

「常陽」耐震設計の再評価

—MK—Ⅲ計画に係わる耐震バックフィット検討—



1990年2月

技術資料コード	
開示区分	レポート No.
T	N9410 90-025
この資料は 図書室保存資料です 閲覧には技術資料閲覧票が必要です	
動力炉・核燃料開発事業団大洗工学センター技術管理室	

動力炉・核燃料開発事業団

大洗工学センター

複製又はこの資料の入手については、下記にお問い合わせください。

〒311-13 茨城県東茨城郡大洗町成田町4002

動力炉・核燃料開発事業団

大洗工学センター システム開発推進部・技術管理室

Enquires about copyright and reproduction should be addressed to: Technology Management Section O-arai Engineering Center, Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation 4002 Narita-cho, O-arai-machi, Higashi-Ibaraki, Ibaraki-ken, 311-13, Japan

動力炉・核燃料開発事業団 (Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation)

「常陽」耐震設計の再評価

——MK-Ⅲ計画に係わるバックフィット検討——

沢田 誠*

要 旨

「常陽」のように建物理設効果が期待できる原子炉施設の耐震設計については、埋設効果を考慮に入れた合理的評価方法に関する検討がかなり進んでおり、昭和62年5月に耐震特別調査委員会（通産省委託、日本電気協会）から埋込みS-Rモデルの解析手法が提案された。現在、原子力発電所の耐震設計では、動的地震力は上述の埋込みS-Rモデル手法に基づいて、また、静的地震力は現行の「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」（昭和56年7月）に準じて算定する考え方（以下、両者をまとめて便宜的に「現行指針」と称する）がほぼ定着している。

こうした背景を踏まえ、「常陽」MK-Ⅲ改造計画に係わる耐震バックフィット検討を目的として、上述「現行指針」に準じて「常陽」の耐震設計を再評価し、「原設計」（昭和45年）との対比評価を行った。なお、設計用基準地震動には、「常陽」第二使用済燃料貯蔵施設の安全審査において認可された大洗地区統一の S_1 、 S_2 地震動を用いた。主な検討結果を以下に示す。

- (1) 「現行指針」に準じて算定した設計地震力は、静的及び動的地震力とも「原設計」で考慮した地震力を大きく下回ることから、バックフィット問題は生じないとの見通しを得た。なお、設計地震力としては、「現行指針」の静的、動的及び「原設計」の静的、動的のうち、「原設計」の静的地震力が最も大きい地震力であった。
- (2) 静的地震力の算定方法を比較すると、「原設計」では建物基礎底面を基準として高さにより一元的に設定された震度を用いて地震力を算定しているのに対し、「現行指針」では建物地上部と建物地下部に分けて地震力を算定することから、地上部での地震力が低減するばかりでなく、地下部では埋設効果を考慮に入れて震度を設定しているため地震力は大幅に低減している。
- (3) 動的地震力の算定方法を比較すると、建物-地盤相互作用の減衰効果を「原設計」では底面のみによる一定減衰（側面は無視）としているのに対し、「現行指針」では底面及び側面とも複素ばねに基づく振動数依存減衰としていることから、「原設計」に比べて高減衰の解析モデルとなる。
- (4) 「常陽」の敷地地盤（硬質砂層）の特色より、設計用入力地震動は基準地震動に比べてかなり減衰した地震動となる。

* 技術課

Re-assessment for Aseismic Design of JOYO

Comparative Study between New Design
Standard and Original Design

M. Sawada*

Abstract

The experimental fast reactor JOYO is being planned to remodel from MK-II plant to MK-III plant.

Therefore, the comparative study between the new aseismic design standard (new design) and the original aseismic design of JOYO (original design) as re-assessment work was performed, in order to clarify which-ever any countermeasure should be needed or not. A dynamic analysis with the new design was carried out based on the embedded S-R model method, and employed the S1 and S2 motions as the earthquake design wave. Main results obtained from this work were as follows:

- (1) It is assured that the earthquake design loads calculated by the new design is less than the original design's values.
- (2) The statical earthquake force with the original design is the most severe load as a earthquake design load.
- (3) As the seismic intensity with the new design is reduced compare with original design's value due to take account of the embedded effect of the building, the calculated statical earthquake force with the new design is less then the original design's value.

* Reactor Technology Section, OEC

- (4) The dynamical earthquake force with the new design is much smaller than the original design's value because of the following two reasons; One is a damping effect with the transition analysis for setting the under ground motion when setting the input design wave. The other one is a damping effect by employing the complex spring which depends on the proper frequency.

目 次

1. 緒 言	1
2. 耐震重要度分類と設計用地震力の算定方法の比較	2
3. 静的地震力に係わる比較評価	8
3.1 静的地震力の算定方法	8
3.1.1 原設計（旧指針）.....	8
3.1.2 現行指針	8
3.2 静的地震力の算出結果	11
3.2.1 建物構築物に係わる評価.....	12
3.2.2 機器・配管系に係わる評価	12
4. 動的地震力に係わる比較評価	17
4.1 設計用基準地震動	17
4.2 地震応答解析	18
4.2.1 振動解析モデル	18
4.2.2 設計用入力地震動	18
4.2.3 地盤ばねモデル	20
4.2.4 応答解析方法	25
4.2.5 応答解析結果	29
5. 比較評価のまとめ	42
6. 結 言	48
7. 謝 辞	49
参考文献	50
付 録	51
付録Ⅰ 静的地震力の算定	51
付録Ⅱ 設計用基準地震動作成手順概念の対比	57
付録Ⅲ 地震応答解析	59

表 リ ス ト

表 2-1 (1)	耐震設計上の重要度分類対比表 (1/2)	3
表 2-1 (2)	“ “ (2/2)	4
表 2-2 (1)	設計用地震力算定法の対比表 (1/3)	5
表 2-2 (2)	“ “ (2/3)	6
表 2-2 (3)	“ “ (3/3)	7
表 3-1	耐震壁の平均せん断応力度の対比 (静的地震力)	13
表 4-1	建物モデル諸定数	30
表 4-2	スウェイ・ロッキング (S-R) モデルの種類	31

図 面 リ ス ト

図 3 - 1 (1)	静的震度の対比 (原子炉建物)	14
図 3 - 1 (2)	“ (格納容器)	15
図 3 - 1 (3)	“ (原子炉付属建物)	16
図 4 - 1	設計用基準地震動の対比	32
図 4 - 2	「常陽」振動解析モデルの比較	33
図 4 - 3	「常陽」地盤モデル	34
図 4 - 4 (1)	S_1 波に対する地盤内各点の加速度波形	35
図 4 - 4 (2)	S_2 “ “	36
図 4 - 5 (1)	振動アドミッタンス理論式に基づく底面ばね (K_{BS} , K_{BR})	37
図 4 - 5 (2)	NovaK 式に基づく側面ばね ($K_{S1} \sim K_{S4}$)	38
図 4 - 6 (1)	建物地震応答解析の対比 (原子炉建物)	39
図 4 - 6 (2)	“ (格納容器)	40
図 4 - 6 (3)	“ (原子炉付属建物)	41
図 5 - 1 (1)	建物に作用する地震力の対比 (原子炉建物)	45
図 5 - 1 (2)	“ (格納容器)	46
図 5 - 1 (3)	“ (原子炉付属建物)	47

1. 緒 言

「常陽」では現在 PROFIT 計画（MK-Ⅲ計画）の一環として、炉心高性能化に伴う冷却系の改造、二重管 SG 設置に伴う建物改造など大幅な改造計画の検討を進めている。この改造計画に係わる耐震設計では、現行の耐震設計審査指針⁽¹⁾に準じた評価を行う必要があるが、これに伴い改造対象以外の既設設備に対しても現行指針による耐震性の再評価が求められることが懸念される（バックフィット問題^(注)）。こうした背景を踏まえて、現行指針に準じて「常陽」建物に作用する地震力を求め、⁽²⁾ ⁽¹⁾ ⁽³⁾ 原設計（旧指針）の地震力と比較評価することによりバックフィット対策の必要性の有無について検討を行った。また、併せて現行設計と原設計（旧指針）の評価方法の差異についてまとめた。

ここで、現行指針における動解析は、昭和 62 年 5 月に耐震特別調査委員会（通産省委託、日本電気協会）より提案された最新の評価方法⁽⁴⁾に準じて行い、設計用基準地震動には、「常陽」第二使用済燃料貯蔵施設の設置許可⁽⁵⁾において認可された地震動（ S_1 、 S_2 ）を用いた。

2. 耐震重要度分類と設計用地震力の算定方法の比較

耐震設計の基本事項である耐震重要度分類と設計用地震力の算定方法が、現行設計と原設計（旧指針）ではどのように異なるかをまとめた。

表 2 - 1 (1), (2)に耐震重要度分類の比較を、また、表 2 - 2 (1), (2), (3)に設計用地震力算定方法の比較を示す。現行指針における重要度分類の考え方は、As~Cクラスの4クラスに分類する点では旧指針と同じであるが、特色的にはAsクラスに対する定義が変更され、対象となる機器の範囲が拡大された。また、設計用地震力の算定方法においては、静的地震力については、原設計（旧指針）では建物高さのみ考慮した「震度法」により地震力を算定していたのに対し、現行指針では建物地上部は振動性状を考慮に入れた「層せん断力係数法」により、建物地下部は埋込み効果を考慮して低減化された震度（「震度法」）により地震力を算定するように算定方法が大幅に変更された。一方、動的地震力については、解析技術の向上により特に次の項目について現行指針と原設計（旧指針）とで考え方が異なっている。詳細については、後述の第4章による。

- i) 設計用基準地震動の設定
- ii) 入力用地震動の設定
- iii) 解析モデル（地盤ばねモデル）の設定
- iv) 応答計算方法

表2-1(1) 耐震設計上の重要度分類対比表(1/2)

分類 クラス	原 設 計 (旧 指 針)		現 行 指 針	
	定 義	「常陽」分類例	定 義	機 能 別 分 類
As	格納施設, 原子炉停止系のような安全対策上特に重要な施設	(建物・構築物) 格納容器 (機器・配管系) 制御棒及び駆動機構	その破損により冷却材喪失を引き起こす恐れのあるもの, 原子炉を緊急停止させ, かつ, 安全停止状態に維持するために必要なもの, 使用済燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器	① 原子炉冷却材圧力バウンダリを構成する機器・配管系 ② 使用済燃料を貯蔵するための設備 ③ 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための設備及び原子炉の停止状態を維持する設備 ④ 原子炉停止後, 炉心から崩壊熱を除去するための設備 ⑤ 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり, 放射性物質の拡散を直接防ぐための設備
A	その機能喪失が原子炉事故をひき起こす可能性のある施設, 周辺公衆の災害を防止するための緊要な施設	(建物・構築物) ① 原子炉建物 ② 主排気筒 ③ 主冷却材建物 ④ 使用済燃料貯蔵建物 (機器・配管系) ① 原子炉容器, 炉内構造物 ② 格納容器付属施設 ③ 1次冷却系 ④ 補助冷却系 ⑤ 非常用電源設備 ⑥ 2次冷却系	原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの及びその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼすおそれのあるもので耐震Asクラスに属する以外のもの	① 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故後, 炉心から崩壊熱を除去するために必要な設備 ② 放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための設備で耐震Asクラスの⑤以外の設備

表 2 - 1 (2) 耐震設計上の重要度分類対比表 (2/2)

分類 クラス	原 設 計 (旧 指 針)		現 行 指 針	
	定 義	「常 陽」分 類 例	定 義	機 能 別 分 類
B	高放射性物質を含む前記 As, A クラス以外の施設	(建物・構築物) 廃棄物処理建物 (機器・配管系) ① 燃料取扱設備 ② 1次系, 2次系純化系 ③ Ar ガス系, N ₂ ガス系 ④ 廃棄物処理設備	高放射性物質に関連するものであって、耐震 As 及び A クラスに属する以外のもの	① 原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて、1次冷却材を内蔵しているか、又は内蔵しうる設備 ② 放射性廃棄物を内蔵している設備、ただし、内蔵量が少ないか又は貯蔵方式によりその破損によって公衆に与える放射線の影響が年間の周辺監視区域外の許容被ばく線量に比べ十分小さいものは除く ③ 放射性廃棄物以外の放射性物質に関連した設備で、その破損により公衆及び従業員に過大な放射線被ばくを与える可能性のある設備 ④ 使用済燃料を冷却するための設備 ⑤ 放射性物質の放出を伴うような場合に、その外部放散を抑制するための設備で耐震 As 及び A クラスに属さない設備
C	上記 As, A, B クラス以外の施設	その他一般建物, 機器・配管類	A クラス, B クラス以外であって、一般産業施設と同等の安全性を保持すれば良いもの	上記 As, A, B クラスに属さない施設・設備

表 2-2(1) 設計用地震力算定方法の対比表 (1/3)

分 類	原 設 計 (旧 指 針)	現 行 指 針									
建物・構築物	<p>(1) As 及び A クラス 基礎底面に於ける最大加速度 0.15g の地震波 (以下設計用地震波) に対する動的解析により水平方向震度あるいは地震力を定める。ただしこれらによるベースシアア及びベースモーメントが、建築基準法に定める震度 (以下 Co) の 3 倍の値によるそれらを下廻る場合には水平方向震度 3 Co による震度、地震力を適用する。 垂直^(注)方向の震度、地震力は基礎面における水平方向震度の 1/2 倍の値 (原子炉建物では 0.27) を一律に適用して求め、水平方向の震度、地震力と同時にかつ不利な方向に作用させる。なお、As クラスである格納容器については、得られた地震力を 1.5 倍した地震力を地震荷重として、安全機能の評価を行う。</p> <p>(2) B クラス 水平方向震度・地震力は 1.5 Co から定める。</p> <p>(3) C クラス 水平方向震度・地震力は、Co から定める。</p> <p>(4) 排気筒 (1) に示した設計用地震波に基づいた動的解析から水平方向震度・地震力を定める。ただしこれらによるベースシアア、及びベースモーメントが、水平方向震度 0.3 によるそれらを下廻る場合は建築基準法の該当規定を採用する。 「注: Co は、その高さを測る基準面としては最も深い基礎底面を採用する。また、建物の構造種別と支持地盤による低減係数 (原子炉建物では 0.9) は適用するが、地域別による低減係数は適用しない。」</p>	<p>設計用地震力は、As クラス及び A クラスの施設については、以下の方法で算定される静的地震力及び動的地震力のうちいずれか大きい方とする。B クラス及び C クラスの施設については静的地震力とする。</p> <p>(1) 静的地震力 水平地震力は、原子炉施設の重要度分類に応じて以下に述べる層せん断力係数に当該層以上の重量を乗じて算定するものとする。</p> <table border="0" data-bbox="1272 651 1870 758"> <tr> <td>As クラス及び A クラス</td> <td>層せん断力係数</td> <td>3.1 C₁</td> </tr> <tr> <td>B クラス</td> <td>層せん断力係数</td> <td>1.5 C₁</td> </tr> <tr> <td>C クラス</td> <td>層せん断力係数</td> <td>1.0 C₁</td> </tr> </table> <p>ここに、層せん断力係数の C₁ は標準せん断力係数を 0.2 とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とする。 A クラスの施設については、鉛直地震力をも考慮することとし、水平地震力と鉛直地震力は同時に不利な方向の組合せで作用するものとする。鉛直^(注)地震力は、0.3 を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求めた鉛直震度より算定するものとする。ただし、鉛直震度は高さ方向に一定とする。</p> <p>(2) 動的地震力 設計用最強地震及び設計用限界地震による水平地震力 (以下「動的水平地震力」という。) は、それぞれ、基準地震動 S₁ 及び基準地震動 S₂ から動的解析により算定するものとする。As クラス及び A クラスの施設は、基準値震動 S₁ により動的水平地震力を算定する。更に、As クラスの施設については、基準地震動 S₂ による地震力に対して、その安全機能が保持できることとする。前記の動的水平地震力と組合せる鉛直地震力は、基準地震動の最大加速度振幅の 1/2 の値を鉛直震度として求める。ただし、鉛直震度は高さ方向に一定な静的地震力とする。</p> <p>(注) 鉛直地震力については、本検討では言及していない。</p>	As クラス及び A クラス	層せん断力係数	3.1 C ₁	B クラス	層せん断力係数	1.5 C ₁	C クラス	層せん断力係数	1.0 C ₁
As クラス及び A クラス	層せん断力係数	3.1 C ₁									
B クラス	層せん断力係数	1.5 C ₁									
C クラス	層せん断力係数	1.0 C ₁									

表 2-2(2) 設計用地震力算定方法の対比表 (2/3)

分 類	原 設 計 (旧 指 針)	現 行 指 針																																	
機器・配管	<p>(1) As及びAクラス 設計用地震波に対する動的解析により、震度、地震力を定める。ただし、当該施設が明らかに剛構造とみなせるものについては、その支持建物、構築物の据付位置の水平方向最大震度を1.2倍した値により水平方向震度、地震力を定める。 垂直方向の震度、地震力は、同様に据付位置の垂直方向震度の1.2倍した値により定め、水平方向と同時にかつ不利な方向に作用させる。なお、Asクラスである制御棒駆動機構の安全機能は、得られた地震力1.5倍して求めた地震荷重を基に評価する。</p> <p>(2) Bクラス 水平方向震度、地震力は1.8Coから定める。</p> <p>(3) Cクラス 水平方向震度、地震力は1.2Coから定める。</p> <p>(4) 支持建物、構築物のクラス 当該機器、配管類の震度、地震力決定に当っては、その支持建物、構築物は同クラスのもののみならず。</p>	<p>機器・配管系の設計用地震力は、その固有振動数に応じて静的地震力あるいは動的地震力を採用するとともに、機器の重要度に応じて下の関係を基に算定する。</p> <p>機器の静的地震力は、その据付位置における建屋の層せん断力係数を震度と読み替えて1.2倍し、更に重要度に応じた割り増しを考慮して算定する。重要度に応じた割り増しの方法は、Cクラス設備に適用される$1.2C_1$より定まる水平地震力に対してAs、Aクラスの設備は3倍、Bクラスの設備は1.5倍に割り増すものとする。なお、Cクラスの設備で原子力以外の基準の適用を受けるものは、それらに対する検討も必要である。</p> <p>一方動的地震力は、As、Aクラスに定められた各基準地震動に対する動的解析より算定する。なお、Bクラス機器の中で支持構造物の振動と共振のおそれのあるものについては、基準地震動S_1より定まる地震力の$1/2$の動的地震力を考慮する。</p> <p style="text-align: center;">重要度分類と設計用地震力</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin: 10px 0;"> <thead> <tr> <th rowspan="3" style="width: 10%;">耐 震 重要度</th> <th colspan="4" style="text-align: center;">機 器 ・ 配 管 系</th> </tr> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">静 的 地 震 力</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">動 的 地 震 力</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">水 平</th> <th style="text-align: center;">鉛 直</th> <th style="text-align: center;">水 平</th> <th style="text-align: center;">鉛 直</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">As</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">$K_h(S_2)$ (3)</td> <td style="text-align: center;">$K_v(S_2)$ (5)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">As, A</td> <td style="text-align: center;">$K_h(3.6C_1)$ (1)</td> <td style="text-align: center;">$K_v(1.2C_v)$ (2)</td> <td style="text-align: center;">$K_h(S_1)$ (4)</td> <td style="text-align: center;">$K_v(S_1)$ (6)</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">B</td> <td style="text-align: center;">$K_h(1.8C_1)$</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">$1/2 K_h(S_1)$ (7)</td> <td style="text-align: center;">-</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">C</td> <td style="text-align: center;">$K_h(1.2C_1)$</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> </tr> </tbody> </table> <p>注1: $K_h(3.6C_1)$ は、$3.6C_1$より定まる機器・配管系の水平震力。 C_1 は、標準せん断力係数($C_0 = 0.2$)に対して建物・構築物の振</p>	耐 震 重要度	機 器 ・ 配 管 系				静 的 地 震 力		動 的 地 震 力		水 平	鉛 直	水 平	鉛 直	As	-	-	$K_h(S_2)$ (3)	$K_v(S_2)$ (5)	As, A	$K_h(3.6C_1)$ (1)	$K_v(1.2C_v)$ (2)	$K_h(S_1)$ (4)	$K_v(S_1)$ (6)	B	$K_h(1.8C_1)$	-	$1/2 K_h(S_1)$ (7)	-	C	$K_h(1.2C_1)$	-	-	-
耐 震 重要度	機 器 ・ 配 管 系																																		
	静 的 地 震 力			動 的 地 震 力																															
	水 平	鉛 直	水 平	鉛 直																															
As	-	-	$K_h(S_2)$ (3)	$K_v(S_2)$ (5)																															
As, A	$K_h(3.6C_1)$ (1)	$K_v(1.2C_v)$ (2)	$K_h(S_1)$ (4)	$K_v(S_1)$ (6)																															
B	$K_h(1.8C_1)$	-	$1/2 K_h(S_1)$ (7)	-																															
C	$K_h(1.2C_1)$	-	-	-																															

表 2 - 2 (3) 設計用地震力算定方法の対比表 (3/3)

分 類	原 設 計 (旧 指 針)	現 行 指 針
機器・配管		<p>動特性、地盤の種類等を考慮して求められる層せん断力係数を震度と読み替えた値。なお、建物・構築物の基礎が直接岩盤上に支持される場合には、0.8倍に低減できる。</p> <p>注2：$K_v(1.2C_v)$は、$1.2C_v$より定まる機器・配管系の鉛直地震力。C_vは、震度0.3を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値。なお、建物・構築物の基礎が直接岩盤上に支持される場合には、0.8倍に低減できる。ただし、C_vは高さ方向に一定とする。</p> <p>注3：$K_h(S_2)$は、基準地震動S_2に基づく機器・配管系の水平地震力。</p> <p>注4：$K_h(S_1)$は、基準地震動S_1に基づく機器・配管系の水平地震力。</p> <p>注5：$K_v(S_2)$は、基準地震動S_2の最大加速度の$1/2$の値を鉛直震度として求められる機器・配管系の鉛直地震力。</p> <p>注6：$K_v(S_1)$は、基準地震動S_1の最大加速度の$1/2$の値を鉛直震度として求められる機器・配管系の鉛直地震力。</p> <p>注7：支持構造物の振動と共振のおそれのあるもののみ考慮する。設計用地震動は基準値震動S_1より定まる地震力の$1/2$を用いるものとする。</p>

3. 静的地震力に係わる比較評価

3.1 静的地震力の算定方法

3.1.1 原設計（旧指針）

建物基礎底面における震度を基準震度 C_0 (0.2) とし、基礎底面からの高さが16mを超えた質点については、4 m毎に0.01を基準震度に加算して震度を算定する。震度の算定にあたっては、建築基準法から定められた「建物の構造種別と支持地盤による低減係数(0.9)を考慮に入れ、更に、重要度に応じて次の割り増しを行う。

(i) 建物・構築物

A_s , Aクラス=3.0, Bクラス=1.5, Cクラス=1.0

(ii) 機器・配管系

A_s , Aクラス=3.6, Bクラス=1.8, Cクラス=1.2

3.1.2 現行指針

(1) 建物・構築物

現行指針では、地上部と地下部に分類して水平地震力を次のように算定する。

(i) 地上部

次式により、地上部における水平地震力を算定する。

$$\begin{aligned} Q_i &= n \cdot z \cdot C_i \cdot W_i \\ C_i &= R_t \cdot A_i \cdot C_0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

3.1式において

Q_i : 水平地震力

n : 重要度に応じた係数 (Aクラス 3.0, Bクラス 1.5, Cクラス 1.0)

z : 地震地域係数 (1.0 とする。)

C_i : せん断力係数

C_0 : 標準せん断力係数で0.2とする

W_i : 当該部分が支える重量

R_t : 振動特性係数で、次の表によって算出するものとする。

$T < T_c$ の場合	$R_t = 1$	
$T_c \leq T < 2T_c$ の場合	$R_t = 1 - 0.2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2$	
$2T_c \leq T$ の場合	$R_t = \frac{1.6 T_c}{T}$	
<p>この表において、T及びT_cはそれぞれの数値を表わすものとする。</p> <p>T : 次式により計算した建物・構築物の設計用一次固有周期 (単位 秒) $T = h (0.02 + 0.01 \alpha)$</p> <p>この式において</p> <p>$h$: 建物・構築物の高さ (単位 メートル)</p> <p>α : 当該建物・構築物のうち柱及びはりの大部分が鉄骨構造である層の高さの合計の h に対する比</p> <p>T_c : 建物・構築物の基礎の底部 (鋼強な支持くいを使用する場合にあっては、当該支持ぐいの先端) の直下の地盤の種別に応じて次の表に掲げる数値 (単位 秒)</p>		
	地 盤 の 種 別	T_c
第 1 種	岩盤、硬質砂れき層、その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究の結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの	0.4
第 2 種	第1種及び第3種以外のもの	0.6
第 3 種	腐植土、泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層 (盛土がある場合においてはこれを含む。) で、その深さがおおむね30メートル以上のもの、沼沢、泥海等を埋め立てた地盤の深さがおおむね3メートル以上であり、かつ、これらで埋め立てられてからおおむね30年経過していないもの、又は地盤周期等について調査若しくは研究の結果に基づき、これらと同程度の地盤周期を有すると認められるもの	0.8

(注)

A_i : せん断力係数の分布係数で、次式によって算出する。

ただし、建物・構築物の振動特性について特別な調査又は研究の結果に基づいて算出する場合においては、当該算出によることができる。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} \dots\dots\dots (3.2)$$

3.2式において、

α_i : 建物・構築物の A_i を計算しようとする高さの部分が支える部分の固定荷重と

積載荷重との和を当該建物・構築物の固定荷重と積載荷重との和で除した数値

T : 建物・構築物の設計用一次固有周期 (単位 秒)

(注) A_i は、前式以外に動的な考えを取り入れたモデル解析を用いても算定でき、最近では前式によらず動的に求めることが多い。(第3.2.1項参照)

(ii) 地下部

建物・構築物の地下部分に作用する地震力は、当該部分の固定荷重と積載荷重との和に、次式による水平震度を乗じて算定することができる。

$$K \geq 0.1 \cdot n \cdot (1 - H/40) \cdot z \dots\dots\dots (3.3)$$

(3.3)式において、

K : 水平震度

n : 重要度に応じた係数 (Aクラス 3.0, Bクラス 1.5, Cクラス 1.0)

H : 地下部分の各部分の地盤面の深さ (20を超えるときは20とする。) (単位 メートル)

z : 地震地域係数 (1.0 とする。)

(2) 機器・配管系

機器・配管系の静的地震力は、その据付位置における建物の層せん断力係数を震度と読み替えて1.2倍し、更に重要度に応じた割り増しを考慮して算定する。

この場合、震度の運用は次によるものとする。

i) 床上に支持される機器

当該階下層部の層せん断力係数を震度とみなす。

ii) 壁より支持される機器

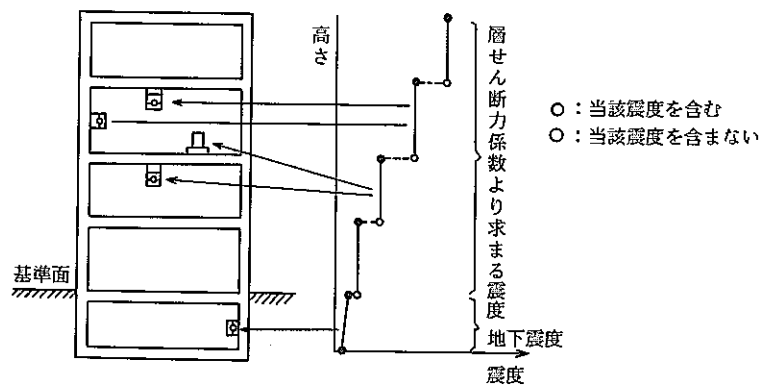
当該階部の層せん断力係数を震度とみなす。

iii) 天井より支持される機器

当該階部の層せん断力係数を震度とみなす。

iv) 基準面より下に設置される機器

機器が設置される高さ位置における地下震度とする。

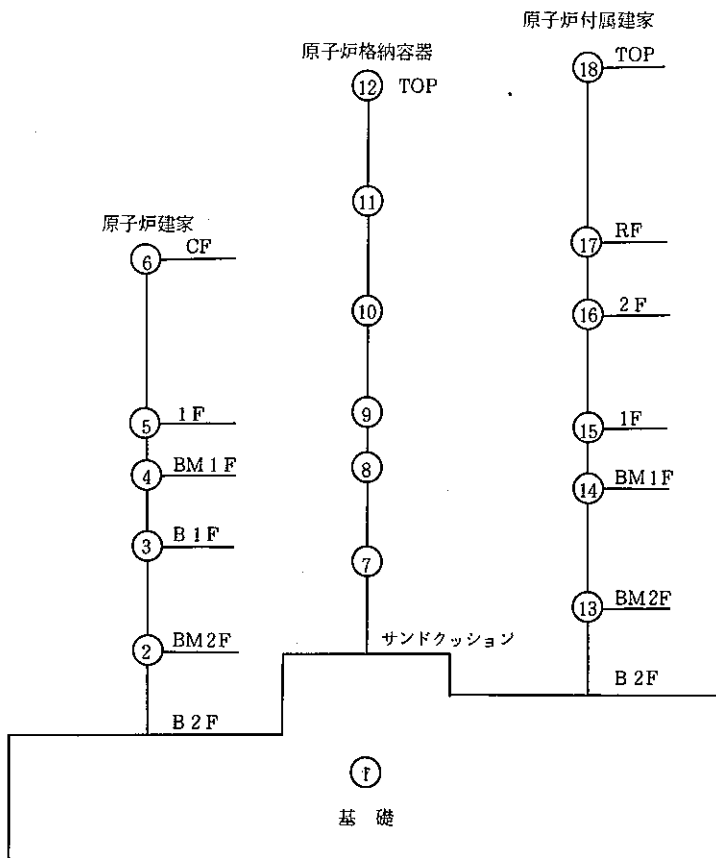


屋内一般機器に対する震動の取扱い

3.2 静的地震力の算出結果

「常陽」の建物を下図に示すように「原子炉建物」，「格納容器」及び「原子炉付属建家」の3つの建物にモデル化し，静的地震力を算定した。算出過程も含めて，算出結果を次のように付録 I に添付する。

- i) 原設計（旧指針）…………… 付録 I - A 1 ~ 付録 I - A 3
- ii) 現行指針…………… 付録 I - B 1 ~ 付録 I - B 3



建物	項目 質点番号	重量	基礎底面 からの高さ
		Wj (tf)	Zj (m)
基礎	①	85038.6	6.72
原子炉建屋	②	6038.2	15.80
	③	4126.4	23.40
	④	4469.7	28.40
	⑤	2926.2	32.00
	⑥	1203.7	44.50
	原子炉格納容器	⑦	209.1
⑧		141.2	29.25
⑨		208.0	33.10
⑩		142.2	40.66
⑪		95.2	48.61
⑫		43.5	57.44
原子炉付属建屋	⑬	18599.7	18.85
	⑭	15978.2	27.50
	⑮	12769.5	32.00
	⑯	9157.0	40.30
	⑰	5856.2	45.50
	⑱	868.0	58.50

なお，現行指針の層せん断力分布係数 (Ai) については，本評価作業では，前述の 3.2 式に基づいて算定したが，最近では建物の振動特性をより適切に評価することのできるモーダル解析による方法を用いて求めることが多い。モード重ね合せの代表式 (SRSS法) を (3.4) 式に示す。

$$q_i = \sqrt{\sum_{j=1}^m \left\{ \sum_{s=1}^{\ell} w_s \cdot \beta_j \cdot U_{sj} \cdot R_{tj} \right\}^2} \quad \ell$$

$$A_i = \frac{\overline{q_i}}{\overline{q_b}} \quad \dots \dots \dots (3.4)$$

ここで、

- w_s : 当該部分の重量
- $\beta_j \cdot U_{sj}$: j 次 s 層の刺激関係
- m : 考慮すべき次数の総数
- l : 総質点数
- R_{tj} : 振動特性係数
- A_i : 層せん断力の高さ方向の分布係数
- \bar{q}_i : i 層の等価な層せん断力係数
- \bar{q}_B : A_i 算定時に基準とする基礎上面直上層の \bar{q}_i の値

3.2.1 建物・構築物に係わる評価

建物・構築物の耐震性の評価においては、耐震壁に作用するせん断力の評価が主体となる。^(注)表3-1に、原設計(旧指針)と現行指針による耐震壁の平均せん断応力度を対比して示すが、格納容器と原子炉付属建物の一部質点において現行指針の方が原設計(旧指針)を上回るものがあるものの、構造評価的には原設計(旧指針)に基づく評価の方が厳しい評価となる。

(注) 厳密に言えば、耐震壁のせん断強度評価の他に、建物の安定性について評価(接地圧、滑動)する必要があるが、その評価について対比を言及しても結果的には、原設計の方が厳しいという結論には変わりはないことから、複雑化を避ける意味からも、本書では割愛する。

3.2.2 機器・配管系に係わる評価

機器・配管系の耐震性評価においては、震度を基に地震力を算定する。前述のように、原設計(旧指針)ではもともと「震度法」を利用して評価を行っているので、質点に作用する震度を用いて直接評価できるが、現行指針では「層せん断力係数法」を用いているため、機器の据付位置によって震度が異なってくる(第3.1.2項(2)参照)。従って、「常陽」では重要機器の殆んどが床からサポートを取っている点を鑑みて、床に設置される機器を対象として現行指針の地上部の質点における震度を求めた。図3-1(1)~図3-1(3)に、各建物における静的震度の対比を図示する。結果は、格納容器のTOP(Na⑳)と、原子炉付属建物のTOP(Na㉑)及びRF(屋上)(Na㉒)において現行指針の震度が原設計(旧指針)の震度を上回るものの、實際上機器が設置される質点においては、原設計(旧指針)で考慮した震度の方が厳しい値となっている。なお、上述の質点において、機器が設置されているのは原子炉付属建物の屋上であるNa㉒だけである。同質点上には、耐震Aクラスの冷却塔が設置されており、現行指針に対する同機器の安全性が問われることになるが、震度の増加率が約1.04倍と極若干であるのに対し、原設計震度を用いた強度計算では許容値に対して数倍~10倍以上の安全余裕が確認されており(設工認資料参照)、震度増加は構造強度上問題とはならない。

表3-1 耐震壁の平均せん断応力度の対比(静的地震力)

