

清水市新庁舎の構造設計

—入力地震動と動的解析—

鈴 木 善 夫
菰 坂 政 文
木 村 隆 男
大 内 賢 司
桑 原



1. はじめに

昭和53年に「大規模地震対策特別措置法」が制定され、翌54年8月には同法に基づき清水市を含む地域が、駿河湾—遠州灘を震源域とする東海地震の襲来に対する「地震防災対策強化地域」に指定された。

このような状況を背景として清水市では、市庁舎の建物としての老朽化が進んだこと、および市庁舎の建築スペースが市行政に対応するには不十分なものになってきたことなどを勘案し、新市庁舎の建設を決定した。

昭和54年11月には、「清水市新庁舎設計競技」（審査委員長吉武泰水九州芸術工科大学学長、指名設計事務所5社）が実施され、審査の結果佐藤武夫設計事務所案が採用された。

私どもの事務所は基本・実施設計に当り、新市庁舎が地震災害時に中核的役割を果たす防災拠点として十分に機能するように、動的な解析結果を加えながら構造的に考慮し、建物に要求される耐震性、つまり大きな耐力と粘りのある変形性能が確保されることを条件とした。

また、敷地が臨海低地部に位置するため、東海地震時に想

定される満潮時で4mの津波に対する配慮として、1階床レベルをGL+1.2m（AP+3.2m）とし、電気室・発電機室を4階に、中央監視室（防災センター）を2階に設け、津波時にも重要施設部が冠水することのない計画とした。さらに地下部分に設けた機械室などに関しては、扉を二重構造にして浸水しにくい構造とし、地下駐車場の入口には防潮堤を設けるなど充分考慮した。

建築計画の基本方針として特に留意した点は、

- ① 市民がはいりやすく、分りやすくすること
 - ② 職員が働きやすい環境とすること
 - ③ 身障者のための設備を設け、身障者、老人がどこへでも自由に、容易に行けること。
- などである。

ここでは、現在最も地震予知に力が注がれ、その地震発生による被害が憂慮されている地域に建つ清水市新庁舎の設計について、特に高層棟の構造計画を中心に紹介する。カットに完成予想図、写真1には昭和57年5月末の施工状況を、図1に配置図、図2、3に1階・基準階平面図、図4に部門構成図、表1に建物概要を示す。

