
4	3	3		4	44.44%	4	7	3		179	19.84%
4	3	4		0	0.00%	4	7	4		0	0.00%
4	3	5		0	0.00%	4	7	5		61	6.76%
4	3	6		2	22.22%	4	7	6		578	64.08%
			計	9	100.00%				計	902	100.00%
1961年～1964年						合計					
4	4	1	176	21	11.93%						
4	4	2		33	18.75%						
4	4	3		46	26.14%						
4	4	4		0	0.00%						
4	4	5		24	13.64%						
4	4	6		52	29.55%						
			計	176	100.00%						

<C. 中央区 その他>

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
5	1	1	13	3 23.08%
5	1	2		4 30.77%
5	1	3		0 0.00%
5	1	4		0 0.00%
5	1	5	1	7.69%
5	1	6	5	38.46%
計			13	100.00%

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
5	5	1	25	0 0.00%
5	5	2		5 20.00%
5	5	3		5 20.00%
5	5	4	0	0.00%
5	5	5	4	16.00%
5	5	6	11	44.00%
計			25	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度		
5	2	1	15	8 53.33%
5	2	2		2 13.33%
5	2	3	1	6.67%
5	2	4	0	0.00%
5	2	5	2	13.33%
5	2	6	2	13.33%
計			15	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度		
5	6	1	3	0 0.00%
5	6	2		1 33.33%
5	6	3		0 0.00%
5	6	4		0 0.00%
5	6	5	1	33.33%
5	6	6	1	33.33%
計			3	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度		
5	3	1	33	4 12.12%
5	3	2		4 12.12%
5	3	3	10	30.30%
5	3	4	0	0.00%
5	3	5	2	6.06%
5	3	6	13	39.39%
計			33	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度		
5	7	1	3	0 0.00%
5	7	2		0 0.00%
5	7	3	2	66.67%
5	7	4	0	0.00%
5	7	5	0	0.00%
5	7	6	1	33.33%
計			3	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度		
5	4	1	39	5 12.82%
5	4	2		5 12.82%
5	4	3	10	25.64%
5	4	4	0	0.00%
5	4	5	2	5.13%
5	4	6	17	43.59%
計			39	100.00%

合計 131

< D. 兵庫区 木造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	1	1	4271	823	19.27%
1	1	2		1156	27.07%
1	1	3		1495	35.00%
1	1	4		69	1.62%
1	1	5		101	2.36%
1	1	6		627	14.68%
計				4271	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	5	1	1903	254	13.35%
1	5	2		391	20.55%
1	5	3		720	37.83%
1	5	4		30	1.58%
1	5	5		50	2.63%
1	5	6		458	24.07%
計				1903	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
1	2	1	4208	1117	26.54%
1	2	2		1008	23.95%
1	2	3		1128	26.81%
1	2	4		115	2.73%
1	2	5		170	4.04%
1	2	6		670	15.92%
計				4208	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
1	6	1	1691	111	6.56%
1	6	2		267	15.79%
1	6	3		602	35.60%
1	6	4		29	1.71%
1	6	5		49	2.90%
1	6	6		633	37.43%
計				1691	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
1	3	1	2281	619	27.14%
1	3	2		620	27.18%
1	3	3		539	23.63%
1	3	4		55	2.41%
1	3	5		92	4.03%
1	3	6		356	15.61%
計				2281	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
1	7	1	1547	77	4.98%
1	7	2		195	12.61%
1	7	3		579	37.43%
1	7	4		30	1.94%
1	7	5		30	1.94%
1	7	6		636	41.11%
計				1547	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
1	4	1	1445	358	24.78%
1	4	2		336	23.25%
1	4	3		429	29.69%
1	4	4		29	2.01%
1	4	5		43	2.98%
1	4	6		250	17.30%
計				1445	100.00%

合計 17346

<D.兵庫区 鉄筋コンクリート造>

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
3	1	1	30	2 6.67%
3	1	2		7 23.33%
3	1	3		7 23.33%
3	1	4		0 0.00%
3	1	5		4 13.33%
3	1	6		10 33.33%
計			30	100.00%

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
3	5	1	560	46 8.21%
3	5	2		75 13.39%
3	5	3		180 32.14%
3	5	4		4 0.71%
3	5	5		15 2.68%
3	5	6		240 42.86%
計			560	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度		
3	2	1	22	3 13.64%
3	2	2		3 13.64%
3	2	3		7 31.82%
3	2	4		0 0.00%
3	2	5		0 0.00%
3	2	6		9 40.91%
計			22	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度		
3	6	1	651	47 7.22%
3	6	2		83 12.75%
3	6	3		182 27.96%
3	6	4		7 1.08%
3	6	5		13 2.00%
3	6	6		319 49.00%
計			651	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度		
3	3	1	91	10 10.99%
3	3	2		11 12.09%
3	3	3		24 26.37%
3	3	4		3 3.30%
3	3	5		3 3.30%
3	3	6		40 43.96%
計			91	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度		
3	7	1	553	20 3.62%
3	7	2		35 6.33%
3	7	3		136 24.59%
3	7	4		4 0.72%
3	7	5		16 2.89%
3	7	6		342 61.84%
計			553	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度		
3	4	1	167	20 11.98%
3	4	2		33 19.76%
3	4	3		40 23.95%
3	4	4		1 0.60%
3	4	5		8 4.79%
3	4	6		65 38.92%
計			167	100.00%

合計 2074

<D. 兵庫区 鉄骨造>

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	1	1	17	0	0.00%
4	1	2		1	5.88%
4	1	3		3	17.65%
4	1	4		0	0.00%
4	1	5		2	11.76%
4	1	6		11	64.71%
計			17	100.00%	

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	5	1	798	119	14.91%
4	5	2		162	20.30%
4	5	3		259	32.46%
4	5	4		5	0.63%
4	5	5		51	6.39%
4	5	6		202	25.31%
計			798	100.00%	

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
4	2	1	16	2	12.50%
4	2	2		2	12.50%
4	2	3		3	18.75%
4	2	4		0	0.00%
4	2	5		1	6.25%
4	2	6		8	50.00%
計			16	100.00%	

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
4	6	1	905	87	9.61%
4	6	2		123	13.59%
4	6	3		272	30.06%
4	6	4		3	0.33%
4	6	5		63	6.96%
4	6	6		357	39.45%
計			905	100.00%	

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
4	3	1	43	4	9.30%
4	3	2		8	18.60%
4	3	3		11	25.58%
4	3	4		0	0.00%
4	3	5		6	13.95%
4	3	6		14	32.56%
計			43	100.00%	

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
4	7	1	1099	56	5.10%
4	7	2		102	9.28%
4	7	3		295	26.84%
4	7	4		14	1.27%
4	7	5		51	4.64%
4	7	6		581	52.87%
計			1099	100.00%	

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
4	4	1	235	40	17.02%
4	4	2		57	24.26%
4	4	3		67	28.51%
4	4	4		0	0.00%
4	4	5		18	7.66%
4	4	6		53	22.55%
計			235	100.00%	

合計 3113

<D. 兵庫区 その他>

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
5	1	1	4	0	0.00%
5	1	2		2	50.00%
5	1	3		1	25.00%
5	1	4		0	0.00%
5	1	5		1	25.00%
5	1	6		0	0.00%
計				4	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
5	5	1	30	1	3.33%
5	5	2		8	26.67%
5	5	3		6	20.00%
5	5	4		0	0.00%
5	5	5		8	26.67%
5	5	6		7	23.33%
計				30	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
5	2	1	14	6	42.86%
5	2	2		1	7.14%
5	2	3		3	21.43%
5	2	4		0	0.00%
5	2	5		4	28.57%
5	2	6		0	0.00%
計				14	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
5	6	1	13	1	7.69%
5	6	2		0	0.00%
5	6	3		2	15.38%
5	6	4		0	0.00%
5	6	5		5	38.46%
5	6	6		5	38.46%
計				13	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
5	3	1	39	5	12.82%
5	3	2		10	25.64%
5	3	3		9	23.08%
5	3	4		0	0.00%
5	3	5		2	5.13%
5	3	6		13	33.33%
計				39	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
5	7	1	15	0	0.00%
5	7	2		0	0.00%
5	7	3		1	6.67%
5	7	4		0	0.00%
5	7	5		10	66.67%
5	7	6		4	26.67%
計				15	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
5	4	1	58	10	17.24%
5	4	2		9	15.52%
5	4	3		16	27.59%
5	4	4		2	3.45%
5	4	5		8	13.79%
5	4	6		13	22.41%
計				58	100.00%

合計 173

< E. 長田区 木造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	1	1	7253	2780	38.33%
1	1	2		1645	22.68%
1	1	3		1367	18.85%
1	1	4		966	13.32%
1	1	5		130	1.79%
1	1	6		365	5.03%
計				7253	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	5	1	4073	644	15.81%
1	5	2		841	20.65%
1	5	3		1581	38.82%
1	5	4		148	3.63%
1	5	5		87	2.14%
1	5	6		772	18.95%
計				4073	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
1	2	1	2417	766	31.69%
1	2	2		571	23.62%
1	2	3		585	24.20%
1	2	4		205	8.48%
1	2	5		89	3.68%
1	2	6		201	8.32%
計				2417	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
1	6	1	3782	442	11.69%
1	6	2		621	16.42%
1	6	3		1389	36.73%
1	6	4		170	4.49%
1	6	5		73	1.93%
1	6	6		1087	28.74%
計				3782	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
1	3	1	1897	539	28.41%
1	3	2		484	25.51%
1	3	3		525	27.68%
1	3	4		92	4.85%
1	3	5		60	3.16%
1	3	6		197	10.38%
計				1897	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
1	7	1	2519	249	9.88%
1	7	2		335	13.30%
1	7	3		934	37.08%
1	7	4		142	5.64%
1	7	5		72	2.86%
1	7	6		787	31.24%
計				2519	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
1	4	1	2237	502	22.4%
1	4	2		504	22.5%
1	4	3		779	34.8%
1	4	4		100	4.5%
1	4	5		62	2.8%
1	4	6		290	13.0%
計				2237	100.0%

合計 24178

< E. 長田区 鉄筋コンクリート造 >

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2		
構造分類	建築年	被災度			
3	1	1	9	3	33.33%
構造分類	建築年	被災度		2	22.22%
3	1	2		2	22.22%
構造分類	建築年	被災度		0	0.00%
3	1	3		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度		2	22.22%
3	1	4		9	100.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	1	5			
構造分類	建築年	被災度			
3	1	6			
計					

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2		
構造分類	建築年	被災度			
3	5	1	439	56	12.76%
構造分類	建築年	被災度		56	12.76%
3	5	2		127	28.93%
構造分類	建築年	被災度		34	7.74%
3	5	3		16	3.64%
構造分類	建築年	被災度		150	34.17%
3	5	4		439	100.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	5	5			
構造分類	建築年	被災度			
3	5	6			
計					

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
3	2	1	18	1	5.56%
構造分類	建築年	被災度		0	0.00%
3	2	2		3	16.67%
構造分類	建築年	被災度		0	0.00%
3	2	3		1	5.56%
構造分類	建築年	被災度		13	72.22%
3	2	4		18	100.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	2	5			
構造分類	建築年	被災度			
3	2	6			
計					

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
3	6	1	429	36	8.39%
構造分類	建築年	被災度		29	6.76%
3	6	2		125	29.14%
構造分類	建築年	被災度		27	6.29%
3	6	3		23	5.36%
構造分類	建築年	被災度		189	44.06%
3	6	4		429	100.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	6	5			
構造分類	建築年	被災度			
3	6	6			
計					

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
3	3	1	64	9	14.06%
構造分類	建築年	被災度		5	7.81%
3	3	2		27	42.19%
構造分類	建築年	被災度		5	7.81%
3	3	3		5	7.81%
構造分類	建築年	被災度		13	20.31%
3	3	4		64	100.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	3	5			
構造分類	建築年	被災度			
3	3	6			
計					

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
3	7	1	376	8	2.13%
構造分類	建築年	被災度		23	6.12%
3	7	2		92	24.47%
構造分類	建築年	被災度		13	3.46%
3	7	3		16	4.26%
構造分類	建築年	被災度		224	59.57%
3	7	4		376	100.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	7	5			
構造分類	建築年	被災度			
3	7	6			
計					

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
3	4	1	151	23	15.2%
構造分類	建築年	被災度		17	11.3%
3	4	2		62	41.1%
構造分類	建築年	被災度		7	4.6%
3	4	3		7	4.6%
構造分類	建築年	被災度		35	23.2%
3	4	4		151	100.0%
構造分類	建築年	被災度			
3	4	5			
構造分類	建築年	被災度			
3	4	6			
計					

合計 1486

< E. 長田区 鉄骨造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	1	1	13	7	53.85%
4	1	2		5	38.46%
4	1	3		1	7.69%
4	1	4		0	0.00%
4	1	5		0	0.00%
4	1	6		0	0.00%
計			13	13	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	5	1	810	145	17.90%
4	5	2		147	18.15%
4	5	3		256	31.60%
4	5	4		54	6.67%
4	5	5		56	6.91%
4	5	6		152	18.77%
計			810	810	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
4	2	1	13	2	15.38%
4	2	2		1	7.69%
4	2	3		6	46.15%
4	2	4		2	15.38%
4	2	5		0	0.00%
4	2	6		2	15.38%
計			13	13	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
4	6	1	942	86	9.13%
4	6	2		129	13.69%
4	6	3		297	31.53%
4	6	4		71	7.54%
4	6	5		61	6.48%
4	6	6		298	31.63%
計			942	942	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
4	3	1	52	10	19.23%
4	3	2		4	7.69%
4	3	3		6	11.54%
4	3	4		4	7.69%
4	3	5		9	17.31%
4	3	6		19	36.54%
計			52	52	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
4	7	1	973	85	8.74%
4	7	2		89	9.15%
4	7	3		266	27.34%
4	7	4		91	9.35%
4	7	5		55	5.65%
4	7	6		387	39.77%
計			973	973	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
4	4	1	225	69	30.7%
4	4	2		39	17.3%
4	4	3		64	28.4%
4	4	4		10	4.4%
4	4	5		21	9.3%
4	4	6		22	9.8%
計			225	225	100.0%

合計 3028

< E. 長田区 その他 >

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
5	1	1	10	2 20.00%
5	1	2		4 40.00%
5	1	3		2 20.00%
5	1	4		0 0.00%
5	1	5		1 10.00%
5	1	6		1 10.00%
計			10	100.00%

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2	
構造分類	建築年	被災度		
5	5	1	46	4 8.70%
5	5	2		8 17.39%
5	5	3		11 23.91%
5	5	4		1 2.17%
5	5	5		9 19.57%
5	5	6		13 28.26%
計			46	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度		
5	2	1	5	2 40.00%
5	2	2		1 20.00%
5	2	3		0 0.00%
5	2	4		0 0.00%
5	2	5		1 20.00%
5	2	6		1 20.00%
計			5	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度		
5	6	1	21	2 9.52%
5	6	2		2 9.52%
5	6	3		4 19.05%
5	6	4		0 0.00%
5	6	5		8 38.10%
5	6	6		5 23.81%
計			21	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度		
5	3	1	18	3 16.67%
5	3	2		1 5.56%
5	3	3		4 22.22%
5	3	4		1 5.56%
5	3	5		3 16.67%
5	3	6		6 33.33%
計			18	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度		
5	7	1	7	0 0.00%
5	7	2		0 0.00%
5	7	3		3 42.86%
5	7	4		0 0.00%
5	7	5		2 28.57%
5	7	6		2 28.57%
計			7	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度		
5	4	1	41	11 26.8%
5	4	2		2 4.9%
5	4	3		8 19.5%
5	4	4		1 2.4%
5	4	5		8 19.5%
5	4	6		11 26.8%
計			41	100.0%

合計 148

< F. 須磨区 木造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	1	1	2518	849	33.72%
1	1	2		755	29.98%
1	1	3		475	18.86%
1	1	4		242	9.61%
1	1	5		66	2.62%
1	1	6		131	5.20%
計			2518	100.00%	

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	5	1	2268	479	21.12%
1	5	2		658	29.01%
1	5	3		520	22.93%
1	5	4		68	3.00%
1	5	5		51	2.25%
1	5	6		492	21.69%
計			2268	100.00%	

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
1	2	1	1439	479	33.29%
1	2	2		442	30.72%
1	2	3		266	18.49%
1	2	4		88	6.12%
1	2	5		52	3.61%
1	2	6		112	7.78%
計			1439	100.00%	

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
1	6	1	2160	292	13.52%
1	6	2		720	33.33%
1	6	3		604	27.96%
1	6	4		68	3.15%
1	6	5		61	2.82%
1	6	6		415	19.21%
計			2160	100.00%	

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
1	3	1	1278	415	32.47%
1	3	2		373	29.19%
1	3	3		259	20.27%
1	3	4		67	5.24%
1	3	5		43	3.36%
1	3	6		121	9.47%
計			1278	100.00%	

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
1	7	1	1702	138	8.11%
1	7	2		421	24.74%
1	7	3		563	33.08%
1	7	4		73	4.29%
1	7	5		50	2.94%
1	7	6		457	26.85%
計			1702	100.00%	

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
1	4	1	1186	402	33.90%
1	4	2		333	28.08%
1	4	3		239	20.15%
1	4	4		47	3.96%
1	4	5		40	3.37%
1	4	6		125	10.54%
計			1186	100.00%	

合計 12551

< F. 須磨区 鉄筋コンクリート造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
3	1	1	4	1	25.00%
3	1	2		1	25.00%
3	1	3		1	25.00%
3	1	4		0	0.00%
3	1	5		1	25.00%
3	1	6		0	0.00%
計				4	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
3	5	1	176	5	2.84%
3	5	2		12	6.82%
3	5	3		43	24.43%
3	5	4		32	18.18%
3	5	5		6	3.41%
3	5	6		78	44.32%
計				176	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
3	2	1	7	0	0.00%
3	2	2		1	14.29%
3	2	3		3	42.86%
3	2	4		0	0.00%
3	2	5		0	0.00%
3	2	6		3	42.86%
計				7	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
3	6	1	289	3	1.04%
3	6	2		32	11.07%
3	6	3		102	35.29%
3	6	4		28	9.69%
3	6	5		7	2.42%
3	6	6		117	40.48%
計				289	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
3	3	1	33	0	0.00%
3	3	2		3	9.09%
3	3	3		7	21.21%
3	3	4		5	15.15%
3	3	5		4	12.12%
3	3	6		14	42.42%
計				33	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
3	7	1	349	6	1.72%
3	7	2		34	9.74%
3	7	3		98	28.08%
3	7	4		15	4.30%
3	7	5		9	2.58%
3	7	6		187	53.58%
計				349	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
3	4	1	46	4	8.70%
3	4	2		4	8.70%
3	4	3		11	23.91%
3	4	4		8	17.39%
3	4	5		2	4.35%
3	4	6		17	36.96%
計				46	100.00%

合計 904

< F. 須磨区 鉄骨造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	1	1	3	0	0.00%
4	1	2		0	0.00%
4	1	3		2	66.67%
4	1	4		0	0.00%
4	1	5		1	33.33%
4	1	6		0	0.00%
計			3	3	100.00%

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	5	1	178	12	6.74%
4	5	2		44	24.72%
4	5	3		29	16.29%
4	5	4		38	21.35%
4	5	5		11	6.18%
4	5	6		44	24.72%
計			178	178	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
4	2	1	10	0	0.00%
4	2	2		1	10.00%
4	2	3		0	0.00%
4	2	4		0	0.00%
4	2	5		2	20.00%
4	2	6		7	70.00%
計			10	10	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
4	6	1	429	19	4.43%
4	6	2		64	14.92%
4	6	3		136	31.70%
4	6	4		61	14.22%
4	6	5		26	6.06%
4	6	6		123	28.67%
計			429	429	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
4	3	1	8	0	0.00%
4	3	2		1	12.50%
4	3	3		4	50.00%
4	3	4		3	37.50%
4	3	5		0	0.00%
4	3	6		0	0.00%
計			8	8	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
4	7	1	598	19	3.18%
4	7	2		87	14.55%
4	7	3		171	28.60%
4	7	4		50	8.36%
4	7	5		30	5.02%
4	7	6		241	40.30%
計			598	598	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
4	4	1	46	8	17.39%
4	4	2		9	19.57%
4	4	3		3	6.52%
4	4	4		7	15.22%
4	4	5		9	19.57%
4	4	6		10	21.74%
計			46	46	100.00%

合計 1272

< F. 須磨区 その他 >

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2
構造分類	建築年	被災度	
5	1	1	0
5	1	2	0
5	1	3	0
5	1	4	0
5	1	5	0
5	1	6	0
計			0

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2
構造分類	建築年	被災度	
5	5	1	40
5	5	2	4
5	5	3	2
5	5	4	2
5	5	5	2
5	5	6	26
計			40

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度	
5	2	1	6
5	2	2	2
5	2	3	2
5	2	4	0
5	2	5	1
5	2	6	0
計			6

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度	
5	6	1	6
5	6	2	0
5	6	3	0
5	6	4	1
5	6	5	3
5	6	6	2
計			6

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度	
5	3	1	8
5	3	2	1
5	3	3	2
5	3	4	0
5	3	5	3
5	3	6	2
計			8

1982年以降

構造分類	建築年	被災度	
5	7	1	7
5	7	2	1
5	7	3	3
5	7	4	0
5	7	5	1
5	7	6	2
計			7

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度	
5	4	1	24
5	4	2	3
5	4	3	2
5	4	4	3
5	4	5	1
5	4	6	11
計			24

合計 91

< G. 垂水区 木造 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	1	1	1600	54	3.38%
1	1	2		218	13.63%
1	1	3		747	46.69%
1	1	4		0	0.00%
1	1	5		188	11.75%
1	1	6		393	24.56%
計			1600	100.00%	

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
1	5	1	5628	64	1.14%
1	5	2		423	7.52%
1	5	3		2196	39.02%
1	5	4		0	0.00%
1	5	5		1015	18.03%
1	5	6		1930	34.29%
計			5628	100.00%	

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
1	2	1	579	7	1.21%
1	2	2		27	4.66%
1	2	3		244	42.14%
1	2	4		0	0.00%
1	2	5		68	11.74%
1	2	6		233	40.24%
計			579	100.00%	

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
1	6	1	6310	18	0.29%
1	6	2		386	6.12%
1	6	3		2407	38.15%
1	6	4		0	0.00%
1	6	5		1683	26.67%
1	6	6		1816	28.78%
計			6310	100.00%	

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
1	3	1	1031	7	0.68%
1	3	2		73	7.08%
1	3	3		434	42.10%
1	3	4		0	0.00%
1	3	5		159	15.42%
1	3	6		358	34.72%
計			1031	100.00%	

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
1	7	1	3353	4	0.12%
1	7	2		78	2.33%
1	7	3		899	26.81%
1	7	4		0	0.00%
1	7	5		1111	33.13%
1	7	6		1261	37.61%
計			3353	100.00%	

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
1	4	1	1849	25	1.35%
1	4	2		167	9.03%
1	4	3		697	37.70%
1	4	4		0	0.00%
1	4	5		307	16.60%
1	4	6		653	35.32%
計			1849	100.00%	

合計 20350

<G. 垂水区 鉄筋コンクリート造>

1945年以前

条件1	条件2	条件1	条件1&2		
構造分類	建築年	被災度			
3	1	1	2	0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	1	2		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	1	3		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	1	4		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	1	5		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	1	6		2	100.00%
計				2	100.00%

1965年～1971年

条件1	条件2	条件1	条件1&2		
構造分類	建築年	被災度			
3	5	1	664	5	0.75%
構造分類	建築年	被災度			
3	5	2		12	1.81%
構造分類	建築年	被災度			
3	5	3		177	26.66%
構造分類	建築年	被災度			
3	5	4		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	5	5		249	37.50%
構造分類	建築年	被災度			
3	5	6		221	33.28%
計				664	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
3	2	1	5	0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	2	2		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	2	3		1	20.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	2	4		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	2	5		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	2	6		4	80.00%
計				5	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
3	6	1	669	3	0.45%
構造分類	建築年	被災度			
3	6	2		7	1.05%
構造分類	建築年	被災度			
3	6	3		152	22.72%
構造分類	建築年	被災度			
3	6	4		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	6	5		149	22.27%
構造分類	建築年	被災度			
3	6	6		358	53.51%
計				669	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
3	3	1	35	1	2.86%
構造分類	建築年	被災度			
3	3	2		1	2.86%
構造分類	建築年	被災度			
3	3	3		4	11.43%
構造分類	建築年	被災度			
3	3	4		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	3	5		1	2.86%
構造分類	建築年	被災度			
3	3	6		28	80.00%
計				35	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
3	7	1	469	0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	7	2		6	1.28%
構造分類	建築年	被災度			
3	7	3		59	12.58%
構造分類	建築年	被災度			
3	7	4		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	7	5		98	20.90%
構造分類	建築年	被災度			
3	7	6		306	65.25%
計				469	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
3	4	1	89	0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	4	2		4	4.49%
構造分類	建築年	被災度			
3	4	3		21	23.60%
構造分類	建築年	被災度			
3	4	4		0	0.00%
構造分類	建築年	被災度			
3	4	5		18	20.22%
構造分類	建築年	被災度			
3	4	6		46	51.69%
計				89	100.00%

