

国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.56 No.3 September 2017

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

NATIONAL INSTITUTE OF MARITIME,
PORT AND AVIATION TECHNOLOGY

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 56 卷 第 3 号 (Vol. 56, No. 3) , 2017 年 9 月 (September 2017)

目 次 (CONTENTS)

1. 杭間地盤をセメント固化改良した組杭の横抵抗特性
..... 松村聡, 松原宗伸, 藤井愛彦, 水谷崇亮, 森川嘉之, 佐藤真 3
(Lateral resistance of coupled piles with its intermediate soil stabilized by cement treating method
..... Satoshi MATSUMURA, Takanobu MATSUBARA, Naruhiko FUJII,
Takaaki MIZUTANI, Yoshiyuki MORIKAWA, Makoto SATO)

2. 画像解析に基づいた粒状体材料の変形挙動の評価と数値再現手法の提案
..... 高野大樹 29
(Evaluation of Deformation Process of Granular Materials Based on Image Processing
and Development of Numerical Simulation Method
..... Daiki TAKANO)

3. 数値解析および模型実験によるレベル 1 地震動に対する胸壁の照査用震度算出手法の検討
..... 小濱英司, 府川裕史 49
(Numerical Analysis and Model Testing on a Method for Evaluation
of Coastal Parapet Levees' Seismic Coefficients for Level-1 Earthquakes
..... Eiji KOHAMA, Hirofumi FUKAWA)

数値解析および模型実験による レベル1地震動に対する胸壁の照査用震度算出手法の検討

小濱 英司*・府川 裕史**

要 旨

本研究は、レベル1地震動に対する胸壁の照査用震度算出手法の確立を目的として、港湾基準にある骨組解析と加速度応答スペクトルを用いた手法について、胸壁への適用性を数値解析および模型実験により検討するものである。

数値解析による検討の結果、骨組解析から算出した固有振動数は、地震応答解析における固有振動数と数ヘルツ程度の誤差を生じ、大加速度の地震動の場合は、地盤の非線形特性によりその誤差がさらに拡大することを確認した。そこで、骨組解析から算出した固有振動数を次元自由地盤部解析から求めた地盤剛性の低下率を用いて修正した結果、地震時の胸壁の固有振動数の低下の傾向を概ね再現できることを確認した。骨組解析における地盤反力係数の算定方法の違いは、求められる固有振動数には大きく影響しないことも確認した。一方、加速度応答スペクトルを用いた胸壁の最大応答加速度の推定において、減衰は大きく、固有振動数与える影響は小さいことが明らかとなった。また、入力地震動が大きい場合は壁体の回転挙動が大きくなり、応答スペクトルによる最大加速度推定値との差は大きくなった。ただし、レベル2地震相当の大加速度をもつ地震動の結果を除外すると、骨組解析から算出した固有振動数と応答スペクトルによって比較的精度良く最大加速度を推定でき、模型実験による検討においても同様であった。以上の検討から、レベル1地震動に対する骨組解析と応答スペクトルを用いた照査用震度の算出手法の胸壁への適用性を確認し、照査用震度算定手順を整理することができた。

キーワード：胸壁，レベル1地震動，照査用震度，固有振動数，数値解析，模型実験

* 地震防災研究領域耐震研究グループ長

** 耐震構造研究グループ依頼研修員（東亜建設工業株式会社）

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 e-mail:kohama-e83ab@pari.go.jp

Numerical Analysis and Model Testing on a Method for Evaluation of Coastal Parapet Levees' Seismic Coefficients for Level-1 Earthquakes

Eiji KOHAMA*

Hirofumi FUKAWA**

Synopsis

This study aimed to develop the evaluation method of coastal parapet levees' seismic coefficients for level-1 earthquakes. In order to examine the applicability of frame analysis and acceleration response spectrum to the seismic coefficient evaluation, the numerical analysis and the model testing were conducted.

It was recognized that there is a difference between natural frequencies derived with the frame analysis and response analysis. The difference is increased with large acceleration seismic motions because of nonlinear stress-strain relation of ground. Decrease trend in natural frequency of parapet levees was represented since the natural frequency derived with the frame analysis was reduced with regard to stiffness reduction of ground with large seismic motions. It is realized that difference in equations of subgrade reaction coefficient in the frame analysis does scarcely affect calculation of natural frequency of parapet levees.

It is clarified that maximum acceleration of a parapet wall is estimated with response acceleration spectrum of high damping ratio at ground surface and barely influenced by natural frequency. The estimation of the maximum acceleration has more errors in case of large seismic ground motion as rotation of a parapet wall increases then. In cases excluding the seismic motions corresponding to level-2 earthquake, it is confirmed that maximum response acceleration of a parapet levee is estimated by natural frequency by the frame analysis and response spectrum with high accuracy. Examination with the numerical analysis and the model tests derived that the estimation method can be applied for seismic coefficient of coastal parapet levees for level-1 earthquake motions.

Key Words: Coastal parapet levees, model testing, numerical analysis, seismic coefficients, natural frequency

* Head, Earthquake and Structural Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Eng. Department

** Member, Earthquake and Structural Dynamics Group, Earthquake Disaster Prevention Eng. Department
(Toa Corporation)

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 e-mail: kohama-e83ab@pari.go.jp

目 次

要 旨	49
1. はじめに	53
2. 検討方法	53
2.1 検討対象	53
2.2 検討項目および検討手法	54
3. 数値解析による検討	54
3.1 検討フロー	54
3.2 検討条件	55
3.3 検討結果	58
4. 模型実験による検討	70
4.1 検討フロー	70
4.2 検討条件	71
4.3 検討結果	75
5. まとめ	79
5.1 数値解析による検討	79
5.2 模型実験による検討	79
5.3 胸壁の照査用震度算定方法	80
6. おわりに	80
参考文献	80
付録	82
付録-A 数値解析結果	82
付録-B 模型実験結果	106

1. はじめに

胸壁は、防潮堤の一種であり、海岸線に漁港や港湾等の施設が存在し、利用の面から海岸線付近に堤防、護岸等を設置することが困難な場合において、海岸背後にある人命・財産を高波、波浪および津波から防護することを目的として設置される海岸保全施設で¹⁾、コンクリート壁体を有するものである。胸壁には、表-1.1に示すように種々の構造形式が存在し、中でも鋼管杭を用いた杭基礎が一般的な形式の一つとして広く採用されている²⁾。

現在のレベル1地震動に対する港湾構造物の耐震設計では、構造物の動的応答を考慮して算出された照査用震度を用いる震度法が主流であるが、現行の港湾の基準³⁾では胸壁の照査用震度の算出手法について明確な記載がなく、港湾毎に決められるレベル1地震動を胸壁の耐震設計において用いることができない現状にある、そのため、技術基準の改定方針で胸壁の耐震設計の見直しが検討項目として要求された。胸壁の地震応答特性はこれまであまり検討されていない。本研究においては、種々の形式の胸壁を考慮し、数値解析や模型振動実験を用いて、その地震時応答特性を把握してレベル1地震動に対する胸壁の照査用震度算出手法について検討する。

一般的に、胸壁は海岸線から陸上側に離れたところに置かれる構造物であることから、本研究では平坦な地盤上に設置される胸壁について検討する。よって、岸壁における壁体への土圧のような常に作用する偏荷重は無く、地震時において一方向に変位が蓄積する構造ではないことから、重力式や矢板式の岸壁のような残留変位を考慮するような照査用震度算定法の検討は行わない。海岸線

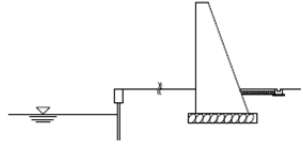
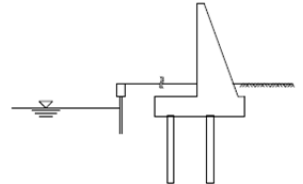
付近や傾斜した地盤上に胸壁を配置する場合については本研究の対象外とし、その耐震性能照査法については、別途壁体下の基礎地盤の安定性に関する検討が必要である。

2. 胸壁の照査用震度算出法の検討方法

2.1 検討対象

本研究では、一般的な断面を有する構造物を念頭に、構造形式、大きさの異なる3つの構造物を検討対象として選定した。対象とする胸壁の断面図を図-2.1に示す。構造諸元として、逆T型杭基礎式の中から、大きさの異なる2つの構造物（TYPE-1：岩手県津軽石海岸漁港⁴⁾、TYPE-2：岩手県大船渡港跡浜地区海岸防潮堤⁵⁾）、重力式直接基礎の中から、1つの構造物（TYPE-3）を参考とした。

表-1.1 胸壁の形式分類²⁾から引用したものに加筆

胸壁		
単塊型	重力式、 杭式・鋼矢板式	
I型・ 逆I型	重力式、 杭式・鋼矢板式	

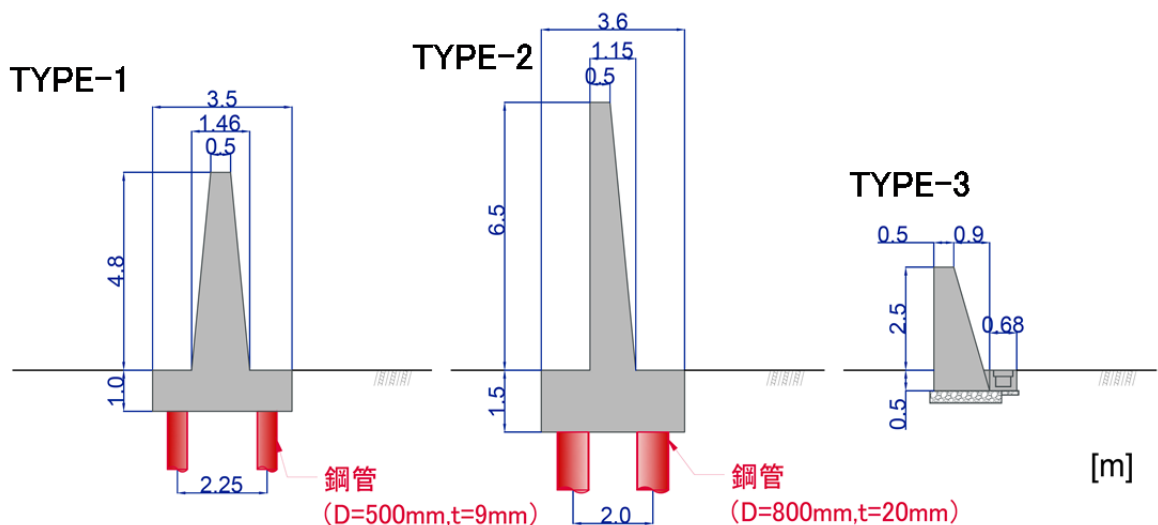


図-2.1 対象とする構造物の断面図

TYPE-1 の津軽石海岸漁港の胸壁は、東日本大震災の復旧事業として壁高の約 1.9m のかさ上げが実施されている (2016 年 7 月現在)⁹⁾が、本検討ではかさ上げ前の既設の断面を対象とした。TYPE-2 の大船渡港跡浜地区海岸防潮堤は、東日本大震災の復興事業として新設される防潮堤であり、現在は未完成の構造物である (2016 年 7 月現在)⁷⁾。TYPE-3 の重力式胸壁は、一般的な構造として、海岸保全施設の基準⁸⁾に掲示されているものである。

2.2 検討項目および検討手法

胸壁は壁体を有する構造であり、その耐震性能照査においては、直接基礎形式では壁体の滑動、転倒、支持力に関する照査が行われ、杭基礎形式では杭部材に生じる応力に関する照査が行われる。本研究で対象としている胸壁は海岸線から陸上側に離れた箇所に設置されるものであり、土圧を支える岸壁や護岸構造のように地震時において一方向（海向き）に変形量が蓄積するようなものではない。よって、上述のような耐震性能照査項目において最も厳しい条件となるのは地震動作用中において壁体の振動応答が最も大きくなった場合である。胸壁の地震時挙動の把握については詳細な検討が必要であるものの、構造物応答を表現する簡単な方法として水平方向一自由度の質点振動系があり、胸壁においても壁体質量を一質点としてとらえることが考えられる。港湾構造物においては、一質点振動系として考慮して照査用震度を算定するものとして栈橋構造がある^{9), 10)}。

水平一自由度質点系モデルのパラメータは固有振動数と減衰である。本研究においては、固有振動数について骨組解析による胸壁全体のばね定数と壁体質量から算出する方法について検討する。また、地盤からの地震動入力に対する一自由度系の応答を表現する加速度応答スペクトルを考慮して胸壁の照査用震度を算出する方法について、数値解析および模型実験により検討する。数値解析では実物スケールを対象とした骨組解析および地震応答解析を行う。模型実験では縮尺模型を用い、固有振動数を求める骨組解析に対応する水平載荷実験および振動台加振実験を実施する。

3. 数値解析による照査用震度算定法の検討

3.1 検討フロー

図-3.1 に数値解析による検討フローを示す。ここでは、骨組解析と地震応答解析（一次元および二次元解析）を実施する。

骨組解析では、地盤ばねおよび梁要素による栈橋構造

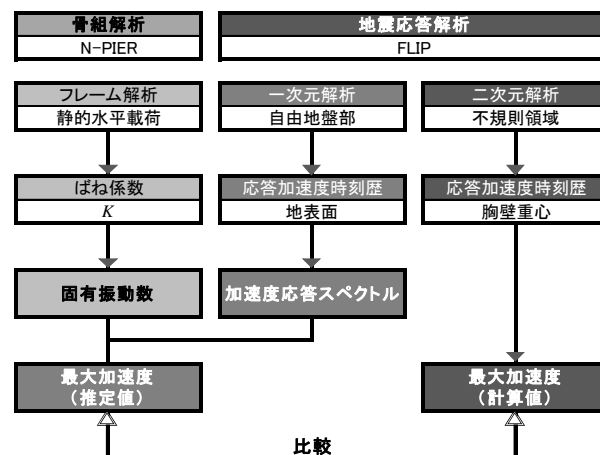


図-3.1 数値解析による検討フロー

の構造解析プログラム N-PIER¹¹⁾を用いて、胸壁をモデル化したフレーム解析を実施する。静的な水平荷重を壁体重心位置に載荷した際の水平荷重 - 変位曲線の初期勾配を構造物のばね係数 K として読み取り、ばね係数 K と壁体の重量 W を用いて、式 (1) により固有周期 T_s を算出する。算出した固有周期は式 (2) により固有振動数に換算する。

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gK}} \quad (1)$$

$$f = \frac{1}{T_s} \quad (2)$$

ここに、 T_s : 固有周期 (s)、 W : 壁体重量 (kN)、 g : 重力加速度 (m/s^2)、 K : ばね係数 (kN/m)、 f : 固有振動数 (Hz)

胸壁の最大加速度推定に用いる加速度応答スペクトルは、有限要素解析プログラム FLIP を用いた地盤の一次元地震応答解析により、地表面節点の応答加速度時刻歴から算出する。加速度応答スペクトルの算出地点については、港湾基準の栈橋の設計において、一次元地震応答解析の仮想地表面下 $1/\beta$ における応答加速度時刻歴を用いる方法が記載されている。しかし、本研究では、地震時の地盤剛性低下に伴う地盤反力係数の低下によって地震時の杭の特性値 β は実質的に変化することや、胸壁は地表面位置に上部工が存在するために、基盤から地表面までの地盤全体の振動特性を加速度応答スペクトルに反映させるという観点から、地表面の時刻歴から算出した加速度応答スペクトルを用いることとした。

以上の方法により算出した固有振動数と加速度応答スペクトルを用いて、地震時の胸壁の最大加速度の推定値を算出する。算出した最大加速度の推定値は、二次元地

震応答解析での胸壁重心の最大加速度と比較することで、その妥当性を検討する。

なお、骨組解析から算出した固有振動数は、その妥当性検討のため、二次元解析モデルでの固有振動数との比較を行う。二次元モデルでは、地震応答解析時の胸壁重心と、側方境界に接続される自由地盤部一次元モデルの地表における、それぞれの加速度フーリエスペクトル比（胸壁重心／自由地盤部地表）の極大値の振動数を読み取り、固有振動数と判断した。これは、構造物－地盤系の影響を考慮しない地盤だけの挙動と、胸壁（構造物－地盤系）挙動の比較から求めたものであり、そのスペクトル比の卓越振動数は構造物－地盤系の固有振動数を評価することを意図するものである。

3.2 検討条件

(1) 骨組解析

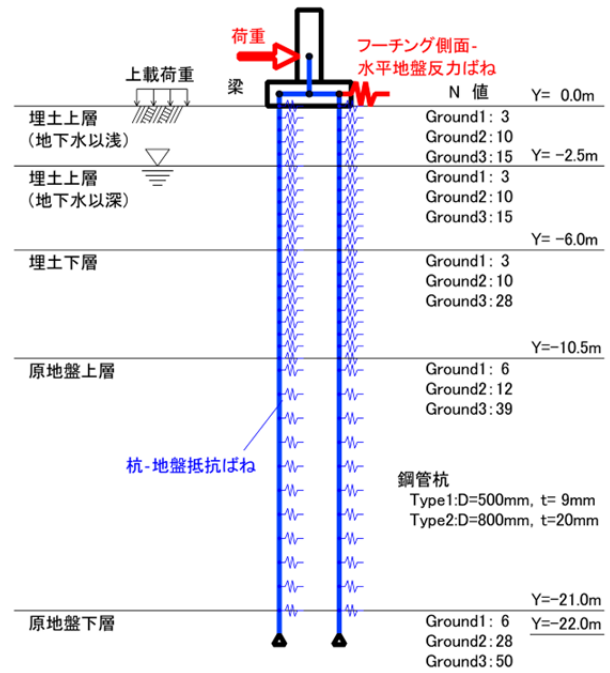
構造解析プログラム N-PIER を用いた骨組解析において、図-3.2のようなモデルおよび条件を設定した。モデルは胸壁の基礎形式（杭基礎、直接基礎）による二通りとした。(a)には地盤条件を含めた全体のモデル（杭基礎）を、(b)には壁体に作用する地盤反力を含めた壁体周辺のモデル（杭基礎および直接基礎）を示している。

図-3.2 (a) に示される杭基礎式モデルは、栈橋の固有振動数算出に用いられるフレームモデルを参考とした。上部工モデルは、フーチングに相当する横梁要素に、地上部の壁体を想定した縦梁要素を追加することで、水平荷重の作用高さの影響を考慮するものとした。上部工モデル内の4節点のうち、3節点を横梁要素の杭接合点（Node1 および Node3）と梁中心（Node2）に配置し、縦梁要素には胸壁の重心位置に水平荷重を作用させる節点（Node4）を配置した。これらの梁要素は杭要素と比較して非常に大きい剛性とし、上部工そのものの変形は考慮しない。

杭要素には地盤の水平抵抗を受ける地盤ばねを設定し、地中杭の受ける水平地盤抵抗をN値から直接評価する港湾基準¹²⁾の式により地盤反力を与えた。地震時における照査においてはこの式で求まる値の2倍の地盤反力係数が用いられることから、ここでは、それを係数 a として乗じた式(3)とし、 $a=2.0$ とした。

$$k_H = 1500aN \quad (3)$$

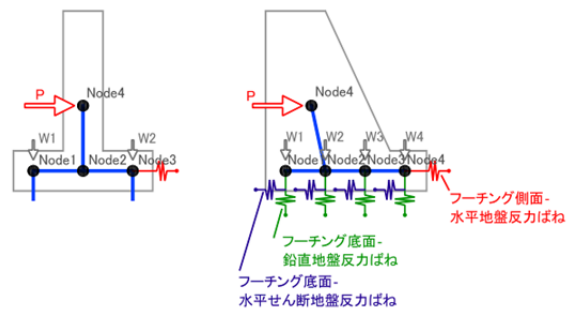
ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数（ kN/m^3 ）、 a ：地盤反力の推定に用いる係数（ $=2.0$ ，地震時）、 N ：N値
 なお、港湾基準の栈橋に関する記述では、横抵抗地盤反力係数について、杭の横抵抗試験結果から逆算した値



(a) 全体（杭基礎式）

杭基礎

直接基礎



(b) 上部工周辺

図-3.2 骨組解析モデル

の下限值と中央値¹²⁾の間を使用することとし、特にチャン（Y.L.Chang）の方法を用いる場合には式(3)によってもよい、と記載されている¹³⁾。本研究では基本的な設計方針として栈橋と同様の係数 $k_H=1500aN$ を採用する。また、港湾基準に式は明記されていないが、横抵抗試験結果から逆算した値の中央値である $k_H=2000aN$ についても検討することとする。

また、杭要素に接続する地盤ばねについて、以下の道路橋示方書¹⁴⁾に示されている以下の式によるケースについても検討した。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (4)$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 k_{H0} ：直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) で、各種土質試験又は調査により求めた変形係数から推定する場合は式 (5) により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad (5)$$

さらに、 E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^2) で、式 (6) により推定する。

$$E_0 = 2800N \quad (6)$$

式 (4) において、 B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m) で、式 (7) により求める。

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \quad (7)$$

ここに、 D ：杭の直径 (m)、 β ：杭の特性値 (m^{-1})

また、荷重に対する水平変位の安全側の考え方により、フーチング側面に作用する地盤の水平反力は期待せず、胸壁に作用する全ての水平作用を地中杭の水平抵抗で負担させる設計が一般的である。本研究でも同様の考え方を採用するが、固有振動数の算出の際に重要となる載荷初期の構造物のばね係数をより詳細に確認するために、地盤ばねを作用させたケースについても検討している。その場合は、地中部の横梁要素内の節点 (Node3) に水平の地盤抵抗ばねを設定し、上述の式 (4) により地盤反力を作用させた。基礎の換算載荷幅 B_H は、ここでは、式 (8) により求められる¹⁴⁾。

$$B_H = \sqrt{A_H} \quad (8)$$

ここで、 A_H ：荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m^2) であるが、胸壁は奥行き方向に連続する線状構造物であるため、この載荷面積を明確に定義することができない。そのため本検討では、図-3.3 に示すようにコンクリート壁に設置される目地間の上部工を 1 ユニットの構造物とし、その基礎の奥行き断面積を載荷面積 A_H とした。たとえば、TYPE-2 においては杭 5 列分を目地間隔としており⁷⁾、1 ユニットの奥行き $B_e=5B$ とし (B ：杭間隔)、フーチング側面の面積 $5BL$ を載荷面積 A_H とした。

一方、直接基礎に関しては、図-3.2 (b) に示すように、重心節点と 4 つの地中部節点からなるモデルを設定した。壁体に作用する地盤の反力ばねは、道路橋示方書の直接基礎の設計に倣い、①フーチング側面に作用する水平地盤反力ばね、ならびに②フーチング底面に作用する鉛直地盤反力ばね、および③水平せん断地盤反力ばねを用い

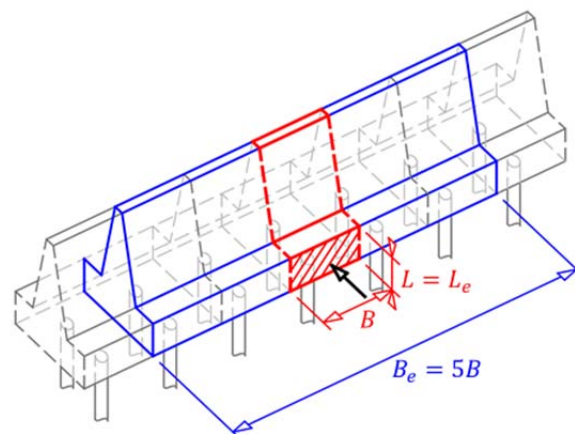


図-3.3 奥行き 1 ユニットの考え方

るモデルとした。①フーチング側面に作用する水平地盤反力ばねは、杭基礎式モデルと同様に式 (4) により地盤反力係数を算出する。この際の換算載荷幅 B_H は、奥行き幅を上部工目地間隔 5m と、フーチング側面の載荷面積 A_H と式 (8) により算出した。

これに対し、②フーチング底面に作用する鉛直地盤反力ばねは以下の式 (9)¹⁵⁾ により反力係数を算出する。

$$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V + 0.3}{2B_V} \right)^2 \quad (9)$$

ここに、 k_V ：鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 k_{V0} ：直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 B_V ：基礎の換算載荷幅 (m) で、式 (10) により求める。

$$B_V = \sqrt{A_V} \quad (10)$$

ここで、 A_V ：鉛直方向の載荷面積 (m^2)

また、③水平せん断地盤反力ばねは、道路橋示方書の式 (11) により地盤反力係数を算出し、上部工地中部に設定した 4 節点 (Node1~Node4) に地盤反力を配分させた。

$$k_s = \lambda k_V \quad (11)$$

ここに、 k_s ：水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)、 λ ：鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比で、通常 $\lambda=1/3\sim 1/4$ とするが、変位が大きく計算される $\lambda=1/4$ を採用した。

なお、杭基礎式モデルおよび直接基礎モデルともに、地盤および杭の構成や地盤物性等は、後述の地震応答解析と同等の条件としている。プログラムの構成上、地表面はフーチングの下端面としたが、フーチング下面深さに相当する上載荷重を作用させることで、地盤内の拘束

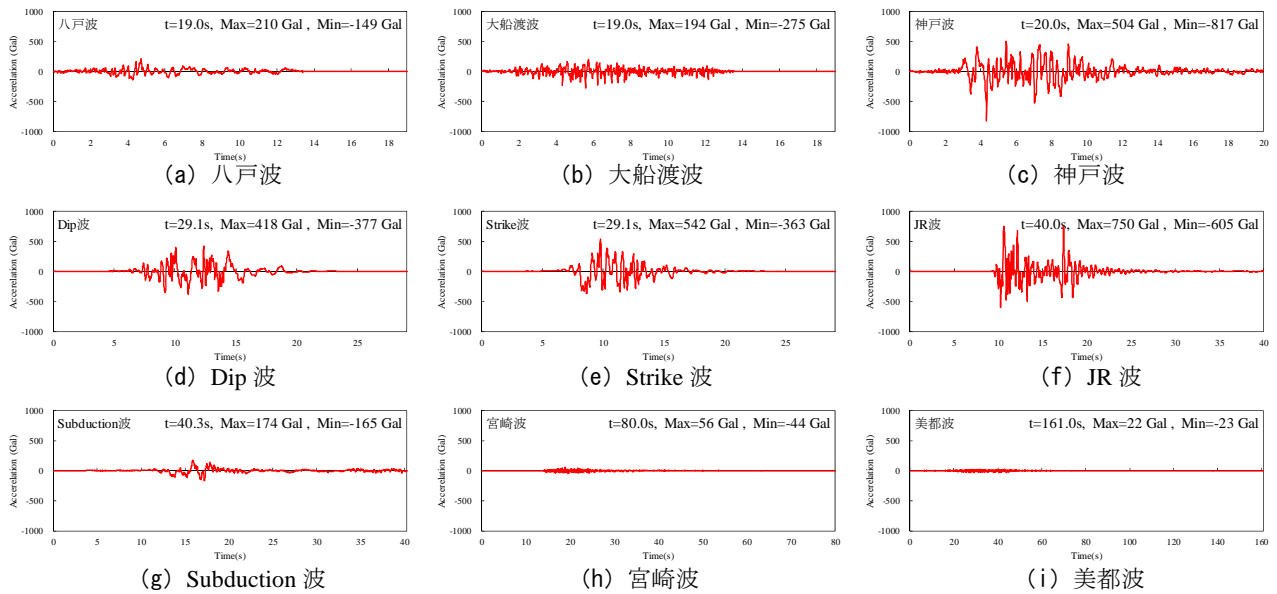


図-3.4 入力波時刻歴

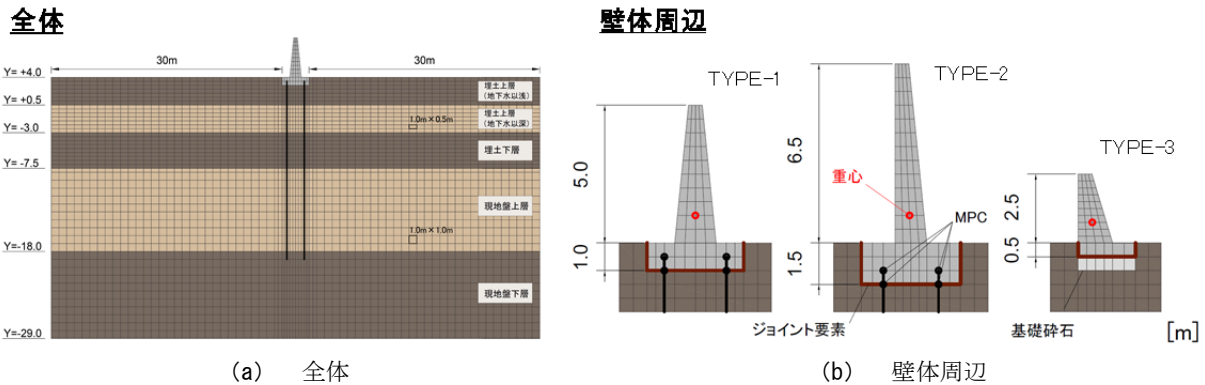


図-3.5 二次元解析モデル図 (FLIP)

圧を整合させている。固有振動数は、壁体重心節点に水平荷重を載荷した際の水平荷重 - 水平変位曲線の初期勾配 (ばね係数 K) を読み取ることで、式 (2) により固有振動数 f (Hz) を算出した。

(2) 地震応答解析

入力地震動には、長尾らの研究¹⁶⁾を参考に図-3.4に示す9種類の地震波を用いた。これらは全て工学基盤での2E波の波形である。図には地震波の継続時間および最大・最小加速度を併記している。これらの入力地震動のうち、過去の港湾構造物の耐震設計に用いられた代表的な波形として、内陸直下型地震では神戸波、海溝型地震では八戸波、大船渡波が抽出されている。また、その他の観測波形として、1996年日向地震において港湾地域強震観測網¹⁷⁾により観測された宮崎波、2001年芸予地震において基盤強震観測網 (KiK-net)¹⁸⁾により観測された美都波が用いられている。なお、宮崎波については、1.0Hzに強い成分を有する。この他、内陸直下型横ずれ断層・

逆断層、海溝型低角逆断層の3つのタイプを考慮して、香川・江尻¹⁹⁾が作成した模擬地震動 (それぞれ、Strike波, Dip波, Subduction波) が採用されている。さらに、確認のために、港湾とは異なる鉄道構造物の耐震設計で用いられる波形であるJRスペクトルⅡ適合波²⁰⁾が採用されている。なお、本検討はレベル1地震動を対象とするものであるが、確認のためレベル2地震動の入力波も検討範囲として採用した。

地震応答解析には二次元有限要素解析プログラムFLIPを用いた。解析モデルの断面を図-3.5に示す。(a)は全体断面図 (TYPE-1) を、(b)は壁体工周辺の詳細断面図を示している。表-3.1に地盤、杭およびジョイント要素の物性を示す。

地盤の物性値や構成は、長尾ら¹⁶⁾による栈橋の設計震度算出に関する検討モデルを参照している。ここでは、過去の港湾基準に示されていた地盤種別²¹⁾を考慮して地盤条件が設定されており、Gound-1 (第三種地盤相当)、

表-3.1 解析パラメータ

(a) 地盤要素

地盤	土層区分		湿潤密度	基準有効拘束圧	基準初期せん断剛性	基準初期体積剛性	粘着力	内部摩擦角	最大減衰	S波速度	N値	備考
			t/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	°	-	m/s		
Ground-1	埋土	上層(地下水以浅)	1.8	89.8	25,920	67,595	0	37	0.24	120	3	第III種地盤相当(固有周期1.20s程度)
		上層(地下水以深)	2.0									
		下層										
	原地盤	上層	2.0	239.8	45,000	117,353	0	38	0.24	150	6	
下層												
Ground-2	埋土	上層(地下水以浅)	1.8	89.8	58,320	152,089	0	38	0.24	180	10	
		上層(地下水以深)	2.0									
		下層										
	原地盤	上層	2.0	198.5	72,200	188,286	0	38	0.24	190	12	
下層		2.0	279.2	125,000	325,980	0	39	0.24	250	28		
Ground-3	埋土	上層(地下水以浅)	1.8	72.9	79,380	207,011	0	38	0.24	210	15	第I種地盤相当(固有周期0.6s程度)
		上層(地下水以深)	2.0									
		下層										
	原地盤	上層	2.0	198.5	156,800	408,910	0	39	0.24	280	39	
下層		2.0	279.2	405,000	1,056,176	0	44	0.24	450	50		

(b) 杭要素

形式	寸法		降伏応力	断面二次モーメント	断面積	全塑性モーメント	曲げ剛性		降伏軸方向応力	備考
	外径	板厚					第1勾配	第2勾配		
	m	m	N/mm ²	m ⁴	m ²	kNm	kNm ²	kNm ²	kN	
TYPE-1	0.5	0.009	315 (SKK490)	418×10 ⁻⁶	1388×10 ⁻⁵	684	8.36×10 ⁴	0	4372	1本分(奥行き2.25m)
TYPE-2	0.8	0.020	235 (SKK400)	3730×10 ⁻⁶	4091×10 ⁻⁵	2860	7.46×10 ⁵	0	11517	1本分(奥行き2.00m)

(c) ジョイント要素

位置	垂直方向初期剛性	せん断方向初期剛性	粘着力	摩擦角	備考
	kN/m ²	kN/m ²			
胸壁側面	1.0×10 ⁶	0	0	15	
胸壁下面	1.0×10 ⁶	1.0×10 ⁶	0	31	

Ground-2 (第II種地盤相当) および Ground-3 (第I種地盤相当) の3条件としている。液状化は発生させない条件としており、FLIPにおいて標準的に用いられている森田ら²²⁾による設定法に基づき解析に用いる地盤パラメータを設定した。杭と地盤の要素間には杭-地盤相互作用ばねを設定した。なお、杭は奥行き方向に断面方向と同じ杭間隔をとるものとし、数値解析上の奥行きは杭間隔に設定した。また、底面および側面のモデル境界は粘性境界条件としており、側方境界は自由地盤部モデルと結合している。レーレー減衰パラメータは、地盤の一次固有周期および自由地盤部の地表面変位を考慮して、 $\beta=0.002$ とした。

また、骨組解析の結果の妥当性について検証するため、FLIPの二次元解析モデルを用いて静的水平載荷解析を実施した。ここでは、胸壁の重心節点に水平集中荷重を

段階荷重させ、その際の水平変位を読み取った。

3.3 検討結果

(1) 骨組解析

図-3.6に骨組解析から得られた水平荷重-水平変位の関係を示す。縦軸は、左軸に重心位置の節点に作用する水平荷重を示し、それを上部工重量で除して水平震度としたものを右軸に示す。上部工重量は骨組解析上の奥行き分の値とし、杭基礎胸壁は杭間隔 (TYPE-1: 2.25m, TYPE-2: 2.00m) の値を、直接基礎 (TYPE-3) は単位奥行き分 (1.00m) の値を設定している。横軸は水平荷重を受けた重心節点の水平変位である。TYPE-1とTYPE-2の杭基礎胸壁の骨組解析での地盤反力係数については、表-3.2に示すようなケースについて検討し、そのうち、港湾基準 ($k_H=1500aN$) の2通りの結果のみ図に示している。

