資料３

本庁舎の基礎杭及び地下連続壁の効果等に関する耐震性能の検証業務

報告書

2020年9月

株式会社 山下設計

本庁舎の基礎杭及び地下連続壁の効果等に関する耐震性能の検証業務
報告書

目次

§1　検証概要

1.1 目的..... P1-1

1.2 検証項目 P1-1

1.3 建物概要..... P1-2

1.4 検討方法とクライテリア..... P1-3

§2　地盤調査結果及び地盤定数の設定

2.1 調査方法..... P2-1

2.2 調査結果..... P2-2

2.3 地盤定数の設定..... P2-4

§3　地中連続壁の耐震性能評価

3.1 検討概要と地中連続壁の概要..... P3-1

3.2 地中連続壁間継手について..... P3-3

3.3 地盤変位に対する地中連続壁の検討結果..... P3-6

§4　地震時の杭・建物と地盤の動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析

4.1解析モデル概要..... P4-1

4.2 各種パラメータの設定..... P4-6

4.3 自由地盤の応答解析結果..... P4-20

4.4 動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析結果..... P4-22

§5　動的相互作用を考慮した杭の耐震性安全性検証

5.1 検討概要..... P5-1

5.2 検証用変位及び時刻の選定..... P5-2

5.3 杭の変位増分解析..... P5-7

5.4 杭の検証結果..... P5-14

§6　まとめ P6-1

参考文献

§1 検証概要

1. 検証概要

1.1. 目的

本庁舎が現行の建築基準法が定める耐震性能を有しておらず耐震改修が困難であるという「平成 29 年度本庁舎整備計画作成業務委託」（以下、H29 年度耐震安全検証と称す）の調査結果に対する「庁舎整備に関する特別委員会」に招致された参考人（以下、参考人と称す）の意見を踏まえ、基礎杭の密集効果や地下連続壁の効果に関して定量的な算出を試みることで、あらためて耐震性能を検証することを目的とする。

1.2. 検証項目

(1) 告示波作成における、基礎杭の密集配置や地下連続壁による表層地盤による地震動の増幅に対する低減効果の定量的な算定

(2) 地下連続壁による杭に作用する力の低減効果①
地下連続壁が変形しないことで、杭に作用する地盤の変形による力に対する低減効果の定量的な算定

(3) 地下連続壁による杭に作用する力の低減効果②
地下連続壁が地震力の一部を負担することで、杭が負担する地震力に対する低減効果の定量的な算定

(4) その他の定量的な算定
地下連続壁の内側で PS 検層を行い杭と連続壁の効果を直接計測し、告示波を用いて時刻歴応答解析を行う。

(5) 基礎杭の耐震性能の評価
（1）（2）（3）（4）の結果に基づき、基礎杭の耐震性能の有無について評価する。

1.3. 建物概要

表 1-1 建物概要

		備考
所在地	熊本市中央区手取本町1番1号	
用途地域	商業地域	
防火地域	防火地域	
建蔽率	80%	
容積率	600%	
敷地面積	10,377㎡	計画通知資料より
用途	庁舎	計画通知資料より
高さ	64.1m	計画通知資料より
階数	行政棟　地下2階　地上15階　塔屋2階	計画通知資料より
	議会棟　地上6階　地下なし	
建築面積	5583.54㎡	計画通知資料より
延べ面積	39,686.57㎡	計画通知資料より
構造	行政棟　S造一部SRC造及びRC造	
	議会棟　SRC造一部S造	
基礎	場所打ちコンクリート杭（ベノト工法）	
竣工	昭和56年10月30日	