合計 1933

< G. 垂水区 鉄骨造 >

1945年以前					1965年～1971年					
構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2	
4	1	1	0	0	4	5	1	385	7 1.82%	
4	1	2		0	4	5	2		20 5.19%	
4	1	3		0	4	5	3	101	26.23%	
4	1	4		0	4	5	4	0	0.00%	
4	1	5		0	4	5	5	115	29.87%	
4	1	6		0	4	5	6	142	36.88%	
		計		0			計	385	100.00%	
1946年～1955年					1972年～1981年					
4	2	1	1	0 0.00%	4	6	1	799	1 0.13%	
4	2	2		0 0.00%	4	6	2		16 2.00%	
4	2	3	1	100.00%	4	6	3	173	21.65%	
4	2	4		0 0.00%	4	6	4	0	0.00%	
4	2	5		0 0.00%	4	6	5	284	35.54%	
4	2	6		0 0.00%	4	6	6	325	40.68%	
		計	1	100.00%			計	799	100.00%	
1956年～1960年					1982年以降					
4	3	1	2	0 0.00%	4	7	1	1015	0 0.00%	
4	3	2		0 0.00%	4	7	2		9 0.89%	
4	3	3		0 0.00%	4	7	3	160	15.76%	
4	3	4		0 0.00%	4	7	4	0	0.00%	
4	3	5	2	100.00%	4	7	5	290	28.57%	
4	3	6		0 0.00%	4	7	6	556	54.78%	
		計	2	100.00%			計	1015	100.00%	
1961年～1964年					合計					
4	4	1	45	0 0.00%					2247	
4	4	2		1 2.22%						
4	4	3		16 35.56%						
4	4	4		0 0.00%						
4	4	5		15 33.33%						
4	4	6		13 28.89%						
		計		45 100.00%						

< G. 垂水区 その他 >

1945年以前

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2
5	1	1	0	0
5	1	2		0
5	1	3		0
5	1	4		0
5	1	5		0
5	1	6		0
計				0

1965年～1971年

構造分類	条件1 建築年	条件2 被災度	条件1	条件1&2
5	5	1	79	1 1.27%
5	5	2		0 0.00%
5	5	3	23	29.11%
5	5	4	0	0.00%
5	5	5	25	31.65%
5	5	6	30	37.97%
計			79	100.00%

1946年～1955年

構造分類	建築年	被災度			
5	2	1	1	0	0.00%
5	2	2		0	0.00%
5	2	3		0	0.00%
5	2	4		0	0.00%
5	2	5		0	0.00%
5	2	6		1	100.00%
計				1	100.00%

1972年～1981年

構造分類	建築年	被災度			
5	6	1	61	0	0.00%
5	6	2		1	1.64%
5	6	3		9	14.75%
5	6	4		0	0.00%
5	6	5		35	57.38%
5	6	6		16	26.23%
計				61	100.00%

1956年～1960年

構造分類	建築年	被災度			
5	3	1	29	0	0.00%
5	3	2		0	0.00%
5	3	3		6	20.69%
5	3	4		0	0.00%
5	3	5		15	51.72%
5	3	6		8	27.59%
計				29	100.00%

1982年以降

構造分類	建築年	被災度			
5	7	1	14	0	0.00%
5	7	2		0	0.00%
5	7	3		2	14.29%
5	7	4		0	0.00%
5	7	5		9	64.29%
5	7	6		3	21.43%
計				14	100.00%

1961年～1964年

構造分類	建築年	被災度			
5	4	1	60	0	0.00%
5	4	2		0	0.00%
5	4	3		18	30.00%
5	4	4		0	0.00%
5	4	5		16	26.67%
5	4	6		26	43.33%
計				60	100.00%

合計 244

参考文献：

- 1) 神戸市震災復興本部総括局復興推進部企画課：神戸復興誌，p.123，2000.
- 2) 村尾修，山崎文雄：自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の被害関数，日本建築学会構造系論文集，No.527，pp.189-196，2000.
- 3) 堀江啓他：地震による木造建物の破壊状態を反映する被害関数の構築，地域安全学会論文集，No.5，pp.123-132，2003.
- 4) 東京都都市計画局：地震に関する地域危険度測定調査報告書（第4回），1998.
- 5) 東京都都市計画局：第4回地震に関する地域危険度測定調査・調査結果活用の手引き，1998.
- 6) 東京都：あなたのまちの地域危険度，1998.
- 7) 村尾修他：兵庫県南部地震の被害データに基づく建物倒壊危険度評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第527号，No.527，pp.197-204，2000.
- 8) 岡田成幸，鏡味洋史：震度による地震被害系統評価のためのバルナラビリティ関数群の構成，地震，第2輯第44巻，pp.93-108，1991.
- 9) 林康裕他：1995年兵庫県南部地震の建物被害に基づく最大地動速度分布に関する考察，日本建築学会構造系論文集，No.502，pp.61-59，1997.
- 10) 長谷川浩一他：地域メッシュ統計を利用した広域での木造建築物群の震害予測－その2 建築年代別木造建築物の被害関数の作成と震害予測例－，日本建築学会構造系論文集，No.505，pp.53-59，1998.
- 11) 岡田成幸，高井伸雄：地震被害調査のための建物分類と破壊パターン，日本建築学会構造系論文集，No.524，pp.65-72，1999.
- 12) (財)阪神・淡路大震災記念協会：地盤情報を活用した被災分布の究明，兵庫県南部地震の震源波を考慮に入れた地盤動的応答解析，沖村孝委員研究会調査研究報告書，p.41，2001.
- 13) 鈴木祥之他：在来構法木造住宅の実大水平力載荷実験，日本建築学会構造系論文集，No.499，pp.69-76，1997.
- 14) 鈴木祥之，中治弘行：強震動下における木造建物の地震応答と耐震性能評価，第2回都市直下地震災害総合シンポジウム，pp.211-214，1997.

第四編

液状化分科会からの報告

目 次

1. まえがき	1
2. 神戸市域の地盤解析	3
2. 1 検討区域の選定	3
2. 2 検討地区の地盤構成	3
参考文献	8
3. 液状化解析と阪神・淡路大震災の検証	9
3. 1 解析手法と解析条件	9
3. 2 解析結果	11
3. 3 液状化解析結果の評価と問題点	16
3. 4 地盤モデルによる液状化解析	19
参考文献	23
4. 液状化マップ作成上の問題点に関する考察	24
4. 1 工学的基盤面や物性値の設定の違いによる解析結果への影響	24
4. 2 物性値の検討	34
4. 3 まとめ	39
参考文献	39
5. 南海地震・東南海地震の液状化判定に向けて	40
5. 1 液状化判定方法	40
5. 2 累積損傷度理論による液状化判定の適用例	45
参考文献	47
6. まとめ	48

「液状化分科会からの報告」執筆担当一覧

1. まえがき

田中 泰雄 神戸大学都市安全研究センター教授

2. 神戸市域の地盤解析

白川 和靖 (株)阪神コンサルタンツ 神戸支店 地盤技術グループ 係長

3. 液状化解析と阪神・淡路大震災の検証

白川 和靖 (株)阪神コンサルタンツ 神戸支店 地盤技術グループ 係長

岸田 浩 中央開発(株) 地盤技術部副長

4. 液状化マップ作成上の問題点に関する考察

八谷 誠 中央復建コンサルタンツ(株) 測量・地盤系グループ統括リーダー

西原 在浩 (株)応用地学研究所 技術部 技師長

徳山 益成 (株)応用地学研究所 技術部地質調査課

5. 南海地震・東南海地震の液状化判定に向けて

八谷 誠 中央復建コンサルタンツ(株) 測量・地盤系グループ統括リーダー

6. まとめ

田中 泰雄 神戸大学都市安全研究センター教授

1. まえがき

1. 1 研究目的

阪神・淡路大震災では、臨海埋立地域で液状化現象が発生し甚大な被害が生じたが、それと同時に、神戸市街域でも水道・下水道施設などが液状化により広範囲に被害を被った。臨海埋立地での液状化現象は、海上埋立等により造成された人工地盤が全体的に液状化したのに対し、陸域市街地での液状化は、自然堆積地盤において地表面近くで層状に堆積する沖積砂層が液状化を生じた。従って、陸域での自然堆積地盤の地層構造の複雑な変化が、液状化危険度の地域分布に大きな影響を及ぼす。

本分科会の目的は、高密度地盤情報データベースである神戸 JIBANKUN を活用し、神戸市内での液状化危険度について評価を行うことである。上述のように、臨海埋立地盤の液状化は、ほぼ均一な造成地盤の液状化問題であるため、神戸 JIBANKUN を用いた複雑な地層構造の解析をあまり必要としない。従って、本分科会では地層構造が複雑に変化する陸域市街地について、神戸 JIBANKUN の有する高密度地盤情報の豊富な資源を活用して、高精度かつ効率的な液状化危険度評価手法を確立しようとするものである。このため、具体的な検討地域としては、神戸市街域の陸域部を研究対象とし、液状化危険度評価のための地盤工学特性の整理ならびに、液状化危険度マップ作成のための最適評価手法の検討、および最適評価手法を用いて、将来の地震に対して神戸市街域液状化危険度マップ作成を目指すものとする。

1. 2 研究活動

上記のように、本分科会では高密度地盤情報データベースである神戸 JIBANKUN の特徴を生かして、神戸市街域での液状化危険度評価を行うことを目的とするが、そのためには以下の研究手順が必要と考えて活動を行ってきた。

- ・ 多数のボーリングデータ情報を活用して、市街域の地盤構造を明らかにする。特に、地盤構造を解析するに当たっては、地質学的な地盤堆積過程も考慮し、将来的にも情報処理が容易となるような数値地盤構造モデルを構築する。具体的には、神戸市域の東部、中部、西部地域において約 1.5 k m x 1.5 k m 程度の領域を 100m x 100m のメッシュに分割し、これらのメッシュで構成される 3 次元数値地盤構造モデルを作成する。なお、これらの成果については本研究委員会の中間報告書で報告済みである。
- ・ 上記の 3 次元数値地盤構造モデルを作成するのと平行して、液状化危険度評価に必要な地盤特性の整理を行う。例えば、地層区分毎の標準貫入試験結果の整理や、地下水位分布などの整理、工学的基盤面の同定等を行う。このような地盤特性の整理についても、中間報告書に報告済みである。
- ・ 次に、最適な液状化危険度評価手法の確立のために、阪神・淡路大震災で実際に発生した液状化記録データを用いて、実現現象を再現するような評価手法を種々の液状化危険度評価手法から選定・検討する。具体的には、上記の 3 次元数値地盤構造モデルを最大限活用するため、地盤の応答解析を 100m x 100m のメッシュ毎に実施し、神戸 JIBANKUN から得られた地盤の液状化強度を基に、メッシュ地点毎の液状化危険度の評価を行う。地震入力としては、阪神・

淡路大震災のものを、検討地点での実際の液状化状況を精度良く再現できるかどうかで、液状化危険度評価手法の内の最適なものを決定する。本項目についても、ある程度は中間報告書に報告済みであるが、一部の地域で阪神・淡路大震災の再現性の精度が問題であった。

- ・ 上記の液状化危険度評価手法の検討で、最適な手法を選定する過程で、工学的基盤の設定地層条件や、各種地盤についての動的地盤特性の選定において、不確定要素があり、それらが阪神淡路大震災での液状化状況再現性に問題を生じていることが判明した。このため、今回の報告では、工学的基盤の設定地層条件や、地層毎の動的地盤特性などを変化させて、阪神淡路大震災の再現性で最も重要な因子についての解明を行っている。
- ・ このように、工学的基盤の設定地層の決定や、地層毎の動的地盤特性の選定方法について解決し、その後、来るべき東南海・南海地震における液状化危険度について評価を行う。この場合、従来のP L法による液状化判定のみならず、東南海・南海地震の特徴である継続時間の長さも考慮した液状化危険度評価方法についても検討を行うこととする。

以上のような手法により、阪神・淡路大震災での液状化状況を再現できる最適な液状化危険度評価手法を確立し、将来の東南海・南海地震に対する液状化危険度評価を行うことを目的に、本分科会は活動を行っている。

2. 神戸市域の地盤解析

2. 1 検討区域の選定

神戸市域の液状化危険度評価を行うために、まず市域の地盤構造を調べた。地盤構造の解析にあたっては、地質学的な地盤堆積過程も考慮し、数値地盤モデルの構築を視野に入れながら検討を進めた。神戸市街地は芦屋川から須磨に至る六甲山南縁の約 20 km にわたる細長い平地部に位置しており、非常に広範囲である。地盤構造の検討で市街地域全体を同時に扱うのは困難と考えられる。そこで、神戸市域の東部、中部、西部の 3 地域において、約 1.5~2.0 km 四方程度の領域を設定し、種々の検討はこの領域内について行った。領域の選定では、神戸 JIBANKUN をもとにボーリングデータが密な場所で、各地域の地盤状況を検討するのに適当と思われる箇所を選んだ。

図-2.1.1 に、3 地区の検討区域を示す。東部（東灘区）は、住吉川河口部の住吉浜町付近を基点に東側へ 2.3 km、北側へ 1.9 km の範囲を対象とした。中部（中央区）は旧生田川下流域、JR 三ノ宮駅、JR 元町駅を含めた東西 1.4 km、南北 1.4 km の範囲とした。西部（兵庫区～長田区）は、北は JR 兵庫駅付近から、国道 2 号線、新川を含めて南は JR 和田岬駅付近までの東西 1.3 km、南北 1.8 km の範囲とした。

以上の 3 地区について、基本的に Ma12 以浅の地層を対象とした表層地盤の成因や特性を検討した。特に、表層地盤中の沖積砂層を主体とする液状化対象層については、その分布特性や工学的性質などを詳しく調べた。以下に、各地区の検討結果を述べる。なお、さらに詳細な検討結果については、既に本委員会の間とりまとめりに報告されているので、そちらを参照されたい。

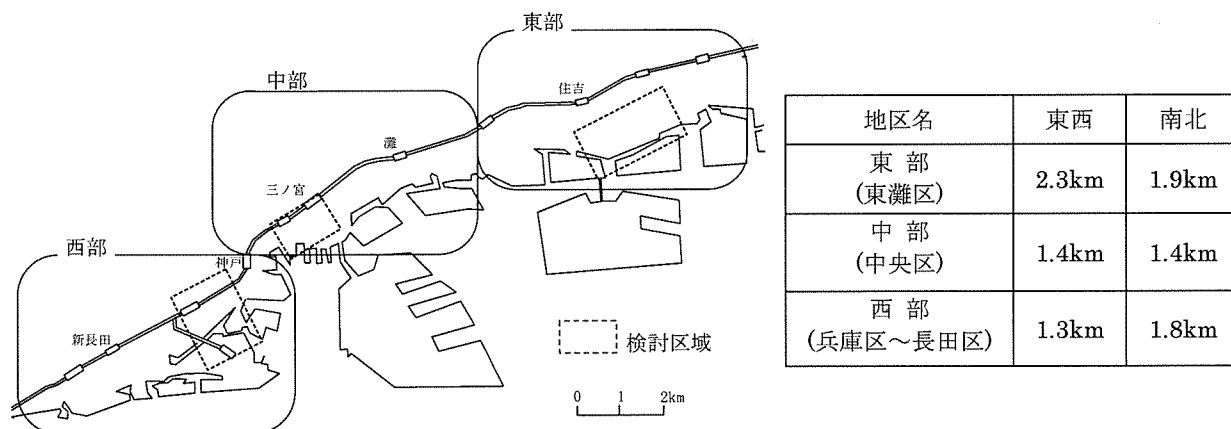
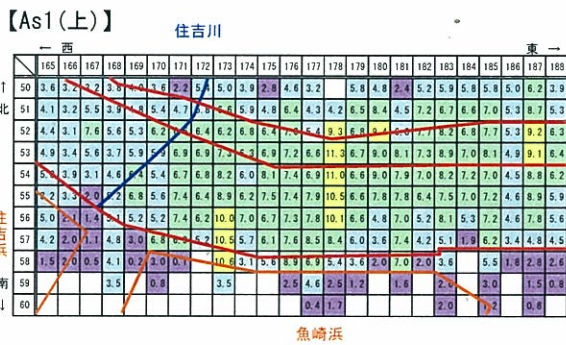
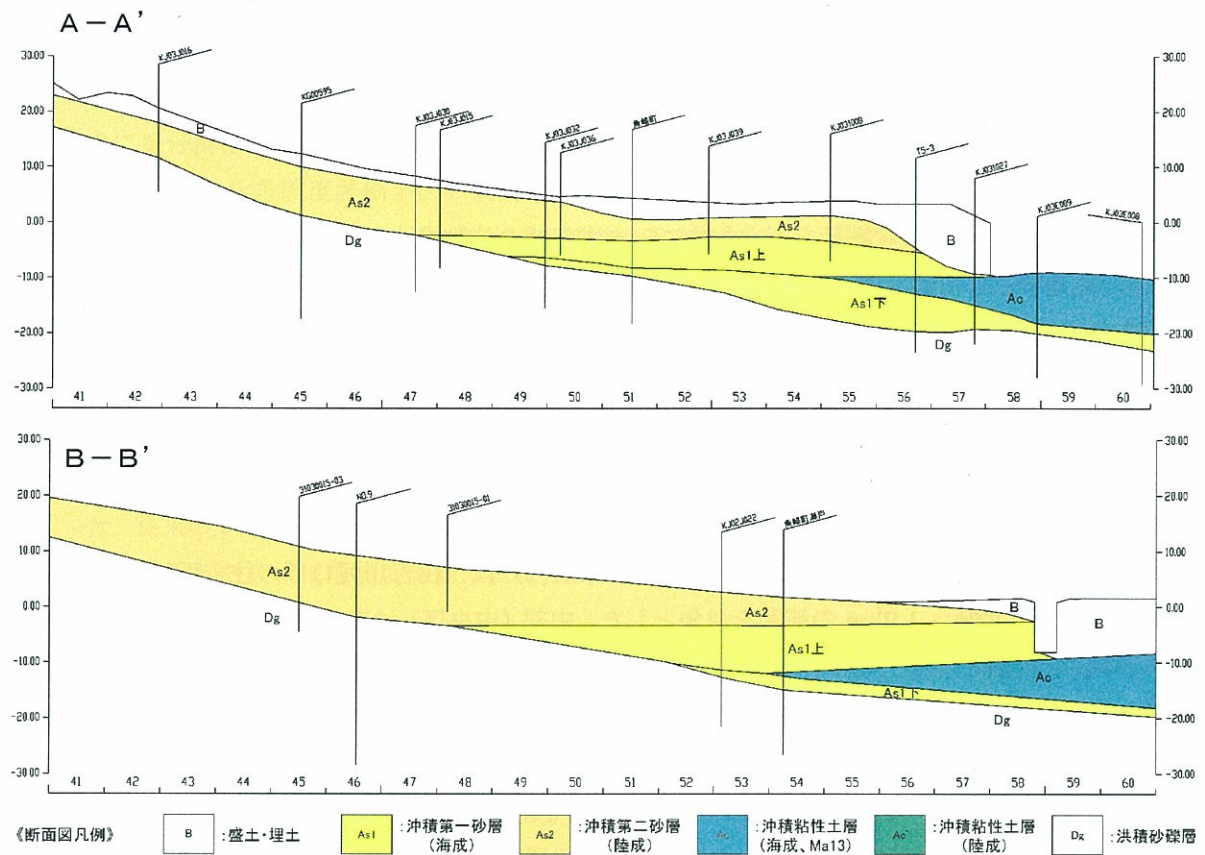


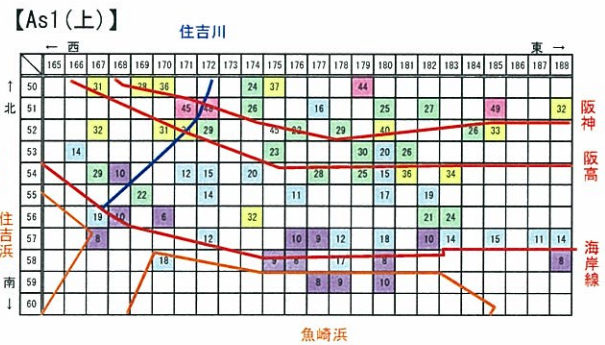
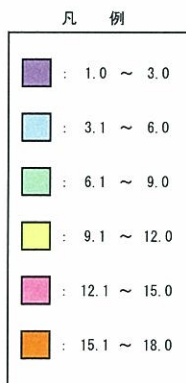
図-2.1.1 本研究の検討区域

2. 2 検討地区の地盤構成

図-2.2.1~2.2.3 に上記 3 地区の代表的な地質断面図および液状化対象層である沖積砂層の層厚と N 値の平面分布等を示した。層厚分布は地質断面図から各メッシュ位置に対応する箇所の値を読み取ったものである。また、ボーリングデータが存在するメッシュについては、データをもとに地層ごとの平均 N 値を求めた。以下に、各地区の地盤構成の概要を述べる。



<層厚分布>



<N値分布>

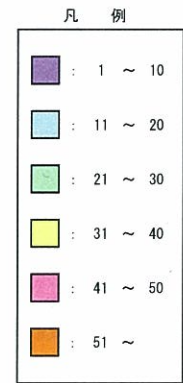
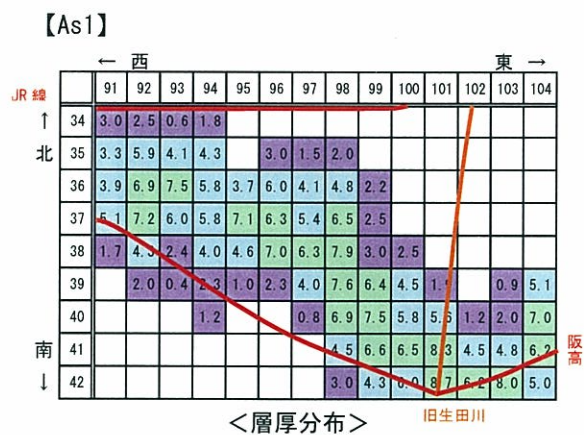
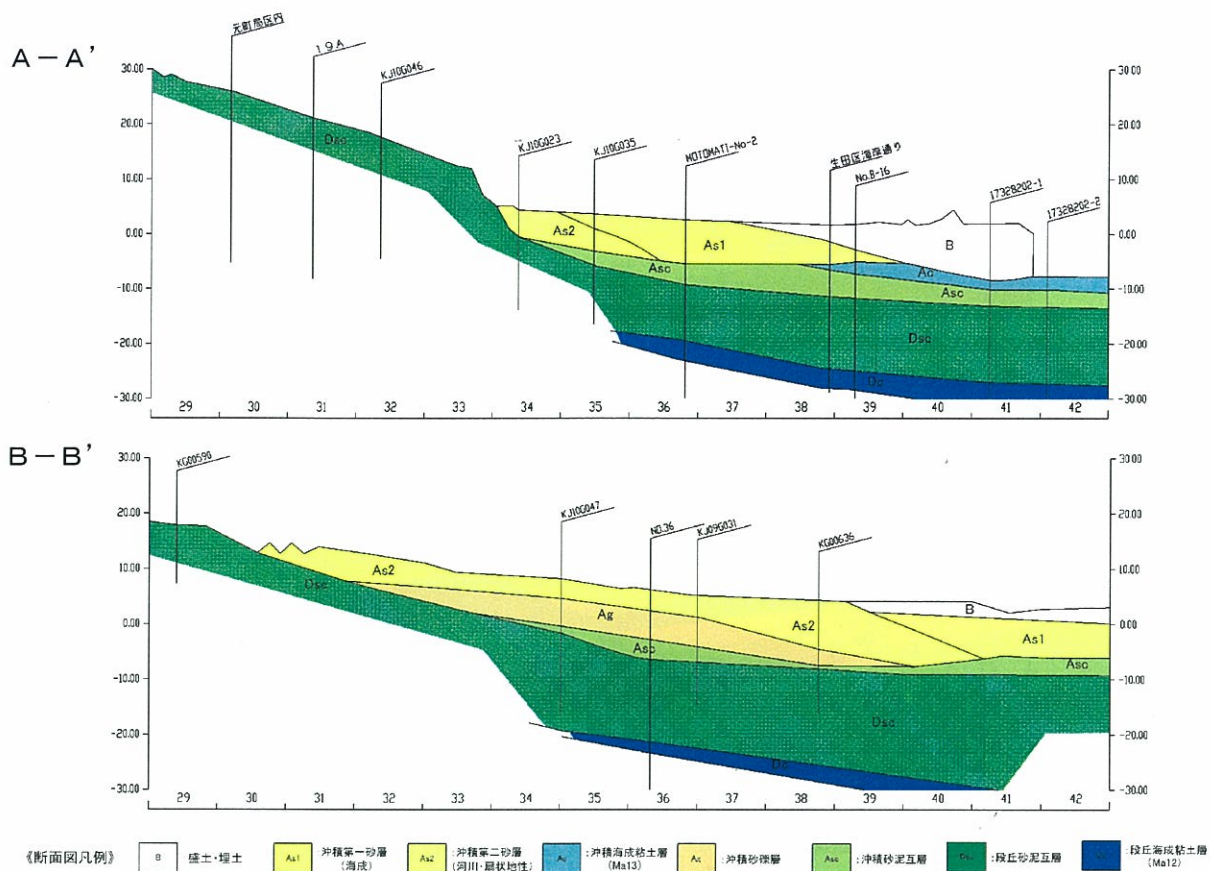
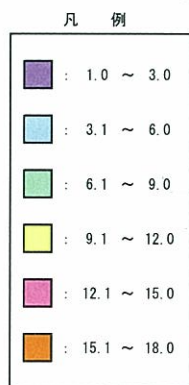