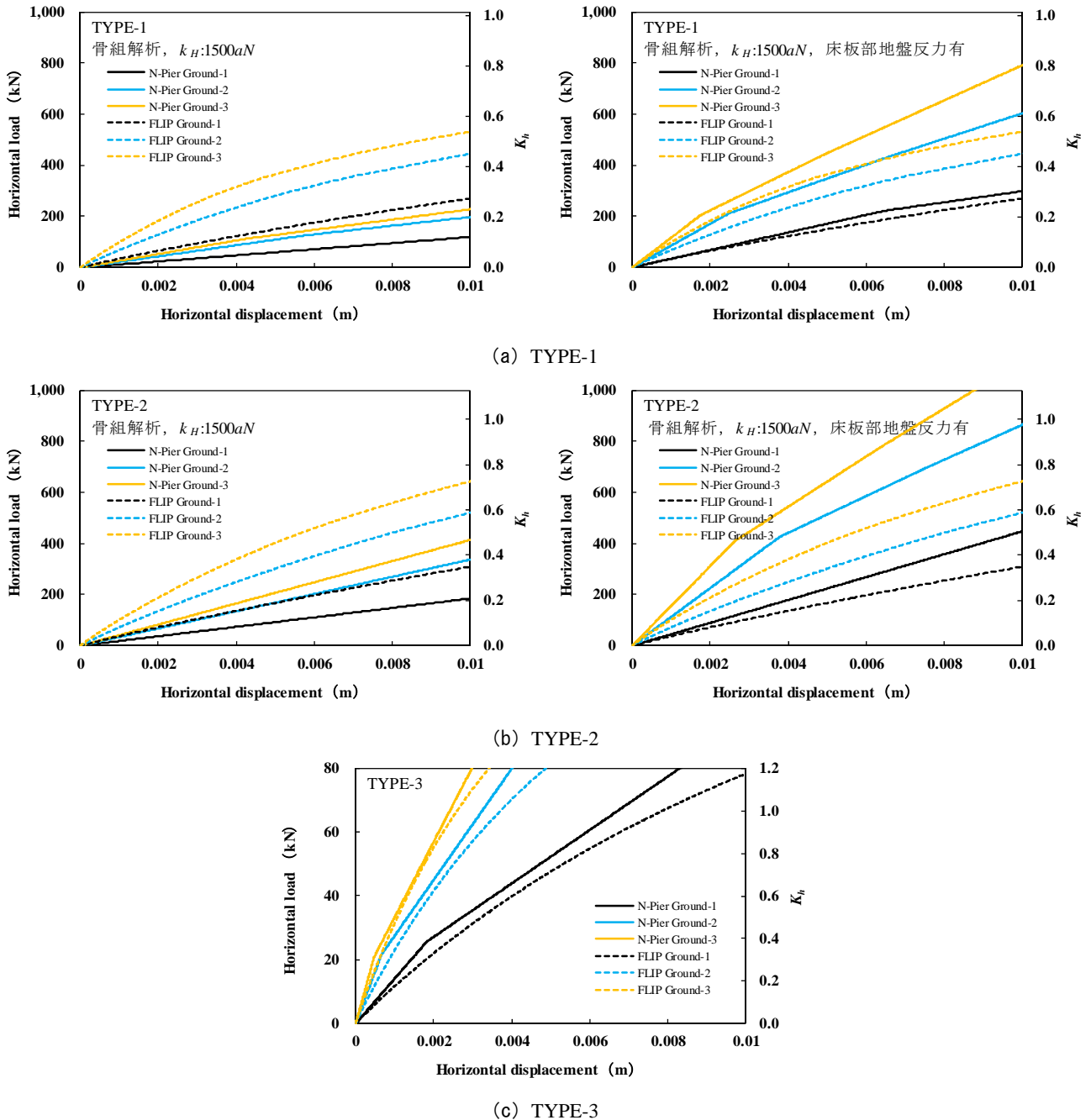


図-3.6 骨組解析における荷重変位関係

縦軸：水平荷重 (左) 水平震度 (右)，横軸：水平変位

また、それぞれの図には、FLIPを用いた二次元解析モデルにおいて静的な水平荷重を胸壁重心に載荷した際の荷重 - 変位関係も併記している。

骨組解析と二次元解析の結果を比較すると、二次元解析において得られた荷重 - 変位関係は緩やかに勾配が減少するのに対し、骨組解析の結果は直線的であり、フーチング側面の地盤反力ばねを考慮する条件では、地盤ばねの降伏点を境に勾配が変化する。

図-3.6 (a), (b) の杭基礎式胸壁 (TYPE-1, TYPE-2)

では、フーチング側面の地盤反力ばねを考慮する場合 (右図) は、考慮しない場合 (左図) よりも初期勾配が大きく、二次元解析における曲線の初期勾配とも値に近い。これらの図では地盤反力係数に港湾基準 ($k_H=1500a_N$) の式を用いた結果のみを示しているが、表-3.2に示す他の計算方法 (港湾基準 ($k_H=2000a_N$), 道路橋示方書) でも同様の曲線が得られた (付録 図-A.1参照)。また、図-3.6 (c) の直接基礎のTYPE-3では、骨組解析によって概ね二次元解析と同様の曲線が得られた。

表-3.2 骨組み解析での検討ケース

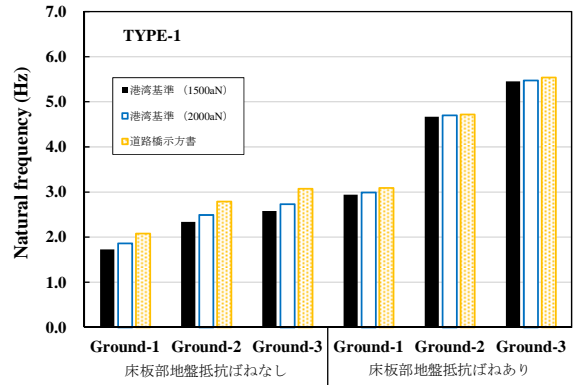
検討ケース	杭-地盤反力ばね	フーチング側面-地盤反力ばね
1	港湾基準 (1500aN)	無し
2	港湾基準 (1500aN)	有り
3	港湾基準 (2000aN)	無し
4	港湾基準 (2000aN)	有り
5	道路橋示方書	無し
6	道路橋示方書	有り

(2) 骨組解析による固有振動数の検討

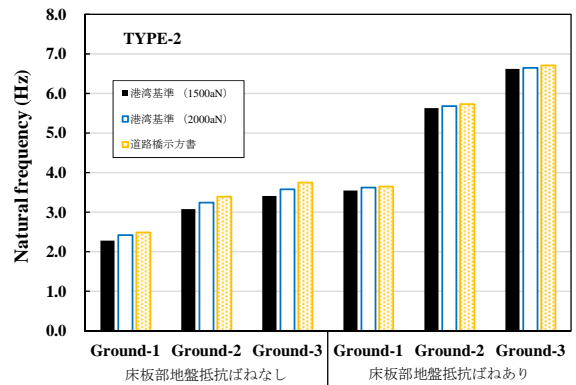
図-3.7には、骨組解析による荷重変位関係の初期勾配(ばね係数)と式(1),(2)により算出した固有振動数(以下、固有振動数[骨組解析])を示す。ここでは、杭基礎式のTYPE-1とTYPE-2を対象に、表-3.2に示す骨組解析の6通りの解析条件の結果を示している。

杭基礎式胸壁の固有振動数[骨組解析]を比較すると、全体的にTYPE-1よりもTYPE-2の方が高い固有振動数が算出されており、杭の剛性の大きさを反映した結果が得られた。また、骨組解析の解析条件の違いにより、固有振動数は地盤反力係数を港湾基準($k_H=1500aN$)としたものが最も低く、 $k_H=2000aN$ 、道路橋示方書の順に高くなった。ただし、算出される固有振動数の差は最大0.4Hz程度であり、地盤反力係数の計算方法の違いは固有振動数に大きく影響しない。また、地盤のせん断剛性が高いほど(Ground-1<Ground-2<Ground-3)構造物全体の水平抵抗は増加して固有振動数は高く算出され、フーチング側面の地盤反力を考慮することでさらに高い固有振動数となった。

図-3.8には、骨組解析と地震応答解析から算出した固有振動数の比較を示し、横軸は地震応答解析での入力加速度最大値とした。骨組解析では静的な荷重に対する変位量を評価し、地震動は考慮しないため、図中では横軸の入力最大加速度に関係しない水平線で表している。なお、前述のように、図-3.7より地盤反力係数の違いによる固有振動数の差は小さいため、ここでは、杭の地盤反力係数に港湾基準($k_H=1500aN$)を用いた骨組解析結果のみを示す。また、比較のため、図-3.9に示されるような二次元地震応答解析での胸壁重心と側方自由地盤部地表面での加速度のフーリエスペクトル比の卓越振動数を読み取り固有振動数としたもの(以下、固有振動数[地震応答解析])も図中のプロットで示している。どのケース



(a) TYPE-1



(b) TYPE-2

図-3.7 骨組解析から算出した固有振動数の比較
縦軸：固有振動数，横軸：入力加速度最大値

においても、固有振動数[地震応答解析]は入力最大加速度の増大とともに低下しており、地盤の非線形性によって入力地震動が大きい場合に地盤剛性が低下したことが要因として考えられる。

図-3.8(a)に示されるTYPE-1では、入力加速度が100Gal程度以下の比較的小さい条件において、フーチング側面の地盤反力ばねを考慮しない条件(左図)よりも考慮する条件(右図)の方が、固有振動数[骨組解析]と固有振動数[地震応答解析]の固有振動数は比較的近い値となった。ただし、入力最大加速度が100Gal程度以下で地盤ばねを考慮する場合においても、固有振動数[骨組解析]は固有振動数[地震応答解析]に対して1~2Hz程度低い値を算出している。図-3.8(b)のTYPE-2でも、小さい加速度では、固有振動数[骨組解析]は、フーチング側面ばねを考慮した方が、考慮しないよりも固有振動数[地震応答解析]との差が小さい結果となった。特にフーチング側面ばねを考慮した場合でのTYPE-2の固有振動数[骨組解析]は、どの地盤条件でも固有振動数[地震応答解析]との差が小さく、地盤の非線形の影響が小さ

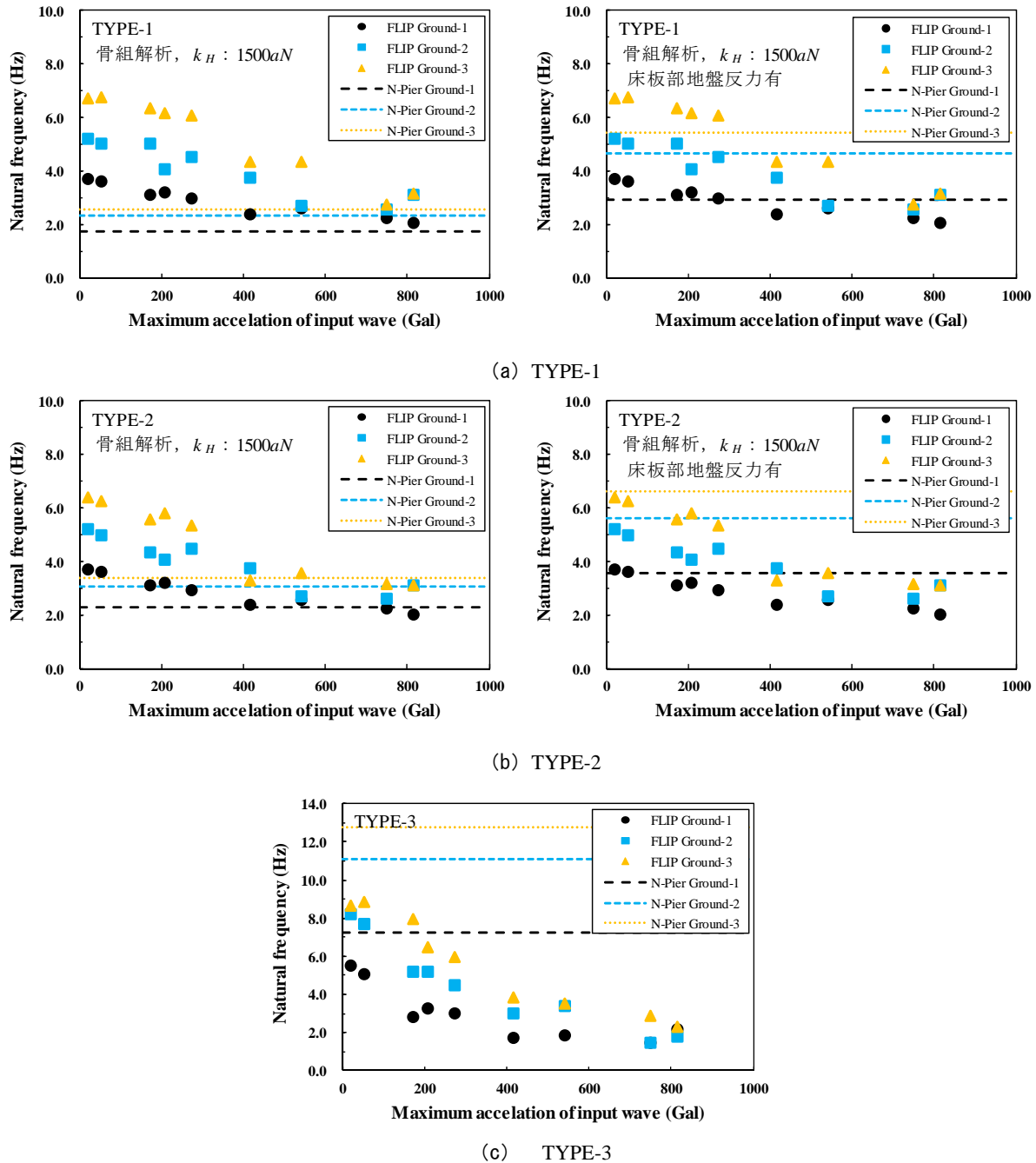


図-3.8 骨組解析および地震応答解析から算出した固有振動数の比較

縦軸：固有振動数，横軸：入力加速度最大値

い場合の胸壁の固有振動特性を適切に算出している。ただし、地盤の非線形の影響が無視できない程度に地震動が大きくなると固有振動数[地震応答解析]は地震動強さによって低下するため、固有振動数[骨組解析]との差は広がる。

図-3.8(c)の直接基礎(TYPE-3)では、杭基礎式とは傾向が異なり、入力加速度が100Gal程度以下の比較的小さい条件でも、固有振動数[骨組解析]は固有振動数[地

震応答解析]に対して数Hz高い値を算出した。

(3) 地盤非線形性の固有振動数への影響の検討

二次元地震応答解析での胸壁の固有振動特性は地震動強さに大きく左右され、入力地震動が大きくなれば地盤の剛性が低下して固有振動数[地震応答解析]は低下する。一方、固有振動数[骨組解析]は、水平荷重-変位曲線の初期勾配(ばね係数)から算出するものであり、地震動強さにとまなう地盤の非線形特性の影響は考慮さ

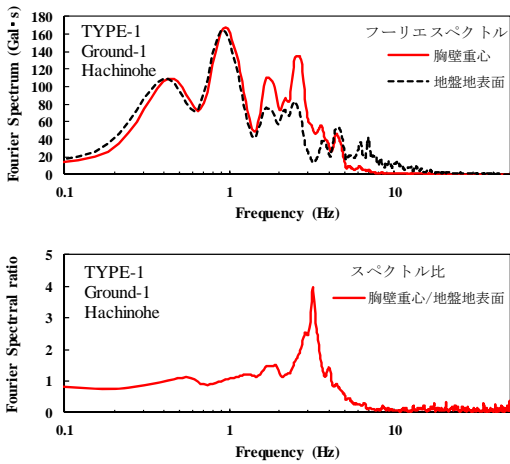


図-3.9 フーリエスペクトル（上）およびフーリエスペクトル比（下）（TYPE-1, Ground-1, 八戸波）

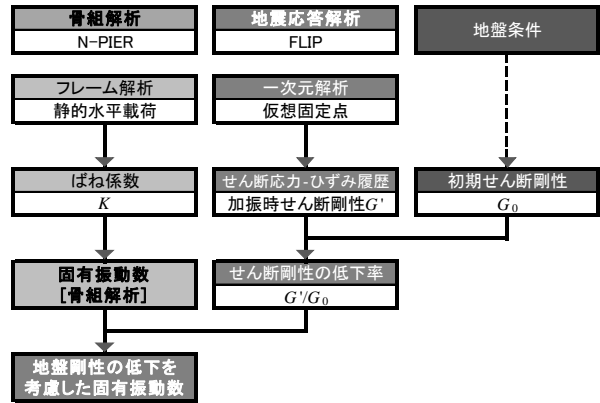
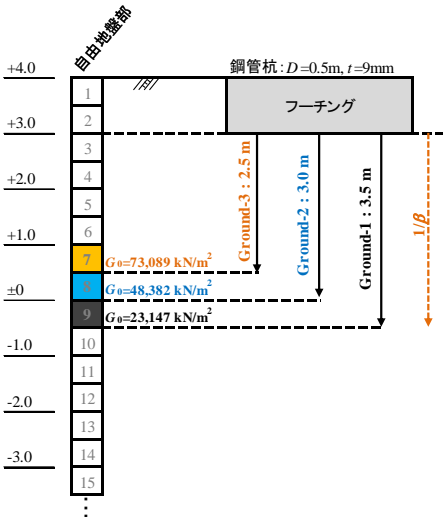
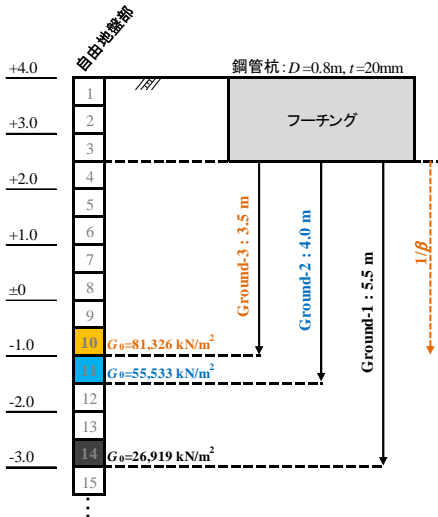


図-3.10 地盤剛性の低下を考慮した固有振動数の算出フロー

TYPE-1



TYPE-2



※ N値: 3(Ground-1)
10 (Ground-2)
15 (Ground-3)

杭の特性値 β は以下により求める.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{CH} D}{4 EI}}$$

ここで,
 K_{CH} : 横方向地盤反力係数 (kN)
 D : 杭の直径 (m)
 EI : 杭の曲げ剛性 (kN/m²)

図-3.11 自由地盤部における仮想固定点および初期せん断剛性

れていない. ここでは, 骨組解析から算出した固有振動数に対して地盤剛性の低下の影響を適用することを試み (以下, 修正固有振動数 [骨組解析]), 地盤の非線形性が固有振動数に与える影響を検討する.

図-3.10に, 地盤非線形性の影響を考慮するフローを示す. ここではまず, 一次元地震応答解析において, 杭の仮想固定点 (フーチング下端から $1/\beta$) に一致する深さでの要素のせん断ひずみ-せん断応力履歴曲線の割線剛性 G' を求める. 初期せん断剛性 G_0 と合わせ, 式 (12) から, 変形の増大ともなう地盤の剛性低下を考慮した胸壁構造全体のばね係数 K' を求める.

$$K' = K \left(\frac{G'}{G_0} \right) \quad (12)$$

ここに, G' : 仮想固定点におけるせん断応力-せん断ひずみ履歴曲線の割線剛性 (kN/m²), G_0 : 仮想固定点における初期せん断剛性 (kN/m²), K : 骨組解析から求めた胸壁構造全体のばね係数, K' : 地盤の剛性低下を考慮した胸壁構造全体のばね係数

仮想固定点 (有効拘束圧 σ) における初期せん断剛性 G_0 は, 有限要素解析プログラム FLIP で用いられているものと同様に, 式 (13) により算出した.

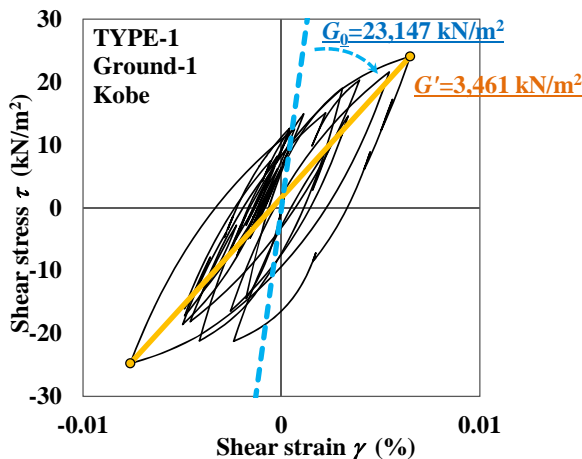


図-3.12 せん断ひずみ - 応力履歴曲線
縦軸：せん断応力，横軸：せん断ひずみ

$$G_0 = G_{ma} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_m} \right)^{m_g} \quad (13)$$

ここに、 G_{ma} ：地盤の基準初期せん断剛性 (kN/m)， σ'_m ：基準有効拘束圧 (kN/m²)， σ' ：有効拘束圧 (kN/m²)， m_g ：拘束圧依存性係数 (=0.5)

ここで、基準せん断剛性 G_{ma} 、基準有効拘束圧 σ'_m は、表-3.1 に示される地震応答解析での値をそのまま用いた。

式(12)より求められたばね係数 K' を用い、式(1)、(2)における K に代入することで、個々の地震動に対応した地盤の非線形性を考慮した修正固有振動数〔骨組解析〕を算出した。

図-3.11に、杭基礎式胸壁であるTYPE-1とTYPE-2でのフーチング下端から $1/\beta$ の深さの仮想固定点と、一次元地震応答解析での対応する要素を示す。この要素について、一次元地震応答解析でのせん断ひずみ - 応力履歴曲線を検討した。例として、図-3.12にTYPE-1, Ground-1の神戸波でのケースを示している。図には初期せん断剛性 G_0 も併記している。地震時の履歴ループの傾きはせん断変形の増加とともに減少し、地盤剛性は約15%まで大きく低下した。また、直接基礎形式であるTYPE-3については、杭基礎のような仮想固定点の概念がないため、地表部の要素での地盤剛性低下を検討した。

図-3.13には算出したせん断剛性の低下率を示す。杭基礎式のTYPE-1及びTYPE-2では、加速度が小さい入力地震動では0.75程度、大きい入力地震動では0.1程度まで地震時のせん断剛性は低下した。直接基礎 (TYPE-3) でも、概ね同程度の地盤のせん断剛性の低下となった。ただし、

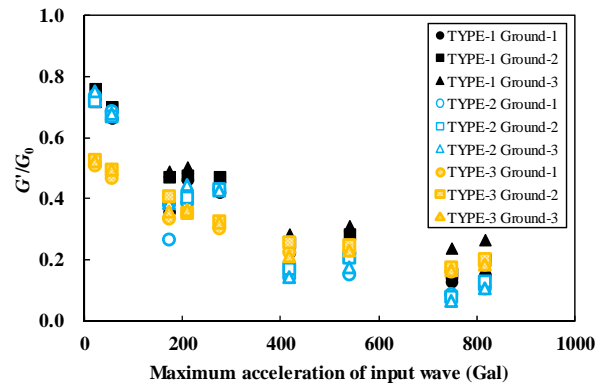


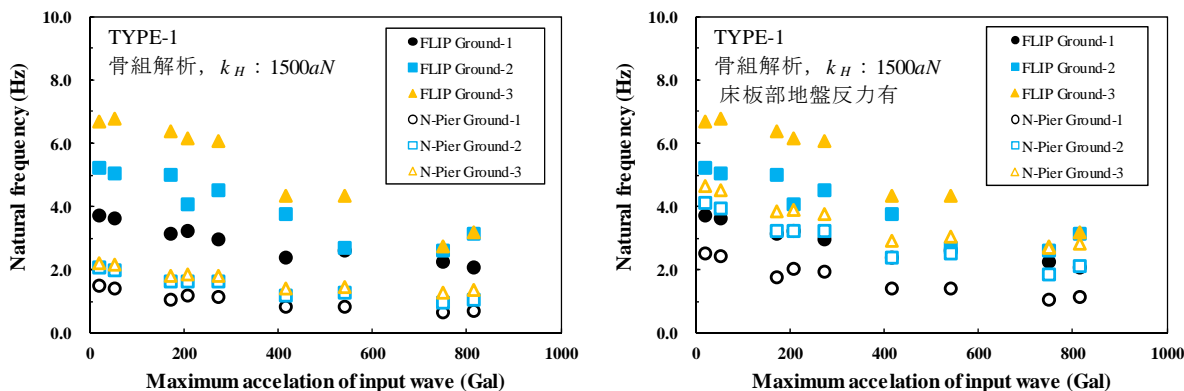
図-3.13 地震時のせん断剛性低下率
縦軸：せん断剛性低下率，横軸：入力波最大加速度

加速度が小さい地震動では0.5程度と、杭基礎式よりも大きい剛性低下率となった。

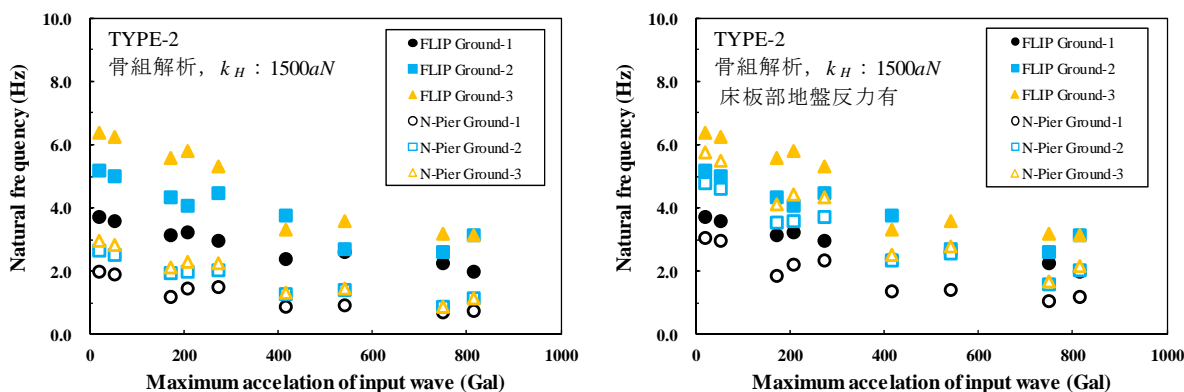
せん断剛性の低下率と式(13)により地震時のばね係数 K' を算出し、式(1)、(2)における K に代入して求めた修正固有振動数〔骨組解析〕と、入力加速度最大値との関係を図-3.14に示す。図中では、固有振動数〔地震応答解析〕もあわせて示している。図-3.8の固有振動数〔骨組解析〕とは異なり、骨組解析の結果に地盤のひずみ増大にともなう剛性低下を考慮したことで、入力加速度の増大とともに修正固有振動数〔骨組解析〕は低下している。図-3.14(a)のTYPE-1の修正固有振動数〔骨組解析〕は固有振動数〔地震応答解析〕と比較して、全体的に数Hz程度小さいが、図-3.14(b)のTYPE-2では修正固有振動数〔骨組解析〕と固有振動数〔地震応答解析〕はTYPE-1よりも全体的により近い値となった。フーチング側面の地盤反力ばねを考慮しない場合(左図)は修正固有振動数〔骨組解析〕は全体的に低く、固有振動数〔地震応答解析〕と依然数Hz程度の差があるが、地盤ばねを考慮する場合(右図)は1Hz程度まで差が小さくなった。図-3.14(c)のTYPE-3の直接基礎では、大加速度の地震動の場合にそれらの差が少し大きいですが、両者は比較的近い値となった。どのケースにおいても、入力加速度の増大による修正固有振動数〔骨組解析〕の減少傾向が固有振動数〔地震応答解析〕と同様となったことから、その固有振動数の低下は地盤の剛性低下が要因であることを確認できた。

(4) 加速度応答スペクトル

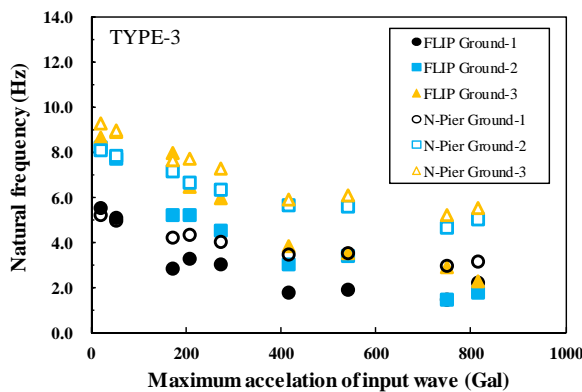
図-3.15には有限要素解析FLIPを用いた一次元地震応答解析から得られた地表面節点の加速度応答スペクトルを示す。(a)はTYPE-1、(b)はTYPE-2、(c)はTYPE-3



(a) TYPE-1



(b) TYPE-2



(c) TYPE-3

図-3.14 修正固有振動数[骨組解析]と固有振動数[地震応答解析]の比較
縦軸：固有振動数，横軸：入力加速度最大値

の結果を示している。いずれの図も Ground-2 の結果を示しており、中加速度の八戸波 (210Gal) と、大加速度の JR 波 (750Gal) の結果を示している。加速度応答スペクトルは、0.1 から 0.5 の減衰定数 h により計算した。また、図にはこれまでに算出した固有振動数を縦線で示しており、固有振動数[地震応答解析]、固有振動数[骨組解析]、修正固有振動数 [骨組解析] をそれぞれ示している。杭

基礎形式の TYPE-1 と TYPE-2 については、フーチング側面の地盤ばね有・無の両方の固有振動数を示している。また、二次元地震応答解析での胸壁重心の最大水平加速度を横線で示している。

図-3.15 (a) の TYPE-1 の八戸波のケースでは、1Hz 以上の周波数帯で二次元地震応答解析における胸壁の最大加速度 215Gal は減衰定数 0.4 もしくは 0.5 のスペクト

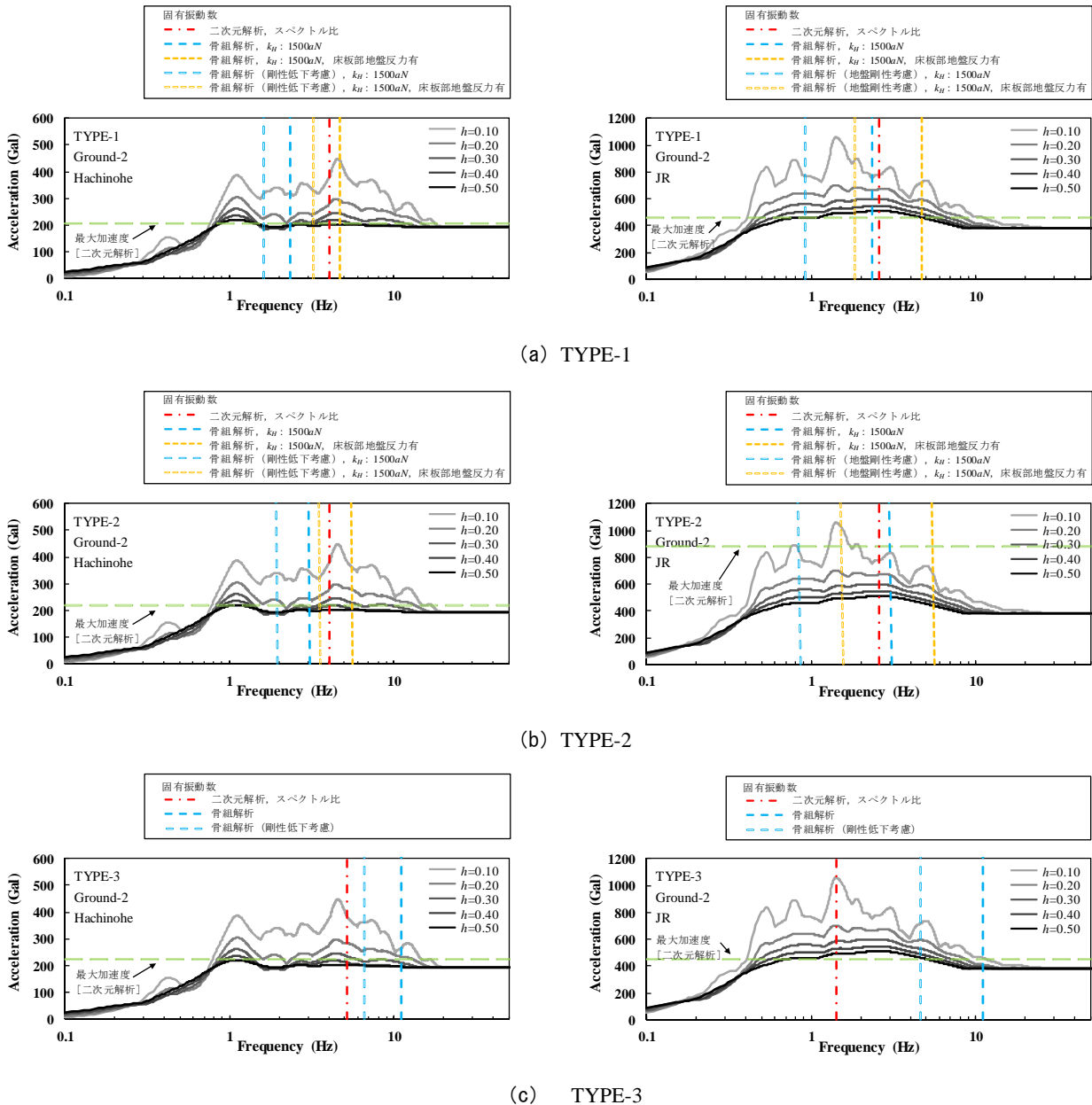


図-3.15 加速度応答スペクトル

ル曲線と近い結果となった。固有振動数[地震応答解析]の4.02Hzに対して、固有振動数[骨組解析]と修正固有振動数[骨組解析]には0.1~2.7Hz程度の差があるが、減衰定数 $h=0.4$ もしくは 0.5 のスペクトル曲線はほぼ平坦な形状であることから、固有振動数の違いによる最大加速度の差はあまり大きくない。JR波のケースも同様で、固有振動数[地震応答解析]の2.23Hzに対して、固有振動数[骨組解析]と修正固有振動数[骨組解析]には0.3~2.7Hz程度の差があるが、地震応答解析での最大加速度は比較的平坦な減衰定数 $h=0.5$ のスペクトル曲線に近く、固有振動数の違いによる最大加速度の差はあまりな

い。

図-3.15 (b)のTYPE-2の八戸波のケースでは、二次元解析での胸壁重心の最大加速度が248Galであり、TYPE-1と同程度となったが、加速度の大きいJR波では重心最大加速度は819Galと大きく、各減衰値の応答スペクトルと比較してもかなり大きな値となった。

図-3.15 (c)のTYPE-3の直接基礎形式の胸壁でも、TYPE-1と同様に、八戸波とJR波のどちらのケースにおいても、二次元地震応答解析での胸壁重心の最大加速度は減衰定数が大きな応答スペクトルの1Hz程度以上の部分に近い。0.4や0.5の大きい減衰では応答スペクトルは