建物	質点 番号	せん断面積 A_s (m ²)	最大応答せん断力 Q_{max} ($\times 10^2$ t)		平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ (kg/cm ²)		許容応力度 (kg/cm ²)
			原設計	現行指針	原設計	現行指針	
原子炉建物	②	①-② 107.9	114.93	48.84	10.7	4.5	コンクリートせん断ひび割れ応 力度 ($F_c = 225 \text{ kg/cm}^2$) の 1/10 を許容応力度とする。 $\tau_c = 22.5 \text{ kg/cm}^2$
	③	②-③ 101.8	82.33	37.97	8.1	3.7	
	④	③-④ 96.8	57.82	28.07	6.0	2.9	
	⑤	④-⑤ 63.5	28.85	16.00	4.5	2.5	
	⑥	⑤-⑥ 15.5	9.10	7.22	5.9	4.7	
	格納容器	⑦	①-⑦ 1.101	5.68	3.19	51.6	
⑧		⑦-⑧ 1.101	4.44	2.70	40.3	24.5	
⑨		⑧-⑨ 1.101	3.55	2.31	32.2	21.0	
⑩		⑨-⑩ 1.101	2.15	1.69	19.5	15.3	
⑪		⑩-⑪ 0.501	1.11	1.04	22.2	20.8	
⑫		⑪-⑫ 0.341	0.36	0.43	10.6	12.6	
原子炉付属建物		⑬	①-⑬ 354.5	409.17	213.94	11.5	6.0
	⑭	⑬-⑭ 286.6	303.71	176.74	10.6	6.2	
	⑮	⑭-⑮ 275.4	204.49	133.60	7.4	4.9	
	⑯	⑮-⑯ 148.8	118.29	95.29	7.9	6.4	
	⑰	⑯-⑰ 122.8	51.54	52.65	4.2	4.3	
	⑱	⑰-⑱ 24.0	7.27	11.24	2.0	4.7	

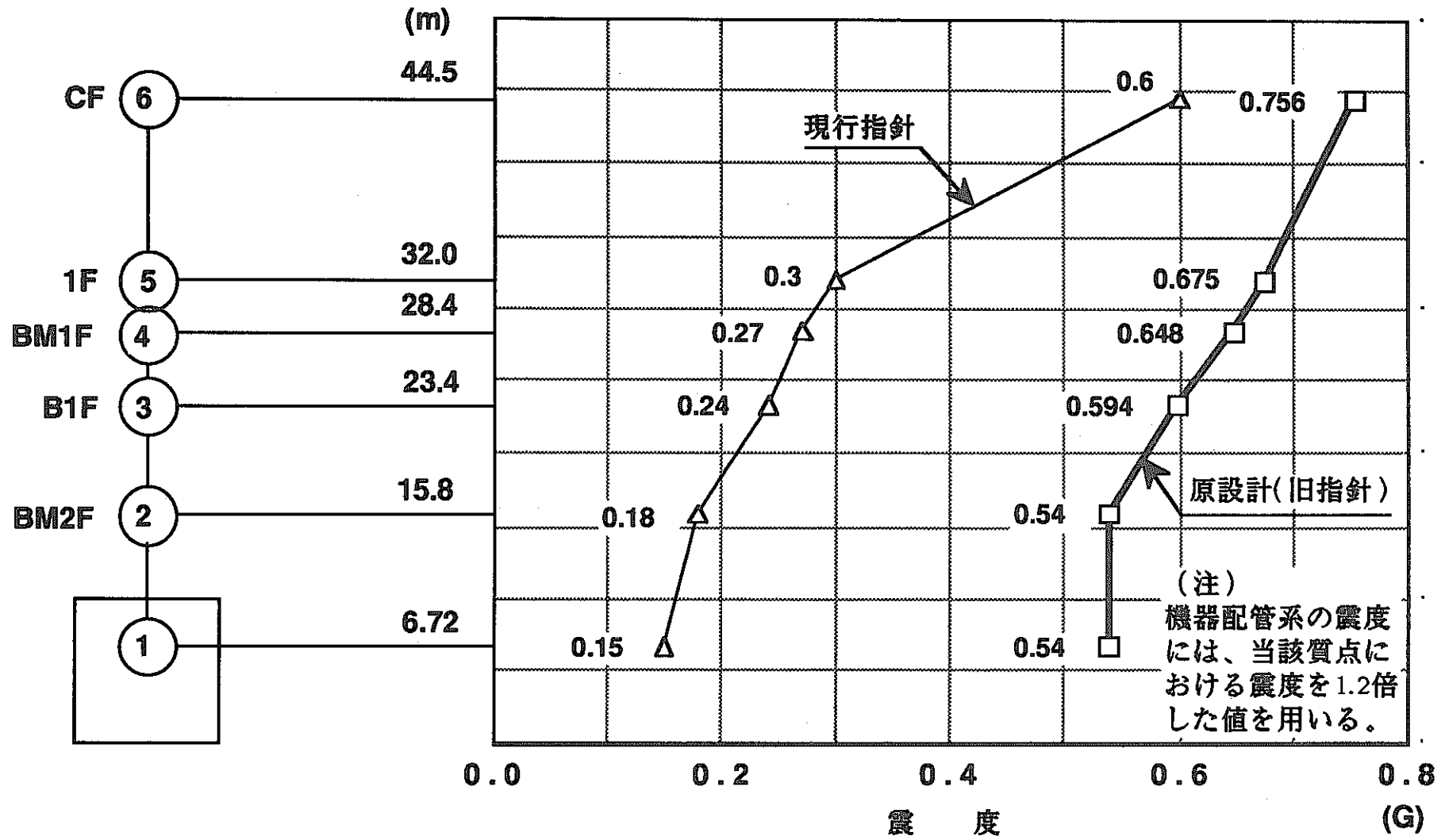


図3-1(1) 静的震度の対比(原子炉建物)

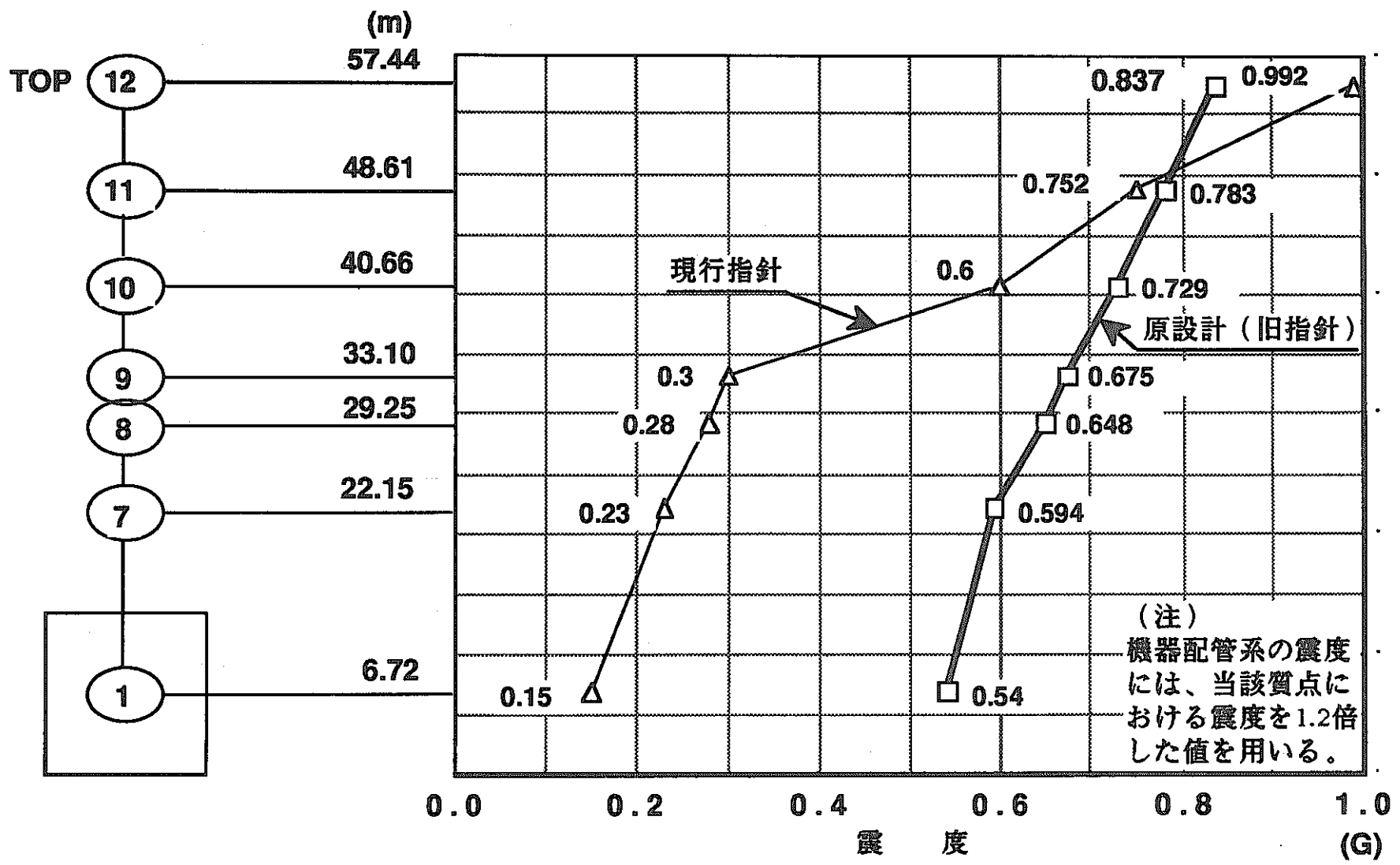


図3-1(2) 静的震度の対比 (格納容器)

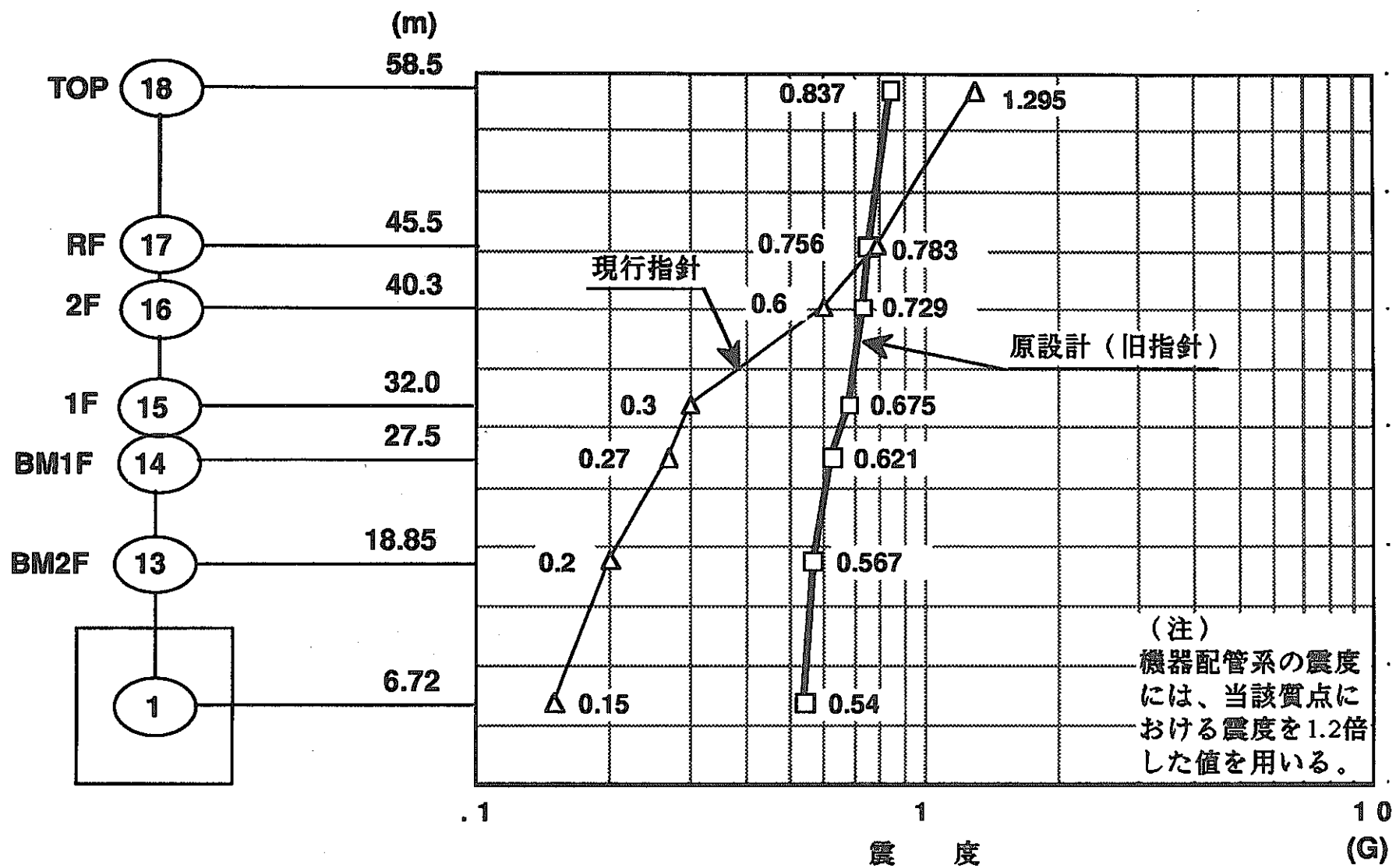


図3-1(3) 静的震度の対比 (原子炉附属建物)

4. 動的地震力に係る比較評価

4.1 設計用基準地震動

原設計では、動解析用地震波に歴史地震として高名な EL CENTRO 波を使用しているのに対し、現行指針では大洗地区の統一基準地震動として国に認可された人工地震動である、 S_1 、 S_2 地震動を用いた。下表に、EL CENTRO 波と S_1 、 S_2 を対比する。

	原設計（旧指針）	現行指針
A クラス	EL CENTRO (150 gal)	設計用最強地震 (S_1) (180 gal)
As クラス	—	設計用限界地震 (S_2) (350 gal)

原設計の EL CENTRO 波は、周波数特性が「常陽」敷地地盤の周波数特性と良く一致していることから選定されており、周波の最大加速度は、周辺地域において過去に発生した歴史地震のデータを基に金井の式、Seed 図、及び河角図を用いて設定された。

一方、現行指針の S_1 、 S_2 地震動は、最新知見を基に見直した歴史地震データを始めとして、広範な区域にわたる活断層調査、地震地体構造、直下地震等のデータを基に解放基盤上の周波数特性として大崎スペクトルを用いて設定した人工地震動である。両者の時刻歴波形を図 4-1 に、また、参考として、両者の作成手順の概念を付録 II に添付する。

なお、詳細については次の参考文献を参照願いたい。

- 原設計 …………… 参考文献〔3〕, P 47 ~ P 71
- 現行指針 …………… 参考文献〔5〕, P 102 ~ P 131

4.2 地震応答解析

4.2.1 振動解析モデル

図4-2に、原設計と現行指針との解析モデル図を対比する。解析モデルのうち建物モデルについては原設計と現行指針は同一モデルであり、建物基礎を剛体とし、「原子炉建物」、「格納容器」、及び「原子炉付属建物」をそれぞれ独立した曲げせん断剛性を有する集中質点系モデルに抽象している。このモデルはスウェイ・ロッキングモデル(S-Rモデル)と呼ばれている。各質点の自由度は、水平・回転の2自由度である。表4-1に、建物各部の諸定数を示す。

振動解析モデルにおいて原設計と現行指針の差異は地盤ばねモデルにおいて見られる。原設計では側面ばね K_s (水平)を基礎部に一括集中させているのに対し、現行指針では地下部の各質点に側面ばね $K_{s1} \sim K_{sn}$ を分配している。但し、側面ばねを一括集中するか、分配するかという点は、解析上は余り大きな問題ではなく、後述のように、ばねをどのようにモデル化(剛性, 減衰)するか、特に減衰をどのように評価するかが問題となる。

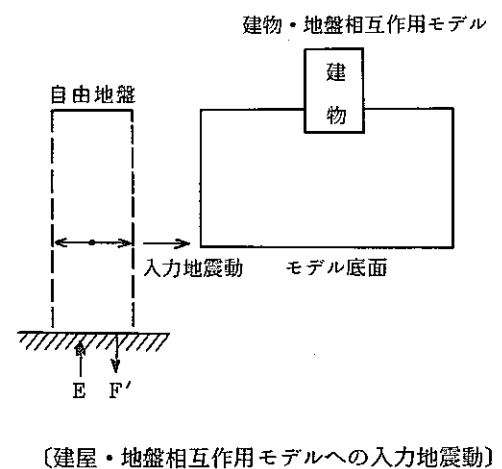
4.2.2 設計用入力地震動

原設計では、第4.1項にて示した動的検討用地震(EL CENTRO)が、既に「常陽」敷地地盤の振動特性を考慮して設定された地震動である(付録-II参照)ことを考慮して、同地震を直接建物基礎に直接入力して振動解析を行っている。

これに対して現行指針では、設計用基準地震動の定義上(基本スペクトルとして用いている大崎スペクトルは、解放基盤($V_s \geq 700 \text{ m/s}$)上に生じる地震動を想定したものであるから、建物が直接基盤上に設置されない場合は、敷地内の地盤振動特性を考慮に入れて入力地震動を設定する必要がある。設定方法は、下図に示すように建物のない自由地盤を想定して一次元波動論^(注)に基づく地盤伝播解析を行い、入力地震動(地中波)を設定する。また、この地盤伝播解析から、埋込みS-Rモデルを表現することのできる解析手法であるサブストラクチャー法(付録III-F参照)において、計算上必要となる地盤のせん断力(切欠き力)を求めることができる。この意味からも、地盤伝播解析は解析上重要な役割を担っている。

本検討では、GL-130 mに位置する泥岩層を解放基盤と想定し、解析コード「SHAKE」^(注)を用いて入力地震動を算定した。

解析に用いた「常陽」敷地の地盤モデルを図4-3に、また、 S_1 波に対する地震ばね位置における解析結果(加速度波形)を図4-4(1)に、 S_2 波に対する解析結果を図4-4(2)に、それ



ぞれ示す。同図より明らかなように、地盤内において地震動はかなり減衰する。因みに基礎底面上における入力地震動を原設計と現行指針と比較して下表に示す。

位置 指針	解放基盤表面 (GL-130.0m)	建物基礎底面 (GL-31.8m)
原設計	—	150.0 gal
現行指針 (S ₁)	180.0 gal	112.0 gal
現行指針 (S ₂)	350.0 gal	185.5 gal

(注) 一次元波動論の解析理論を、「SHAKE」の概要と併せて付録Ⅲ-Aに示す。

4.2.3 地盤ばねモデル

S-Rモデルでは、地盤の剛性と減衰をスウェイとロッキングの等価ばねに置換して、建物と地盤の相互作用を表現するが、地盤の等価ばねの扱い方によって表4-2に示すような4つの種類に大別される。原設計では、地盤の剛性及び減衰が振動数 ω に依存しないタイプAの静的ばねが用いられているのに対し、現行指針（埋込みS-Rモデル）では剛性は理論解の静的ばね、減衰は ω の1次式という、いわばタイプBとタイプCをミックスした複素ばねが用いられる。

(1) 原設計

原設計では、地盤反力係数を基に地盤の剛性を評価する方法により静的地盤ばねを設定した。この地盤反力係数は、現地で実施した弾性波式地質調査（高速実験炉参考資料54-C-3, B参照）から得られた当建物の支持砂層の弾性波速度、弾性係数を基に、Schleicher/Timoshenkoの式（Timoshenko "Theory of Elasticity"）、田治見の式（"耐震理論に関する基礎的研究"）、Thomson/小堀の式（"半無限体上の矩形基礎に対する動的コンプライアンス"）等による計算値、あるいは土質工学会"土の動的性質とその応用"等の実験値を参照した上で、工学的判断を加え次表のように定めた。

		GLOm - 12.6m	GL - 12.6m以下
建物側面	K_h (kg/cm ³)	1.5 ~ 3	3 ~ 6
	K_v (kg/cm ³)	1 ~ 2	2 ~ 4
建物底面	K_h (kg/cm ³)	—	4.5 ~ 9
	K_v (kg/cm ³)	—	6 ~ 12
		上部砂層	下部硬質砂層

上表に示した地盤反力係数より地盤ばね定数は次のように求められた。^(注)

- 底面水平ばね (K_{BS}) 1.24×10^7 (t/m)
- 底面回転ばね (K_{BR}) 0.93×10^7 (t・m/rad)
- 側面（水平）ばね (K_s) 5.62×10^9 (t/m)

また、減衰定数については慣用値である次の値を採用している。

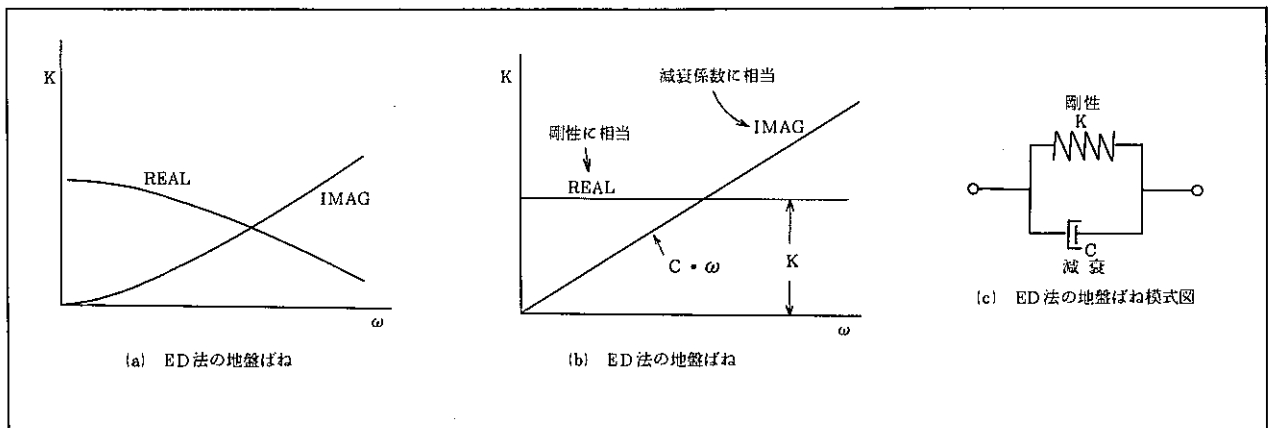
- 地盤と建物間 5%
- （実際には10%以上の減衰を期待出来るが安全をみて5%とした）
- 鉄筋コンクリート建物 5%
- 格納容器 1%

(注) 本書で示した数値は、原設計では「軟地盤と仮定した場合」の地盤ばね定数に該当する。原設計では、建物-地盤の相互作用における技術的不確定要素を考慮して、先のばね定数を倍増することにより「硬地盤」用のばね定数を設定し、両者に基づく応答解析をそれぞれ実施した。本書では、より大きな応答が得られた「軟地盤」用の地盤ばね定数についてのみ言及した。地盤ばね定数の算出方法について、算

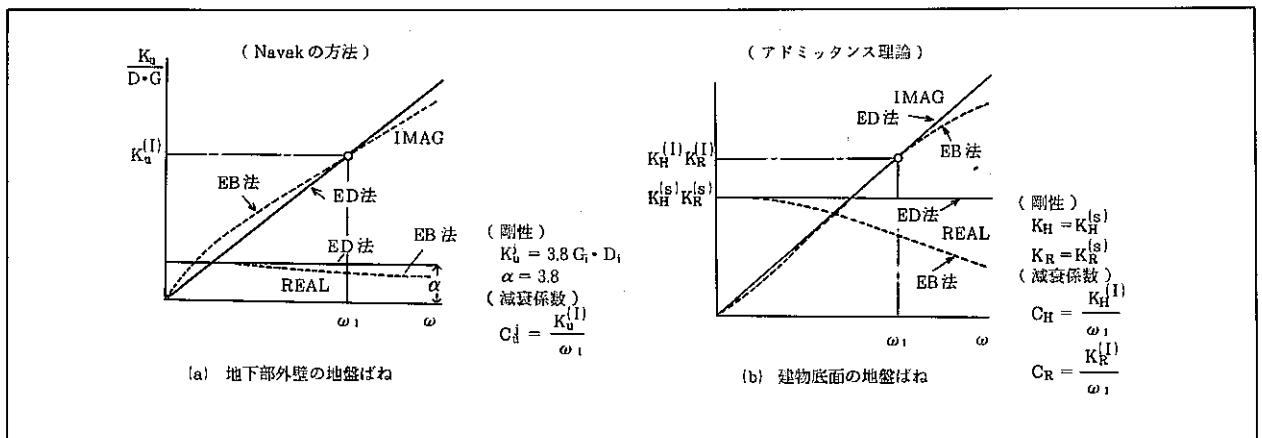
出過程を含めた詳細を付録Ⅲ－Bに示す。

(2) 現行指針（耐特委，埋込みS-Rモデル）

本検討では，耐特委より提案されている埋込みS-Rモデルの評価手法のうち，ED法と呼ばれる近似地盤ばねの手法に準じて地盤ばねを設定した。この手法は，後述する振動アドミタンス理論及びNovaKの方法を用いて求めた理論解（複素数の動的抵抗係数）を直線で近似し，剛性Kと減衰係数Cから成るばねに等価置換する方法である。（理論解をそのまま用いる方法は，EB法と呼ばれる。EB法とED法の手法の違いによる応答の差については，殆ど差がなく，強いて言えばED法による評価の方が若干大きくなる傾向のあることが，参考文献〔4〕に報告されている。）以下に，ED法による地盤ばねの説明を図示する。



<ED法による地盤ばねの説明>



<ED法による地盤ばねの算定>

具体的には次の方法に基づいて、(株)竹中工務店所有の地盤剛性算定プログラム (STCROSS) を用いて各地盤を算定した。

① 底面地盤ばね (水平・回転)

i) 底面ばね (K_{BS} , K_{BR}) の実数部は、弾性波動論に基づいた地表面加振の静的理論解 (振動アドミッタンス理論解) とする。この時、地反力分布は一様三角分布とする。また、基礎底面下の地盤は、図 4-3 に示したように成層であるため、ここでは田治見の成層補正法により、等価な横波せん断波速度を算定し、基礎底面下の地盤を一様地盤に置換する。計算に用いた置換後の基礎底面下の地盤定数を下表に示す。

せん断波速度 V_s (m/s)	400
ポアソン比 ν	0.45
密度 γ (t/m ³)	1.91
せん断弾性係数 G (t/m ²)	3.118×10^4

$$G = \frac{\gamma}{g} \cdot V_s^2$$

振動アドミッタンス理論解を付録Ⅲ-C に、また、成層補正に用いる田治見の式を付録Ⅲ-D にそれぞれ示す。

ii) 底面ばね (K_{BS} , K_{BR}) の虚数部は、以下のように算定する。まず、建屋地盤連成系の実固有値解析により得られる系の一次固有振動数 (ω_1) を求める。次に、 ω_1 に対応する弾性波動論に基づいた理論解値を同定する。この虚数部の値を通り、振動数に比例する直線を底面ばねの虚数部とする。

以上、底面ばねの水平成分 K_{BS} と回転成分 K_{BR} の剛性と減衰係数は次のようにまとめられる。

<剛性>

$$K_{BS} = K_H^{(S)}$$

$$K_{BR} = K_R^{(S)}$$

<減衰係数>

$$C_H = \frac{K_H^{(1)}}{\omega_1}$$

$$C_R = \frac{K_R^{(1)}}{\omega_1}$$

② 側面ばね（水平）

i) 側面ばね ($K_{s1} \sim K_{s4}$) の実数部は、次式に示す NovaK の方法に基づく静的ばね評価のための略算式から得られた値を静的ばねとして用いる。対応する建屋側面地盤が n 個の層をなしていたとすれば、側面ばねの実数部は下式で表される。NovaK の方法を付録 III - E に示す。

<剛性>

$$K_{sj} = \sum_{i=1}^n 3.8 G_i D_i \quad (j = 1 \sim 4)$$

ここに、

G_i ; i 層のせん断弾性係数

D_i ; i 層の対象支配幅

ii) 側面ばね ($K_{s1} \sim K_{s4}$) の虚数部は、NOVAK の方法から求め一次固有振動数 (ω_1) に対応する値を $K_d^{(1)}$ から算定する。この虚数部の値を通り、振動数に比例する直線を側面ばねの虚数部とする。

<減衰係数>

$$C_{uj} = \frac{K_d^{(1)}}{\omega_1}$$

以上の方法にて求めた各地盤ばねを、それぞれ図 4-5 (1) と図 4-5 (2) に示す。

同図中に、原設計において用いた静的ばね定数を点線で併せて示すが、剛性に対する評価には大差ないことがわかる。

4.2.4 応答解析方法

(1) 原設計

原設計では、S-Rモデルの振動方程式を時刻歴モーダル法と呼ばれる手法を用いて解いている。この方法は、あらかじめ系の固有値計算を行って各次の固有ベクトル ϕ_i 、固有円振動数 ω_i 、刺激係数 β_i 等を求め、これらを基に各モード毎の応答量を計算した後、各モード毎に得られた応答量を重ね合わせて最終的に系全体の応答量を求める手法である。原設計では、減衰定数 h を一定値で与えており、全モードにおいて同一減衰という仮定に基づいた応答量を求めている。

S-Rモデルの基本振動方程式も含め、具体的な算出過程を以下に示す。

S-Rモデルに対する振動方程式は次のようになる。

$$[m] \{\ddot{\chi}\} + [c] \{\dot{\chi}\} + [k] \{\chi\} = - [m] \{u\} \ddot{U}_g \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、

$\{\chi\}$: 相対変位ベクトル

$[m]$: 質量マトリクス

$[k]$: 剛性マトリクス

$[c]$: 減衰マトリクス

$$\{u\} : \text{単位ベクトル} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

\ddot{U}_g : 入力地震加速度波形 = スカラー量

次に、固有振動方程式は次のように表わされる。

$$[k] - \omega^2 [m] \{\phi\} = 0 \dots\dots\dots (4.2)$$

$\{\phi\}$: 振動形 (固有関数ベクトル)

ω : 固有円振動数 (固有値)

4.2式を解くことにより得られた固有円振動数 ω と固有ベクトル $\{\phi\}$ を用いて4.1式を各モードに対する振動程式に分離出来る。

$$Y_i(t) + 2 h_i \omega_i Y_i(t) + \omega_i^2 Y_i(t) = -\beta_i U_g(t) \dots\dots\dots (4.3)$$

$Y_i(t)$ = 第*i*次モードに対する時間関数 (基準座標)

h_i = 第*i*次モードに対する減衰常数

ω_i = " の固有円振動数

β_i = " の刺激係数

4.3 式を解くと

$$Y_i(t) = - \frac{\beta_i}{\sqrt{1-h^2} \omega_i} \int_0^t U_g(\tau) e^{-h_i \omega_i (t-\tau)} \sin\{\sqrt{1-h^2} \omega_i (t-\tau)\} d\tau \dots\dots\dots (4.4)$$

これより各点の変位, 加速度応答歴 $\{\chi(t)\} \{\ddot{\chi}(t) + \ddot{U}_g(t)\}$ は次式より求められる。

$$\{\chi(t)\} = \sum_{i=1}^n Y_i(t) \{\phi_i\} \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\{\ddot{\chi}(t) + \ddot{U}_g(t)\} = - \sum_{i=1}^n \omega_i^2 Y_i(t) \{\phi_i\}$$

加速度が求めればせん断力, モーメントも計算出来る。

(2) 現行指針 (動的サブストラクチャー法)

最近の解析手法では, 地盤ばねとして振動数 ω に依存した複素ばねを用いる。従って, 振動数に依存して解を得る必要があることから, 先に述べた時刻歴モーダル法の解法は用いることができない。よって, 複素ばねを用いたモデルでは系の振動方程式を一旦周波数領域における振動方程式に変換して解いた後, フーリエ逆変換により時刻歴の応答量を求める周波数応答解析法が用いられる。本検討では, 最近の解析において広く用いられている動的サブストラクチャー法による振動方程式を基に応答解析を行った。この方法は, S-Rモデルにおいて埋込み効果を評価できる手法であり, 建物-地盤系を建物と地盤の接触面において建物系と地盤系に分離して解を得る方法である。簡単に言えば, 地盤に埋め込まれた建物の応答は, 建物の周囲, すなわち切欠き地盤に地盤ばねを取付け, ばね端から切欠き地盤の応答を入力地震動として与えれば求まるということである。(サブストラクチャー法の詳細については, 付録Ⅲ-Fを参照されたい。)

以下に, 系の応答を得るまでの算出過程を示す。なお, 解析は, (株)竹中工務店所有の地震応答解析プログラム「DAS-2」を用いた。

建物-地盤連成系のうち, 建物系の運動方程式を, 周波数領域で4.6式となる。

$$\left(-\omega^2 \begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M_c^s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^s \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} U_s^t \\ U_c^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ f_c \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (4.6)$$

ここに,

$\{U^t\}$: 絶対変位 = $\{U_o\} + \{U\}$

$\{U\}$: 基盤との相対変位

$\{U_o\}$: 基盤の変位

$\{f_c\}$: 地盤からの力 (地反力)

下添字 s : 地上部

c : 地下部

$$\begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M_c^s \end{bmatrix} : \text{質量マトリクス}$$

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^s \end{bmatrix} : \text{剛性マトリクス}$$

4.6 式を基盤からの相対変位 {U} について変換すると, 4.7 式のようになる。

$$\left(-\omega^s \begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M_c^s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc}^s \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M_c^s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ \end{Bmatrix} \ddot{U}_o + \begin{Bmatrix} 0 \\ f_c \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (4.7)$$

ここに {a} は, 水平方向は 1, 他は 0 のベクトルである。

地盤からの力 {f_c} は, 図 1 の ② と ④ を比較することにより, 即ち, ④ の自由地盤の建物に相当する部分を切欠いて ② の切欠き地盤と考え, 切欠き面応力がゼロになることより次式で表される。

$$- \{f_c\} + \{\tilde{P}_c\} = [K_c^*] (\{U_c\} - \{\tilde{U}_c\}) \dots\dots\dots (4.8)$$

ここに,

[K_c^{*}] : 地盤ばね (側面については Novak, 底面は弾性波動論に基づくばね)