図-2.2.1 東部地区の表層地盤

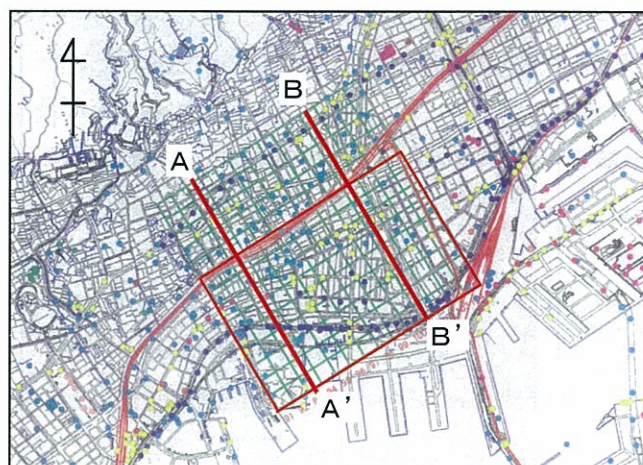


<層厚分布>

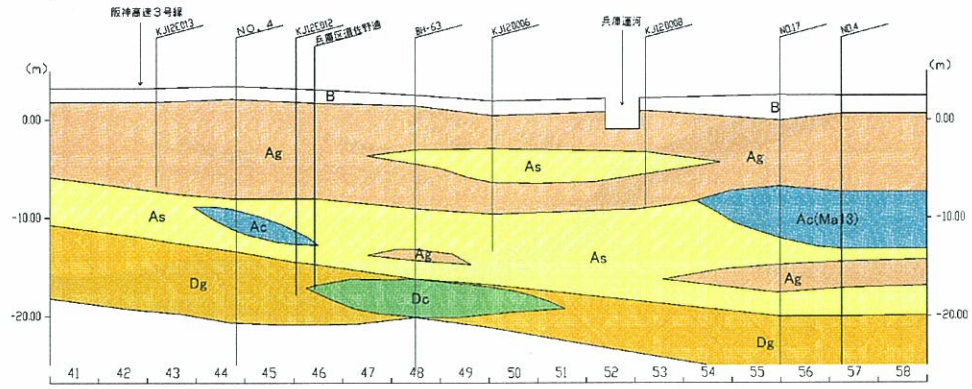
旧生田川



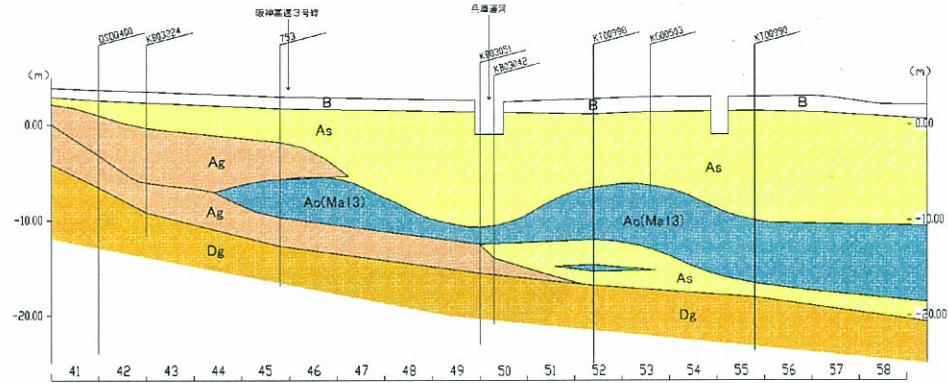
層厚: m



A-A'



B-B'



《断面図凡例》

- 盛土・埋土
- 沖積粘土層
- 沖積砂層
- 沖積砂礫層
- 洪積粘土層
- 洪積砂礫層

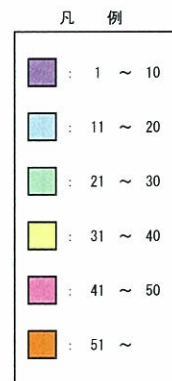
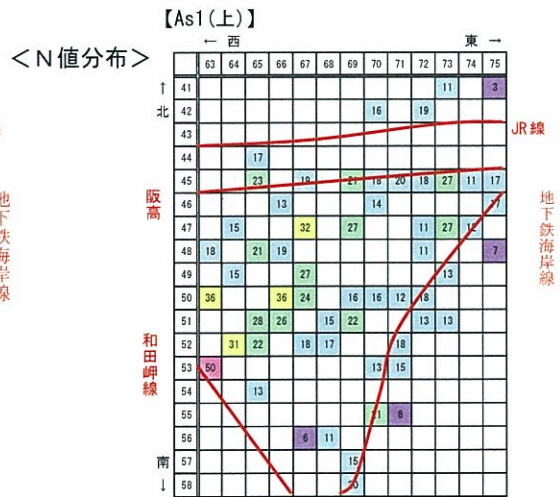
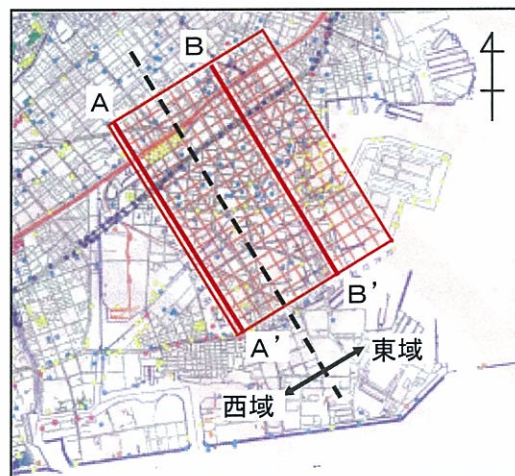
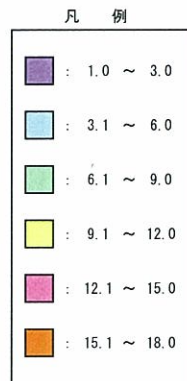
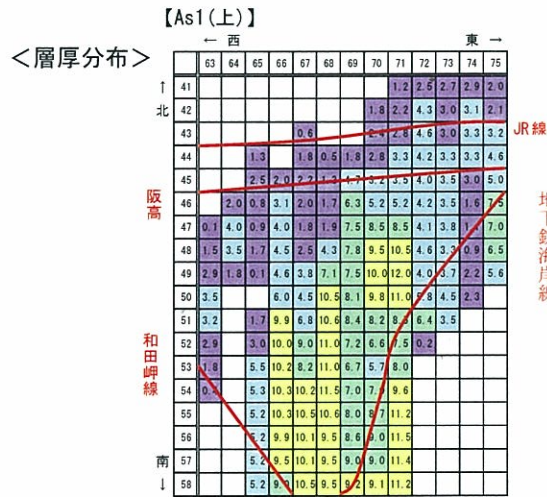


図-2.2.3 西部地区の表層地盤

（１）東部（東灘区）

＜地層構成＞ 大略の層順は上位より、盛土・埋土、沖積砂層（陸成）、沖積砂層（海成（上））、沖積粘性土層（Ma13）、沖積砂層（海成（下））、洪積砂礫層と続く。海成の沖積粘土層（Ma13）は阪神電鉄以北ではほとんど見られない。また、海成の砂層も JR 神戸線以南に限られている。

他地域に比べると、海浜性の砂層の分布が明瞭で、住吉川から芦屋川付近までの限られた区間に分布する比較的淘汰された砂層（断面図 As 1（上））が特徴的である。この砂層は青木砂層²⁾と称され、縄文海進を経て海面が少し下がった時期、住吉川と芦屋川に沿う扇状地の後背低地にあたる汀線付近に形成された砂堆で沖合部にはほとんど分布しない。

＜工学的性質＞ 図-2.2.1 中に、As1（上）層（青木砂層）の層厚と N 値の平面分布を示す。液状化を取り扱うことから、当地区では東西断面 No.50（ほぼ阪神電鉄付近）より南側の範囲を対象として整理した。As1（上）層は層厚が 3～9 m を有しており、その分布は現在の海岸線付近で消滅して南側への連続性は確認できない。阪神高速道路付近を境に北側の N 値は 20～40 回を示し、沖積砂層としては比較的高い緊密度を有している。それに対して、南側は 15 回以下がほとんどで、10 回以下のゆるいゾーンも見られる。その他の液状化対象層としては、沖積砂層（As1（下））や陸成の沖積砂層（As2）がある。As1（下）層は層厚 6～3m 以下の地域が多く、平均 N 値に地域的な特徴は見られない。As2 は、山側から供給された堆積物であるため、北側の層厚が厚く、南に向かうに従って層厚を減じて、現海岸線付近まで分布している。N 値は 10～50 回を示し、地域的な特徴は見られない。

地下水位については、地形の変化に関わらず、G.L.-1～3m の範囲と比較的浅層に分布している。

（２）中部（中央区）

＜地層構成＞ 当地区は北西部での段丘面、中央部に広がる沖積低地、北から南東側に細長く分布する旧生田川による微高地や海岸沿いの埋立地からなる。大略の層順は上位より、盛土・埋土、沖積砂層（海成）、沖積砂層（陸成）、沖積砂礫層（陸成）、沖積粘性土（Ma13）、沖積砂泥互層（海成）、段丘砂泥互層、段丘海成粘土層（Ma12）と続く。

沖積層は旧生田川沿いや段丘層を開析する谷部から海岸低地部において分布する。この内、沖積砂層（海成）は西側中央部付近から南側一帯に分布するが、東側の旧生田川沿いでは沖積砂層（陸成）が入り込み、指交性の分布形態を示している。沖積砂泥互層は砂層を主体とし、低地部の全域に渡って分布するが、東側では層厚は薄くなる傾向を示す。沖積層下部に分布する段丘砂泥互層は薄層の粘土層や細粒土分混入の砂質土層が複雑に混在している。沖積層との境界も判別は困難な状況であり、連続性に乏しい。

＜工学的性質＞ 図-2.2.2 中に、海成の沖積砂層（As1）の層厚と N 値の平面分布を示す。As1 は JR 元町駅付近から、南側一帯に分布し、層厚は 3.1m～9.0m である。N 値はほとんどの地域で 20 回以下を示している。その他の液状化対象層としては、沖積砂泥層 Asc や陸成の沖積砂層 As2 がある。沖積砂泥層 Asc は旧生田川周辺で 3 m 以下、それより西側では 6 m 以下である。N 値は 20 回以下を示す地域が多い。陸成の沖積砂層 As2 は海岸地形なりに堆積分布しており、生田川の扇状地性堆積物である傾向が見て取れる。平均 N 値は東西方向で連続性が悪くばらついている。

地下水位については、海側から JR 線付近まで G.L.-2～4m と浅いが、JR 線から山側については、G.L.-6～8m と深く分布している傾向が見られる。

（３）西部（兵庫区～長田区）

＜地層構成＞ 大略の層順は上位より、西域では盛土・埋土、沖積砂礫層、沖積粘土層（Ma13）、沖積砂層、洪積砂礫層と続き、東域では盛土・埋土、沖積砂層、沖積砂礫層、沖積粘土層（Ma13）、沖積砂層、洪積砂礫層と続く。この地域は六甲山地からの河川（湊川、旧湊川、苅藻川、妙法寺川等）による土砂供給と西方からの沿岸流による土砂供給（沿岸漂砂³⁾）が絡み合って複雑な堆積環境が形成され、場所により非常に複雑な土層構成を示していると考えられる。特徴的な点の一つとして、地区の西域（断面 No.66 以西）で、地表付近に非常に特徴的な長田礫層が厚く分布しているのが確認できる。この礫層は、古湊川からの供給土砂ではなく、沿岸漂砂起源の可能性が高いと見られる。長田礫層は西域と東域の境界付近から礫量が急激に減少し、東に向かうにつれて砂優勢層へと変化していく。そして、地区東端では沖積砂層は断面作成範囲全域に分布することとなる。

＜工学的性質＞ 図－2.2.3 中に、海成の沖積砂層（As1（上））の層厚と N 値の平面分布を示す。As1（上）は南に向かうに従って層厚が増大し、最大 10m 以上に達している。N 値は、地区西域では 15～35 回であるのに対し、東域では 10～20 回と低くなっている。その他の液状化対象層としては、沖積砂層（As1（下））や沖積砂礫層（Ag）がある。As1（下）は JR 兵庫駅東側付近を除いて地区全体に分布しており、層厚は西域で 3～9m、東域で 3m 以下となっている。N 値は西域で 20～40 であるのに対し、東域では 5～20 ぐらいの地域が多い。西域を中心に分布している長田礫層（Ag）は、N 値が 30～50 と非常に良く締まっている。

地下水位については、概ね G.L.－1～3m の範囲に入り、比較的浅層に分布している。

参考文献

- 1) 神戸の地盤研究会：研究成果報告書 ■中間とりまとめ■、2002.7
- 2) 関西地盤情報活用協議会：新関西地盤－神戸および阪神間－、1998
- 3) 宇多高明・西原在浩・加三千宣：大阪湾に面した神戸市和田岬の形成機構に関する一考察、地形、第 21 巻、第 3 号、pp.329－340、2000

3. 液状化解析と阪神・淡路大震災の検証

本章では、東部、中部、西部の3地区について、表層地盤に関する検討結果をもとに作製した地盤モデルを用いて液状化解析を実施した。解析結果と兵庫県南部地震による被害との対比等から、評価手法の妥当性を検討した。

3. 1 解析手法と解析条件

(1) 解析手法

液状化解析に使用した地震応答計算プログラムは、SHAKE¹⁾及びMDM^{2~5)}の2種類である。SHAKEは等価線形の地震応答解析プログラムで、液状化解析では広く用いられている。大きな地盤変形（せん断ひずみ）が生じた場合に解析精度が低くなることや、地表面加速度が過大評価されやすい傾向にあるが、周波数領域での解析であるため比較的短い時間で計算結果が得られる。一方、MDMは近年提案された非線形全応力解析のプログラムで、地盤の非線形挙動を線形挙動に置き換えずにそのまま取り扱えるのが特徴である。液状化のような非線形挙動が卓越する問題では、本来非線形な力学モデルを用いて、地盤の挙動を時刻歴解析する手法を用いるのが望ましい。計算時間については、周波数領域で解析を行う等価線形解析に比べると、かなり長くなるといった不利な面があったが、近年のコンピュータの性能向上などから、両者の計算時間の差は小さくなっている。

(2) 地盤モデルの作製

東部、中部、西部の3地区についてボーリングデータの存在するメッシュの中から、地下水位やN値などの解析に必要なデータが得られるメッシュについて、地盤モデルを作製して解析を実施した。なお、東部および中部については、表層地盤の検討から液状化検討の対象とすべき地層の範囲を考慮して、東部では東西方向の断面 No.50 以南、中部では No.34 以南を解析範囲とした。

(3) 物性値の設定

解析を行ったモデル地盤の物性値を、表-3.1.1 に示す。表中に示した地層記号は、2章で示した3地区の地質断面図中の記号に対応している。N値や平均粒径 D_{50} および細粒分含有率 F_c などは、先に述べた表層地盤の工学的特性の整理結果をもとに決定している。なお、液状化検討上重要である沖積砂質土層（As1, As2）のN値については、各メッシュにおける該当層の平均値を用いることとした。

東部および中部地区では、各地層の物性値はそれぞれの地区内で共通であるが、西部地区については地層状況を勘案して、南北方向の断面 No.66 以西（西域）と断面 No.67 以東（東域）に区分し、各域で沖積砂質土層の物性値を個別に設定した。

せん断弾性定数 \sim ひずみ関係（ $G/G_0 \sim \gamma$ ）および減衰定数 \sim ひずみ関係（ $h \sim \gamma$ ）については、既往の提案式⁶⁾を用いて、各土層の土質に対応したものを適用した。

各土層において層厚は、地質断面図の解析対象メッシュ位置から読み取った値を用いた。その際、層厚が3m以上の場合は、計算時に層厚に応じて2～4分割した。

(4) 工学的基盤面

地震波を入力する工学的基盤面は、東部および西部地区では沖積層下面（洪積砂礫層上面）とした。しかし、中部地区では、沖積層下に堆積する洪積互層の緊密度にばらつきが見られ、基盤面としては

表-3.1.1 入力物性値一覧

地層記号 (西部)	地層名	液状化の可能性	土質	N値	D50 (mm)	Fc (%)	γ (tf/m ²)	G, t- γ 曲線 対応土質	地震波 スペック	地震波 入力位置	
B	盛土・埋土	高い (地下水位依存)	砂質土 (緩い)	5	0.35	10	1.7	沖積砂質土	神戸大学 観測波形	沖洪積境界 Dg層上面	
Ag1	沖積礫質土 (海成)	西域：高い 東域：低い	砂礫 (中位)	30	0.6	0	1.9	沖積砂質土			
Ag2	沖積礫質土 (陸成)	西域：低い 東域：低い	砂礫 (密な)	50	2.0	0	2.0	沖積砂質土			
As1	沖積砂質土 (海成)	西域：高い 東域：高い	砂	該当層 平均値	1.0 0.2	5.0 5.0	N値に 応じて	沖積砂質土			
As2	沖積砂質土 (陸成)	西域：高い 東域：高い	砂	該当層 平均値	0.3 0.6	20 20	N値に 応じて	沖積砂質土			
Ac1	沖積粘性土 (軟)	対象外	粘性土 (緩い)	4	< 0.02	80	1.4	沖積粘性土			
Ac2	沖積粘性土 (硬)	対象外	粘性土 (中位)	10	0.02	80	1.6	沖積粘性土	中央部		
B	盛土・埋土	高い (地下水位依存)	砂質土 (緩い)	5	0.35	10	1.7	沖積砂質土	神戸大学 観測波形	Ma12下面 は, Ma12 下面-2m	
Ag	沖積礫質土	陸成：低い	砂礫 (中位)	30	0.6	0	1.9	沖積砂質土			
As1	沖積砂質土 (海成)	高い	砂	該当層 平均値	10	0.6	N値に 応じて	沖積砂質土			
As2	沖積砂質土 (陸成)	高い	砂	該当層 平均値	20	1.0	N値に 応じて	沖積砂質土			
Ac1	沖積粘性土 (軟)	対象外	粘性土 (緩い)	4	0.02	80	1.4	沖積粘性土			
Ac2	沖積粘性土 (硬)	対象外	粘性土 (中位)	10	0.02	80	1.6	沖積粘性土			
Asc	沖積砂質土	低い	砂質土 (緩い)	10	0.1	40	1.7	沖積砂質土	東部		
Dcs	洪積砂質土	低い	砂質土 (中位)	30	0.1	40	1.8	沖積砂質土 (代用)	東部		
Ma12	洪積粘性土	対象外	粘性土 (中位)	10	0.02	80	1.6	洪積粘性土	東部		
B	盛土・埋土	高い (地下水位依存)	砂質土 (緩い)	5	0.35	10	1.7	沖積砂質土	神戸大学 観測波形	沖洪積境界 Dg層上面	
As2	沖積砂質土 (陸成)	高い	砂	該当層 平均値	0.35	10	N値に 応じて	沖積砂質土			
As1上	沖積砂質土 (海成)	低い	砂	該当層 平均値	0.5	15	N値に 応じて	沖積砂質土			
As1下	沖積砂質土 (海成)	高い	砂	該当層 平均値	0.3	20	N値に 応じて	沖積砂質土			
Ac	沖積粘性土	対象外	粘性土	4	0.02	80	1.4	沖積粘性土	東部		

◆地層記号の添え字は、
1：海成
2：陸成 を表す。

◆N値と土の単位重量 γ (t/f)
N値
砂～砂礫
砂質土
N値
粘性土
砂質土
粘性土

◆入力地震波◆
・兵庫県南部地震、神戸大学観測波形
・最大加速度 (入力時) 500gal
◆工学的基盤◆
・せん断波速度 300m/s
・層厚 5m
◆層別◆
・層厚 3～5m 2分割
5～7m 3分割
7～9m 4分割

・地層記号の添え字は,
1: 海成
2: 陸成 を表す。

◆ N値と土の単位重量 γ (tf/m³)

N値	~10 (緩い)	10~30 (中位)
砂~砂礫	1.8	1.9
砂質土	1.7	1.8
N値	~4 (軟らかい)	4~15 (中位)
粘性土	1.4	1.6

◆ 入力地震波 ◆
・兵庫県南部地震・神戸大学観測波形
・最大加速度 (入力時) 500gal

◆ I学的基礎 ◆
・せん断波速度 300m/s
・層厚 5m

◆ 層分割 ◆
・層厚 3~5m 2分割
5~7m 3分割
7~9m 4分割

不十分であると考えられることから、Ma12 層下面を地震入力基盤面とした。また、いずれの地区においても、基盤層のせん断波速度 V_s は 300m/s とし、層厚は 5m 程度とした。

(5) 入力地震動

入力地震波形は、兵庫県南部地震時に神戸大学で観測された NS 方向の波形を用いた。また、入力時の最大加速度は、全解析地点で一様に 500gal とした。

(6) 地下水位

地下水位は、前章で述べた地盤解析結果をもとに値を設定した。これらの値は、ボーリングデータに付随する地下水位データをもとに、兵庫県南部地震時の噴砂の有無や地形などを考慮して決定した値である。

(7) 液状化判定

液状化判定は、道路橋示方書・同解説 V. 耐震設計編（平成 14 年 3 月、日本道路協会）⁷⁾ による判定基準を用いた。

3. 2 解析結果

図-3.2.1～図-3.2.3 に、東部、中部、西部の 3 地区における SHAKE および MDM の計算結果を示す。各地区毎に、地震応答解析より得られた地表面加速度分布および液状化危険度（PL 値）分布を示している。図中には兵庫県南部地震による被害分布（噴砂、水道管被害、下水道管被害）も併せて示している。以下に、各地区の液状化解析結果および実被害との対応について述べる。

(1) 東部地区

阪神高速道路以南で海岸線付近では、SHAKE と MDM では地表面加速度の値が大きく異なり、SHAKE では、地表面加速度が 600～700gal に対して、MDM では基盤入力加速度の 500gal を下回る 250～350gal の値を示すメッシュが多い。この地域では噴砂が多く確認されており、液状化が多く発生していたと予想されるが、MDM では液状化地盤の剛性低下がうまく表現されているようである。液状化危険度については、SHAKE 及び MDM のいずれにおいても海岸線付近～阪神高速道路間は PL 値が高い。SHAKE は MDM に比べると相対的に高い値を示しており、特に PL 値の高い箇所では MDM より 10～20 程度高い値を示している。

阪神高速道路以北においても、SHAKE と MDM による地表面加速度の値には差が見られ、概ね SHAKE では 600～800gal であるのに対し、MDM では 500～600gal 程度の値を示す。一方、PL 値については、地表面加速度ほど大きな差は見られない。この地域では、液状化対象層である As1（上）層や As2 層が比較的厚く堆積しているのに加えて地下水位も比較的浅い箇所が多いが、N 値が相対的に高く、主に $N=20\sim40$ の範囲で分布していることから、PL 値は比較的低くなったものと考えられる。

兵庫県南部地震による被害については、埋立地区部分で広範囲にわたり噴砂現象が観測された。また海岸線より北側では、阪神高速までの範囲で噴砂が多く確認されている。水道管被害は、埋立地と

● 東部地区

◇ PL値◇

◆SHAKE計算結果◆

	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188
50			9.0			3.2				14.0	11.3			23.2										
51										0.0														
52			28.6																					
53										12.0														
54																								
55										12.7														
56																								
57																								
58																								
59																								
60																								

◇ 地表面加速度 α_s ◇

◆SHAKE計算結果◆

	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188
50			917							686	729			813										
51										661														
52			923																					
53										687														
54																								
55																								
56																								
57																								
58																								
59																								
60																								

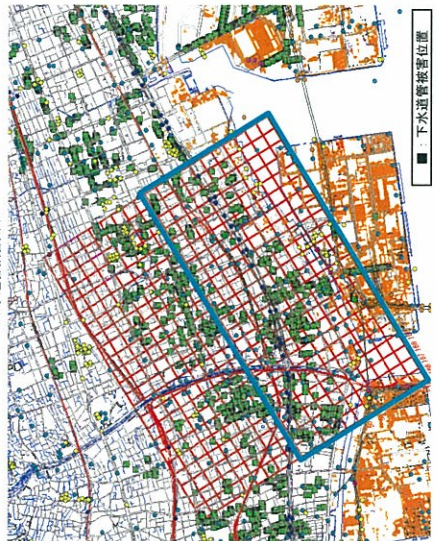
PL値	液状化危険度
PL=0	かなり低い
0<PL≤5	低い
5<PL≤15	高い
15<PL≤25	極めて高い
25<PL≤35	
35<PL	

◆MDM計算結果◆

	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188
50			633							378	604			489										
51										571														
52			487																					
53																								
54																								
55																								
56																								
57																								
58																								
59																								
60																								

地表面加速度	$\alpha_s \leq 300$
300< $\alpha_s \leq 500$	
500< $\alpha_s \leq 600$	
600< $\alpha_s \leq 700$	
700< $\alpha_s \leq 800$	
800< $\alpha_s \leq 900$	
900< α_s	

◆下水道管位置図◆



◆水道管位置図◆

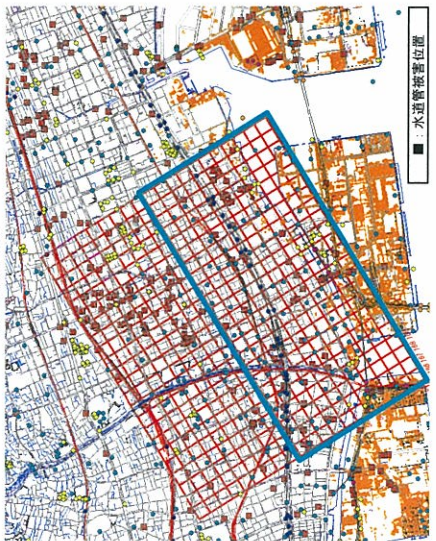


図-3.2.1 計算結果 (東部地区)

●中部地区

◇PL値◇

◆SHAKE計算結果◆

	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104
34					0.0						1.9			
35	4.1	9.2				1.4		0.0	1.7	2.7			1.3	
36	8.2							2.3	2.6					
37	13.5	6.0	3.0			13.0	9.0							
38	20.1					16.0	9.1				2.4			
39						19.1				7.3			15.8	6.9
40														
41										6.4				
42														