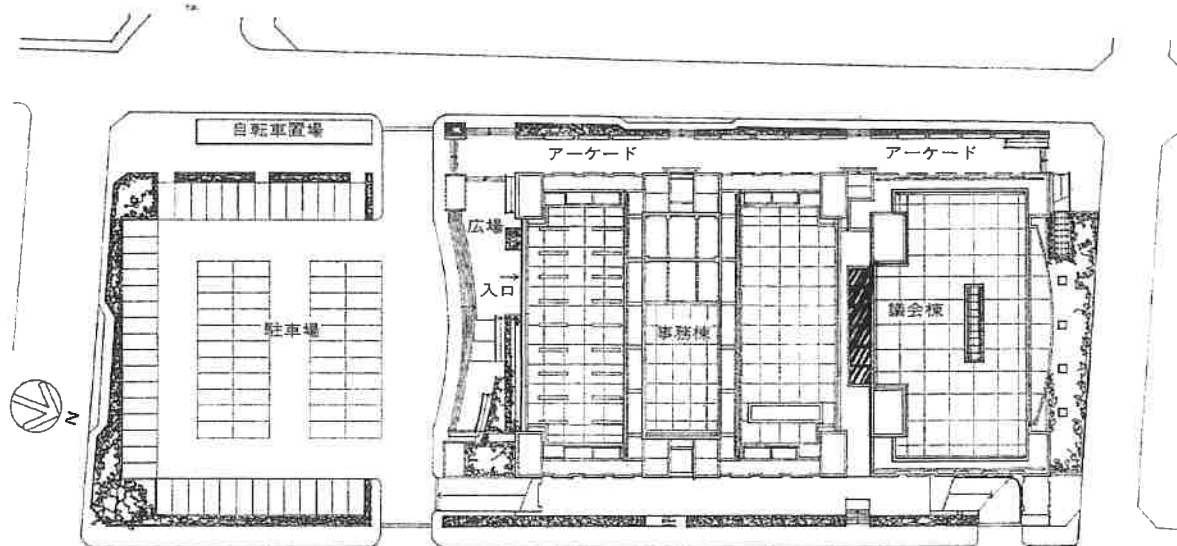


図1 配置図

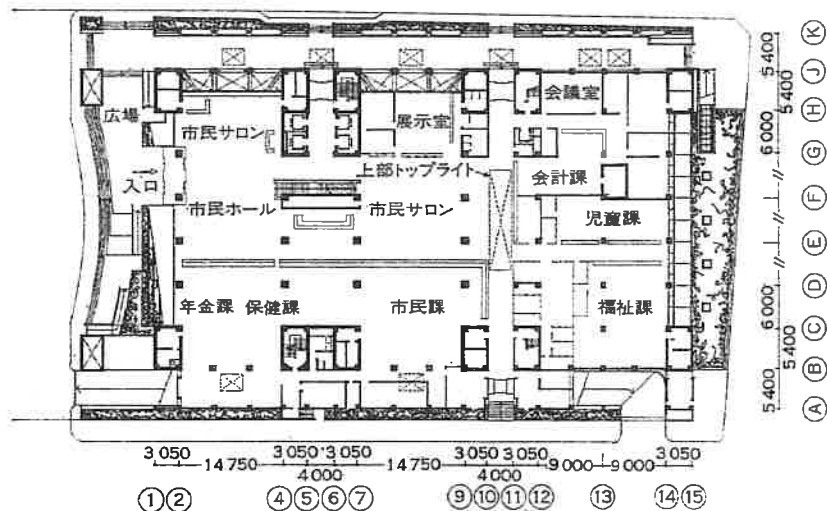


図2 1階平面図

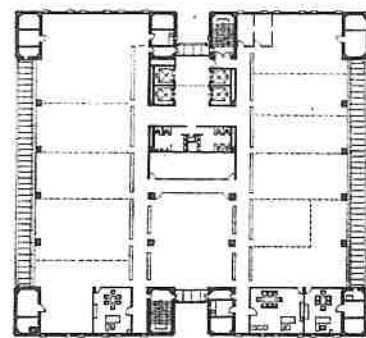


図3 基準階平面図

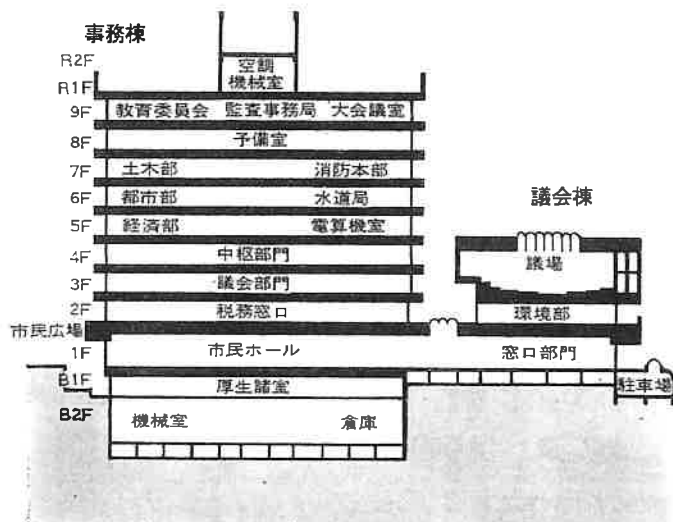


図4 部門構成図

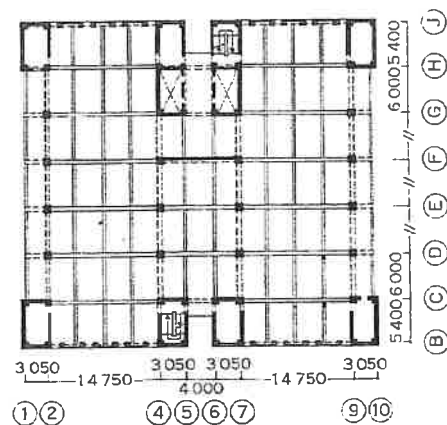


図5 基準階伏図



写真1 施工状況（昭57年5月末）

表1：建物概要

建物概要	
建築主	静岡県清水市
設計監理	㈱佐藤武夫設計事務所、清水市庁舎建設室
施工	㈱鹿島建設、㈱鈴与建設、㈱イハラ建成工業、㈱大嶋組、建設工事協同企業体
建物名称	清水市庁舎
建築位置	静岡県清水市旭町10番地
規模	地下2階、地上9階、塔屋2階 敷地面積 7 759m ² 、建築面積 4 036m ² 延べ床面積 23 415m ² 、軒高 39.7m、最高高さ 48.05m
構造概要	
基礎	場所打ち鉄筋コンクリートぐい (リバースサーキュレーション)
構造種別	地下：RC造、地上：SRC造およびS造
構造材料	コンクリート
	普通コンクリート： $F_c=240 \text{ kg/cm}^2$ (基礎～2階床) $\rho=2.3 \text{ t/m}^3$ (議場棟全体)
	軽量コンクリート： $F_c=210 \text{ kg/cm}^2$ (2階柱より上部) (2種) $\rho=1.6 \text{ t/m}^3$
鉄筋 S D35 (D22以上), S D30 (D10～D19)	
鉄骨 柱鋼管：SMK50A、はり SM50A, S S 41	

2. 構造計画

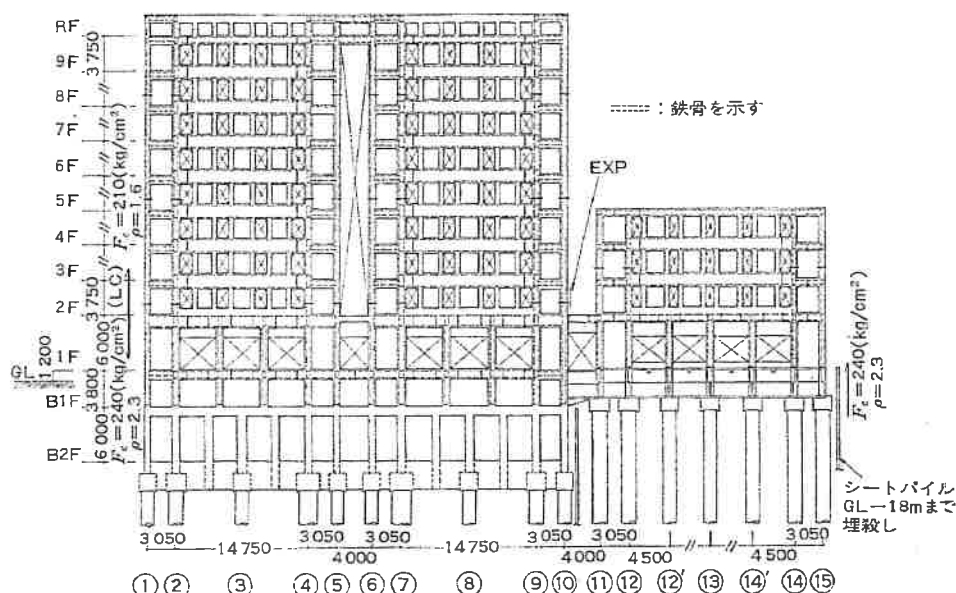
1) 計画方針

新市庁舎は敷地の南側に配置された地下2階、地上9階の事務棟（高層棟）と北側の地上4階の議会棟（低層棟）によって構成されている。高層棟と低層棟とは構造的に性状が異なるため、地上部分はエキスパンションジョイントを設け、両棟を切り離し、地震的にも両棟が接触しないだけの間隔を保つ計画とした。高層棟の地上部分は長辺45.7m、短辺40.8m、軒高37.2mの立方体に近い形態で、その基準階伏図および架構図をそれぞれ図5、図6に示す。地下階より2階床までは普通コンクリートを、それより上部は2種軽量コンクリートを使用するなどして階高の大きな1階周りについて、その上下階との剛性分布の連続性を考慮した。

併せて、2階より上部に軽量コンクリートを用いることにより、地上部分の建物重量の軽減化を図った。さらに地下部分については、すべての耐震要素に大きな剛性と耐力を保有させるとともに、1階および地下1階の床版を厚くして十分な水平面内剛性を確保することにより、上部構造を安全に支持させる計画とした。

構造上の平面計画としては、各階XY両方向ともにボックス型の耐震壁をつり合いよく配置し、建物全体のねじれ振動の誘発を防止することを前提とした。また、耐震壁はその破壊型式が可能なかぎり曲げ降伏型となるように設計し、純フ

図6 架構図
(①通り)



レーム部分もはり降伏先行型として、耐力だけではなくぜい性破壊をまねかないじん性のある構造骨組を目差した。

構造計画において、地震動に対処する方法として建物自体をねばり強くする方法と、一方、例えば超高層建築のように構造物に入力する地震動エネルギーが少なくなるようにする方法とがある。この建物も、地下2階を設け基礎底をGL-11.8mとしたことによる入力地動の低減効果、さらに、地中の接地面からの逸散減衰効果がかなり期待しうると考えられる。

2) 部材設計

地上部分のすべての柱は、地震時の上下動および水平動による変動軸力を考慮して被覆充てん形鋼管コンクリート造とし、仮に大地震によって被覆部分のコンクリートが一部剝落した場合においても、鋼管内の充てんコンクリートによって軸力を負担できる設計とした。鋼管は材質がSMK50Aの溶接構造用遠心力鋳鋼管を使用し、柱とはり端部の接合は工場溶接、柱と柱は現場溶接とした。

鉄骨造のはりにはビルトアップH形鋼および既製H形鋼で、材質はSM50A、SS41を用い、はり端部と中央部の現場接合は両面添板による高力ボルト摩擦結合とした。地震時にはH形鋼断面の塑性化が予想されるので、柱躯体面位置にはスチフナプレートで補強するなどして、塑性領域における回転

容量が保たれるように考慮した。

ボックス型の耐震壁は、この建物の重要な耐震要素として耐力だけではなく充分な変形性能が保有されるように、壁板を厚くして柱幅に対する比を大きく取り、付帯柱および壁のせん断補強筋の量を多くするとともに、付帯柱の柱脚における曲げ鉄筋も必要最小限にとどめる設計とした(図7)。

3) 地盤および地業計画

a) 敷地地盤の概要

建物の敷地は清水市の南西部に位置し、市街を流れ清水港(折戸港)に注ぐ巴川と清水港に挟まれた、臨海低地部にある(図8)。

敷地内で行なった3か所のボーリングおよび標準貫入試験より得た地層断面の概要を図9に示す。この図のように、各地層の分布は全体的に見て、水平にはほぼ一様であると推測される。各層の土質性状は次のとおりである。

I層：上部に砂礫層を含むが細砂を主体とする地層。この層の中で、粒度分布およびN値による相対密度の関係から、深さ4～7mの地層が一応液状化の危険性のある地層といえる。