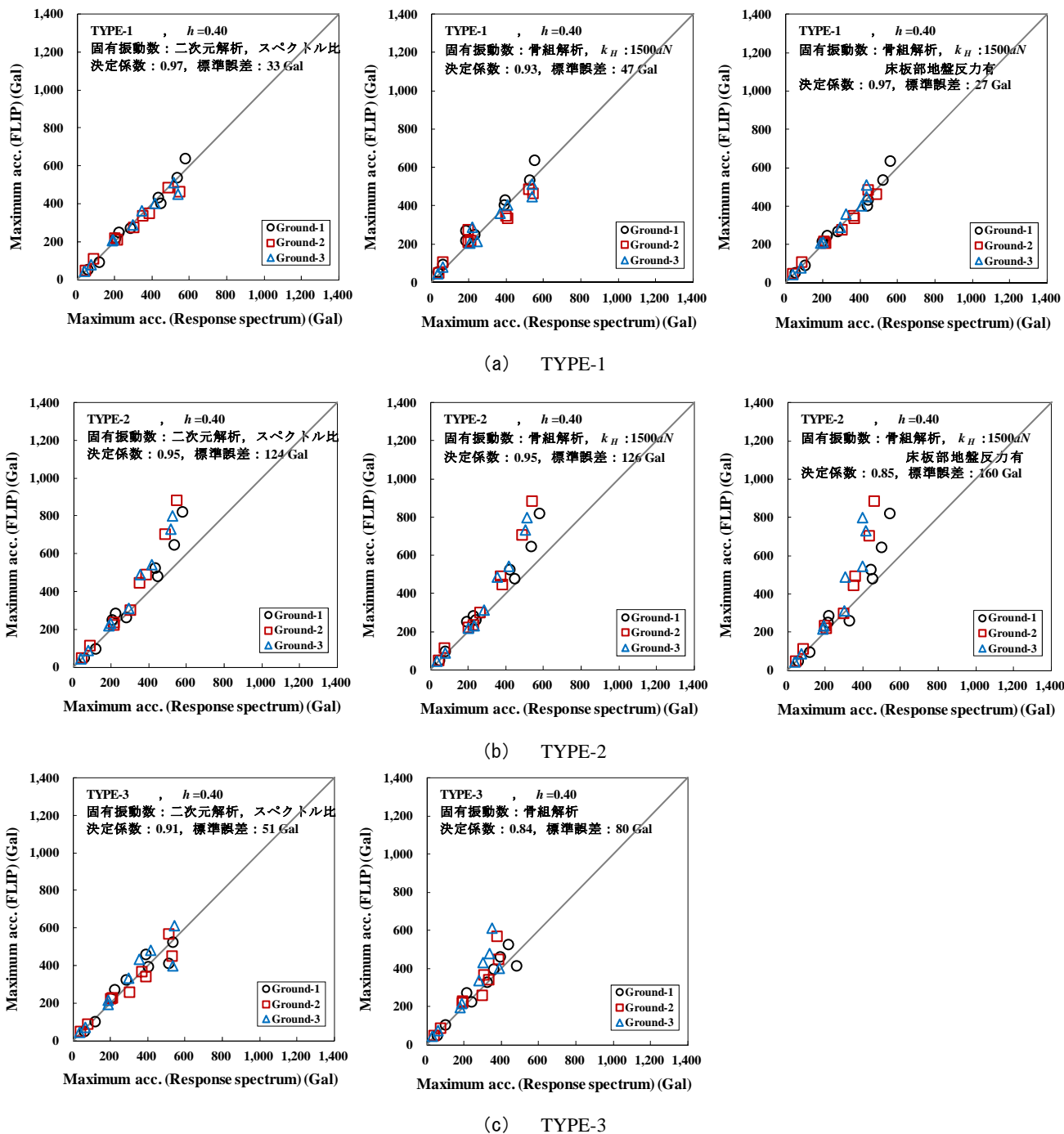


図-3.16 最大加速度の推定値と計算値の比較

縦軸: 最大加速度 (計算値), 横軸: 最大加速度 (推定値)

なだらかな形をしており, 固有振動数の違いによる応答加速度の差はあまり無く, 固有振動数の推定誤差の影響が小さいことが認識できる。

(5) 最大加速度の推定

図-3.16 に, 加速度応答スペクトルから読み取った最大加速度の推定値と, 二次元地震応答解析における胸壁重心での最大加速度の関係を示す。ここでは, 加速度応

答スペクトルの算出に用いる減衰定数 $h=0.4$ とし, 固有振動数 [地震応答解析] を用いた場合と, 固有振動数 [骨組解析] (フーチング側面ばね有, 無) を用いた場合の結果について示している。なお, 骨組解析の地盤反力係数は港湾基準 ($k_H=1500aN$) により計算した結果を示している。また, 応答スペクトルによる推定値と二次元解析算出値の分布に対する決定係数と標準誤差を図内に表記

した。ここで、標準誤差は応答スペクトルの推定値と二次元解析算出値の差の分布について求めた。決定係数は、応答スペクトルによる推定値と二次元解析算出値の相関係数の二乗に等しい。

図-3.16 (a) の TYPE-1 (杭基礎) では、フーチング側面地盤ばねを考慮していない固有振動数 [骨組解析] の場合 (中央図) で標準誤差は 47Gal 程度と、他の方法で求めた固有振動数のケースより比較的大きくなったが、どの固有振動数を用いても、推定値と計算値の相関は高く、全体的に誤差も小さい。

一方、図-3.16 (b) の TYPE-2 (杭基礎) では、誤差の値は約 120~160Gal と全体的に大きく、特に強い入力地震動の場合に誤差は大きくなる傾向となった。特に最大加速度の計算値が 400Gal 程度以上となる地震動の場合は、推定値に比べて計算値が大きくなる傾向がみられ、グラフの右側ほど、プロットはグラフ上方に分布している。

図-3.16 (c) における直接基礎の TYPE-3 では、決定係数は 0.8 から 0.9 程度に留まり、全体的にばらつきが大きい結果となった。加速度が大きくなると推定誤差は拡大する傾向にあり、全体的な標準誤差はどちらの固有振動数の場合でも 50Gal 以上と比較的大きくなった。

(6) 壁体の回転の影響

応答スペクトルを用いた胸壁の最大加速度の推定においては、TYPE-2 および TYPE-3 の推定誤差が比較的大きく、特に 400Gal 以上の比較的强大地震動に対して誤差が顕著となることが明らかとなった。TYPE-2 の胸壁は、杭の剛性は高いものの、TYPE-1 と比較して大きな壁体を有すること、また TYPE-3 は杭のない直接基礎であることから、地震時には回転運動による応答加速度が生じていた可能性が考えられる。ここでは、壁体の回転運動について検討するため、図-3.17 のように胸壁壁体の上端点および下端点の水平加速度時刻歴の差分から、壁体の角加速度を式 (16) により算出した。

$$R = \frac{A_U - A_L}{H} \quad (16)$$

ここで、 R : 壁体の角加速度 (Gal/m)、 A_U : 壁体天端における水平加速度 (Gal)、 A_L : 壁体下端における水平加速度 (Gal)、 H : 天端から下端までの壁体高 (m)

図-3.18 には入力加速度の最大値と、算出した壁体の角加速度の関係を示す。いずれの胸壁タイプでも、入力加速度が大きいほど角加速度は増加し、壁体の回転運動が増大する傾向にある。直接基礎の TYPE-3 は杭基礎の TYPE-1 および TYPE-2 と比較して 2~3 倍程度の大きな角

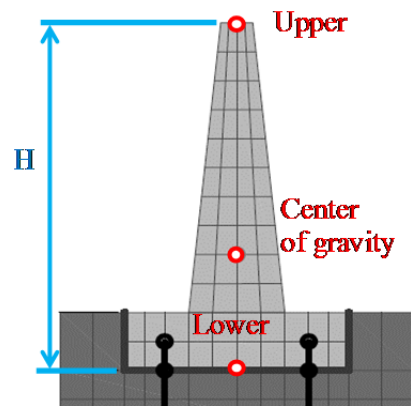


図-3.17 胸壁上端および下端での加速度算出点

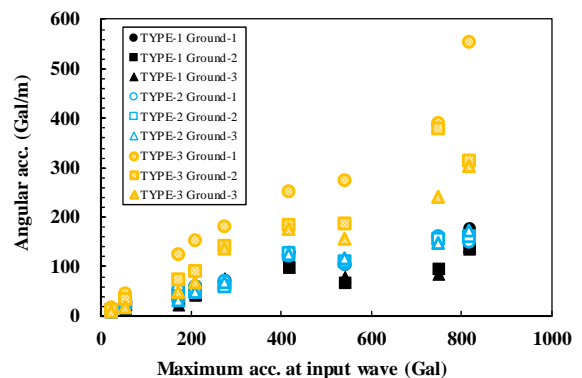


図-3.18 入力加速度と角加速度の関係
縦軸：壁体重心における最大角加速度、
横軸：入力地震動の最大加速度

加速度が発生している。また、より剛性の低い地盤ほど、角加速度は大きくなる傾向にある。杭基礎の TYPE-1 と TYPE-2 には両者に著しい相違はみられない。ただし、入力加速度が 400Gal 以上と大きくなると、TYPE-2 の Ground-2 や Ground-3 では、TYPE-1 よりも大きな角加速度が発生している。

前節までに述べた加速度の推定で用いた応答スペクトルにおいては質点 (ここでは、壁体を想定) の水平一自由度の挙動のみを考慮しており、ここで明らかとなったような大きな地震動レベルでの壁体の回転挙動は考慮できない。よって、前節において確認された入力大きいときの応答スペクトルを用いた壁体応答加速度の推定値と二次元解析での値との差は、応答スペクトルで表現できない壁体の回転挙動が要因で生じたと考えられる。ただし、通常、照査用水平震度はレベル1地震動変動状態の設計で用いられるものであり、それよりも大きい地震動については対象としない。そこで、全入力地震動を対象とした図-3.16 のうち、一般的なレベル1地震動より

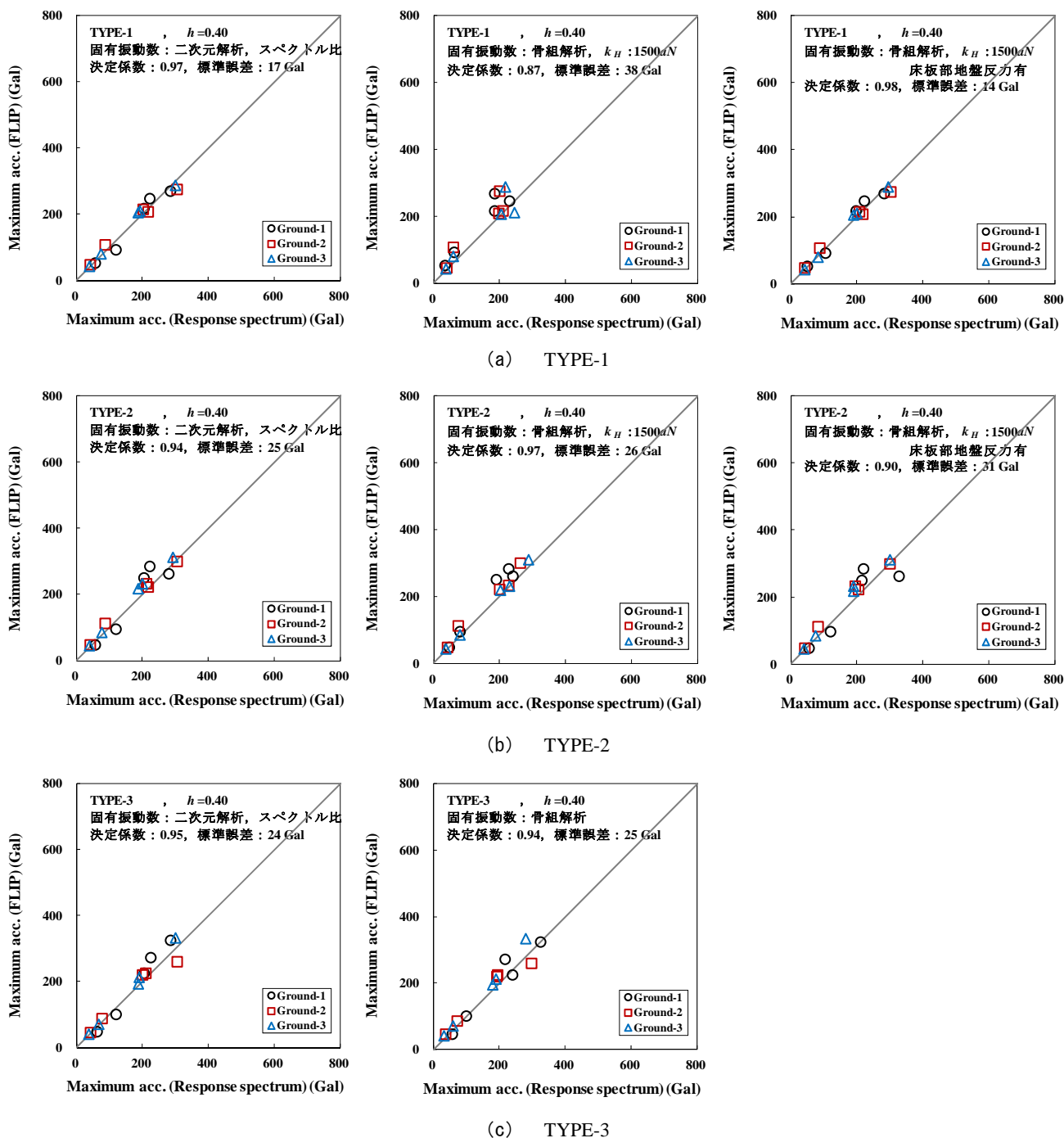


図-3.19 最大加速度の推定値と計算値の比較
縦軸：最大加速度（計算値），横軸：最大加速度（推定値）

も大きいと考えられる，最大加速度が 400Gal 以上の入力地震動 (Dip 波 (418Gal), Strike 波 (542Gal), JR 波 (750Gal), および神戸波 (817Gal)) のケースを除いたものを図-3.19 に示す. この場合, いずれのケースでも標準誤差は 50Gal 以下となり, 固有振動数と応答スペクトルで求めた壁体の応答加速度は, 二次元解析で算出された値に精度よく対応した.

(7) 減衰定数の影響

栈橋では, 応答スペクトル法において加速度応答スペクトルを算出する際の減衰定数について, 現行の港湾基準によれば 0.2 としてよいと記載されている⁹⁾. これは横田ら²³⁾による 1 次元全応力解析と 2 次元全応力解析の比較を行った成果を反映したものである. また, 平成 11 年度の港湾基準では, 地盤の固有周期に応じて減衰係数

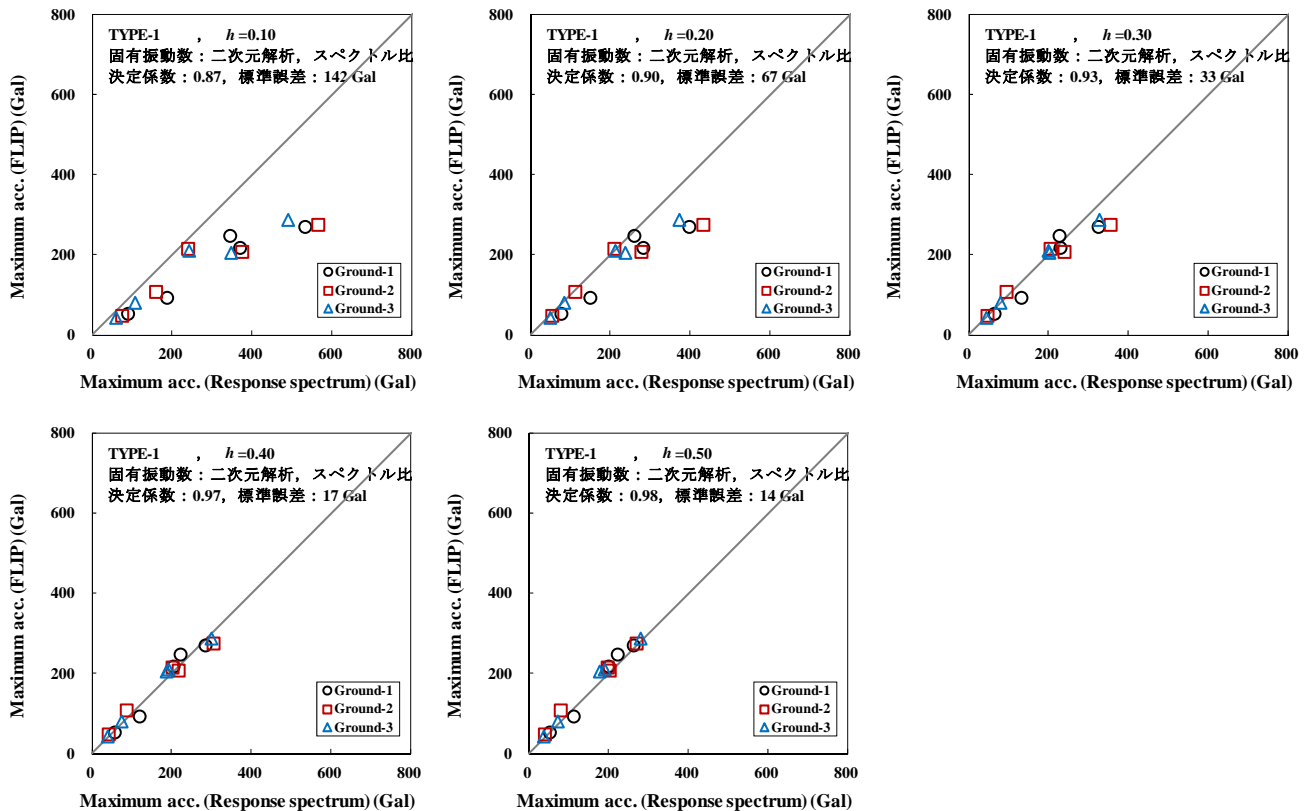


図-3.20 最大加速度の推定値と計算値の比較 (TYPE-1)

縦軸：最大加速度 (計算値)，横軸：最大加速度 (推定値)

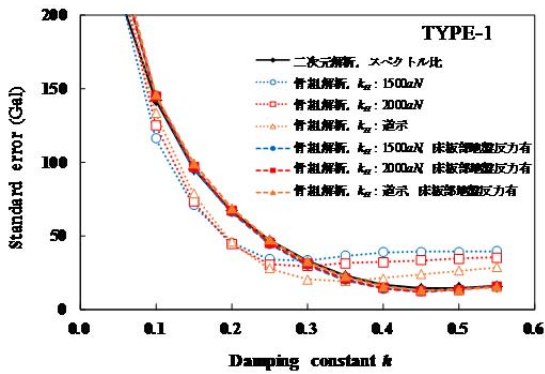
を0.1~0.3と使い分けることとしている²⁴⁾。一方、栗原・長尾²⁵⁾による動的特性を考慮した照査用震度算出手法によれば、地盤と杭の動的相互作用を考慮すると震度を求める際の応答スペクトルの減衰定数は0.05程度が妥当としており、他の研究²⁶⁾でも減衰定数が小さいことが検討されているものの、胸壁の減衰定数について検討した事例はない。

ここでは、0~0.5の減衰定数により加速度応答スペクトルを算出し、二次元解析での胸壁最大加速度と比較した結果を図-3.20に示す。図はTYPE-1の固有振動数[地震応答解析]の結果を示しているが、減衰定数が増加するに伴い、応答スペクトルによる最大加速度の推定値は変化し、概ね減衰定数0.3から0.5にかけて、二次元解析結果との差が小さくなるのがわかる。なお、ここでは400Gal以上入力地震動を除外した結果を示している。

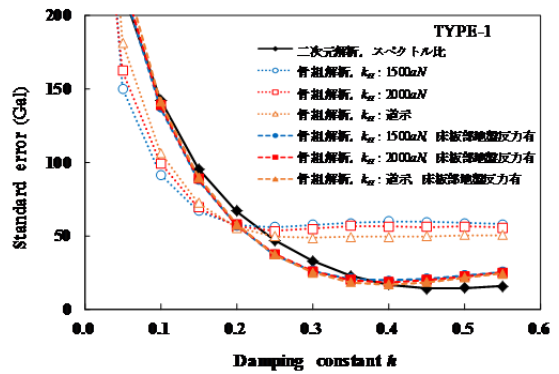
応答スペクトルを用いた最大加速度推定の標準誤差と減衰定数との関係をまとめると、図-3.21となる。図には、固有振動数[地震応答解析]および固有振動数[骨組解析]の結果を示している。TYPE-1のフーチング側面の地盤ばねを考慮しないときの固有振動数[骨組解析]を用いた場合は、標準誤差が50Gal前後と比較的大きい

が、それ以外の条件ではどの結果も減衰定数が0.3から0.5で標準誤差が最小となった。その場合、概ね30Gal以下の誤差で胸壁の最大加速度を推定することが可能であり、固有振動数[地震応答解析]を用いた場合と同程度の誤差となった。また、TYPE-1およびTYPE-2の杭基礎式胸壁の固有振動数[骨組解析]を用いたケースでは、杭の地盤反力係数の3つの計算方法の結果を示しているが、推定誤差はどの方法でもほぼ同程度であることが確認できる。

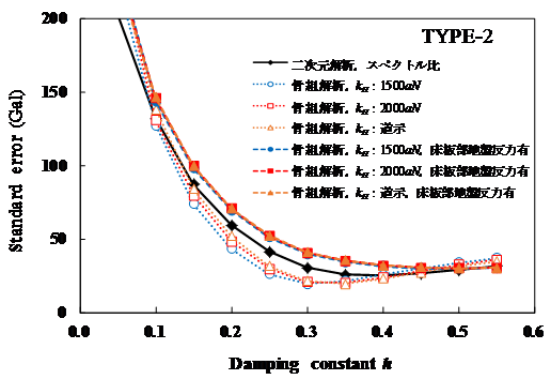
図-3.22は、骨組解析から算出した固有振動数に、地盤剛性の低下を考慮した修正固有振動数[骨組解析]を用いた場合の標準誤差と減衰定数の関係を示している。ここでは、フーチング側面の地盤反力ばねを考慮するかどうかで傾向が分かれる結果となった。地盤反力ばねを考慮しない場合は、TYPE-1およびTYPE-2ともに、減衰定数0.2以上で50~70Gal程度の標準誤差となった。一方、地盤ばねを考慮するケースでは、減衰定数0.3から0.4程度で、固有振動数[地震応答解析]と同程度の30Gal程度以下の標準誤差となった。3.3(3)で示したように、地盤剛性の低下を考慮することで修正固有振動数[骨組解析]は固有振動数[地震応答解析]とよい対応関係を



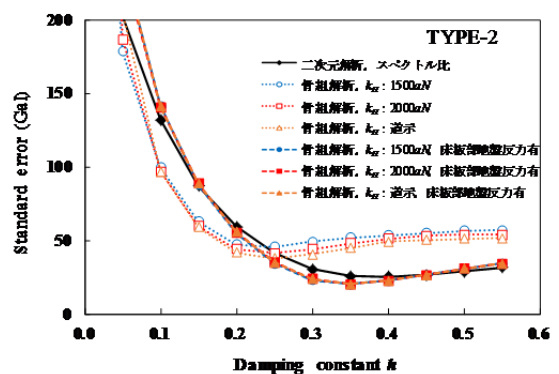
(a) TYPE-1



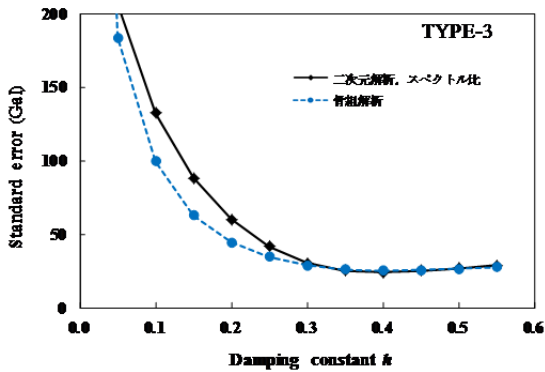
(a) TYPE-1



(b) TYPE-2

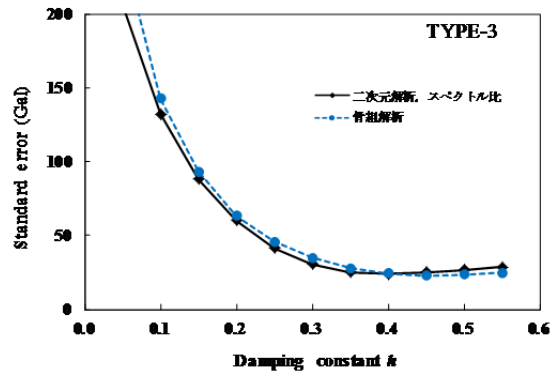


(b) TYPE-2



(c) TYPE-3

図-3.21 減衰定数と標準誤差の関係
縦軸：標準誤差，横軸：減衰定数



(c) TYPE-3

図-3.22 減衰定数と標準誤差の関係
(修正固有振動数[骨組解析])
縦軸：標準誤差，横軸：減衰定数

示す。ただし、図-3.21 と図-3.22 の比較から、固有振動数 [骨組解析] の場合と比較して、修正固有振動数 [骨組解析] と応答スペクトルから求めた壁体の最大応答加速度の誤差は条件によって増減するが、全体的には大きな差は見られない。

4. 模型実験による照査用震度算定法の検討

4.1 検討フロー

模型実験による検討では、胸壁の縮尺模型を用いて水平載荷実験と加振実験を実施する。ここでは、図-4.1 に示す検討フローにより、骨組解析と加速度応答スペクトルを用いた照査用震度の算出手法の適用性を検討する。模型実験での検討フローは、図-3.1 の数値解析による検

討フローを鑑み、水平載荷実験および加振実験の役割は、それぞれ骨組解析および地震応答解析に対応する。

水平載荷実験は、胸壁模型にワイヤーロープとおもりを用いて水平方向に引張荷重を与える実験である。これにより得られた水平荷重-変位関係から胸壁模型のばね係数を求め、壁体質量を考慮して固有振動数を算出する。一方、加振実験では、写真-4.1の三次元水中振動台を用いて、地盤と胸壁模型の地震時応答を測定する。地盤地表面の応答加速度時刻歴から加速度応答スペクトルを算出し、水平載荷試験より求められた固有振動数と合わせて、胸壁の最大加速度の推定値を算出する。算出した最大加速度の推定値は、加振実験時の胸壁重心における最大加速度の測定値と比較することで、応答スペクトルを用いた手法の適用性について検討する。

4.2 検討条件

(1) 模型および地盤条件

図-4.2に、実験に使用した模型の断面を示す。模型タイプは、基礎形式・壁体形状が異なる6通りとした。TYPE-1、TYPE-2およびTYPE3は、実物スケールにおいて数値解析と同様の胸壁を参照している。一方、TYPE-4、TYPE-5およびTYPE-6は、実構造では存在しないが極端な例として、TYPE-1からTYPE-3に対して壁体の大きさや杭の仕様などを変更したものである。TYPE-4および

TYPE-5は、ともに杭基礎式のTYPE-2を基本とし、TYPE-4は壁体高さを2倍とした。TYPE-5は、壁体は基本ケースのTYPE-2と同じだが、杭の材料と形状を変更した。直接基礎のTYPE-6はTYPE-3よりも壁体高さを2

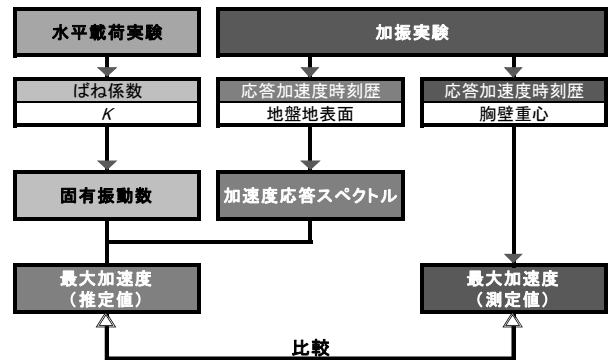
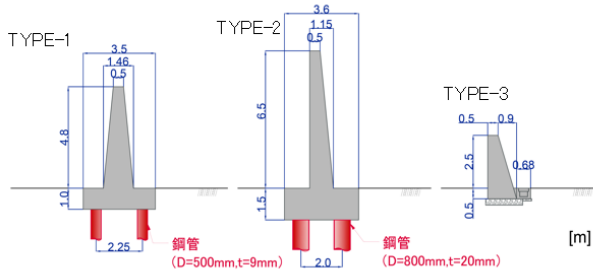


図-4.1 模型実験による検討フロー



写真-4.1 三次元水中振動台

実物



模型

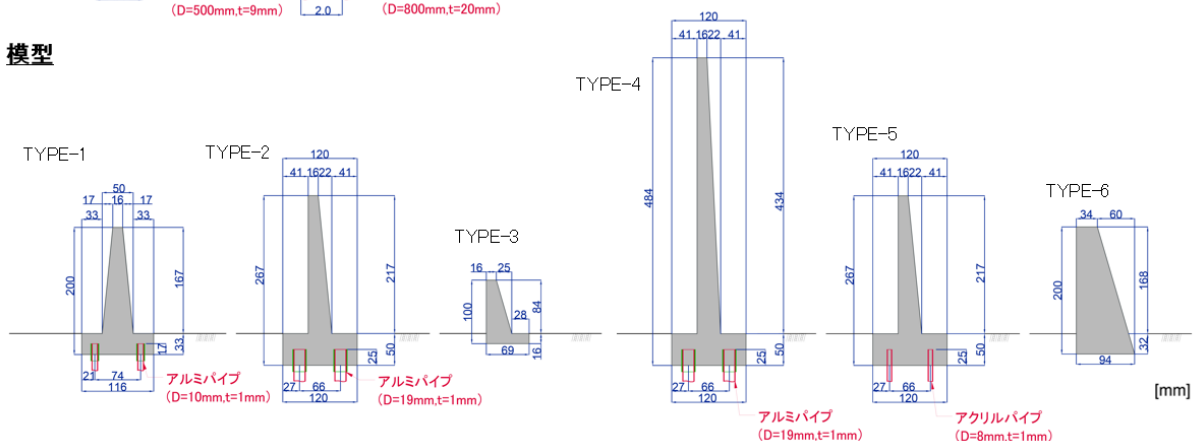


図-4.2 模型断面 (上: 実物, 下: 1/30 模型)

倍とし、壁体形状は台形型とした。

これらの模型は、地盤範囲と土槽の大きさを考慮して、長さの縮尺比を $\lambda=30$ （実物スケール/模型スケール）とした。なお、相似則は井合により提案されている1G場の相似則²⁷⁾を適用している。この相似則は地盤を2層系飽和材料（間隙水と土粒子骨格）と仮定した時の支配方程式に基づいて導き出されたものであり、本相似則において飽和地盤の密度の相似比を1、地盤ひずみの相似比を $\lambda^{0.5}$ と仮定することで得られる各パラメータの縮尺比を、本模型実験に適用した。表-4.1に本実験での相似則と模型縮尺比を示す。

表-4.1 相似則と縮尺比

パラメータ	実物/モデル	縮尺比 ($\lambda=30$)
長さ	λ	30
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	12.8
応力	λ	30
間隙水圧	λ	30
変位	$\lambda^{1.5}$	164
加速度	1	30
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	5.48
透水係数	$\lambda^{0.75}$	12.8
曲げ剛性	$\lambda^{4.5}$	4,436,553
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	4,930

表-4.2 模型杭の物性比較

(a) TYPE-1

胸壁タイプ	実験ケース	縮尺スケール	杭部材材料	外径 D m	厚さ t m	降伏応力 σ_y N/mm ²	弾性係数 E kN/m ²	奥行き方向杭間隔 -	塑性断面係数 Z_p m ³	初期せん断剛性 G_0 kN/m ²	ポアソン比 ν -	質量密度 ρ t/m ³	断面二次モーメント I m ⁴	断面積 A m ²	全塑性モーメント M_p kNm	曲げ剛性 EI kNm ²	備考
TYPE-1	Case1-1 Case1-2	実物	鋼材	0.500	0.009	315	2.00E+08	2.250	2.17E-03	7.69E+07	0.3	7.85	4.18.E-04	1.39.E-02	684	8.37.E+04	杭1本当たり
													1.860.E-04	6.17.E-03	304	3.72.E+04	奥行き1m換算
		模型	アルミニウム	0.010	0.001	90	7.03E+07	0.074	8.13.E-08	2.70.E+07	0.3	2.70	2.90.E-10	2.83.E-05	0.007	2.04.E-02	杭1本当たり
													3.916.E-09	3.82.E-04	0.099	2.75.E-01	奥行き1m換算
		模型 [実物換算]	アルミニウム [実物換算]	0.300	0.030	2700	3.85E+08	2.220	2.20.E-03	1.48.E+08	0.3	2.70	2.35.E-04	2.54.E-02	5.929	9.04.E+04	杭1本当たり
													1.057.E-04	1.15.E-02	2,671	4.07.E+04	奥行き1m換算
															8.8	1.1	実物換算/実物

(b) TYPE-2, TYPE-4

胸壁タイプ	実験ケース	縮尺スケール	杭部材材料	外径 D m	厚さ t m	降伏応力 σ_y N/mm ²	弾性係数 E kN/m ²	奥行き方向杭間隔 -	塑性断面係数 Z_p m ³	初期せん断剛性 G_0 kN/m ²	ポアソン比 ν -	質量密度 ρ t/m ³	断面二次モーメント I m ⁴	断面積 A m ²	全塑性モーメント M_p kNm	曲げ剛性 EI kNm ²	備考
TYPE-2 TYPE-4	Case2 Case4-1 Case4-2	実物	鋼材	0.800	0.020	235	2.00E+08	2.000	1.22.E-02	7.69.E+07	0.3	7.85	3.73.E-03	4.90.E-02	2,860	7.46.E+05	杭1本当たり
													1.865.E-03	2.45.E-02	1,430	3.73.E+05	奥行き1m換算
		模型	アルミニウム	0.019	0.001	90	7.03E+07	0.066	3.24.E-07	2.70.E+07	0.3	2.70	2.30.E-09	5.65.E-05	0.029	1.61.E-01	杭1本当たり
													3.481.E-08	8.57.E-04	0.442	2.45.E+00	奥行き1m換算
		模型 [実物換算]	アルミニウム [実物換算]	0.570	0.030	2700	3.85E+08	1.980	8.76.E-03	1.48.E+08	0.3	2.70	1.86.E-03	5.09.E-02	23,644	7.17.E+05	杭1本当たり
													9.398.E-04	2.57.E-02	11,941	3.62.E+05	奥行き1m換算
															8.4	1.0	実物換算/実物

(c) TYPE-5

胸壁タイプ	実験ケース	縮尺スケール	杭部材材料	外径 D m	厚さ t m	降伏応力 σ_y N/mm ²	弾性係数 E kN/m ²	奥行き方向杭間隔 -	塑性断面係数 Z_p m ³	初期せん断剛性 G_0 kN/m ²	ポアソン比 ν -	質量密度 ρ t/m ³	断面二次モーメント I m ⁴	断面積 A m ²	全塑性モーメント M_p kNm	曲げ剛性 EI kNm ²	備考
TYPE-5	Case5	実物	鋼材	0.800	0.020	235	2.00E+08	2.000	1.22.E-02	7.69.E+07	0.3	7.85	3.73.E-03	4.90.E-02	2,860	7.46.E+05	杭1本当たり
													1.865.E-03	2.45.E-02	1,430	3.73.E+05	奥行き1m換算
		模型	アクリル	0.008	0.001	70	3.00E+06	0.066	4.93.E-08	1.15.E+06	0.3	1.10	1.37.E-10	2.20.E-05	0.003	4.12.E-04	杭1本当たり
													2.082.E-09	3.33.E-04	0.052	6.25.E-03	奥行き1m換算
		模型 [実物換算]	アクリル [実物換算]	0.240	0.030	2100	1.64E+07	1.980	1.33.E-03	6.32.E+06	0.3	1.10	1.11.E-04	1.98.E-02	2,797	1.83.E+03	杭1本当たり
													5.623.E-05	1.00.E-02	1,413	9.24.E+02	奥行き1m換算
															1.0	0.002	実物換算/実物