◇地表面加速度 α_s ◇

◆SHAKE計算結果◆

	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104
34					526						460			
35	698	618				534	496	478	490				459	
36	629						541	490						
37	564	564	583			526	575							
38	657				707	612	644				450			
39									484				597	473
40														
41									558					
42														

(単位: gal)

◆MDM計算結果◆

	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104
34					0.0						0.4			
35	1.0	2.6				0.0	0.0	0.4	0.0			0.3		
36	1.2							0.2	0.7					
37	2.8	1.7	3.8			2.0	0.7							
38	8.1				12.3	18.2	2.6				1.0			
39									2.1				4.8	2.3
40														
41									0.1					
42														

PL値	液状化危険度
PL=0	かなり低い
0<PL≤5	低い
5<PL≤15	高い
15<PL≤25	極めて高い
25<PL≤35	
35<PL	

◆MDM計算結果◆

	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104
34					414						360			
35	499	414				380	388	381	335				360	
36	424						313	345						
37	945	403	357											
38	313				501	370					300			
39					346				289				333	333
40														
41									297					
42														

地表面加速度
$\alpha_s \leq 300$
$300 < \alpha_s \leq 500$
$500 < \alpha_s \leq 600$
$600 < \alpha_s \leq 700$
$700 < \alpha_s \leq 800$
$800 < \alpha_s \leq 900$
$900 < \alpha_s$

(単位: gal)

◆水道管被害箇所◆



◆下水道管被害箇所◆



■: 噴砂
□: 解析対象域

図-3.2.2 計算結果 (中部地区)



海岸線から阪神高速道路の間はもちろん比較的内陸部までその範囲が広がっていた。また、下水道管については、ほぼ地区全体に均等に広がっている。

PL 値は、埋立地区と沿岸部で大きく、内陸部で小さくなっている。これは先の噴砂の観測地域とほぼ一致する傾向である。さらに、阪神高速道路より北側ではほとんど液状化は確認されていない。この地点は、対象となる土層が 5m 以上と土被りが厚く、N 値も高いために液状化しなかったものと推測される。これらより、水道管の被害は、地区の東北端と南の沿岸部で多く発生しており、PL 値は地区南の沿岸部で大きな値を示している。したがって、両者には相関があるといえる。

一方、下水道の被害は内陸部にその多くが見られる。水道管より深い位置に埋設される事が多いため、直接的に液状化による浮き上がりなどの破壊形態より、地中内の変位や応力集中などで被害を受けたケースが多いと推測される。

（２）中部地区

地表面加速度については、地区全域で SHAKE と MDM の計算結果に有意な差が見られ、地区内では西域の方が差は大きいようである。SHAKE による地表面加速度は 400～700gal であるの対し、MDM ではほとんどの箇所を入力加速度以下の 300～400gal 程度となっている。他の地区では、沖積層下面（洪積砂礫層上面）を工学的基盤面として入力地震動を与えたが、中部地区では沖積層下に堆積する洪積互層の緊密度にばらつきが見られたため、工学的基盤面は Ma12 層の下面に設定している。このため、入力された地震動は Ma12 層を通過する際に大きく減衰し、深度の浅い液状化対象層付近や地表面では加速度が小さくなったと考えられる（3. 3 節参照）。

PL 値についても、SHAKE の方が相対的に高い値を示している。先述の東部地域に比べると、地表面加速度の計算結果は、SHAKE、MDM のいずれにおいても相対的に低いため、それに応じて PL 値も低く、SHAKE では地区内のほとんどの点で 15 以下、MDM では 5 以下となっている。地区内の東西で比較した場合、東域に比べて西域の方が PL 値は高くなっている。

兵庫県南部地震による被害については、旧生田川河口付近の沿岸部で噴砂現象が観測された。水道管の被害は、地区の北西エリアをのぞき、ほぼ全域で発生している。下水道管は阪神高速道路沿いと、JR より北側に多く見られている。

PL 値は、東域よりは西域の方がやや高い傾向にあるのに対し、水道管被害は地区のほぼ全域で発生しており、はっきりとした相関は見いだせない。下水道管被害については、沿岸部における「自然地盤～埋立地盤への地盤の変化点」に集中している傾向がみられる。また、沿岸部では噴砂も観測されている。PL 値の大きな地点は、沿岸部に沿って東西方向に帯状に分布する傾向があり、噴砂や下水道管の被害とはある程度の相関関係があるといえる。

（３）西部地区

西部地区は、南北断面 No.66 と No.67 の間を境にして東域と西域に分けられる。SHAKE では東域で 600～900gal、西域で 500～700gal と、東域の方が高い値を示す。一方、MDM では東域で 400～700gal、西域で 400～600gal と、全体的に SHAKE に比べると加速度は小さく、入力加速度値 500gal 以下の値を示す箇所も見られる。

PL 値については、東域に比べて西域が低い傾向にある。これは、液状化対象層である As1（上）層の N 値が、東域に比べると西域の方が高い傾向あることや層厚も小さいこと等によると考えられる。西域では南北断面 No.72 以西では As1 層が、No.73 以東では軟弱な盛土・埋土（B）層が、いずれも

5～10m 程度の層厚で分布しており、液状化の検討の際には注意を要する。

兵庫県南部地震による被害については、地区中央から南側で噴砂が多く観測されており、一部埋立地でも見られる。水道管被害は、主として地区東側の沿岸部の兵庫運河河口付近に多く見られる。一方、下水道管被害は地区東北部に集中しており、水道管被害とはやや異なった傾向を示している。液状化解析から得られた PL 値は、地区の北西から南東に向かって大きい値となる傾向があり、水道管の被害や、噴砂現象と比較的良く一致しているが、下水道管とは明確な相関関係が見られなかった。

以上、液状化解析結果や解析結果と兵庫県南部地震による被害の対比を行った。その結果、液状化危険度 PL 値と噴砂や埋設管の被害箇所との整合性はある程度満足できるものであり、本検討で用いた数値地盤モデルによる液状化危険度評価手法は概ね妥当であると考えられる。

各地区の結果を比較すると、東部や西部地区で解析結果と実被害に比較的良好な相関が見られたが、両地区に比べると中部地区での相関はやや低いようである。中部地区は、地層状況が複雑であり工学的基盤面の設定が異なるなど他地区に比べて解析条件が複雑になっていることが影響していると考えられる。また、埋設管被害と解析結果の対比において、水道管被害に比べると下水道管についてはあまり良い相関が見られないところが多かった。下水道管は施設によって埋設深度が大きく異なることや、被害形態も様々であることから、これらを考慮した整理が必要と思われる。

3. 3 液状化解析結果の評価と問題点

3. 2 節で述べたように、神戸市の東部・中部・西部の3地区で液状化解析を行った結果、阪神・淡路大震災時の液状化発生地点や埋設管の被害を生じた箇所との整合性は、中部地域での解析結果を除けば、ある程度満足できるものであった。本節では、液状化解析において問題となった点について述べる。

(1) 物性値の評価

広域地盤の液状化危険度評価手法に関する検討として、神戸市東部、中部、西部の3地区において3次元的な表層地盤モデルを作製し、液状化解析を実施した。地盤モデルの作製にあたっては、解析に必要な各種物性値を設定する必要があるが、当該地盤の地盤構造や工学的性質を把握した地盤解析結果を基本として、それをもとにモデル化を進める。今回のモデル化でも、2章で実施した神戸市域の地盤解析結果を活用して、各種物性値を設定した。また、このような地盤のモデル化に関する一連の作業において、高密度の地盤情報を収録する地盤情報データベース＝神戸 JIBANKUN の果たす役割は大きく、その有用性を確認することができた。

地盤のモデル化において、設定すべき物性値中、特に重要なのは各地層のせん断弾性波速度 V_s と動変形特性 ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$) である。これらは他の物性値に比べて設定値が解析結果に与える影響は大きい。 V_s については、必ずしもボーリング調査時に値が求められておらず、一般に N 値から推定されることが多い。 $N \sim V_s$ の関係式も多く提案されている。従って、基本的には V_s を設定することは N 値を設定することに他ならない。動変形特性については、大変形領域において設定の違いが顕著に現れてくることから、液状化のような大変形問題では、どのような値を用いるのか十分検討する必要がある。動変形特性は V_s よりさらに試験データが少なく、既往の提案式を用いること

も多い。本解析では、道路橋示方書⁷⁾による $N \sim V_s$ 関係式および土木研究所提案⁶⁾の動的変形特性を用いたが、次章では $N \sim V_s$ 関係式および動的変形特性についてより詳細に検討する。

(2) 地下水位

液状解析を行う場合、解析地点における地下水位データが必要となる。液状化判定は地下水位以下の飽和砂質地盤を対象としていることから、水位より浅ければ軟弱な砂質土層であっても判定対象外となる。すなわち、地下水位の変化は液状化判定結果に大きく影響するため、その設定は非常に重要である。

今回の検討では神戸 JIBANKUN より地下水位データを持つボーリングデータを抽出し、照査、検討を行った上で、信頼性の高いと思われるデータを用いて各メッシュの地下水位を決定した。しかし、これらの検討を経た地下水位データであっても、かなり深い地下水位を与える場所もあった。表-3.3.1 に示した 5 ヶ所は、液状化対象層 (B 層および As1 (上) 層) が 5 m 以上堆積しているが、いずれも地下水位が G.L.-8~10m と深く、解析結果はほとんど液状化の危険が無いと判断されている。そこで、これらの地点について周辺地形などを勘案した上で推定した地下水位による液状化解析を試みた結果、表中下段に示すように、地表面加速度には大きな影響はないが、PL 値については、液状化危険度の高い地点が見られるようになった。

地下水位データの設定にあたっては、各ボーリングデータを基本としながらも、個々のボーリングデータにとらわれすぎず、対象地域内での地下水位の分布状況やその特徴に加えて周辺地形等も勘案した上で、各メッシュの水位を評価すべきである。

(3) 工学的基盤面

地震応答解析を行う際には地震波形の入力位置を決定しなければならない。その際、入力位置とし

表-3.3.1 地下水位の違いによる解析結果の比較

南北 Line (東西 Line45)		67	70	71	73	75
地下水位(ボーリング)		10.0	8.0	8.0	8.0	9.0
SHAKE	PL 値	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	地表面加速度	648	697	741	655	685
MDM	PL 値	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0
	地表面加速度	668	693	726	730	630
地下水位 (推定)		2.3	1.2	1.2	2.2	2.2
SHAKE	PL 値	1	17.8	4.7	0	6.5
	地表面加速度	642	670	786	713	762
MDM	PL 値	1.5	12.4	4.6	0	5.9
	地表面加速度	641	707	709	686	597

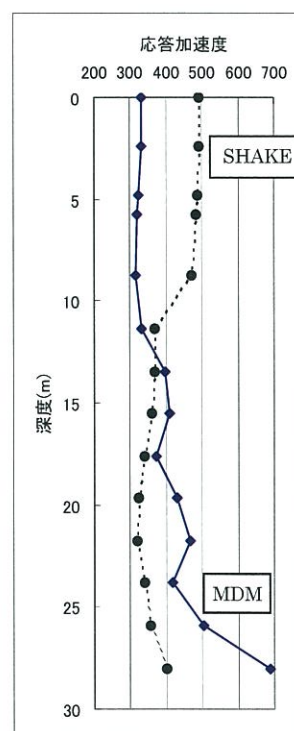


図-3.3.1 SHAKE 及び MDM による応答加速度 (中部: No. 100-36)

てよく用いられるのが工学的基盤面であり、その要件とは十分堅固であり、せん断弾性波速度 $V_s=300\text{m/s}$ あるいは 400m/s 以上の連続する地層で、基盤とする層の下位に軟弱な地層が無いこと等である。今回東部および西部地区では沖積層と洪積層の境界面としたが、中部地区では沖積層下に堆積する洪積互層の緊密度にばらつきが見られたことから基盤層としては不適と判断し、その下位の Ma12 層下面に設定した。

図-3.3.1は中部地区の南北断面No.100-36におけるSHAKEおよびMDMの地震応答計算結果を示したものである。両手法で計算された土中の地層境界における加速度分布を示したものである。基盤面深度は30.5m、深度28.0m以深がMa12である。図から、いずれも特にMa12層を通過後に加速度の低下が顕著に表れており、減衰の度合いはMDMの方が大きい。中部地区の他の地点でも同様の傾向が見られた。本解析結果に見られるように、基盤上に粘土層等の軟弱な地層がある場合、地震波の減衰など解析結果に大きく影響する場合があるので、基盤面の選定では十分注意を要する。

(4) ボーリングデータの存在しないメッシュの評価

これまでの解析では、ボーリングデータの存在するメッシュに対して液状化解析を実施してきた。しかし、広域地盤の液状化危険度を評価するためには、地域内の各メッシュについて、すなわちボーリングデータの存在しない空白メッシュに関しても評価する必要がある。評価の方法として、以下のような方法があげられよう。

①解析結果 (PL 値) から空白メッシュの PL 値を推定する。

②空白メッシュの物性値 (N 値等) を仮定し、液状化解析を実施する。

①の方法は、ボーリングデータのあるメッシュについて解析および液状化危険度 (PL 値) 評価を実施し、これをもとに周辺のデータが存在しない空白メッシュの PL 値を予測しようとするものである。空白メッシュの物性値に関して具体的な値を設定せず、直接 PL 値を推定するものである。これまでも用いられてきた方法であり、一定の信頼性はあるものと思われる。また、新たにデータが加わった際には、それに応じて解析点を増やし、精度を向上させていくことができるのも良い点である。

これに対して②の方法は、空白メッシュについて地層構成や各地層の物性値を設定して地盤モデルを構築し、このモデルを用いて液状化解析を行い、PL 値を求めるものである。対象地域に対して神戸 JIBANKUN のような高密度の地盤情報データが整備されている場合、これを活用して、個々のデータはもちろん地域の地盤構成や形成過程などについても検討を加えることが可能である。このような多角的な検討を踏まえた上で、地域の地盤性状を適切に表現する 3 次元の数値地盤モデルを構築すれば、液状化マップをはじめとした防災や建設分野などで様々な活用が期待できる。一方、この方法では、特に物性値の設定が大きな課題であり、これについては、今後も様々な検討が必要であろう。

本研究では、3 次元数値地盤モデルの構築とそれを用いた液状化危険度評価手法の確立を目指している。次節では、西部地区をとりあげ、仮定した地盤モデルによる液状化危険度評価手法について検討した。

3. 4 地盤モデルによる液状化解析

本節では、西部地区についてボーリングデータの存在しないメッシュ（空白メッシュ）について地盤モデルを仮定し、液状化解析を実施した。空白メッシュの地盤モデルを仮定する場合、各種物性値を設定する必要がある。設定項目の中でも解析結果に大きく影響するのが、せん断弾性波速度 V_s と動変形特性 ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$) および地下水位である。 V_s は一般に N 値から推定されることが多いことから、ここでは N 値を仮定した。動変形特性については、今回地質区分毎に設定をしているので、地盤モデルの地層が決まれば、それに応じた値を用いればよい。地下水位は地震応答解析の結果に与える影響は少ないが、その後の液状化判定を大きく左右するので、設定する値については十分検討する必要がある。以下に、 N 値および地下水位の推定について述べる。

(1) N 値の推定

N 値の推定が必要なのは、液状化対象層となっている沖積砂質土層 ($As1$, $As2$) である。ボーリングデータのあるメッシュでは、データもとに該当層の平均 N 値を用いている。空白メッシュについては、周辺のデータを有するメッシュの値をもとに、以下の手順により推定した。

- ① 1 次推定として、空白メッシュ X の隣接メッシュ (a 若しくは b) に既に N 値が求まっているメッシュが 3 メッシュ以上ある場合について、それらの平均値を空白メッシュの N 値とする。ただし、 a は b の 2 倍の重みを持つとして計算する。
- ② 1 次推定がすべて求まったら、2 次推定として、当初求まっていた N 値と 1 次推定による N 値より、①と同手順で 2 次推定値を求める。
- ③ 以下、順次推定を繰り返して、対象範囲のすべてのメッシュについて N 値を推定する。

b	a	b
a	X	a
b	a	b

図-3.4.1 は、上記の①～③の手順により $As1$ (上) 層の N 値を推定した結果である。空白メッシュの N 値を補間後の図において、なお空白になっている箇所は $As1$ (上) が存在しないメッシュである。また、図-3.4.2 は、実データの N 値と推定した N 値のばらつきを示したものである。実際の N 値の平均値と推定 N 値の平均値は、それぞれ 19.9 と 19.3 であり、ほとんど同じ値を示している。標準偏差は、実データが 9.5、推定値が 7.5 と推定の方がやや小さい値となっており、推定値の方がデータのばらつき範囲が小さくなっているようである。実データと推定値の統計的な比較から、西部地区における両者の分布やばらつきはほぼ同等と考えられることから、今回の推定方法および推定値は概ね妥当であると判断した。

(2) 地下水位の推定

地下水位についても、 N 値と同様の方法で空白メッシュの水位を推定した。なお、先に述べたように、ボーリングデータの水位をもとにしていることから、箇所によっては非常に深い水位を与え、近接するデータと大きく異なるデータも見られた。このような場所については、周辺の地形やデータなどを勘案して、データの補正を行っている。図-3.4.3 に地下水位の推定結果 ($As1$ (上)) を示す。

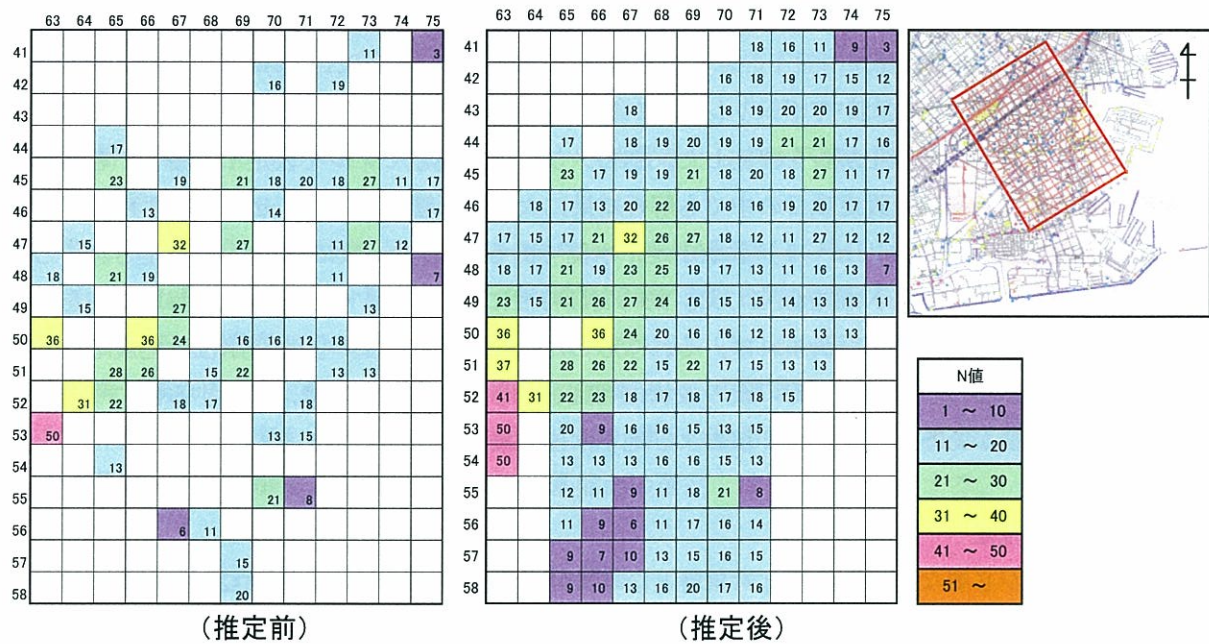
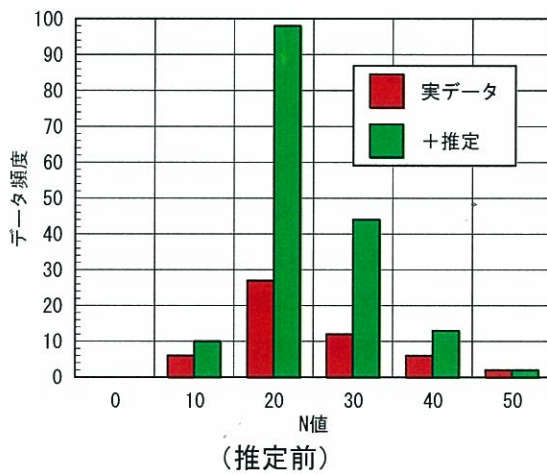


図-3.4.1 沖積砂層 As1(上)の N 値の推定



	実データ	推定値
平均値	19.9	19.3
標準偏差	9.5	7.5

図-3.4.2 N 値の実データと推定の統計的比較 (As1(上))



図-3.4.3 地下水位の推定 As1(上)

(3) 地盤モデルによる液状化解析

(1), (2) のように N 値および地下水を推定して、空白メッシュの地盤モデルを構築し、これを用いて等価線形解析 (SHAKE) および非線形解析 (MDM) を実施した。

図-3.4.4 に、SHAKE および MDM による液状化解析結果を示す。図には、比較のために既に計算されているボーリングデータのあるメッシュの PL 値から空白メッシュの PL 値を推定した結果も併せて示している。推定方法については、先に示した N 値や地下水位の推定方法と同様で、空白メッシュに隣接するメッシュの実データをもとに、1 次推定、2 次推定、・・・、と順次推定値をもとめていくものである。

図から、求められた PL 値分布はいずれの推定方法においても同じ傾向を示している。PL 値の地域的な違いが明瞭に現れており、地区の中央から南東部にかけて PL 値の高いゾーンが見られる。なお、MDM に比べると SHAKE は地表面加速度が大きくなる傾向があるため、PL 値分布も SHAKE の方が全体的に高い値を示している。

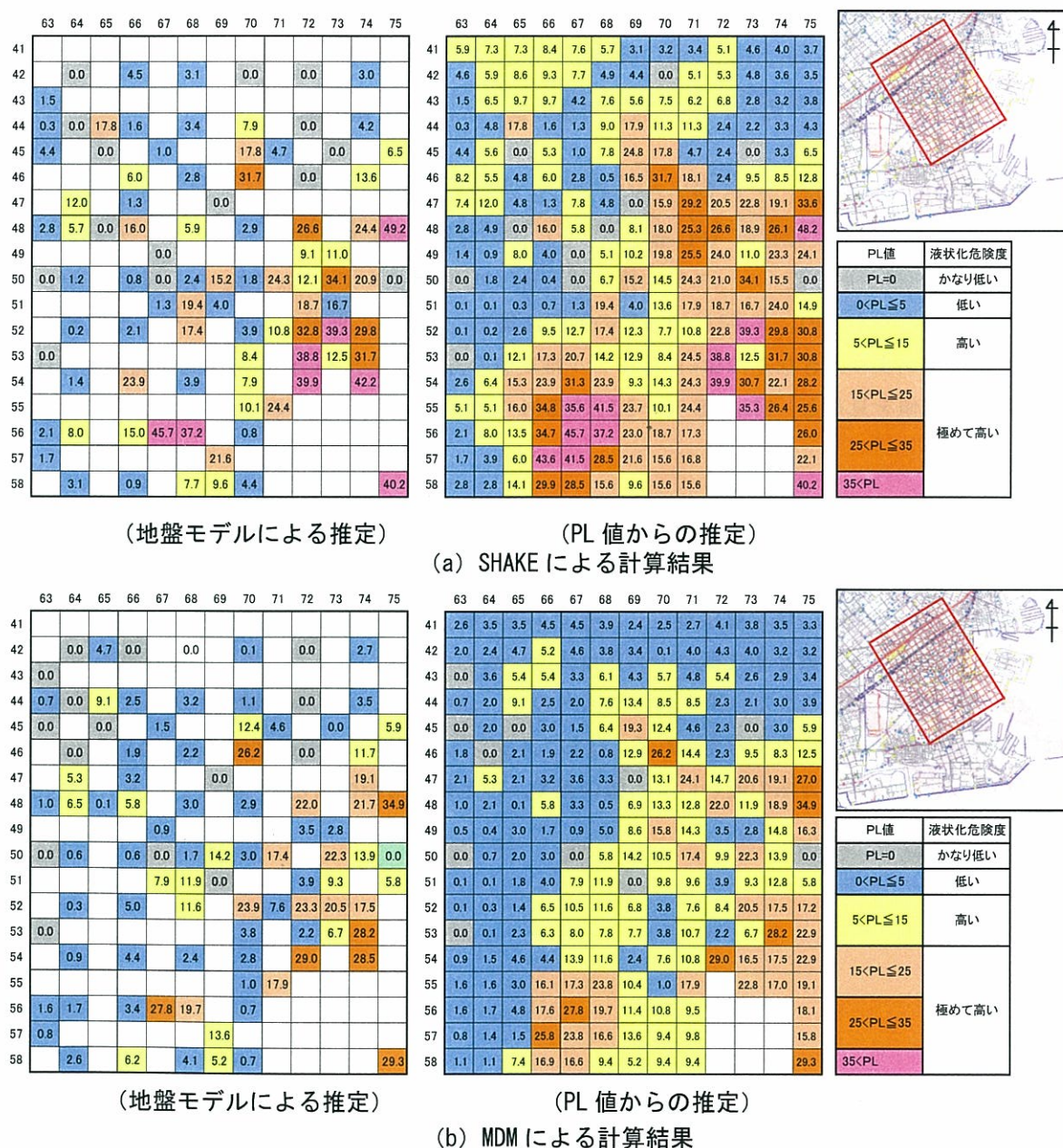


図-3.4.4 地盤モデルによる液状化解析結果

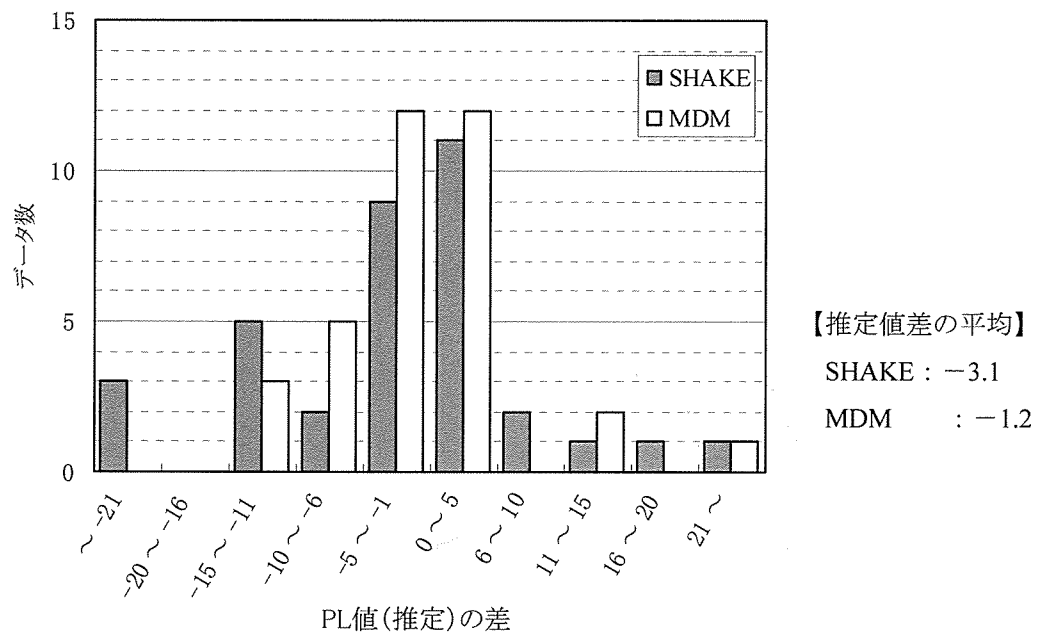


図-3.4.5 推定方法の違いによる PL 値の差

図-3.4.5 は PL 値を推定した 35 個の空白メッシュについて、地盤モデルからの推定値（モデル推定値）と PL 値をもとにした推定値（PL 推定値）との差の分布を示したものである。グラフ横軸に示したのは、PL 値（推定）の差 = (モデル推定値) - (PL 推定値) である。図から、推定値差は一部大きなデータがあるものの、大半は -5 ~ 5 の範囲に集まっていることがわかる。モデル推定値と PL 推定値の間にはあまり大きな差はないが、モデル推定値の方がやや小さい値を与える傾向が見られる。推定値差の平均値を見ると、SHAKE で -3.1、MDM で -1.2 と、SHAKE の方が差は大きくなっている。