II層：粘土を含んでいるが、細砂が主体の地層

III層：粘性土でN値が20～25の中位の地層

IV層：砂礫層で、地表面から約27～34mの深さに分布し、厚

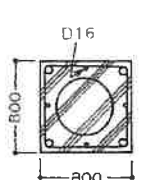
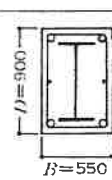
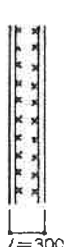
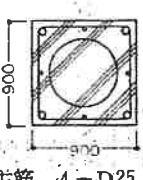
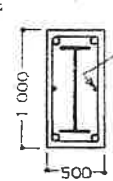
柱 C1	大はり G1 中央	大はり G5 中央	壁 W1 (コアX方向)
3階～9階  主筋 4-D25 鋼管 φ500×18	 6～R階 BH-800×300×16×22 3～5階 H-800×300×14×26 2階 BH-1100×300×16×22	 主筋 4-D25 R階 BH-600×300×9×19 3～9階 BH-600×300×9×25	6階～R階  縦筋 D13-@150 横筋 D13-@150
B1階柱頭～2階  主筋 4-D25 鋼管 φ600×18	1階  主筋 4-D25 BH-700×250×9×19	2階 B×D=550×1100 主筋 4-D25 BH-800×300×12×25 1階 B×D=550×1000 主筋 4-D25 H-700×300×13×24	2階～5階 t=300 縦筋 D13-@150 横筋 D13-@100 B2階～1階 t=400 縦筋 D13-@150 横筋 D13-@100

図7 断面リスト(主要な柱・はり・壁)

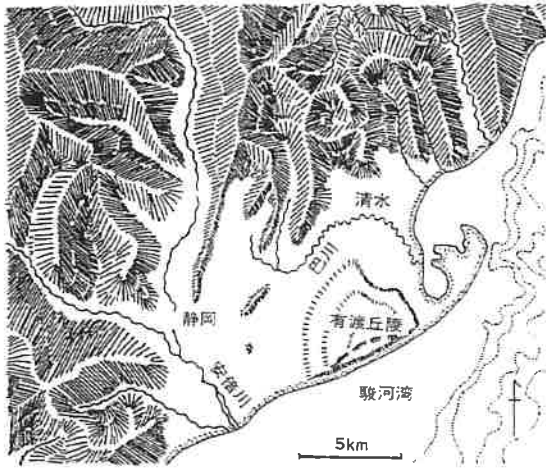


図8 静岡・清水地域の地形文献1)

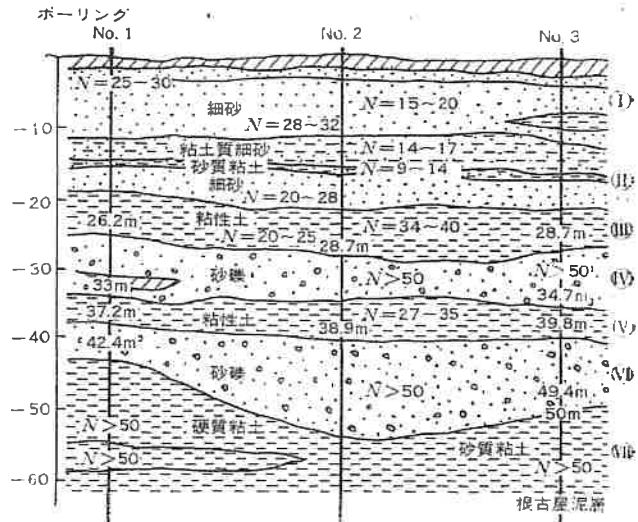


図9 地層断面概要図

さ6m内外で N 値も50以上の密実な地層。併せて下方の地層の状態から判断して、この砂礫層をくい基礎の支持層とした。

V層：粘土層で、一軸圧縮強さが 5 kg/cm^2 、 N 値も粘土層としては高い30内外の値を示す圧密の進んだ安定した地層

VI層： N 値50以上で超密度な砂礫層

VII層：ボーリング最終深度100mまで連続する N 値が50以上の硬質粘土層で、一軸圧縮強さは $5\sim 13\text{ kg/cm}^2$ の値を示す。

VII層は、単なる硬質粘土層というよりは土丹層と称すべき地層であり、この地方の第四系の基盤層である根古屋泥層と考えられ、敷地付近ではボーリング深さ100mよりさらに100～200mの厚さで続くといわれている。

b) 地盤振動特性

敷地地盤の振動特性を把握するために、早稲田大学古藤田研究室によって常時微動測定、P-S 検層が行なわれた。その結果を表2および図10に示す。図10の地盤モデルにおいてGL-90mの地点に、単位振幅の正弦波を入射したときの伝達関数より得た地盤の固有周期と、地盤の置換質点系モデルによる固有周期を表3に示す。常時微動の地表面におけるピーク周期と解析による固有周期はよく一致するが、常時微動の周期2.5～3.3秒のピークはいわゆる脈動であり、これを地盤の固有振動と考えれば残りの周期1.4秒とともに、GL-90m以深の地盤構造に関わるものであらうと考えられる。

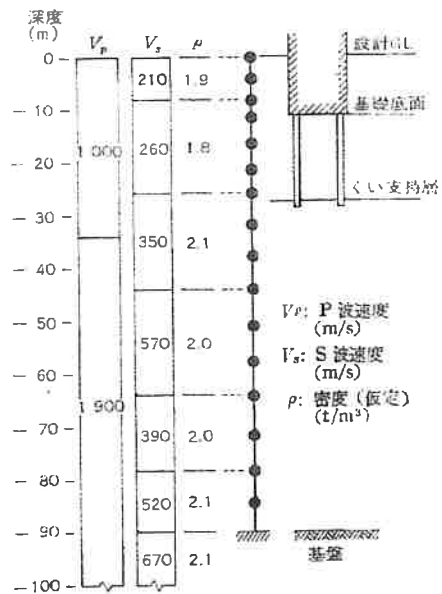


図10 P-S 検層による地盤モデルおよび質点系モデル

表2: 常時微動測定結果

深度 (m)	ピーク周期 (sec)			
GL-0.0	2.5~3.33	1.43*	0.83~1.2	0.33~0.36
-13.0	2.5~3.33	1.43*	0.83~1.2	0.33~0.36
-26.5	2.5~3.33	1.43*	0.83~1.2	---
-43.0	2.5~3.33	1.43	0.83~1.2	---

*周期1.43秒のピークは、E-W方向のみに現われた

表3: 解析による地盤の周期

解析方法	固有周期 (sec)			
	1次	2次	3次	4次
重層地盤モデルへの正弦波の入射	0.83	0.36	0.19	0.13
置換質点系モデル	0.82	0.35	0.20	0.14

したがって、GL-90mより上部の表層地盤の卓越周期は0.83秒前後であると推測される。

c) 地業計画

地業の形式は、場所打ち鉄筋コンクリートぐいとし、支持層は前述の深さ約27~34mの密実な砂礫層とした。くいの設計において支持層の許容耐力を 200 t/m^2 に抑え、この条件からくいの許容支持力がきまった。また、地震時の水平力に対しても、建物を充分安全に支持するように、設計時水平力の検討を重ねた。

さらに上部砂層の液状化対策として、敷地周辺に打ち込んだシートパイルを埋殺しにする計画とした。

3. 耐震計画

1) 駿河トラフ沿いの東海巨大地震

この建物の耐震設計にあたり、当然、仮想東海地震の発生を念頭に置かなければならなかった。

東海巨大地震の可能性は、地殻に蓄積されていると思われるひずみの状況より、早くから茂木教授（東大地震研）などによって指摘されてきた。さらに1976年石橋氏（建設省建築研究所）が新しく発見された古文書に基づいて、「従来、遠州難沖と考えられていた1854年安政東海地震（ $M=8.4$ ）の震源域が駿河湾内部にまで及んでいたことが分り、このうち遠州難では1944年東南海地震が起きているが駿河トラフ沿いでは120年間以上も大地震は発生していない。しかも、その周辺地域の地殻ひずみは限界に近い。以上のことから大地震の発生が予想される」という学説を発表して以来、静岡県を中