{ \tilde{U}_c } : 一次元波動解析における基準地震動 (2 E_N) に対する相対変位

{ \tilde{P}_c } : 一次元波動解析において仮想接触面におけるせん断力

4.8 式を 4.7 式に代入して, 運動方程式は次式となる。なお, 減衰については, (K_R + iK_I) = (K_R) (1 + i2h) という剛性を複素剛性型で示すことによって評価されている。

$$\left(-\omega^2 \begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M_c^s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc} + K_c^* \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} M^s & 0 \\ 0 & M_c^s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ \end{Bmatrix} \ddot{U}_o + \begin{Bmatrix} 0 \\ f_c^* \end{Bmatrix} \dots (4.9)$$

$$\{f_c^*\} = [K_c^*] \{\tilde{U}_c\} + \{\tilde{P}_c\}$$

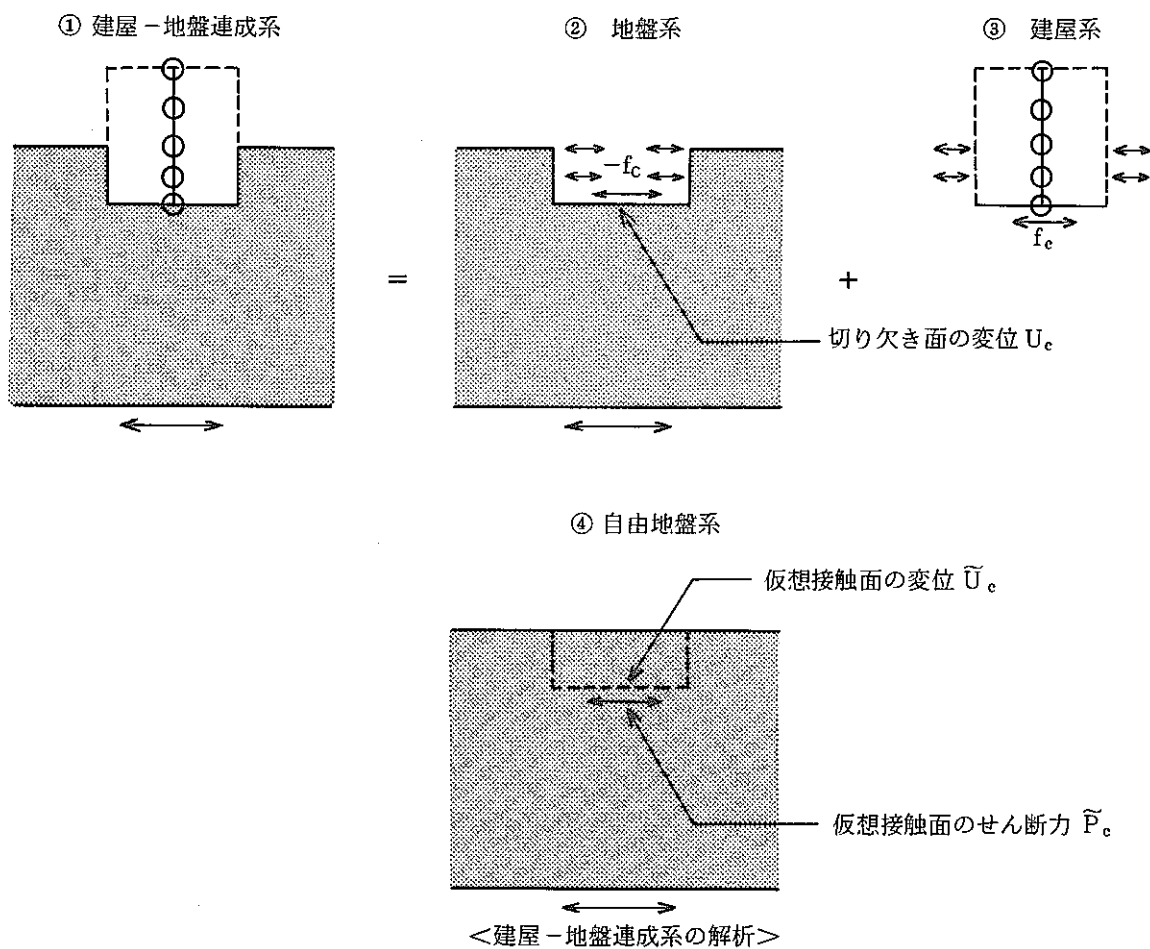
\ddot{U}_o : 基準地震動の 2 E_N

ここで,

$$U = \int_{-\infty}^{\infty} u(t) e^{-i\omega t} dt$$

$$\ddot{U}_o = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{u}(t) e^{-i\omega t} dt$$

4.9 式を U について解き, 逆フーリエ変換することにより時刻歴の応答は求められる。



<サブストラクチャー法の概念図>

4.2.5 応答解析結果

図4-6(1)～図4-6(3)に、各建物において得られた最大応答加速度分布図を図示する。同図から明らかなように、原設計で得られた最大応答加速度は、現行指針のそれを大きく上回り、原設計の方が建物構造設計にとって厳しい評価となることが確認された。(建物の強度評価については、表3-1にて示した静的地震力による評価の方が、動的地震力による評価より厳しくなるので本項では評価を省略する。)また、機器の動的評価において、入力地震動として用いられる床応答曲線を付録Ⅲ-G1～G8に、原設計と現行指針(S_2)を対比して示す。同図から明らかなように、一部質点の一部周波数領域において現行指針 S_2 のスペクトルが原設計スペクトルを上回るものもあるが、振動エネルギー的には原設計スペクトルが現行指針(S_2)のものよりはるかに大きい。原設計の床応答スペクトルを用いる方が厳しい評価となることは、本来は対象機器の固有値計算を行った後論議すべき点ではあるが、機器の動的解析においては周波数領域を10%拡幅させたスペクトルを用いることと、0.6秒以上の長周期側に1次固有値を持つ機器は設計上ないことから、実質的には原設計の応答スペクトルによる評価の方が安全側になるものと結論できる。

なお、現行指針に基づく「常陽」地震応答解析結果は磁気テープに保存してある。付録Ⅲ-Hにテープの内容を示す。(本評価は、MODEL-Aの結果を引用している。)

また、原設計の床応答値については、参考文献〔10〕資料(5)の応答スペクトラムから値を引用した。

表4-1 建物モデル諸定数

建屋 種別	項目 質点番号	重量回転 慣性	重量	基礎底面 からの高さ	質点間 距離	縦弾性 係数	横弾性 係数	断面2次 モーメント	有効 断面積
		IW _j (tf・m ²)	W _j (tf)	Z _j (m)	L (m)	E _k (tf/m ²)	G _k (tf/m ²)	I _k (m ⁴)	A _k (m ²)
	①	×10 ³ 196.93	85038.6	6.72		×10 ⁶	×10 ⁵	×10 ³	
原子炉建設	②	3.19	6038.2	15.80	(2.78) 6.30	2.11	9.02	13.36	107.9
	③	2.70	4126.4	23.40	7.60	"	"	12.56	101.8
	④	2.12	4469.7	28.40	5.00	"	"	13.20	96.8
	⑤	1.89	2926.2	32.00	3.60	"	"	6.87	63.5
	⑥	1.04	1203.7	44.50	12.50	"	"	2.69	15.5
原子炉格納容器	⑦		209.1	22.15	(9.38) 6.05	×10 ⁷	×10 ⁶	×10 ²	1.101
	⑧		141.2	29.25	7.10	"	"	2.160	1.101
	⑨		208.0	33.10	3.85	"	"	2.160	1.101
	⑩		142.2	40.66	7.56	"	"	2.160	1.101
	⑪		95.2	48.61	7.95	"	"	0.887	0.501
	⑫		43.5	57.44	8.83	"	"	0.280	0.341
原子炉付属建屋	⑬	50.87	18599.7	18.85	(5.63) 6.50	×10 ⁶	×10 ³	×10 ³	354.5
	⑭	47.82	15978.2	27.50	8.65	"	"	226.56	286.6
	⑮	38.24	12769.5	32.00	4.50	"	"	180.01	275.4
	⑯	26.15	9157.0	40.30	8.30	"	"	179.81	275.4
	⑰	15.17	5856.2	45.50	5.20	"	"	44.29	148.8
	⑱	0.06	868.0	58.50	13.00	"	"	42.64	122.8
							5.61	24.0	

総重量 = 1.679 × 10³ tf

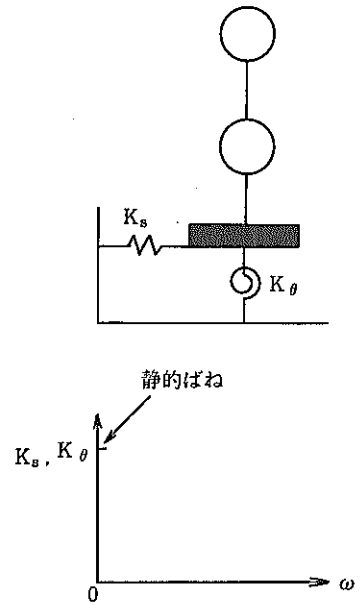
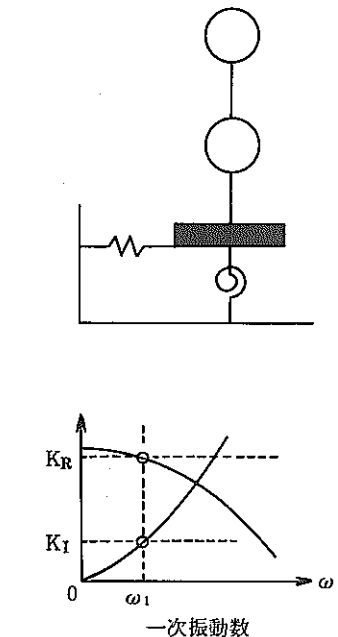
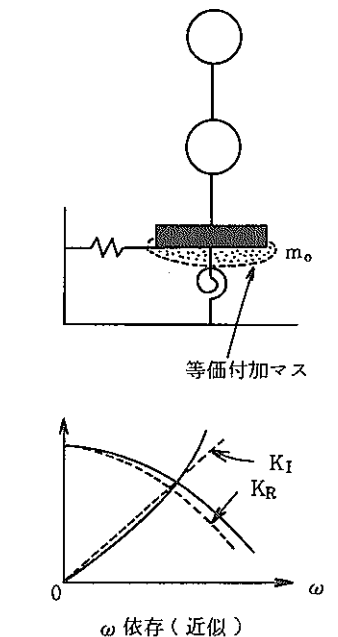
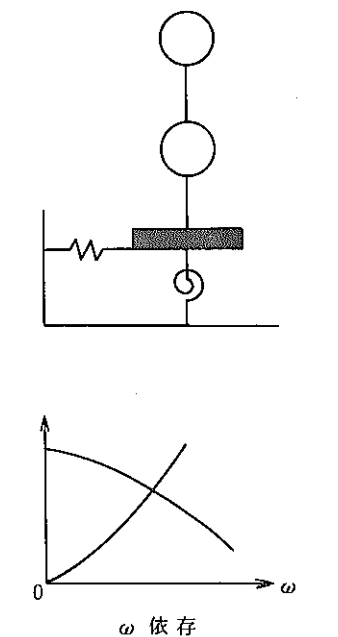
質点間距離の欄で□ : 梁の長さ

重量回転慣性の総和 = 3.872 × 10⁷ tf・m²

() : 基礎重心(質点の位置) ~ 梁の
つけ根間距離

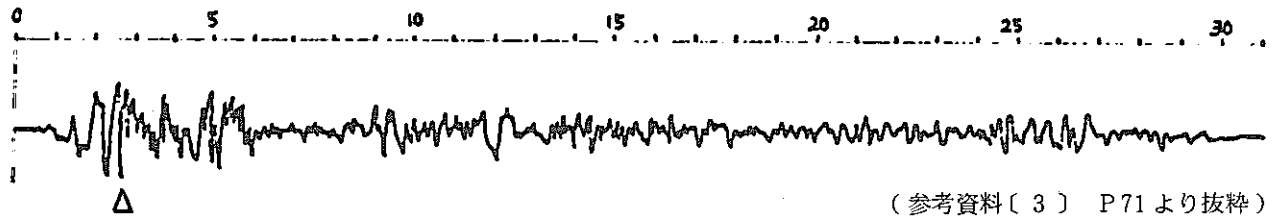
(参考文献 [10] P 4 より抜粋)

表4-2 スウェイ・ロッキング(S-R)モデルの種類

タイプ A (ω に無関係)	タイプ B (ω_1 の値で決める)	タイプ C ω 依存 K_I を直線 K_R を2次曲線	タイプ D ω 依存 K_I, K_R とも 曲線のまま
 <p>静的ばね K_s, K_θ</p>	 <p>一次振動数</p>	 <p>等価付加マス ω 依存 (近似)</p>	 <p>ω 依存</p>
<p>チモシェンコとかバルカンといった静的な地盤係数に基づいてばねを算定し、減衰は別途工学的判断により仮定する。</p>	<p>小堀博士の「動的グランドコンプライアンス」や田治見博士の「振動アドミッタンス」理論等に基づいてω領域で動的な地盤抵抗係数を求めておき、構造物の主要振動(1次振動)での値を用いて複素ばねから剛性、減衰を求める。</p>	<p>左記ω領域での地盤抵抗係数 $K_R(\omega) + iK_I(\omega)$ のうち実部 $K_R \doteq K_S - m_0\omega^2$、虚部 $K_I \doteq \omega c$ と近似的に置換える(ここで K_S: 静的ばね、m_0: 等価付加マス、c: ダッシュポット)。ここでは、地盤ばねの減衰は振動方程式上は内部粘性型で解析する。</p>	<p>(B)に示すω領域の動的な地盤抵抗係数をそのまま取り入れて応答を求める。いわば正攻法であるが時間領域と振動数領域の計算にフーリエ変換、フーリエ逆変換を用いるなど計算が煩雑になり、非線形解析には向かない。</p>

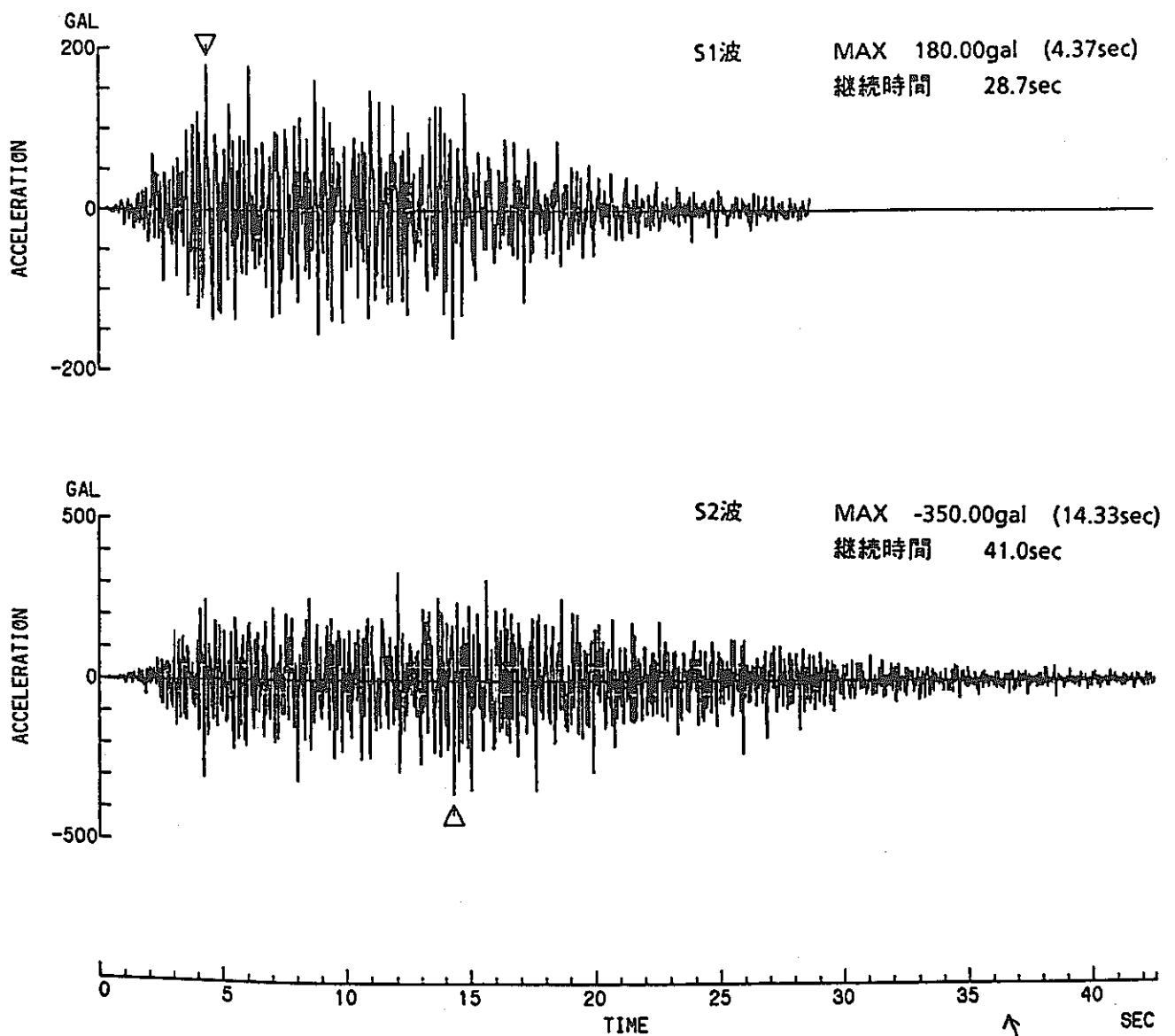
(参考文献[9]第IV章第2項のp194より引用)

EL CENTRO 波 (CALIFORNIA, USA, 1940) MAX 150.0 gal



(参考資料〔 3 〕 P71 より抜粋)

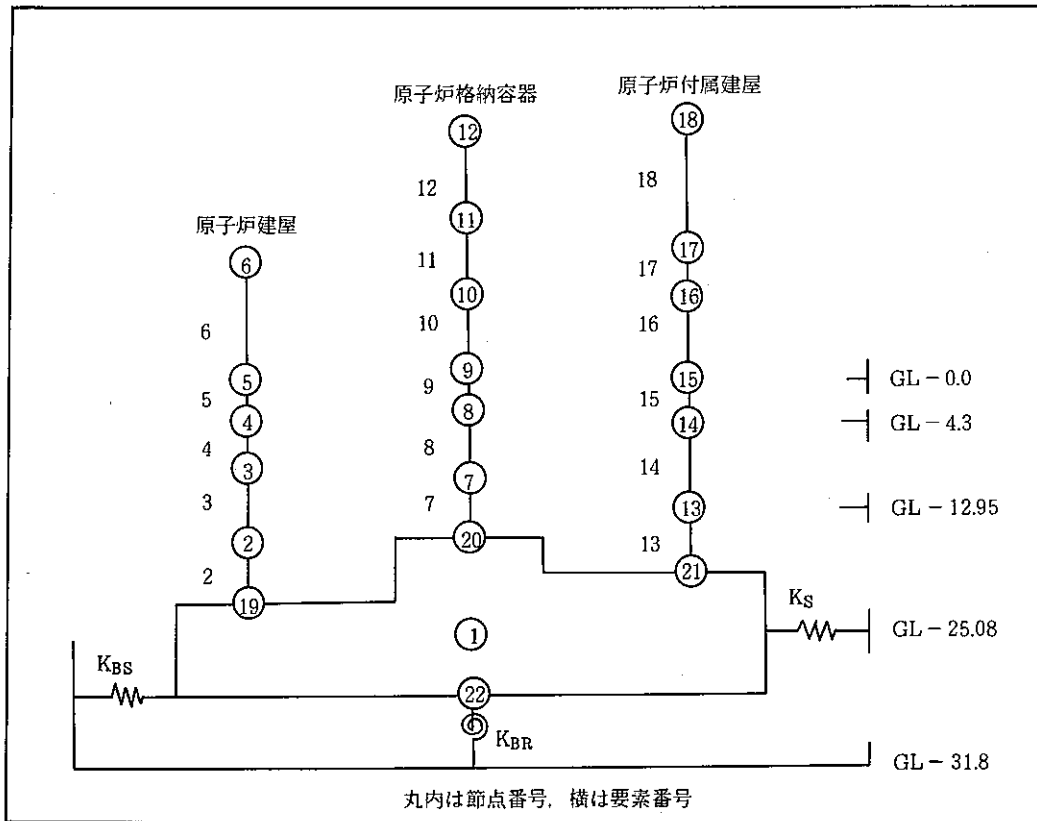
(a) 動的検討用地震波 (原設計)



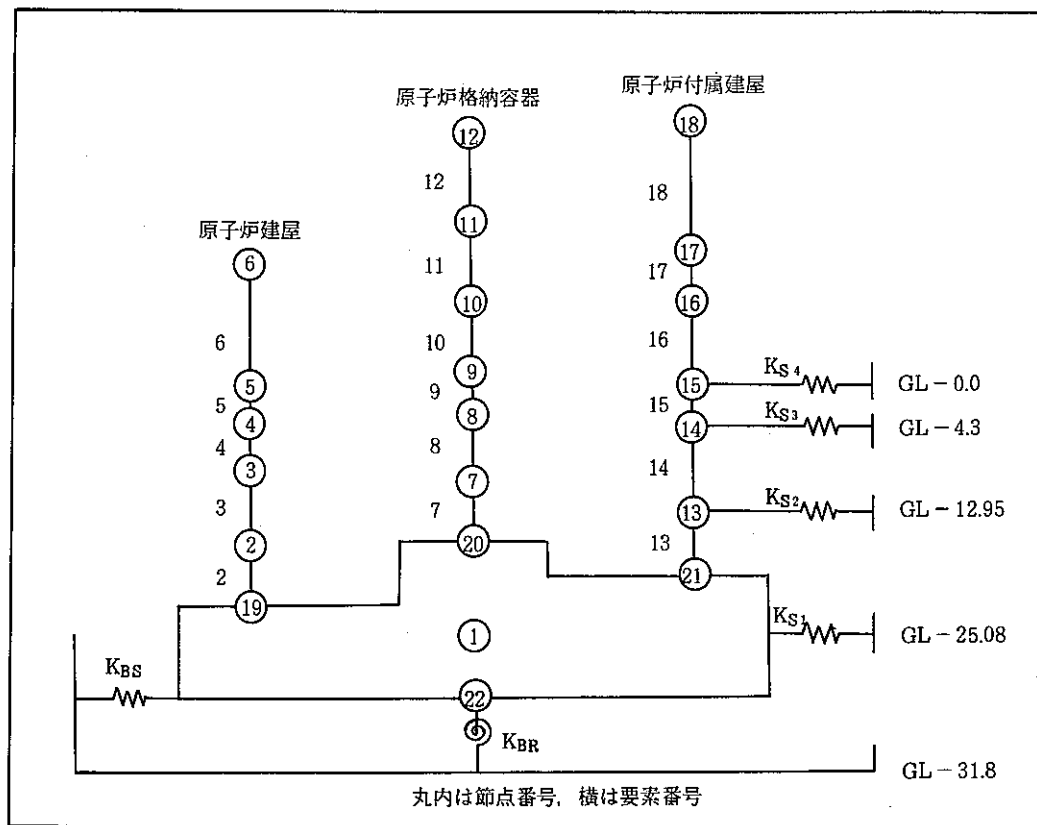
(参考文献〔 5 〕 P129, P130 より抜粋)

(b) 設計用基準地震動 (現行指針)

図 4 - 1 設計用基準地震動の対比



(原設計)



(現行指針設計)

図 4 - 2 「常陽」振動解析モデルの比較

GL	(et/m^3)	V_p	V_s	ポアソン比	主な土質	
0	m					● GL-0.0 (側面ばね K_{s4})
5	1.88	500 m/s	120 m/s	0.47	盛土 ローム	● GL-4.3 (側面ばね K_{s3})
16	1.88	700 m/s	320 m/s	0.37	細砂~中砂 粘土 砂	● GL-12.95 (側面ばね K_{s2})
22	1.93					● GL-17.0
31	2.1	900 m/s	570 m/s	0.17	砂質 細砂	● GL-25.08 (側面ばね K_{s1})
		基盤底面位置				● GL-31.8 (基礎底面)
35	1.91	1600 m/s	470 m/s	0.45	細砂	
41	2.0					● GL-41.0
"		1600 m/s	350 m/s	0.475	シルト質砂 細砂	
64						
"		1600 m/s	400 m/s	0.47	細砂 シルト漂り細砂	
80						
"		1600 m/s	470 m/s	0.45	細砂 シルト質細砂	
114						
"		1600 m/s	530 m/s	0.44	砂質泥岩	● GL-130.0 (解放基盤表面)

(参考文献〔7〕P69より引用)

図4-3 「常陽」地盤モデル

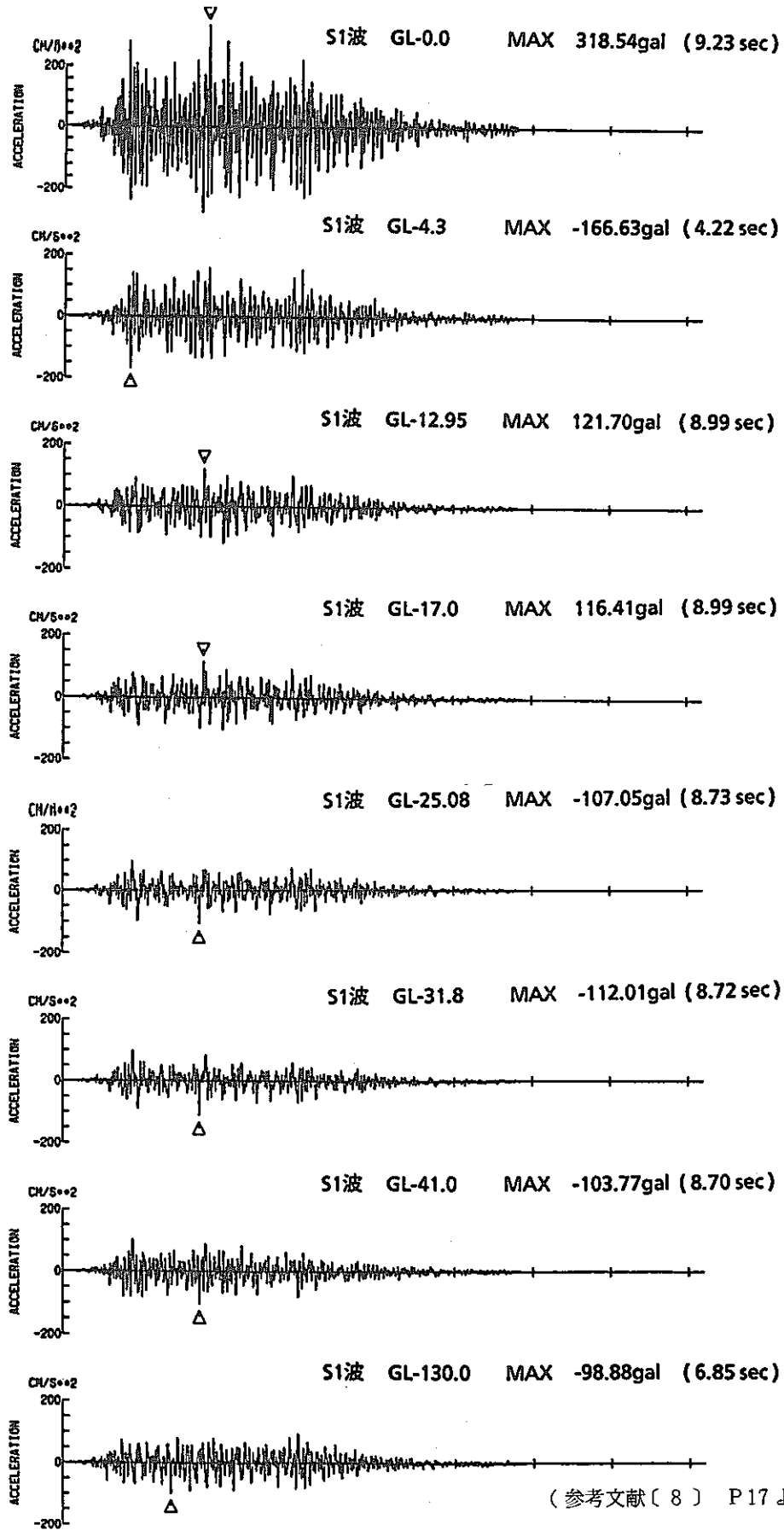


図4-4(1) S1波に対する地盤内各点の加速度波形

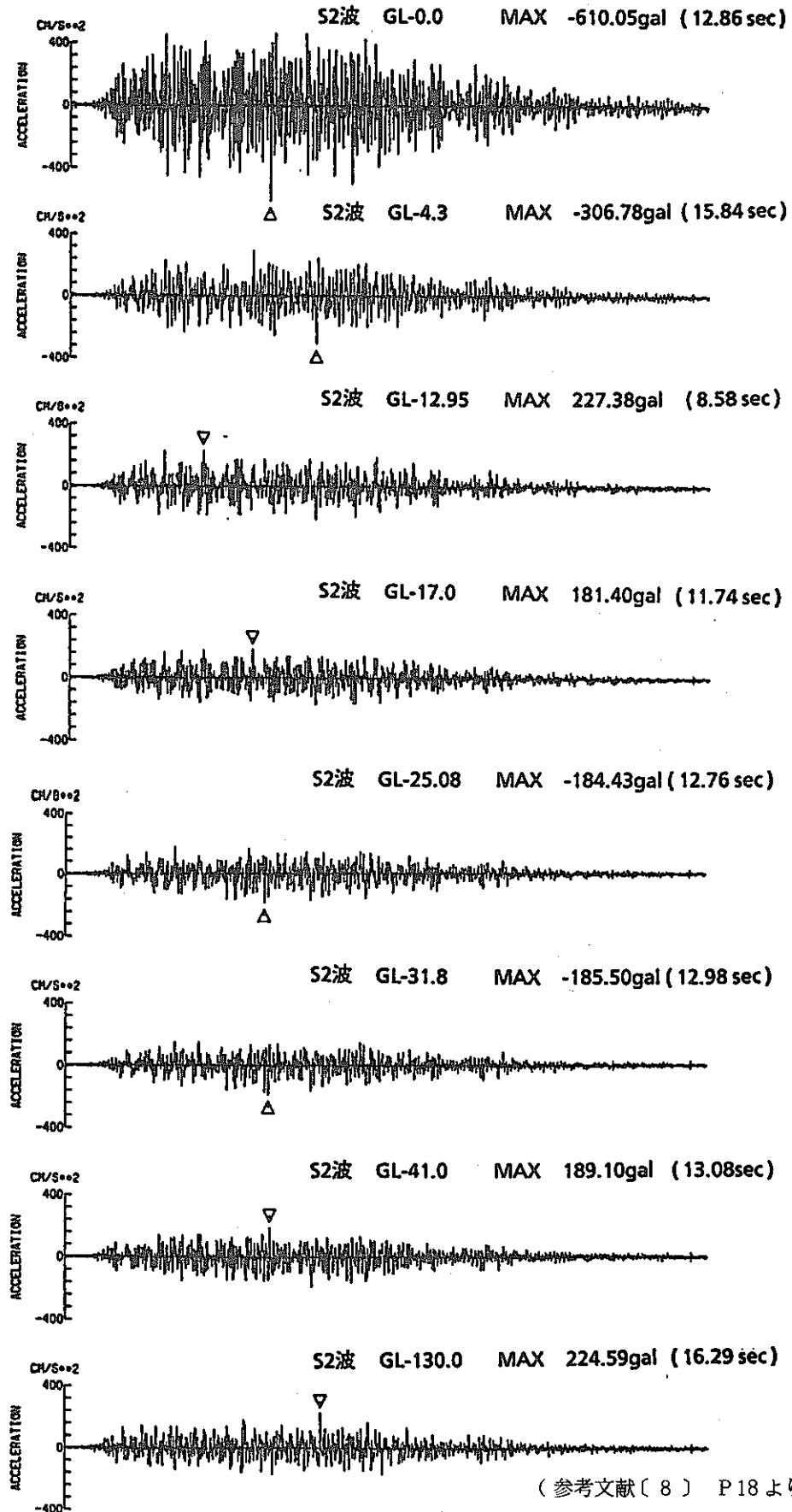
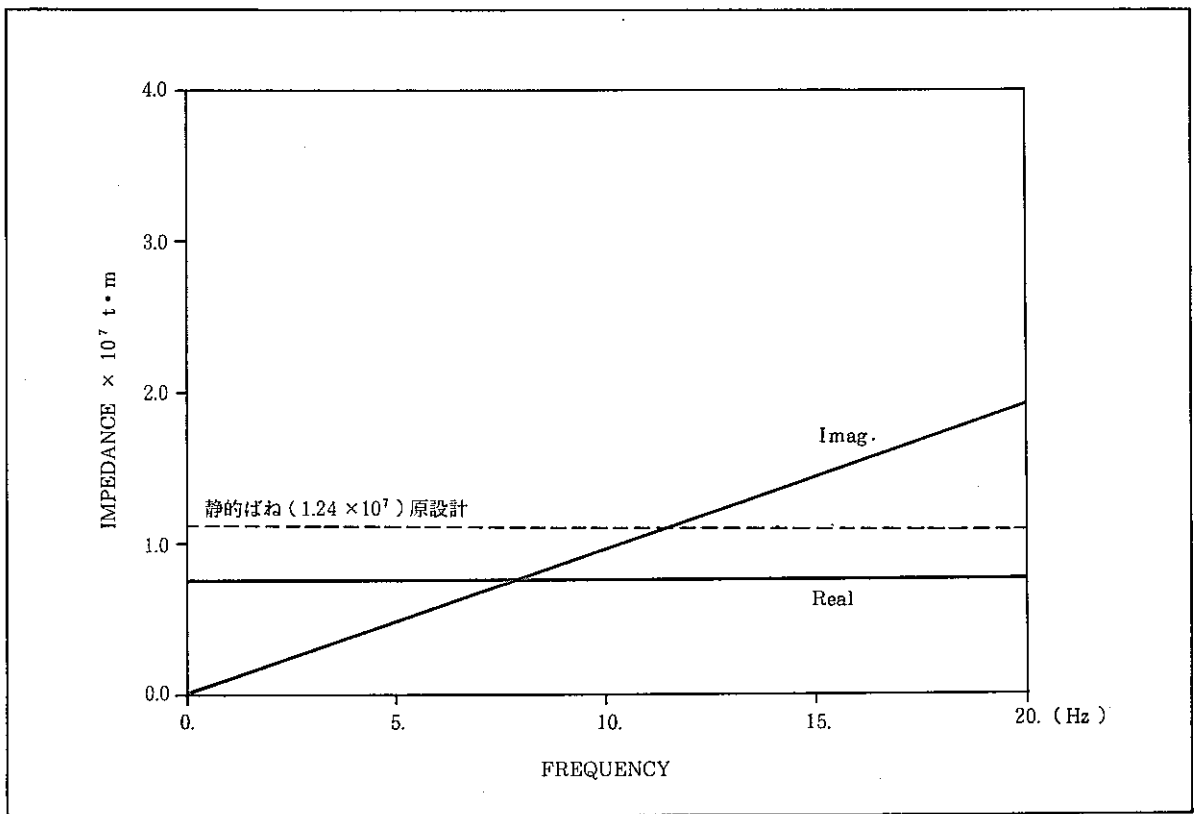
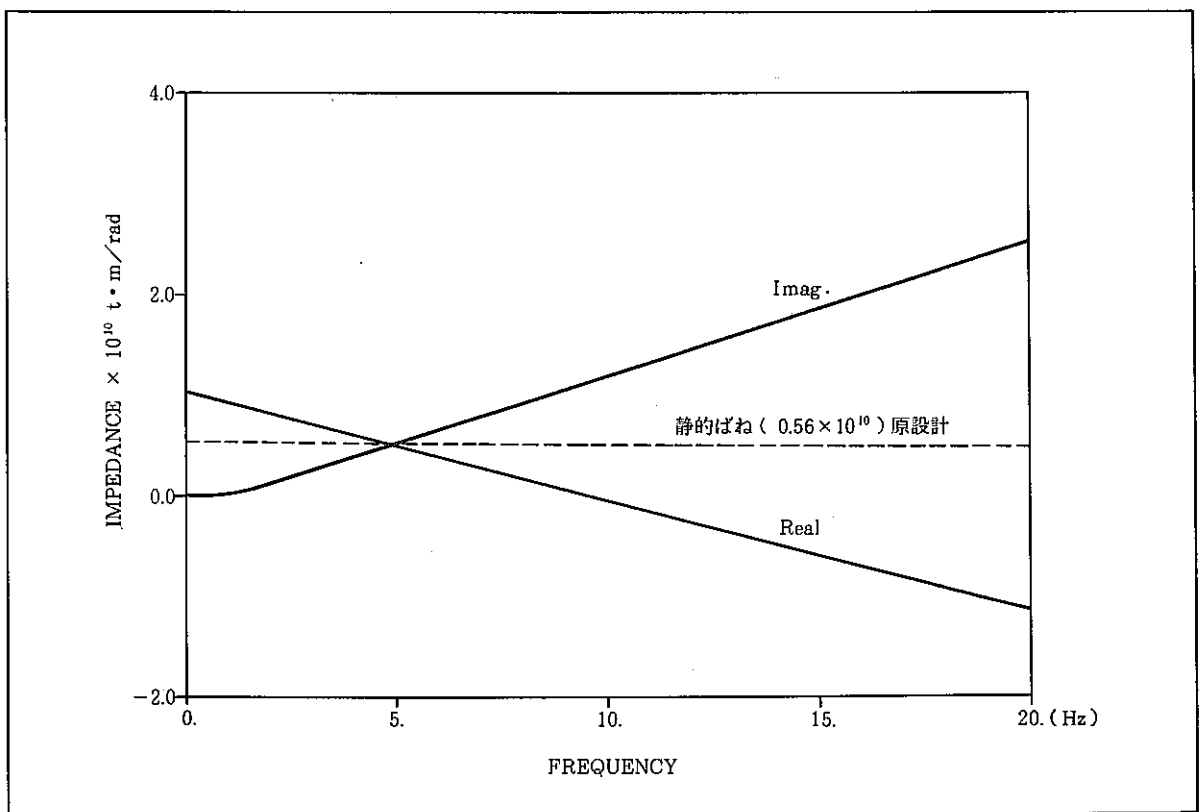