以上のように、空白メッシュの液状化危険度評価にあたって、物性値などを推定して空白メッシュの地盤モデルを仮定し、そのモデルを用いて液状化解析を実施した。一方、既に求められている PL 値から空白メッシュの PL 値を直接推定し、モデル推定値と比較検討した。その結果、今回の検討では、モデル推定値と PL 推定値で概ねその差は大きいものではなかったが、モデル推定値の方が小さい値を与える傾向が見られた。得られた地区内の PL 値分布などからも、地盤モデルによる推定方法は概ね妥当な結果を与えられと考えられる。なお、メッシュによっては両推定値の差が 15 以上にもなる箇所があり、今後推定方法の違いによる値の差や、推定値の信頼性などについて、さらに検討が望まれる。

参考文献

- 1) Seed, H.B., and Idriss, I.M.: Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 97(9), 1249-1273, 1971
- 2) Ikutaro Kumazaki : Hysteresis model considering shear strain dependency of fractal dimension and Momentary Deformation Modulus, *Chaos in Dynamic Deformation Properties of Nonlinear Elements and Prediction of their Constitutive Relations*, Doctoral Dissertation, Kyoto University, Chapter 7, 1998
- 3) 熊崎幾太郎、上田稔：石炭埋立地盤の耐震性評価における技術的問題について、電力土木、276、71-75, 1998
- 4) 熊崎幾太郎、上田 稔：瞬間変形係数のひずみ依存性を考慮した履歴モデルの定式化、第 54 回土木学会年次学術講演会講演概要集、I・B111、pp.220-221、1999
- 5) 熊崎幾太郎、上田 稔：液状化地盤応答解析が可能な非線形全応力モデルによる乾燥砂と飽和砂の要素シミュレーション～MDM モデルによる飽和砂の極度の剛性低下率と急峻なひずみ軟化および流動的挙動の再現～、第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集、III-A098、pp.196-197、2001
- 6) 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法－SHAKE：DESRA－、土木研究所資料第 1778 号、1987 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、2002

4. 液状化マップ作成上の問題点に関する考察

4. 1 工学的基盤面や物性値の設定の違いによる解析結果への影響

前章までに、神戸 JIBANKUN のようなボーリングデータベースを利用して液状化危険度を評価するに際しては、地盤モデルを作製し液状化解析を実施することの優位性が高いことを述べた。今後、液状化マップを作成する上で更に予測精度を高めるためには、工学的基盤面や物性値の設定の違いが解析結果へ与える影響について検討しておく必要があると考えられる。検討場所として、図-4.1.1 に示す西部地区における主に噴砂が確認された地点を取り上げ、感度分析を実施した。なお、本節で示す感度分析で用いた N 値、平均粒径 $D_{50}(\text{mm})$ および細粒分含有率 $F_c(\%)$ は、すべて神戸 JIBANKUN に入力されているデータを整理したものである。また、一次元地震応答解析は全応力非線形解析法である MDM^①を用いた。

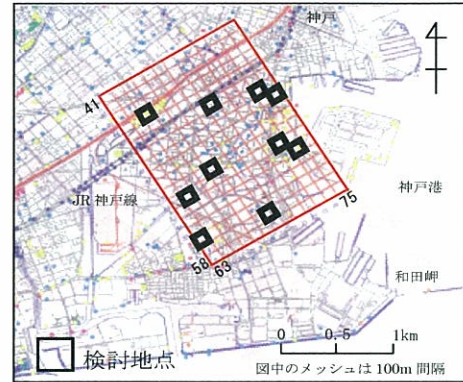


図-4.1.1 液状化検討区域(西部地区)

(1) 検討モデル

a) 地盤モデル

図-4.1.1 に示す西部地区では、中間とりまとめ^②で示したように、神戸 JIBANKUN を用いて表層地盤の土層断面図を作製している。今回は、工学的基盤面深度が解析結果に与える影響を検討するため、前回構築した地盤モデルの下位に分布している洪積層である D_g 層と $Ma12$ 層に関して神戸 JIBANKUN を用いて新たにモデル化を行った。図-4.1.2 に検討モデル図を示す。

b) 物性値

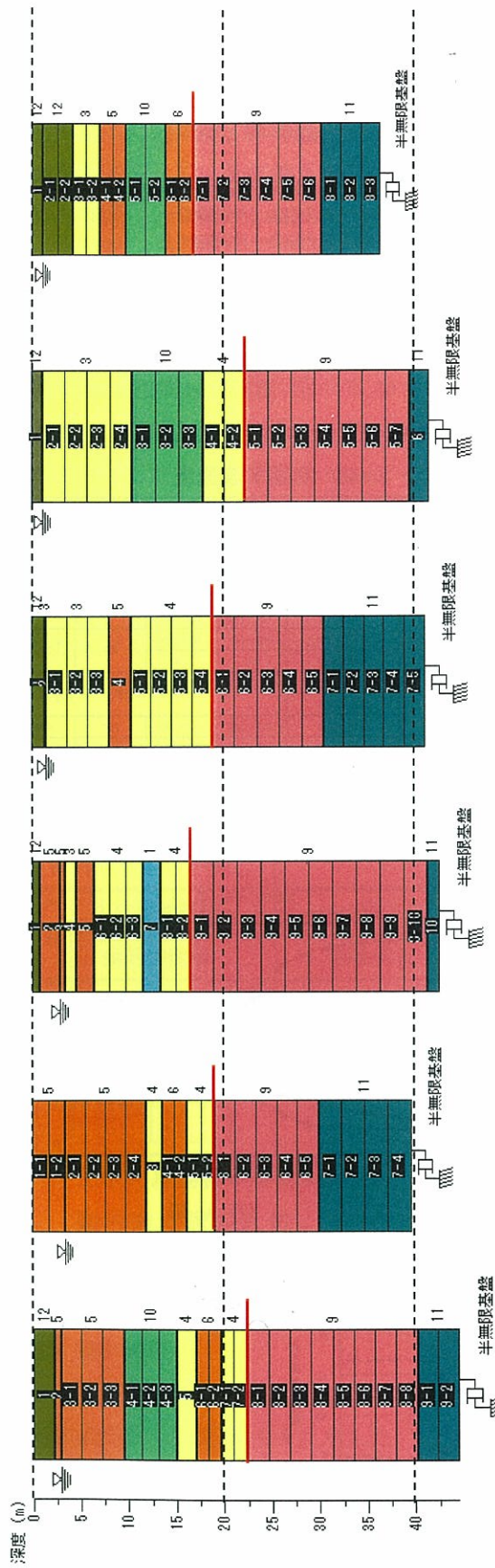
動的物性値すなわち初期剛性および $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線は、道路橋示方書・同解説 V.耐震設計編(以下道示 V)^③、土木研究所発行のデータ(以下土木研)^④、ならびに神戸市域における既存試験結果より代表曲線を選定した(財)阪神・淡路大震災記念協会発行のデータ(以下記念協会)^⑤を用いた。表-4.1.1 に物性値に関する分類を示す。表-4.1.1 に示した物性値群の物性データ一覧表を表-4.1.2 に、動的物性値のうち $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線を図-4.1.3 に示す。

c) 工学的基盤面とその物性値および入力地震波

工学的基盤面は沖積層と洪積層の境界面、及び洪積粘性土層である $Ma12$ 層下面の2種類とした。なお、工学的基盤面の物性値は表-4.1.3 に示すとおりである。入力地震波は、直下型地震の例として兵庫県南部地震時に神戸大学で観測された NS 方向の波形(最大加速度 500gal)^⑥を用いた。

表-4.1.3 工学的基盤面の物性値

工学的基盤面の位置	単位体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	初期 S 波速度 $V_{s0}(\text{m/s})$
沖積層下面	20.0	300
$Ma12$ 層下面	20.0	500



(1) 63-56

(2) 64-52

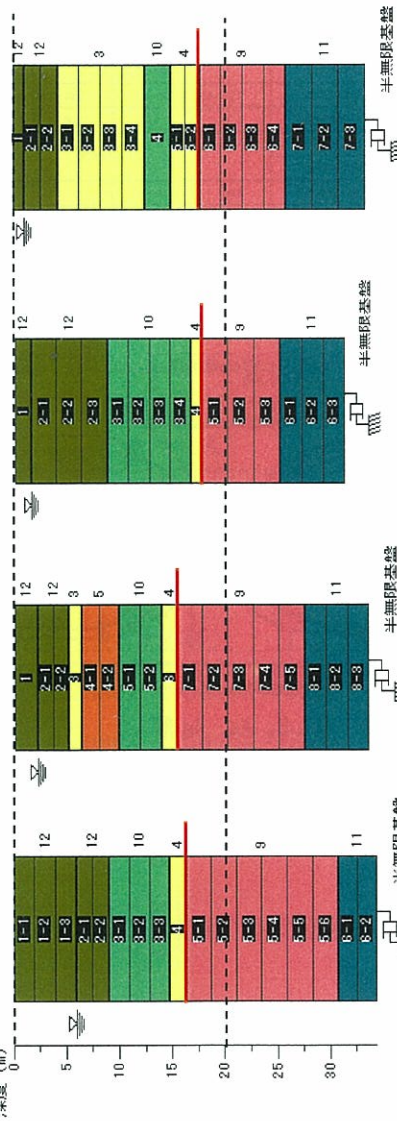
(3) 65-44

(4) 67-51

(5) 69-57

凡例

番号	記号	地層名
1	Ac	冲積粘性土
2	As2	冲積砂質土
3	As1(上)	冲積砂質土
4	As1(下)	冲積砂質土
5	Ag(上)	冲積礫質土
6	Ag(下)	冲積礫質土
7	Dc	段丘粘性土
8	Ds	段丘砂質土
9	Dg	段丘礫質土
10	Ma13	冲積粘性土
11	Ma12	洪積粘性土
12	F(E)	盛土・埋土



(7) 73-52

(8) 74-47

(9) 74-53

(10) 75-48

図-4.1.2 検討モデル図

メッシュ中の記号
— 冲積層下面

※ メッシュ中の番号について
3-4
層番号 - メッシュ番号
・層番号は左表の各土層の番号を表す。
・メッシュ番号は、土層毎に2.5m 間隔で分割したスライス番号を表す。

表-4.1.1 感度分析に用いた物性値の分類

項目	分類	解析パラメータ	採用データ
土質特性値	共通	土層構成、N値、層厚、 細粒含有率FC、 50%粒径 D_{50}	神戸 JIBANKUN より設定
動的物性値	物性値 A	ひずみ依存曲線 ($G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線)	土木研
		S波速度	道示 V
	物性値 B	ひずみ依存曲線 ($G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線)	記念協会
		S波速度	記念協会

《ひずみ依存曲線($G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線)》

物性値 A データ

1. 土木研-沖砂：土木研データ (F(B), As1, Ag)
2. 土木研-沖粘：土木研データ (Ac, Ma13)
3. 土木研-洪粘：土木研データ (Ma12)

※洪礫(Dg)は記念協会データを用いた。

物性値 B データ

1. 神一盛：記念協会-盛土(マサ土) (F(B))
2. 神一沖砂：記念協会-沖積砂質土 (As1)
3. 神一沖粘：記念協会-沖積粘性土 (Ac, Ma13)
4. 神一沖礫：記念協会-沖積礫質土 (Ag)
5. 神一洪礫：記念協会-洪積礫質土 (Dg)
6. 神一洪粘：記念協会-洪積粘性土 (Ma12)

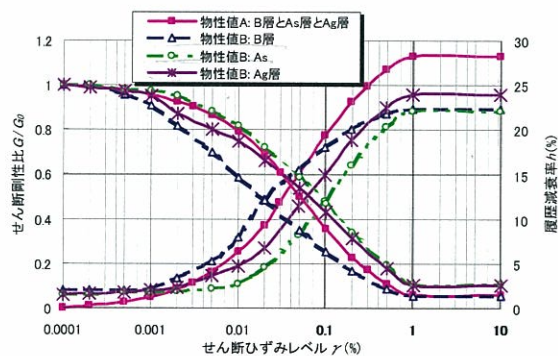
表-4.1.2 感度分析に用いた物性値一覧表

(1) 物性値 A と物性値 B の共通データ(土質特性値)

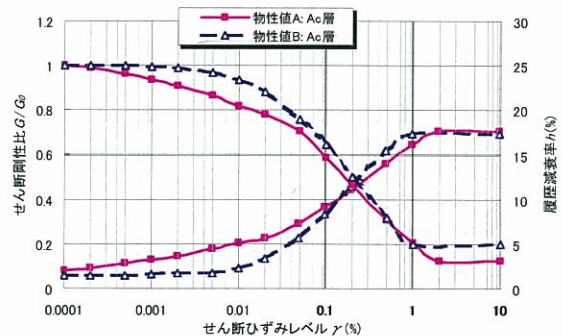
番号	記号	地層名	密度	N値	D ₅₀	F _c
			t/m ³	回	mm	%
1	Ac	沖積粘性土	1.40	10	-	80
2	As2	沖積砂質土	モデル化せず			
3	As1(上)	沖積砂質土	1.80	7~20	-	5~10
4	As1(下)	沖積砂質土		9~30		20
5	Ag(上)	沖積礫質土	1.90	29~30	0.60	-
6	Ag(下)	沖積礫質土	2.00	50	2.00	
7	Dc	段丘粘性土	モデル化せず			
8	Ds	段丘砂質土	モデル化せず			
9	Dg	段丘礫質土	2.00	33~57	-	-
10	Ma13	沖積粘性土	1.40	4~7	-	-
11	Ma12	洪積粘性土	1.70	18	-	-
12	F(B)	盛土・埋土	1.70	5~7	-	10

(2) 初期 S 波速度

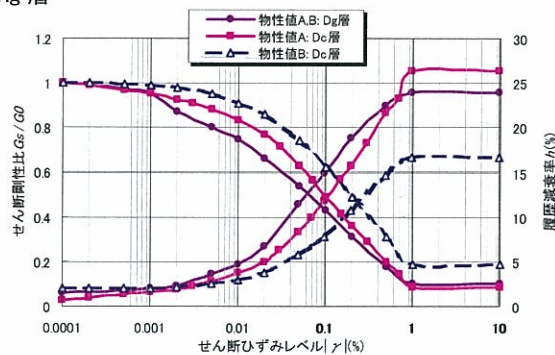
番号	記号	地層名	初期S波速度(m/s)		S波速度換算式係数*	
			物性値A	物性値B	A	B
1	Ac	沖積粘性土	215	215	87	0.372
2	As2	沖積砂質土	モデル化せず			
3	As1(上)	沖積砂質土	153～217	181～208	106	0.231
4	As1(下)	沖積砂質土	166～249	176～207		
5	Ag(上)	沖積礫質土	246～249	205～207	103	0.205
6	Ag(下)	沖積礫質土	295	230		
7	Dc	段丘粘性土	モデル化せず			
8	Ds	段丘砂質土				
9	Dg	段丘礫質土	257～308	341～360	241	0.099
10	Ma13	沖積粘性土	159～191	187～204	150	0.157
11	Ma12	洪積粘性土	262	276	183	0.142
12	F(B)	盛土・埋土	137～153	174～181	141	0.129

* 道示 V データ：S波速度(m/s) = 粘性土： $100 \times N^{1/2}$ 、砂質土： $80 \times N^{1/2}$ 記念協会データ：S波速度(m/s) = $A \times N^B$ (係数 A と B は上表(2)の右側)

(1) B、As、Ag 層



(2) Ac 層



(3) Dg、Dc 層

図-4.1.3 感度分析に用いたひずみ依存曲線

d) 地下水位の設定

地下水位は、中間とりまとめ 2) で示したとおり設定した。すなわち、データ数が少ないなどの理由から地下水位コンターを作製することが困難であったこと、また、特に西部地区については地下水位と地形との関係がかなり複雑で検討の余地が残ると判断したため、ボーリングデータがあるグリッドの地下水位を抽出し、特異値であるかどうかの判定を行い、さらに液状化判定結果と噴砂現象との整合性を参考にして、基本地下水位を設定し、ボーリングデータがないグリッドの地下水位に関しては内挿・外挿により決定した。

e) 検討ケース

表-4.1.4 に検討ケースを示す。なお、Case0（工学的基盤面；沖積層下面、動的物性値；表-4.1.1の物性値 A(初期 S 波速度：道示 V、ひずみ依存特性曲線：土木研)）は 3 章で用いた検討モデルである。

まず、工学的基盤面の違いによる解析結果の比較を行うために、Case0 と工学的基盤面を Ma12 層下面に設定したモデルである Case2 を比較する。また、動的物性値を物性値 B(初期 S 波速度：記念協会、ひずみ依存特性曲線：記念協会)に設定した場合も同様に比較を行うために、Case1 と Case2' を比較する。

次に、物性値の違いによる解析結果の比較を行うために、Case0 とその動的物性値を物性値 B に設定したモデル Case1 と比較する。同様に、工学的基盤面が深い場合の比較として、Case2 と Case2' を比較する。

表-4.1.4 検討ケース

検討ケース 検討モデル	Case0	Case1	Case2	Case2'
工学的基盤面	沖積層下面	沖積層下面	Ma12 層下面	Ma12 層下面
動的物性値	物性値 A	物性値 B	物性値 A	物性値 B
備考	初期 S 波速度) 道示 V ひずみ依存特性) 土木研	初期 S 波速度) 記念協会 ひずみ依存特性) 記念協会	初期 S 波速度) 道示 V ひずみ依存特性) 土木研	初期 S 波速度) 記念協会 ひずみ依存特性) 記念協会

工学的基盤面の比較：Case0 と Case2 の比較、または Case1 と Case2' の比較

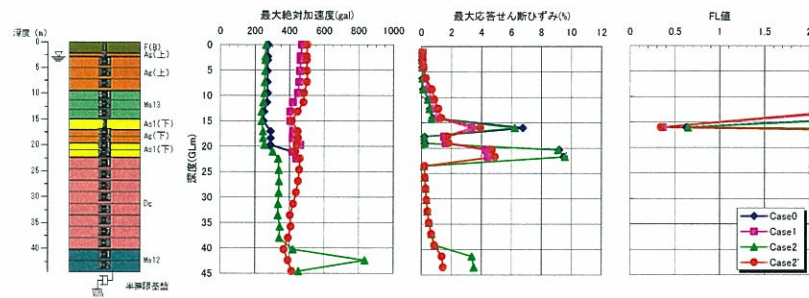
動的物性値の比較：Case0 と Case1 の比較、または Case2 と Case2' の比較

(2) 検討結果

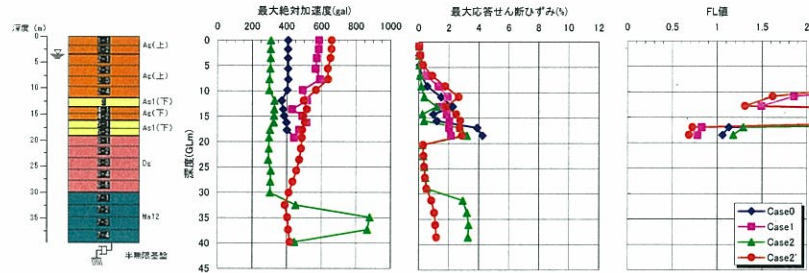
検討結果は、各地点別に最大加速度、最大応答せん断ひずみおよび FL 値の深度分布を、各検討ケースの比較図として図-4.1.4 に示した。

a) 工学的基盤面の違いによる解析結果の比較

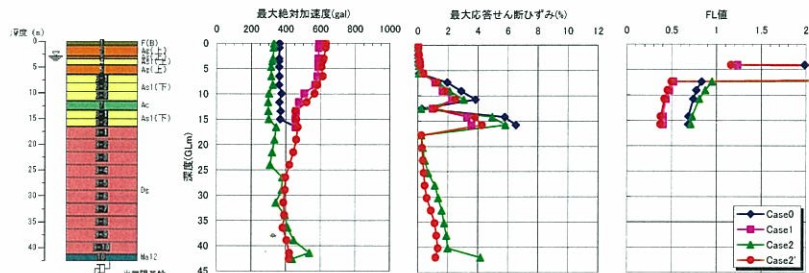
図-4.1.4 より Case0 と Case2 及び Case1 と Case2' はそれぞれ工学的基盤面が浅い（沖積層下面）場合と深い（Ma12 層下面）場合のケースであるが、洪積層内の値にかかわらず、概ね沖積層部分に



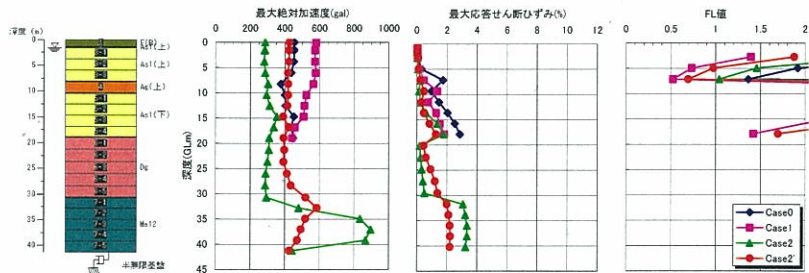
(1) メッシュ番号 63-56



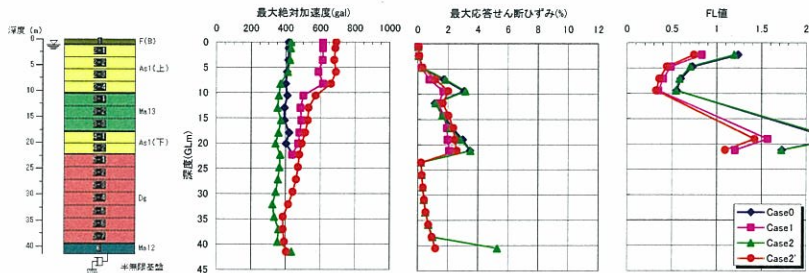
(2) メッシュ番号 64-52



(3) メッシュ番号 65-44



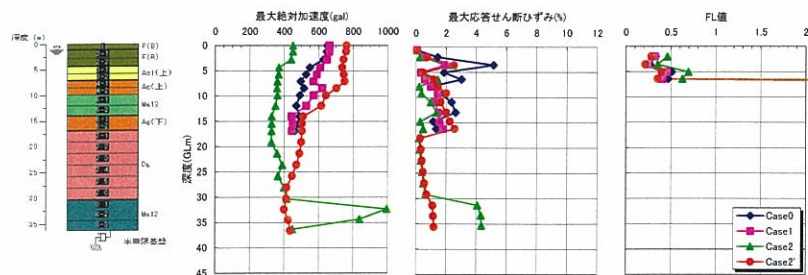
(4) メッシュ番号 67-51



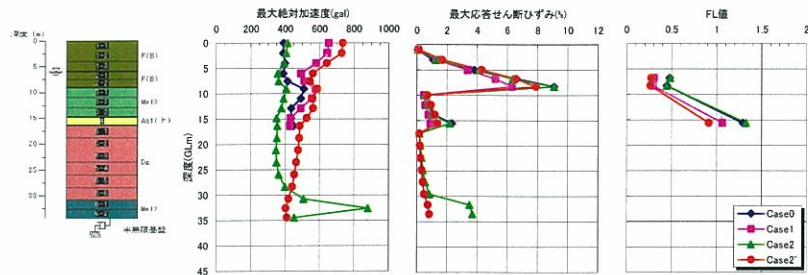
(5) メッシュ番号 69-57

Case	動的物性値	基盤面位置
0	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
1	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
2	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)
2'	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)