心とした東海地域に巨大地震が発生するのではないかという論議がさかんになった（図11、12）。

地震対策に力を入れている静岡県は、1978年11月東海地震に伴う被害想定を発表し、このとき地震の場所・規模については、「御前崎から駿河湾にいたる駿河トラフ沿いの線から西方の領域でマグニチュード $M=8$ 程度」とした。

現在、東海地方に予想される巨大地震の震源域となる断層モデルの想定については、プレートテクトニクス理論、安政東海地震のメカニズム、進行中の地殻変動などを勘案して石橋氏によるモデルを一部修正し、駿河トラフ沿いに長さ約120km、幅約50kmの西下がりに、水平面から約20度の傾きを持つ面が断層面となると考えるのが妥当であるとされている。断層面における破壊に伴って、トラフの西側の地殻が上方へ2~3m反発すると予想され、破壊は断層面の南端から始まり北進するものと考えられている。

断層の長さ L を120kmとすると、これから発生する地震のマグニチュード M は松田式（1975）により

$$M = (\log_{10} L + 2.9) / 0.6$$

$$L = 120 \text{ km のとき } M \approx 8.3$$

とおおよそ推定できる。

2) 大崎スペクトルによる検討

現在、原子力発電所などの設計で、「開放基盤面：表層地盤が存在しない、つまり上に何も乗っていないと仮定したときの基盤面」の基準地震動（模擬地震波）を作成するさいに多く用いられている設計用応答スペクトルに大崎スペクトルがある。この設計用の速度応答スペクトルは、多くの岩盤上

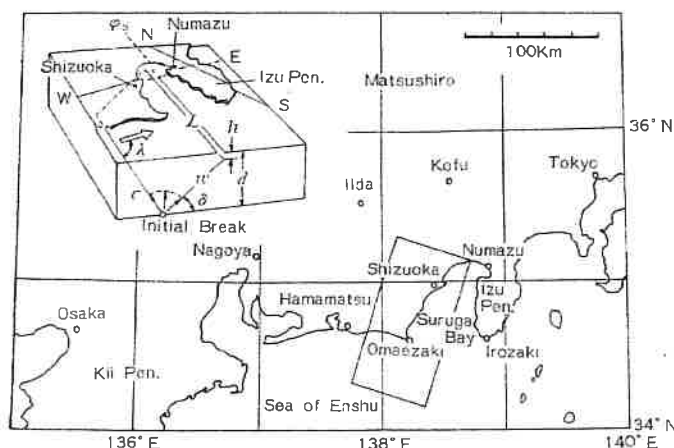


図11 仮想東海地震の断層モデル文献2)

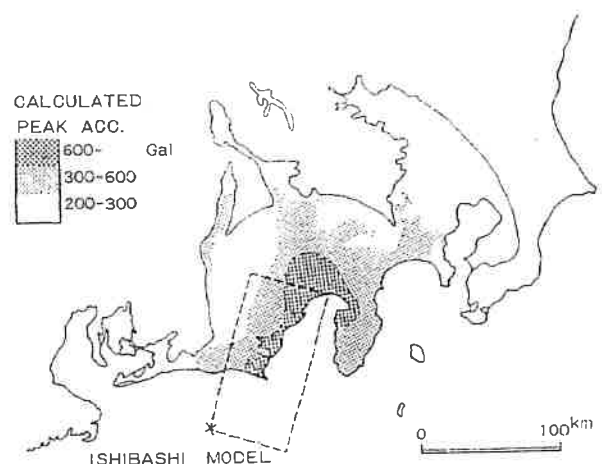


図12 仮想東海地震の震度分布予測文献3)

での地震動記録を基にして得られたもので、応答スペクトルを折線で表わし、折点の座標は地震のマグニチュード M と震央距離 A の関数となっていて、周波数特性はこの2つの因子 M と A に依存する形になっている。また、減衰定数は5%として与えられており、基盤面としては、工学的にはS波速度が0.7~1.5km/s程度の範囲内にある岩盤を考えている。

仮想東海地震による、今回の敷地の基盤面における大崎スペクトルを描いた。大崎スペクトルの速度応答値は、最大速度振幅10kineに基準化されているので、基盤位置の地震動の最大速度振幅を金井博士の作成された経験式で推定した。

$$\log_{10} V_{\max} = 0.61M - (1.66 + 3.60/X) \cdot \log_{10} X \\ - (0.631 + 1.83/X)$$

ここで、 $V_{\max}$: 最大速度振幅 (kine)

X : 震源距離 (km)

仮想東海地震の修正石橋モデルによる震源深さを約17kmとし、清水市までの震央距離 A を50kmとすると、震源距離 X は約53kmとなる。以上から金井式により $V_{\max} \approx 26$ kine と求まり、仮想東海地震を $M=8.3$ 、 $A=50$ km としたときの大崎スペクトルは図13のようになる。

この敷地の基盤上に乗る表層地盤の卓越周期は0.83秒前後と推測されるので、図13において周期0.83秒の最大応答加速度および速度を読み取ると、550 Gal および 70 kine 前後と考えられる。

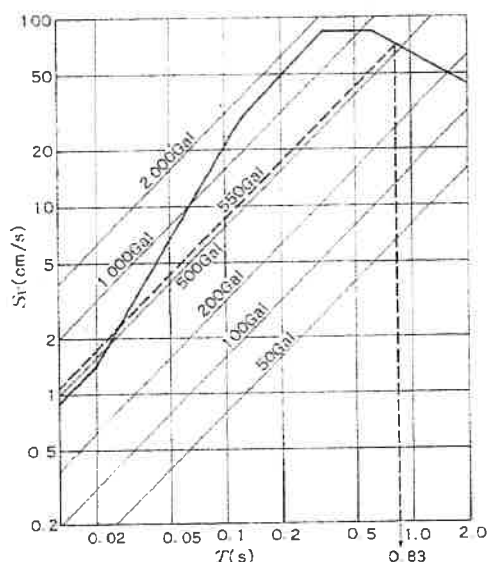


図13 仮想東海地震による大崎スペクトル

3) 入力地震波の最大速度振幅

東海地震を想定したときの弾塑性地震応答解析における建物の解析モデルへの入力の大さを以下のようにして決定した。

地震動の何が、構造物に対する破壊力を表わす指標となるのかという問題は、いまだ十分に解明されたとはいえない。

地震動の構造物への破壊能力を表わす量として、最近は、短周期構造物においては最大加速度が、長周期構造物においては最大速度が尺度として適当であるとされているようである。この建物の動的解析では、最大加速度を地震動の強さの尺度として用いることとした。

大崎スペクトルによる検討では、仮想東海地震時に地表で550 Gal 程度になるであろうと推察したが、石橋モデルを用いて仮想東海地震の震度分布予測をした翠川氏の研究では、清水市は最大加速度で600 Gal 以上とされている(図12)。

さらに、土木研究所資料「地震を特定した場合の地震動の推定法に関する研究—1854年安政東海地震に対する適用例」においては、地盤を沖積層および洪積層の厚さに応じて1種~4種に分類し、地盤種別ごとに表層地盤の増幅率を求めて、基盤における M と A をパラメーターとする最大加速度計算値にこの増幅率を乗ずることによって、安政東海地震の地表面最大加速度の分布を求めている。今回の敷地地盤は3種に相当し地表面最大加速度は450 Gal とされている(図14)。