市役所全景（熊本市ホームページより）

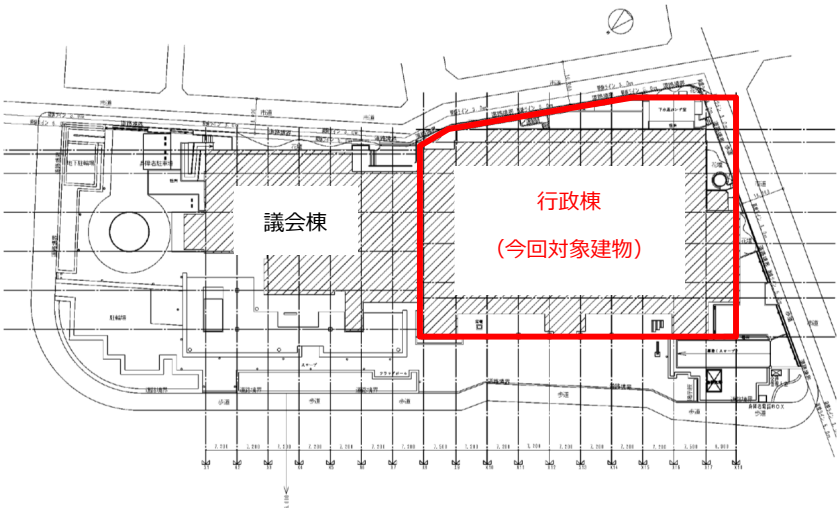


図 1-1 配置図

1.4. 検討方法とクライテリア

検討項目と内容を以下に示す。

（１） 地中連続壁による地震力の低減効果の検討

地中連続壁に L2 地震時地盤変位を作用させ、発生応力と耐力を比較し、地中連続壁の安全性を確認する。

検討により、地中連続壁の安全性が確認されれば、地中連続壁による地震力の低減効果が期待できるため、次項以降の検討にその影響を考慮する。

（２） 地震時の杭・建物と地盤の動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析

杭基礎と建物の地上・地下を一体としてモデル化し、地盤変位による応力と建物の地上・地下の慣性力による応力を時刻歴で評価する。図 1-2 に連成系モデルの概念図を示す。本検討では、H29 年度耐震安全性検証において層間変形角の目標値を超えていた、レベル２告示波を検討用地震動とする。

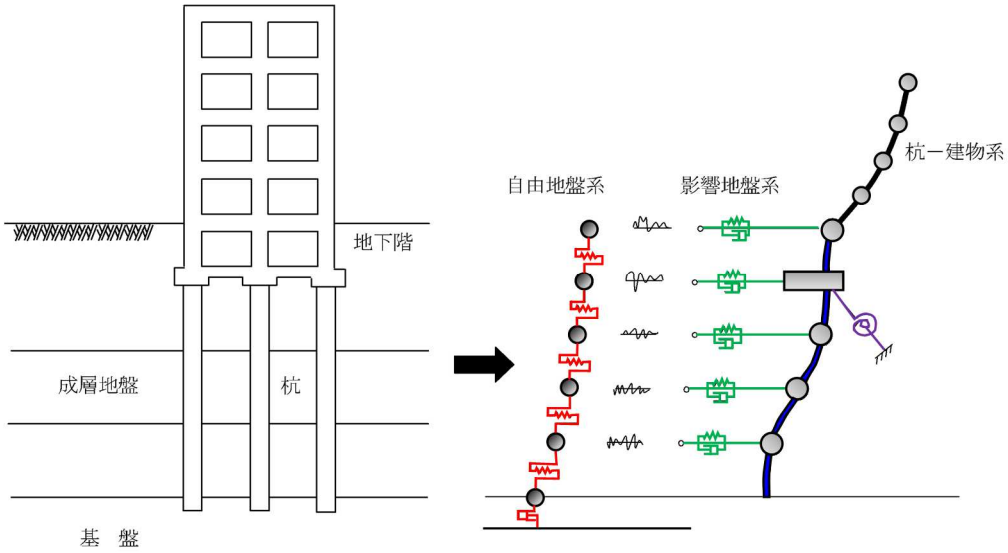


図 1-2　連成系モデルの概念図

本検討では大地震時を想定し、レベル 2 地震動に対する設計クライテリアについて表 1-2 に示す。なお、解析モデルは竣工図を基に作成する（劣化・損傷の影響は考慮しない）。

表 1-2　設計クライテリア

項目		目標値
上部構造	層間変形角	1/100以下※1
杭	破壊形式	鉛直力支持能力を失わない※2

※1：H29年度耐震安全検証を基に設定
※2：杭の「せん断破壊」、「軸圧縮破壊」、「杭頭及び杭中間部の2点以上での曲げ降伏」が生じない。参考文献7）を基に設定

§2 地盤調査結果及び地盤定数の設定

2. 地盤調査結果及び地盤定数の設定

2.1. 調査方法

行政棟位置での地盤の特性を調査するために、行政棟の近傍 1 箇所にて地盤調査を実施した。今回調査の位置を図 2-1 に示す。

調査内容は下記の通りである。

(1) ボーリング調査：延べ深度　26.0m

油圧式ロータリーボーリング機械を使用し、標準貫入試験を併用しながら外径 φ86mm のノンコアボーリングを実施した。

(2) 標準貫入試験　：計 21 回

深度 1m 毎に試験を行い、貫入量が 30cm となる総打撃回数 N 値を測定する。N 値の最大値は 60 とする。試験方法は JIS A 1219 に基づき実施する。