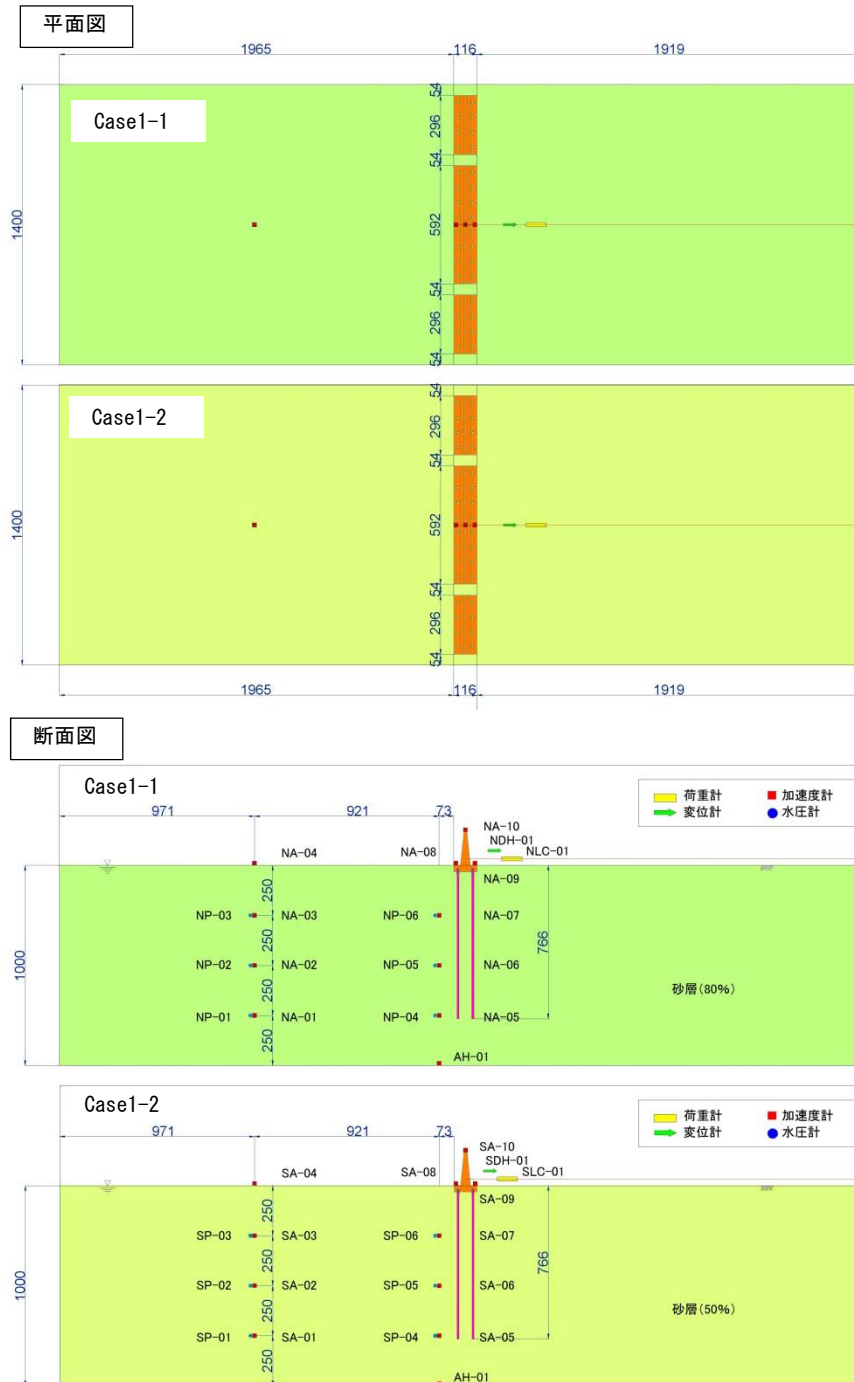


図-4.3 模型実験平面・断面図

表-4.2 に、実験に使用した杭の仕様および物性値を示す。杭基礎式の TYPE-1、TYPE-2 および TYPE-3 の模型杭にはアルミニウム製パイプを使用した。曲げ剛性 EI を実物と模型で相似則を満足するように、杭の形状を設定した。なお、アルミニウムの材料は A1000 番台 (A1070) を使用している。また、モルタルで作成した壁体のフーチング部にはパイプとの接続箇所の補強を目的に、鞘管および補強鉄板を配置した。一方、TYPE-5 の模型杭に

は、アクリル製のパイプを使用し、曲げ剛性 EI はかなり小さくなるものの、全塑性モーメントが実物杭と相似側を整合するよう形状を設定した。なお、アクリルの弾性係数および降伏応力の特性値については一般的な値を採用している。また、TYPE-5 には、杭と壁体の結合部の鞘管は設置せず、アクリル杭をモルタル壁体に直接接合させる構造とした。

なお、模型杭の断面二次モーメントは式 (17) により

算出している。

$$I = \frac{\pi}{64}(D^4 - t^4) \quad (17)$$

ここで、 D ：杭の外径 (mm)、 t ：杭の肉厚 (mm)、 I ：断面二次モーメント (mm⁴)

また、全塑性モーメントは式 (18) および式 (19) により算出した。

$$M_p = Z_p \cdot \sigma_y \quad (18)$$

ここで、 M_p ：杭の全塑性モーメント[kNm]、 σ_y ：杭の降伏応力[kN/m²]、 Z_p ：杭の塑性断面係数[m³]で、下式により定義される。

$$Z_p = \frac{D^3}{6} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{2t}{D} \right)^3 \right\} \quad (19)$$

ここで、 D ：杭の外径[m]、 t ：杭の肉厚[m]

図-4.3には実験土層の断面を示す。実験に用いた土槽は、長さ4.0m、高さ1.5m、奥行き2.8mの箱型の剛土槽で、中央に仕切り版を設置することで、2断面を同時に作製、加振を行った。なお、1断面当たりの寸法は、長さ4.0m、高さ1.0m、奥行き1.4mとなる。地盤は気中落下法で飯豊砂6号を土槽内に投入し、所定の相対密度の地盤を作製した。地盤内には間隙水圧計を、地盤内および地盤表面、ならびに胸壁模型の壁体部には加速度計を配置し、それぞれ加振時の応答を調べた。また、胸壁模型は、杭にひずみゲージを貼付した計測用模型を土槽中央に配置し、その両側にダミー模型を設置した。壁体の重心位置には水平荷重実験用の引張り治具を設置した。

実験ケースは表-4.3に示す通り、胸壁タイプと地盤条件が異なる8ケースとした。地盤条件は密詰条件が相対密度 $D_r=80\%$ 、緩詰条件が $D_r=50\%$ とした。

(2) 水平荷重実験

胸壁の固有振動数を算出するための剛性の把握を目的として、加振実験の加振前と加振後に、水平荷重実験を実施した。加振前の荷重実験は加振実験への地盤の乱れの影響を極力少なくするため、荷重初期の微小変位 (0.01mm 程度) が生じた時点で荷重を終了させた。加振後の実験は、最大荷重もしくは壁体が転倒するまで荷重を行った。荷重後は順次おもりをはずし、除荷した。

実験は図-4.4に示すように、胸壁壁体に設置した引張用の治具にワイヤーロープを繋ぎ、ロープ先端の容器におもりを乗せることで、壁体に水平荷重を与えた。おもりは砂袋 (100g×10個、500g×8個、1kg×15個) および鉄板 (約2kg×1枚) を、順次ワイヤーロープ先端の容器に

表-4.3 実験ケース

実験ケース	形式	壁体条件	基礎条件	地盤条件 (D_r)
Case1-1	TYPE-1	逆T型	杭基礎	密詰 (80%)
Case1-2	TYPE-1	逆T型	杭基礎	緩詰 (50%)
Case2	TYPE-2	逆T型	杭基礎	密詰 (80%)
Case3	TYPE-3	重量式	直接基礎	密詰 (80%)
Case4-1	TYPE-4	逆T型	杭基礎	密詰 (80%)
Case4-2	TYPE-4	逆T型	杭基礎	緩詰 (50%)
Case5	TYPE-5	逆T型	杭基礎	密詰 (80%)
Case6	TYPE-6	重量式	直接基礎	密詰 (80%)

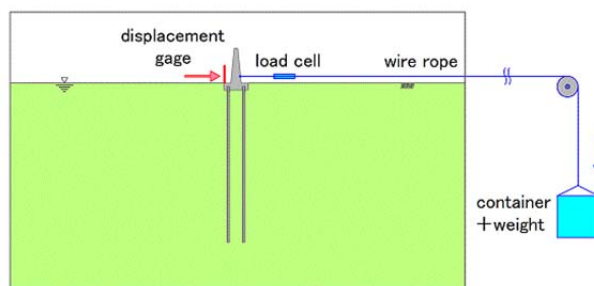


図-4.4 水平荷重実験のイメージ

表-4.4 加振順序

加振順	入力地震動	最大加速度 [Gal]
1	美都波	23
2	大船渡波	275
3	神戸波	817
4	宮崎波	56
5	Subduction波	174
6	八戸波	210
7	Dip波	418
8	Strike波	542
9	JR波	750

乗せることによって段階荷重した。おもりの合計最大重量は約 20kg である。ワイヤーロープには荷重計を設置しており、荷重時の荷重を計測した。壁体の水平変位は、壁体に設置したレーザー変位計により計測した。

(3) 加振実験

加振実験は三次元水中振動台を用いて、地震時の地盤と胸壁模型の応答を測定した。加振は各ケース共通で、特性の異なる9種類の地震動を加振した。9種の地震動波形は、数値解析で用いたものと同様であるが、相似則に従い時間軸を $1/30^{0.75}=1/12.8$ に圧縮して用いている。

表-4.4には、加振波の加振順序を示す。9種の地震動の

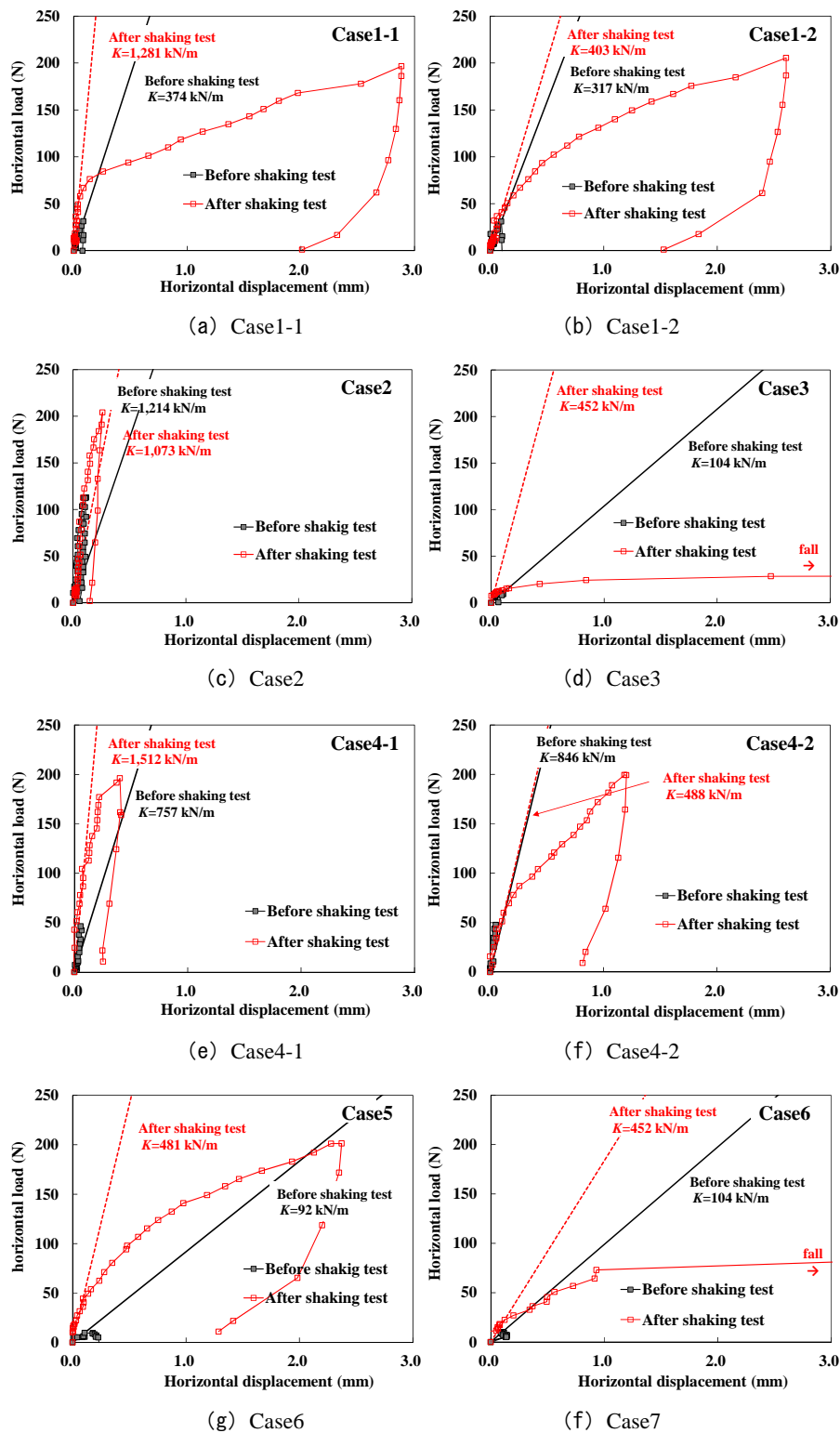


図-4.5 水平荷重 - 変位曲線

中で最大加速度が最小（美都波）・中間（大船渡波）・最大（神戸波）の3波をまず順に加振し、その後は順次最大加速度の小さい地震動により段階加振を実施した。

4.3 検討結果

(1) 固有振動数

加振実験前後の水平載荷実験により得られた水平荷重-変位曲線を図-4.5に示す。図には、初期勾配線から

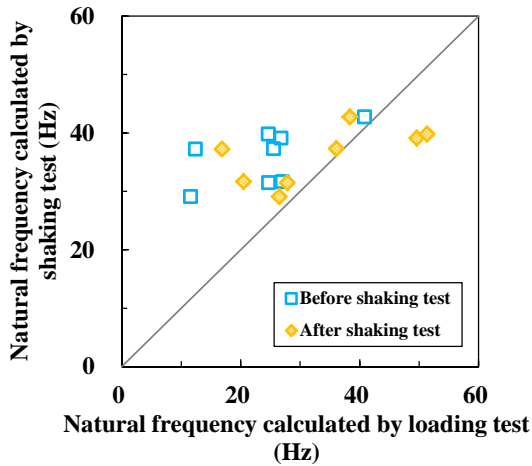


図-4.6 固有振動数 [載荷実験] の加振前後の比較
縦軸：固有振動数 [加振実験] (美都波)，
横軸：固有振動数 [載荷実験]

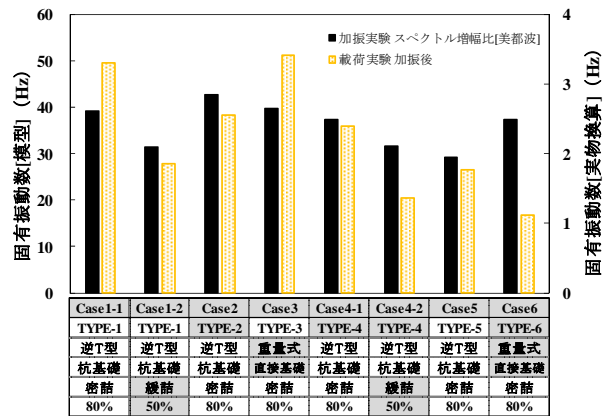


図-4.7 固有振動数 [載荷実験] (加振後) と
固有振動数 [加振実験] (美都波) の比較

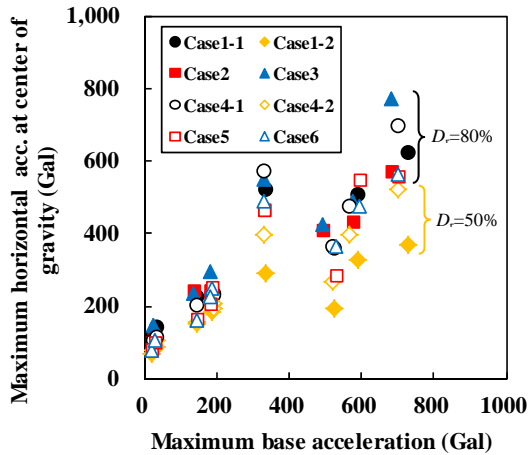


図-4.8 胸壁重心における水平加速度の比較
縦軸：胸壁重心の水平加速度最大値，
横軸：基盤での最大加速度

読み取ったばね係数を記している。

地盤条件が異なる Case1-1 (TYPE-1, 密詰: $D_f=80\%$) と Case1-2 (TYPE-1, 緩詰: $D_f=50\%$) を比較すると (図-4.5 (a), (b)), 地盤密度が大きい Case1-1 の方が初期勾配は大きい。これは、地盤密度が大きいほど、模型杭に作用する地盤反力が大きいことを反映した結果といえる。

また、同じ地盤条件 ($D_f=80\%$) で、胸壁形式が異なる Case1-1 (TYPE-1) と Case2 (TYPE-2) を比較すると (図-4.5 (a), (c)), 加振実験前において後者の初期勾配の方が大きい結果となった。Case2 に用いた TYPE-2 の杭は、TYPE-1 と比較して杭径と肉厚が大きく、曲げ剛性が高い。そのため、水平荷重に対して高い初期勾配を有

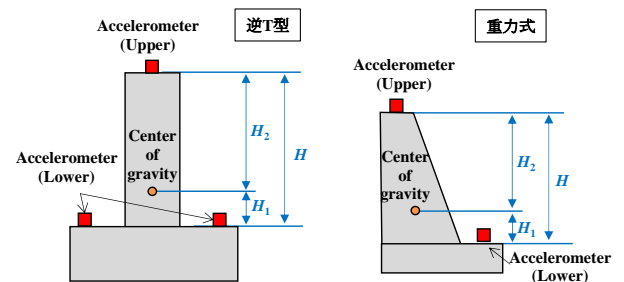


図-4.9 加速度計の配置

したと判断できる。また、図-4.5 (g) に示すアクリルパイプを基礎杭に用いた Case5 (TYPE-5) は、図-4.5 (c) に示すアルミパイプを用いた Case2 (TYPE-2) と比較して変位が大きく生じ、初期勾配も小さい結果となった。表-4.2 から TYPE-2 のアルミパイプに比較して TYPE-5 のアクリルパイプの曲げ剛性は約 $1/400$ と非常に小さく、杭の物性が水平抵抗に影響した結果といえる。

なお、Case3 (TYPE-3) および Case6 (TYPE-6) は直接基礎の胸壁模型であるが、水平荷重に対する抵抗が小さく、加振実験後の载荷途中に壁体が転倒した (図-4.5 (d), (h))。

次に、前章の骨組解析での検討と同様に、水平载荷実験から求めたばね係数 K から、式 (1), (2) により、固有振動数を算出した。水平载荷実験から算出した固有振動数 (以下、固有振動数 [載荷実験]) と加振実験から算出した固有振動数 (以下、固有振動数 [加振実験]) の関係を図-4.6 に示す。また、固有振動数 [加振実験] は、3.3(2) の二次元地震応答解析での検討と同様に、加振時の胸壁重心と地盤地表面のフーリエスペクトル比から、その比のピークをとる適当な振動数を読み取るこ

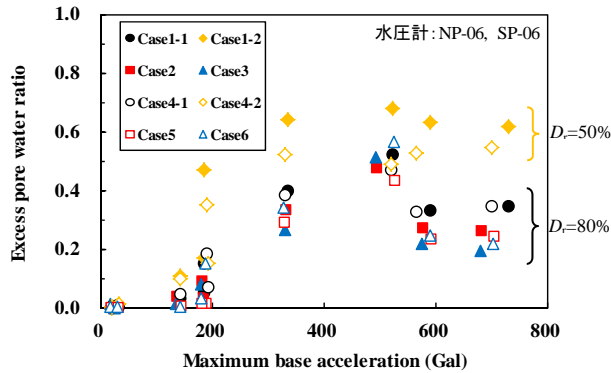


図-4.10 過剰間隙水圧比の比較
縦軸：地盤内の最大過剰間隙水圧比、
横軸：基盤での最大加速度

とで算出した。図では、入力地震動として加速度の小さい美都波（最大加速度：23Gal）を用いた実験における固有振動数〔加振実験〕を、固有振動数〔載荷実験〕と比較している。

加振前の固有振動数〔載荷実験〕は、縦軸の固有振動数〔加振実験〕に対して全体的に低い固有振動数を算出する傾向となった。加振前の水平載荷実験は、加振実験へ与える地盤の乱れの影響を懸念して、変位 0.1mm 程度の水平変位が発生した時点で載荷を終了させた。この場合の最大水平荷重は概ね 10~100N 程度であった。特に水平抵抗が小さい模型は、10N 程度しか水平荷重を載荷しなかったため、水平変位に対するなじみ等が原因で概ね係数を過小評価した可能性がある。一方、加振後の固有振動数〔載荷実験〕は、最大で 20Hz 程度の誤差があるものの、半数の実験ケースでは精度よく固有振動数〔加振実験〕を評価した。ただし、加振後の固有振動数〔載荷実験〕においても、複数回の加振実験によって胸壁周辺の地盤物性が変化した後の結果であり、美都波で加振した時の物性とは変化していると考えられることから、固有振動数〔加振実験〕と差が生じたと考えられる。

図-4.7 では加振後の固有振動数〔載荷実験〕と固有振動数〔加振実験〕を実験ケースごとに比較した。両者の固有振動数を地盤条件の違いで比較すると、密詰条件の Case1-1 (TYPE-1, $D_r=80\%$) よりも緩詰条件の Case1-2 (TYPE-1, $D_r=50\%$) の方が固有振動数は小さく、Case4-1 (TYPE-4, $D_r=80\%$) と Case4-2 (TYPE-4, $D_r=50\%$) でも、緩詰地盤の Case4-2 の方が固有振動数は小さい。また、杭の曲げ剛性 (Case2 と Case5) や、壁体の大きさ (Case2 と Case4-1) に違いがある実験ケースを比較すると、杭の剛性が小さいほど、また壁体大きいほど固有

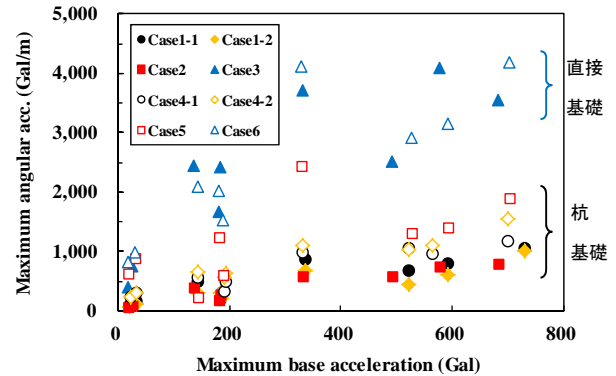


図-4.11 角加速度の比較
縦軸：壁体の角加速度最大値、
横軸：基盤での最大加速度

振動数を小さく算出した。

(2) 地盤および胸壁模型の動的応答

図-4.8 には、加振実験で得られた胸壁重心での水平加速度の最大値と基盤加速度最大値の関係を示す。胸壁重心での水平加速度は、図-4.9 に示す壁体周辺の 2 個あるいは 3 個の加速度計で計測した加速度時刻歴から、式 (20)、(21) により算出した。

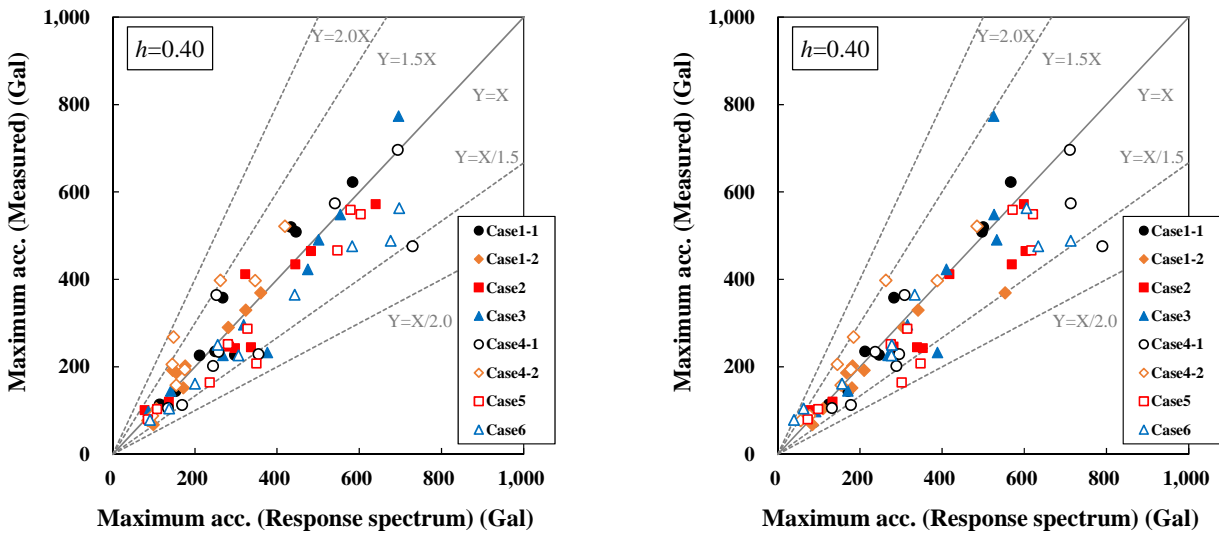
$$A_{GC} = \frac{H_1}{H} A_U + \frac{H_2}{H} A_L \quad (20)$$

$$A_{GC} = \frac{H_1}{H} A_U + \frac{1}{2} \frac{H_2}{H} A_{L1} + \frac{1}{2} \frac{H_2}{H} A_{L2} \quad (21)$$

ここで、 A_{GC} ：壁体重心における水平加速度 (Gal)、 A_U ：壁体天端の加速度計により計測した水平加速度 (Gal)、 A_L ：壁体下部の加速度計 (1 か所) により計測した水平加速度 (Gal)、 A_{L1} 、 A_{L2} ：壁体下部の加速度計 (2 か所) により計測した水平加速度 (Gal)、 H ：天端から下部加速度計までの壁体高 (mm)、 H_1 ：重心から下部加速度計までの壁体高 (mm)、 H_2 ：天端から重心までの壁体高 (mm)

図-4.8 より、胸壁模型の違いは最大加速度に大きく影響しないが、緩詰地盤の Case1-2 (TYPE-1) および Case4-2 (TYPE-4) で、水平加速度が比較的小さい傾向にある。図-4.10 には地盤内 (NP-06, SP-06) の過剰間隙水圧比の最大値を示すが、密詰地盤条件と比較して Case1-2 や Case4-2 の緩詰地盤条件の実験ケースで、水圧比 0.5 程度の過剰間隙水圧が発生した。過剰間隙水圧の発生による有効応力の減少により加振時の地盤剛性が低下し、水平加速度が地盤地表面にまで伝わりにくかったことも考えられる。

図-4.11 には、壁体に発生した角加速度の最大値を示す。壁体の角加速度は、数値解析の場合と同様の考え方

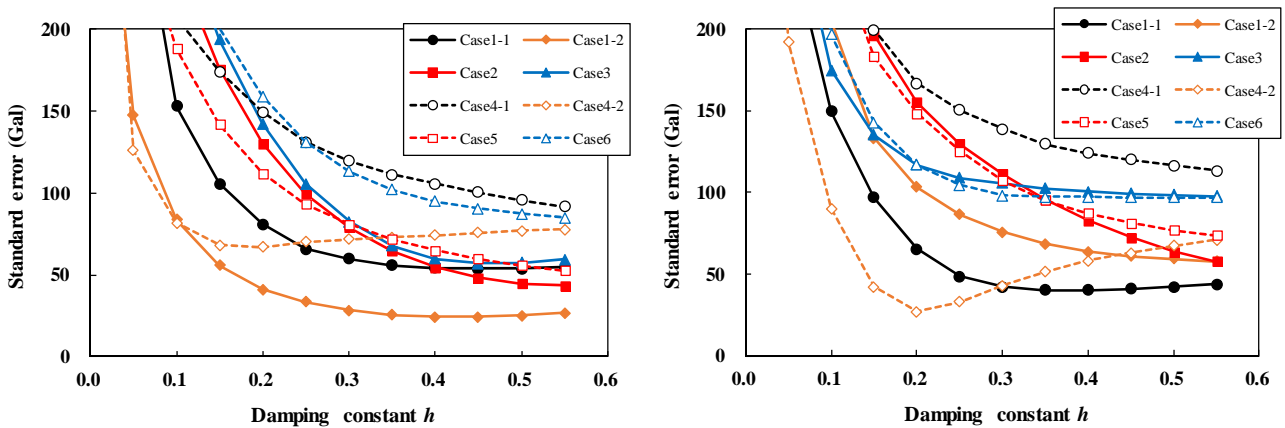


(a) 固有振動数[加振実験]

(b) 固有振動数[载荷実験]加振後

図-4.12 最大加速度の推定値と計測値の比較

縦軸：最大加速度 [計測値]，横軸：最大加速度 [推定値]



(a) 固有振動数[加振実験]

(b) 固有振動数[载荷実験] (加振実験後)

図-4.13 減衰定数と標準誤差の関係

縦軸：標準誤差，横軸：減衰定数

で、式 (16) により算出した。直接基礎の Case3 および Case6 で大きな角加速度が発生し、杭基礎式の胸壁模型と比較して回転運動が卓越したことがわかる。杭基礎式の実験ケースを比較すると、壁体を大きくした TYPE-4 (Case4-1, Case4-2) や、杭の剛性が小さい TYPE-5 (Case5) で大きな角加速度が発生した。

(3) 最大加速度の推定

地盤地表面 (NA-04) の応答加速度時刻歴から加速度応答スペクトルを算出し、別途求めた胸壁の固有振動数と合わせて、壁体最大加速度を推定した。図-4.12 には、加速度応答スペクトルから推定した壁体最大加速度と、加振実験で測定した最大加速度の関係を示している。応

答スペクトルから加速度を讀取る際の固有振動数には、固有振動数 [加振実験] および固有振動数 [载荷実験] (加振実験後) を用いた。また、加速度応答スペクトル算出時の減衰定数の値は $h=0.4$ とした。

図 4.12 (a) に固有振動数 [加振実験] を用いて最大加速度を推定した結果を示す。この中で、TYPE1, TYPE-2 および TYPE-3 を対象とした Case1-1~Case3 では、応答スペクトルを用いた推定値と計測値が比較的精度よく対応した。また、胸壁模型の仕様を変更した Case4-1~Case6 でも、最大加速度の推定値は概ね計測値の 1/1.5~1.5 倍の範囲に分布した。ただし、400gal 以上の加速度の結果に着目すると、Case4-1~Case6 のプロットで比較的推定

誤差が大きくなる傾向がみられる。

図 4.12 (b) には固有振動数 [载荷実験] (加振実験後) を用いた場合の結果を示す。ここでは、図 4.12 (a) の固有振動数 [加振実験] の場合と比較して全体的に誤差が大きくなる傾向にあり、4.3(1) で述べた固有振動数の算出誤差が最大加速度の推定精度に影響したと考えられる。

(4) 減衰定数

図-4.13 には、加速度応答スペクトルの算出に用いた減衰定数と、最大加速度推定の標準誤差の関係を示す。応答スペクトルから加速度を読み取る際の固有振動数には、固有振動数 [加振実験] および固有振動数 [载荷実験] (加振後) を用いた。

図-4.13 (a) の固有振動数 [加振実験] を用いた場合では、実際に想定される胸壁構造諸元である Case1-1 ~ Case3 の標準誤差の値は、減衰定数 $h=0.3\sim 0.55$ の範囲で 60Gal 程度以下の標準誤差となった。これに対し、実在しない極端な構造諸元である Case4-1 ~ Case6 では、標準誤差はおおよそ 50 ~ 100Gal と比較的大きい結果となった。図-4.11 の壁体の角加速度の結果から、Case4-1 ~ Case5 の杭基礎のケースは、Case1-1 ~ Case2 よりも大きな回転作用が加振時に生じていたことが判明しており、3.3(6) での数値解析での検討結果と同様に、模型の回転挙動が生じたことで、壁体回転を考慮しない応答スペクトルを用いた最大加速度の推定値と差が生じたものと考えられる。

図-4.13 (b) の固有振動数 [载荷実験] (加振実験後) を用いた場合は、図-4.13 (a) の固有振動数 [加振実験] を用いた場合と比較して全体的に推定誤差は大きく、4.3(1) に述べたような固有振動数の算出誤差が加速度応答スペクトルからの最大加速度の推定に影響したものと考えられる。

図-4.13 (a), (b) のどちらの結果でも、比較的大きい減衰定数で推定誤差が小さくなる傾向は、数値解析の結果とも概ね一致する。また、その場合の標準誤差の値も、図-4.13 (a) での実際に想定される胸壁構造諸元である Case1-1 ~ Case3 において約 60Gal 以下と、数値解析の結果とも概ね一致する結果となった。

5. まとめ

5.1 数値解析による検討

(1) 骨組解析における杭の地盤反力係数の算出方法の違いは、固有振動数にあまり影響せず、フーチング側面の水平地盤反力ばねを考慮すると、二次元

地震応答解析上の固有振動数により近い値となった。直接基礎を対象とした場合は、骨組解析は地震応答解析の固有振動数よりもやや高い値を算出した。

- (2) いずれの胸壁構造物においても、地震応答解析における胸壁の固有振動数は地震動強さに起因した地盤剛性の低下の影響が大きいことが判明した。そこで、地盤の一次元地震応答解析から得られる地盤剛性の低下率により骨組解析から算出した固有振動数を修正することで、地震時の地震応答解析での固有振動数の低下の傾向を再現できることを明らかとした。
- (3) 地表面の加速度応答スペクトル胸壁固有振動数から、地震時の最大加速度を推定した。その結果、胸壁構造によっては400Gal以上の大加速度の地震動の場合、応答スペクトルからの推定値は、地震応答解析での最大加速度を過小評価する傾向にあり、壁体の回転挙動の影響が示唆された。レベル1地震動に対して最大加速度を推定すると、どの形式の胸壁でも標準誤差は50Gal以下となる結果が得られた。
- (4) 加速度応答スペクトル算出時の減衰定数について、最大加速度推定時の標準誤差との関係を調べた結果、減衰定数が $h=0.3\sim 0.5$ の範囲で標準誤差は最小となり、骨組解析から算出した固有振動数を用いて、標準誤差50Gal程度以下の精度で最大加速度を推定できることを確認した。

5.2 模型実験による検討

- (1) 加振実験から求めた固有振動数と加速度応答スペクトルを用いた胸壁の最大応答加速度の推定において、実際に想定される胸壁構造諸元のケースでの標準誤差は 60Gal 程度以下と、比較的精度よく最大加速度を推定し、応答スペクトルによる最大加速度の推定手法の適用性を模型実験により確認した。加速度応答スペクトル算出時の減衰定数については、どの実験ケースでも比較的大きな $h=0.4\sim 0.55$ 程度の減衰定数で最大加速度の推定誤差が最小となる傾向にあり、数値解析の結果とも概ね整合することを明らかとした。
- (2) 通常存在しない胸壁の構造諸元とした杭基礎模型を用いて追加の加振実験を実施したところ、応答スペクトルからの最大加速度の推定誤差が大きくなる場合があることが明らかとなった。

これらの胸壁模型には、加振時の大きな角加速度が発生していたことを確認し、壁体の回転運動が推定精度に影響を及ぼすことを実験においても確認した。

5.3 胸壁の照査用震度算定方法

数値解析および模型実験による検討により、胸壁のレベル1地震動に対する耐震性能照査における照査用震度算定において、骨組解析による胸壁の固有振動数の算定と、一次元地震応答解析による地表加速度の応答スペクトルを用いる手法は適用できることが確認された。よって、胸壁の照査用震度算定手順は、図-5.1のようにまとめられる。設置される地盤条件と工学基盤におけるレベル1地震動を用いて一次元地震応答解析により地表加速度時刻歴を求めて応答スペクトルを算出する。別途、胸壁構造を考慮して骨組解析を用いて固有振動数を算定する。これらを用いて胸壁の最大応答加速度値を求め、重力加速度で除すことによって照査用震度が求められる。固有振動数の算定においては胸壁の構造諸元が必要となることから、設計においては、求められた照査用震度に対して耐震性能が満足しない場合には胸壁の構造諸元を見直すこととなり、それによってまた固有振動数の算定を再度行う必要がある。よって、耐震性能を満足するまでにいくらかの繰返し検討が必要になる場合もあると考えられる。