図4-4(2) S₂波に対する地盤内各点の加速度波形



底面水平ばね (K_{BS})



底面回転ばね (K_{BR})

図 4-5(1) 振動アドミタンス理論式に基づく底面ばね (K_{BS} , K_{BR})

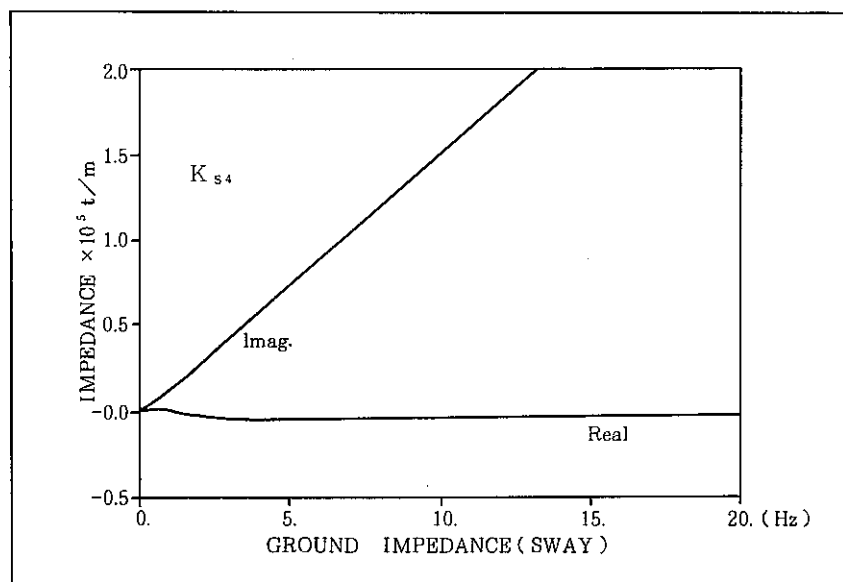
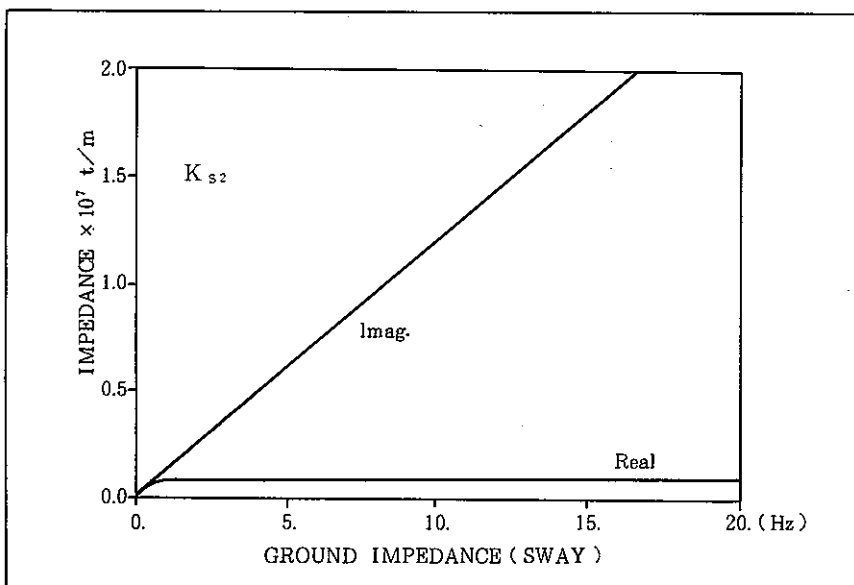
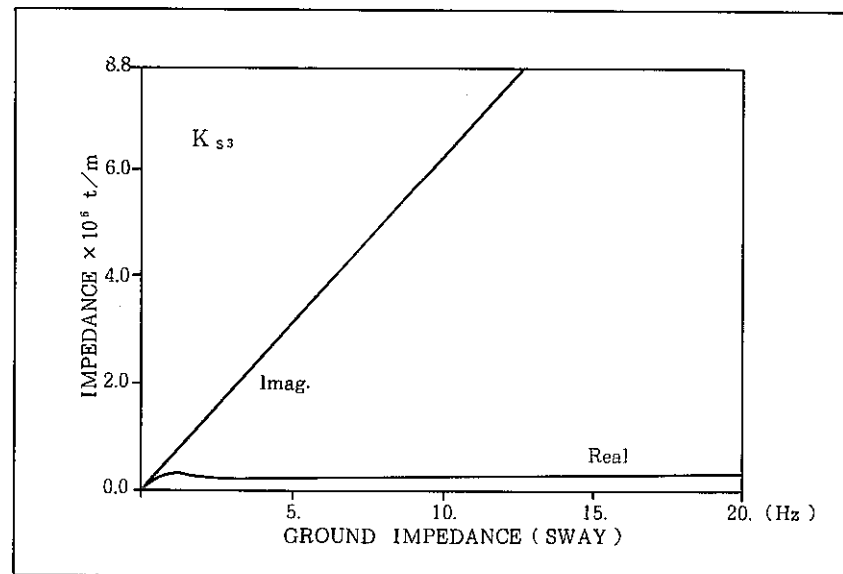
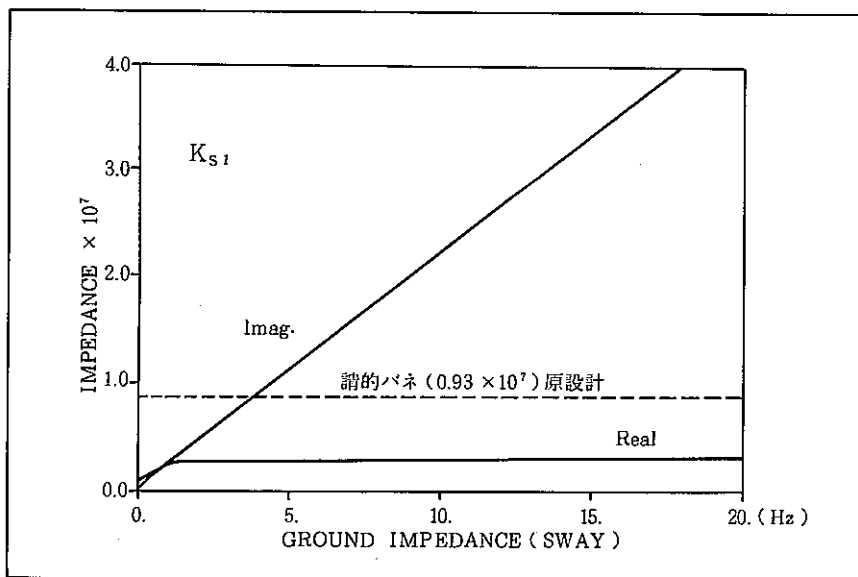


図4-5(2) Nora K式に基づく側面ばね ($K_{S1} \sim K_{S4}$)

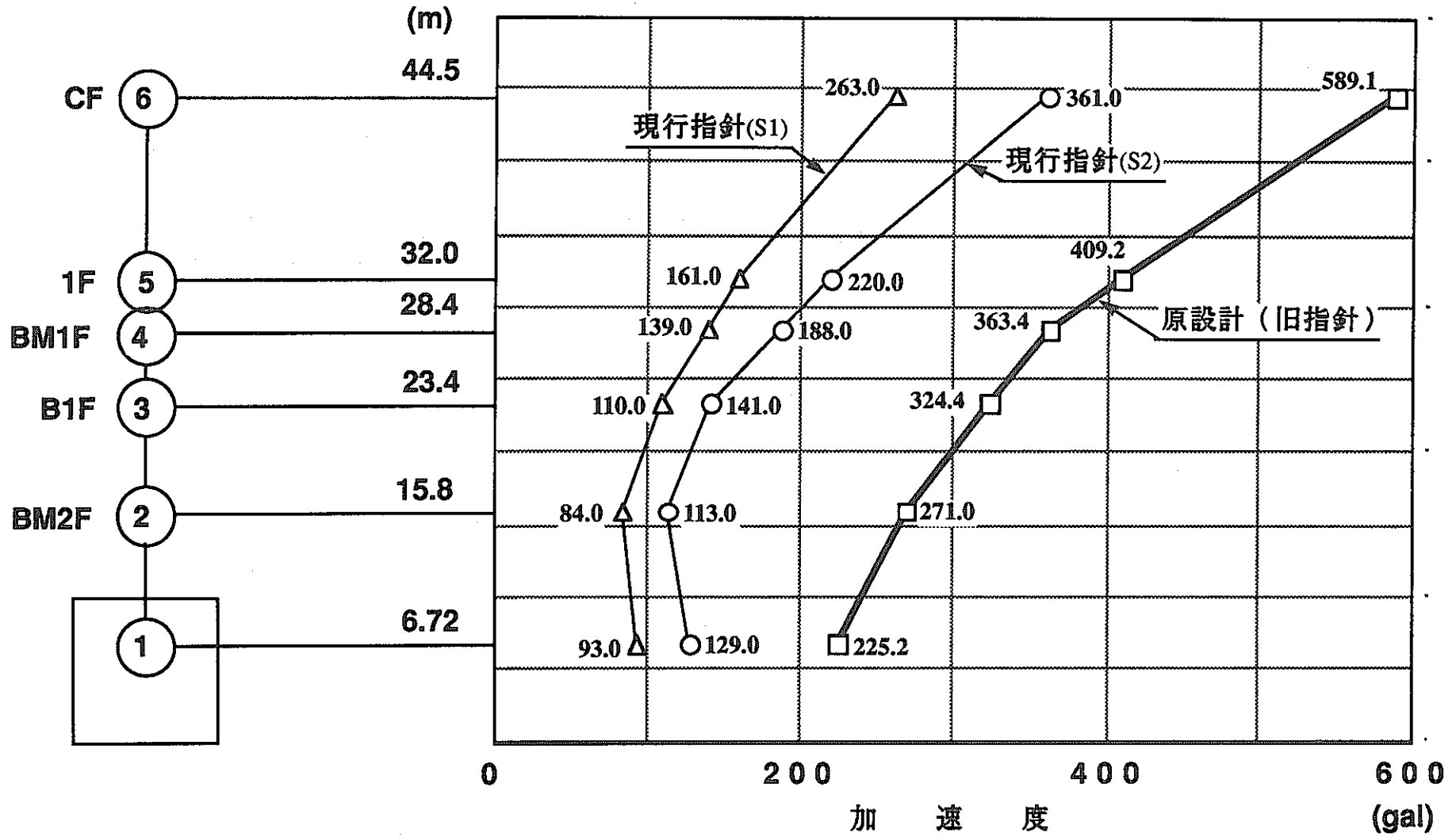


図4-6(1) 建物地震応答解析の対比 (原子炉建物)

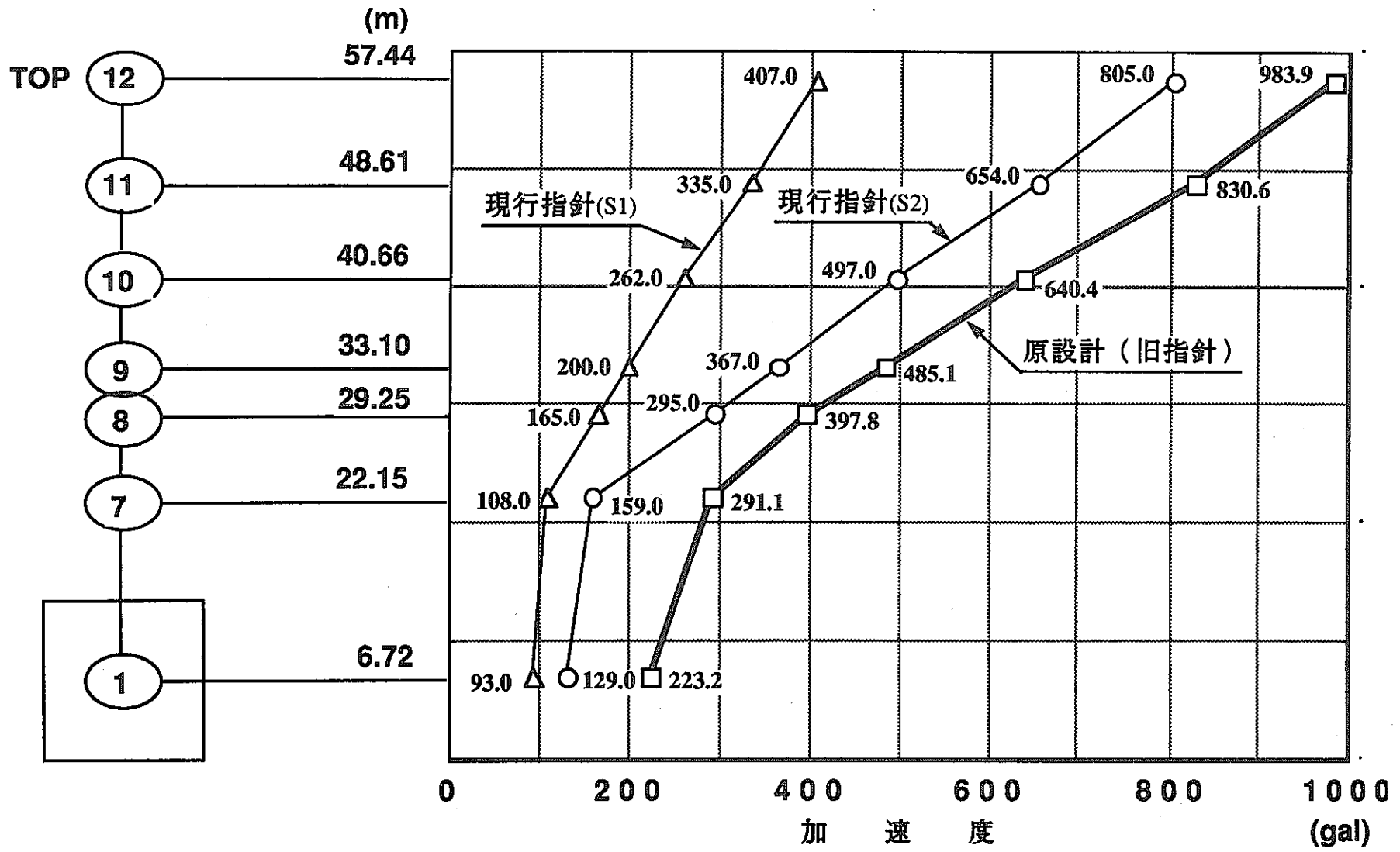


図4-6(2) 建物地震応答解析の対比 (格納容器)

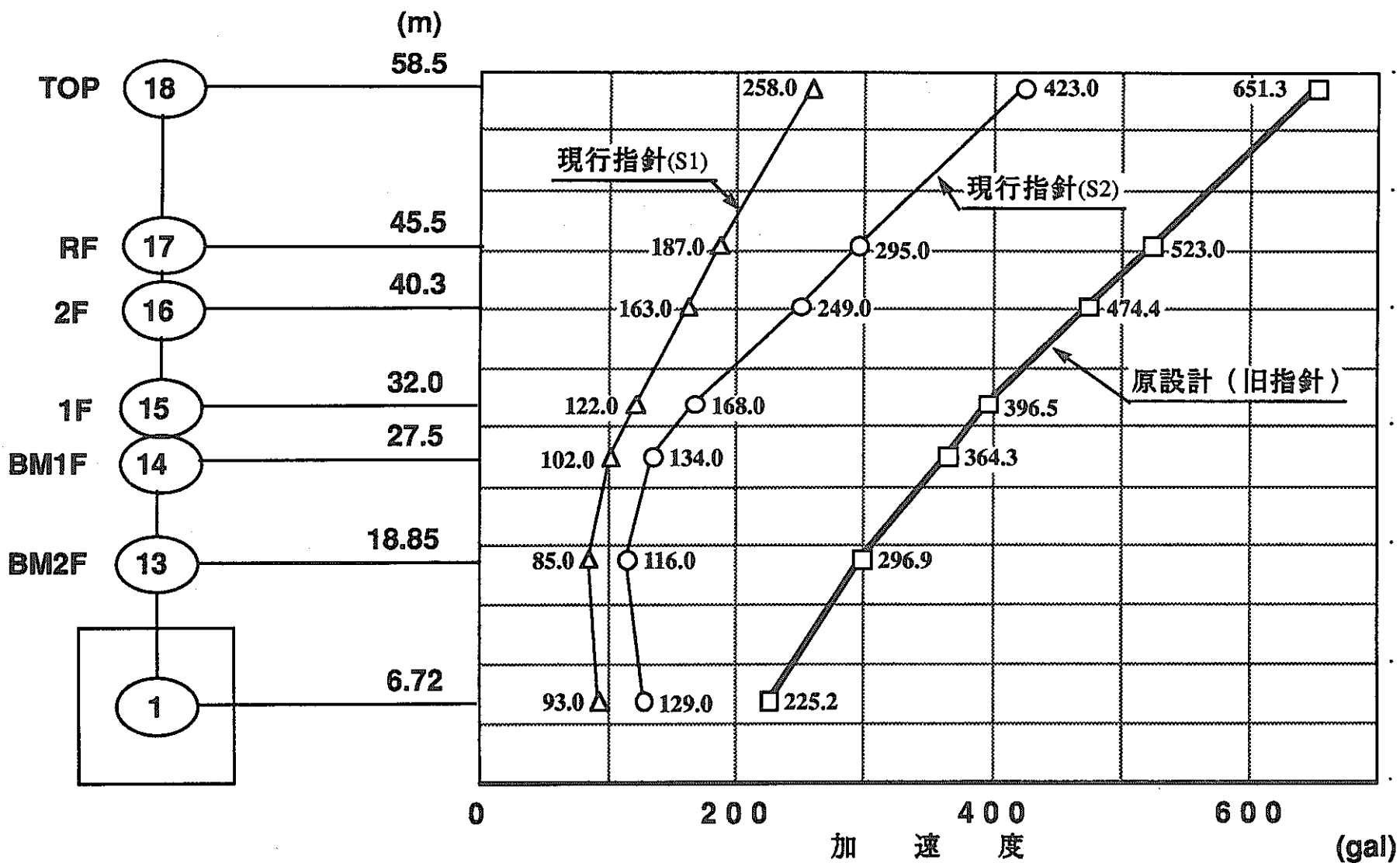


図4-6(3) 建物地震応答解析の対比 (原子炉附属建物)

5. 比較評価のまとめ

原設計（旧指針）と現行指針の比較を、次の3点についてまとめた。

(1) 静的地震力と動的地震力

前項までの検討から得られた各建物における静的地震力と動的地震力とを、まとめて図5-1(1)～図5-1(3)に示す。同図より次の点を確認した。

- i) 静的地震力と動的地震力とを比較すると、原設計（旧指針）及び現行指針とも、静的地震力の方が動的地震力を上回る。
- ii) 格納容器と原子炉付属建物の一部の上部質点において、現行指針による静的地震力が、原設計（旧指針）による静的地震力を上回るものの、同質点重量は、他の下部質点重量に比べて非常に少ないことから建物構造強度評価（例えば、建物に加わるせん断力評価）には殆ど影響せず、従って実質的には、原設計（旧指針）による静的地震力が最も大きい。
- iii) 原設計（旧指針）と現行指針とを比較すると、静的地震力において上述のような一部逆転現象はあるものの、建物構造設計上は原設計（旧指針）の方が安全側の評価となる。

(2) 静的地震力に係わる評価

静的地震力は、極一部の質点を除き、原設計（旧指針）に基づく地震力は現行指針のそれを大きく上回る。これは、地下部震度の考え方の差異に起因する。すなわち、原設計（旧指針）では基礎底面を基盤として、建物の振動性、剛性等を一斉無視し、高さのみ考慮して震度を一元的に設定して地震力を算定しているのに対し、現行指針では「地上部」と「地下部」に分けて地震力を算定する。ここで、「地下部」における地震力は、埋め込みによる振動の低減効果を考慮に入れて低減化された震度（原設計の約 $1/3$ ）を基に算定される。

なお、本評価では、現行指針のせん断力分布係数（ A_i ）を簡易式を用いて地震力を求めたが、動的な考え方を取り入れたモーダル解析法による再評価を今後行う予定である。

(3) 動的地震力に係わる評価

動的地震力についても静的地震力の場合と同様に、原設計（旧指針）による地震力が現行指針のそれを大きく上回る。この結果は、設計用基準地震動の大きい現行指針による評価の方が厳しくなるであろうという一般概念とは相反した結果となっているが、これは次に示す2つの理由に起因している。

i) 建物－地盤相互作用における減衰効果

S-Rモデルでは、底面と側面から成る等価な地盤ばねで建物－地盤の相互作用を表現

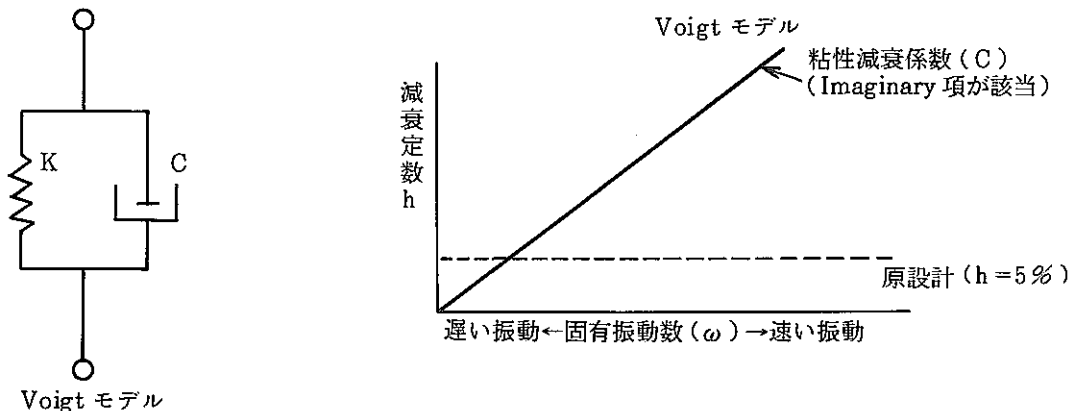
する。原設計と現行指針における地盤ばねモデルを対比させると、下表のようにまとめられる。

指針 \ ばね	底面ばね	側面ばね
原設計モデル	<p><剛性> 地盤反力係数と作用面積から剛性を算定</p> <p><減衰> 一定値(5%)</p>	<p><剛性> 同左方法により算定した定数を、基礎重心位置に集中</p> <p><減衰> 無視</p>
現行指針モデル (耐特委・埋込み) (S-Rモデル)	<p><剛性> 振動アドミタンス理論により算定した複素ばねの静的ばね(Real項)</p> <p><減衰> 同上複素ばねのω_1に対応するImaginary項の1次式から算定</p>	<p><剛性> NovaKの式により算定した複素ばねの静的ばね(Real項)</p> <p><減衰> 同上複素ばねのω_1に対応するImaginary項の1次式から算定</p>

上表の両者を比較すると、特に減衰の取扱い方が違う点が注目される。この減衰の取扱いは、振動解析において非常に重要であり、この取扱いの違いが、原設計と現行指針の応答の差を生じている主要因である。

これは、入力地震動と地盤ばねの剛性は両者間でさほど差がないのに、応答量に倍程度の差が生じている点を考慮すると、振動方程式上から容易に説明がつく。

本検討で用いた複素ばねモデルでは、建物—地盤の相互作用に関する減衰を粘性減衰モデルで表現している。これは次図に示すようなばね(K)とダッシュポット(C)が並列するモデルでVoigtモデルと呼ばれており、減衰は振動数 ω に依存して線型的に大きくなるという傾向を示すモデルである。



このモデルでは、振動系の各次の減衰定数 h_i が振動数 ω_i に比例する場合には、

$$\frac{2h_1}{\omega_1} = \frac{2h_2}{\omega_2} = \dots\dots\dots = \frac{2h_m}{\omega_m} = \text{一定}$$

という関係となり、減衰マトリクス [C] は次のように求められる。

$$[C] = \frac{2h_1}{\omega_1} [K] \quad [K] : \text{剛性マトリクス}$$

ii) 地盤内減衰効果

第 4.2.2 項において述べたように、建物基礎底面位置に直接動的検討用地震動 (EL CENTRO 150 gal) を入力した原設計に対して、現行指針では GL - 130m 上に想定した解放基面から 1 次元波動論に基づく地盤伝播解析により地震動を持ち上げ (せん断波による上方伝播)、各地盤ばね位置における地中波を入力地震動として用いる。この伝播解析において、「常陽」敷地地盤は硬質砂層地盤が中心であることから、解析基盤表面に設定された設計用基準地震動は、 S_1 波は原設計以下に、また、 S_2 波は原設計と大差ない程度まで減衰する。

- S_1 波 : 180 → 112 gal
 - S_2 波 : 350 → 185.5 gal
- } (建物基礎底面位置)

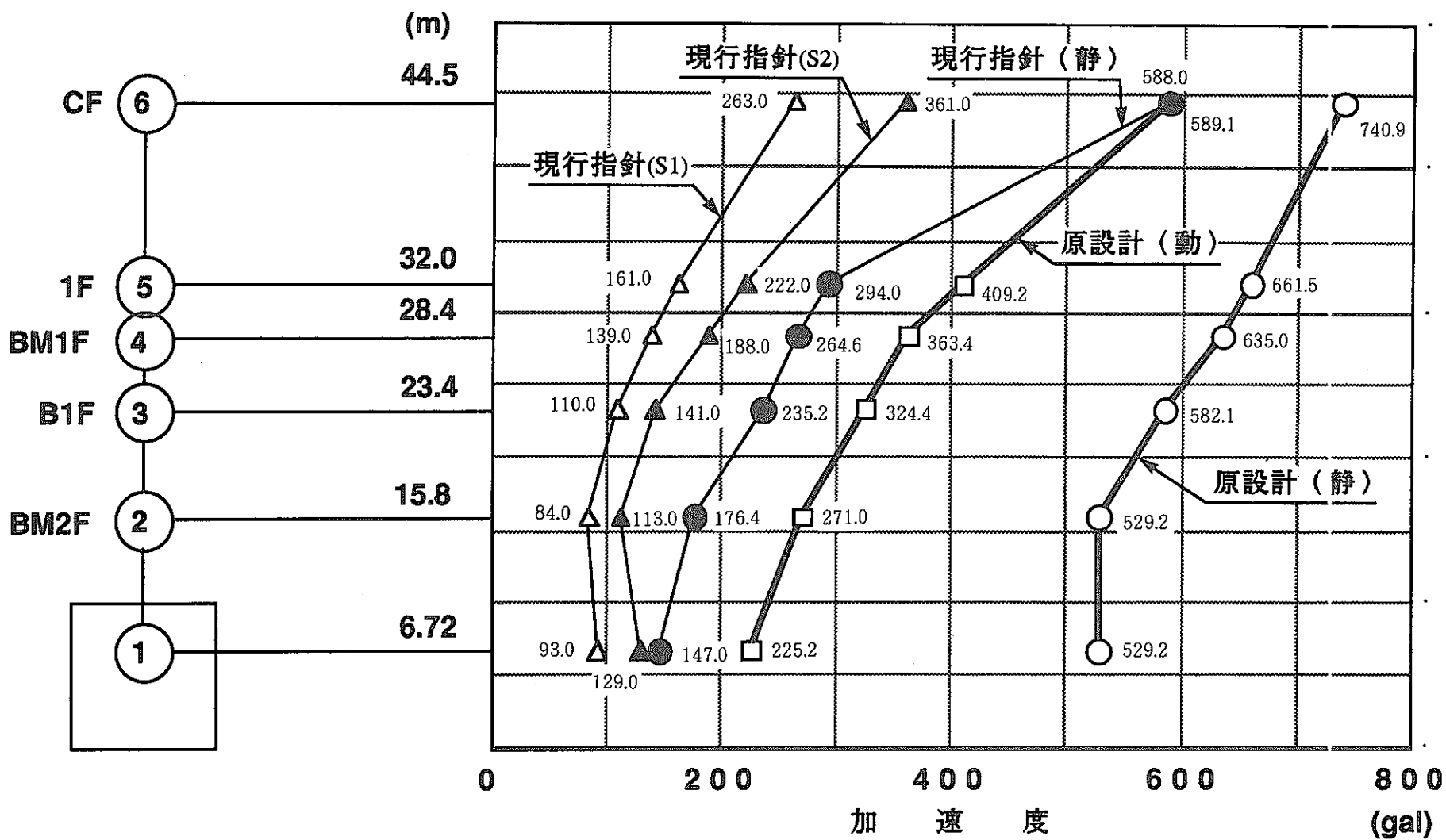


図5-1(1) 建物に作用する地震力の対比(原子炉建物)

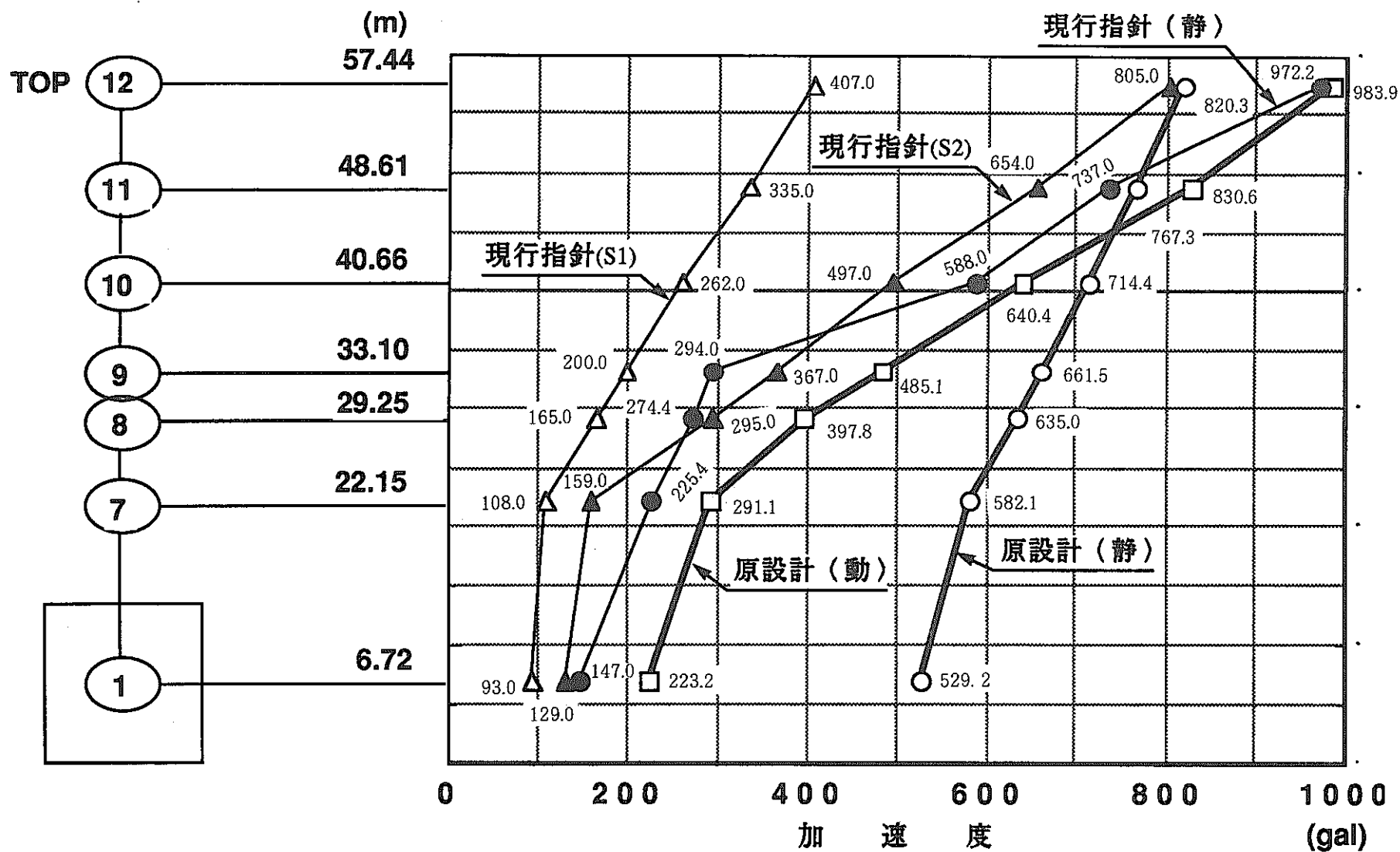


図5-1(2) 建物に作用する地震力の対比(格納容器)