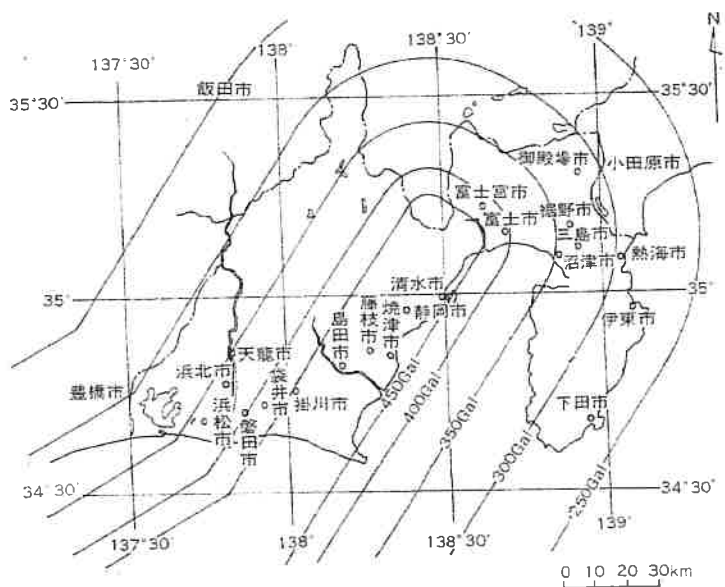


図14 安政東海地震時の地表最大加速度の分布(3種地盤の場合文献4)

また、表博士らの究研によれば、震央域の加速度は墓石の転倒率、住家の破壊率から推定して

- (1) M が増加するとともに有効最大加速度は増加するが限界があり、 $M=7$ を超える辺りから一定値に近づき、500Galよりやや大きい程度である。
- (2) 震央域の広さは M とともに増加し、その域内では加速度はほぼ一定値を示すとのことである。

以上の研究結果を踏まえたうえで、地震動の観測によれば地震波は地表近くで大きく増幅されており、また、地下階を持つ建物の1階床の加速度記録は地表の加速度記録に比べてかなり小さな値となっている。したがって、仮に東海地震時に地表で最大 600 Gal 程度の地動としても、剛な地下階を持つ本建物への地震動の入力は、くい先端およびGL-11.8mの基礎底からであると考え、東海地震を想定した1階床固定の振動解析モデルへの入力を工学的判断に基づき最大加速度振幅 500 Gal とした。

4) 耐震設計の条件

新市庁舎の耐震設計の条件を次のように設定した。

a) 内陸性地震

清水-静岡-焼津あたりに被害をあたえた $M=6$ 級の内陸性地震は、1800年以降6回もある。この内陸性地震を想定して入力最大加速度を 360 Gal とし、建物への被害を耐震壁に多少の亀裂が発生し、一部のはりが降伏する程度にとどめ、層間変形角は1/250 前後に抑えることを条件とした。

b) 仮想東海地震

$M=8.3$ の東海地震を想定して、入力最大加速度を 500 Gal とした。このとき、建物の保有耐力以内に応答層せん断力が位置すること、さらにその差が或る程度余裕のある大きさであることを条件とし、層間変形角は1/150 前後を許容するものとした。また、地震直後には防災拠点としての機能の発揮が必要であること、そして、その後の多少の補修により建物が健全な状態へ復元することを念頭に置いた。

4. 地震応答解析

1) 地盤の重複反射解析

敷地地盤内での地震波の増幅の状態について、図11をモデルとした重複反射解析により検討した。入力地震波は、

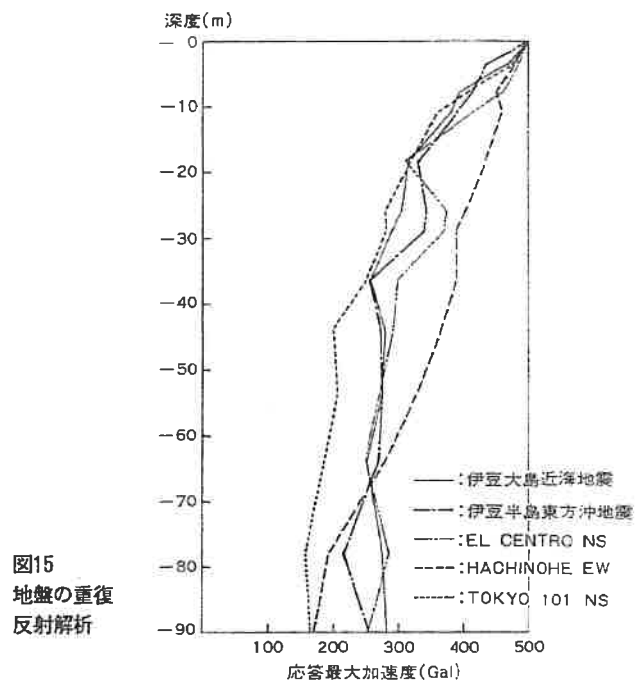


図15
地盤の重複
反射解析

伊豆半島東方沖地震 1980. 6. 29 $M=6.7$ 清水市港湾
伊豆大島近海地震 1978. 1. 14 $M=7.0$ 清水市港湾
HACHINOHE EW 1968. 5. 16 $M=7.9$ 八戸港湾
EL CENTRO NS 1940. 5. 18 $M=7.1$ エル・セントロ
TOKYO 101 NS 1956. 2. 14 $M=6.0$ 東大地震研
の5波とし、地震波は最大振幅 500 Gal の地表観測波として入力した。解析において、地盤の非線形性は考慮していない。

解析結果を図15に示す。図より、地震波の沖積層での増幅特に地表近くでの増幅が大きいことが理解される。ただし、地盤の剛性および減衰のひずみ依存性を考慮した解析においては、加速度の増幅率はこの図ほど大きくならないと考えられる。

2) 連成系弾性振動解析

地盤との相互作用を考慮したときの建物系の固有周期を、建物+くいと地盤との連成系振動モデルにより求めた。また1次設計用の層せん断力係数の形状の妥当性を、連成系モデルの弾性限地震応答解析による応答最大層せん断力係数との比較により確認した。

a) 解析モデル

連成系モデルは Penzien 型モデルとした(図16)。

建物の剛性評価は、静的解析における剛性マトリックスによった。静的解析にあたっては、建物を構成する各種フレー

表4: 連成モデルの固有周期

方向	固有周期 (sec)		
	1次	2次	3次
X	0.64	0.27	0.21
Y	0.77	0.27	0.21

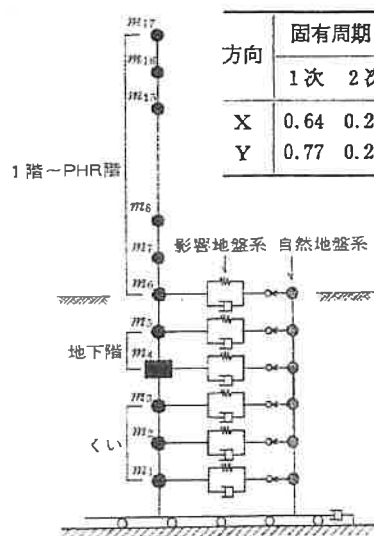
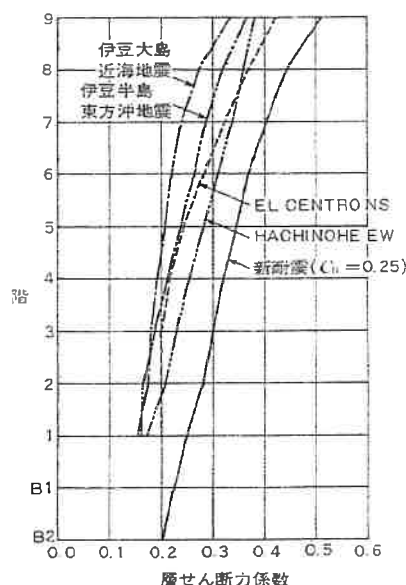
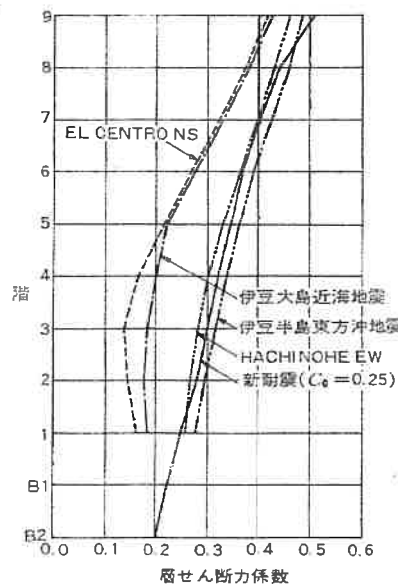