加速度応答スペクトルの算定においては減衰定数が必要となり、本研究の数値解析における検討では減衰定数は $h=0.3\sim 0.5$ 、模型実験による検討では $h=0.4\sim 0.55$ において、算定された胸壁の最大加速度が二次元地震応答解析や模型振動実験での値と最もよく合う結果となった。したがって、これらの結果をもとに、胸壁の耐震設計における照査用震度の算定においては、減衰定数 $h=0.4$ 程度の加速度応答スペクトルを用いることが望ましいと考えられる。

なお、本研究では海岸線から陸上側に離れた平坦な地盤上に設置される胸壁について対象としているため、海岸線付近の傾斜した地盤や岸壁、護岸の地震時の変形が考えられる場所に設置される胸壁については、ここで求められる照査用震度を用いた耐震性能照査の他に地盤の安定に関する照査が必要である。

6. おわりに

本研究では、レベル1地震動に対する胸壁の照査用震度算出手法の確立を目的として、数値解析および模型実

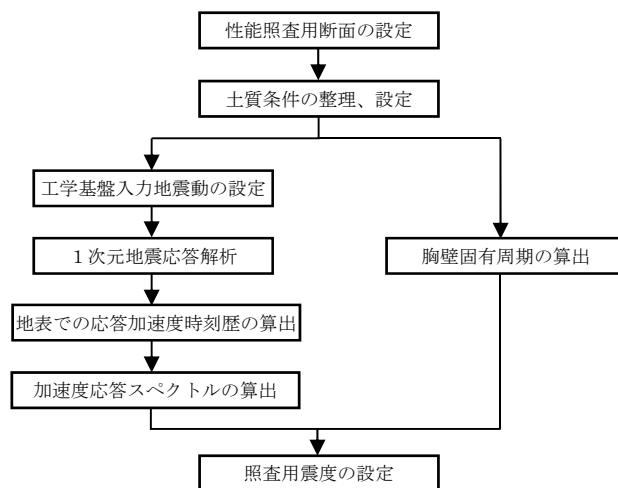


図-5.1 胸壁の照査用震度の設定手順

験を行って地震時応答特性を把握し、骨組解析と加速度応答スペクトルを用いた照査用震度の算出手法について適用性を検討した。

その結果、構造物のばね係数から求める固有振動数は、地震時の胸壁が持つ固有振動特性といくらか誤差を有するものの、加速度応答スペクトルからの最大加速度の推定にはそれほど大きな影響を与えないことを確認した。加速度応答スペクトルから胸壁の最大加速度を推定する際には、算出する固有振動数の誤差の影響よりも、むしろ壁体の回転等による不確定要素が、推定精度を低下させる可能性があることを確認した。レベル2相当の大加速度の地震動に対しては、本検討で用いた応答スペクトル法の適用性は十分でなく、2次元地震応答解析などにより詳細な検討が行われることが望ましい。ただし、本研究はレベル1地震動に対する照査用震度の算出方法の確立を目的としており、比較的大きなレベル2相当の地震動のケースは対象外として除外すれば、胸壁の最大加速度を高い精度で推定可能という結果が得られた。本検討において、胸壁のレベル1地震動に対する壁体の最大応答加速度値の評価に際しての有用な検討結果が得られ、照査用震度算定手順を整理することができた。

(2017年4月25日受付)

参考文献

- 1) 海岸保全施設技術研究会：海岸保全施設の技術上の基準・同解説，p.3-72，2004。
- 2) 水産庁漁港漁場整備部防災漁村課：漁港海岸保全施設の耐震性能設計のガイドライン（案），2010。
- 3) 国土交通省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説（下巻），日本港湾協会，p.922，2007。
- 4) 全国漁港協会：漁港海岸事業設計の手引（平成8年

- 度版), 1998.
- 5) 岩手県土木整備部: 大船渡港跡浜地区海岸防潮堤ほか工事(跡浜地区 防潮堤)防潮堤構造図, <http://www.pref.iwate.jp/nyuusatsu/sonota/038215.html> (2015年10月29日閲覧).
 - 6) 復興庁: 公共インフラにかかわる復興施策 [平成28年7月29日], (2) 地域版, 1. 市町村別のとりまとめ, 2) 岩手県(宮古市), http://www.reconstruction.go.jp/topics/main-cat1/sub-cat1-3/2016/20160729_Iwate07Miyako.pdf (2016年8月22日閲覧).
 - 7) 復興庁: 公共インフラにかかわる復興施策 [平成28年7月29日], (2) 地域版, 1. 市町村別のとりまとめ, 2) 岩手県(大船渡市), http://www.reconstruction.go.jp/topics/main-cat1/sub-cat1-3/2016/20160729_Iwate07Miyako.pdf (2016年8月22日閲覧).
 - 8) 海岸保全施設技術研究会: 海岸保全施設の技術上の基準・同解説, p.3-73, 2004.
 - 9) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻), 日本港湾協会, pp.1113-1118, 2007.
 - 10) 沿岸技術研究センター: 港湾構造物設計事例集(平成19年改訂版(上巻)), pp.2-9-2-10, 2007.
 - 11) 横田弘, 川端規之, 芥川博昭, 黒崎和保, 津嶋敏明, 原田典佳, 矢頭明子: 鋼直杭式栈橋の弾塑性解析による耐震性能照査および簡便照査法の提案, 港湾技術研究所資料, No.943, 1999.
 - 12) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻), 日本港湾協会, p.628, 2007.
 - 13) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻), 日本港湾協会, p.1112, 2007.
 - 14) 日本道路協会: 道路橋示方書(共通編・下部構造編)・同解説, pp.283-287, 2012.
 - 15) 日本道路協会: 道路橋示方書(共通編・下部構造編)・同解説, pp.311-313, 2012.
 - 16) 長尾毅, 岩田直樹, 藤村公宣, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法, 国土技術政策総合研究所資料 No.310, 2006.
 - 17) 深澤清尊, 佐藤陽子, 野津厚, 菅野高弘: 港湾地域強震観測年報(2001), 港湾空港技術研究所資料, No.1019, 2002 (<http://www.eq.ysk.nilim.go.jp>).
 - 18) 防災科学技術研究所: 強震観測網(K-NET, KiK-net), <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
 - 19) 香川敬生, 江尻謙嗣: 震源断層の破壊過程を考慮した震源近傍地震動の試算, 土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム発表論文集, pp.1-6, 1998.
 - 20) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 耐震設計, 丸善, 1999.
 - 21) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), 日本港湾協会, pp.262-263, 1999.
 - 22) 森田年一, 井合進, H.Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予想プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易測定法, 港湾技術研究所資料 No.869, 1997.
 - 23) 横田弘, 竹鼻直人, 南兼一郎, 高橋邦夫, 川端規之: 鋼管杭式栈橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察, 港湾技術研究所報告 Vol.37, No.2, pp.75-130, 1998.
 - 24) 国土交通省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻), 日本港湾協会, pp.747-748, 1999.
 - 25) 栗原直範, 長尾毅: 直杭式栈橋の動的特性を考慮した照査用震度の算出方法に関する基礎的研究, 国土技術政策総合研究所資料 No.591, 2010.
 - 26) 小濱英司, 大久保陽介, 楠健吾: 異なる解析手法による直杭式栈橋のレベル1地震時の応答特性の比較, 港湾空港技術研究所資料 No.1260, 2012.
 - 27) Iai S: Similitude for shaking table tests on soil-structure model in 1G gravitational field. Report of the port and harbor research institute, 27(3), 3-24, Ministry of Transport, Japan, 1988.

付録

付録-A. 数値解析結果

表-A.1 骨組解析条件および計算結果

形式	単位 奥行き重量 [kN/m]	奥行き [m]	地盤反力係数の計算方法		ばね係数 [kN/m]			固有振動数 [Hz]			
			杭 地盤抵抗ばね	床板部 地盤抵抗ばね	Ground-1	Ground-2	Ground-3	Ground-1	Ground-2	Ground-3	
TYPE-1 [杭基礎]	438.0	2.25	港湾基準 1500aN	無し		11,913	21,780	26,446	1.73	2.34	2.58
				道路橋 示方書	・側面-水平 反力ばね	34,245	85,877	116,945	2.94	4.66	5.43
			港湾基準 2000aN	無し		13,719	24,475	29,476	1.86	2.49	2.73
				道路橋 示方書	・側面-水平 反力ばね	35,379	87,623	118,656	2.99	4.70	5.47
			道路橋 示方書	無し		17,210	30,932	37,274	2.08	2.79	3.07
				道路橋 示方書	・側面-水平 反力ばね	37,861	88,358	121,674	3.09	4.72	5.54
TYPE-2 [杭基礎]	443.0	2.00	港湾基準 1500aN	考慮無し		18,511	33,761	41,421	2.28	3.08	3.41
				道路橋 示方書	・側面-水平 反力ばね	44,886	112,946	156,101	3.55	5.63	6.62
			港湾基準 2000aN	考慮無し		20,901	37,423	45,683	2.42	3.24	3.58
				道路橋 示方書	・側面-水平 反力ばね	46,662	114,893	157,706	3.62	5.68	6.65
			道路橋 示方書	考慮無し		22,031	40,826	50,202	2.49	3.39	3.75
				道路橋 示方書	・側面-水平 反力ばね	47,527	116,889	160,202	3.65	5.73	6.71
TYPE-3 [直接基礎]	66.5	1.00	-	道路橋 示方書	・側面-水平 反力ばね ・底面-水平 せん断ばね ・底面-鉛直 反力ばね	13,987	33,198	43,522	7.23	11.14	12.76

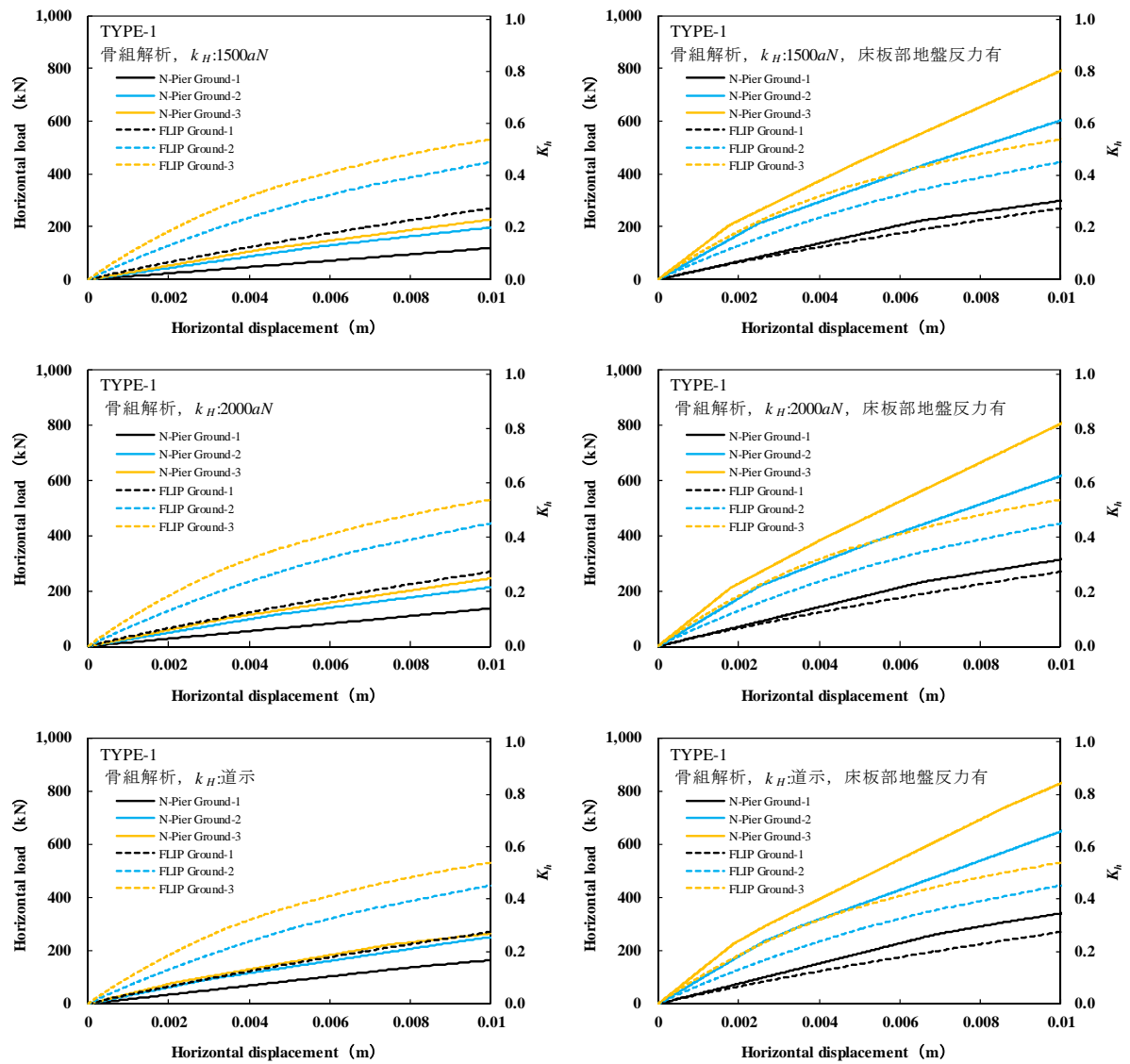


図-A.1 (a) 水平荷重 - 変位曲線 (TYPE-1)

縦軸：水平荷重 (左) 水平震度 (右)，横軸：水平変位

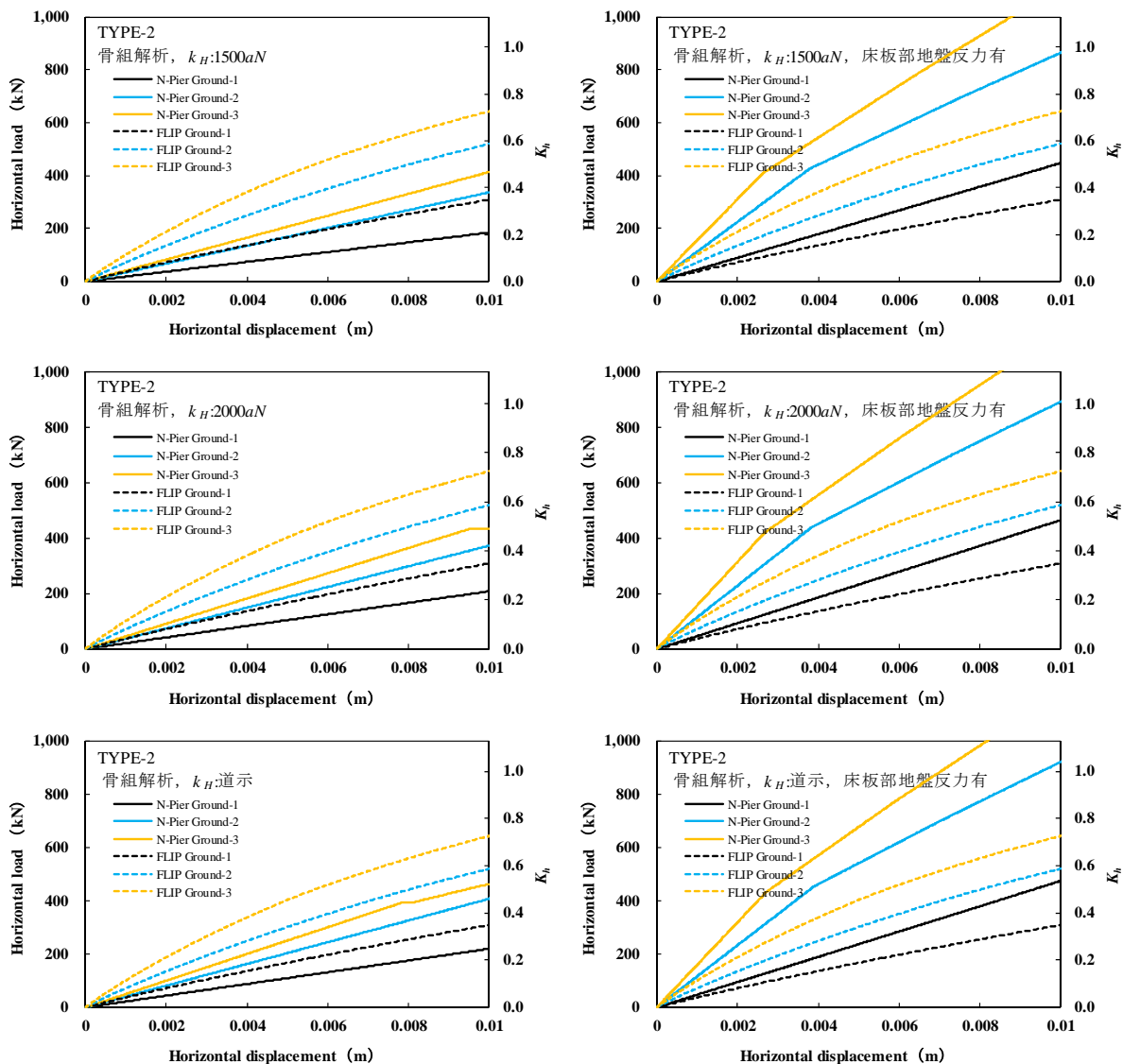


図-A.1 (b) 水平荷重 - 変位曲線 (TYPE-2)
 縦軸：水平荷重 (左) 水平震度 (右)，横軸：水平変位

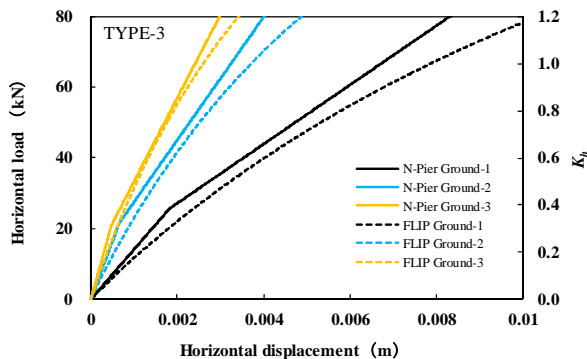


図-A.1 (c) 水平荷重 - 変位曲線 (TYPE-3)
 縦軸：水平荷重 (左) 水平震度 (右)，横軸：水平変位

表-A.2 二次元地震応答解析のフーリエスペクトル比（胸壁重心/自由地盤地表面）から読み取った固有振動数

(a) TYPE-1

入力波	最大加速度 [Gal]	重心位置最大加速度 [Gal]			固有振動数 [Hz]		
		Ground-1	Ground-2	Ground-3	Ground-1	Ground-2	Ground-3
八戸波	210	216	207	204	3.20	4.03	6.13
大船渡波	275	268	274	287	2.96	4.49	6.04
神戸波	817	534	482	509	2.04	3.11	3.14
Dip波	418	401	333	402	2.38	3.72	4.33
Strike波	542	430	347	359	2.59	2.69	4.30
JR波	750	634	460	447	2.23	2.56	2.72
Subduction波	174	245	215	210	3.11	4.99	6.35
宮崎波	56	91	105	78	3.62	5.00	6.74
美都波	23	51	45	42	3.70	5.21	6.69

(b) TYPE-2

入力波	最大加速度 [Gal]	重心位置最大加速度 [Gal]			固有振動数 [Hz]		
		Ground-1	Ground-2	Ground-3	Ground-1	Ground-2	Ground-3
八戸波	210	248	221	221	3.20	4.03	5.80
大船渡波	275	260	298	298	2.93	4.46	5.31
神戸波	817	642	703	703	1.98	3.11	3.11
Dip波	418	477	445	445	2.38	3.72	3.30
Strike波	542	524	490	490	2.56	2.69	3.54
JR波	750	819	882	882	2.23	2.58	3.16
Subduction波	174	282	232	232	3.10	4.32	5.54
宮崎波	56	94	111	111	3.58	4.98	6.23
美都波	23	47	47	47	3.67	5.17	6.37

(c) TYPE-3

入力波	最大加速度 [Gal]	重心位置最大加速度 [Gal]			固有振動数 [Hz]		
		Ground-1	Ground-2	Ground-3	Ground-1	Ground-2	Ground-3
八戸波	210	223	224	192	3.20	5.16	6.44
大船渡波	275	323	258	332	2.96	4.46	5.95
神戸波	817	524	567	611	2.14	1.74	2.26
Dip波	418	458	337	477	1.71	2.96	3.78
Strike波	542	393	364	429	1.83	3.33	3.48
JR波	750	410	447	397	1.43	1.43	2.84
Subduction波	174	271	219	212	2.81	5.16	7.92
宮崎波	56	100	86	70	5.02	7.64	8.83
美都波	23	45	45	40	5.46	8.16	8.62

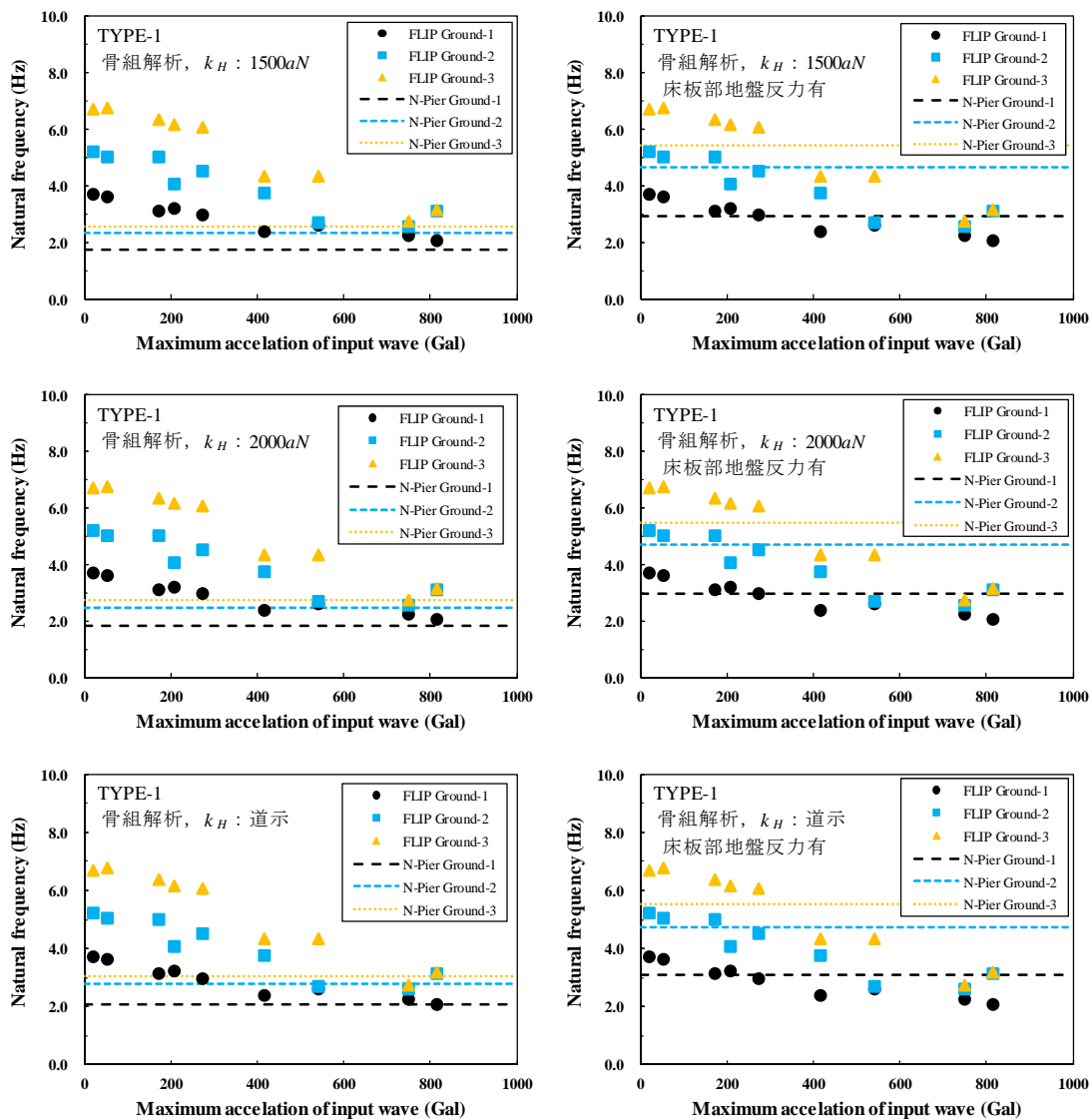


図-A.2 (a) 骨組解析および地震応答解析から算出した固有振動数の比較 (TYPE-1)

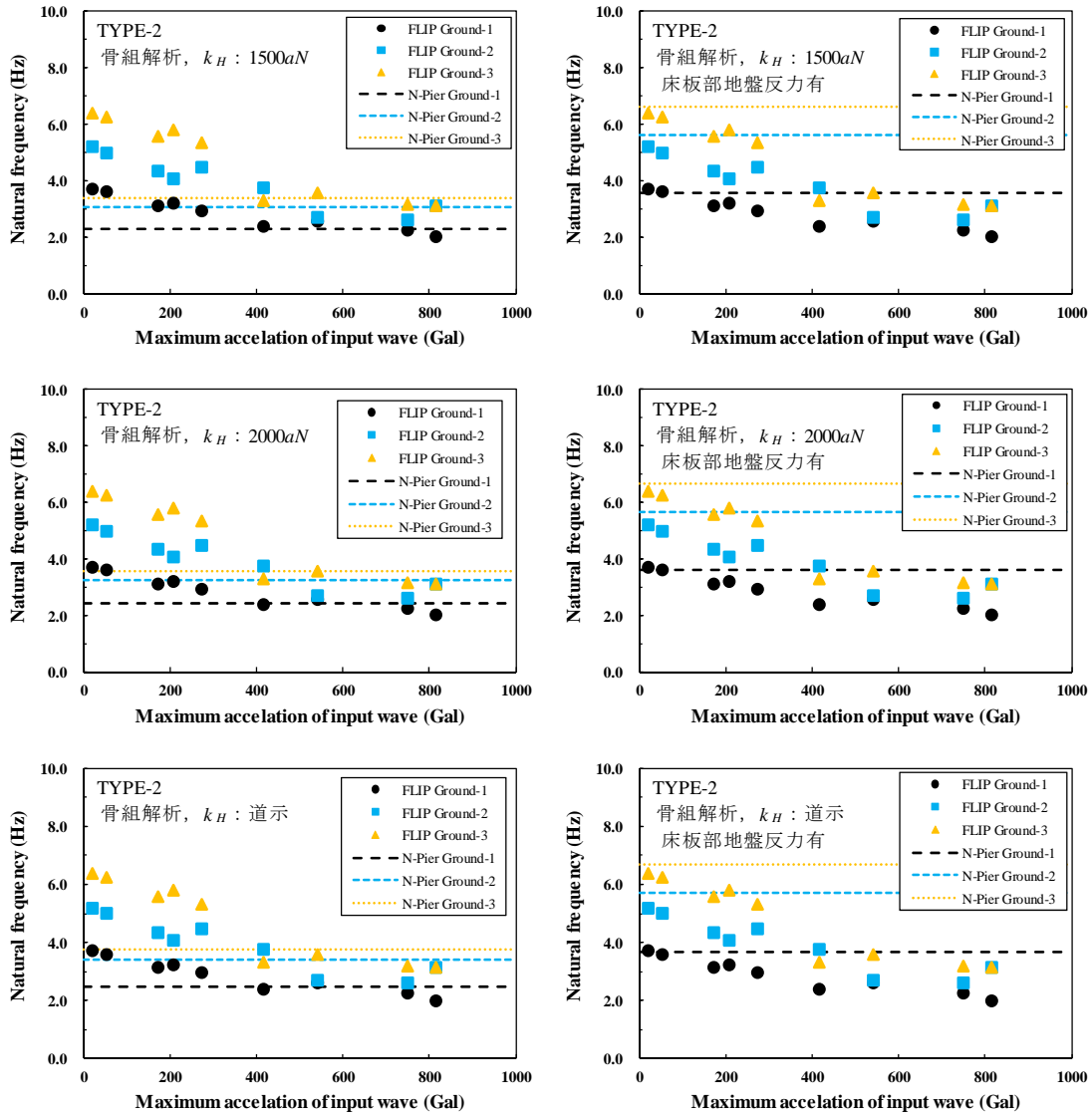


図-A.2 (b) 骨組解析および地震応答解析から算出した固有振動数の比較 (TYPE-2)

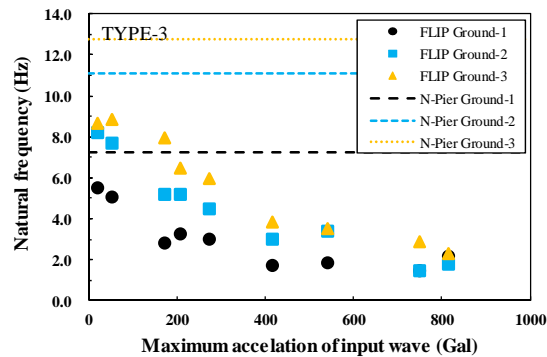


図-A.2 (c) 骨組解析および地震応答解析から算出した固有振動数の比較 (TYPE-3)

表-A.3 自由地盤部仮想固定点要素の初期せん断剛性

形式	地盤条件	基準有効拘束圧 σ'_m [kN/m ²]	基準初期せん断剛性 G_{ma} [kN/m ²]	仮想固定点位置	地表面からの深さ m	有効拘束圧 σ' [kN/m ²]	初期せん断剛性 G_0 [kN/m ²]
TYPE-1	Ground-1	89.8	25,920	Y=+1.0~+0.5	4.5	71.6	23,147
	Ground-2	89.8	58,320	Y=+0.5~±0.0	3.5	61.8	48,382
	Ground-3	72.9	79,380	Y=±0.0~-0.5	3.5	61.8	73,089
TYPE-2	Ground-1	89.8	25,920	Y=-2.5~-3.0	7.0	96.1	26,819
	Ground-2	89.8	58,320	Y=-1.0~-1.5	5.5	81.4	55,533
	Ground-3	72.9	79,380	Y=-0.5~-1.0	5.0	76.5	81,326
TYPE-3	Ground-1	89.8	25,920	Y=+4.0~+3.5	0.5	8.8	8,127
	Ground-2	89.8	58,320	Y=+4.0~+3.5	0.5	8.8	18,287
	Ground-3	72.9	79,380	Y=+4.0~+3.5	0.5	8.8	27,625

表-A.4 自由地盤部仮想固定点要素におけるせん断剛性およびせん断剛性低下率

(a) TYPE-1

入力波	Ground-1 [Y=+1.0~+0.5]			Ground-2 [Y=+0.5~±0.0]			Ground-3 [Y=±0.0~-0.5]		
	G_0	G'	G_0/G'	G_0	G'	G_0/G'	G_0	G'	G_0/G'
	[kN/m ²]	[kN/m ²]		[kN/m ²]	[kN/m ²]		[kN/m ²]	[kN/m ²]	
八戸波	23,147	10,730	0.464	48,382	23,043	0.476	73,089	36,867	0.504
大船渡波		9,760	0.422		22,826	0.472		34,310	0.469
神戸波		3,461	0.150		9,781	0.202		19,332	0.264
Dip波		5,157	0.223		12,321	0.255		20,660	0.283
Strike波		5,171	0.223		13,673	0.283		22,852	0.313
JR波		2,912	0.126		7,511	0.155		17,403	0.238
Subduction波		8,245	0.356		22,860	0.472		35,678	0.488
宮崎波		15,340	0.663		33,926	0.701		49,420	0.676
美都波		16,785	0.725		36,792	0.760		52,594	0.720

(b) TYPE-2

入力波	Ground-1 [Y=-2.5~-3.0]			Ground-2 [Y=-1.0~-1.5]			Ground-3 [Y=-0.5~-1.0]		
	G_0	G'	G_0/G'	G_0	G'	G_0/G'	G_0	G'	G_0/G'
	[kN/m ²]	[kN/m ²]		[kN/m ²]	[kN/m ²]		[kN/m ²]	[kN/m ²]	
八戸波	26,819	10,290	0.445	55,533	22,423	0.463	81,326	36,055	0.493
大船渡波		11,566	0.500		23,956	0.495		34,717	0.475
神戸波		2,777	0.120		7,146	0.148		8,546	0.117
Dip波		3,748	0.162		9,423	0.195		11,412	0.156
Strike波		3,997	0.173		11,441	0.236		13,936	0.191
JR波		2,333	0.101		4,304	0.089		5,138	0.070
Subduction波		7,042	0.304		21,764	0.450		31,251	0.428
宮崎波		18,401	0.795		37,110	0.767		55,207	0.755
美都波		19,791	0.855		39,922	0.825		61,174	0.837

(c) TYPE-3

入力波	Ground-1 [Y=+4.0~+3.5]			Ground-2 [Y=+4.0~+3.5]			Ground-3 [Y=+4.0~+3.5]		
	G_0	G'	G_0/G'	G_0	G'	G_0/G'	G_0	G'	G_0/G'
	[kN/m ²]	[kN/m ²]		[kN/m ²]	[kN/m ²]		[kN/m ²]	[kN/m ²]	
八戸波	8,127	2,844	0.123	18,287	6,389	0.132	27,625	9,933	0.136
大船渡波		2,465	0.106		5,891	0.122		8,891	0.122
神戸波		1,495	0.065		3,694	0.076		5,055	0.069
Dip波		1,821	0.079		4,661	0.096		5,783	0.079
Strike波		1,859	0.080		4,533	0.094		6,268	0.086
JR波		1,298	0.056		3,155	0.065		4,573	0.063
Subduction波		2,694	0.116		7,468	0.154		9,811	0.134
宮崎波		3,792	0.164		9,029	0.187		13,604	0.186
美都波		4,109	0.178		9,618	0.199		14,440	0.198

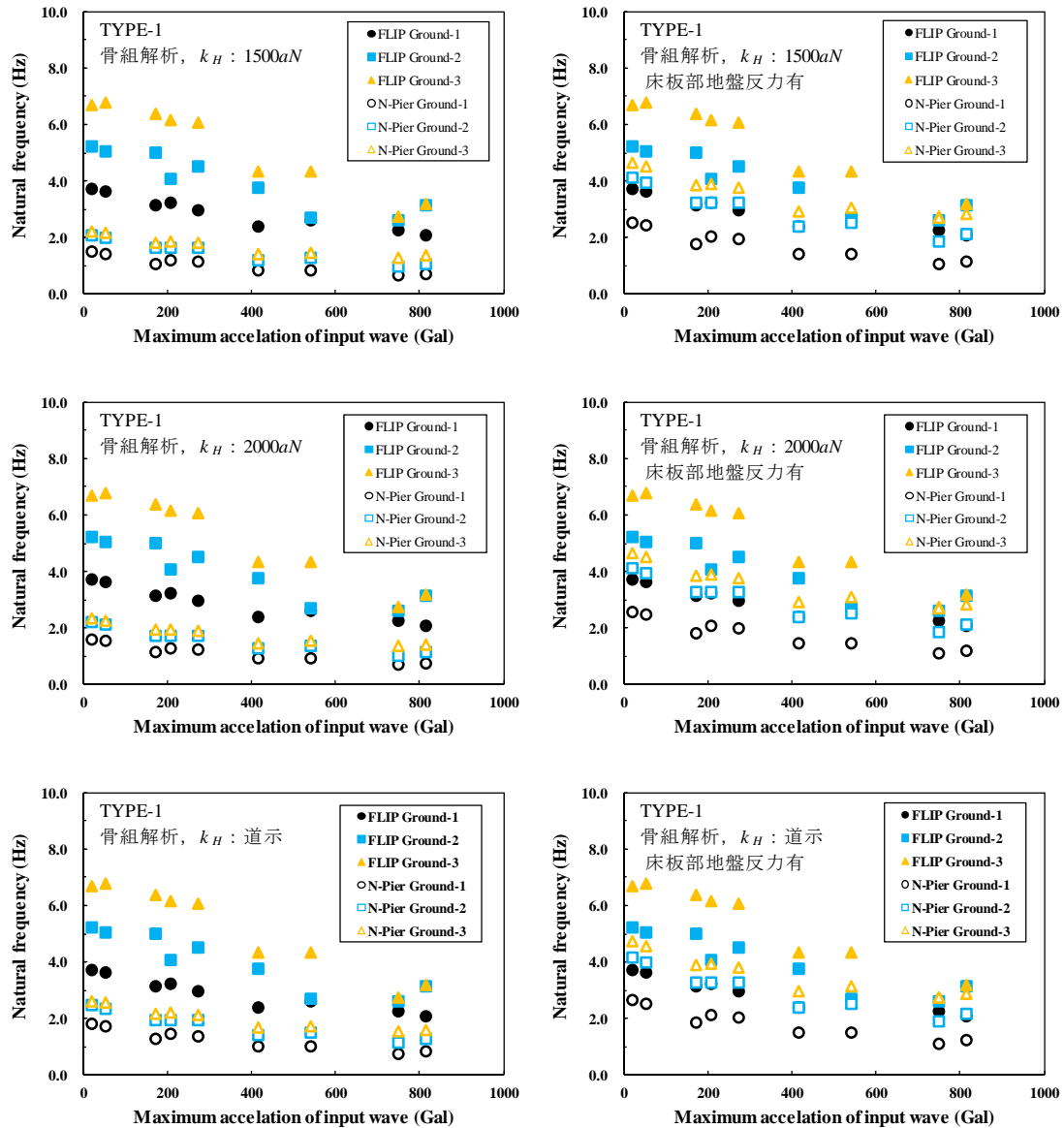


図-A.3 (a) 修正固有振動数[骨組解析と]固有振動数[地震応答解析]の比較 (TYPE-1)