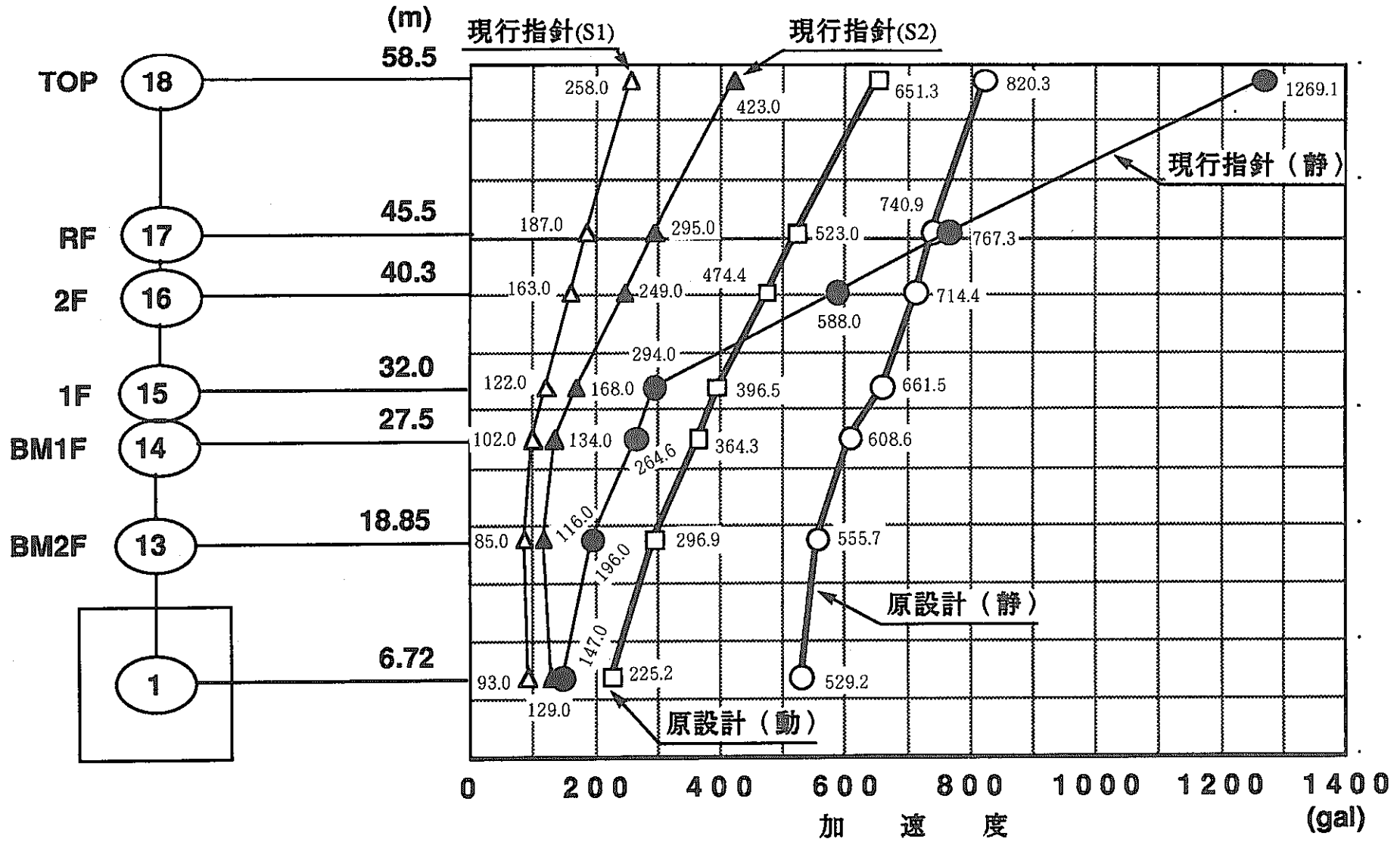


図5-1(3) 建物に作用する地震力の対比 (原子炉付属建物)

6. 結 言

「常陽」MK-Ⅲ計画に係わる耐震設計は、現行の耐震設計審査指針（昭和56年7月制定）（現行指針）に準じた評価が必要となるが、それに伴い改造対象以外の既設設備に対しても現行指針に準じて耐震性の再評価を行うことが懸念される（バックフィット問題）。こうした背景を踏まえ、現行指針に基づいて地震力を算定し、原設計において用いた地震力と比較評価することによりバックフィット対策の必要性の有無を検討した。

検討の結果、現行指針に準じて算定した地震力は、次の理由により原設計のそれを大きく下回ることが確認され、バックフィット対策は必要なしとの見通しを得た。

(1) 静的地震力について

原設計では、基礎底面を基準として建物高さにより一元的に設定された震度を用いて地震力を算定しているのに対し、現行指針では建物地上部と建物地下部に分けて地震力を算定する。この際、現行指針では地下部の埋込み効果を考慮に入れて震度を大幅に低減（約 $1/3$ ）していることから、地上部において一部原設計の地震力を上回るところがあるものの、建物の構造設計評価という観点からすれば現行指針による地震力は原設計のそれを下回る。

(2) 動的地震力について

動的解析では、次の2点の影響により、現行指針による地震力は原設計のそれを大きく下回る。

i) 入力地震動の設定

原設計では動的検討用地震動（150gal）を直接建物基礎に入力しているのに対し、現行指針では地盤基盤（GL-130m）から建物までの間の地盤伝播解析を行い、得られた地中波を入力地震動として用いる。この際、「常陽」敷地の地盤は硬質砂層地盤であることから、地盤内で地震動は減衰（基礎底面位置： $S_1 = 180 \rightarrow 112\text{gal}$ ， $S_2 = 350 \rightarrow 185.5\text{gal}$ ）する。

ii) 建物—地盤相互作用（地盤ばねの設定）

原設計では地盤ばねの減衰を側面に対しては無視して底面のみ5%一定としているのに対し、現行指針では理論解に基づく複素ばねを用いていることから減衰は振動数依存であり、原設計に比べて高減衰の解析モデルとなる。

7. 謝 辞

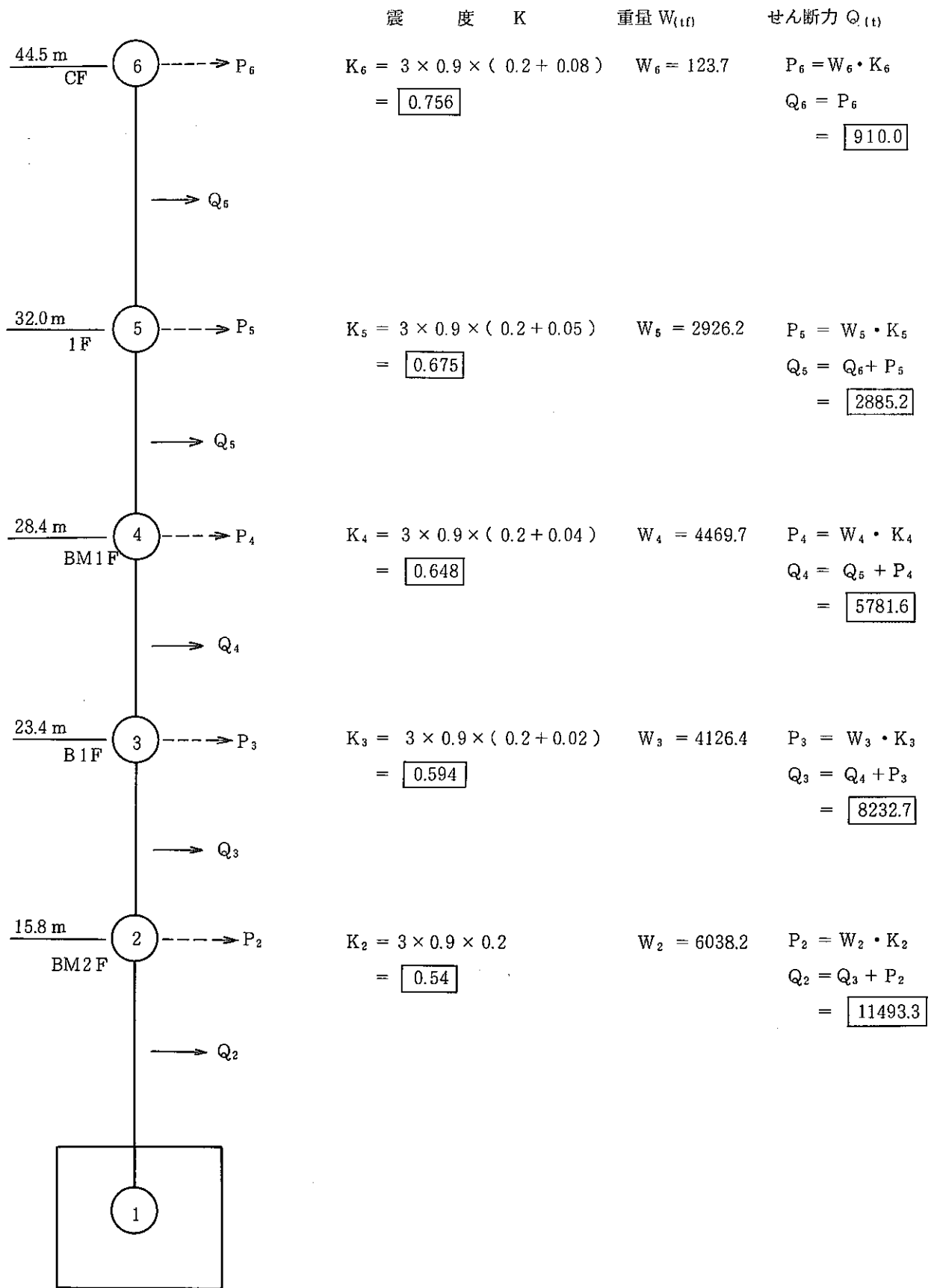
本評価作業の遂行にあたっては、計算プログラム「STCROSS」及び「DAS-2」に係わる計算作業において、(株)竹中工務店・原子力本部の黒黒栄市氏及び中村尚弘氏に、また、波形処理プログラム「HAKEI」に係わる計算機作業において原子力システム(株)の菅谷和司氏に多大なる御助勢を頂いた。ここに、深く感謝の意を表する。

参 考 文 献

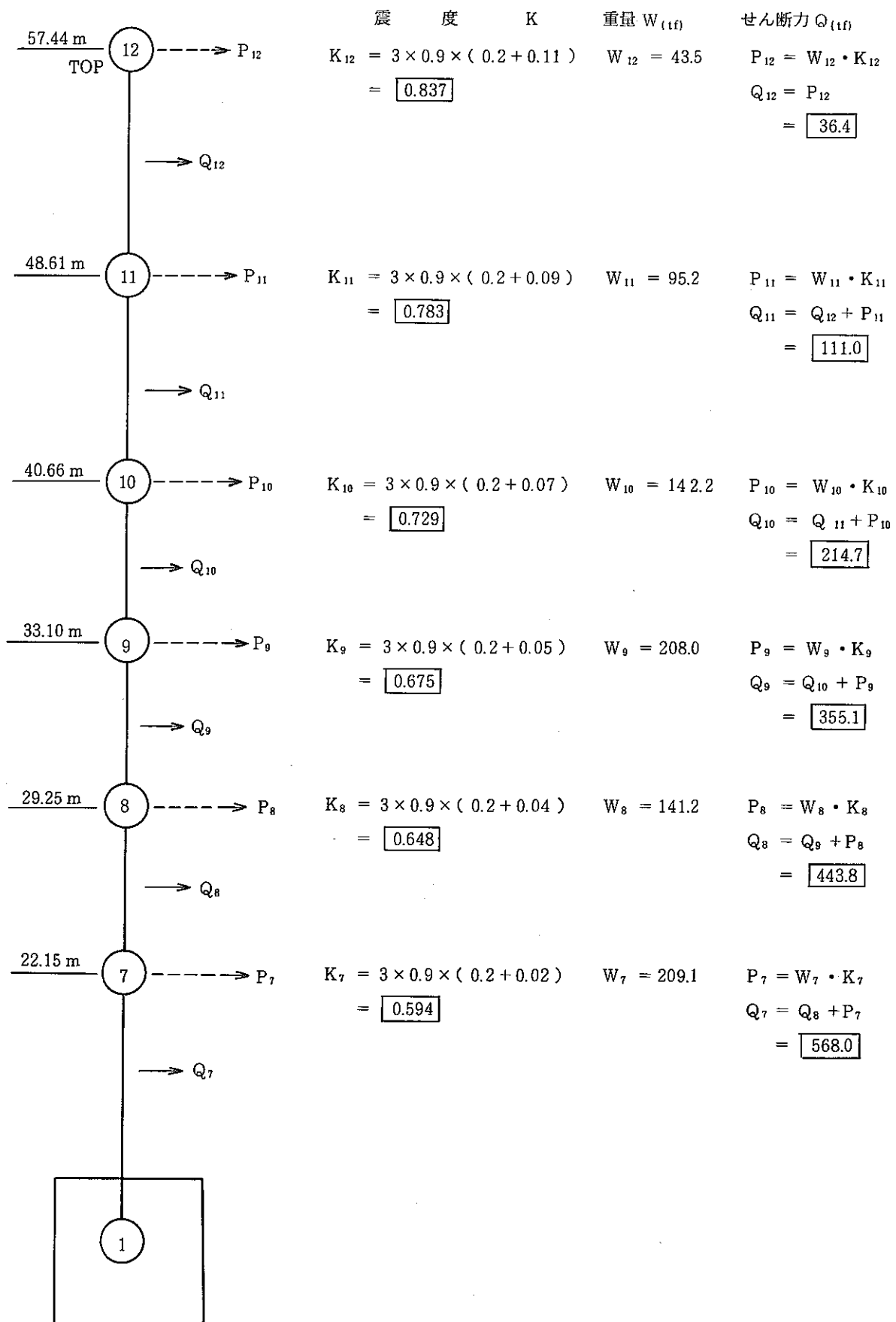
- [1] 「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針について」原子力安全委員会，昭和56年7月20日付
- [2] 高速実験炉「常陽」資料集(VI)(耐震性)，高速増殖炉開発本部，昭和55年8月
- [3] JEAG 4601-1970，「原子力発電所耐震設計技術指針」昭和45年10月20日発行，日本電気協会，電気技術基準調査委員会，昭和62年5月
- [4] 建屋埋込み効果の評価法の標準化に関する調査報告書，日本電気協会，電気技術基準調査委員会，原子力発電所耐震設計特別調査委員会，昭和62年5月
- [5] 沢田他，PNC I9440 89-007，「常陽」第二使用済燃料貯蔵施設の耐震設計一 第四紀地盤立地 一，P102-P112，1989年5月
- [6] 沢田他，PNC SY9469 87-001 (CRIEPI-U86005)，第四紀地盤上の高速実験炉「常陽」の地震時応答特性(その2)一起動実験を基にした床応答曲線の再評価一，P23，1987年5月
- [7] 沢田他，PNC SY9467 87-002 (CRIEPI-U87004)，第四紀地盤上の高速実験炉「常陽」の地震時応答特性(その1)一地表からの地盤調査法の適用一，1987年8月
- [8] 「常陽」床応答曲線の再評価，(株)竹中工務店，昭和63年3月15日
- [9] 大崎，渡部，「原子炉施設の耐震設計」，1987年5月，(株)産業技術出版
- [10] SJ201 72 31-2，「常陽」安全性確認のための炉心解析(I)報告書(耐震解析の最終見直し)，東芝(株)，1972年9月
- [11] JEAG 4601-1987，原子力発電所耐震設計技術指針，昭和62年8月15日発行，日本電気協会，電気技術基準調査委員会

付録 I 「静的地震力の算定」

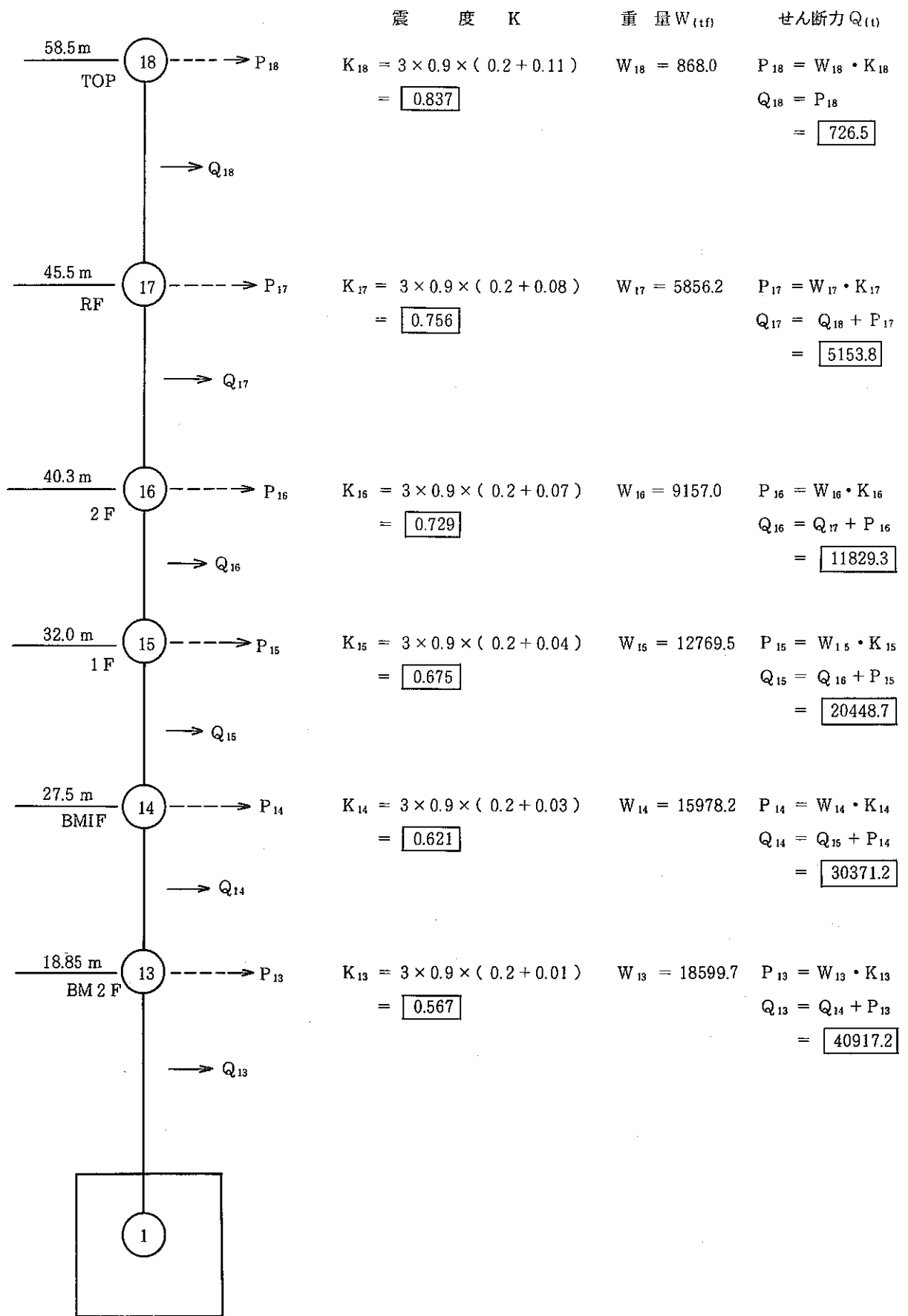
- 図, 付録 I - A 1 原設計 (原子炉建物)
- 図, 付録 I - A 2 〃 (格納容器)
- 図, 付録 I - A 3 〃 (原子炉付属建物)
- 図, 付録 I - B 1 現行指針 (原子炉建物)
- 図, 付録 I - B 2 〃 (格納容器)
- 図, 付録 I - B 3 〃 (原子炉付属建物)



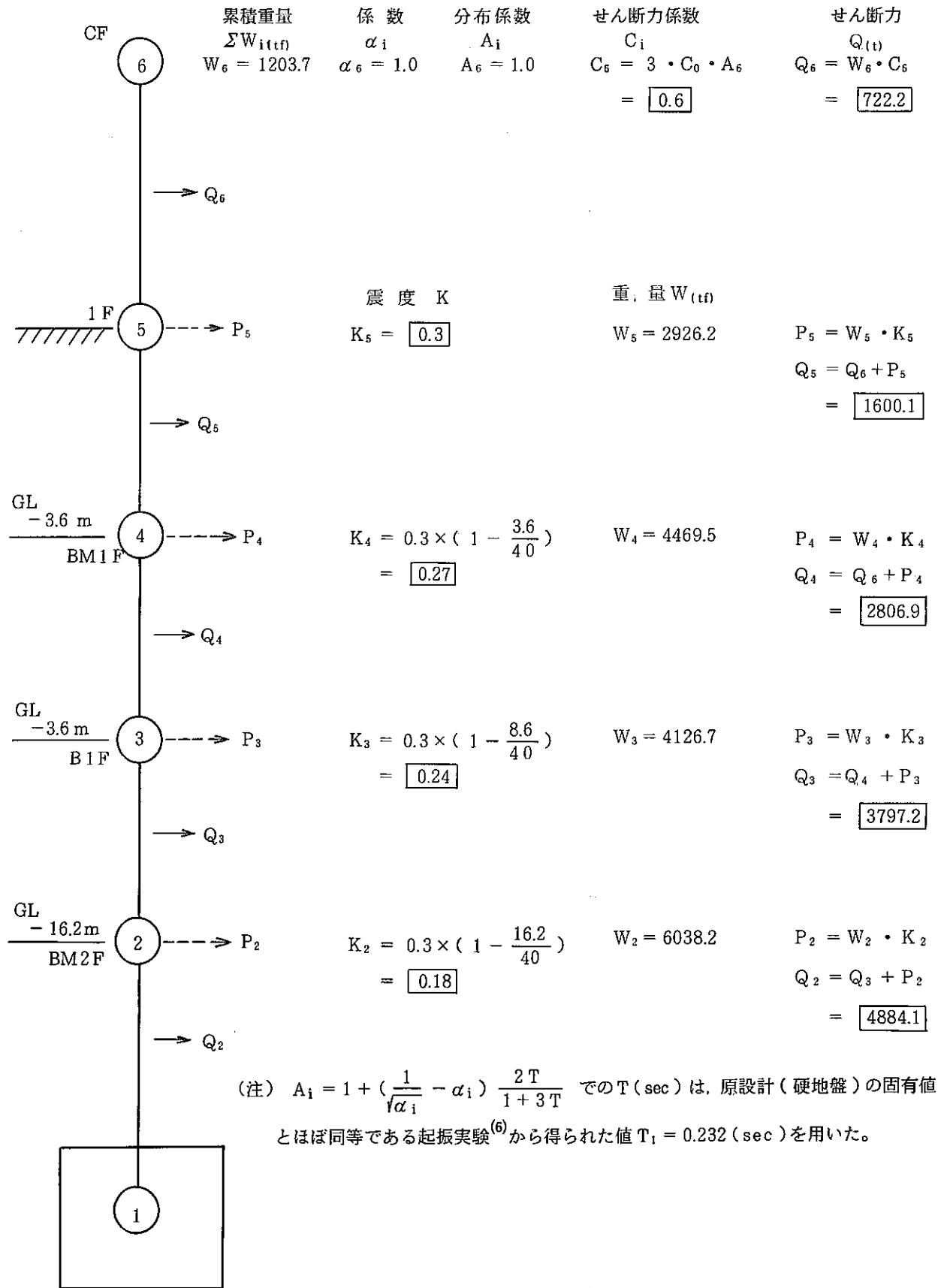
図付録 I - A 1 原設計 (原子炉建物)



図付録 I - A 2 原設計 (格納容器)



図付録 I - A 3 原設計 (原子炉付属建物)



図付録 I - B 1 現行指針(原子炉建物)

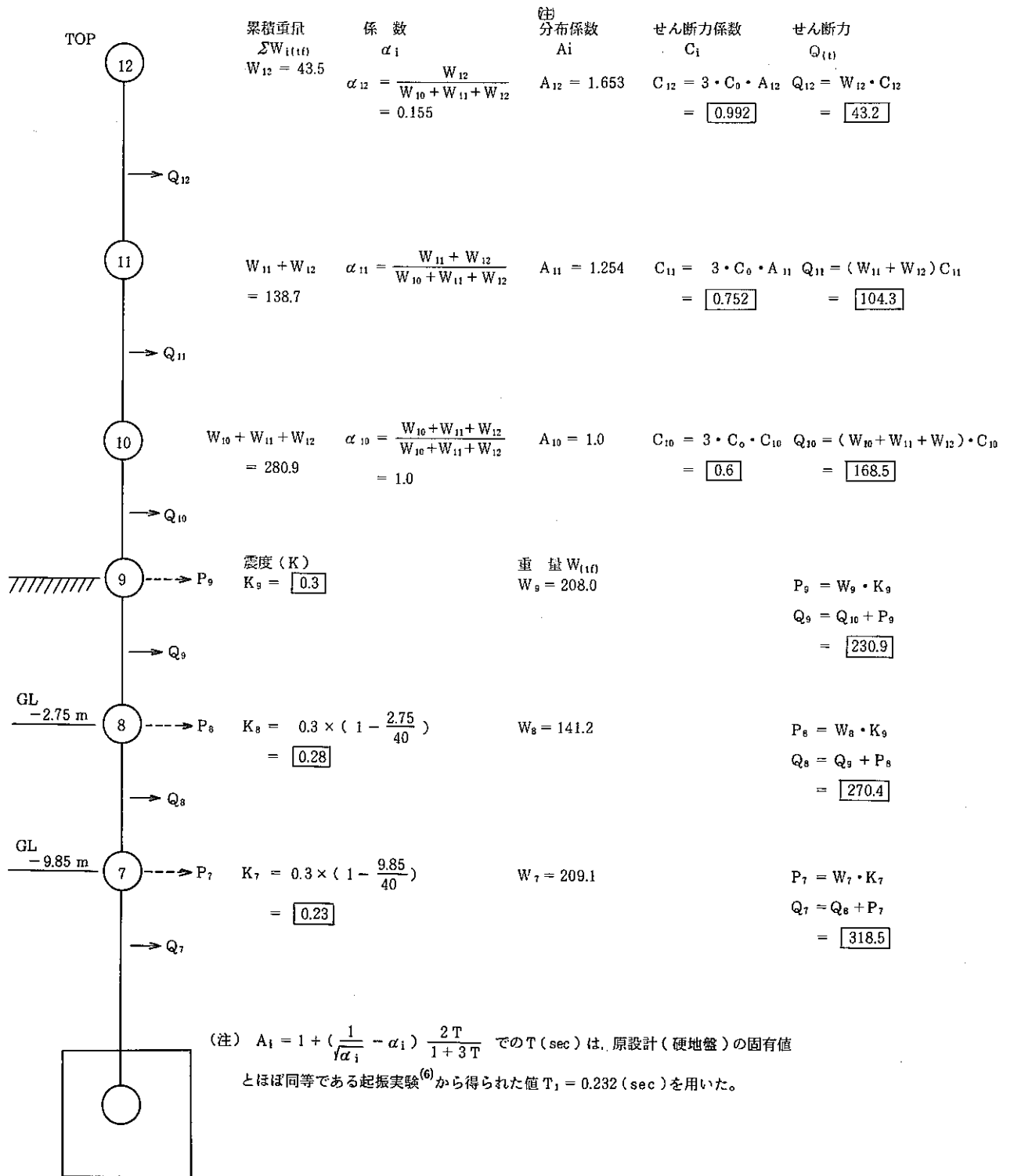


図 付録 I - B 2 現行指針 (格納容器)

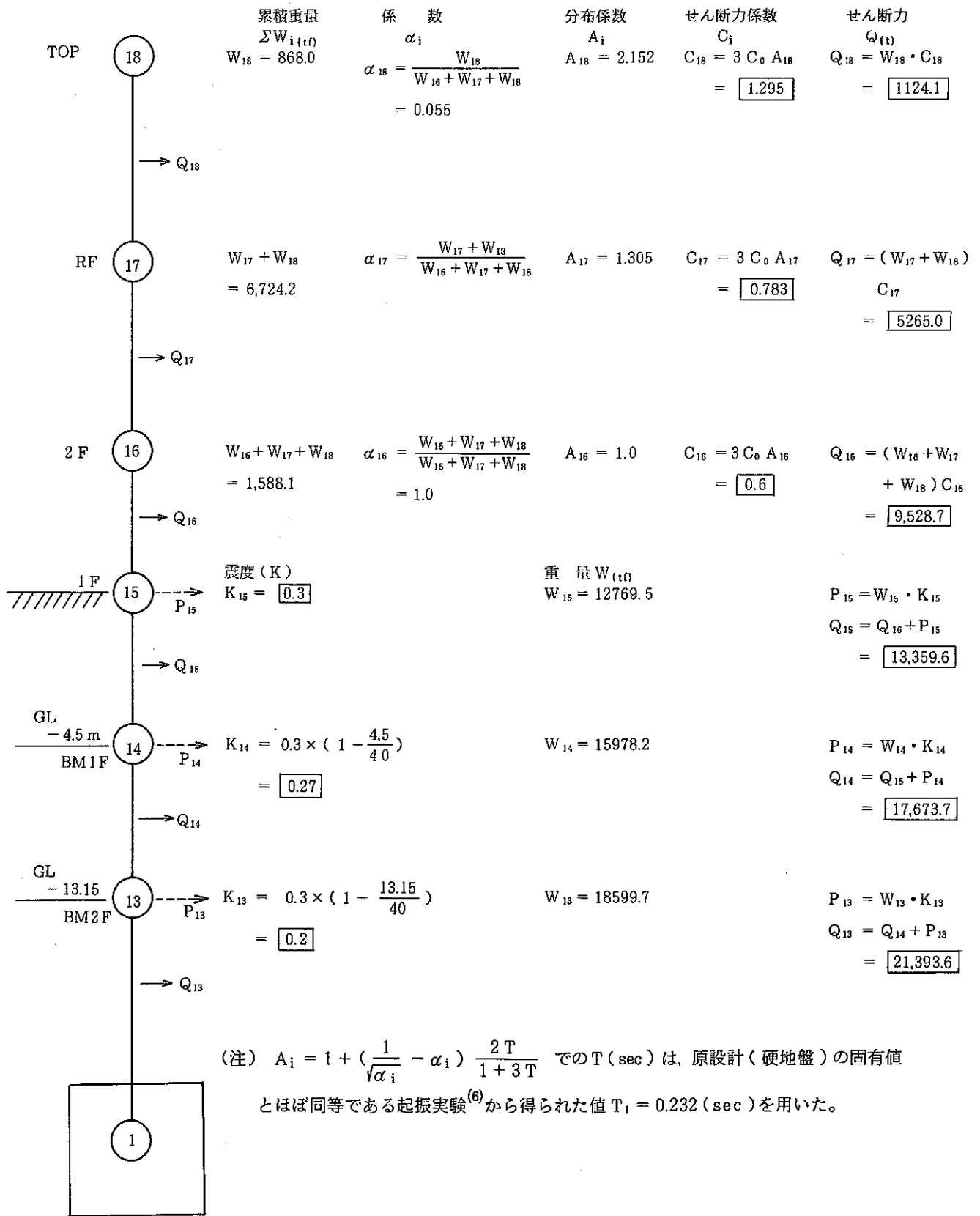
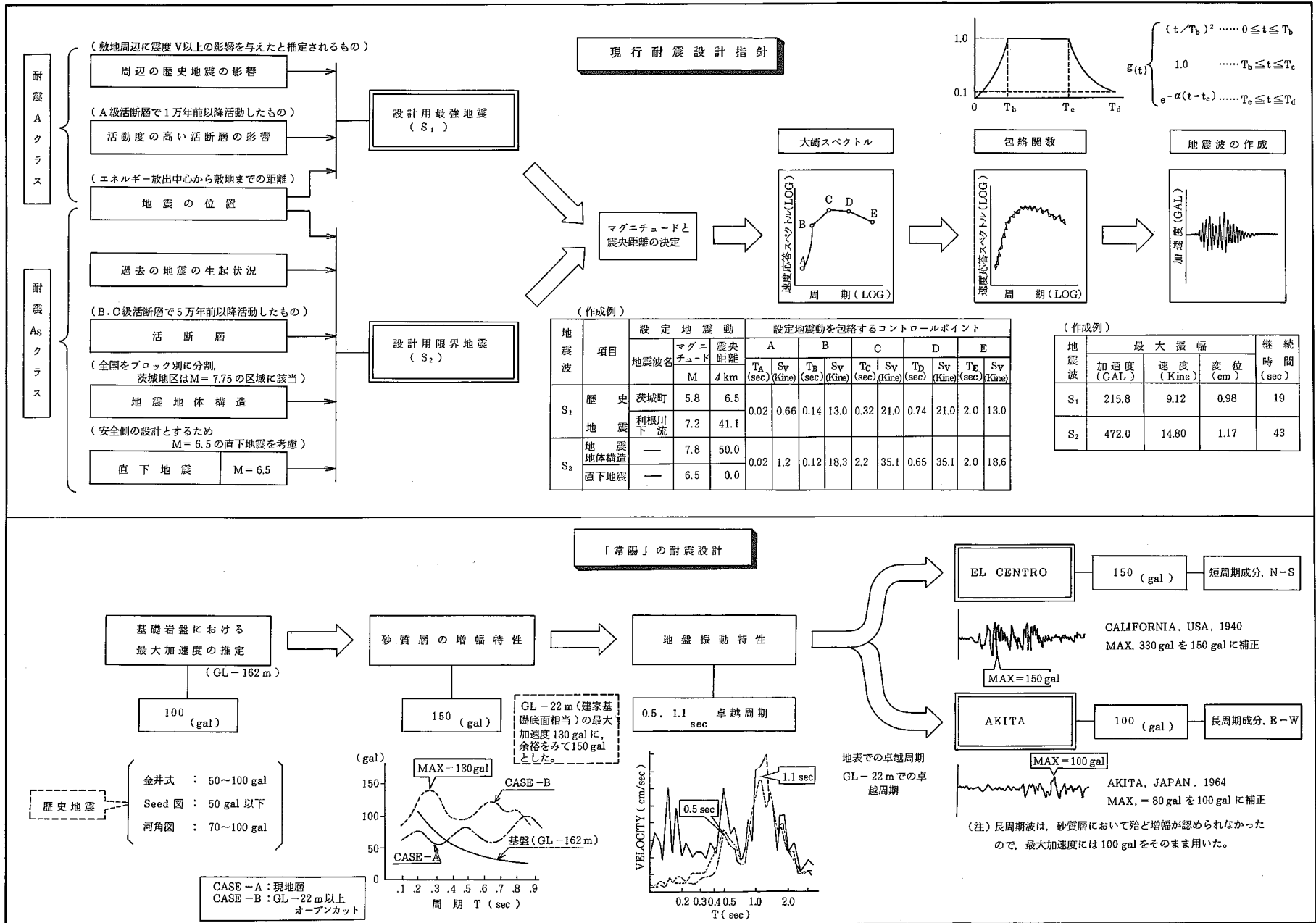


図 付録 I - B 3 現行指針 (原子炉付属建物)

付録Ⅱ 「設計用基準地震動作成概念の対比」



「常陽」の耐震設計

基礎岩盤における最大加速度の推定 (GL-162 m)

100 (gal)

歴史地震

- 金井式 : 50~100 gal
- Seed 図 : 50 gal 以下
- 河角図 : 70~100 gal

CASE-A : 現地層
CASE-B : GL-22m 以上
オープンカット

砂質層の増幅特性

150 (gal)