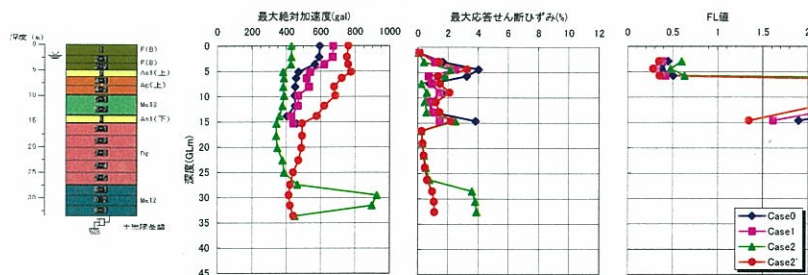
図-4.1.4 感度分析結果一覧図(1)



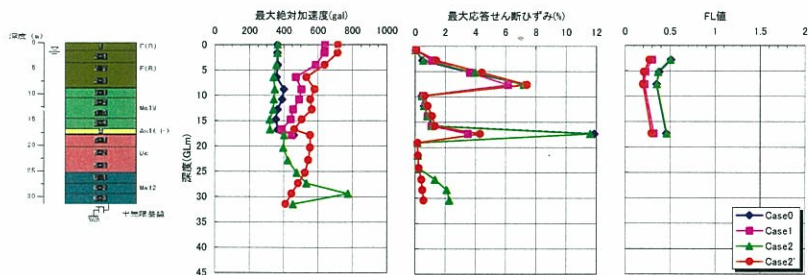
(6) メッシュ番号 70-46



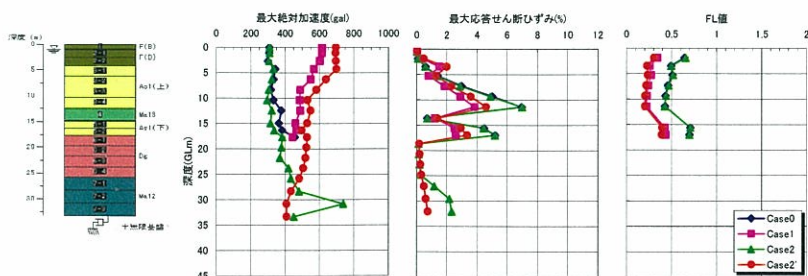
(7) メッシュ番号 73-52



(8) メッシュ番号 74-47



(9) メッシュ番号 74-53



(10) メッシュ番号 75-48

Case	動的物性値	基礎面位置
0	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
1	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
2	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)
2'	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)

図-4.1.4 感度分析結果一覧図(2)

おける解析結果は一致している。しかし、Case0,2 および Case1,2'とでは最大加速度の大きさおよび深度分布形状はかなり異なる。すなわち、今回の条件においては工学的基盤面の位置の影響は表層の応答値において影響が少なく、物性値の違いがこのような解析結果の差に表れたと考えられる。ただし、メッシュ番号(2)64-52、(4)67-51、(6)70-46、(8)74-47のように傾向が異なる地点もあり、この他にもいろいろな要因の影響を受けている可能性が考えられ、今後の検討課題である。

b) 動的物性値の違いによる解析結果の比較

Case0 と Case1 の比較、すなわち工学的基盤面を沖積層下面に設定し動的物性値を変化させた場合、及び Case2 と Case2'の比較、すなわち工学的基盤面を Ma12 層下面に設定し動的物性値を変化させた場合においては、先述したとおり最大加速度および FL 値の大きさならびに深度分布状況は大きく異なる。ここで、動的物性値とは初期 S 波速度（表-4.1.2 参照）と $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線（図-4.1.3 参照）のことであるが、特に初期 S 波速度に着目し物性値 A（道示 V）と物性値 B（記念協会）を比較して示したのが図-4.1.5 である。プロット深度は地層中心位置までの深さである。

2つの方法による V_s の違いの特徴としては物性値 B の方が洪積砂礫層の V_s を全般的に大きく評価していることである。しかし、先に示した結果との有意な相関は見当たらない。初期 S 波速度、ひずみ依存曲線ならびに地層構成などのモデル化の相違によって敏感に計算結果に影響を与えていると思われる。

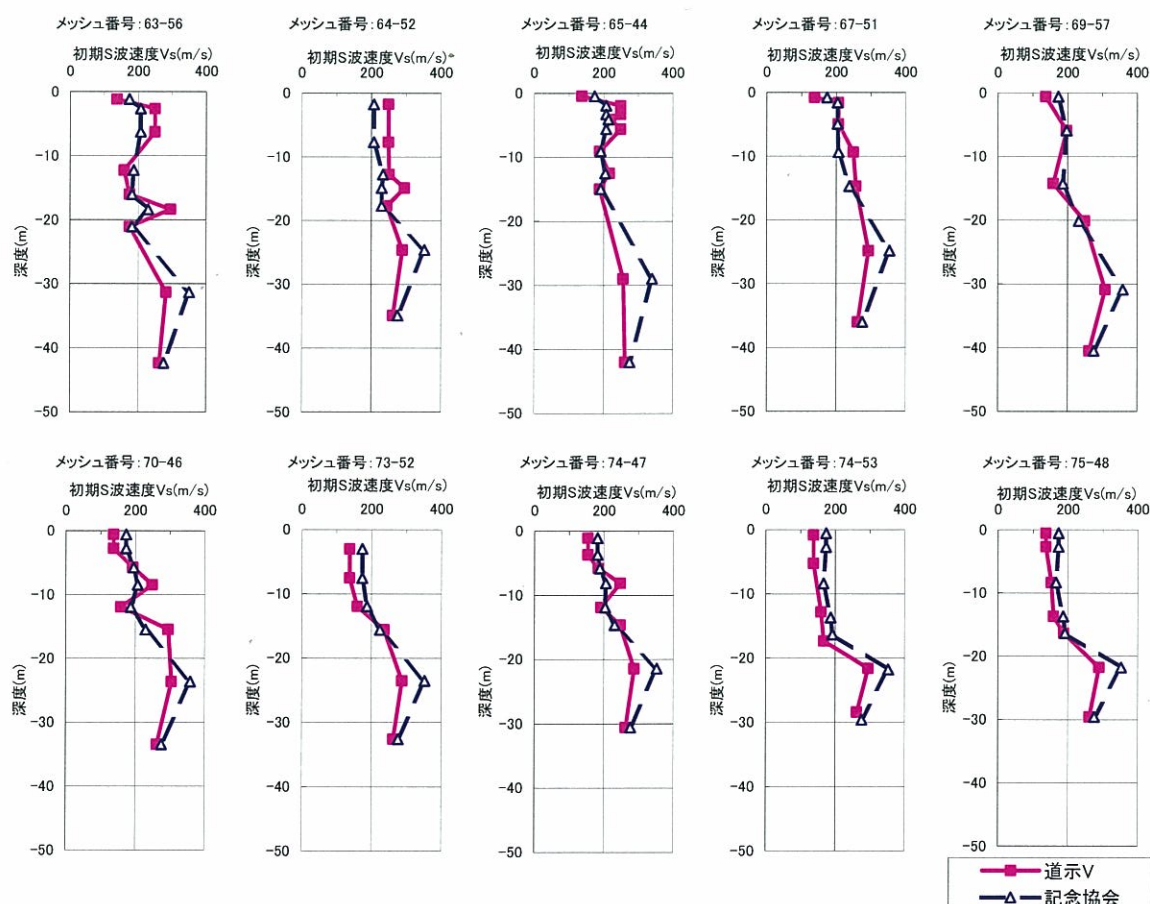


図-4.1.5 初期 S 波速度

c) Ma12 層の動的特性の影響

図-4.1.6 は Ma12 層の動的地盤特性の違いによる解析結果への影響が顕著に表れている例としてメッシュ番号 63-56 の結果を示したものである。Case2 では Ma12 層で約 6% の最大応答せん断ひずみが発生し、加速度が大きく減衰している。一方、Case2' では加速度の減衰はそれほど顕著ではない。Ma12 層の初期せん断波速度 V_0 の値は、物性値 A {Case2 (初期 S 波速度：道示 V、ひずみ依存特性曲線：土木研)} と物性値 B {Case2' (初期 S 波速度：記念協会、ひずみ依存特性曲線：記念協会)} はほぼ同じ値を示しているが、せん断剛性比 G/G_0 はどのせん断ひずみレベルにおいても物性値 B に比較して、物性値 A の方の低下率が大きく、履歴減衰率 h も大きいことが影響していると考えられる。このように工学的基盤面が深い場合で、その直上に分布する地層が比較的軟質または緩い場合にはその地層の動的特性の設定には留意が必要である。

d) 沖積層の N 値の影響

図-4.1.7 は沖積層 As1 層の N 値の違いによる影響を見たものである。図-4.1.7(1) に示した 75-48 メッシュでは As1(上)層、As1(下)層の N 値がそれぞれ 7 回と 13 回であるのに対して、図-4.1.7(2) に示した 67-51 メッシュでは同じく 17 回と 33 回で、それぞれ 2 倍以上大きい。緩い～中位な地盤と中位～密な地盤とでは加速度分布の変化状況が異なっている。

e) 地表面加速度と PL 値の傾向について

表-4.1.5 に地表面最大絶対加速度及び PL 値を一覧表にして示した。地表面加速度は Case0 で 273～646gal、Case1 で 469～670gal、Case2 で 231～339gal、Case2' で 425～758gal を示しており、物性値 B とした場合 (Case1 と 2') の応答加速度の値が少し大きい。また、これを反映して PL 値も若干大きい。検討地点は液状化が発生したと思われる地点であることを考慮すると、地表面加速度が 600gal を越えるような値は少し過大であると思われる。よって、物性値 A の方が妥当であるとも考えられるが、例えば 64-52 メッシュでは噴砂が確認されているが Case0 では PL 値=0 となっている。なお、PL 値の平面的な傾向を見た場合、西部地区においては西域では砂礫層優勢で、東域に行くに従い砂層優勢に変化するという土層構成の特徴、及び埋設管の被害状況 (図-3.2.3 参照) と整合している。

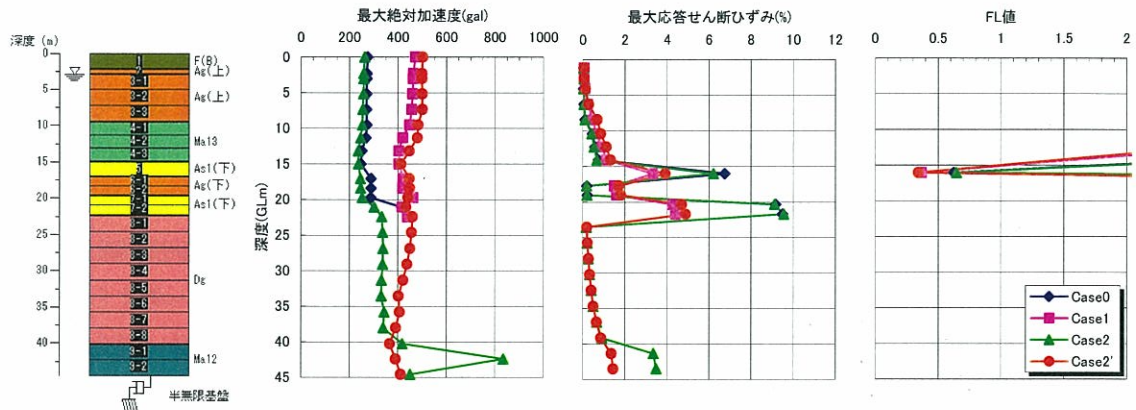
表-4.1.5 入力物性値の違いによる解析結果の比較

(1) 地表面最大絶対加速度 (gal)

メッシュ番号	Case0 物性値 A: 沖積層下面	Case1 物性値 B: 沖積層下面	Case2 物性値 A: Ma12 層下面	Case2' 物性値 B: Ma12 層下面
1) 63-56	273	469	261	500
2) 64-52	406	585	307	657
3) 65-44	362	591	330	630
4) 67-51	453	580	287	425
5) 69-57	417	614	429	690
6) 70-46	646	659	448	758
7) 73-52	389	650	413	731
8) 74-47	594	670	430	758
9) 74-53	362	639	364	714
10) 75-48	307	614	310	694

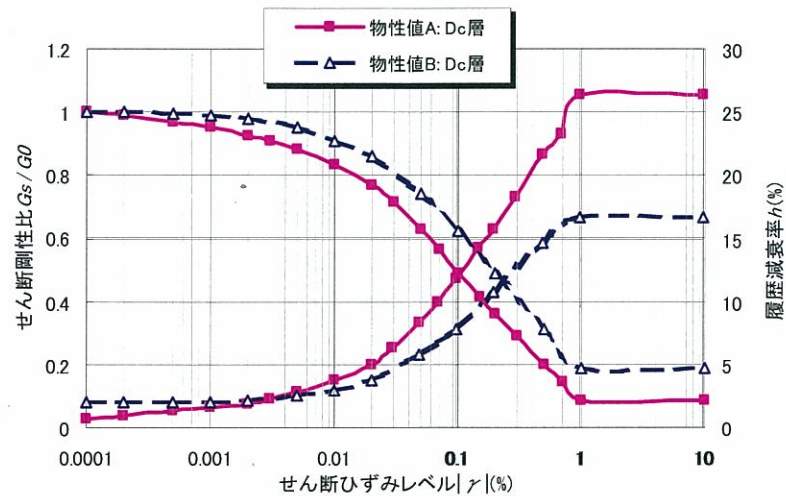
(2) PL 値

メッシュ番号	Case0 物性値 A: 沖積層下面	Case1 物性値 B: 沖積層下面	Case2 物性値 A: Ma12 層下面	Case2' 物性値 B: Ma12 層下面
1) 63-56	2	3	2	3
2) 64-52	0	1	0	1
3) 65-44	8	19	5	20
4) 67-51	0	11	0	5
5) 69-57	17	30	17	33
6) 70-46	29	31	23	33
7) 73-52	10	13	10	14
8) 74-47	19	21	14	22
9) 74-53	32	41	32	43
10) 75-48	39	58	38	61



Case	動的物性値	基礎面位置
0	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
1	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
2	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)
2'	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)

(1) 解析結果



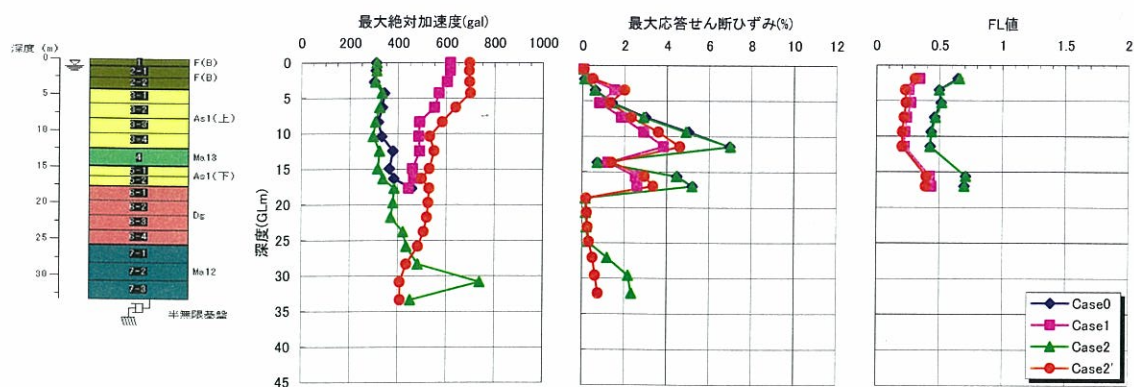
※ Ma12 層のせん断剛性比は全体的に道示 V (Case2: ピンク色) は記念協会 (Case2' ; 青色) よりも小さく、履歴減衰率は高い。

地下水位 GL-3m		地層構成		層厚	地層下面 までの深度	分割数	N値 (回)	密度 $\rho \text{ t(tf/m}^3\text{)}$	初期S波速度(m/s)		初期ひずみ	平均粒径	細粒含有率
		地層番号	地層名						記念協会	道示V			
地 層 番 号	1	12	B	2.32	2.32	1	5	1.7	173.5	136.8	2.0	0.35	10
	2	5	Ag(上)	0.68	3.00	1	30	1.9	206.8	248.6	1.5	0.60	0
	3	5	Ag(上)	6.51	9.51	3	30	1.9	206.8	248.6	1.5	0.60	0
	4	10	Ma13	5.49	15.00	3	4	1.4	186.5	158.7	1.5	0.02	80
	5	4	As1(下)	2.06	17.06	1	10	1.8	182.1	174.6	1.5	0.30	20
	6	6	Ag(下)	2.64	19.70	2	50	1.9	229.7	294.7	1.5	2.00	0
	7	4	As1(下)	2.70	22.40	2	10	1.8	182.1	174.6	1.5	0.30	20
	8	9	Dg	17.85	40.25	8	44	2.0	350.5	282.4	1.5		
	9	11	Ma12	4.30	44.55	2	18	1.7	275.9	262.1	2.0		

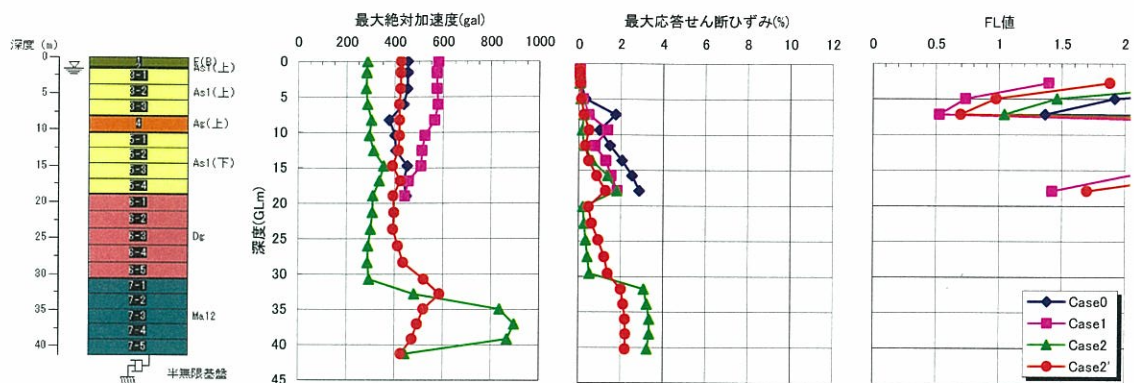
※ Ma12 層の初期 S 波速度は道示 V (Case2) は記念協会 (Case2') よりも小さい。

(2) 入力データ

図-4.1.6 Ma12 層のひずみ依存特性の影響 (63-56 メッシュ)

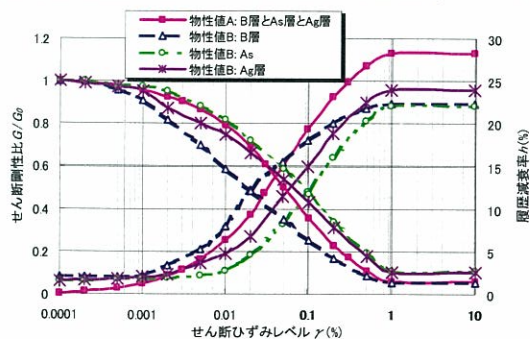


(1) As1(下)層で加速度が大きく変化している解析結果 (75-48 メッシュ)



Case	動的物性値	基礎面位置
0	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
1	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	沖積層下面($V_s=300\text{m/s}$)
2	物性値A(初期S波速度:道示V、ひずみ依存特性曲線:土木研)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)
2'	物性値B(初期S波速度:記念協会、ひずみ依存特性曲線:記念協会)	Ma12層下面($V_s=500\text{m/s}$)

(2) As1(下)層で加速度が変化していない解析結果 (67-51 メッシュ)



※ As1(下)層のせん断剛性比は全体的に道示V(Case2'; ピンク色)は記念協会(Case2'; 緑色)よりも小さく、履歴減衰率は高い。

メッシュ番号	地層構成		層厚	地層下面 までの深度	分割数	N値 (回)	密度 ρ (t/m ³)	初期S波速度(m/s)		初期ひずみ h0	平均粒径 D ₅₀ (mm)	細粒含有率 Fc(%)
	地層番号	地層名						記念協会	道示V			
(1) 75-48	3	As1(上)	8.18	12.44	4	7	1.8	166.2	153.0	1.5	0.30	5
	4	As1(下)	2.76	17.69	2	13	1.8	191.7	188.1	1.5	0.30	20
(2) 67-51	3	As1(上)	6.65	8.25	3	17	1.8	204.0	205.7	1.5	0.30	5
	4	As1(下)	8.50	18.95	4	33	1.8	237.7	256.6	1.5	0.30	20

(3) As1 層の入力データの違い

図-4. 1. 7 As1 層の N 値の影響

4. 2 物性値の検討

ここでは大阪湾岸で実施された PS 検層結果を用いて N 値と S 波速度 (Vs) の関係等の物性値の整理を行った。尚、PS 検層等の基礎データについては、「関西圏地盤情報の活用協議会」より「関西圏地盤情報データベース」の提供を受けた。

物性値は神戸地域と大阪地域に分けて整理した。神戸地域は須磨～芦屋地区の沿岸部、大阪地域は西大阪地域（西宮～尼崎～大阪：上町台地より西側）の沿岸部である。

PS 検層は板たたき法とサスペンション方式によって実施されているが、各法による整理結果に明確な違いが見られなかったため両法を併せて整理を行った。PS 検層の測定深度はおおよそ 50～120m、整理に用いた総データ数は、神戸地域で 2454 データ、大阪地域で 6661 データである。

N 値と S 波速度との関係は、以下に示すように各地層区分毎に行った。

- ・粘性土層・・・海成粘性土 (Ma13、Ma12)、沖積粘性土 (Ac)、洪積粘性土 (Dc)
- ・砂・礫質土層・・・沖積砂質土 (As)、沖積礫質土 (Ag)、洪積砂質土 (Ds)
洪積礫質土 (Dg)

- ・盛土・埋土

また、海成粘性土 (Ma13、Ma12) については、S 波速度と一軸圧縮強度 (q_u) 及び自然含水比 (W_n) の関係についても整理した。

(1) N 値と S 波速度の関係

図-4.2.1、図-4.2.2 に神戸地域と大阪地域の地層毎の N 値と S 波速度の関係を、表-4.2.1 に N 値と S 波速度の関係式の係数を示す。

神戸地域と大阪地域の各層の N 値と S 波速度の関係をみると、粘性土層[海成粘性土 (Ma12、13) 及び沖積粘性土 (Ac)、洪積粘性土 (Dc)]については、数式上の違いは認められるが、両者に顕著な違いは認められない。

砂・礫質土層[沖積砂質土 (As)、沖積礫質土 (Ag)、洪積砂質土 (Ds)、洪積礫質土 (Dg)]に関しても、洪積礫質土 (Dg) に関して若干の相違が認められるが、他の層に関係については顕著な違いは認められない。

表-4.2.1 N 値と S 波速度の関係式の係数

S 波速度 (m/sec)= $A \times N^B$		神戸地域		大阪地域	
		A	B	A	B
Ma13	海成粘性土	132	0.170	121	0.217
Ma12	海成粘性土	216	0.085	171	0.126
Ac	沖積粘性土	144	0.172	137	0.161
Dc	洪積粘性土	141	0.257	147	0.247
盛土・埋土		152	0.125	129	0.157
As	沖積砂質土	158	0.086	135	0.135
Ag	沖積礫質土	185	0.035	196	0.135
Ds	洪積砂質土	165	0.161	150	0.196
Dg	洪積礫質土	130	0.209	184	0.148