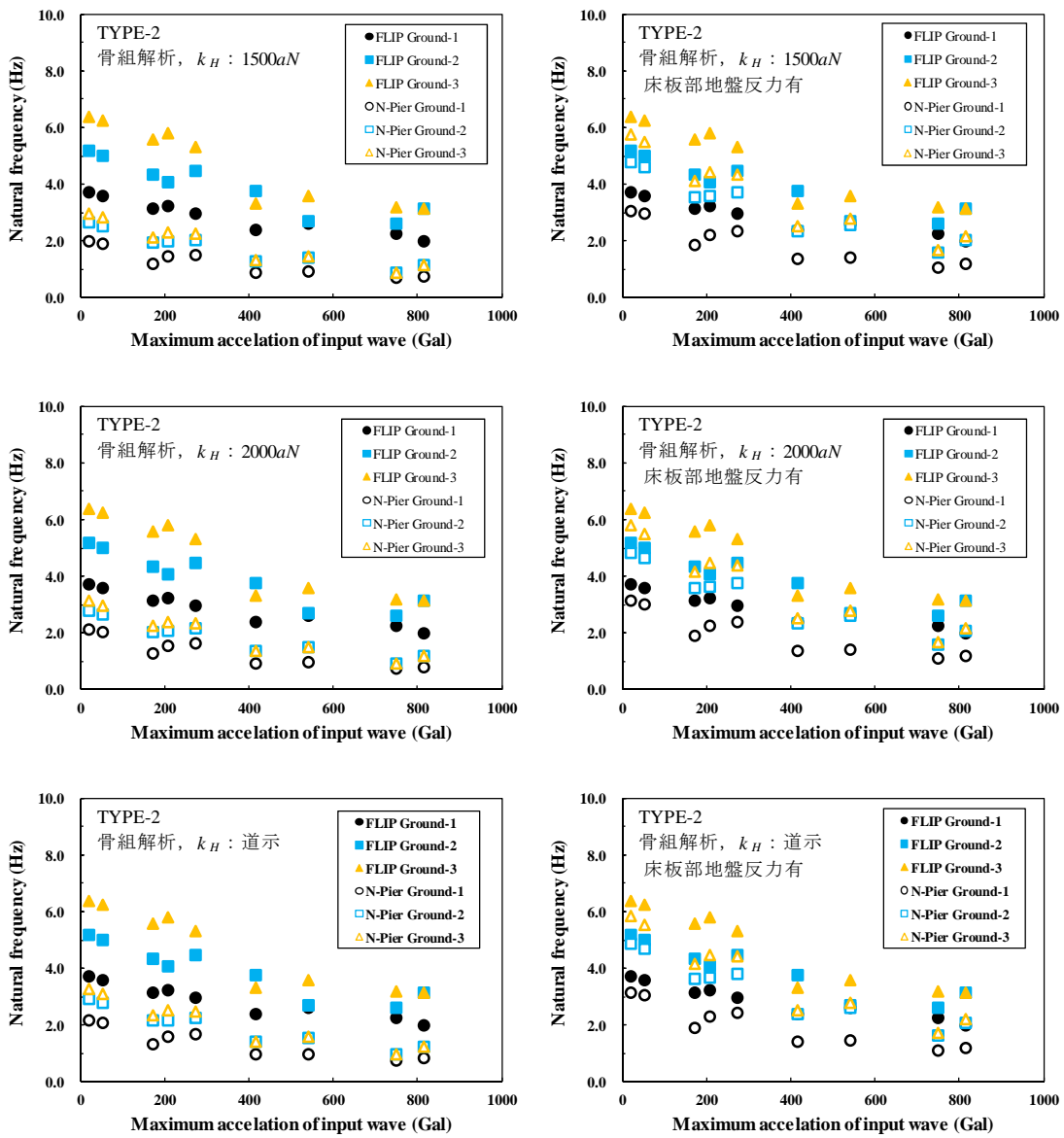


図-A.3 (b) 修正固有振動数[骨組解析と]固有振動数[地震応答解析]の比較
(TYPE-2)

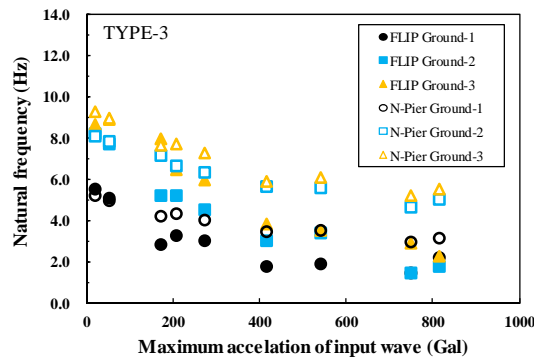


図-A.3 (c) 修正固有振動数[骨組解析と]固有振動数[地震応答解析]の比較
(TYPE-3)

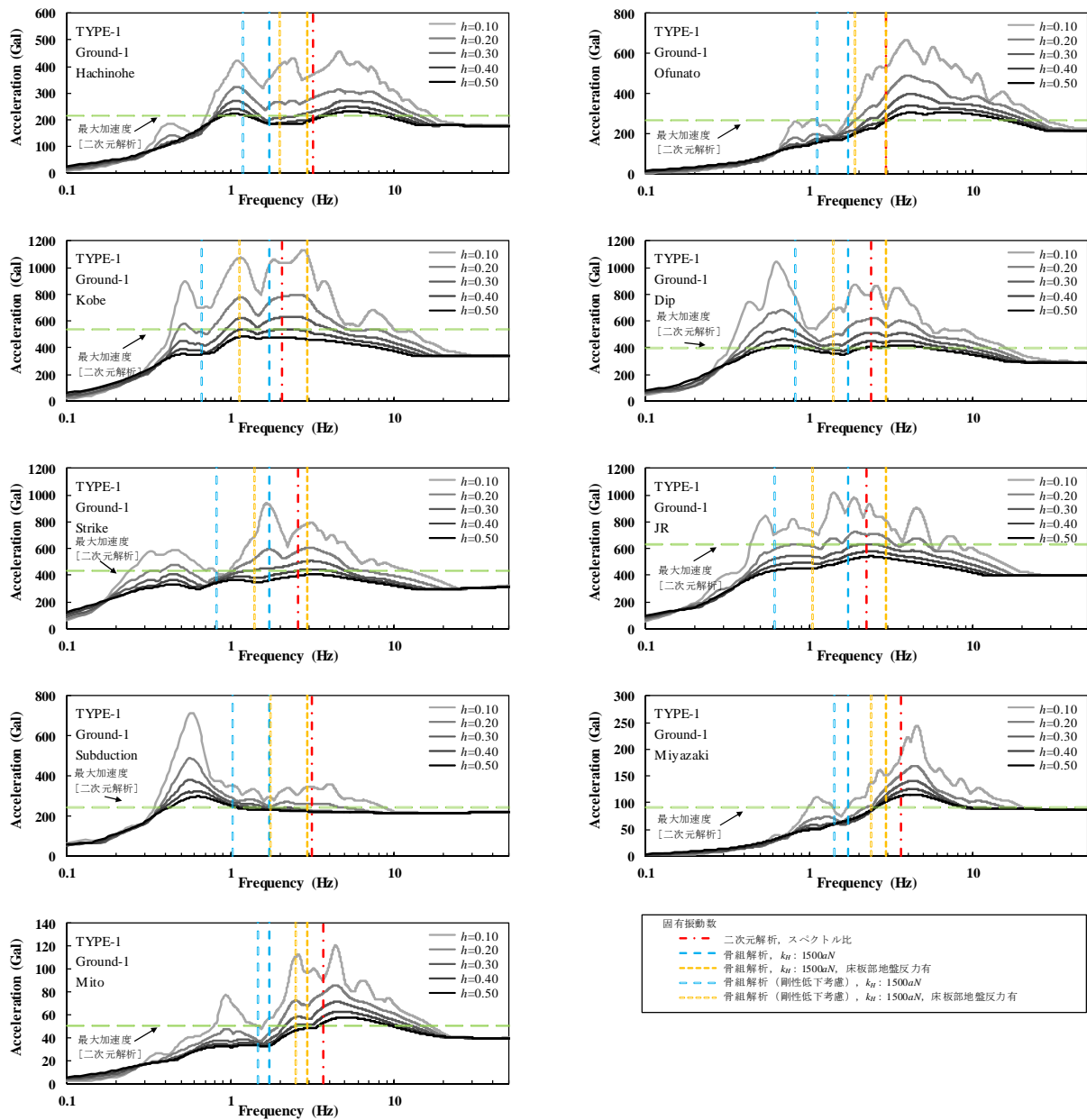


図-A.4 (a) 加速度応答スペクトル (TYPE-1, Ground-1)

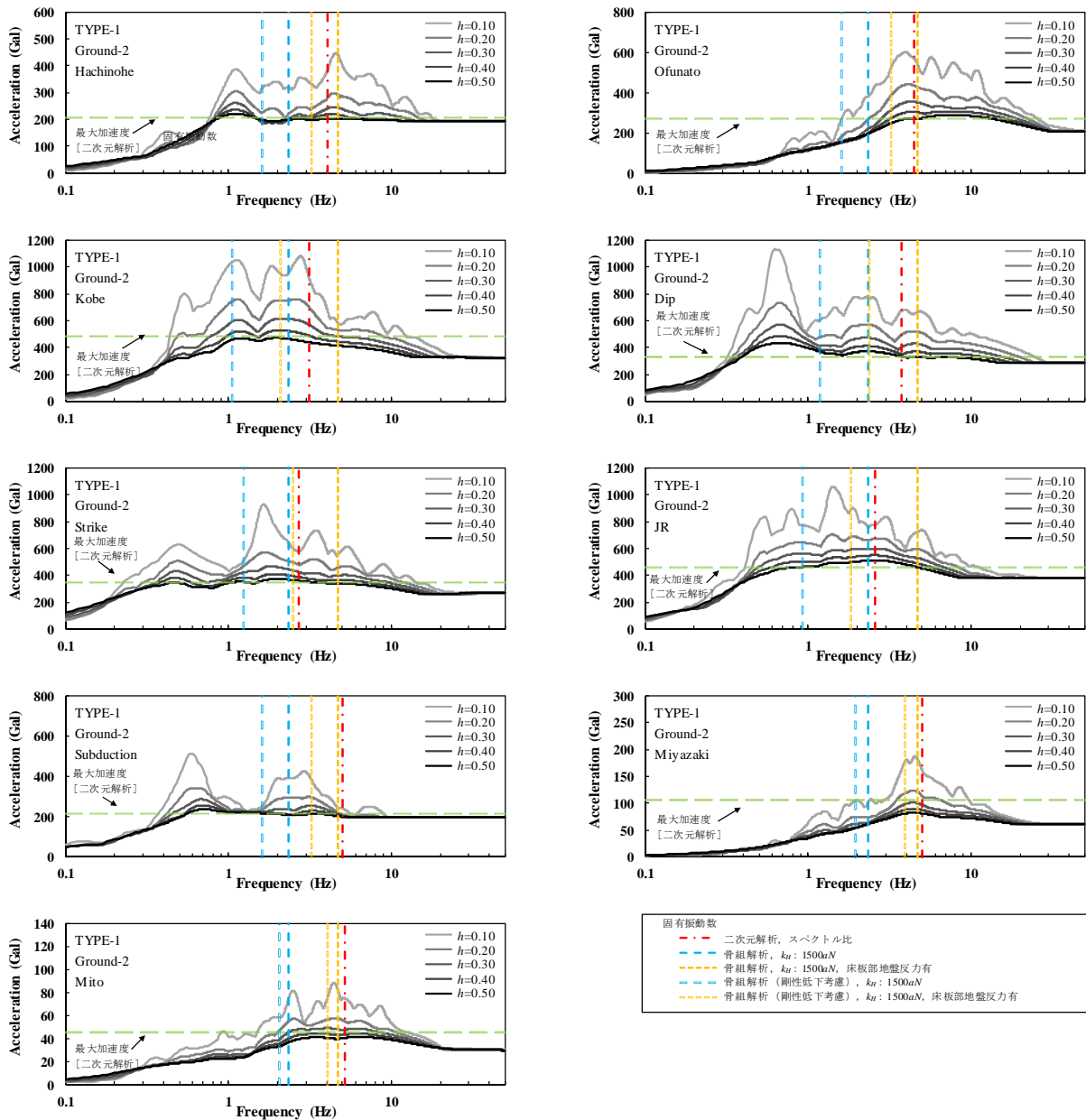


図-A.4 (b) 加速度応答スペクトル (TYPE-1, Ground-2)

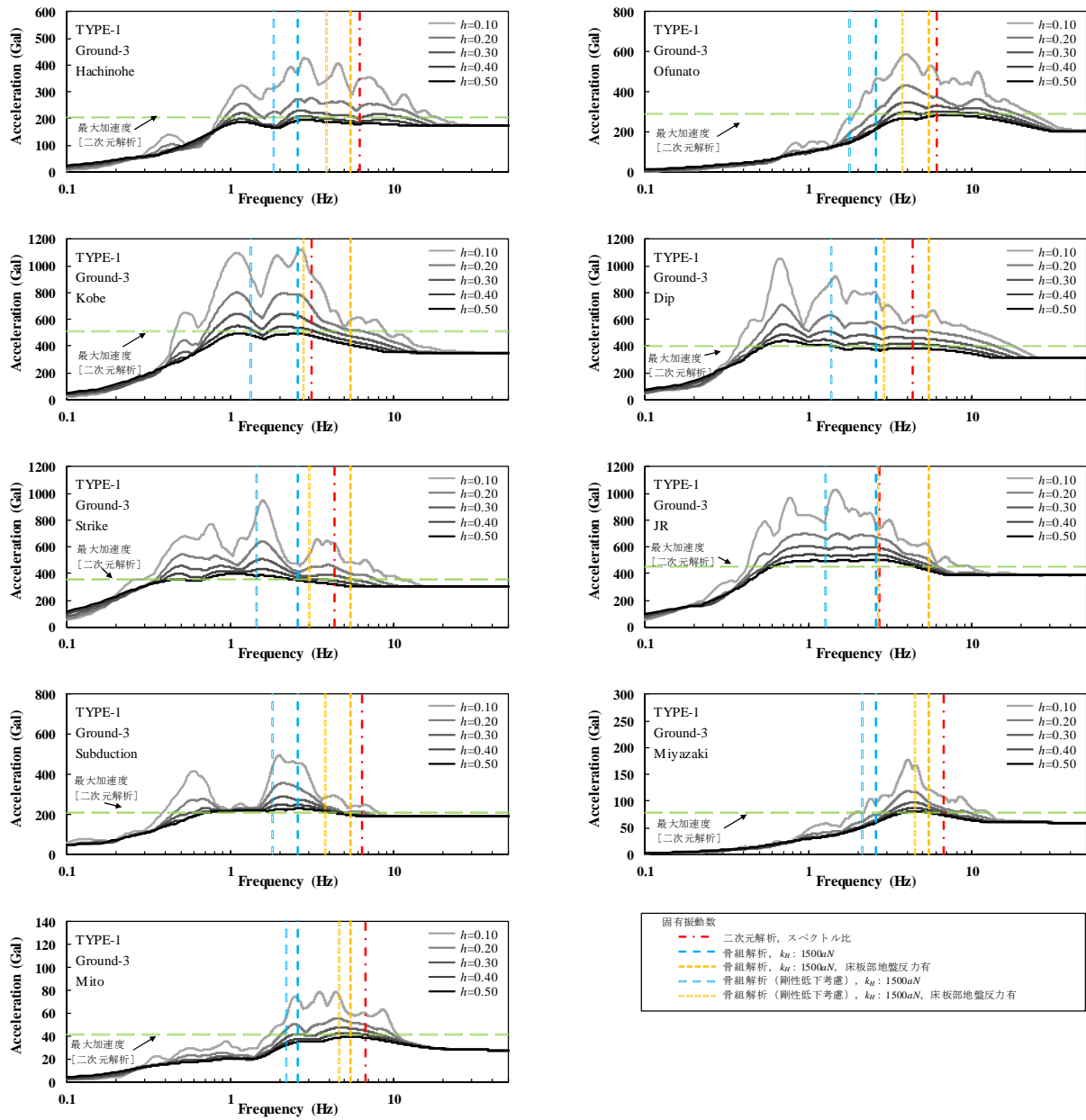


図-A.4 (c) 加速度応答スペクトル (TYPE-1, Ground-3)

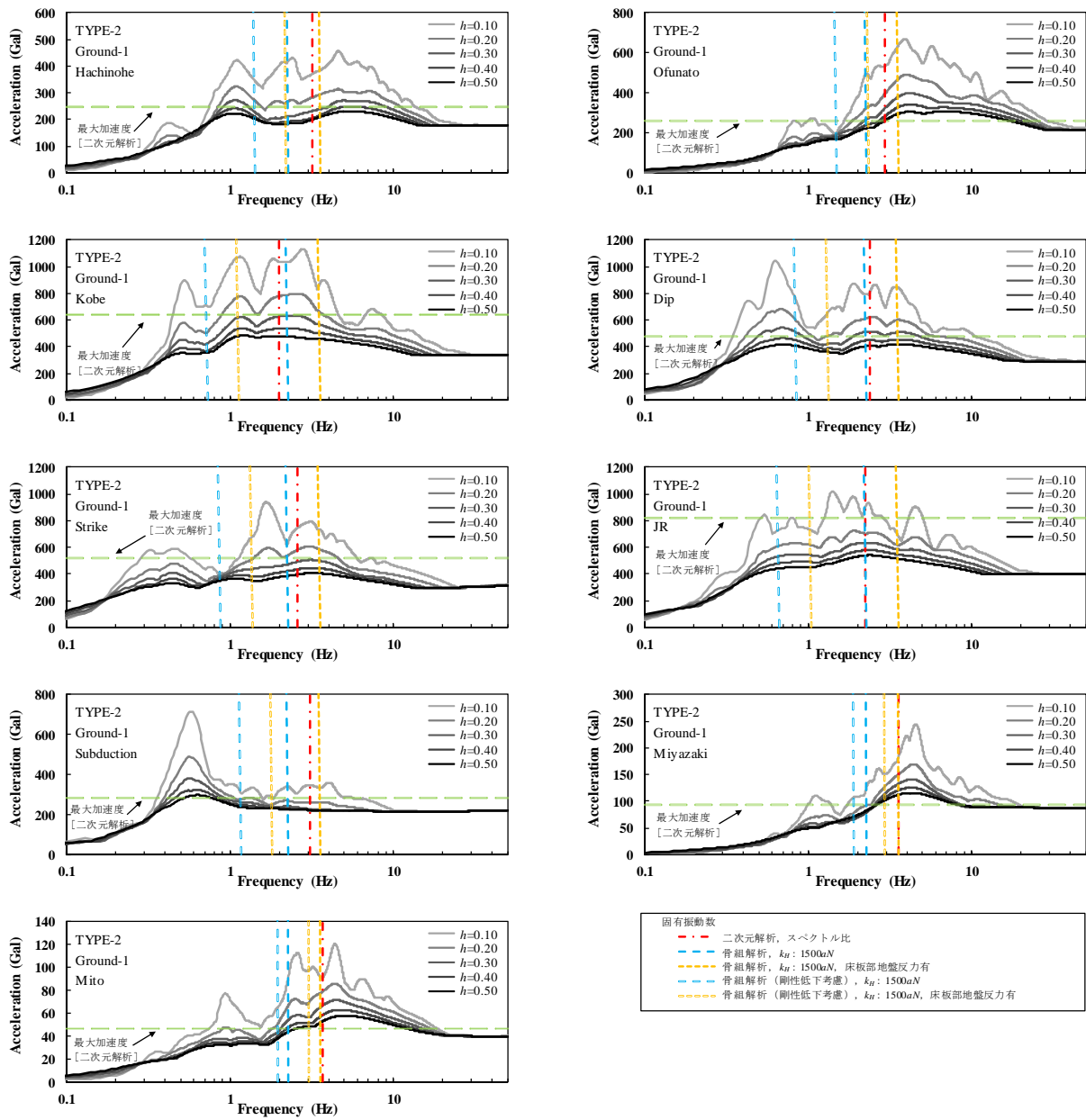


図-A.4 (d) 加速度応答スペクトル (TYPE-2, Ground-1)

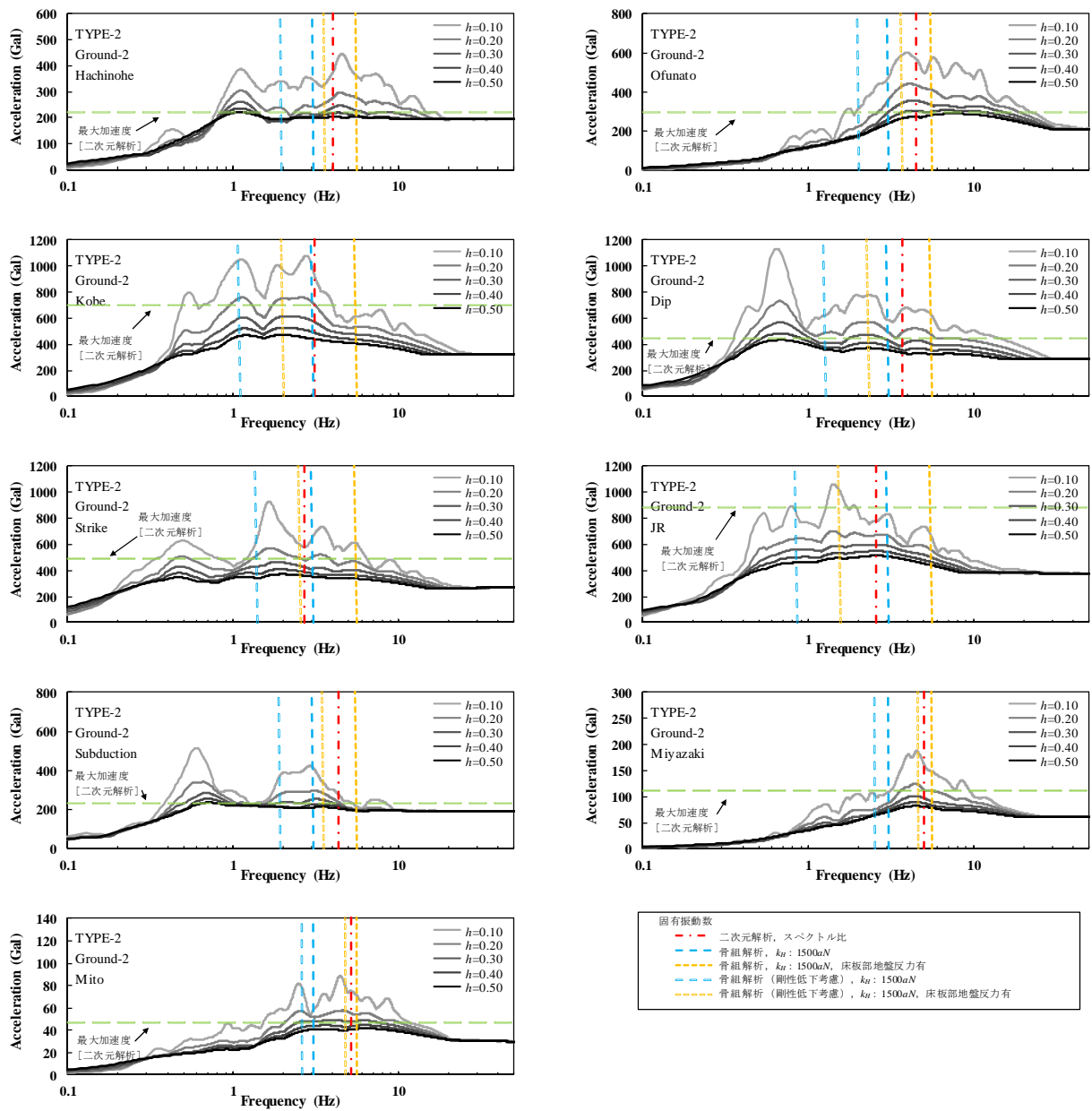


図-A.4 (e) 加速度応答スペクトル (TYPE-2, Ground-2)

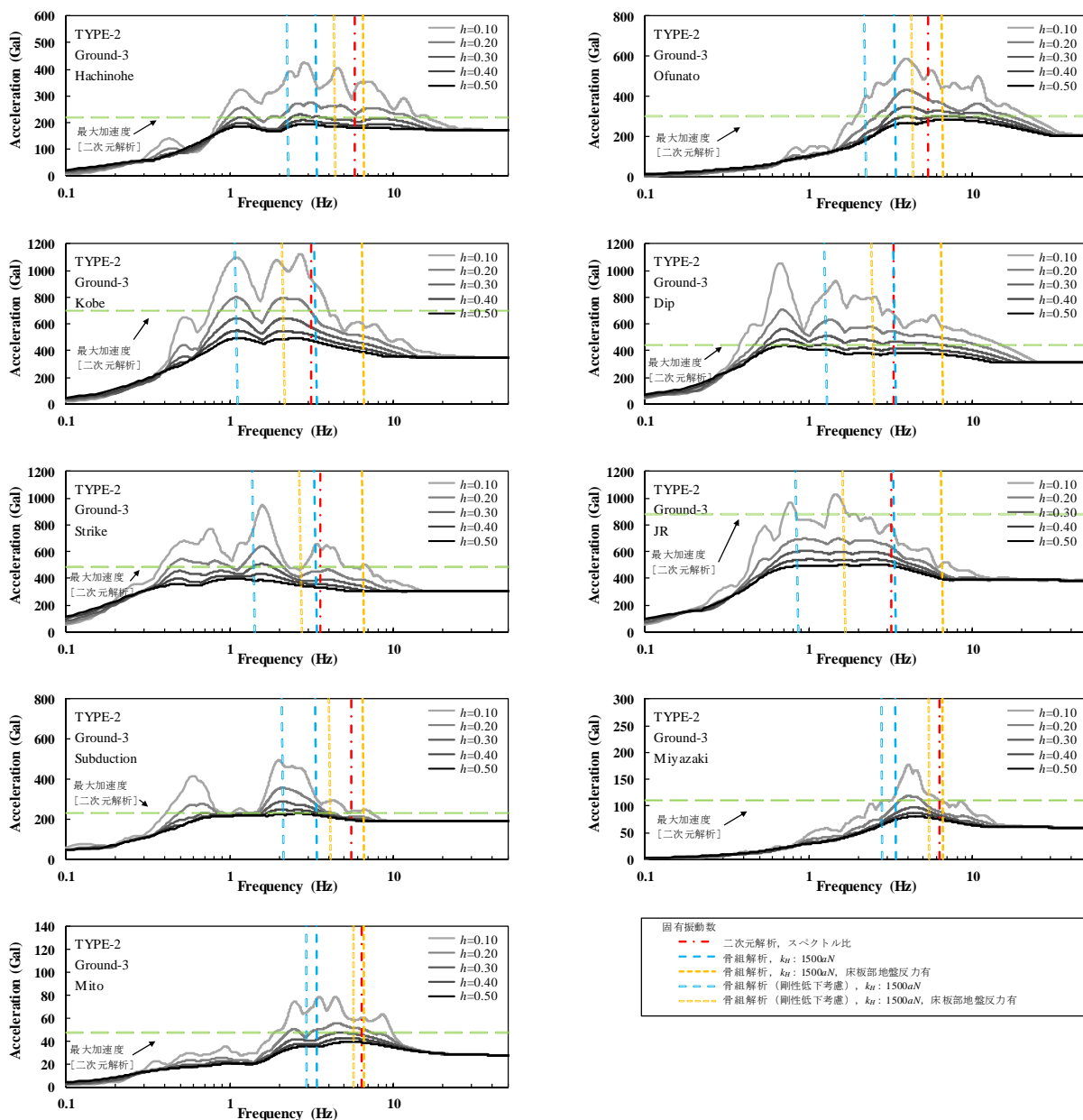


図-A.4 (f) 加速度応答スペクトル (TYPE-2, Ground-3)

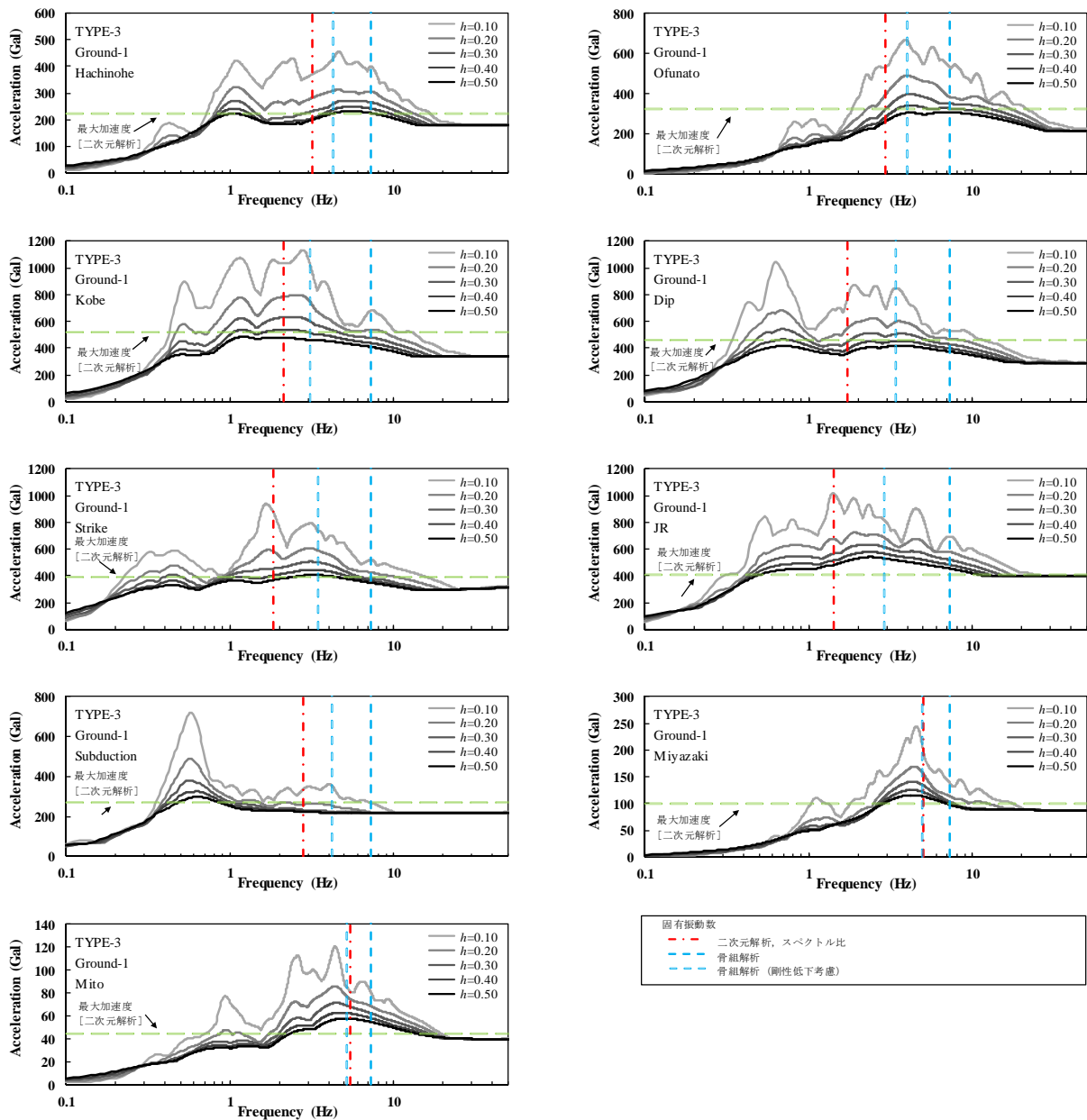


図-A.4 (g) 加速度応答スペクトル (TYPE-3, Ground-1)

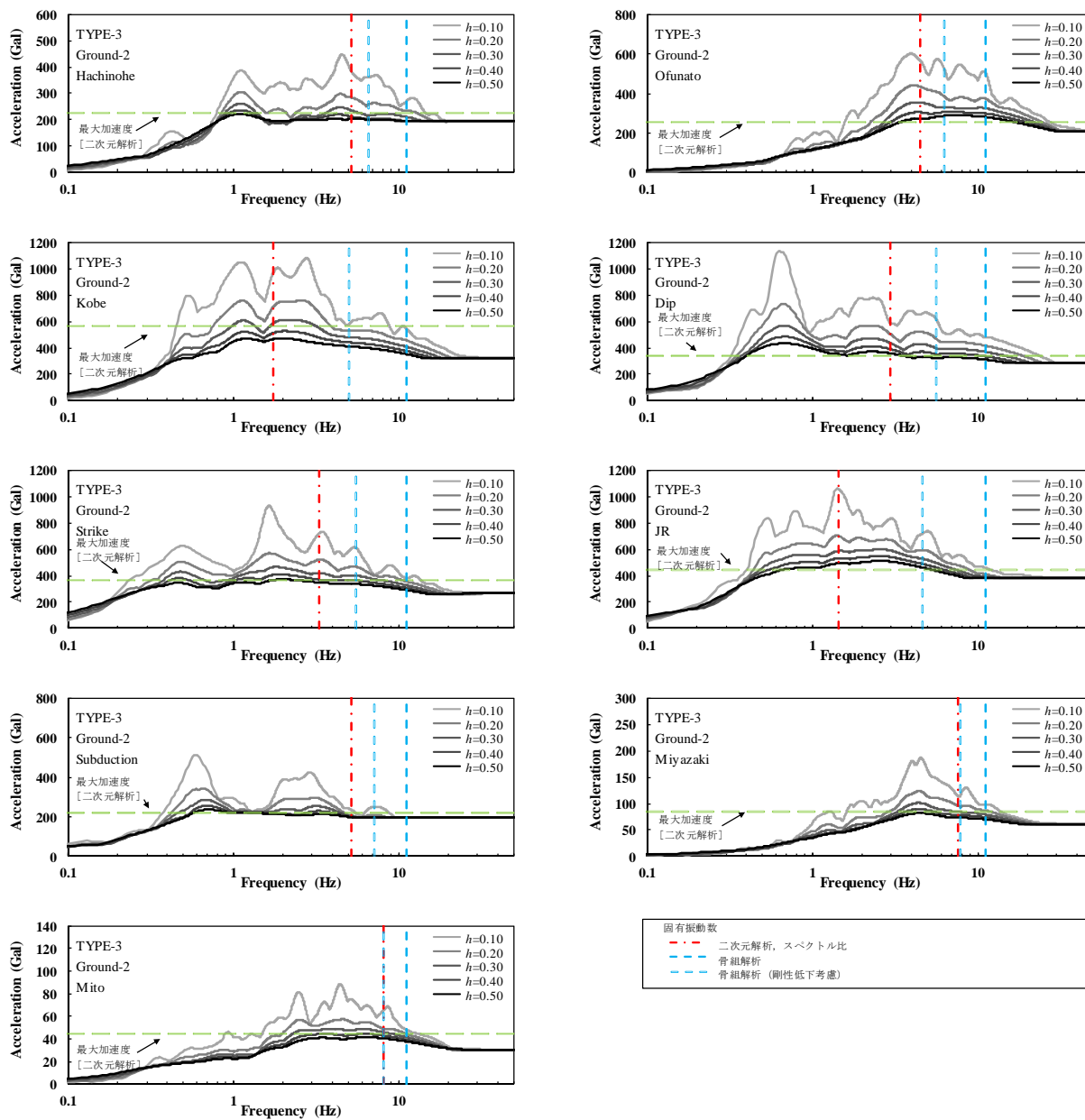


図-A.4 (h) 加速度応答スペクトル (TYPE-3, Ground-2)