砂質層の卓越周期

0.5, 1.1 sec

MAX=130 gal

MAX=150 gal

GL-22m (建家基礎底面相当) の最大加速度 130 gal に、余裕をみて 150 gal とした。

地盤振動特性

卓越周期

0.5 sec, 1.1 sec

卓越周期

0.5 sec, 1.1 sec

地表での卓越周期
GL-22m での卓越周期

EL CENTRO

150 (gal)

短周期成分, N-S

CALIFORNIA, USA, 1940
MAX, 330 gal を 150 gal に補正

MAX=150 gal

AKITA

100 (gal)

長周期成分, E-W

AKITA, JAPAN, 1964
MAX, = 80 gal を 100 gal に補正

(注) 長周期波は、砂質層において殆ど増幅が認められなかったため、最大加速度には 100 gal をそのまま用いた。

付録Ⅲ 「地震応答解析」

付録Ⅲ－A 地盤内伝播解析（1次元波動論）

付録Ⅲ－B 地盤ばね定数の検討（原設計）

（参考文献〔10〕添付資料(2)より抜粋）

付録Ⅲ－C 振動アドミッタンス理論解（底面ばねの算出）

（参考文献〔11〕第5章第5・2項P318～P321より引用）

付録Ⅲ－D 田治見の成層補正式（基礎底面下の一様地盤）

（参考文献〔5〕付録V－Aより抜粋）

付録Ⅲ－E Novakの方法（側面ばねの算出）

（参考文献〔4〕P4より抜粋）

付録Ⅲ－F サブストラクチャー法の検討

付録Ⅲ－G 床応答曲線の対比

付録Ⅲ－H 応答解析に係わる保存テープ内容

付録Ⅲ－A 地盤内伝播解析（1次元波動論）

1. 解析理論

ここでは、Fig.1 に示す線形粘弾性系を通過するせん断波の縦方向伝播による応答を考えている。

線形粘弾性系は、水平方向に半無限大に広がるN個の水平層からなり、基盤層としてhalfspaceを有するものである。

各層は、均質、等方性であり、厚さh、密度、せん断弾性係数G及び臨界減衰比 β で定義されるものとする。

1.1 一次元系における調和せん断波の伝播

Fig.1 で示される系を通過するせん断波の伝播は、水平変位のみによる。

$$u = u(x, t) \dots\dots\dots (1)$$

これは、次の波動方程式を満足しなければならない。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial x^2 \partial t} \dots\dots\dots (2)$$

振動数 ω に対し、調和変位は、次の様に表わせる。

$$u(x, t) = U(x) \cdot e^{i\omega t} \dots\dots\dots (3)$$

(3)式を(2)式に代入し、次の方程式を得る。

$$(G + i\omega\eta) \frac{d^2 U}{dx^2} = \rho \omega^2 U \dots\dots\dots (4)$$

(4)式の一般解は

$$U(x) = Ee^{ikx} + Fe^{-kx} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

$$k^2 = \frac{\rho \omega^2}{G + i\omega\eta} = \frac{\rho \omega^2}{G^*} \dots\dots\dots (6)$$

kは複素波の番号であり、 G^* は複素せん断弾性係数である。

臨界減衰比 β は、粘性係数 η と次の様に関係づけられる。

$$\omega\eta = 2G\beta$$

解析上重要な周波数領域において、Gと β はほぼ一定であることが、多くの土質材料について判っている。故に、複素せん断弾性係数を表わすのに、粘性係数の代わりに臨界減衰比 β を用いることができる。

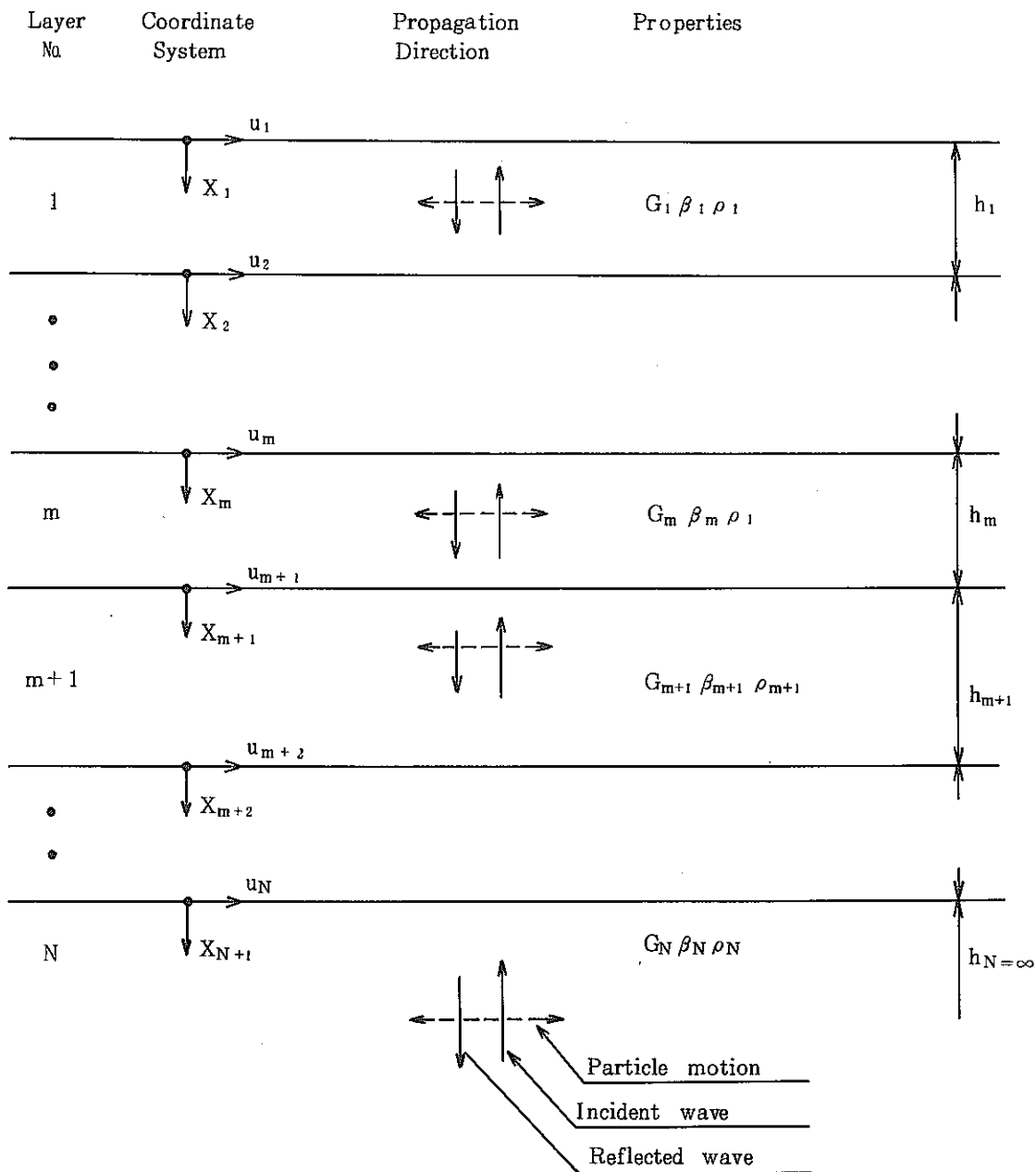


Fig. 1 ONE - DIMENSIONAL SYSTEM

$$G^* = G + i\omega\eta = G(1 + 2i\beta) \dots\dots\dots (7)$$

ここで G^* は振動数に対し独立であると仮定できる。

(3)式及び(5)式は、振動数 ω の調和振動に対する波動方程式の解として与えられる。

$$u(x, t) = Ee^{i(kx+\omega t)} + Fe^{-i(kx-\omega t)} \dots\dots\dots (8)$$

第1項は、 X のマイナス方向(上向き)に伝わる入射波を示し、第2項は X のプラス方向(下向き)に伝わる反射波を示している。

(8)式は、Fig. 2 の各層に成立つ。各層の局所座標系 X で表わされる m 層の最上部と最下部における変位は、

$$u_m(x=0) = (E_m + F_m)e^{i\omega t} \dots\dots\dots (9)$$

$$u_m(x=hm) = (E_m \cdot e^{ikmhm} + Fe^{-ikmhm})e^{i\omega t} \dots\dots\dots (10)$$

となり、水平面におけるせん断応力度は

$$\tau(x, t) = G \frac{\partial u}{\partial x} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial t} = G^* \frac{\partial u}{\partial x} \dots\dots\dots (11)$$

となる。或いは(8)式により、

$$\tau(x, t) = ikG^*(Ee^{ikx} - Fe^{-ikx})e^{i\omega t} \dots\dots\dots (12)$$

そして、 m 層の最上部及び最下部でのせん断応力度は各々、

$$\tau_m(x=0) = ikmG^*(E_m - F_m)e^{i\omega t} \dots\dots\dots (13)$$

$$\tau_m(x=hm) = ikmG^*(E_me^{ikmhm} - F_me^{-ikmhm})e^{i\omega t} \dots\dots\dots (14)$$

全ての境界面において、応力と変位は連続であることから、

従って、(9), (10), (13)及び(14)式より、

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ikmhm} + F_m e^{-ikmhm} \dots\dots\dots (15)$$

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} (E_m e^{ikmhm} - F_m e^{-ikmhm}) \dots\dots\dots (16)$$

(15), (16) 式の加減により、次に示す振幅 E_{m+1} F_{m+1} に関する循環式を得る。それは、 $m+1$ 層における入射波と反射波の振幅であり、 m 層の振幅より表わされる。

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m) e^{ikmhm} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m) e^{-ikmhm} \dots\dots\dots (17)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m) e^{ikmhm} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m) e^{-ikmhm} \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 α_m は複素インピーダンス比であり、

$$\alpha_m = \frac{k_m G_m^*}{k_{m+1} G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (19)$$

周期に対しては独立である。

自由面においては、 $\tau = 0$ であることから、(12)式より $E_1 = F_1$ 、即ち入射波と反射波の振幅

は、自由面では常に等しい。自由面から始めて、(17)、(18)の循環公式を繰返し用いて、次の様なm層と表層の振幅の関係を導き出すことができる。

$$E_m = e_m(\omega) E_1 \dots\dots\dots (20)$$

$$F_m = f_m(\omega) F_1 \dots\dots\dots (21)$$

伝達関数のem及びfmは、単に、 $E_1 = F_1 = 1$ に対する倍率であり、 $E_1 = F_1 = 1$ を上式に代入すれば決まるものである。

他の伝達関数は、em, fmから簡単に得られる。n層及びm層表面での変位を関係づける伝達関数 $A_{n, m}$ を次の様に、定義する。

$$A_{n, m}(\omega) = u_m / u_n$$

(19), (20) 及び (21) 式を代入して、

$$A_{n, m}(\omega) = \frac{e_m(\omega) + f_m(\omega)}{e_n(\omega) + f_n(\omega)} \dots\dots\dots (22)$$

となる。これらの式より、伝達関数 $A(\omega)$ は、系のいかなる2つの層の間においても定められる。故に、任意の層の motion が判れば、他の層の motion も計算できる。

この様に、振幅 E 及び F は、系全ての層において計算でき、歪及び加速度も変位から求めることができる。加速度は次式で表わされる。

$$u(x, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 (E e^{i(kx+wt)} + F e^{-i(kx-wt)}) \dots\dots\dots (23)$$

歪は次式により表わされる。

$$r = \frac{\partial u}{\partial x} = ik (E e^{i(kx+wt)} - F e^{-i(kx-wt)}) \dots\dots\dots (24)$$

1.2 露頭岩盤動と基礎岩盤動の比

Fig. 2 に示すような Halfspace の表面での地震動は、せん断応力度が自由表面においては 0 であり (即ち $F_N = E_N$) 入射波が全反射することから、その振幅は、 $2 E_N$ となる。halfspace において、反射波は完全に吸収され、入射波に対しては何ら影響を与えない。従って、halfspace における入射波の振幅は、それより上の系の特性に依存しない。それ故、Fig. 3 に示す全ての系において、入射波成分 E_N は全て同じである。

基礎動 U_N と自由表面動 U'_N の比は伝達関数から求められる。

$$A'_N(\omega) = \frac{u_N}{u'_N} = \frac{e_N(\omega) + f_N(\omega)}{2e_N(\omega)} \dots\dots\dots (25)$$

地層表面での motion U_1 と halfspace 自由面での地震動の伝達関数は、

$$A'_{N,1}(\omega) = \frac{1}{e_N(\omega)} \dots\dots\dots (26)$$

として与えられる。もし halfspace が地層の下にある岩構造であれば (25) 式は、基盤における地震動と露頭岩盤における地震動の比である。基盤動の振幅と露頭岩盤動の振幅の比は、必ず 1 より小さくて、地層の共振振動数で最小値になる。ある例題で求められた地層の伝達関数を参考に Fig. 4 に示す。基盤動の振幅は、地層の低次固有振動数において、表層岩盤動の振幅の 65% にすぎない。この違いは、地層と岩盤のインピーダンス比及び地層内の減衰の関数として表わされる。

剛体基盤を用いた場合と弾性基盤を用いた場合の応答計算結果の相違は、岩盤動に含まれる卓越振動数に依存する。地層の共振振動数をもつ岩盤動は、共振振動数の間の卓越振動数を持つ岩盤動より影響が大きいことが考えられる。(Fig. 3 参照) それ故、弾性基盤は、地層と岩盤のインピーダンス比と、地層内の減衰ばかりでなく、地層の共振振動数と関係のある岩盤動に含まれるエネルギーの周波数分布にも影響を与える。

系の中のある 1 つの層 (Fig. 3 b 参照) に対する地表動の近似値は halfspace の場合と同様に求められる。但し、表層及び系内のある層の入射波成分が等しい ($E_m = E_m'$) 場合である。これは、m 層及びその下にある全ての層の特性が 2 つの系内で等しい場合であり、インピーダンス ζ_m , V_m が halfspace 同様に同じオーダーの場合である。これは、例えば、堆積岩盤層が結晶基礎岩盤の上にある様な場合である。もっと正確な解を得る為には、表層の振動を halfspace での振動系から分離した系で計算する必要がある。

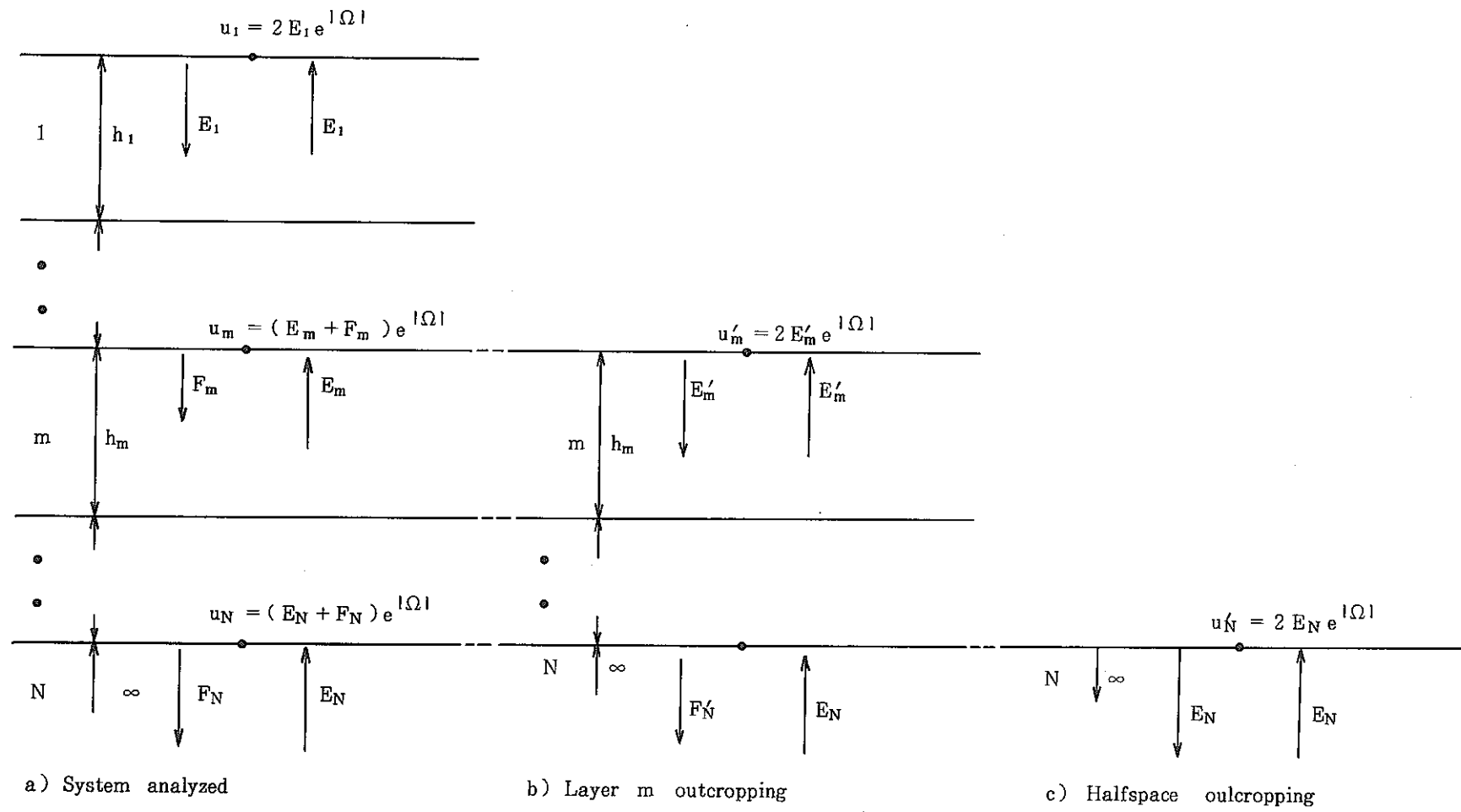


Fig. 2 ONE - DIMENSIONAL SYSTEM WITH OUTCROPPING LAYERS

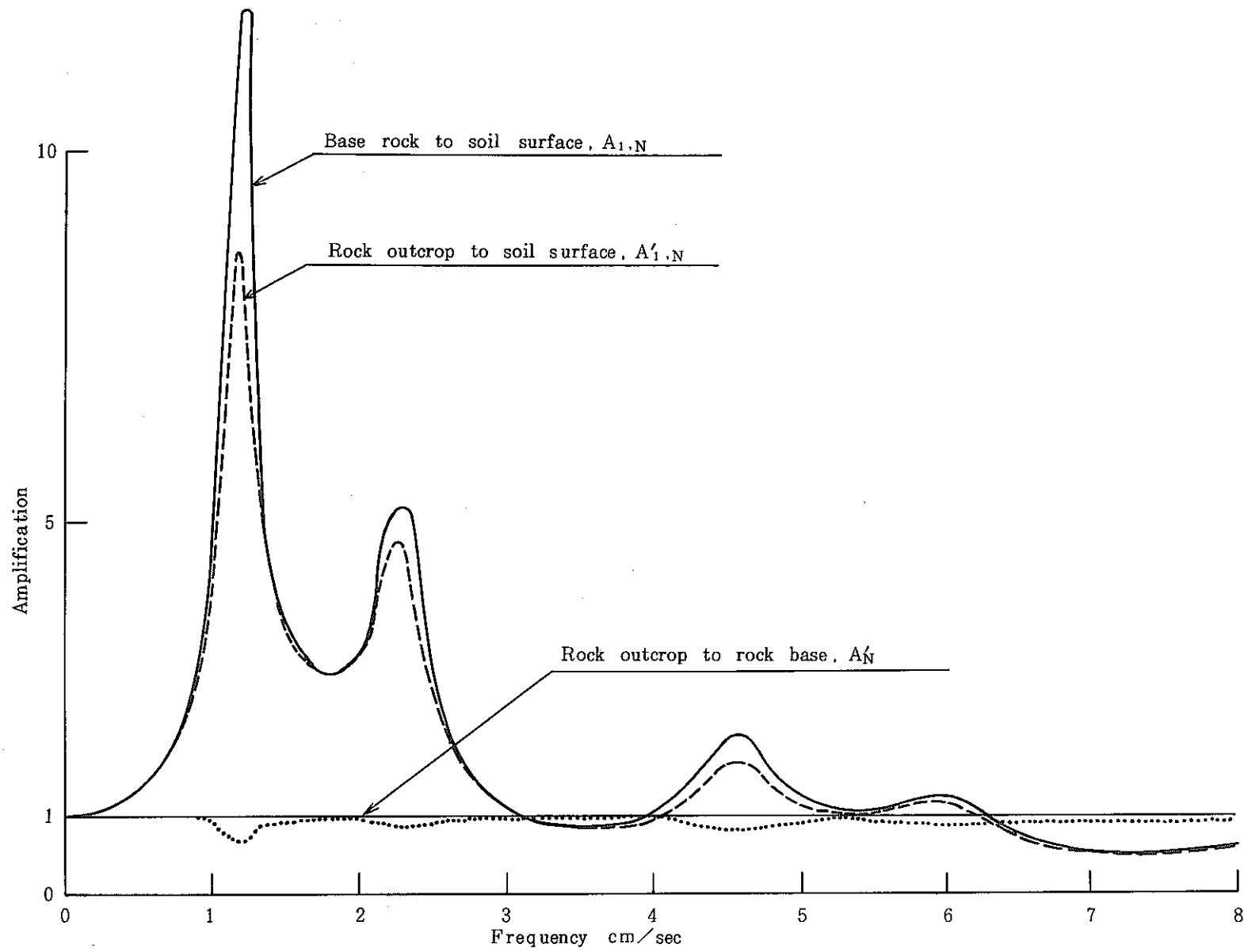


Fig. 3 TRANSFER FUNCTIONS

1.3 過渡応答

今まで述べた事は、定常状態の調和振動に対しても有効である。フーリエ変換により、過渡応答に対しても理論を拡張できる。

n 個の等間隔加速度値 ($U_j (j, \Delta t)$, $j = 0, 1, \dots, n - 1$) に離散化した波形は、有限調和動の和として表わせる。

$$u(t) = \sum_{s=0}^{n/2} (a_s e^{i\omega_s t} + b_s e^{-i\omega_s t}) \dots\dots\dots (27)$$

ここで、 ω_s , $s = 0, \dots, n/2$ は等間隔の振動数である。

$$\omega_s = \frac{2\pi}{n \cdot \Delta t} \cdot s \dots\dots\dots (28)$$

a_s 及び b_s は、複素フーリエ係数を示す。

$$a_s = \frac{1}{n} \sum_{j=0}^{n-1} \ddot{u}(t) e^{-i\omega_s t}, \quad b_s = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n-1} \ddot{u}(t) e^{i\omega_s t} \dots\dots\dots (29)$$

(27) 式の各項は、振動数 ω_n を有する調和振動を示している。

(27) 式の級数が m 層の motion を示していることになり、それは、級数の各項に対し、(22) 式より、適当な増幅率をかけることにより得られる。

$$U_n(t) = \sum_{s=0}^{n/2} A_{m,n}(\omega_s) \cdot (a_{m,s} e^{i\omega_s t} + b_{m,s} e^{-i\omega_s t}) \dots\dots\dots (30)$$

フーリエ変換を有する任意運動は、任意点 ($t = j \Delta t$, $j = 0, \dots, n - 1$) での motion を厳密に表示する。周期 $T = n \cdot \Delta t$ を持つ周期的な振動の解も与えられる。従って、解は、一定の加速度波形が与えられている場合よりむしろ、同一の加速度波が無限に連続している場合に適用される。減衰を持つ系に対し、このことは、それ程重要な影響は与えない。従って、個々の加速度波は、0 領域を設けて分離できる。それは次の周期が始まる前に、応答は減衰する為である。

フーリエ変換にはいくつかの方法がある。SHAKE では、Cooley and Tukey (1965) が開発した高速フーリエ変換を利用している。高速フーリエ変換は従来の方法より $n/\log n$ 倍速い。

この手法は、連続する全ての値を同時に計算するものであり、数列は、2 のべき乗でなければならない。時刻刻み $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$ の 800 個の加速度記録を用いて解析する場合、高速フーリエ変換では 1024 個必要であり、この場合 800 ~ 1024 迄は全て 0 にセットする。このこと

により加速度記録の後の“0”づめの必要性和、計算点数が2のべき乗必要であることの両方を満足することが出来る。

2. SHAKEの概要

SHAKEは、水平方向に半無限に広がりのある均質、粘弾性の幾つかの層からなる土層でのせん断波の縦方向伝播に対する応答計算を行います。プログラムでは、過渡応答を高速フーリエ変換のアルゴリズム(Cooley and Tukey, 1965)を適用することによって波動方程式(金井, 1951)の連続解を求めています。せん断弾性係数及び減衰の非線形特性を、等価線形化手法(Idriss and Seed 1968, Seed and Idriss, 1970)の適用により考慮することが出来る。

即ち、各層における有効歪に一致する様なせん断弾性係数及び減衰を得る迄イタレーションを行ないせん断弾性係数及び減衰を決定する。

解析では、次の様な仮定を設けている。

1. 土層は、水平方向に半無限に広がっているものとする。
2. 各層は、せん断弾性率、臨界減衰比、密度及び層厚で定義される。これらの値は、振動数には独立である。
3. 応答は、基盤からのせん断波の上方伝播により起こる。
4. せん断波は、等間隔時間刻みの加速度値として与えられる。
5. 剛性及び減衰の歪依存の物性値は、各層毎に求められた平均有効ひずみレベルにより等価線形化手法により評価される。

プログラムは、せん断弾性率及び減衰共に可変可能な機能を持ち、弾性基盤の効果を考慮できる。入力地震動は系のいかなる層においても与えることが出来、他の層において新しい応答を計算することが可能である。

付録Ⅲ-B 地盤ばね定数の検討 (原設計)

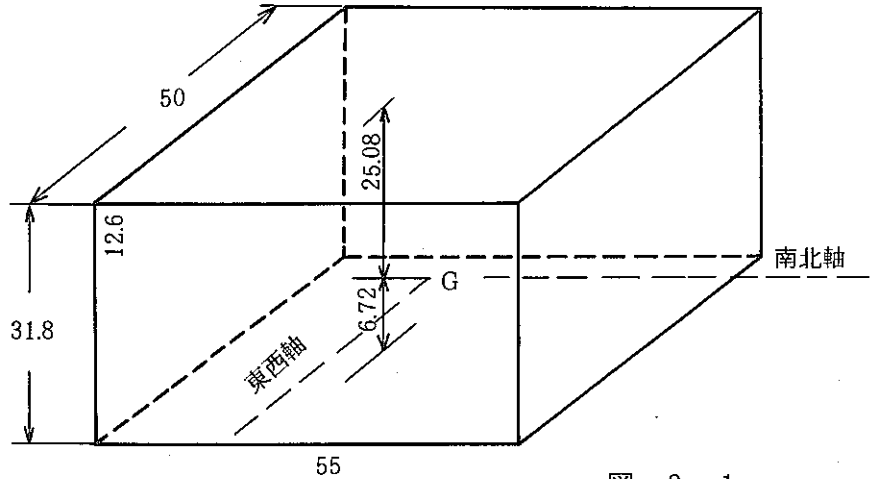
1. 地盤係数

「常陽」建設地点、茨城県大洗地区の地盤係数は次のように推定されている。

	kV (垂直方向) [ton/m ³]×10 ³	kH (水平方向) [ton/m ³]×10 ³
GL 0～-12.6m	1.5～3	1～2
GL -12.6m以下	3～6	2～4
基礎底面	6～12	4.5～9

2. 建家基礎モデル

「常陽」の建家基礎モデルは図-1に示す如くである。重心位置はGL-25.08mとする。



3. 回転バネ定数 Ke (K_{BR})

a) 底面の効果

$$\begin{aligned}
 K_{\theta B1} &= k_v \cdot I_{B1} \\
 &= k_v \times \frac{1}{12} \times 55 \times 50^3 \\
 &= (3.438 \sim 6.875) \times 10^9 \text{ (ton-m)}
 \end{aligned}$$

b) 側面の圧縮の効果

$$\begin{aligned}
 K_{\theta S1} &= k_v \cdot I_{SC1} \\
 &= \frac{1}{3} \times 55 \times \{ k_{v1} (25.08 - 12.48) + V2 (12.48 + 6.72) \} \\
 &= (0.504 \sim 1.008) \times 10^9 \text{ (ton-m)}
 \end{aligned}$$

c) 側面の剪断の効果

$$\begin{aligned}
 K_{\theta SS1} &= 2 \cdot k_H \cdot (I_{y1} + I_{x1}) \\
 &= 2 \left\{ \frac{1}{12} \times 50^3 \times (k_{H1} \times 126 + k_{H2} \times 19.2) \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{3} \times [k_{H1} (25.08 - 12.48)^2 + k_{H2} (12.48 + 6.72)] \times 50 \right\} \\
 &= (1.673 \sim 3.347) \times 10^9 \text{ (ton-m)}
 \end{aligned}$$

図-2-1

$$\begin{aligned} \therefore K_1 &= K_{B1} + K_{S1} + K_{SS1} \\ &= (5.615 \sim 11.23) \times 10^9 \text{ (ton-m)} \end{aligned}$$

4. 横振動バネ不定数 K_{SS} (K_S)

$$\begin{aligned} K_{SS1} &= (k_{V1} \times 12.6 + k_{V2} \times 19.2) \times 55 \\ &\quad + 2 \times (k_{H1} \times 12.6 + k_{H2} \times 19.2) \times 50 \\ &= (0.931 \sim 1.862) \times 10^7 \text{ (ton/m)} \end{aligned}$$

5. 底面の剪断バネ定数 K_g (K_{BS})

$$\begin{aligned} k_g &= k_H \times A_{BASE} \\ &= k_H \times 50 \times 55 \\ &= (1.2375 \sim 2.475) \times 10^7 \text{ (ton/m)} \end{aligned}$$

6. 結果

$$\begin{aligned} K &= 5.615 \times 10^9 \text{ (t-m/rad)} \dots\dots\dots \text{底面回転ばね (} K_{BR} \text{)} \\ K_{SS} &= 0.931 \times 10^7 \text{ (t/m)} \dots\dots\dots \text{側面ばね (} K_S \text{)} \\ K_g &= 1.2375 \times 10^7 \text{ (t/m)} \dots\dots\dots \text{底面水平ばね (} K_{BS} \text{)} \end{aligned}$$

付録Ⅲ－C 振動アドミッタンス理論解 (底面ばねの算出)

振動アドミッタンス理論

田治見の振動アドミッタンス理論では、半無限弾性体上の基礎マット面に、上下、水平、回転の動的な力 $Pe^{i\omega t}$ を加えたとき、それに対応する変位 W との関係を下式で示している。

$$W = \frac{Pe^{i\omega t}}{K_f} \{g_1(\omega) - ig_2(\omega)\} \dots\dots\dots (5.2.3-5)$$

K_f : 静的地盤ばね

上式の比例係数 $\{g_1(\omega) - ig_2(\omega)\}$ を振動アドミッタンスと名付けている。図 5.2.3-7(a), (b) は図 5.2.3-6 の矩形基礎マットにおいて、地反力分布を $B_v/\sqrt{R^2-S^2}$ 及び $B_M S \cos \theta / \sqrt{R^2-S^2}$ とした時の $g_1(\omega)$ と $g_2(\omega)$ を示す。ここで B_v , B_M は、軸力 P 及びモーメント M との関係から求められる係数であり、 R , S は、図 5.2.3-6 の矩形基礎マットの平面長さを示す。

式 (5.2.3-5) の関係が得られれば、地盤ばねは、振動アドミッタンスの逆数の関係にあるので次式によって求められる。

$$K(\omega) = K_f \frac{1}{g_1(\omega) - ig_2(\omega)} \dots\dots\dots (5.2.3-6)$$

振動アドミッタンス理論では、 $K(\omega)$ を動的抵抗係数と呼んでいる。

以上の解析は、基礎マットの形状、地盤の諸定数の変化に対して行うことになるので、前もって無次元振動数 $a_0 (= \omega \sqrt{A} / V_s)$ を関数として図表化や定式化がなされていると実用的である。

式 (5.2.3-7) は、正方形基礎マットの上下、水平、回転に対する地盤ばねの算定式であり、図 5.2.3-8 (a), (b), (c) はそれらの算定図表である。これらの算定式は、地反力分布を上下動と水平動に対しては一様分布、回転動に対しては三角形分布を仮定し、30 m 角から 75 m 角の正方形基礎マットの地盤ばねを算定し、その結果から実用式を作成したものである。対象とする基礎マットの底面積 (A) と断面 2 次モーメント並びに地盤のせん断弾性係数 (G) とポアソン比 (ν) が設定されれば、算定式と図表によって地盤ばねが求められる。

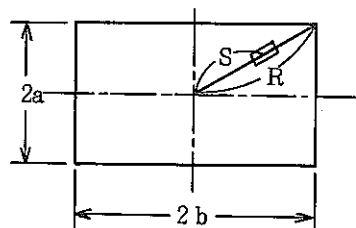


図 5.2.3-6 矩形基礎マットの平面

$$\left. \begin{aligned} \cdot \text{上下方向 } K_{V1} + iK_{V2} &= \frac{G\sqrt{A}}{1-\nu} (a_{V1} + ia_{V2}) \\ \cdot \text{水平方向 } K_{H1} + iK_{H2} &= G\sqrt{A} (a_{H1} + ia_{H2}) \\ \cdot \text{回転方向 } K_{R1} + iK_{R2} &= \frac{GZ_y}{1-\nu} (a_{R1} + ia_{R2}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.2.3-7)$$

式(5.2.3-7)において $a_0 = 0$ 即ち、振動数が0のときの値は静的な地盤ばねに相当する。基礎マットの大きさが、 $2L_x \times 2L_y$ の場合には次式で示される。

$$\begin{aligned} \cdot \text{水平方向 } K_H &= \frac{2\pi\bar{G}L_y}{(1-\nu)\ell n(\sqrt{1+\lambda^2}+\lambda) + \lambda\ell n\frac{\sqrt{1+\lambda^2}+1}{\lambda}} \quad (\text{t/m}) \\ \cdot \text{回転方向 } K_R &= \frac{\pi\bar{G}I_y}{(1-\nu) \cdot L_x \cdot 2\lambda \cdot \ell n\frac{\sqrt{1+\lambda^2}+1}{\lambda}} \end{aligned}$$

ここで、

$2L_x$: 力の方向と平行な基礎の長さ (m)

$2L_y$: 力の方向と垂直な基礎の長さ (m)

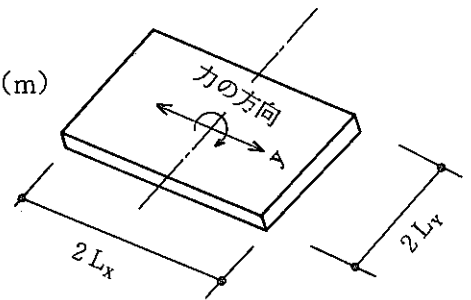
I_y : y軸のまわりの基礎の断面2次モーメント (m)

$$I_y = \frac{2L_y(2L_x)^3}{12}$$

λ : L_y/L_x

ν : 地盤のポアソン比

\bar{G} : 地盤のせん断弾性係数 (t/m^2) (成層補正後の値)