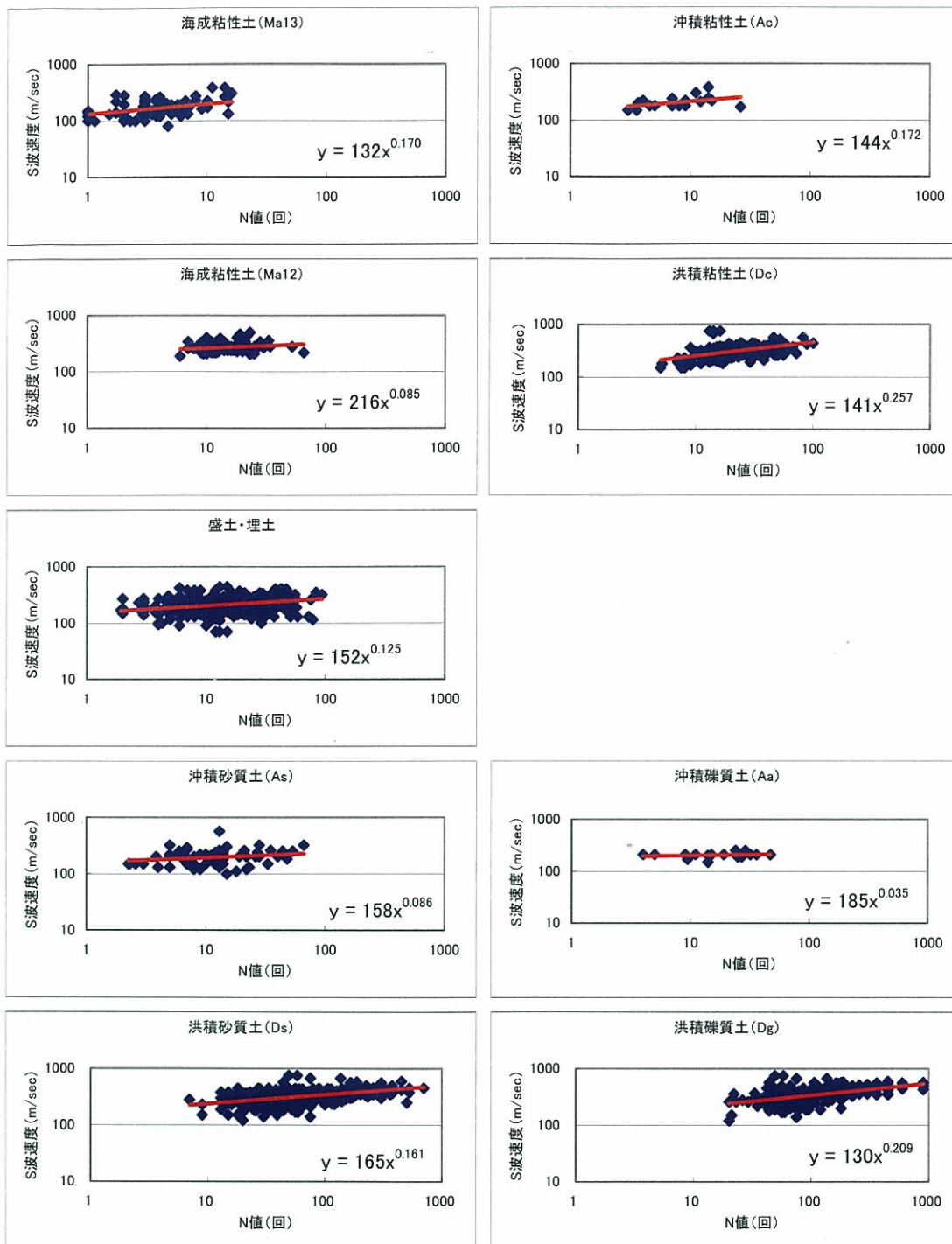


図-4.2.1 各層のN値とS波速度の関係（神戸地域）

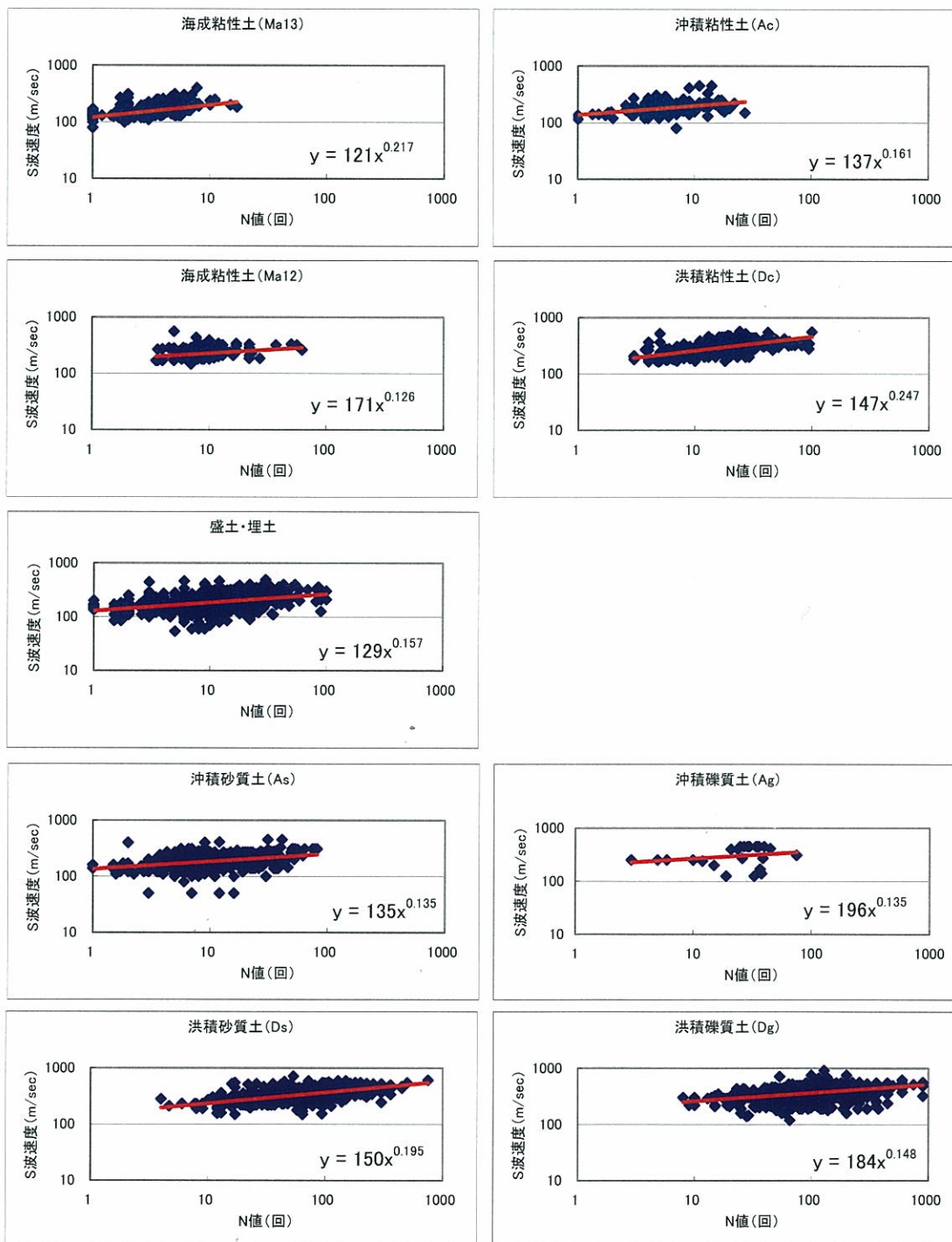


図-4.2.2 各層の N 値と S 波速度の関係 (大阪地域)

表-4.2.2 は、表-4.2.1 で整理した神戸地域と大阪地域での N 値と Vs の関係式、また表-4.1.2 に示した道示 V（物性値 A）および記念協会（物性値 B）での関係式を用いて各地層別に代表的な N 値に対する Vs の値を示したものである。今回整理した神戸地域での Vs と記念協会での Vs を比較すると Ma13、Ma12、As、Ag では道示 V によるものよりよく似ている、逆に Dg では道示 V と似ている。

表-4.2.2 推定式の違いによる Vs (m/s)

		神戸地域	大阪地域	記念協会	道示
Ma13	N	Vs	Vs	Vs	Vs
	1	132	121	150	100
	2	149	141	167	126
	3	159	154	178	144
	4	167	163	186	159
Ma12	N	Vs	Vs	Vs	Vs
	8	258	222	246	200
	10	263	229	254	215
	15	272	241	269	247
	18	276	246	276	262
As	N	Vs	Vs	Vs	Vs
	5	181	168	154	137
	10	193	184	180	172
	20	204	202	212	217
	30	212	214	233	249
Ag	N	Vs	Vs	Vs	Vs
	10	201	267	165	172
	20	205	294	190	217
	30	208	310	207	249
	40	210	323	219	274
Dg	N	Vs	Vs	Vs	Vs
	30	265	304	337	249
	40	281	318	347	274
	45	288	323	351	285
	50	294	328	355	295

（２）海成粘性土（Ma13）の S 波速度（Vs）と自然含水比（Wn）、一軸圧縮強度（qu）の関係

図-4.2.3 に、神戸地域と大阪地域の海成粘性土（Ma13）の S 波速度と自然含水比、一軸圧縮強度の関係を示す。

神戸地域における S 波速度と一軸圧縮強度の間には正の相関関係が、S 波速度と自然含水比の間には負の相関関係があると判断される。S 波速度と自然含水比の相関関係が良好なことから、地盤調査時に一軸圧縮試験を実施しなくても自然含水比の測定結果で簡易的に S 波速度の推定が可能と考えられる。

また、大阪地域についても神戸地域と同様な傾向が認められる。

N 値と S 波速度の関係では神戸地域と大阪地域に明確な差異が認められなかったが、一軸圧縮強度及び自然含水比と S 波速度の関係では、大阪地域の S 波速度が神戸地域のそれに比べてやや大きい傾向が数式上見られた。

（３）海成粘性土（Ma12）の S 波速度（Vs）と自然含水比（Wn）、一軸圧縮強度（qu）の関係

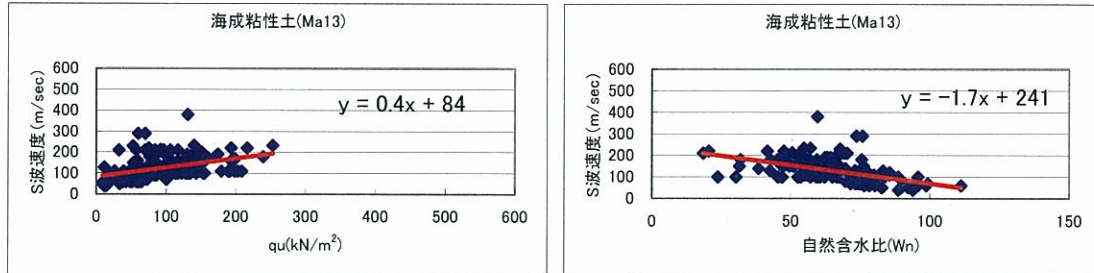
図-4.2.4 に、神戸地域と大阪地域の海成粘性土（Ma12）の S 波速度と自然含水比、一軸圧縮強度の関係を示す。

神戸地域と大阪地域の Ma12 層では、一軸圧縮強度及び自然含水比の変化に対して S 波速度の変化が顕著ではないため、近似曲線での相関は行わなかった（Ma12 層に潜在するクラックによって圧縮強度が過小評価されている可能性も考慮した）。ただし、図中には参考のため近似曲線を波線で示している。

当図より、神戸地域と大阪地域の Ma12 層では、神戸地域の S 波速度が Vs =250m/sec 程度、大阪地域の S

波速度が $V_s = 200 \text{ m/sec}$ 程度と、神戸地域の方が大阪地域よりも多少大きい傾向が見られる。各地域での地盤特性の違いに起因するものと考えられる。

(1) 神戸地域



(2) 大阪地域

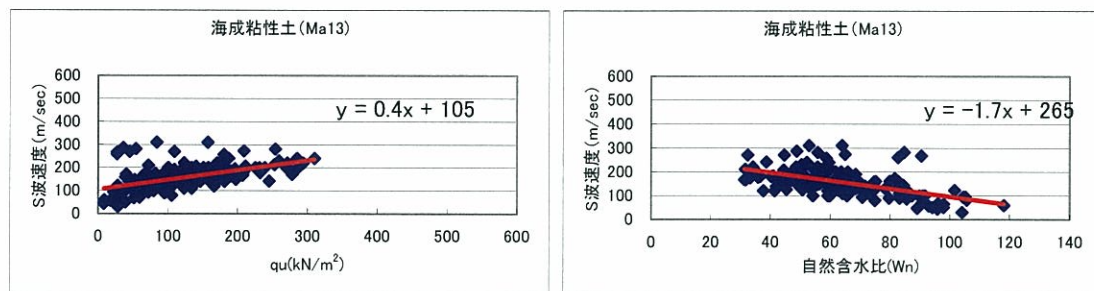
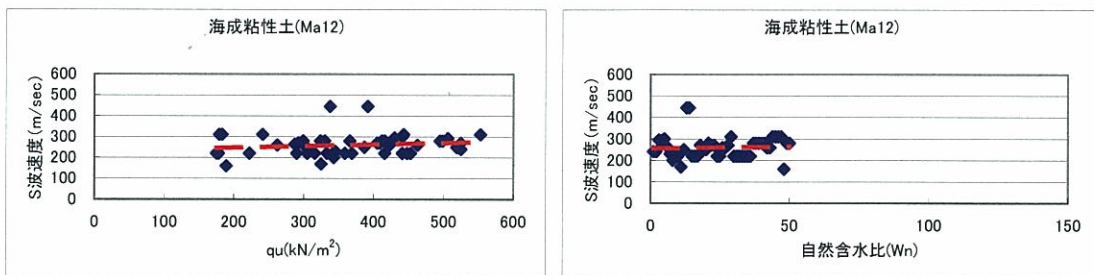


図-4.2.3 沖積粘性土 (Ma13) のS波速度と一軸圧縮強度、自然含水比の関係

(1) 神戸地域



(2) 大阪地域

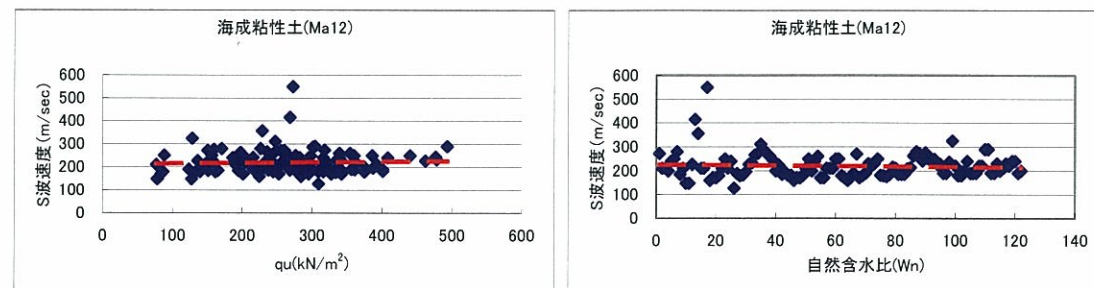


図-4.2.4 洪積粘性土 (Ma12) のS波速度と一軸圧縮強度、自然含水比の関係

4. 3 まとめ

本章では、液状化マップを作成する際の液状化解析のためのモデル化における問題点について検討した。

4. 1節の検討により、液状化解析では地盤の動的特性、特に初期せん断波速度とひずみ依存特性の選定・組合せによって、解析結果に大きな影響を与えることが確認できた。今回の条件のもとでは工学的基盤の違いによる影響は少なく、動的物性値のわずかな違いが解析結果に大きな影響を与えるという結果を得た。

4. 2節では、N 値、一軸圧縮強度、自然含水比などとせん断波速度の関係を調べた。基本的には原位置においてせん断波速度を計ることが望ましいが、そのようなデータがない場合には、他の指標との相関式に頼らざるを得ない。砂層・礫層に対しては N 値との相関式を利用することになると思われる。地域特性を考慮した信頼性の高いデータの蓄積が必要である。一方、粘性土に対しては N 値との相関よりも一軸圧縮強度や自然含水比との相関の方が高い場合があることが予想される。特に、沖積粘性土に対しては自然含水比を知るだけでかなり詳細なせん断波速度を推定できそうである。ただし、潜在クラックを有するような洪積粘性土に対しては適用限界があるため注意が必要である。

参考文献

- 1) 熊崎：微小ひずみ時剛性の最大ひずみレベル依存性を考慮した土と鋼の履歴モデル、土木学会論文集、No.743/III-64、pp.1-20、2003
- 2) 神戸の地盤研究会 研究成果報告書 ■中間とりまとめ■：神戸の地盤研究会、2002.7
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、2002
- 4) 東・田村：地震動波形の繰返し特性を考慮した液状化強度評価法、土木技術資料、39-9、pp.50-55、1997
- 5) (財)阪神・淡路大震災記念協会：地盤情報を活用した被災分布の究明、(財)阪神・淡路大震災記念協会調査研究報告書、Vol.3、pp.5-7、2001

5. 南海地震・東南海地震時の液状化判定に向けて

本章では、将来発生が予想される東南海・南海地震のように継続時間が長く、繰返し回数の多い地震時の液状化解析に関して、全応力法による非線形時刻歴解析に累積損傷度理論を適用した判定方法について考察する。

5. 1 液状化判定方法

(1) F_L 法の概要

図-5.1.1 に F_L 法の概要を示す。 F_L 法では、ある深さの液状化強度(繰返し強さ応力比もしくは動的せん断強度比などとも呼ばれる) R を N 値や粒径から推定する。一方、地盤に地震時に加わる繰返しせん断力比(地震時せん断力比などとも呼ばれる) L も地表面最大加速度等から推定し、両者の比をとって液状化に対する安全率(抵抗率) F_L を次式で算出する。

$$F_L = R/L$$

そして、 $F_L \leq 1$ なら液状化の可能性があるかと判断する。この方法は、1971 年に Seed(シード)らによって提案された¹⁾。道示 V²⁾、鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計(以下、鉄道基準)³⁾では、Seed(シード)らによる方法を基にして F_L 法を採用しており、 N 値、相対密度や室内試験結果などから液状化強度比 R を求めるが、それぞれ違いがある。ここでは、これらのうち道示 V の方法を概説する。

道示 V では、細粒分の少ない砂では図-5.1.2 に示すように有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した換算 N 値 N_1 が 14 付近を境に、砂質土の液状化強度は急増する方法が取られている。この換算 N 値を砂質土に対しては細粒分含有率 F_c 、礫質土に対しては平均粒径 D_{50} により補正した補正 N 値 N_a を用いて液状化強度 R を算定する。図-5.1.3 に示した細粒分含有率と補正 N 値の関係は、ばらつきがあるものの、図中に示した点線のような右上がりの傾向を示している。補正 N 値 N_a を決定する際は、図-5.1.3 に基づき、細粒分含有率に応じて補正 N 値を増加させ、細粒分含有率が比較的高い土についても、その強度をより適切に評価できる。一方、礫質土に対しても、図-5.1.4 に示すように平均粒径 D_{50} により、暫定的に標準貫入試験から求められた N 値を補正することによって考慮する方法が取られている。これらより、道示 V では表-5.1.1 に示した計算式に基づき液状化判定を行う。ここで、液状化強度比 R を算出する際、室内試験で求められた繰返し三軸強度比 R_L は液状化の判定の際に用いられる地盤の強度、すなわち液状化強度比は正弦波荷重のもとでの室内土質試験結果より得られた値であるため、 R_L に係数 c_w を乗じて液状化強度比 R を算出する。東南海・南海地震のような海洋型の地震動(タイプ 1)に対しては、表-5.1.1 に示すように $c_w=1.0$ としている。

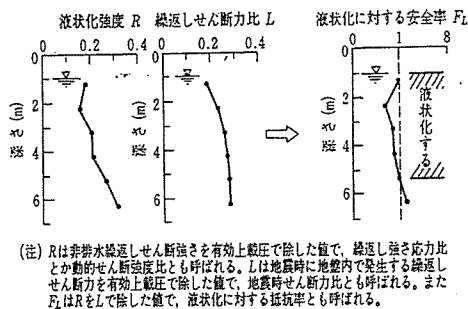


図-5.1.1 F_L 法の概要⁴⁾

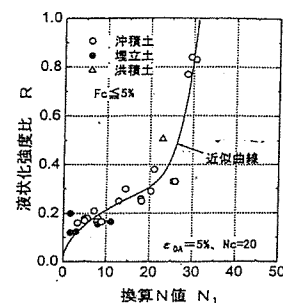


図-5.1.2 きれいな砂質土 ($F_c \leq 5\%$) の液状化強度比 R と換算 N 値 N_1 の関係⁵⁾

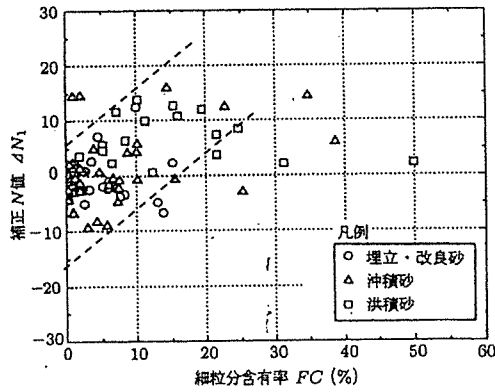


図-5.1.3 砂質土の細粒含有率と
補正項 ΔN_1 の関係⁶⁾に加筆修正

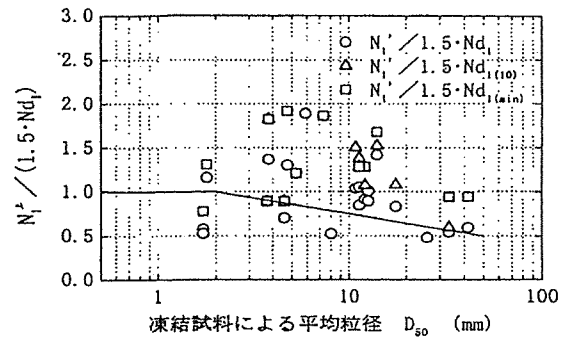


図-5.1.4 礫質土の平均粒径とN値の関係⁷⁾

表-5.1.1 道示Vにおける液状化判定方法²⁾

$F_L = R / L$ $R = c_W R_L$ $L = \gamma_d k_{hg} \sigma_v / \sigma_v'$ $\gamma_d = 1.0 - 0.015x$ $\sigma_v = \gamma_{t1} h_W + \gamma_{t2} (x - h_W)$ $\sigma_v' = \gamma_{t1}' h_W + \gamma_{t2}' (x - h_W)$ <p>(タイプIの地震動の場合)</p> $c_W = 1.0$ <p>(タイプIIの地震動の場合)</p> $c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$	F_L : 液状化に対する抵抗率 R : 動的せん断強度比(液状化強度比) L : 地震時せん断応力比 c_W : 地震動特性による補正係数 R_L : 繰返し三軸強度比で、左下の点線枠の規定に従う γ_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 k_{hg} : レベル2地震動の地盤面における設計水平震度 σ_v : 全上載圧(kN/m ²) σ_v' : 有効上載圧(kN/m ²) x : 地表面からの深さ(m) γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m ³) γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m ³) γ_{t2}' : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量(kN/m ³) h_W : 地下水位の深さ(m)
<p>(繰返し三軸強度比R_L)</p> $R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases}$ <p>(砂質土の場合)</p> $N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad N_1 = 170N / (\sigma_v' + 70)$ $c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$ $c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases}$ <p>(礫質土の場合)</p> $N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1$	<p>(繰返し三軸強度比R_Lの記号)</p> R_L : 繰返し三軸強度比 N : 標準貫入試験から得られるN値 N_1 : 有効上載圧100kN/m ² 相当に換算したN値 N_a : 粒度の影響を考慮した補正N値 c_1, c_2 : 細粒含有率によるN値の補正係数 FC : 細粒含有率(%) (粒径75 μ m以下の土粒子の通過質量百分率) D_{50} : 平均粒径(mm)

(2) 累積損傷度理論を適用した液状化判定方法⁷⁾

鉄道基準では、L2 地震動の検討に用いる液状化強度比については、図-5.1.6 に示すように乱さない試料を用いた室内土質試験結果から軸ひずみ両振幅 10～15%における動的せん断強度比～繰返し回数の関係及び地盤の応答解析結果から得られる各深さごとの加速度波形を用いて、累積損傷度理論を適用して補正を行い、動的せん断強度比 R を算出する方法が採用されている。

一般に、液状化の判定の際に用いられる地盤の強度、すなわち液状化強度比は正弦波荷重のもとでの室内土質試験結果より得られた値であるため、実際の地盤中の地震波荷重のもとでの液状化強度比を算出するためには補正が必要となる。

この場合の補正方法は次式に示すように考えられる。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_L$$

ここで、 R 実際の地盤における動的せん断強度比(以下、液状化強度比)、 R_L 室内土質試験で繰返し回数 20 回における液状化強度比、 C_1 原位置と室内土質試験における拘束圧の相違による補正係数、 C_2 地震波荷重の不規則性に関する補正係数、 C_3 サンプリングから試験までの攪乱に関する補正係数、 C_4 サンプリングから試験までの密度化に関する補正係数、 C_5 地震動の水平面での 2 次元性に関する補正係数。

ここで、これらの 5 つの補正係数を乗じた値はおおよそ 1.0 になることが既往の研究で示されている。この場合、室内土質試験より得られた強度を地震時における原位置での強度と見なしてよいことが分かる。

しかし、これはあくまで L1 地震動レベル(通常地震動レベル)での検討結果であり、L2 地震動のような大規模かつ稀にしか発生しない地震動に対しては、地震動の不規則性に関する補正係数 C_2 については精度上の課題がある。そこで、鉄道基準では、液状化の発生機構及び液状化強度比に与える地震動の繰返しの影響を比較的簡易に精度よく評価できる累積損傷度理論を適用して地震動の不規則性による影響を考慮することとされている。

累積損傷度理論を適用した液状化判定方法を以下に示す。

また、累積損傷度理論を適用した液状化強度比の補正方法のイメージ図を図-5.1.7 に示す。

a) 当該地点の地震動における検討対象層のせん断応力比 L のピーク波列

せん断応力比 L は、土層毎のせん断応力 τ を有効上載圧 σ_v' で正規化することによって算出されるが、鉄道基準では、一次元地震応答解析の実施が困難な場合には、下の式によって算定することとなっている。

$$L_{(i,z)} = (1.0 - 0.015z) \frac{\alpha_i}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad (\text{スペクトル I})$$

$$L_{(i,z)} = (1.0 - 0.005z) \frac{\alpha_i}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad (\text{スペクトル II})$$

ここで、 $L_{(i,z)}$ が深さ z における繰返し回数 N_{ci} におけるせん断応力比、 α_i が地表面における繰返し回数 N_{ci} における加速度(gal)、 σ_v' 全上載圧(kN/m²)、 σ_v 有効上載圧(kN/m²)、 z 検討する深度(m)。スペクトルとは地表面設計地震動の弾性加速度応答波形のことで、鉄道基準では、表層地盤のせん断弾性波速度に基づいて算定した固有周期に応じて区分される地盤種別に応じてこれらの波形を設定