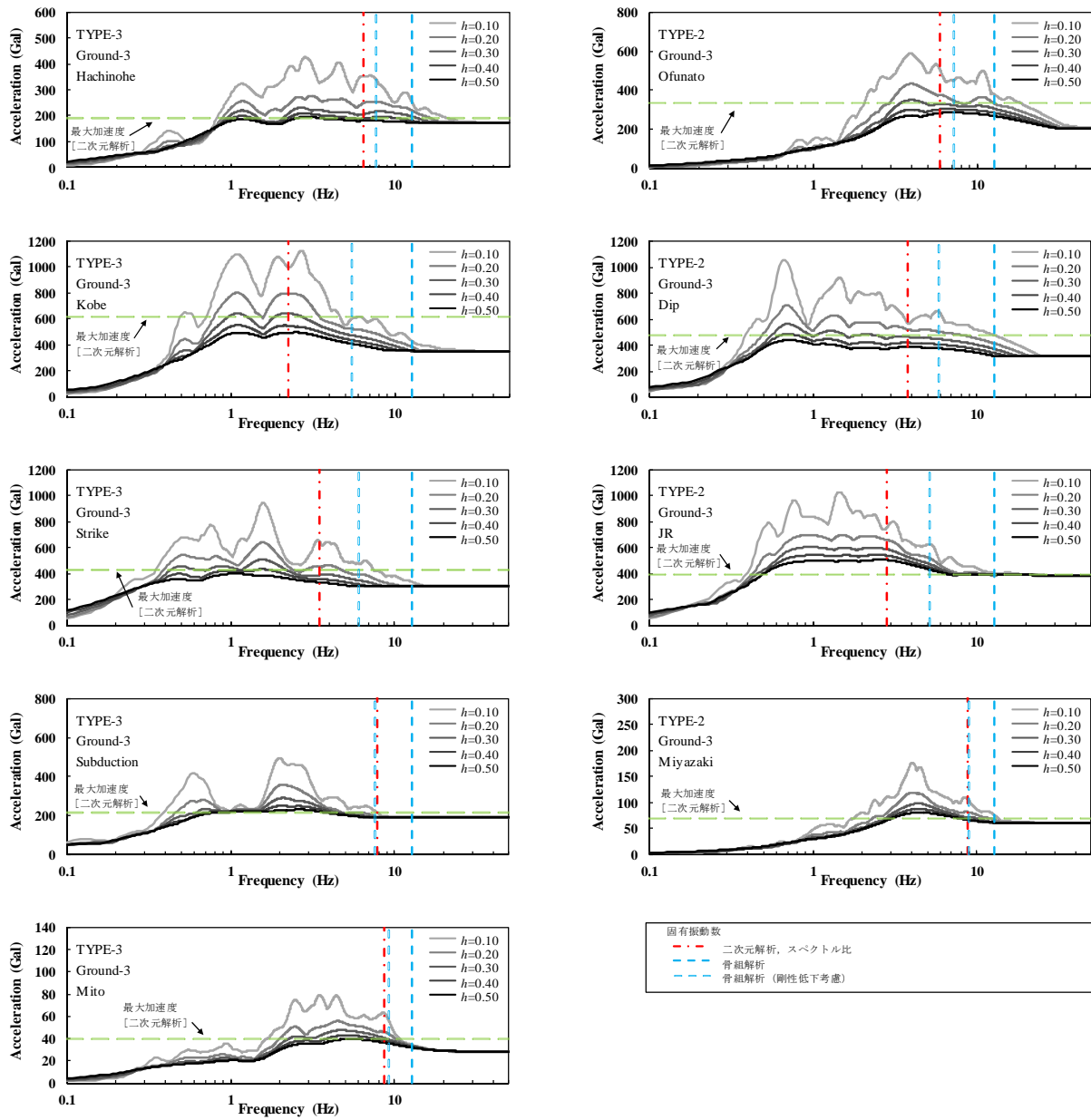
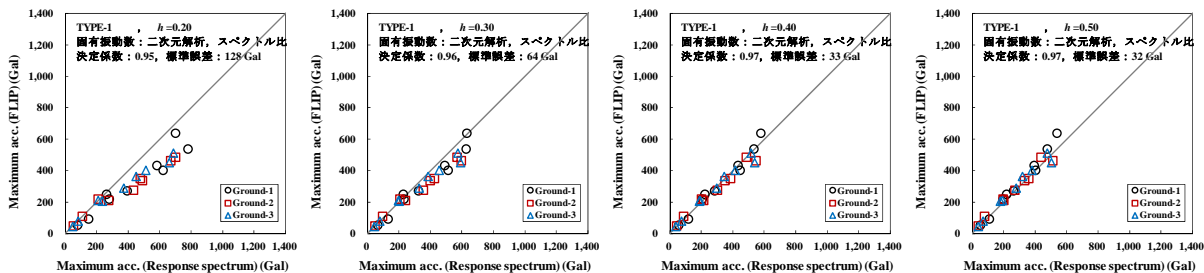
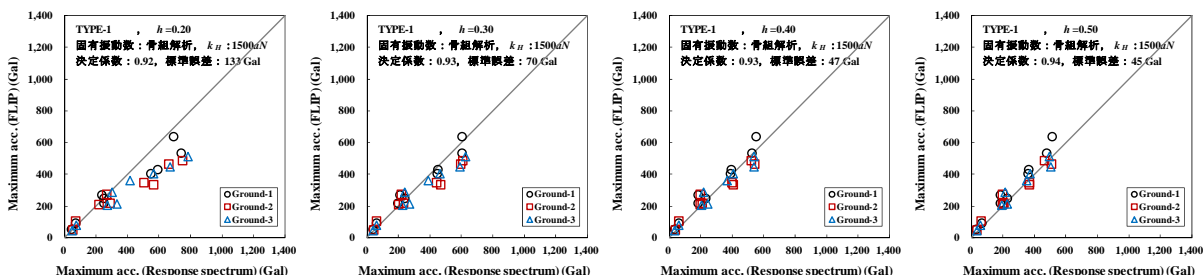


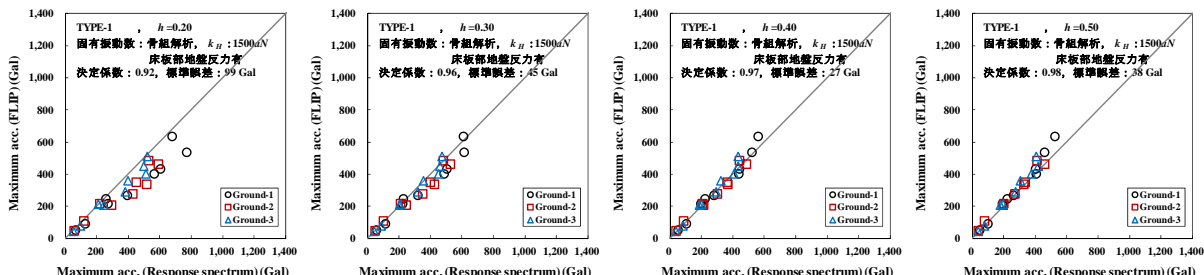
図-A.4 (i) 加速度応答スペクトル (TYPE-3, Ground-3)



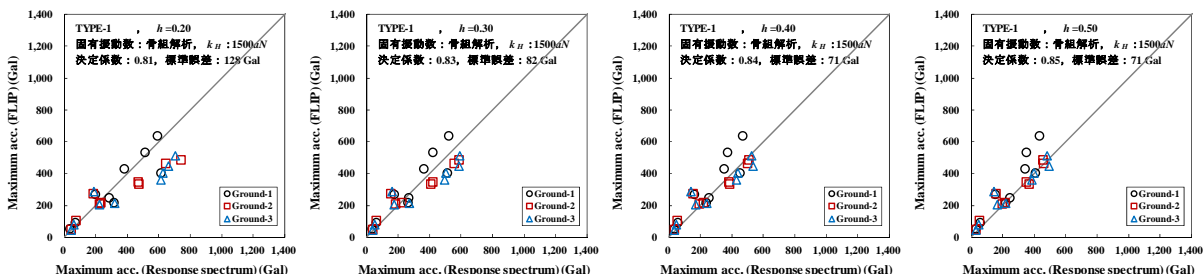
(i) 固有振動数: 二次元解析, スペクトル比



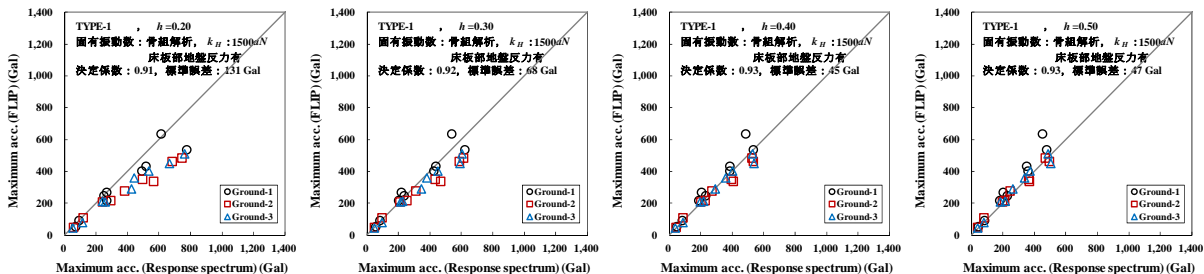
(ii) 固有振動数: 骨組解析, $k_H: 1500aN$



(iii) 固有振動数: 骨組解析, $k_H: 1500aN$, フーチング側面地盤反力有り



(iv) 固有振動数: 骨組解析, $k_H: 1500aN$, 地盤剛性により修正



(v) 固有振動数: 骨組解析, $k_H: 1500aN$, フーチング側面地盤反力有り, 地盤剛性により修正

図-A.5 (a) 最大加速度の推定値と計算値の比較 (TYPE-1)
縦軸: 最大加速度 (計算値), 横軸: 最大加速度 (推定値)

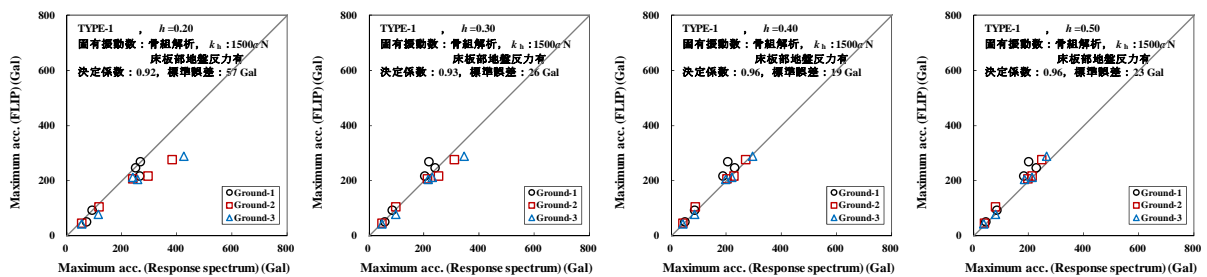
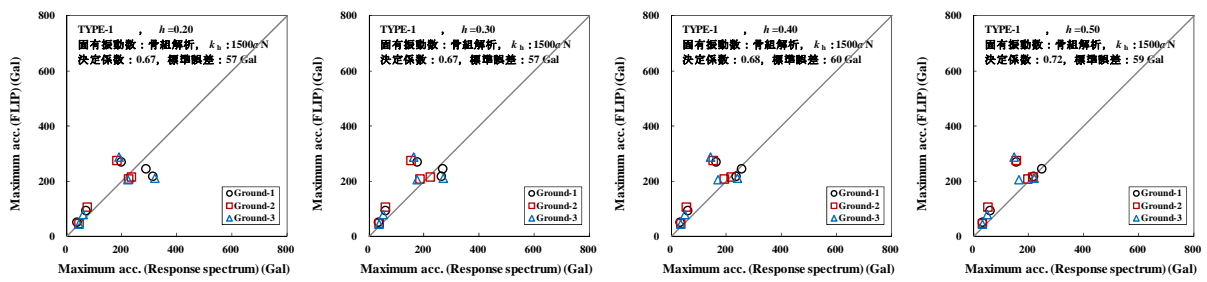
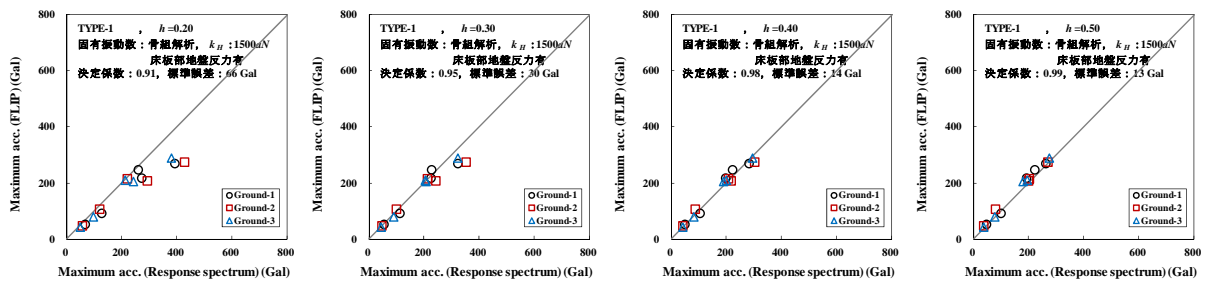
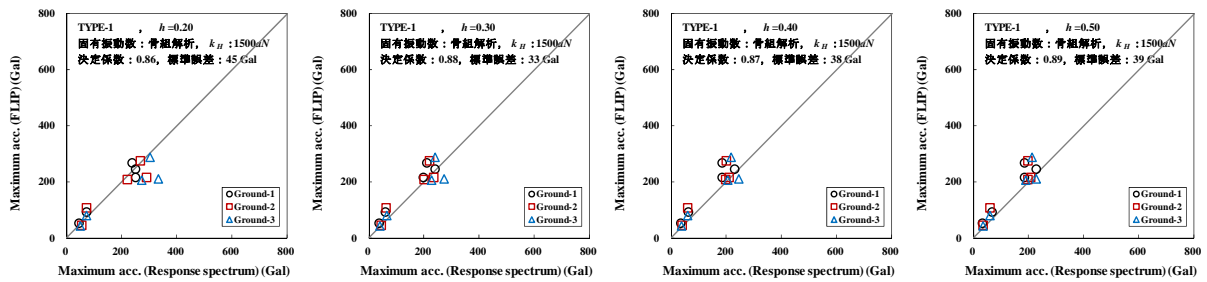
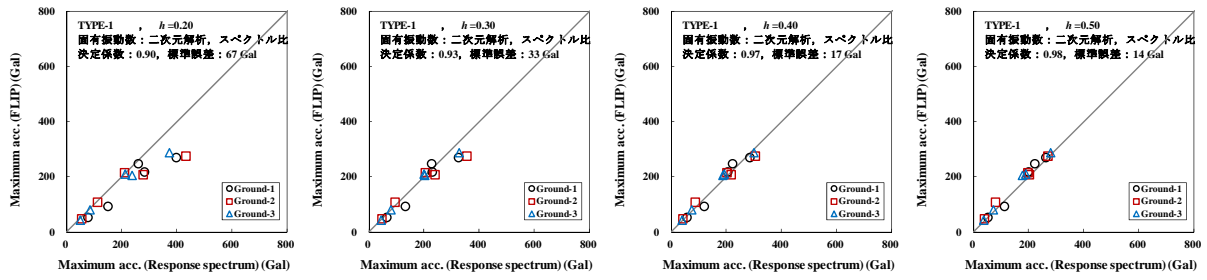
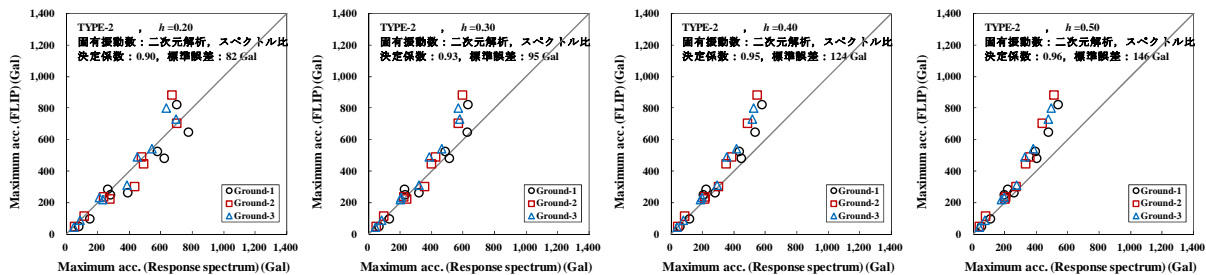
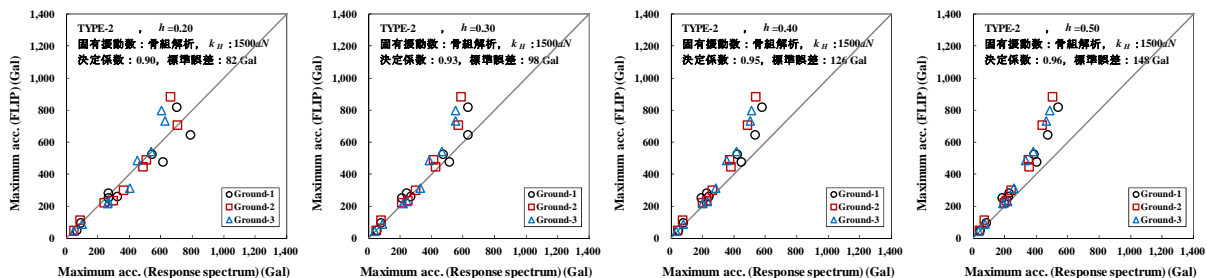


図-A.5 (b) 最大加速度の推定値と計算値の比較 (TYPE-1) (400Gal 以上除外)

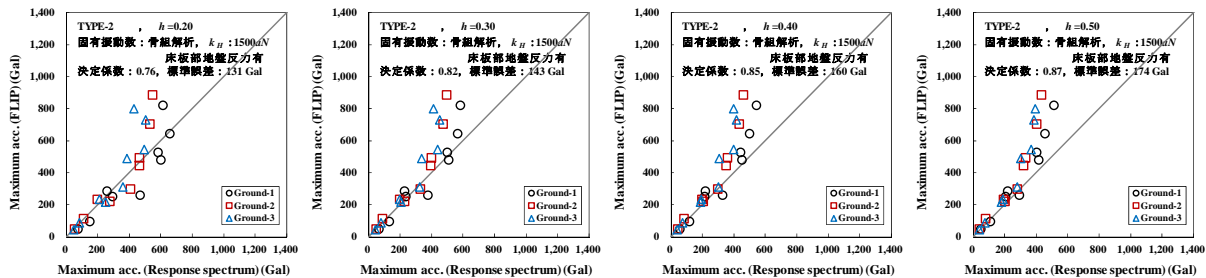
縦軸：最大加速度 (計算値)，横軸：最大加速度 (推定値)



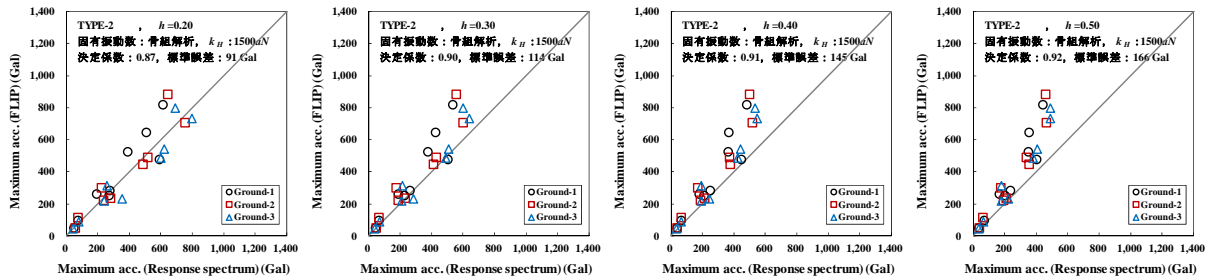
(i) 固有振動数：二次元解析，スペクトル比



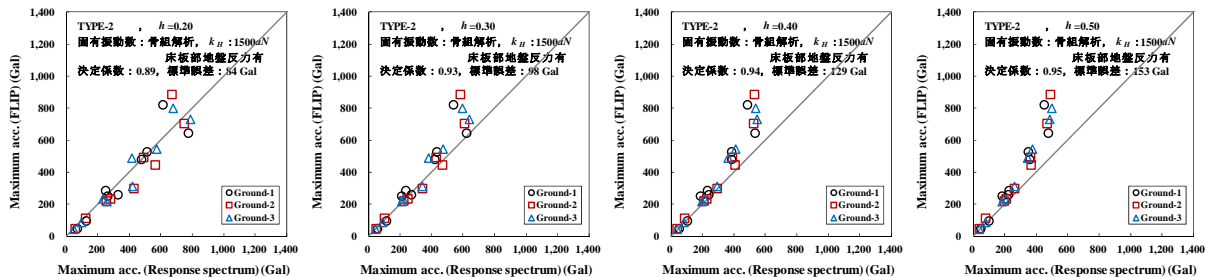
(ii) 固有振動数：骨組解析， $k_H:1500aN$



(iii) 固有振動数：骨組解析， $k_H:1500aN$ ，フーチング側面地盤反力有り

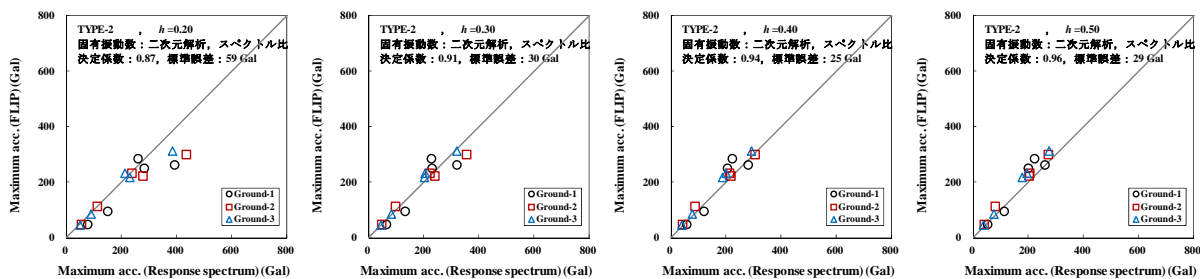


(iv) 固有振動数：骨組解析， $k_H:1500aN$ ，地盤剛性により修正

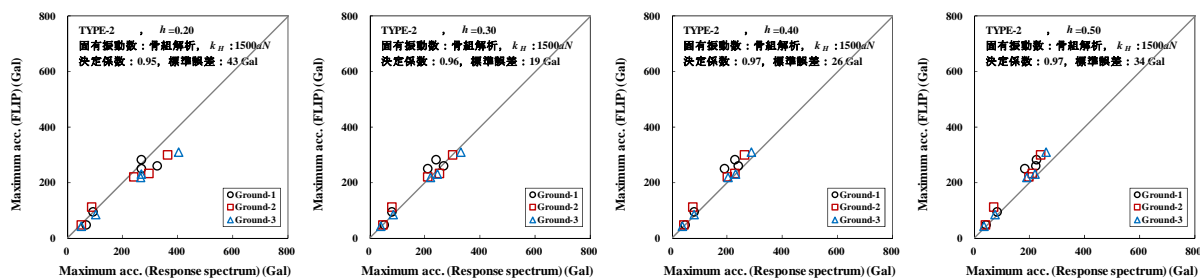


(v) 固有振動数：骨組解析， $k_H:1500aN$ ，フーチング側面地盤反力有り，地盤剛性により修正

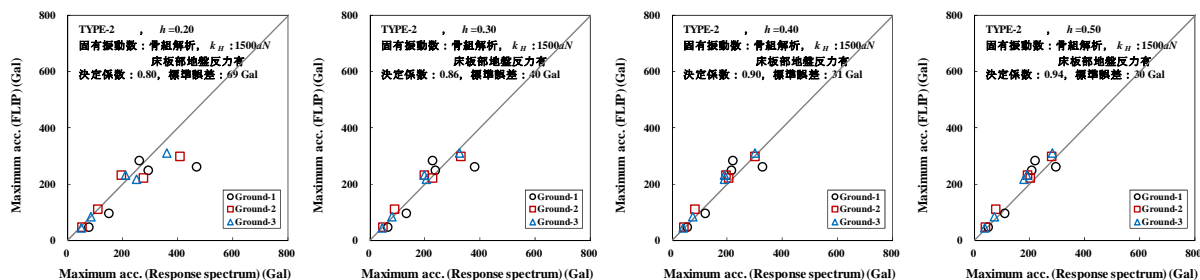
図-A.5 (c) 最大加速度の推定値と計算値の比較 (TYPE-2)
縦軸：最大加速度 (計算値)，横軸：最大加速度 (推定値)



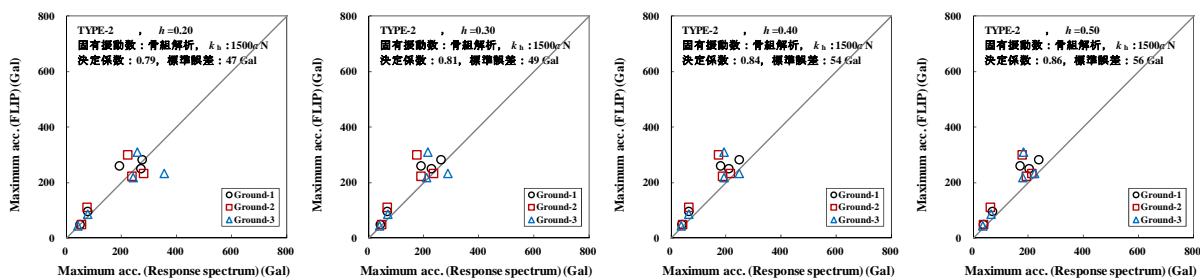
(i) 固有振動数：二次元解析，スペクトル比



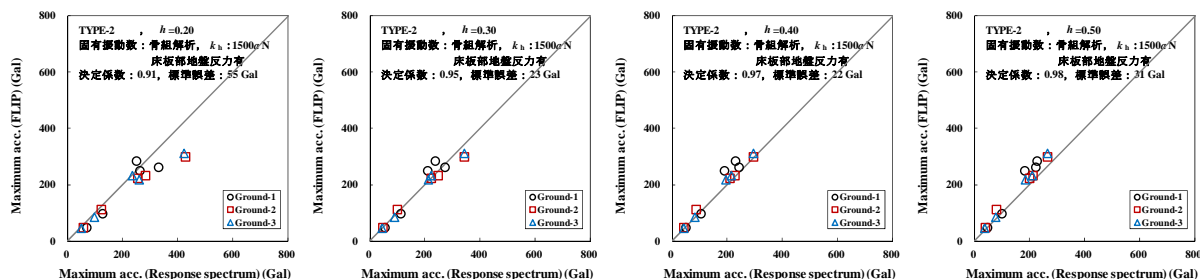
(ii) 固有振動数：骨組解析， $k_H : 1500aN$



(iii) 固有振動数：骨組解析， $k_H : 1500aN$ ，フーチング側面地盤反力有り



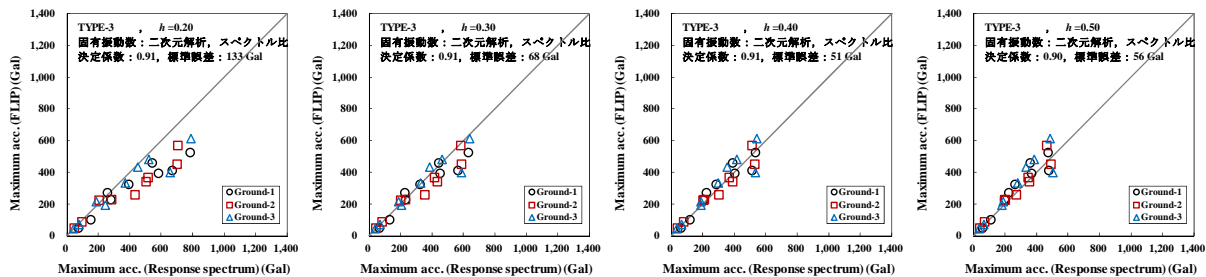
(iv) 固有振動数：骨組解析， $k_H : 1500aN$ ，地盤剛性により修正



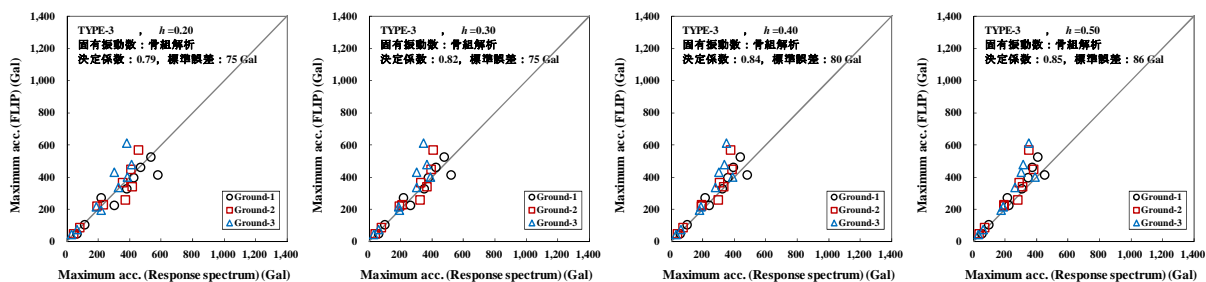
(v) 固有振動数：骨組解析， $k_H : 1500aN$ ，フーチング側面地盤反力有り，地盤剛性により修正

図-A.5 (d) 最大加速度の推定値と計算値の比較 (TYPE-2) (400Gal 以上除外)

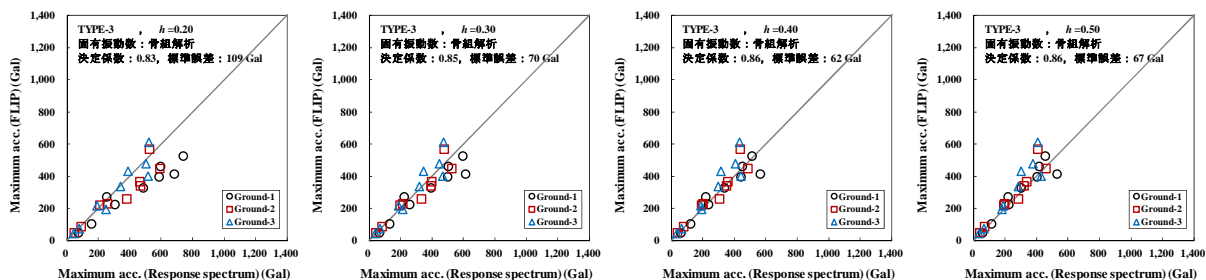
縦軸：最大加速度 (計算値)，横軸：最大加速度 (推定値)



(i) 固有振動数：二次元解析, スペクトル比

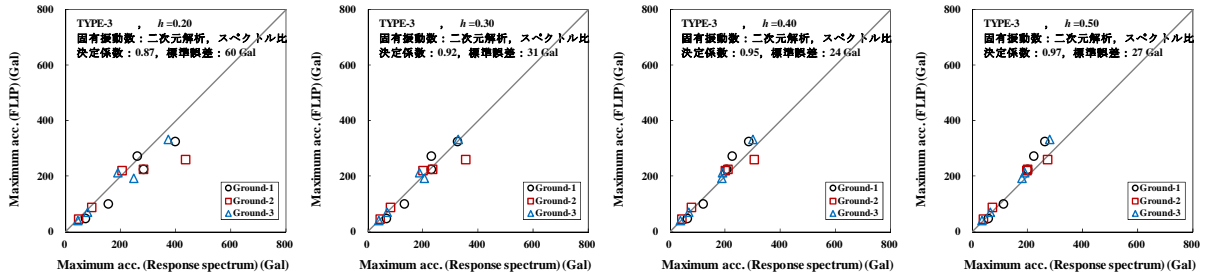


(ii) 固有振動数：骨組解析

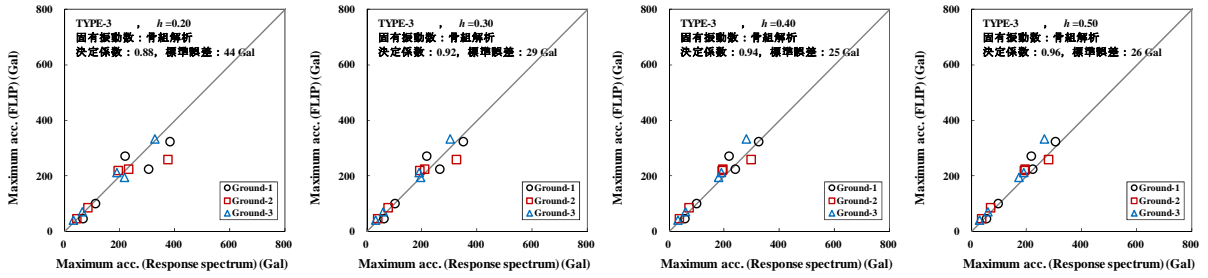


(iii) 固有振動数：骨組解析, 地盤剛性により修正

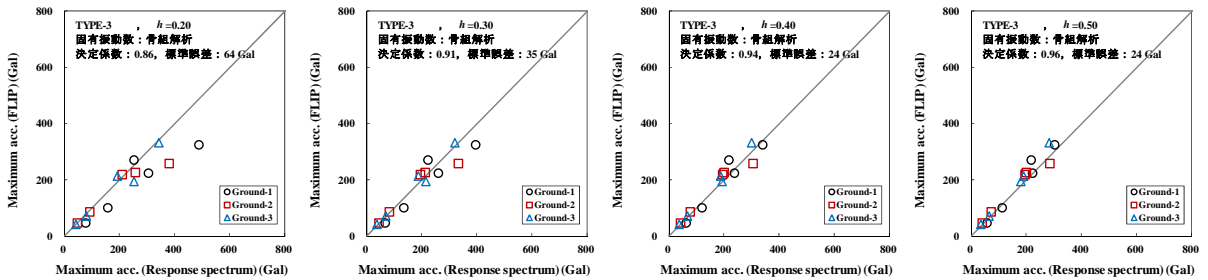
図-A.5 (e) 最大加速度の推定値と計算値の比較 (TYPE-3)
縦軸：最大加速度 (計算値), 横軸：最大加速度 (推定値)



(i) 固有振動数：二次元解析，スペクトル比



(ii) 固有振動数：骨組解析



(iii) 固有振動数：骨組解析，地盤剛性により修正

図-A.5 (f) 最大加速度の推定値と計算値の比較 (TYPE-3) (400Gal 以上除外)

縦軸：最大加速度 (計算値)，横軸：最大加速度 (推定値)