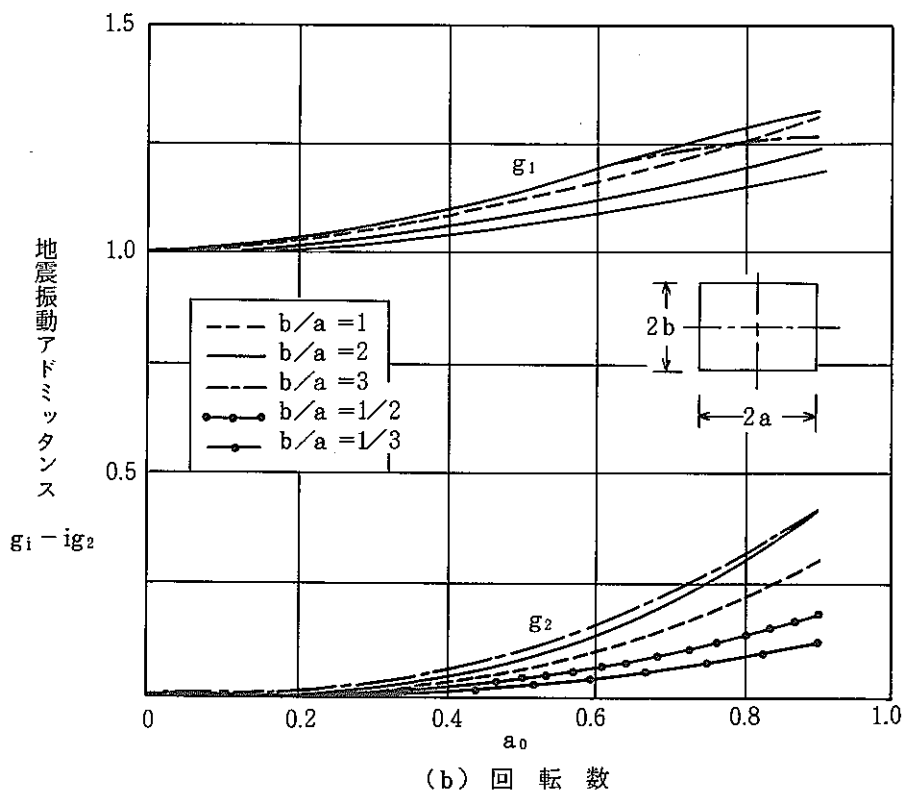
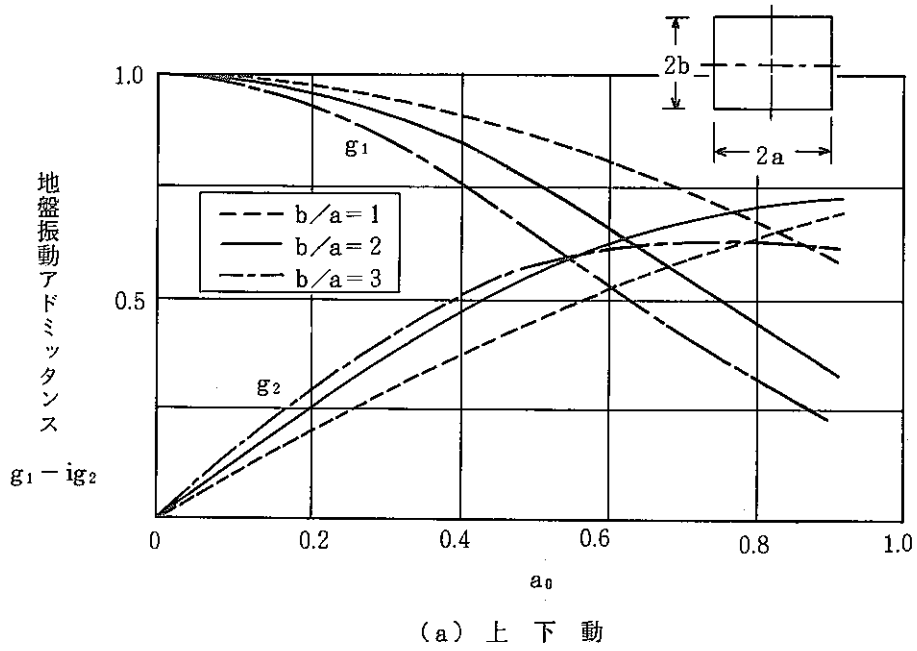
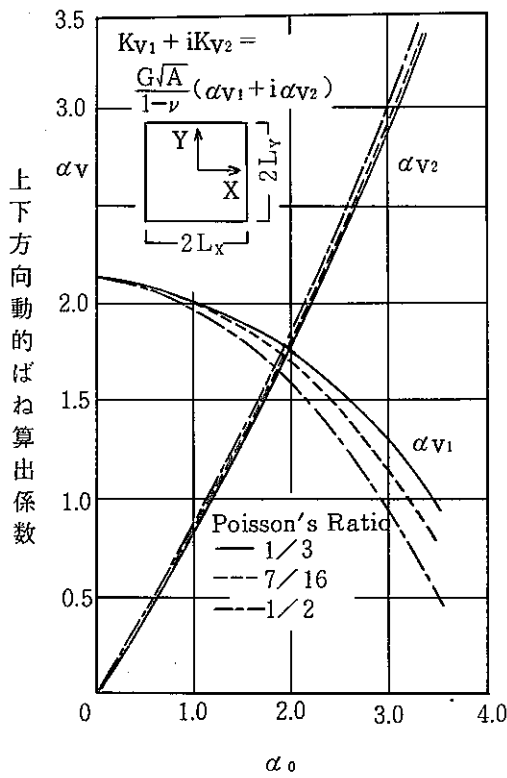
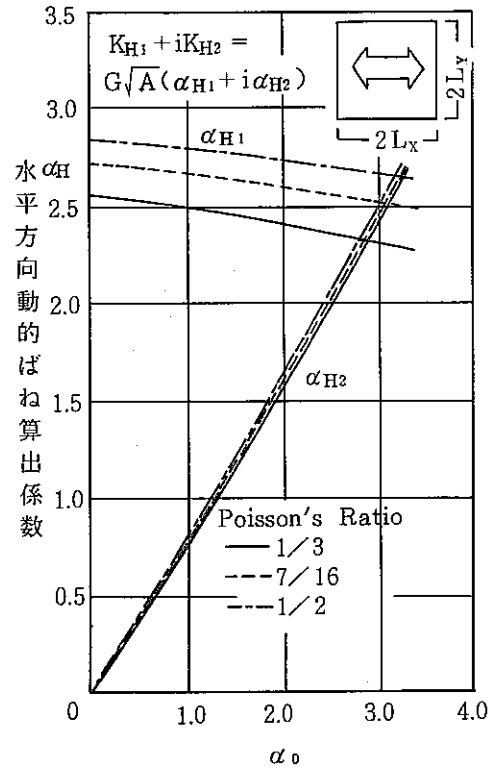


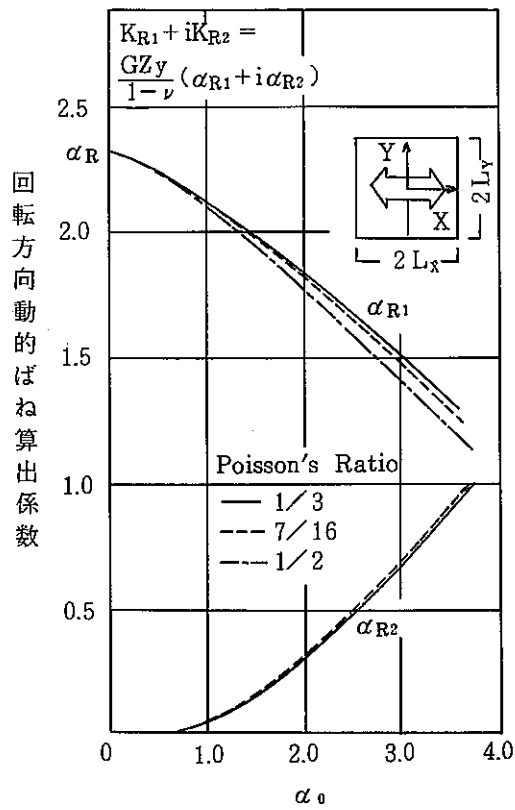
図5.2.3-7 矩形基礎の地盤振動アドミッタンス



(a) 上下方向



(b) 水平方向



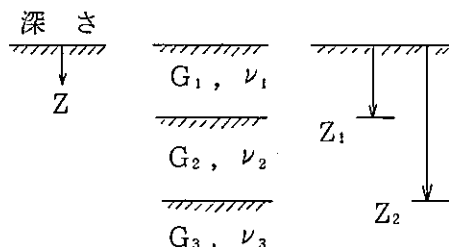
(c) 回転方向

図 5.2.3 - 8 正方形基礎動的ばね算出係数

付録Ⅲ-D 田治見の成層補正式 (基礎底面下の一様地盤)

せん断弾性係数 (G) の補正方法

田治見による静的地盤バネは、均質半無限地盤に対して算定されるものであることから、基礎下地盤が一様であると仮定する。田治見の成層補正式は地盤が成層を成す場合の地盤陽性を一様地盤に補正するための算定式である。



1) 水平ばね算定用

$$\bar{G}_H = \frac{1}{\frac{1}{G_1} \left\{ F_H(0, \nu_1) - F_H\left(\frac{Z_1}{a}, \nu_1\right) \right\} + \frac{1}{G_2} \left\{ F_H\left(\frac{Z_1}{a}, \nu_2\right) - F_H\left(\frac{Z_2}{a}, \nu_2\right) \right\} - \dots - \frac{1}{G_n} \dots}$$

ここに,

$$F_H(\alpha, \nu) = \left\{ \frac{1}{2} \frac{3 + 4\alpha^2}{\sqrt{1 + \alpha^2}} - 2\alpha + \frac{1 - 2\nu}{2} (\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha) \right\} / (2 - \nu)$$

2) 回転ばね算定用

$$\bar{G}_R = \frac{1}{\frac{1}{G_1} \left\{ F_R(0, \nu_1) - F_R\left(\frac{Z_1}{a}, \nu_1\right) \right\} + \frac{1}{G_2} \left\{ F_R\left(\frac{Z_1}{a}, \nu_2\right) - F_R\left(\frac{Z_2}{a}, \nu_2\right) \right\} + \dots - \frac{1}{G_n} \dots}$$

ここに,

$$F(\alpha, \nu) = \frac{1}{2(1 - \nu)} \left\{ 2\alpha - \frac{3\alpha^2}{\sqrt{1 + \alpha^2}} + \frac{\alpha^4}{(1 + \alpha^2)^{3/2}} + 2(1 - \nu) \left[\frac{2\alpha^2 + 1}{\sqrt{1 + \alpha^2}} - 2\alpha \right] \right\}$$

但し、a は基礎底面と同一面積の円の半径を示す。

付録Ⅲ-E Novak の方法 (側面ばねの算出)

地下部外壁の地盤ばね K_u^j は次式により算定する。

$$K_u^j = D_j T_j$$

ここで,

$$T_j = -\pi G_j a_0^2 \frac{4 K_1(b_0^*) K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*) K_0(a_0^*) + b_0^* K_0(b_0^*) K_1(a_0^*)}{b_0^* K_0(b_0^*) K_1(a_0^*) + a_0^* K_1(b_0^*) K_0(a_0^*) + b_0^* a_0^* K_0(b_0^*) K_0(a_0^*)}$$

D_j : 建屋質点 j の支配高さ

π : 円周率

G_j : 建屋質点 j の支配高さにおける
地下部外壁の接する地盤のせん断弾性係数

$$a_0 = \omega r_0 / V_s$$

$$r_0 = 2 \sqrt{bc} / \pi : \text{等価円半径}$$

ω : 円振動数

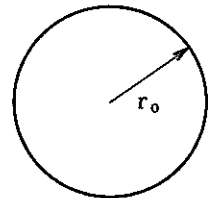
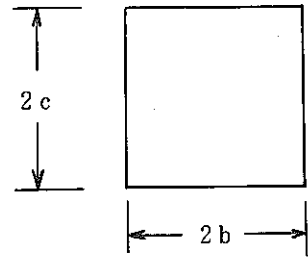
V_s : 地下部外壁の接する地盤の横波速度

$K_0(\quad), K_1(\quad)$: それぞれ 0 次と 1 次の変形ベッセル関数

$$a_0^* = \frac{a_0}{\sqrt{1+i2h_j}} i, \quad b_0^* = a_0^* / \eta_j$$

$$\eta_j = \sqrt{2(1-\nu_j)/(1-2\nu_j)}$$

h_j, ν_j : 地下部外壁の接する地盤のそれぞれ減衰定数とポアソン比



等価円半径

付録Ⅲ－F サブストラクチャー法の検討

1. はじめに

建物－地盤系の地震応答解析手法は一体解法と分離解法に大別される。原子力発電所の耐震解析に用いられているいわゆる格子型モデルは前者の、また、スウェイ・ロッキング（SR）モデルは後者の例である。近年、分離解法が動的サブストラクチャー法の考えに基づいて見直され、その簡便さから埋込みを有する構造物に対しても適用されるようになった。

サブストラクチャー法では、建物－地盤系を建物系と地盤系に分離し、別個にこれを解析する。分離の方法はいくつか提案されているが、建物と地盤の接触面において両者を分離する考え方が最も一般的である。これを便宜上切欠き型サブストラクチャー法と呼ぶことにする。

切欠き型サブストラクチャー法では、手法の性格上、切欠きを有する地盤の解析が必要となる。この解析は一般に非常に煩雑となるが、これを切欠きのない地盤の解析によって置き換えることが可能である。

2. 切欠き型サブストラクチャー法

2.1 動的サブストラクチャー法による地震応答解析

今、図-2.1①に示すような建物-地盤系を考え、建物地上部、地下部および地盤の絶対変位を u_s , u_c および u_g とする。弾性論の重ね合わせの原理より、①の系は、建物部分が固定された状態で地震波が入射する系②と、その反力 $\{-f_c^*\}$ を解除する系③の和と考えることができる。②は地盤系、③は建物系であるから、 $\{-f_c^*\}$ が与えられれば、地震応答は建物だけの解析となることがわかる。

建物を固定するために必要な力 $\{-f_c^*\}$ を求めるためには、建物が存在しない状態（建屋部分が切欠かれた地盤）での切欠き部分の応答 $\{u_c^*\}$ を求め、次にこれを押し戻せばよい。切欠き部分の力-変位関係すなわち地盤ばねマトリクスを $[K_c^*]$ とすれば、この力 $\{-f_c^*\}$ は、

$$- \{f_c^*\} = - [K_c^*] \{u_c^*\} \dots\dots\dots (2.1)$$

と表される。建物系の解析ではこの力が解除されることになるから、慣性力とばね反力が固定力 $\{f_c^*\}$ に等しいとおくことにより、運動方程式は、

$$\begin{pmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_s \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{u}_s \\ \bar{u}_c \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc} + K_c^* \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ f_c^* \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ K_c^* u_c^* \end{Bmatrix} \dots\dots (2.2)$$

となる。 $[M]$, $[K]$ は建物の質量・剛性マトリクスである。また、 $\{f_c^*\}$ はドライビングフォースと呼ばれる。

(2.2)式は、建物の応答を求めるためには、建物の周囲に地盤ばねを取り付け、ばね端から切欠き地盤の応答を入力すればよい、ということの意味している。従って、動的サブストラクチャー法によって埋込みを有する建物の応答を求めるためには、切欠き地盤ばねと応答が必要となる。

以上をまとめると図-2.2のようになる。

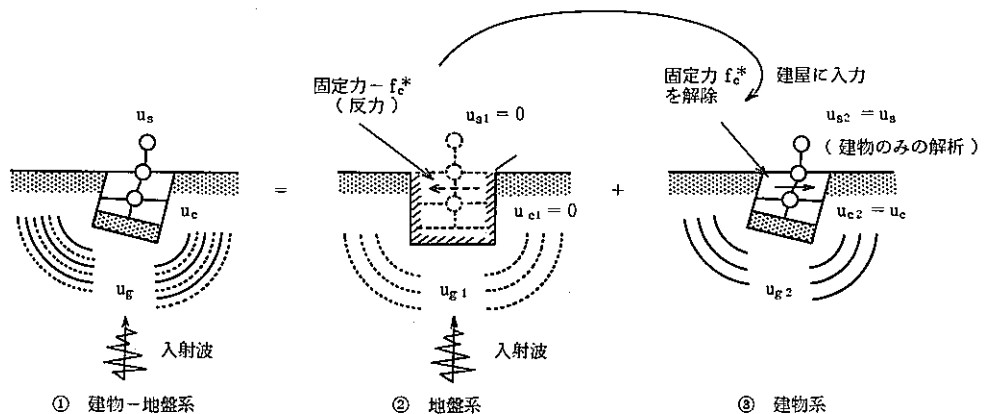


図 2.1 建物-地盤系の地震応答

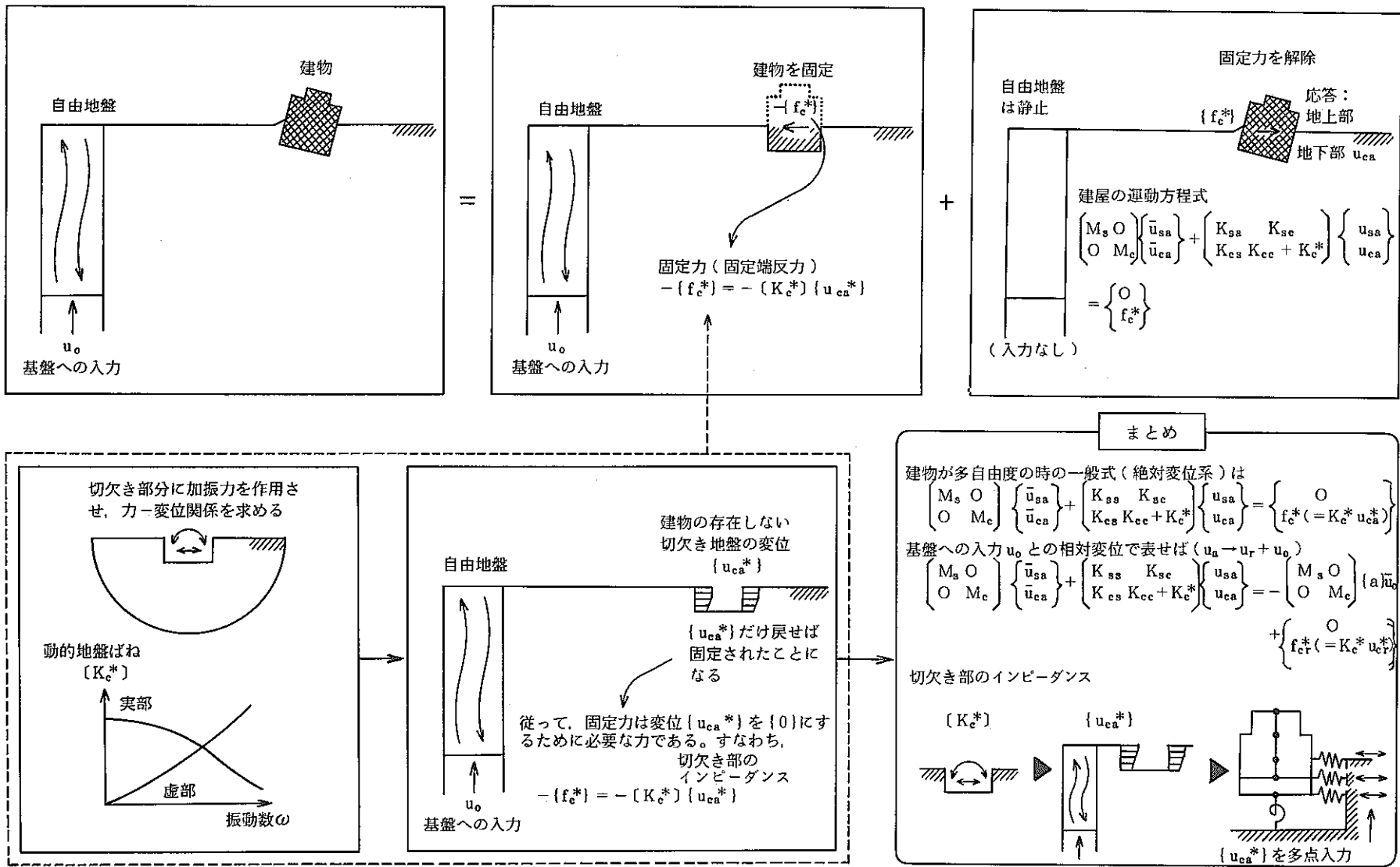


図-2.2 動的サブストラクチャ法による地震応答解析

2.2 切欠き型サブストラクチャー法の変形

2.1 で述べたように、切欠き型サブストラクチャー法では、切欠きを有する地盤の地盤ばね $[K_c^*]$ と入力動 $\{u_c^*\}$ (またはドライビングフォース $\{f_c^*\}$) が必要となる。この解析は一般に非常に煩雑となるが、これを切欠きのない地盤の解析によって置き換えることができる。

(1) 地盤ばね

地盤ばね $[K_c^*]$ は、通常、切欠き地盤の切欠き部分に単位の加振力を作用させて得られる柔性マトリクス $[F_c^*]$ を逆転することにより求められる。しかしながら、弾性論の重ね合わせの原理を用いれば、切欠きのない地盤 (自由地盤と呼ぶ) のばね $[K_c]$ から排土部分のばね $[K_c^e]$ を差し引くことによっても得られることがわかる。すなわち、

$$[K_c^*] = [K_c] - [K_c^e] \dots\dots\dots (2.3)$$

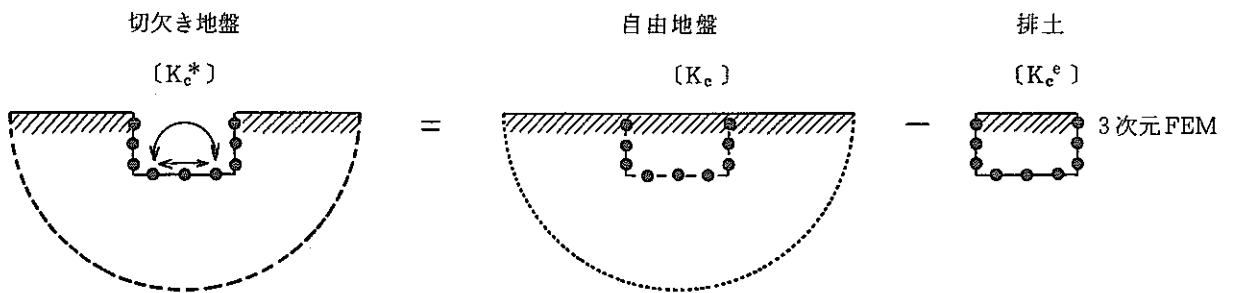


図-2.3 地盤ばねの計算

(2) 入力動

入力動についても自由地盤解析の結果を効果的に利用できる。

今、自由地盤の建物に相当する部分を切欠いて切欠き地盤にすることを考える。切欠く前の変位を $\{u_c\}$ 、応力 (正しくは表面力) を $\{P_c\}$ とし、切欠いた後の変位を $\{u_c^*\}$ 、応力を $\{P_c^*\} \equiv \{0\}$ とすると、この間の力-変位関係は、(力の变化量) = (地盤ばね) × (相対変位) と表すことができるから、

$$\{0\} - \{p_c\} = [K_c^*] (\{u_c\} - \{u_c^*\}) \dots\dots\dots (2.4)$$

と書ける。ドライビングフォース $\{f_c^*\}$ は、(地盤ばね) × (切欠き地盤の入力動) と表されるから、これらより、

$$\begin{aligned} \text{力の变化量} &= \text{変位变化量} \times \text{ばね} \\ \{f_c^*\} &= [K_c^*] \{u_c^*\} \\ &= [K_c^*] (\{u_c\} + \{u_c^*\} - \{u_c\}) = [K_c^*] \{u_c\} + [K_c^*] (\{u_c^*\} - \{u_c\}) \dots\dots \\ &= [K_c^*] \{u_c\} + \{p_c\} \dots\dots (2.5) \end{aligned}$$

切欠き部のばね × 自由地盤の変位

が得られる。(2.5)式を外力項と考えると、建物の応答を求めるためには、建物の周囲に地盤ばねを取り付け、ばね端から自由地盤の変位と応力を入力すればよいことが分かる。この応力を切欠き力、切欠き力を考慮した入力動の考え方を切欠き入力と呼ぶ。

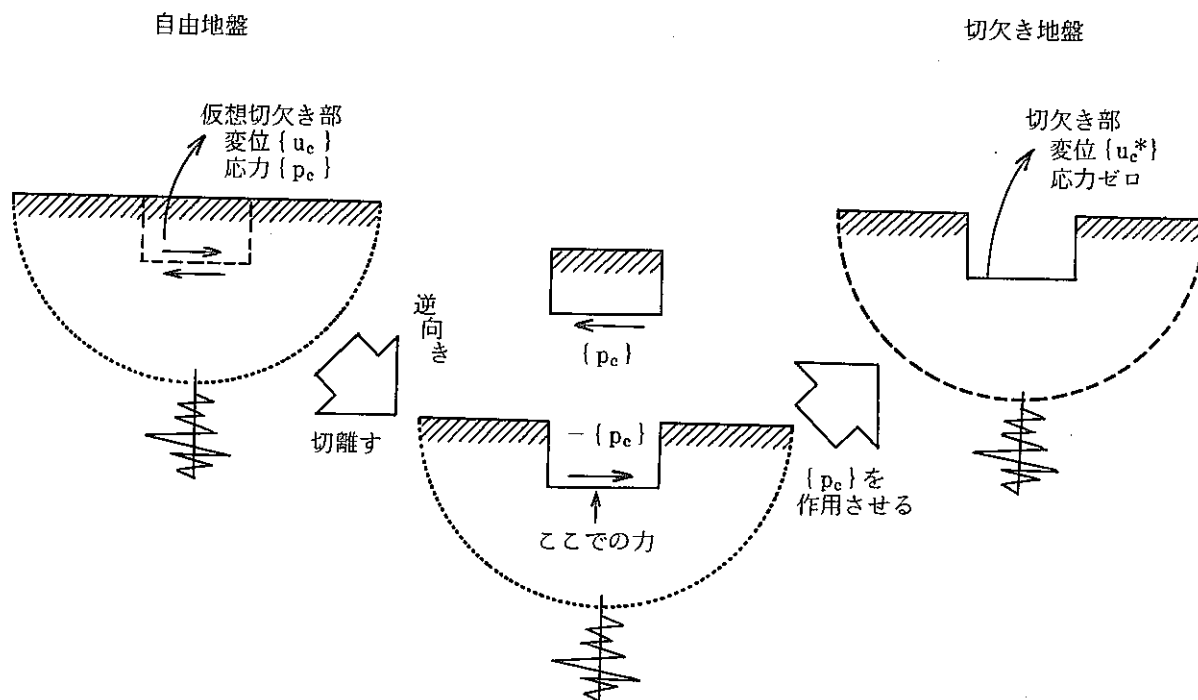


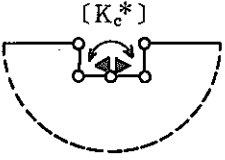
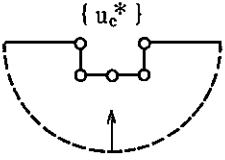
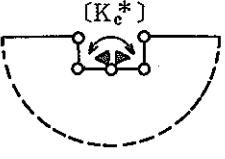
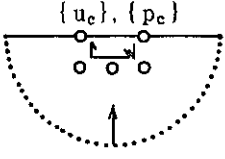
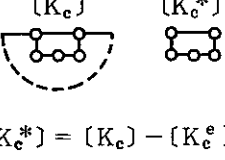
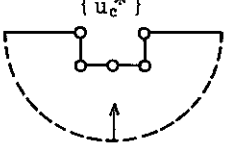
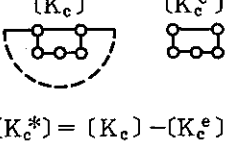
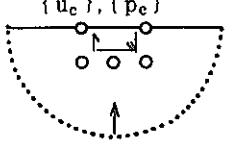
図-2.4 入力動の計算

(3) 変形された切欠き型サブストラクチャー法

(1), (2)の検討により、切欠き型サブストラクチャー法における地盤ばねと入力動の算定法に自由地盤の解析が利用できることが分かった。自由地盤の場合、切欠き地盤とは異なって、解析解が利用できる等数学的な扱いが簡単になることが多い。このため、建物系と地盤系の分離を、両者の接触面ではなく建屋の地下部分全体の容積で行うことによって、地盤系が切欠かれないですむようなサブストラクチャー法も提案されている(容積法などとよばれている。)しかしながら、このような方法では地盤との接触面のみならず建屋の地下部分全体の自由度が地盤を介して連成し合うため、地盤ばねマトリクス $[K_c]$ が膨大なものになってしまう。この方法に比べれば、切欠き型のサブストラクチャー法の方がマトリクスの自由度も小さくてすみ、しかも自由地盤解析を利用することによって計算も容易となると言えよう。

地盤ばねとドライピングフォースの組み合わせをまとめて表-2.1に示す。表中に示す4種の解法はいずれも理論的に等価であるから、場合に応じて使い分ければよい。

表 2.1 切欠き型サブストラクチャー法の分類 (4つの手法をそれぞれ適材適所に)

タイプ	インピーダンス	入力動	ドライビングフォース	特 徴
I	 $[K_c^*]$	 $\{u_c^*\}$	$\{f_c^*\} = [K_c^*] \{u_c^*\}$	切欠き地盤の解析が必要。あらゆる場合に適用可能
II	 $[K_c^*]$	 $\{u_c\}, \{p_c\}$	$\{f_c^*\} = [K_c^*] \{u_c\} + \{p_c\}$	入力動の計算が容易
III	 $[K_c]$ $[K_c^e]$ $[K_c^*] = [K_c] - [K_c^e]$	 $\{u_c^*\}$	$\{f_c^*\} = ([K_c] - [K_c^e]) \{u_c^*\}$	不整形地盤など入力動を適切に評価する場合
IV	 $[K_c]$ $[K_c^e]$ $[K_c^*] = [K_c] - [K_c^e]$	 $\{u_c\}, \{p_c\}$	$\{f_c^*\} = [K_c] \{u_c\}$ $= ([K_c] - [K_c^e]) \{u_c\} + \{p_c\}$	切欠き地盤の解析が不要

付録Ⅲ-G 床応答曲線の対比

図, 付録Ⅲ-G 1	床応答曲線 (原子炉建物	[質点2])
図, 付録Ⅲ-G 2	〃 (〃	[質点3])
図, 付録Ⅲ-G 3	〃 (〃	[質点4])
図, 付録Ⅲ-G 4	〃 (〃	[質点5])
図, 付録Ⅲ-G 5	〃 (原子炉付属建物	[質点13])
図, 付録Ⅲ-G 6	〃 (〃	[質点14])
図, 付録Ⅲ-G 7	〃 (〃	[質点15])
図, 付録Ⅲ-G 8	〃 (〃	[質点16])

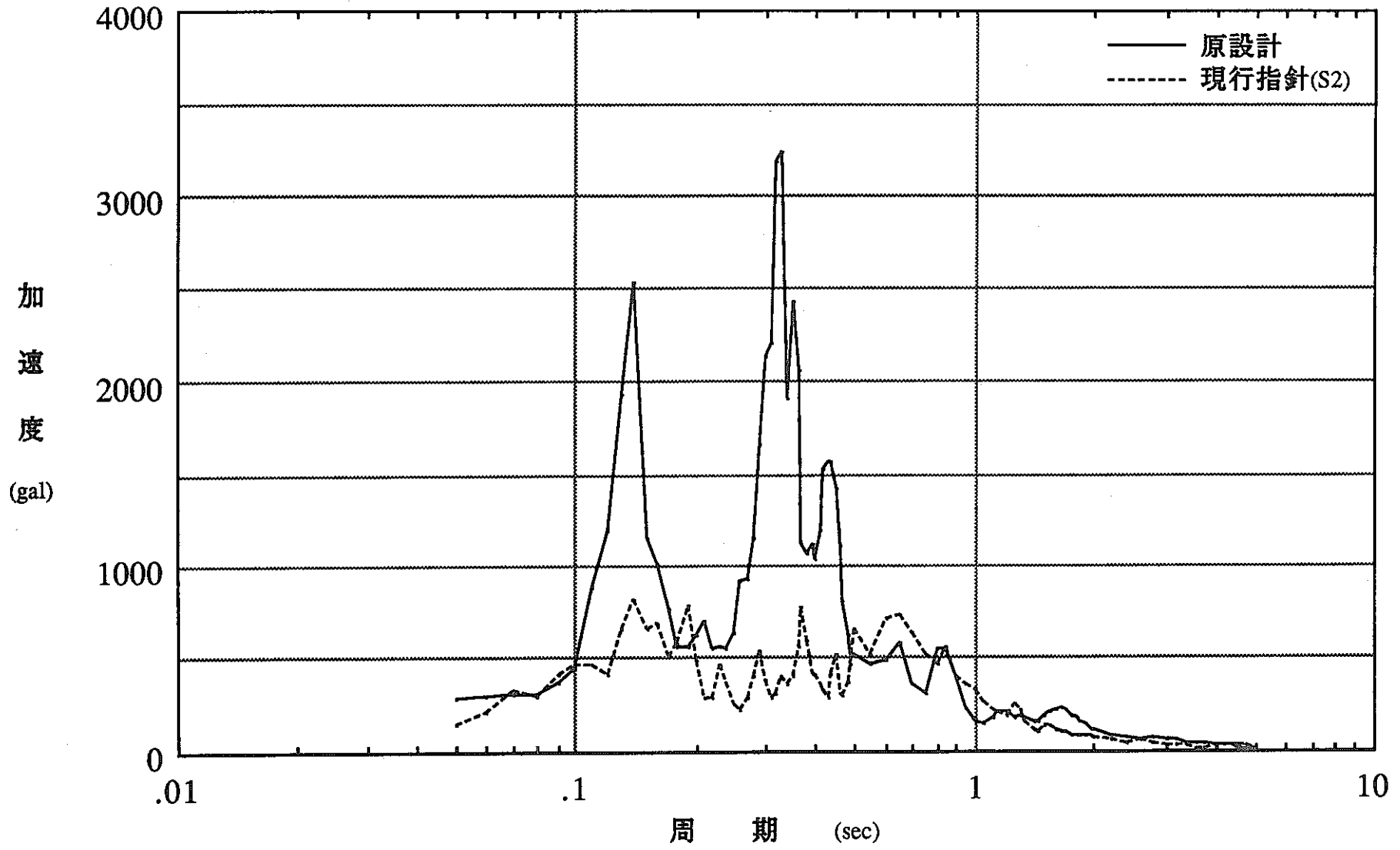


図. 付録 III-G 1床応答曲線(原子炉建物〔質点2〕)