図16 Penzien型連成系弾性振動解析モデル



(a) X方向



(b) Y方向

図17 応答最大層せん断力係数(くい先端 100 Gal 入力時)

ムを忠実に分類し、それらに直交フレームの立体効果を取り入れて平面フレームとして扱い、各フレームを剛床の仮定で連成させ変位法により解析した。

減衰定数は建物とくいについては0.05、地盤については0.10とした。また、解析上の基盤をくい支持面とし、逸散減衰を考慮した。

b) 入力地震波

くい支持面からの入力、最大加速度を100 Galとした。

入力地震波は、伊豆半島東方沖地震、伊豆大島近海地震、HACHINOHE EW, EL CENTRO NSの4波とし、清水港で記録された2波については、S波の重複反射解析で原波形を地表観測波としたときに得られたくい支持面における波形を用いた。

c) 振動解析結果

連成系モデルによる固有周期を表4に示す。1次周期はX方向が0.64秒、Y方向が0.77秒で目標とした剛性が確保されたと考えられる。

また、地震応答解析の応答最大層せん断力係数と、1次設計用層せん断力係数の比較を図17に示す。図より、応答値が大であった地震波の層せん断力係数と設計用せん断力係数の形状はほぼ相似であり、設計用せん断力係数の形状の変更はしなかった。

3) 弾塑性振動解析

この建物の耐震性能が、設定した条件を満足しているかについて、弾塑性領域におけ地震応答解析により検討した。

a) 解析モデル

建物の1階床を固定と仮定し、地上の各階を質点とする11質点等価せん断系モデルとした。また、解析手法は直接積分法によった。

減衰は内部粘性減衰とし、減衰定数は0.05とした。

b) 復元力特性のモデル化(図18)

Step 1: 各階個々の耐震壁の復元力特性をトリリニア型として想定する

Step 2: Step 1で求めた個々の耐震壁の復元力特性を重ね合わせることで、その階の耐震壁のトリリニア型復元力特性をモデル化する

Step 3: 純ラーメン部分の復元力特性を完全弾塑性型としてモデル化する

Step 4: 耐震壁と純ラーメン部分の復元力特性を重ね合わせ、フォリリニア型の復元力特性を求める。さらに、第1折点と第3折点を直線で結び、トリリニア型復元力特性をモデル化し、これをその階におけるディグレーディングトリリニア型復元力特性とする。

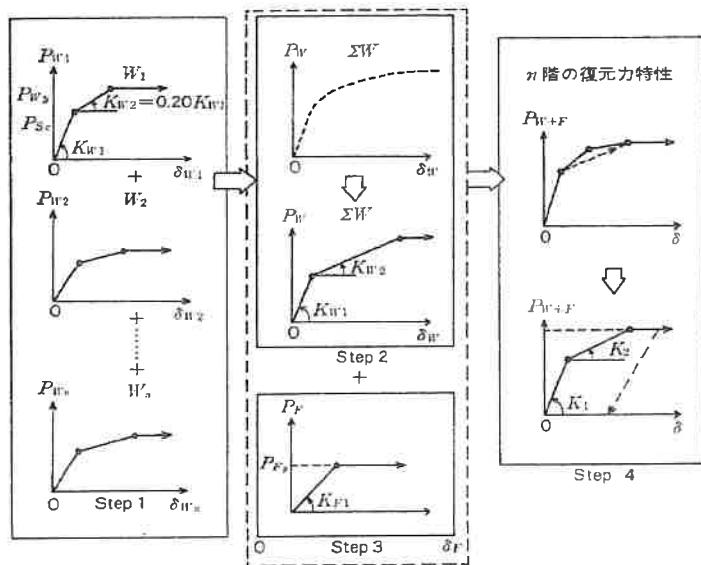


図18 復元力特性のモデル化

c) 入力地震波

入力地震波の最大加速度振幅は前述のように、内陸性地震を想定して 360 Gal，東海地震を想定して 500 Gal とした。連成系弾性振動解析で使用した 4 波については、このときの 1 階床における応答波を所定の振幅に増幅し、これを弾塑性振動解析における入力波とした。

また、この建物の XY 両方向の固有 1 次周期と、加速度応答スペクトルのピークが比較的一致している TOKYO 101 NS を原波形のままで入力地震波に加えた。

d) 解析結果および検討

1 階床固定の等価せん断系モデルによる固有周期を表 5 に示す。連成系モデルの固有周期よりも、多少短くはなっているが、地震応答解析結果に有意な影響を及ぼすほどの差ではないと考えられる。また、地震応答解析結果について、応答最大層せん断力を図 19，応答最大層間変位を図 20 に示す。応答値は、XY 方向のいずれも TOKYO 101 が最大となっている。入力 500 Gal のときも応答せん断力は保有耐力に対して、まだ余裕のある値であり、層間変位も入力 360 Gal，500 Gal について設定した条件を、それぞれ満足している。

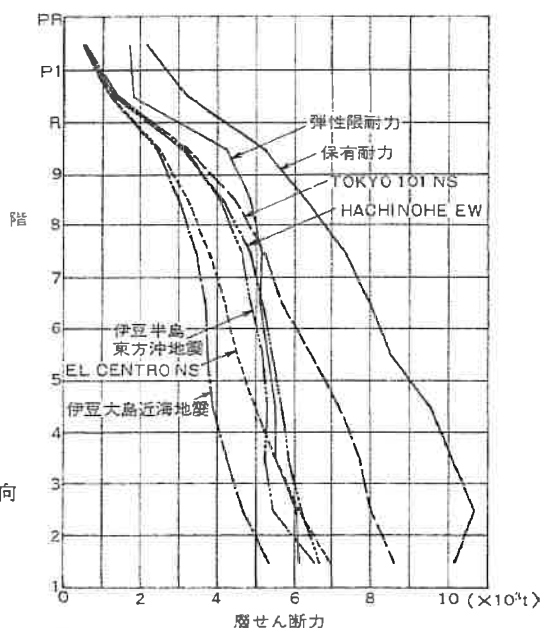
以上の地震応答解析結果は、建物についてだけでも復元力特性のモデル化、減衰等の多くの仮定のうえに得られたものであり、これが総てではないという認識をしなければならない。しかし、以上の結果から総合的に判断して、この建物の耐震性は所要の水準に達しているといえることができる。

表5: 1 階床固定モデルの固有周期

方向	固有周期 (sec)		
	1 次	2 次	3 次
X	0.63	0.24	0.18
Y	0.75	0.28	0.17

記号
 P_{Sc} : 壁のせん断亀裂発生時強度 $\left(\frac{1}{10}F_c \cdot t \cdot l\right)$
 P_{WY} , P_{FY} : 壁、純ラーメン部分の保有耐力
 P_Y : n 階の保有耐力