付録-B. 模型実験結果

表-B.1 加振実験のフーリエスペクトル比（地盤地表面/胸壁重心）から算出した固有振動数

加振順	入力波	Case1-1			Case1-2		
		基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]	基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]
1	美都波	21	114	39.13	21	67	31.50
2	大船渡波	144	226	19.50	144	152	28.50
3	神戸波	523	358	6.00	523	191	6.00
4	宮崎波	32	144	39.00	32	104	28.75
5	Subduction波	185	235	21.00	185	186	19.25
6	八戸波	186	227	24.50	186	202	30.00
7	Dip波	337	520	13.00	337	290	9.00
8	Strike波	592	508	10.00	592	329	6.75
9	JR波	730	622	9.25	730	369	8.00

加振順	入力波	Case2			Case3		
		基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]	基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]
1	美都波	19	100	42.75	19	97	39.81
2	大船渡波	136	245	32.50	136	233	34.50
3	神戸波	493	412	5.50	493	423	10.50
4	宮崎波	25	120	40.13	25	145	38.25
5	Subduction波	180	246	39.75	180	226	36.50
6	八戸波	183	242	27.50	183	296	42.00
7	Dip波	332	464	13.50	332	548	12.50
8	Strike波	577	434	10.00	577	490	12.25
9	JR波	682	572	8.50	682	773	9.75

加振順	入力波	Case4-1			Case4-2		
		基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]	基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]
1	美都波	22	105	37.31	22	237	31.69
2	大船渡波	144	202	19.50	144	659	20.50
3	神戸波	521	364	5.00	521	1044	6.00
4	宮崎波	32	113	33.63	32	295	28.38
5	Subduction波	190	234	24.50	190	571	20.50
6	八戸波	192	229	21.00	192	622	23.50
7	Dip波	332	574	10.50	332	1104	10.00
8	Strike波	566	475	18.00	566	1107	8.00
9	JR波	702	696	17.00	702	1560	8.00

加振順	入力波	Case5			Case6		
		基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]	基盤 最大加速度 [Gal]	胸壁重心 最大加速度 [Gal]	固有振動数 [Hz]
1	美都波	19	80	29.13	19	78	37.25
2	大船渡波	145	164	19.50	145	161	22.00
3	神戸波	527	287	19.50	527	365	10.50
4	宮崎波	31	103	28.00	31	104	37.63
5	Subduction波	188	251	25.50	188	250	34.00
6	八戸波	182	207	24.50	182	226	24.00
7	Dip波	329	466	12.75	329	488	12.25
8	Strike波	592	549	20.50	592	476	12.00
9	JR波	702	559	23.50	702	563	8.50

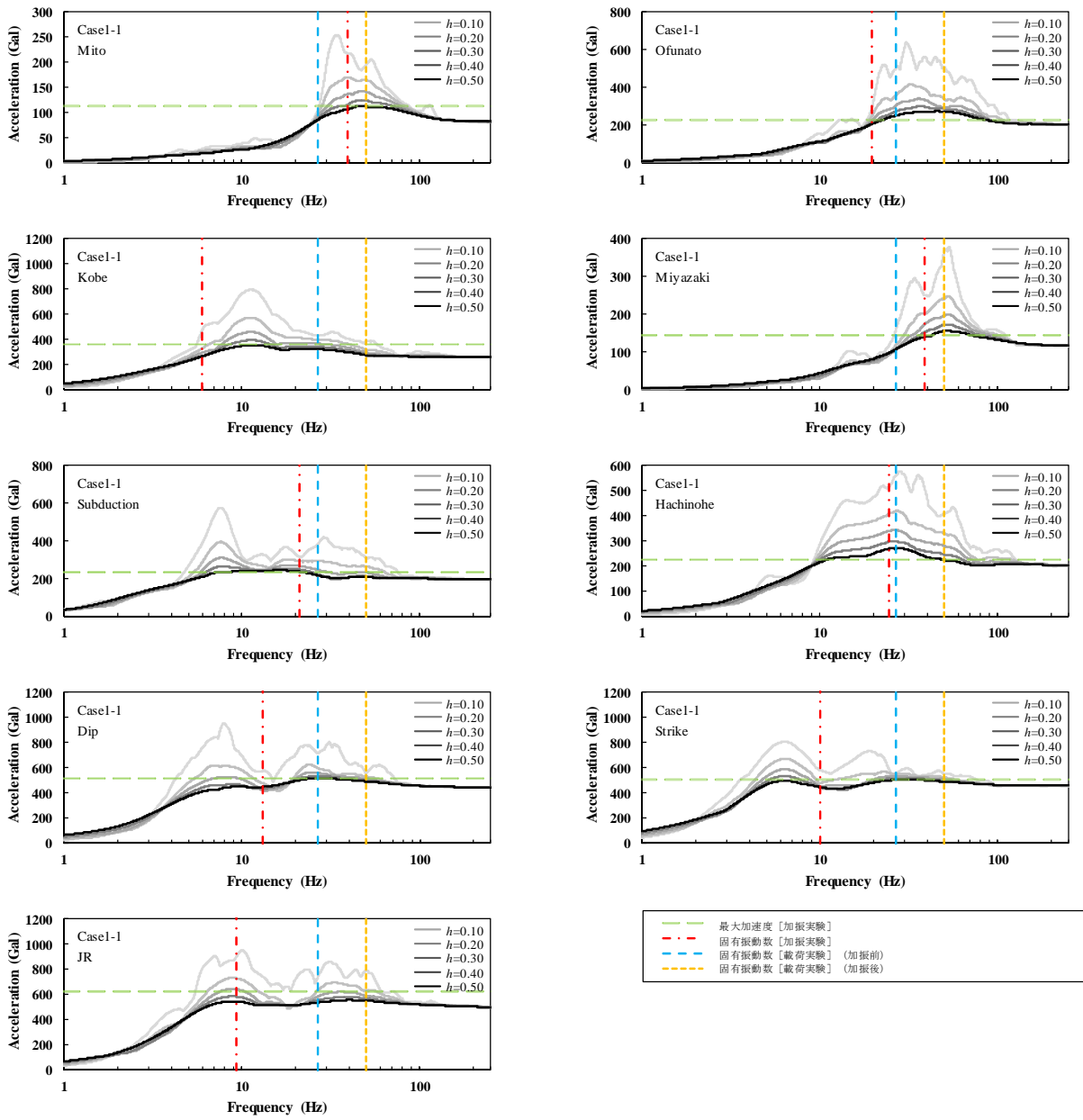


図-B.1 (a) 加速度応答スペクトル (Case1-1)

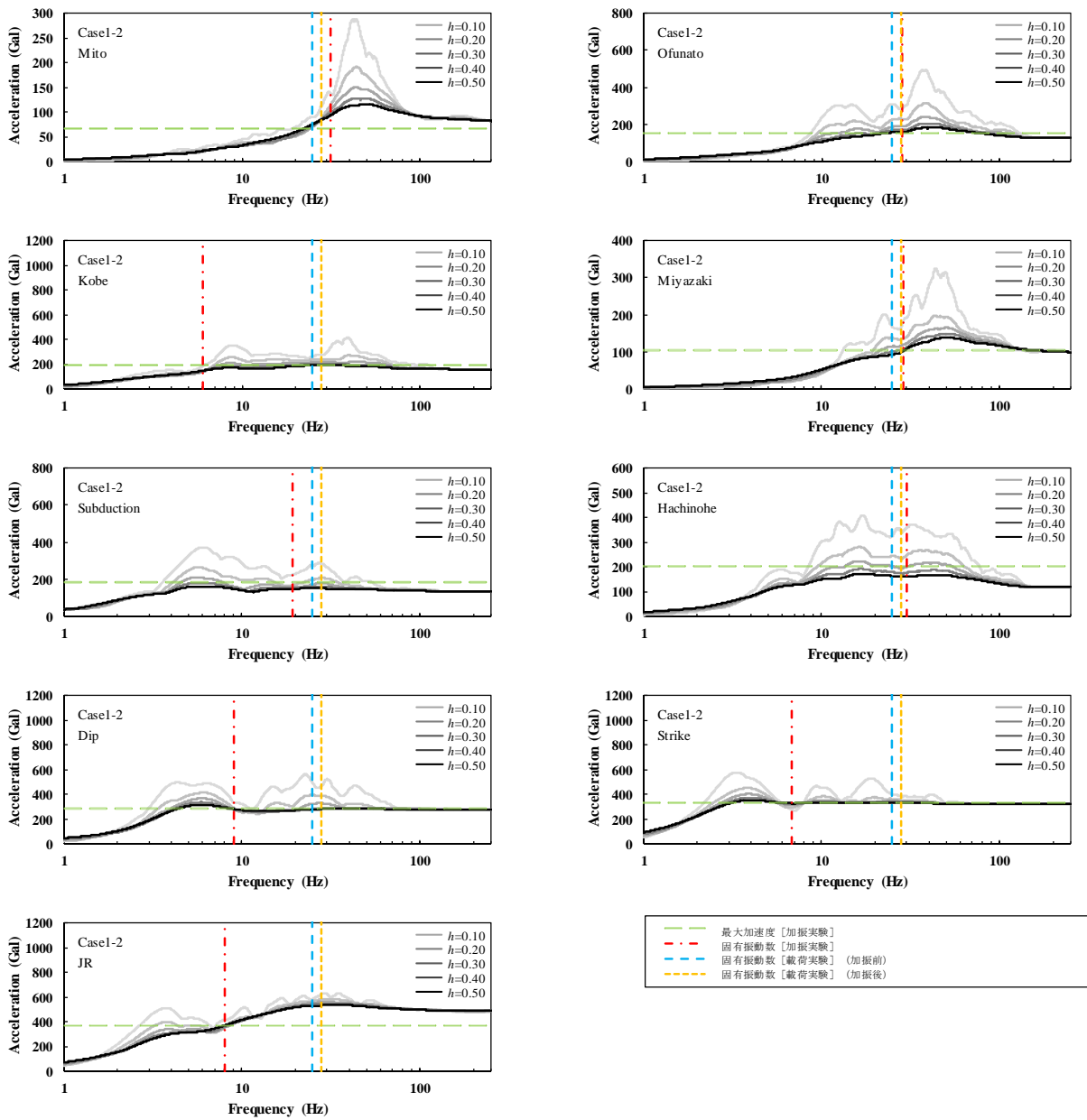


図-B.1 (b) 加速度応答スペクトル (Case1-2)

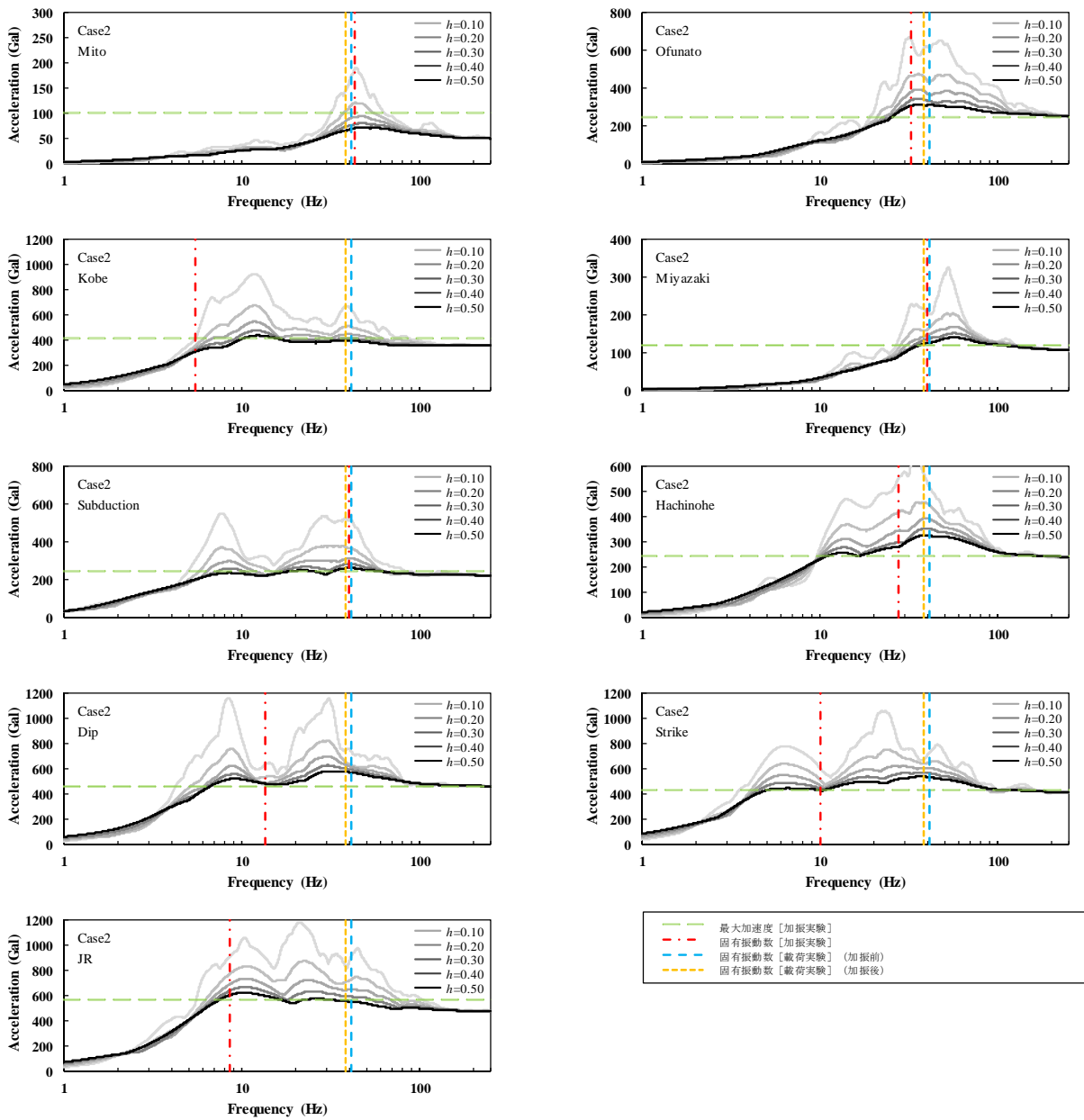


図-B.1 (c) 加速度応答スペクトル (Case2)

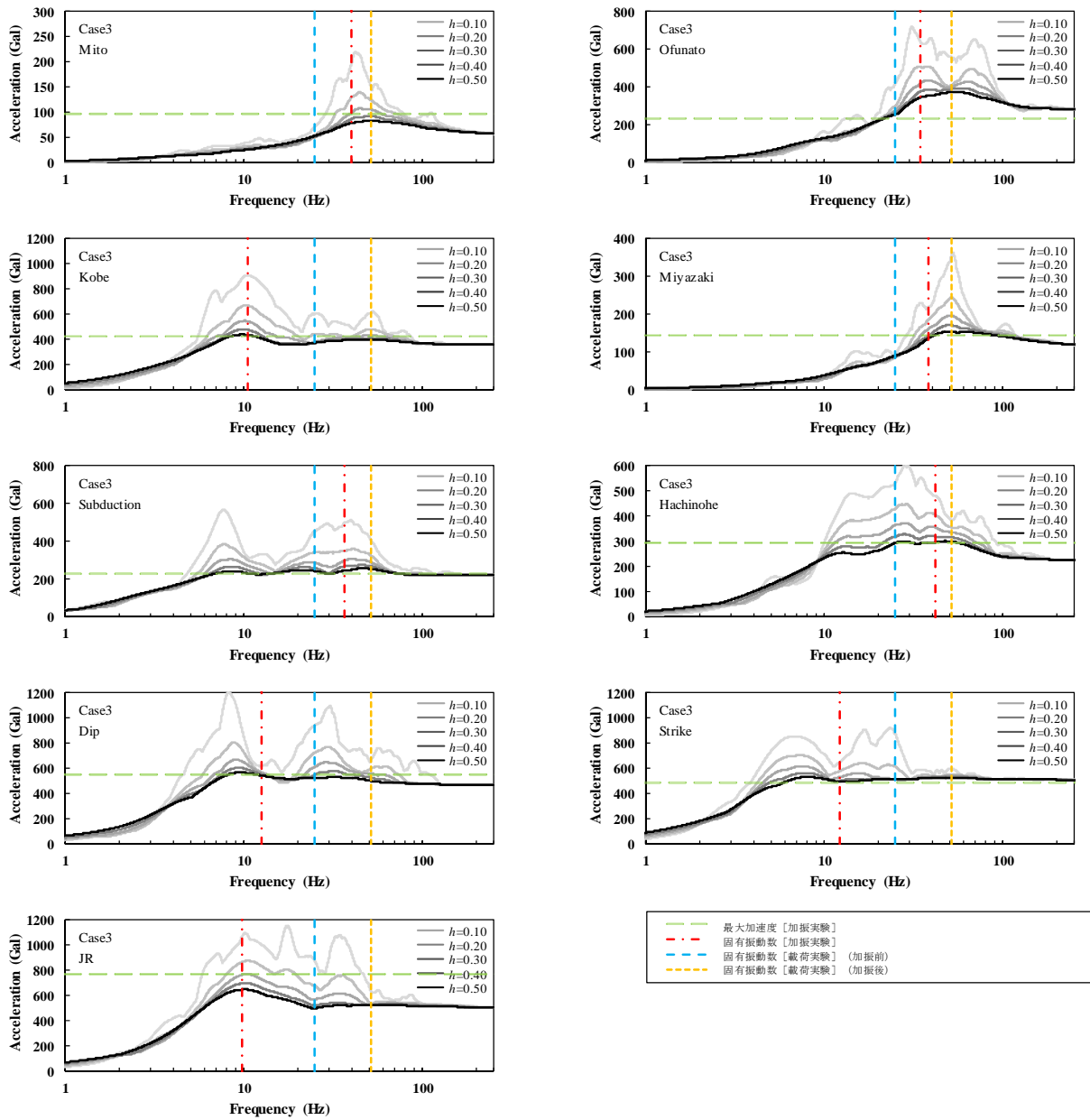


図-B.1 (d) 加速度応答スペクトル (Case3)

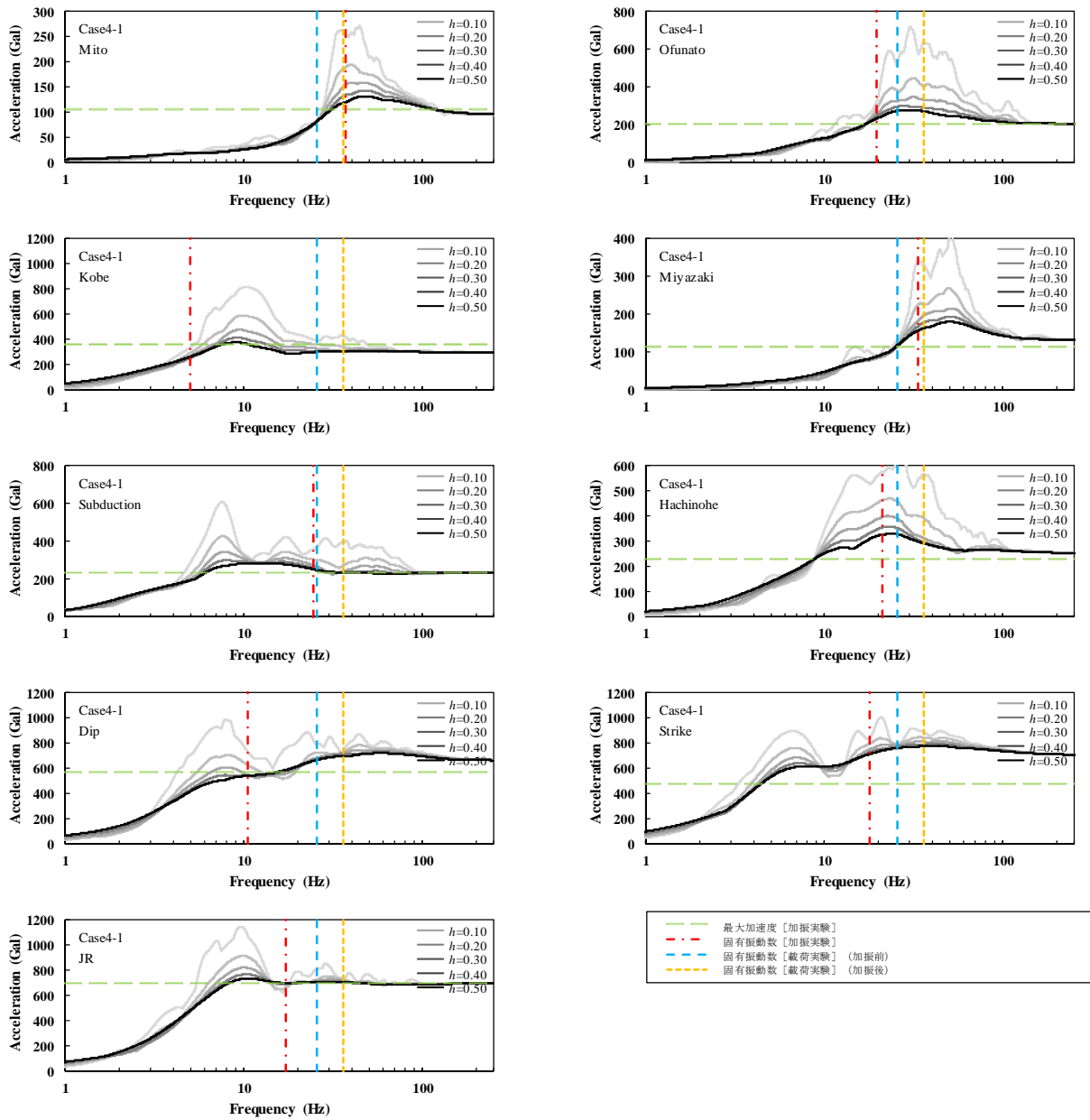


図-B.1 (e) 加速度応答スペクトル (Case4-1)

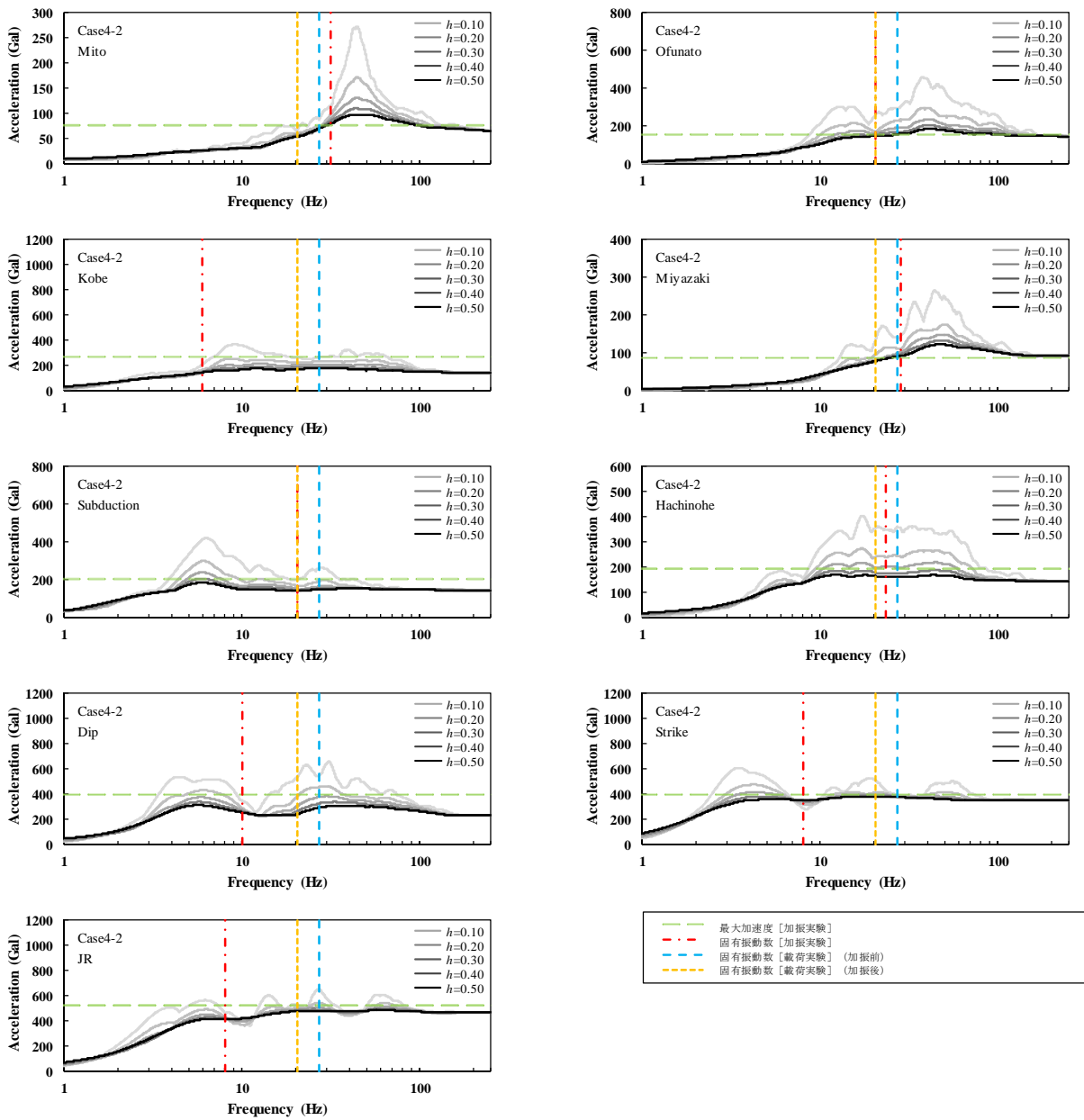


図-B.1 (f) 加速度応答スペクトル (Case4-2)

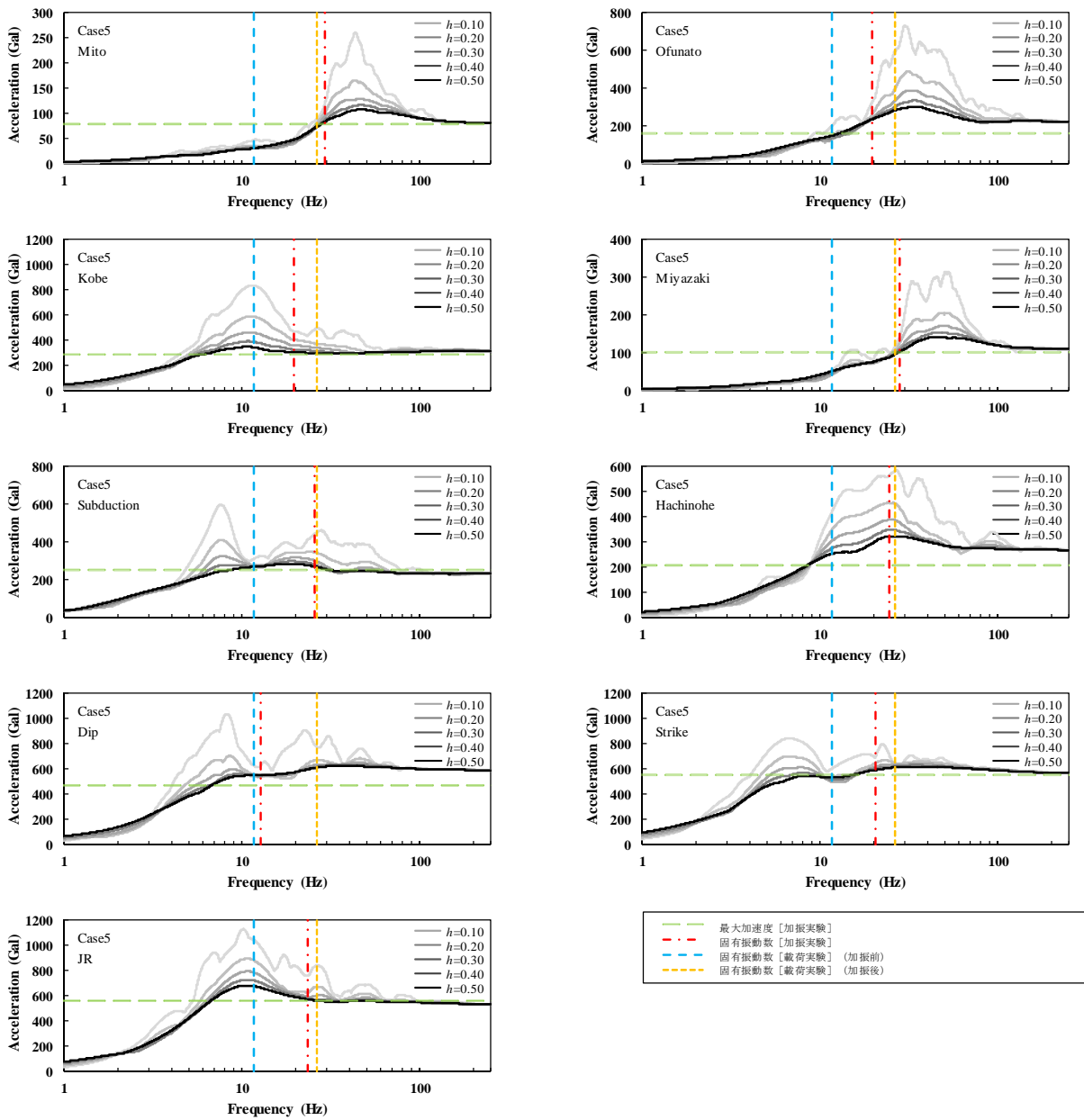


図-B.1 (g) 加速度応答スペクトル (Case5)

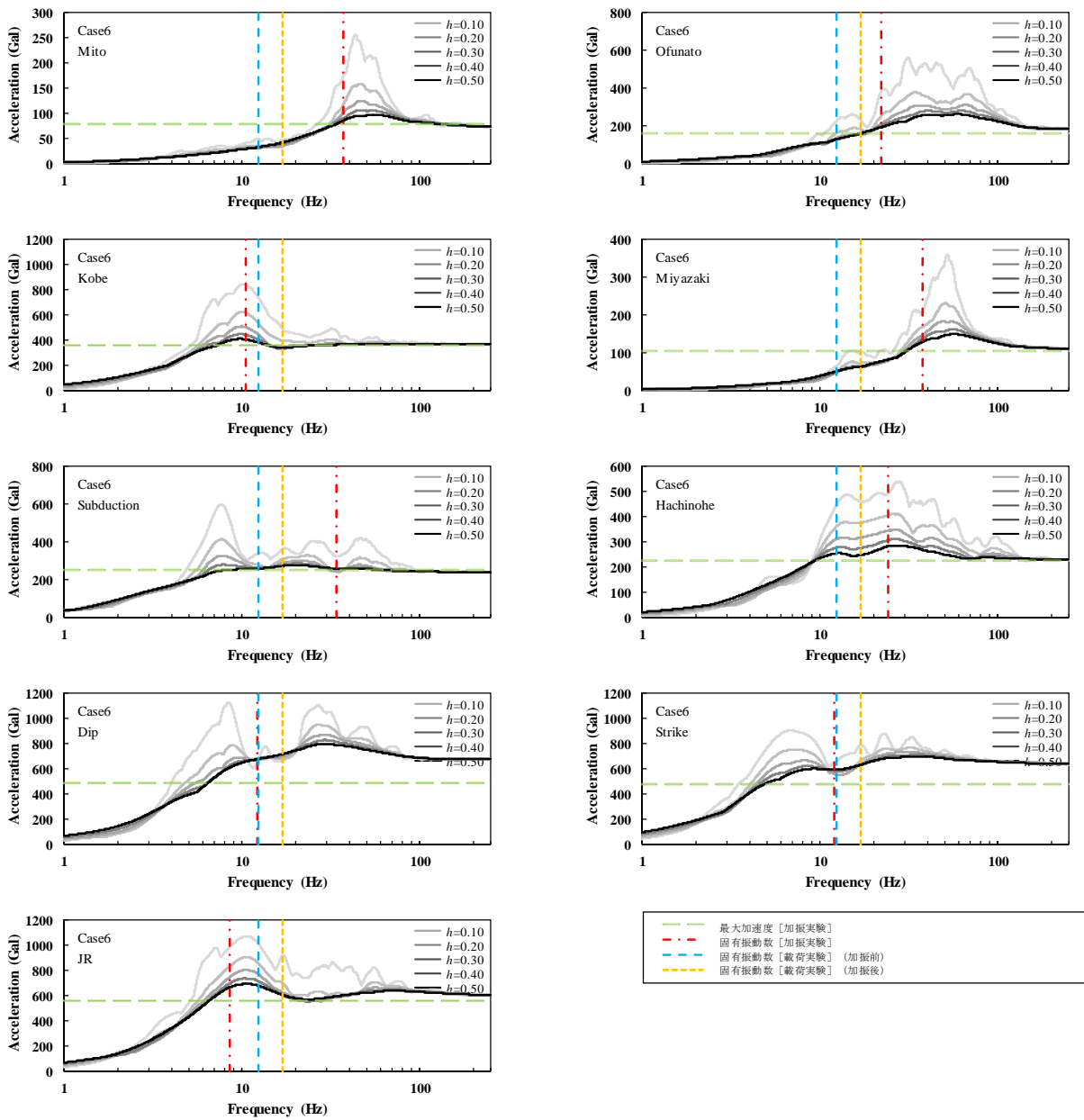
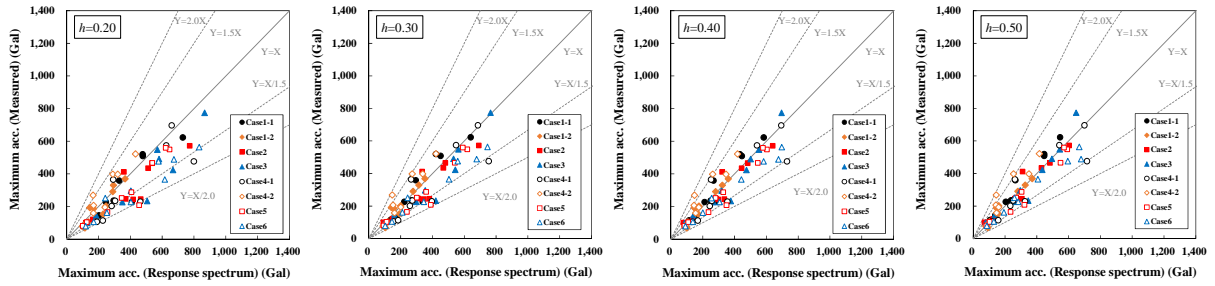
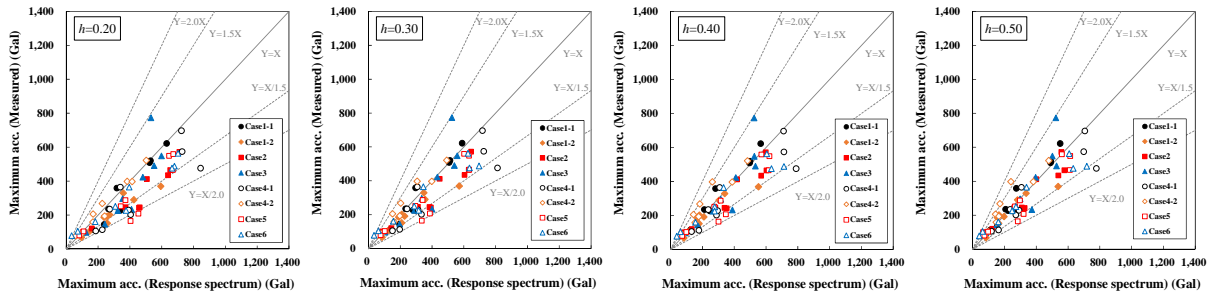


図-B.1 (h) 加速度応答スペクトル (Case6)



(a) 固有振動数[加振実験]



(b) 固有振動数[加振実験]加振後

図-B.2 最大加速度の推定値と計測値の比較

縦軸：最大加速度 [計測値]，横軸：最大加速度 [推定値]

港湾空港技術研究所報告 第56巻第3号

2017.9

編集兼発行人 国立研究開発法人海上・港湾・航空技術研究所

発行所 港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2017) by MPAT

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of MPAT

この資料は、海上・港湾・航空技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は海上・港湾・航空技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。