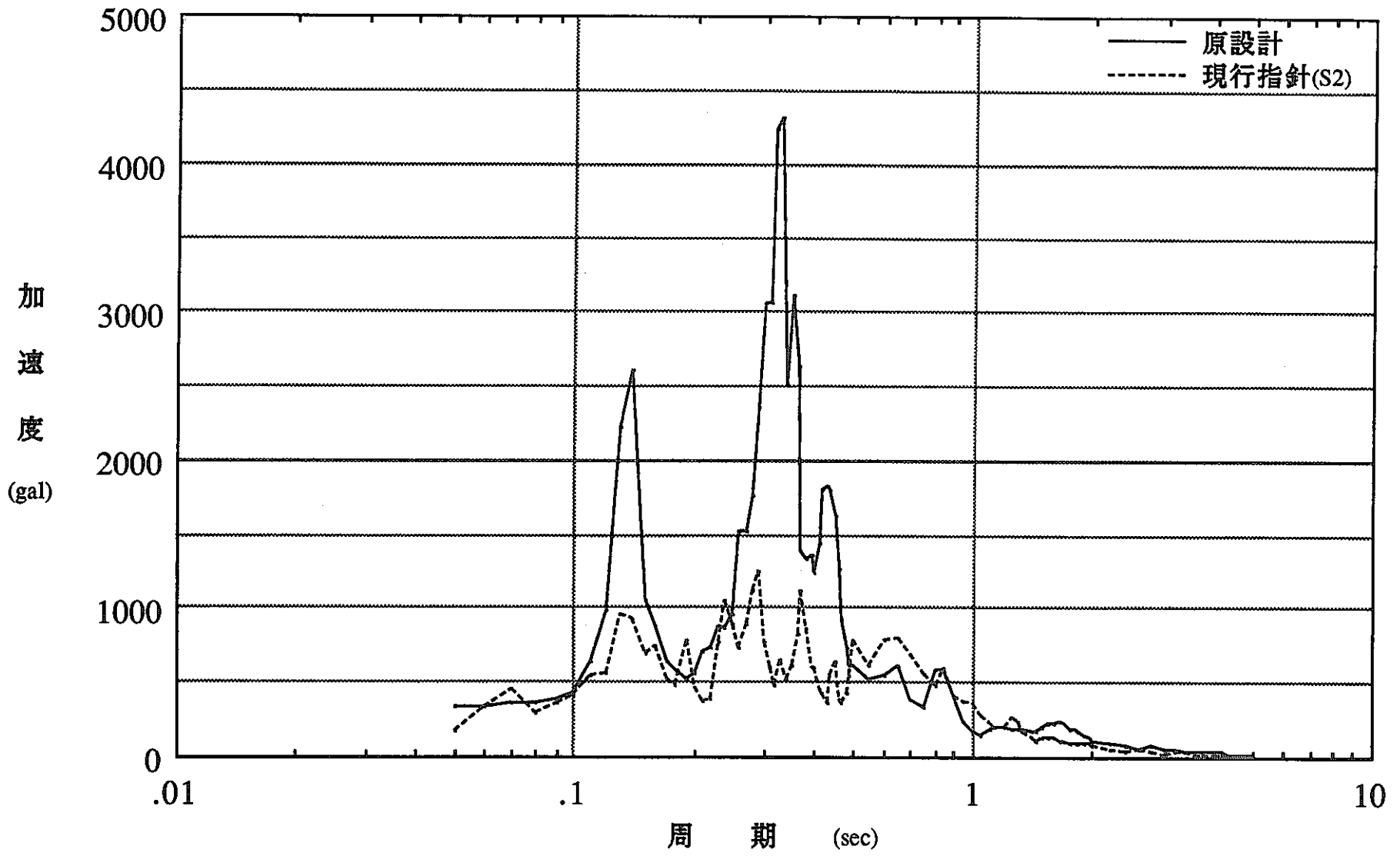


図. 付録 III - G 2床応答曲線 (原子炉建物〔質点3〕)

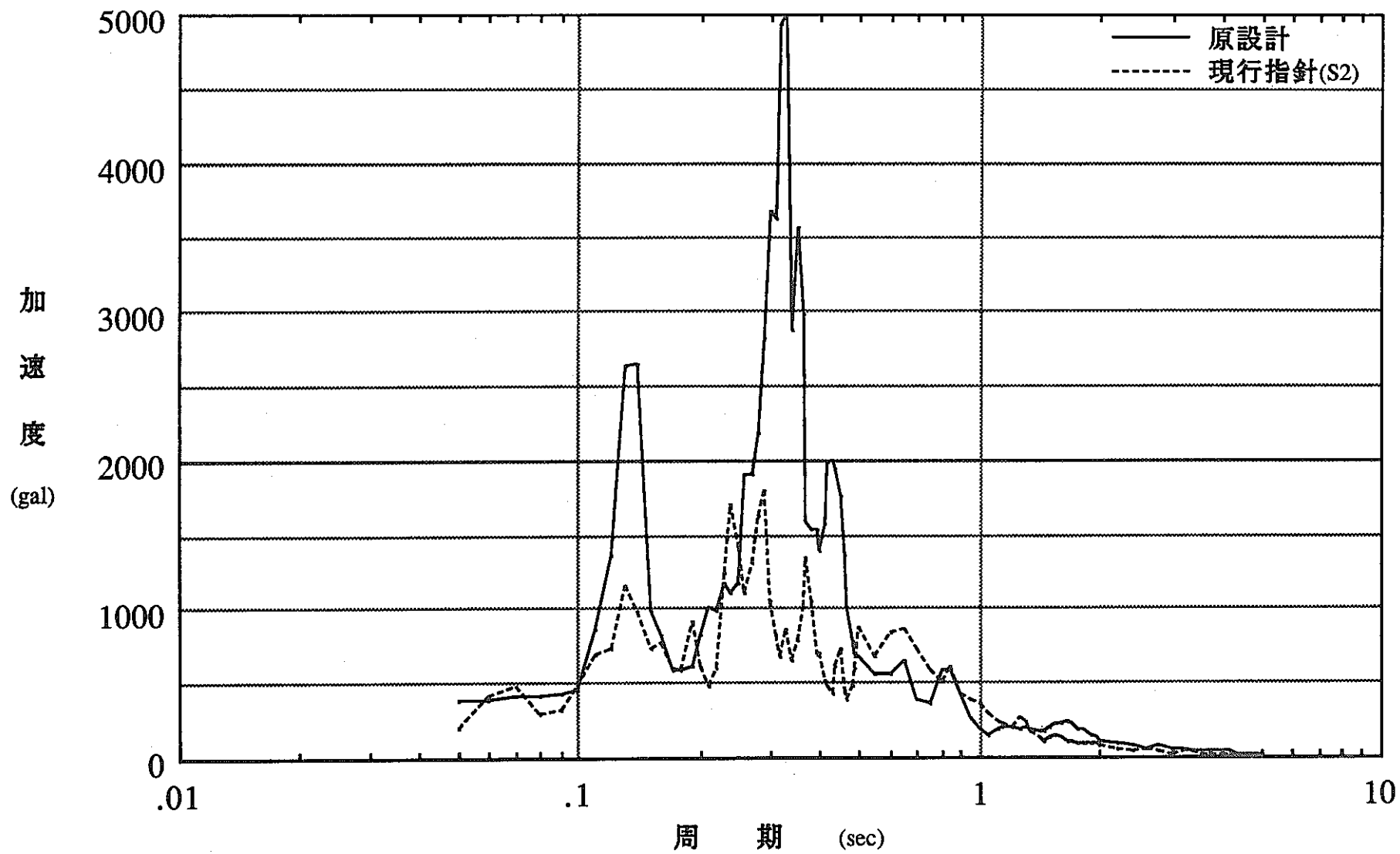


図. 付録 III-G 3床応答曲線(原子炉建物〔質点4〕)

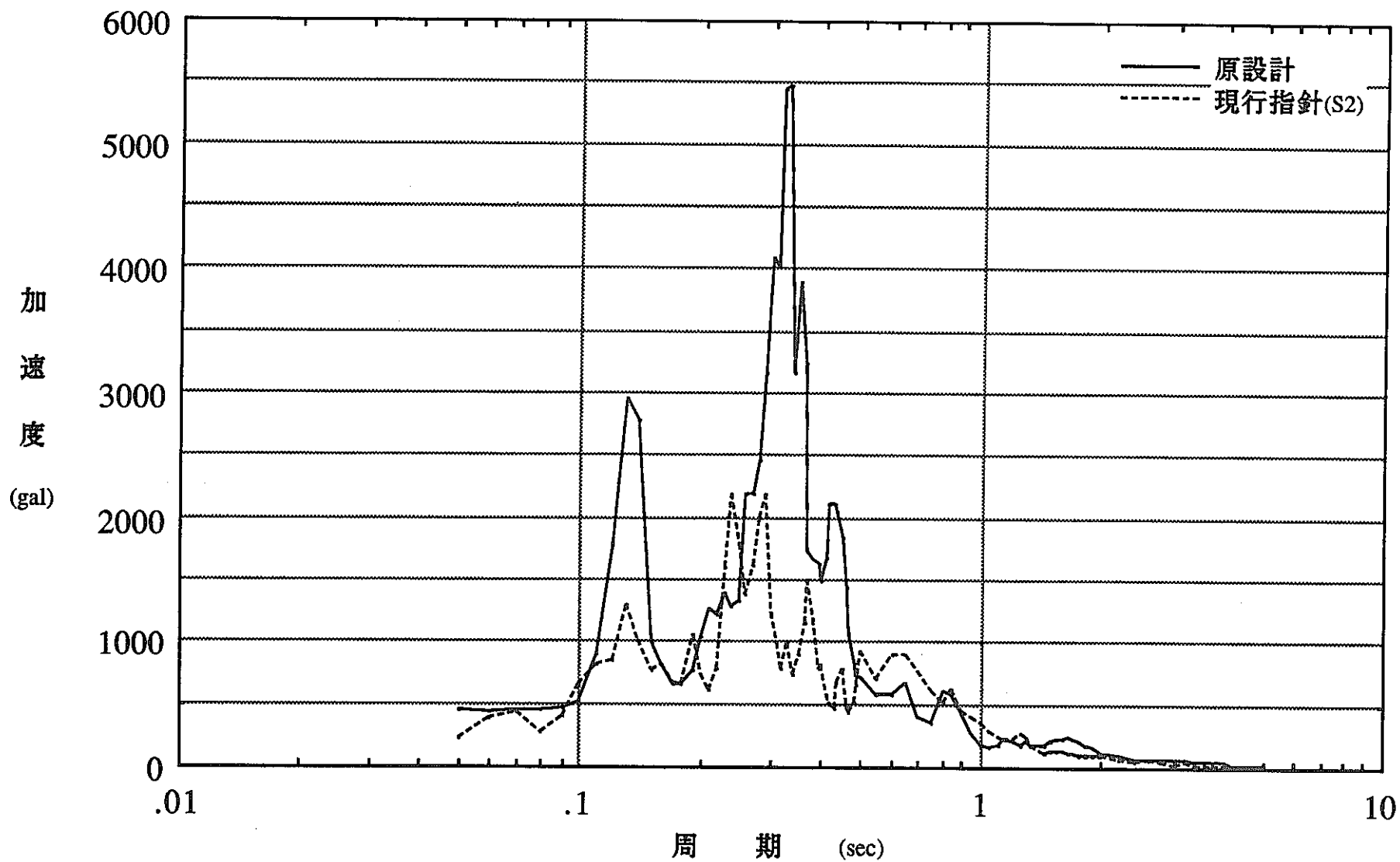


図. 付録 III-G 4床応答曲線(原子炉建物〔質点5〕)

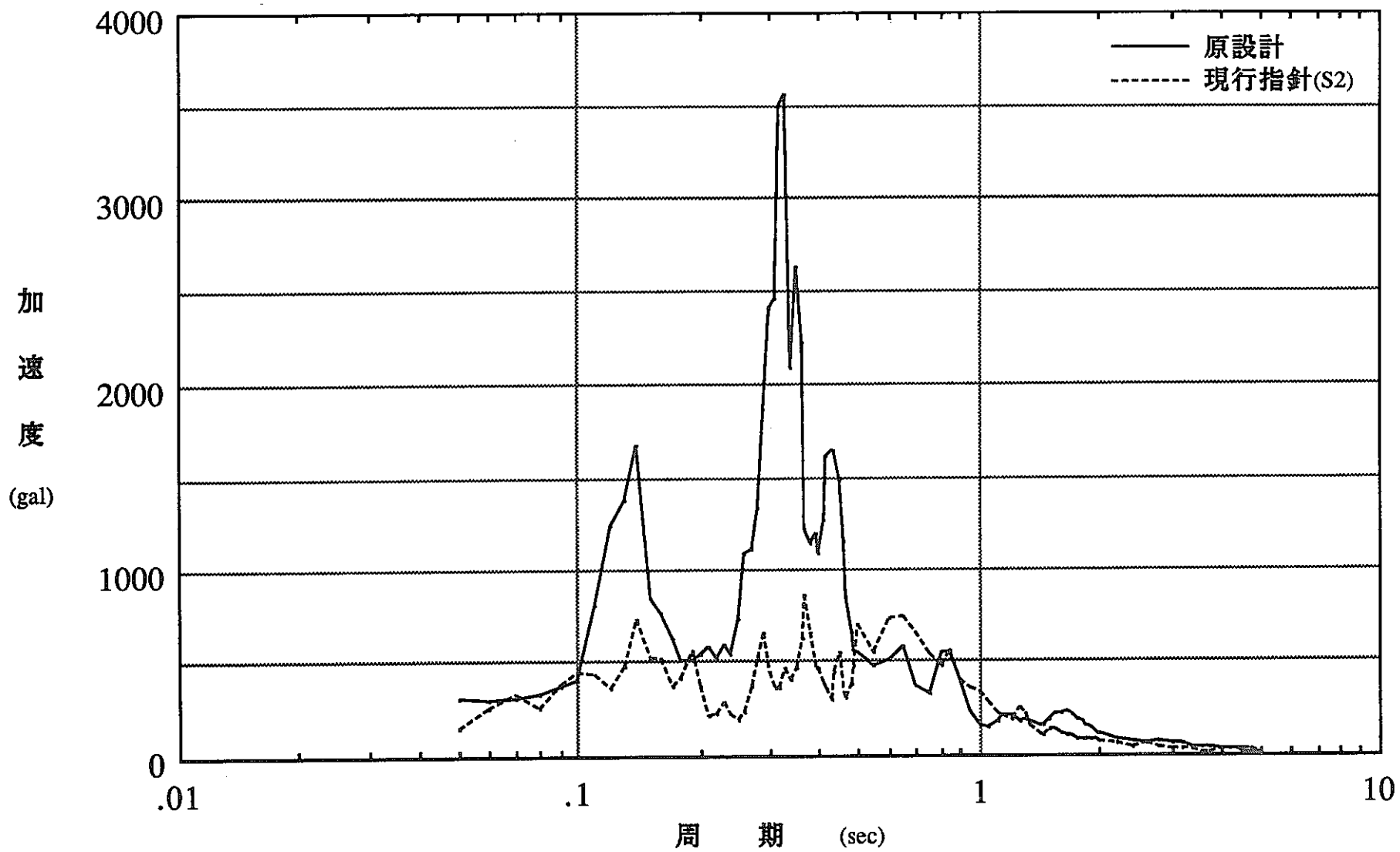


図. 付録 Ⅲ - G 5 床応答曲線 (原子炉附属建物 [質点 13])

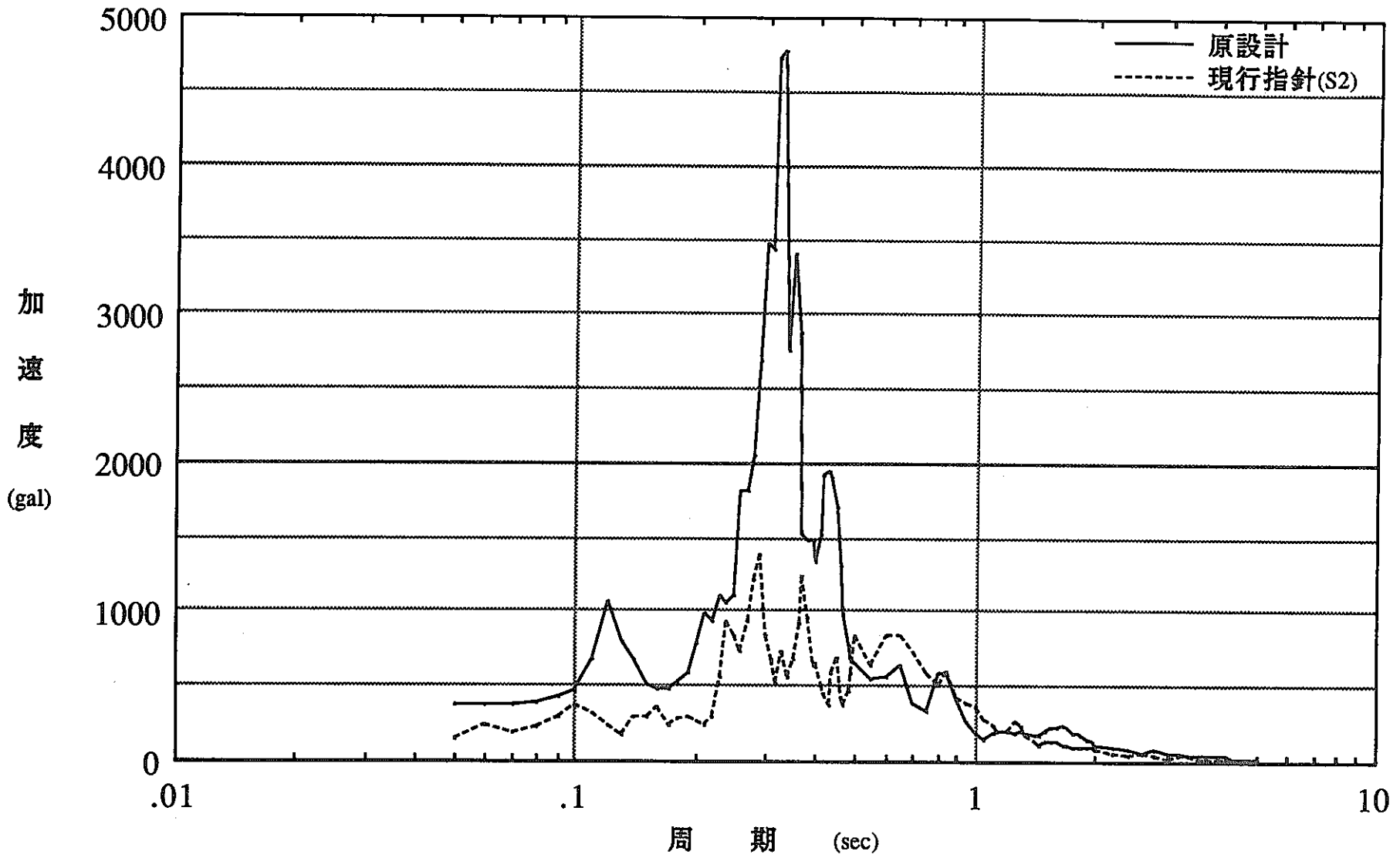


图. 付録 III-G 6床応答曲線(原子炉附属建物〔質点14〕)

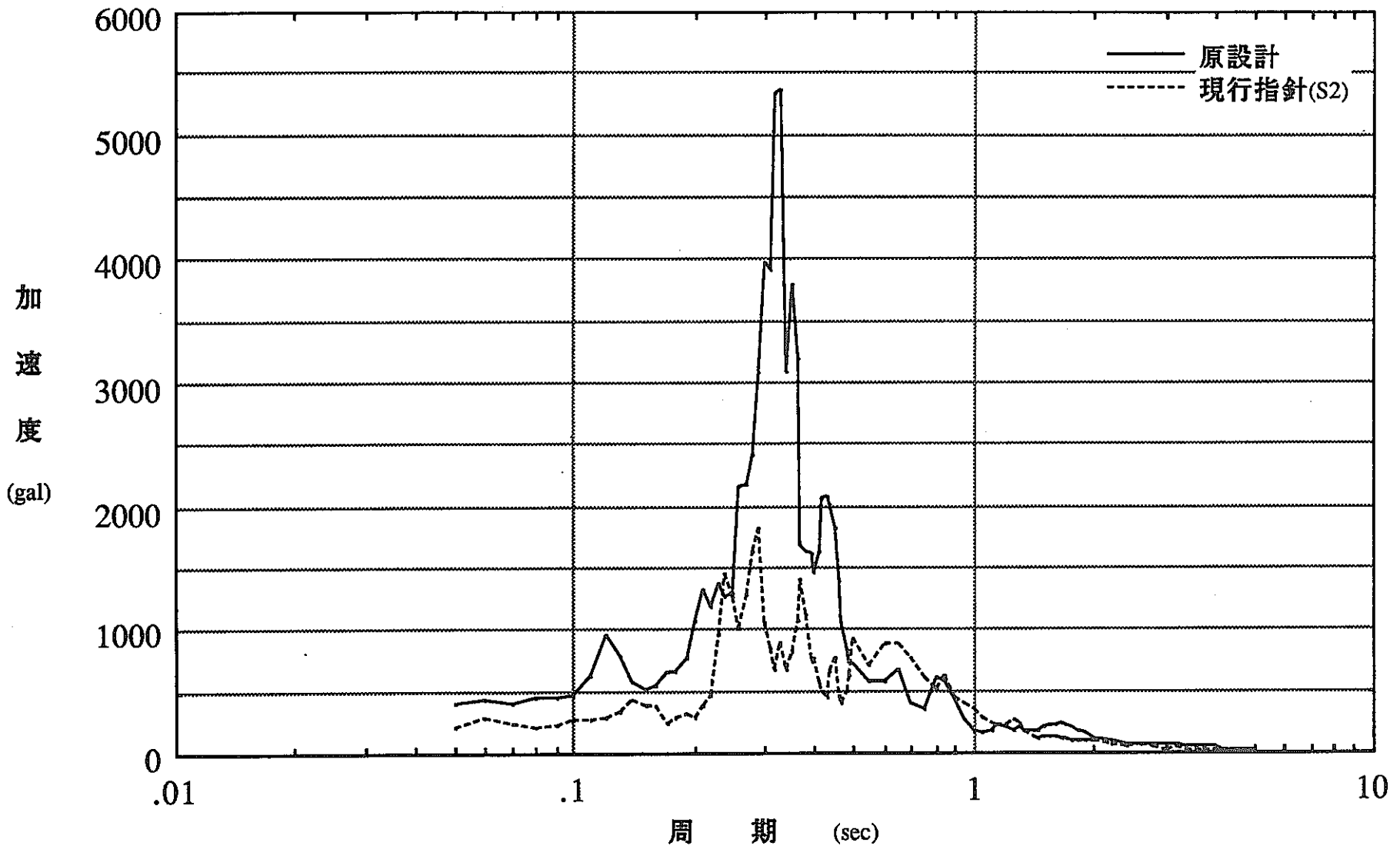


図. 付録 Ⅲ - G 7 床応答曲線 (原子炉附属建物 [質点 15])

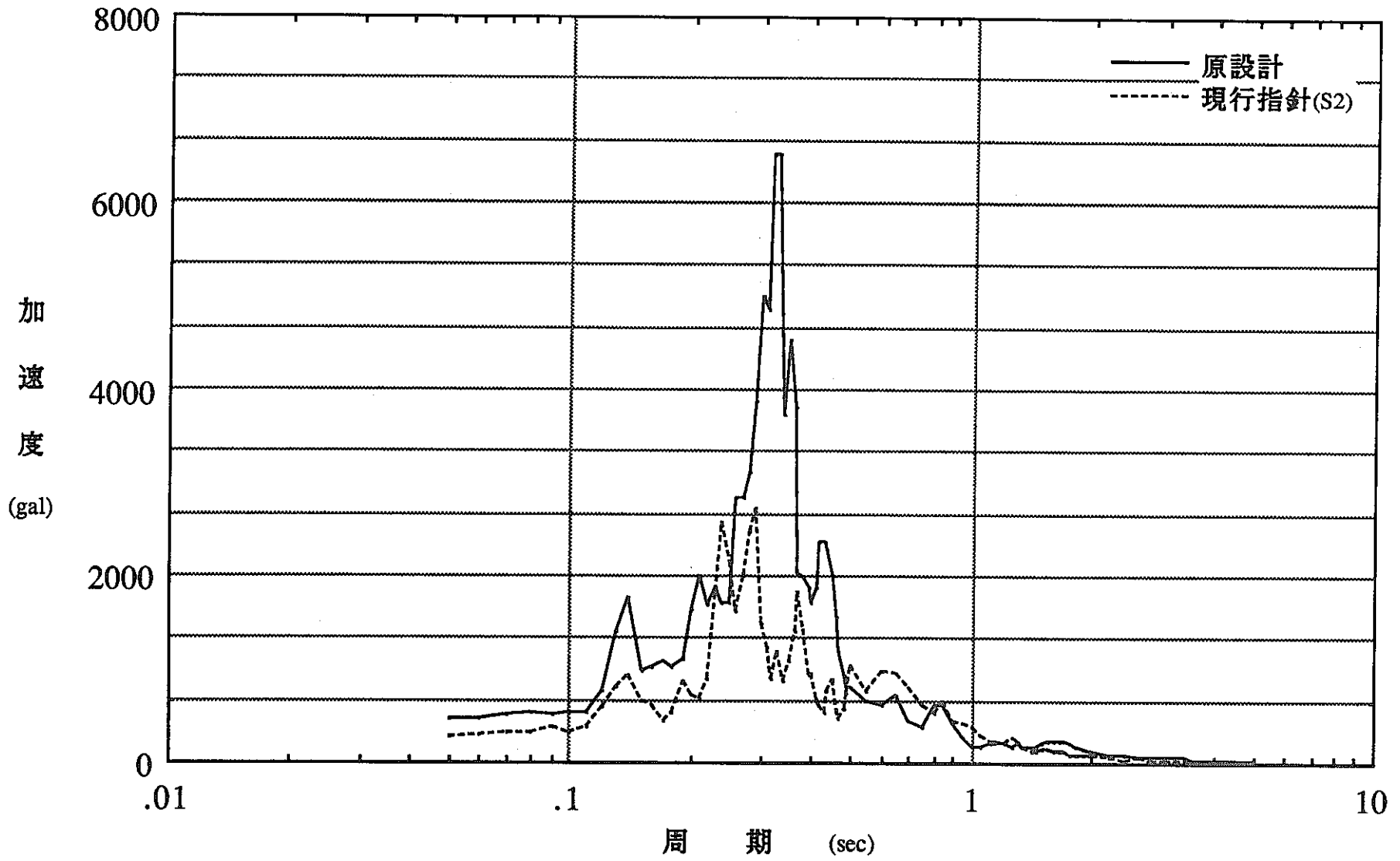


図. 付録 III-G 8床応答曲線(原子炉附属建物〔質点16〕)

付録Ⅲ—H 応答解析に係わる保存テープ内容

VOL=SER=285031

PRINT FTOITOOI (READ FILE)

	ラベル	データ数	継続時間	最大値 (Gal)	最大となる時刻	時刻み			
設計用基準地 震動	OORAI S1 WAVE	100000	2871	0.0	0.0	28.71	171.94	8.50	0.01
	OORAI S2 WAVE	200000	4102	0.0	0.0	41.02	347.15	6.30	0.01
	OORAI-S1 GL-0.0	100001	4096	0.0	0.0	40.96	318.54	9.24	0.01
	OORAI-S1 GL-4.3	100002	4096	0.0	0.0	40.96	166.63	4.23	0.01
	OORAI-S1 GL-12.95	100003	4096	0.0	0.0	40.96	121.70	9.00	0.01
	OORAI-S1 GL-17.0	100004	4096	0.0	0.0	40.96	116.41	9.00	0.01
	OORAI-S1 GL-25.08	100005	4096	0.0	0.0	40.96	107.05	8.74	0.01
	OORAI-S1 GL-31.8	100006	4096	0.0	0.0	40.96	112.01	8.73	0.01
	OORAI-S1 GL-41.0	100007	4096	0.0	0.0	40.96	103.77	8.71	0.01
	OORAI-S1 GL-130.	100008	4096	0.0	0.0	40.96	98.88	6.86	0.01
地盤内伝播解 析結果	OORAI-S2 GL-0.0	200001	4096	0.0	0.0	40.96	610.05	12.87	0.01
	OORAI-S2 GL-4.3	200002	4096	0.0	0.0	40.96	306.78	15.85	0.01
	OORAI-S2 GL-12.95	200003	4096	0.0	0.0	40.96	227.38	8.59	0.01
	OORAI-S2 GL-17.0	200004	4096	0.0	0.0	40.96	181.40	11.75	0.01
	OORAI-S2 GL-25.08	200005	4096	0.0	0.0	40.96	184.43	12.77	0.01
	OORAI-S2 GL-31.8	200006	4096	0.0	0.0	40.96	185.50	12.99	0.01
	OORAI-S2 GL-41.0	200007	4096	0.0	0.0	40.96	189.10	13.09	0.01
	OORAI-S2 GL-130.	200008	4096	0.0	0.0	40.96	224.59	16.30	0.01
	MODEL-A (S1) GRID NO. 2	110002	2871	0.0	0.0	28.71	-34.07	4.83	0.01
	MODEL-A (S1) GRID NO. 3	110003	2871	0.0	0.0	28.71	-109.83	9.41	0.01
MODEL-A (S1) GRID NO. 4	110004	2871	0.0	0.0	28.71	-139.02	9.42	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 5	110005	2871	0.0	0.0	28.71	-161.40	9.42	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 19	110019	2871	0.0	0.0	28.71	-87.70	8.74	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 8	110008	2871	0.0	0.0	28.71	165.11	11.28	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 13	110013	2871	0.0	0.0	28.71	84.82	8.99	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 14	110014	2871	0.0	0.0	28.71	-102.23	9.42	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 15	110015	2871	0.0	0.0	28.71	-122.04	9.43	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 16	110016	2871	0.0	0.0	28.71	-162.64	9.43	0.01	
MODEL-A (S1) GRID NO. 21	110021	2871	0.0	0.0	28.71	-82.75	8.74	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 2	120002	2871	0.0	0.0	28.71	84.52	8.98	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 3	120003	2871	0.0	0.0	28.71	-117.95	9.41	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 4	120004	2871	0.0	0.0	28.71	-148.78	9.41	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 5	120005	2871	0.0	0.0	28.71	-170.43	9.41	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 19	120019	2871	0.0	0.0	28.71	-89.62	8.74	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 8	120008	2871	0.0	0.0	28.71	168.04	11.28	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 13	120013	2871	0.0	0.0	28.71	86.91	8.99	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 14	120014	2871	0.0	0.0	28.71	-116.51	9.40	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 15	120015	2871	0.0	0.0	28.71	-131.84	9.41	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 16	120016	2871	0.0	0.0	28.71	-165.21	9.41	0.01	
MODEL-B (S1) GRID NO. 21	120021	2871	0.0	0.0	28.71	-83.05	8.73	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 2	130002	2871	0.0	0.0	28.71	-91.08	8.74	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 3	130003	2871	0.0	0.0	28.71	-84.45	8.75	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 4	130004	2871	0.0	0.0	28.71	90.17	14.63	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 5	130005	2871	0.0	0.0	28.71	96.98	14.64	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 19	130019	2871	0.0	0.0	28.71	-95.13	8.74	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 8	130008	2871	0.0	0.0	28.71	-121.11	9.39	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 13	130013	2871	0.0	0.0	28.71	-85.07	8.74	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 14	130014	2871	0.0	0.0	28.71	78.75	8.99	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 15	130015	2871	0.0	0.0	28.71	-84.54	9.39	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 16	130016	2871	0.0	0.0	28.71	-99.30	9.40	0.01	
MODEL-C (S1) GRID NO. 21	130021	2871	0.0	0.0	28.71	-90.82	8.74	0.01	

		ラベル	データ数			継続時間	最大値 (Gal)	最大となる時刻	時刻のみ	
S ₂ 波に対する 応答解析結果	MODEL-A (S2)	GRID NO. 2	210002	4000	0.0	0.0	40.00	113.37	8.56	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 3	210003	4000	0.0	0.0	40.00	140.89	16.01	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 4	210004	4000	0.0	0.0	40.00	-188.18	12.91	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 5	210005	4000	0.0	0.0	40.00	-220.20	12.91	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 19	210019	4000	0.0	0.0	40.00	117.33	8.55	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 8	210004	4000	0.0	0.0	40.00	294.96	11.83	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 13	210011	4000	0.0	0.0	40.00	116.10	8.57	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 14	210011	4000	0.0	0.0	40.00	-133.79	15.83	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 15	210015	4000	0.0	0.0	40.00	-167.56	15.85	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 16	210016	4000	0.0	0.0	40.00	-248.50	15.85	0.01
	MODEL-A (S2)	GRID NO. 21	210021	4000	0.0	0.0	40.00	113.33	8.55	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 2	220002	4000	0.0	0.0	40.00	110.56	8.56	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 3	220003	4000	0.0	0.0	40.00	-141.10	10.90	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 4	220004	4000	0.0	0.0	40.00	-182.25	12.91	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 5	220005	4000	0.0	0.0	40.00	-210.97	12.91	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 19	220019	4000	0.0	0.0	40.00	117.92	8.55	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 8	220008	4000	0.0	0.0	40.00	274.39	11.83	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 13	220013	4000	0.0	0.0	40.00	-114.20	15.80	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 14	220014	4000	0.0	0.0	40.00	-155.25	15.83	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 15	220015	4000	0.0	0.0	40.00	-192.27	15.84	0.01
	MODEL-B (S2)	GRID NO. 16	220016	4000	0.0	0.0	40.00	-276.08	15.85	0.01
MODEL-B (S2)	GRID NO. 21	220021	4000	0.0	0.0	40.00	112.96	8.55	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 2	230002	4000	0.0	0.0	40.00	-123.05	15.79	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 3	230003	4000	0.0	0.0	40.00	-135.10	15.79	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 4	230004	4000	0.0	0.0	40.00	-141.71	15.80	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 5	230005	4000	0.0	0.0	40.00	-144.18	10.90	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 19	230019	4000	0.0	0.0	40.00	125.39	8.55	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 8	230008	4000	0.0	0.0	40.00	261.42	11.74	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 13	230013	4000	0.0	0.0	40.00	-128.20	15.79	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 14	230014	4000	0.0	0.0	40.00	-141.63	15.80	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 15	230015	4000	0.0	0.0	40.00	-149.31	15.81	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 16	230016	4000	0.0	0.0	40.00	-188.69	15.83	0.01	
MODEL-C (S2)	GRID NO. 21	230021	4000	0.0	0.0	40.00	120.95	8.55	0.01	

ラベルの番号付けに対する規則