(a) X方向



(b) Y方向

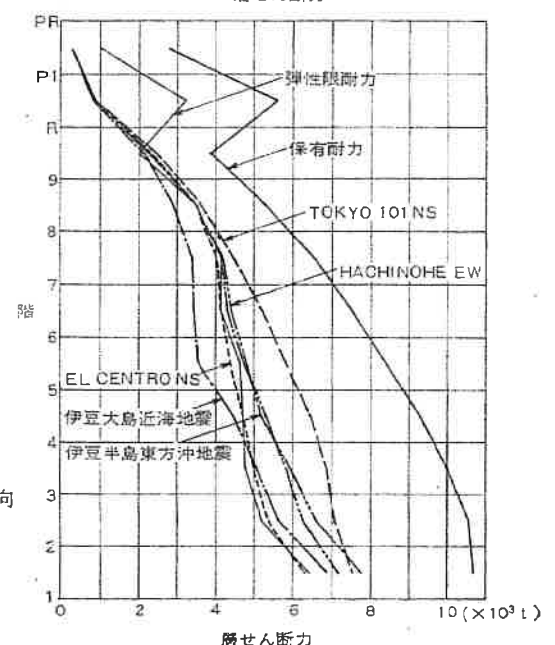


図19 応答最大層せん断力 (弾塑性 500 Gal 入力時)

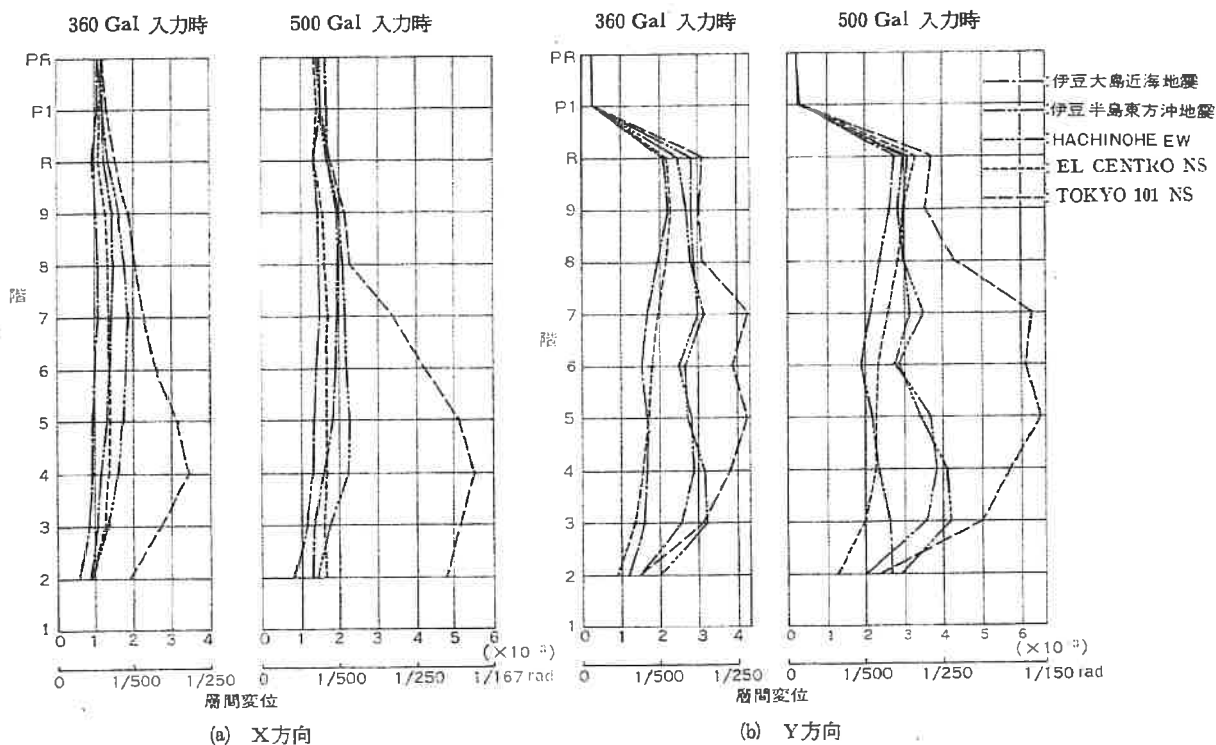


図20 応答最大層間変位 (弾塑性変位)

5. 模擬地震波による解析

参考として、模擬地震波による地盤および建物の地震応答解析結果を紹介する。

1) 仮想東海地震の模擬地震波

東海地震を想定したマグニチュード $M=8.3$ 、震央距離 $\Delta=50\text{km}$ 、減衰5%の大崎スペクトルと、これに適合するように作成した模擬地震波の速度応答スペクトルを図21に、模擬

図21
大崎スペクトルと模擬地震波
の速度応答スペクトル

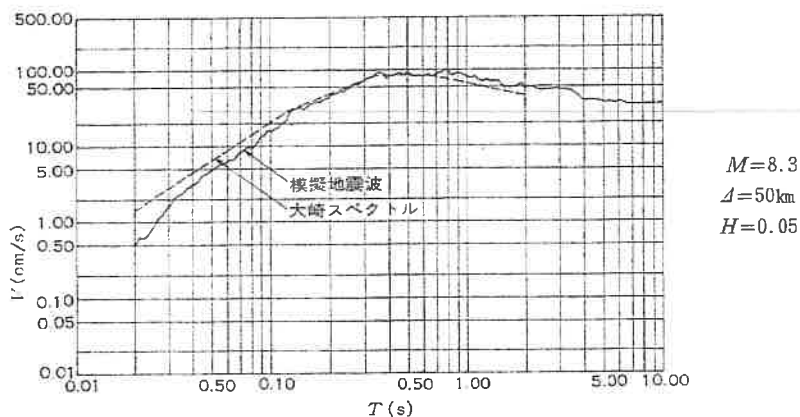
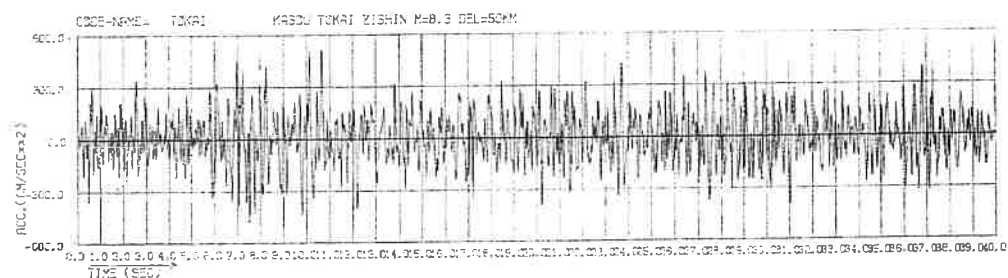


図22
東海地震を想定した模
擬地震波の加速度波形



地震波の加速度波形を図22に示す。ただし、原子力発電所などの設計で模擬地震波を作成するときは、大崎スペクトルのスペクトル強度と模擬波のスペクトル強度との比 (S.I 比) による検定等を行なうが、この場合はそれらを考慮していない。