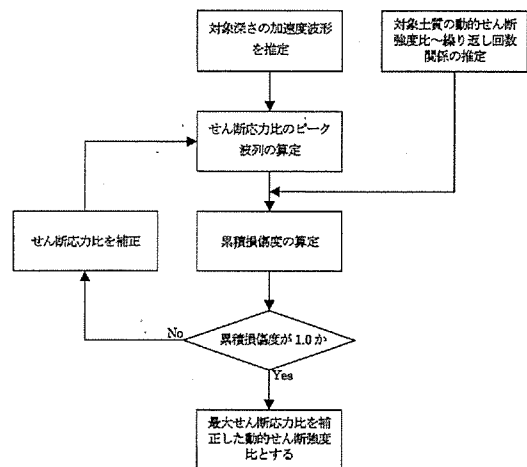


図-5.1.6 累積損傷度理論を適用した液状化強度比 R_D の補正の流れ

している。

一方、一次元地震応答解析よりせん断応力比を算出する場合には、解析から算定される各震度の加速度波形を用いて次式で算定する方法か、計算過程で算出されたせん断ひずみとせん断剛性より直接せん断応力を算定する方法がある¹⁾。

$$L_{(i,z)} = \frac{\tau_{(i,z)}}{\sigma_v'}$$

ここで、 $\tau_{(i,z)}$ が各深度における繰返し回数 N_{ci} におけるせん断応力(kN/m²)。

- b) a)を元にせん断応力比のピーク波列を算定

図-5.1.8 に示すように、a)で求めた各深度におけるせん断応力比のゼロクッシングする区間において、せん断応力比のピーク値を読み取り、最大値から順に整理して求める。

- c) 検討対象層の動的せん断強度比～繰返し回数の関係(土質試験を推定)を推定

鉄道基準では、以下の式により検討対象層の動的せん断強度比～繰返し回数の関係を推定する。

$$\begin{aligned} R_i &= R_L (N_{ci}/20)^{-0.23} & (20 < N_{ci}) \\ R_i &= R_L (N_{ci}/20)^{-1.35 \exp(-3.64+0.037D_r)} & (N_{ci} \leq 20) \\ D_r &= 36 \left[\frac{N}{\sigma_v'/100+1.5} \right]^{0.37} \end{aligned}$$

ここで、 R_i :繰返し回数 N_{ci} における動的せん断強度比、 R_L :繰返し回数 20 における動的せん断強度比(繰返し三軸強度比)、 D_r :相対密度で 50%以下の場合は 50%として考慮する、 N_{ci} :任意の繰返し回数 i 、 N : 標準貫入試験から得られる N 値、 σ_v' : 有効上載圧(kN/m²)。

道示 V では、 R_L が表-5.1.1 の繰返し三軸強度比に相当する。

- d) b)で得られるせん断応力比のピーク波列を c)の関係に代入して繰返し回数を算定

- e) d)で得られた繰返し回数から累積損傷度 D を算定

累積損傷度 D はせん断応力比のピーク波列における各せん断応力比の液状化するのに必要な繰返し回数を用いて、次式により算定する。

$$D = \sum 1/2N_{ci}$$

ここで、 D :累積損傷度、 N_{ci} :任意の繰返し回数。累積損傷度の値により、以下のように考える。

$D > 1.0$ であれば液状化とみなすせん断ひずみ以上

$D < 1.0$ であれば液状化とみなすせん断ひずみ以下

$D = 1.0$ であれば液状化とみなすせん断ひずみが生じる

- f) 累積損傷度理論を適用して地震動の不規則性の影響を補正した液状化強度比 R_D の算定

e)で得られた累積損傷度 D が 1.0 となるように a)で得られたせん断応力比を補正する。つまり、一次元地震応答解析から算出されたせん断応力比の時刻歴分布全体に乗じる補正係数の値を変化させて、累積損傷度 D が 1.0 となるまで繰返し計算を行う。

累積損傷度 D が 1.0 となるせん断応力比のピーク波列の最大値を、累積損傷度理論を適用して地震動の不規則性の影響を補正した液状化強度比 R_D とする。つまり、 R_D は以下の関係に相当する。

$$R_D = C_2 \cdot R_L \quad (C_2: \text{地震波荷重の不規則性に関する補正係数})$$

- g) 原位置における液状化強度比 R の算定

繰返し三軸試験結果あるいは経験式に基づいて液状化強度比～繰返し回数関係を推定した場合には、拘束圧に関する補正係数 C (原位置と室内土質試験における拘束圧の相違による補正係数)の影響を考慮する必要があり、最終的に原位置における液状化強度比 R は次式で表される。

$$R = \frac{1+2K_0}{3} R_D$$

尚、単純せん断型、ねじりせん断型の装置を用いて、原位置と同様の異方応力状態で試験を実施した場合には、上記の拘束圧に関する補正(C_1 に相当する)は不要である。

- h) 液状化抵抗率の計算は、a)で算出されたせん断応力比の最大値を表-5.1.1における地震時せん断応力比 L 、g)で算出された原位置における液状化強度比 R を表-5.1.1における動的せん断強度比 R として FL 値を算出する。

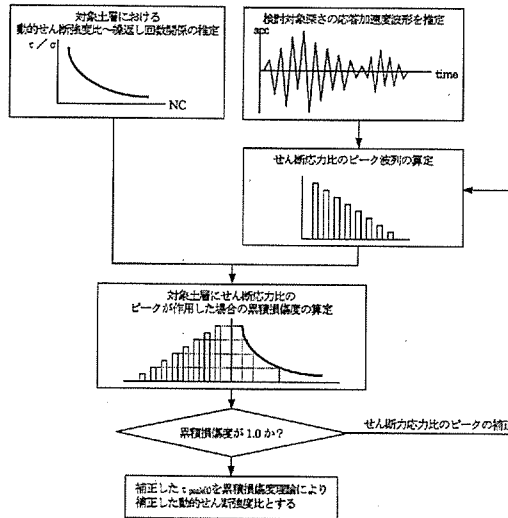


図-5.1.7 累積損傷度理論を適用した液状化強度比の補正方法の概念図³⁾

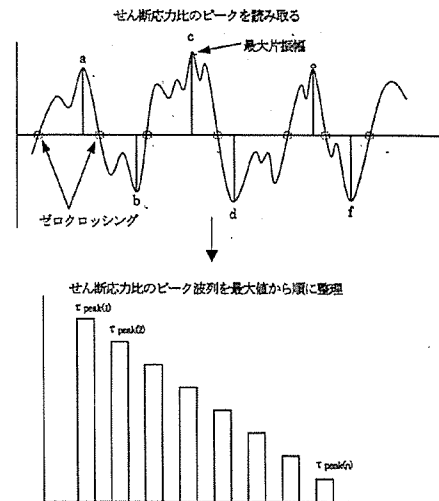


図-5.1.8 累積損傷度理論に考慮するせん断応力のピーク値³⁾

(3) PL 値法

ある地点での液状化の危険度を表す指標として、次式より算定される液状化指数 PL がある。本検討では、 PL 値を比較することにより、継続時間が長く、繰返し回数の多い地震時の液状化解析に関して、累積損傷度理論の有効性を検討する。

$$PL = \int_0^H (1 - F_L) w dz$$

$$w = 10 - 0.5z$$

ここで、 PL :液状化指数、 F_L :表-5.1.1の F_L (液状化低効率)、 w :液状化抵抗率の深さ方向の重み関数、 z :地表面からの深さ(m)、 H :液状化判定を行う表層地盤の厚さ($H \leq 20m$)。

また、液状化指数と地盤の液状化程度との関係を整理すると、以下のとおりになる。

- $PL = 0$: 液状化危険度はかなり低い。
- $0 < PL \leq 5$: 液状化危険度は低い。
- $5 < PL \leq 15$: 液状化危険度が高い。
- $15 < PL$: 液状化危険度がかなり高い。

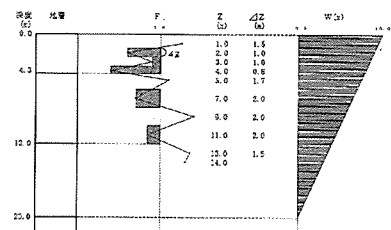


図-5.1.5 Δz の算定例と深さ方向の重み関数 w

(4) 本検討における液状化判定方法

本検討では、上記に示した F_L 法に基づき液状化判定を行った。地震時せん断応力比 L は一次元地震応答解析により求めた。使用した一次元地震応答計算プログラムは、全応力等価線形解析法である $SHAKE$ ⁹⁾と全応力非線形解析法である MDM ¹⁾の2種類である。 $SHAKE$ は等価線形モデルを周波数領域で解析する

のに対して、MDM は土の非線形モデルを時刻歴で解析するものである。

一方、液状化強度比 R は、表-5.1.1 に示した道示 V による判定基準に準じた方法と本節(2)項に示した累積損傷度理論を適用して補正した液状化強度比を用いる方法の 2 種類で求めた。ここで、室内試験より算定される繰返し回数 20 回における動的せん断強度比(繰返し三軸強度比) R_L は表-5.1.1 に示した道示 V の算定方法に準じた。

そして、従来から一般的によく用いられている全応力等価線形解析法である SHAKE と道示 V に準じた液状化判定方法と、今回の検討方法として全応力非線形解析法である MDM と累積損傷度理論を適用して補正した液状化強度比を用いる方法を用いて、それぞれ算出された F_L 値の深度分布を元に PL 値を算出して、両者の比較を行った。

5. 2 累積損傷度理論による液状化判定の適用例

(1) 検討地点及び検討条件

検討地点は図-4.1.1 に示した西部地区における 10 地点である。工学的基盤面は Ma12 層下面とし、入力地震波は、図-5.2.1 に示す神戸市域(西部地区)における東南海・南海同時地震の予測解析結果(最大加速度 179gal)⁹⁾を用いた。物性値は表-4.1.1 中の物性値 B(初期 S 波速度：記念協会、ひずみ依存特性曲線：記念協会)を用いた。

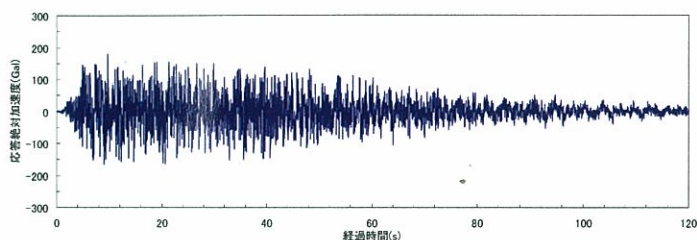


図-5.2.1 神戸市域(西部地区)における東南海・南海同時地震の入力地震波⁹⁾

(2) 検討結果

表-5.2.1 に、液状化判定方法の違いによる地表面最大絶対加速度及び PL 値の比較一覧表を示す。また、図-5.2.2 に SHAKE と MDM による地表面加速度波形の一例(メッシュ 69-57)を、図-5.2.3 に同結果に基づいて作成した加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。地表面最大加速度は、SHAKE による結果の方が MDM による結果よりも大きな値を示すが、3 章で示したほど顕著な差はない。入力加速度の最大値が 179gal 程度と比較的小さいためと考えられる。加速度応答スペクトルは、0.06~0.14 秒の周期領域において MDM の結果がやや大きくなっているものの概ね同じスペクトルである。

ここで、一次元地震応答解析を SHAKE で行い、通常判定法としての道示 V による場合 (Case1-1) と、累積損傷を考慮した方法による場合 (Case1-2) の比較、ならびに、一次元地震応答解析を MDM で行い同様の比較 (Case2-1 と Case2-2) を行う。どちらの比較においても道示 V による PL 値よりも累積損傷を考慮した方法による PL 値の方が大きい。また、地表面最大加速度は MDM より SHAKE による結果の方が大きな値を示すにもかかわらず、SHAKE+道示 V による PL 値と比べ、MDM+累積損傷度法による PL 値の方が大きかった。これより、東南海・南海地震のように継続時間が長く、繰返し回数の多い地震時の液状化解析に関して、累積損傷度理論を適用した判定方法を用いた方が、安全側の評価が得られるものと考えられる。

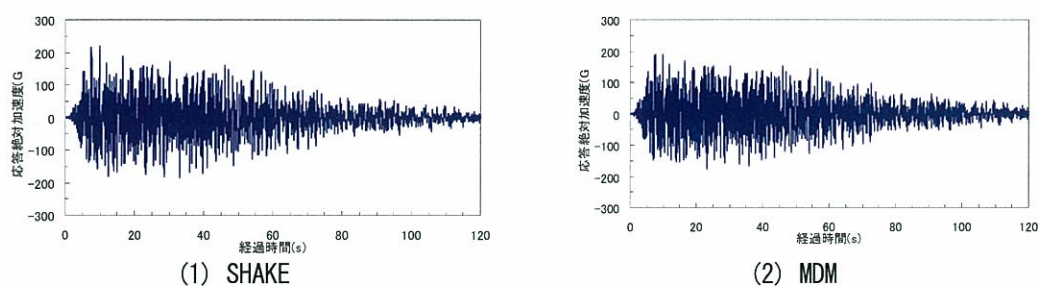


図-5.2.2 東南海・南海同時地震における地表面加速度波形図(メッシュ 69-57)

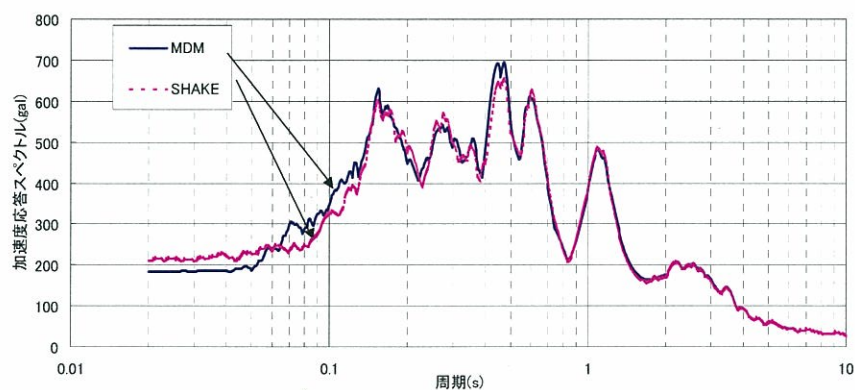


図-5.2.3 東南海・南海同時地震における地表面の応答加速度スペクトル図(メッシュ 69-57)

表-5.2.1 液状化判定方法の違いによる解析結果の比較

項 目	地表面最大絶対加速度(gal)		SHAKE		MDM	
メッシュ番号 \ Case	Case1 SHAKE	Case2 MDM	Case1-1 SHAKE+道示 V	Case1-2 SHAKE +累積損傷度法	Case2-1 MDM+道示 V	Case2-2 MDM +累積損傷度法
1) 63-56	185	173	1.1	1.0	0.7	1.1
2) 64-52	211	171	0.0	0.0	0.0	0.0
3) 65-44	207	182	0.8	4.9	0.1	6.7
4) 67-51	226	185	1.8	5.2	0.0	4.2
5) 69-57	211	183	7.0	12.3	3.7	12.0
6) 70-46	256	203	17.5	21.7	10.8	20.3
7) 73-52	226	189	4.5	7.8	2.6	6.7
8) 74-47	269	215	10.8	13.9	5.3	12.6
9) 74-53	224	185	23.1	29.7	17.4	26.9
10) 75-48	228	200	32.3	41.6	27.3	40.0

参考文献

- 1) Seed、H.B. and Idriss、 I.M. : Simplified Procedure for Evaluation Soil Liquefaction Potential、 J.SMFD、 ASCE、 Vol.97、 No.SM9、 pp.1249-1273、 1971
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、2002
- 3) (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説-耐震設計、pp.55-59、2001
- 4) 谷口栄一、安田 進:液状化についての諸基準、講座 地盤の液状化 6、土と基礎、Vol.30、No.3、pp.69-76、 1982
- 5) 松尾 修:種々の砂質土の液状化強度について、第 31 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1035-1036、 1996
- 6) 松尾 修:液状化の判定法と耐震設計、基礎工、Vol.25、No.3、pp.34-39、 1997
- 7) 松尾 修、村田健司:礫質土の液状化強度の簡易評価法の提案、第 32 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.775-776、 1997
- 8) Schnabel、Lysmer、Seed、 : SHAKE—A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites、 EERC 72-12、 1972
- 9) 沖村・南部・久世・長谷川:各種解析手法による地震動解析結果の比較、第 39 回地盤工学研究発表会発表講演集(CD-ROM)、2004

6. まとめ

液状化分科会では、高密度地盤情報データベースである神戸 JIBANKUN を活用し、数値地盤構造モデルの作製、液状化危険度評価に必要な地盤特性の整理を行ってきた。これらの成果については、中間とりまとめで報告したとおりであるが、本報告書においては 2 章ならびに 3 章の一部に重要事項のみ抜粋して述べた。

平成 14、15 年度においては、これらの成果を利用し、液状化危険度マップ作製のための最適評価手法に関する検討を実施した。具体的には、液状化解析結果と兵庫県南部地震による被害との対比による評価手法の妥当性の検討、ボーリングデータが存在しないメッシュの評価方法、液状化解析を行う上で工学的基盤の設定地層条件や各種地盤についての動的地盤特性の選定など不確定要因があるが、それらの影響度合いに関する検討、ならびに将来発生が予想される東南海・南海地震のように継続時間が長く、繰返し回数が多いという特徴を有する地震に対する液状化判定手法に対する検討を実施した。これらの検討を通じて、以下のような結論が得られた。

- 1) 兵庫県南部地震の検証解析の結果、等価線形モデルを周波数領域で解析する SHAKE の結果の方が、非線形モデルを時刻歴解析する MDM の結果より大きく、やや過大な地表面加速度が得られた。MDM では液状化地盤の剛性低下がうまく表現されているようである。
- 2) 液状化危険度 PL 値と噴砂や埋設管の被害箇所との整合性はある程度満足できるものであり、本検討で用いた数値地盤モデルによる液状化危険度評価手法は概ね妥当である。
- 3) PL 値と被害との整合性の度合いとしては、東部と西部地区とでは比較的良い相関が得られたが、中部地区での相関はやや低かった。中部地区は地層状況が複雑であり、工学的基盤の設定が他地区と異なるなど条件が異なったことが影響していると考えられる。
- 4) 埋設管被害と解析結果との対比において、水道管の被害とは良い相関が得られるところが多いが、下水道管についてはあまり良い相関が見られなかった。下水道管施設は埋設深度が大きいことや被害形態が様々であることが、その理由のひとつだと考えられる。
- 5) いくら高密度な地盤情報データベースといえども、100mメッシュほどに分割すればボーリングデータが存在しないメッシュの方が多くなる。精度の高いマップを作製するためには空白メッシュの評価方法に関して検討しておく必要がある。今回は、(1)解析結果(PL 値)から空白メッシュの PL 値を推定する方法、(2)空白メッシュの物性値を仮定し、液状化解析を実施する方法の 2 種類の方法で評価を行った。PL 値の両者の差は大きいものでなかったが、(2)の方が若干小さ目の値を得る傾向が見られた。PL 値の分布から(2)による推定方法は概ね妥当な結果を与えると判断される。
- 6) 西部地区の代表点における MDM による解析(入力地震波は兵庫県南部地震 500gal)によると、工学的基盤面深度が沖積層と洪積層の境界面であっても、Ma12 層下面であっても沖積層内での加速度は概ね同じ結果を与えた。
- 7) これに対して、他の条件が同じであっても地盤の動的物性値が異なれば、表層部の加速度の大きさや分布形が大きく異なるという結果を得た。ここで利用した物性値は土木研究所や道示に示されているものと神戸市域のデータを整理されたものであり、どちらも信憑性は高いと思われる。今回の条件下での解析結果によると前者の方が妥当な結果(地表面加速度の大きさから類推)を得たようにも思われるが、いずれにしても解析条件としての動的物性値の設定に関しては留意が必要である。
- 8) 工学的基盤を Ma12 層の下面に設定する場合、基盤面直上に分布する Ma12 層の層厚や N 値だけでなく動的特性、液状化強度などを十分正確に調査把握すると共に、解析時のモデル化においては留意が

必要である。

- 9) 同様に、液状化対象層である沖積砂層の N 値（すなわち、せん断弾性波速度）のモデル化においても留意が必要である。
- 10) 原位置で S 波速度を計測しない場合には、 N 値ほかの指標から V_s を推定せざるを得ない。砂層や礫層に対しては、今後とも地域特性を考慮した信頼性の高いデータの蓄積が望まれる。一方、沖積粘性土層に対しては、一軸圧縮強度や含水比との相関が高く、含水比を調べるだけでかなり詳細な V_s が推定できる。しかし、一軸圧縮強度が 300kN/m^2 を越えるような洪積粘性土層は相関性が低く、今後の検討課題である。
- 11) 一次元地震応答解析を SHAKE で行い、通常法として道示 V により液状化判定した場合と、累積損傷を考慮した強度により判定した場合を比較した。その結果、今回検討したすべての地点において、後者の方が大きな PL 値を得た。一次元地震応答解析を MDM で行った場合も同様の結果であった。さらに、地表面最大加速度は MDM より SHAKE による結果の方が大きな値を示すにもかかわらず、SHAKE+道示 V による PL 値と比べ、MDM+累積損傷度法による PL 値の方が大きかった。
- 12) すなわち、地震動の継続時間が長く、繰返し回数が多いような地震においては、地震動が比較的小さくても液状化が発生する可能性があることを示唆している。将来発生が予想される東南海・南海地震による神戸市域における地震動は、まさにこのタイプの地震動であると考えられることから、累積損傷度理論の適用性は高いといえる。

神戸 JIBANKUN の持つ高密度地盤情報の特性を活用した液状化危険度評価手法の確立に向けて、5 年間の活動を行ってきた。その結果、神戸市域においては $100\text{m} \times 100\text{m}$ のメッシュで構成される 3 次元数値地盤構造を構築することが可能であり、また検討地域の地盤の工学的特性変化についても、既存ボーリング調査情報を基にデータ空域地点の工学的特性を類推して、液状化危険度評価を行った結果、ほぼ妥当な結論を得ることが判明した。このため、地震災害の評価において、高密度地盤情報の活用は非常に有効であると判断される。しかしながら、動的解析を行うために必要な動的変形・強度特性の推定、ならびに工学的基盤の位置選定に当たっては十分な注意が必要である。具体的には、既存ボーリング調査結果から動的特性を推定する場合の関係式の選定や、工学的基盤の位置を沖積・洪積境界とするか、さらに深部に設定するかどうかなどである。地盤災害のうち、液状化危険度評価においては、沖積・洪積の地層境界を工学的基盤の位置と設定し、道路橋指針等の確立された動的特性推定関係式を利用することで、ほぼ阪神淡路大震災の液状化被害を推定することができると考えられる。この手法を拡張し、海洋型地震である東南海・南海地震における液状化被害を検討することが必要であると判断される。本報告書においても、東南海・南海地震における液状化危険度評価を行ったが、継続時間の長い地震波に対する液状化強度の評価を累積損傷法で検討することで、ある程度、直下型地震の地震波形に対して発現される液状化強度との違いを考慮できると思われる。本検討課題については、今後も神戸地域の動的変形・強度特性の同定とともに、今後も研究を行うべき課題と考えられる。

あとがき

この報告書は、2年前に3ヵ年の報告書を刊行して以降の、平成14、15年度の成果を主にまとめたものである。地震動研究分科会、液状化分科会、地盤特性図作成分科会の3つの分科会での精力的な活動成果が収められている。2年前の中間報告書とあわせてご覧いただければ幸いである。

この5年間の神戸の地盤研究委員会の活動は目を見張るくらい大きな業績があったと信じている。研究委員会の委員長として委員の皆様のご協力に対しまして、心より厚くお礼申し上げます。研究委員会では単に研究のみならず、成果の活用、市民への広報にも大きな力を注いだ。この点に関しても大きな足跡を残せたものと思っている。委員長としては光栄の限りであった。皆様のお力添えに厚くお礼を申し上げます。

神戸の地盤研究会では、5年を限って第1次の研究計画を実施してきた。このように5年間を限った理由は、IT技術の進歩は日進月歩であり、5年も経過すると「神戸JIBANKUN」のシステムも陳腐化するであろうと当時思った次第である。このように重要なデータベースは常に新しいシステムで運用する必要があるため、研究会発足後3年を経た時点で、大幅なシステム更新を試みたが、予算的な制約があり実現できなかった。このため当初の目論見とは異なり、5年前のシステムのままで第2期に入ることになった。しかし、「神戸JIBANKUN」のシステムは、斬新的なものであったため、現在でも十分活用できるものと信じている。しかし第2期においてはシステム更新の設計を是非検討願いたいと思っている。

近年、東南海、南海地震に関する対策が大きな問題となっている。神戸では「神戸JIBANKUN」により地表付近の地盤条件は明らかになっている。また各種のシミュレーションを通して、必要な入力条件も研究委員会を通して明らかにしてきた。したがって神戸地区では想定される地震波が示されれば、東南海、南海地震時における地表の加速度、速度、震度等が容易に計算可能な状況にある。このような信頼度の高い手法により、市民に対して信頼度の高い情報を示すこともまたわれわれの責務でもある。新しく設立された「神戸の地盤・減災研究会」においてこれらの情報発信が行われることを祈っている。新しい研究委員会に対する皆様方暖かいご支援、ご協力を切にお願い申し上げます。

平成16年5月

神戸の地盤研究会 研究委員会
委員長 沖村 孝
神戸大学都市安全研究センター