なお、作成した模擬地震波の最大加速度振幅および速度振幅は、それぞれ 514 Gal, 34 kine である。

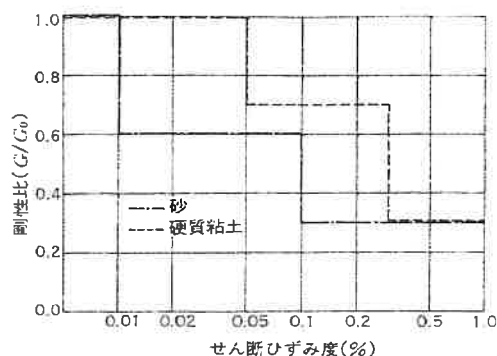


図23 土のせん断剛性モデル

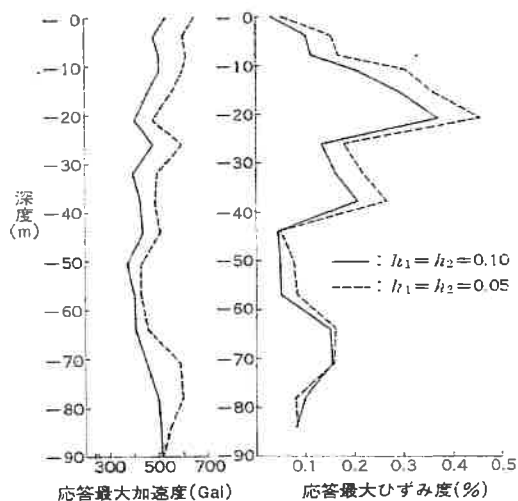
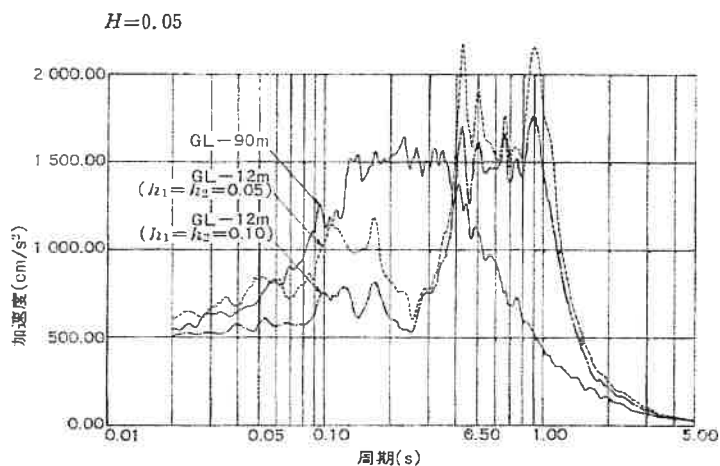
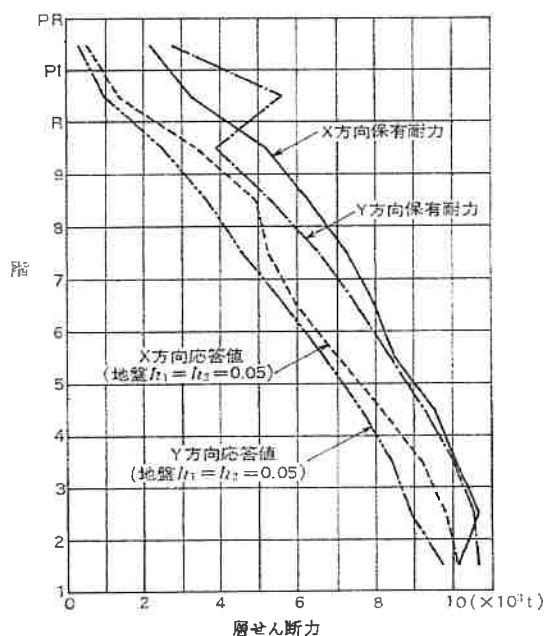


図24 地盤の模擬地震波による非線形振動解析

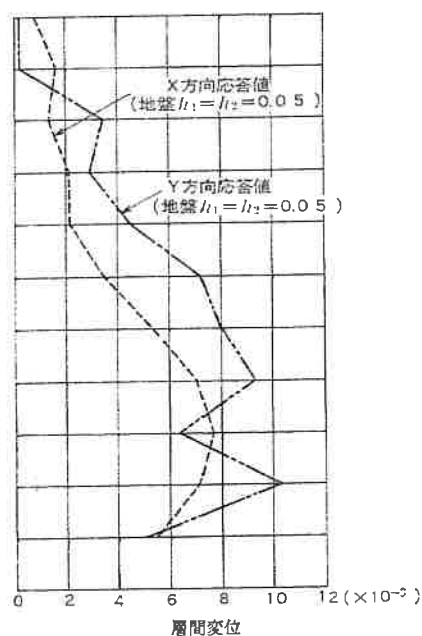


(基盤 GL-90m の入力波と基礎底 GL-12m の応答波)

図25 模擬地震波の加速度応答スペクトル



(a) 応答最大せん断力



(b) 応答最大層間変位

図26 模擬地震波による建物の弾性振動解析

2) 模擬地震波による地盤の非線形振動解析

作成した模擬地震波を基盤における地震動（入射波＋反射波）として、図10に示した地盤の置換質点系モデルに入力し、地盤の非線形振動解析を行なった。砂および粘土のせん断剛性のひずみ依存性は図23のように仮定し、減衰は2次までの減衰定数をそれぞれ0.05, 0.10とした2つの場合について検討した。

解析より得た最大加速度分布、最大せん断ひずみ度分布を図24に、また、基盤入力波およびGL-11.8mの基礎底位置での応答波（地盤の減衰を $h_1=h_2=0.05, 0.10$ とした2波）の加速度応答スペクトルを図25に示す。

3) 模擬地震波による建物の弾塑性振動解析

地盤の非線形振動解析において、地盤の2次までの減衰定数を0.05としたときの基礎底位置での応答波を、1階床固定の等価せん断系モデルへの入力波とした地震応答解析により建物の耐震性能について検討した。解析結果を図26に示す。

模擬地震波のパワーが非常に大きいため、応答値も大きなものとなっている。

6. おわりに

大地震の発生が予想される地域に建つ、公共建物の設計の機会を与えられたのを契機に、その構造設計の概略について述べた。設計時に問題となったのは、設計用地震動をどう考えるのか、ということだった。

設計を終えた後も種々の検討を重ね、現在関係者の方々のご尽力により、躯体工事が鋭意進行中である。今後、仮に大地震の発生があったとしても、その試練に耐え、市庁舎としての使命を全うできるよう、設計者として心から祈るものである。

おわりに、終始、懇切なご指導を頂いた梅村魁東大名誉教授、早大古藤田喜久雄教授、風間了教授、森岡敬樹先生、ならびに清水市庁舎建設室笠井室長はじめ建設室の皆様にご感謝の意を表します。

（すずき よしお・榎佐藤武夫設計事務所技術室構造部長、はぎさか あきら・同主任、きむら まさふみ・同所員、おおうち たかお・同所員、くわばら けんじ・同所員）

参考文献

- 1) 静岡商工会議所編；静岡・清水地域の地質（1976）
- 2) 石橋克彦・佐藤良輔；“Long-Period Displacements Due to a Hypothetical Tokai Earthquake”，地震学会予稿集（1977）
- 3) 翠川三郎；“地震断層と地盤条件を考慮した地表面最大加速度・最大速度分布の推定”，第8回地盤震動シンポジウム（1980）
- 4) 土木研究所資料第1389号；地震を特定した場合の地震動の推定法に関する研究—1854年安政東海地震に対する適用例—（1978）
- 5) 月刊地球；活断層，vol. 1, No. 8（1979）
- 6) 活断層研究会編；日本の活断層—分布図と資料（1980）
- 7) 宇佐美龍夫；資料日本被害地震総覧（1975）
- 8) 久田俊彦，大崎順彦ほか；“Design Spectra for Stiff Structure on Rock,” Proc. 2nd Conf. on Microzonation for Constructions（1979）
- 9) 表俊一郎ほか；“大地震時の震央域における地震最大加速度”，日本建築学会大会梗概集（1979）
- 10) 石原研而；土質動力学の基礎