(3) 弾性波速度検層（PS 検層）：21m

ボーリング孔 No.R01 において実施した。PS 検層は地盤内を伝播する弾性波（P 波、S 波）速度の深さ方向の分布を測定する。

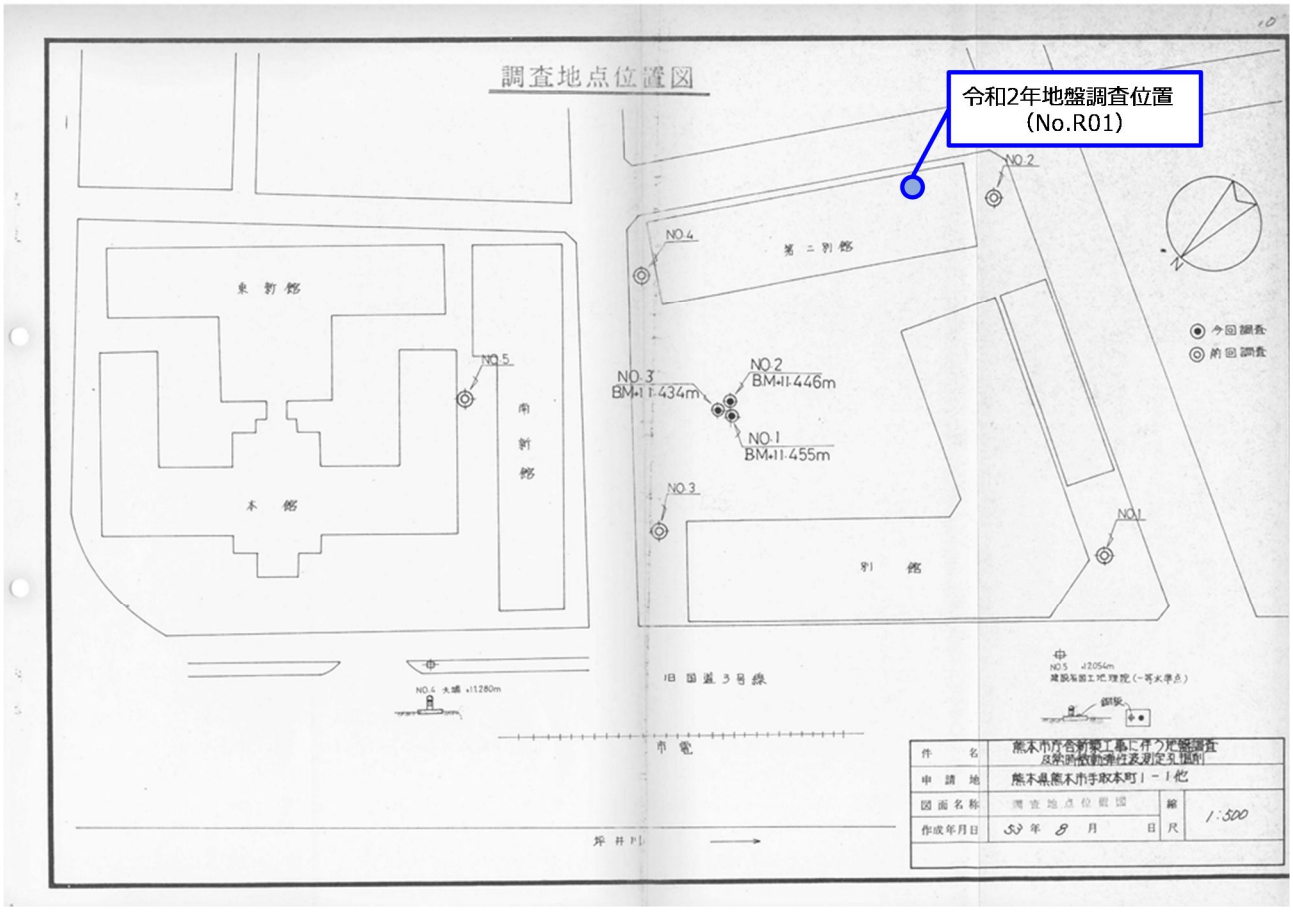
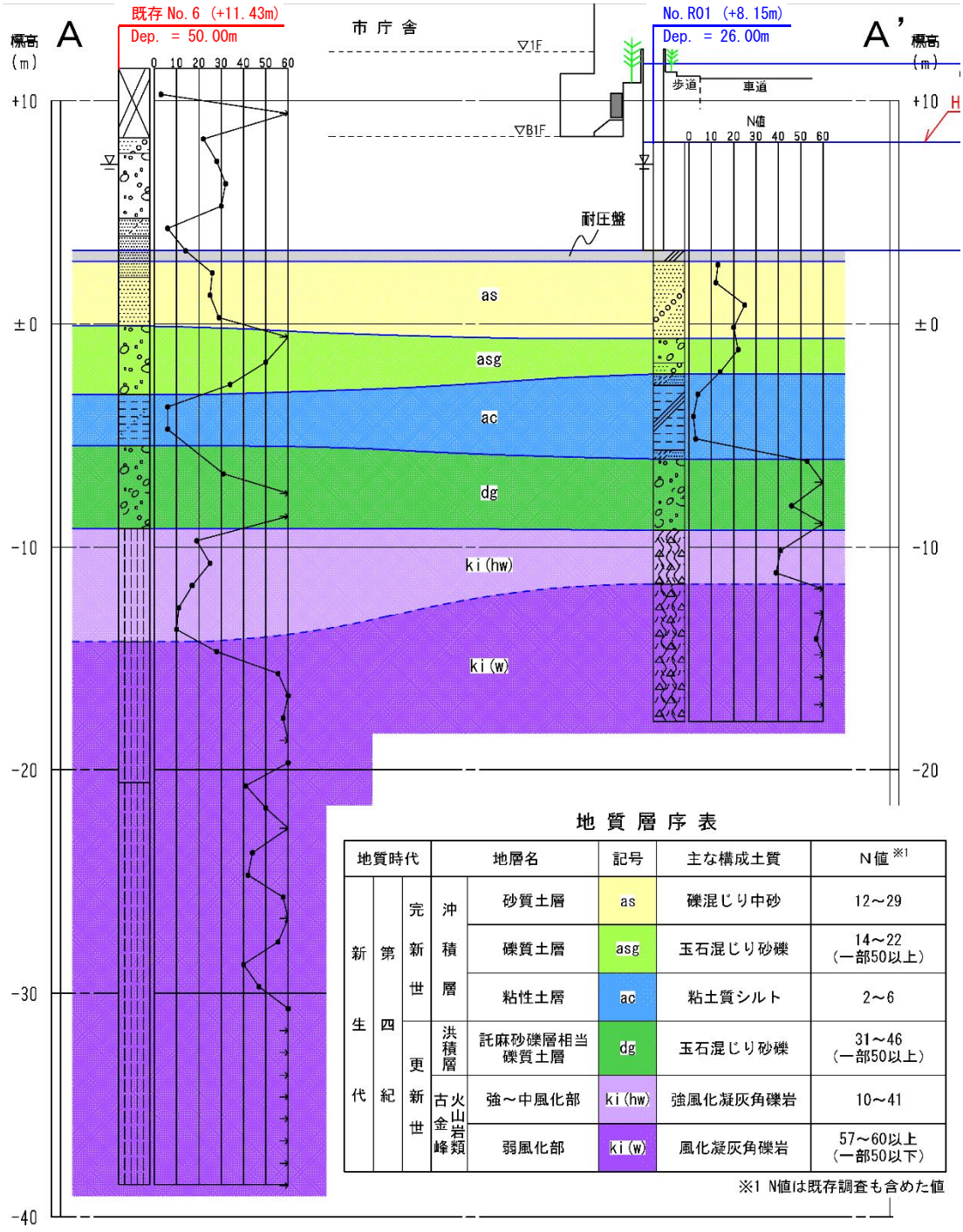


図 2-1　地盤調査位置図

2.2. 調査結果

2.2.1. 地盤構成及びN値

調査地の地盤構成を総括すると、深度 20m 付近から分布する第四世紀更新世の小金峰輝山岩類を実質的な基盤として、その上位に第四世紀更新世～完新世の未固結堆積物（洪積層・沖積層）が分布する。調査結果を図 2-2 に示す。図 2-2 には、昭和 53 年に行った既存 No.6 の結果も共に示す。



地 質 層 序 表

地質時代			地層名		記号	主な構成土質	N値 ※1
新生代	第四紀	完新世	沖積層	砂質土層	as	礫混じり中砂	12～29
				礫質土層	asg	玉石混じり砂礫	14～22 (一部50以上)
				粘性土層	ac	粘土質シルト	2～6
		更新世	洪積層	託麻砂礫層相当礫質土層	dg	玉石混じり砂礫	31～46 (一部50以上)
			古金峰火山岩類	強～中風化部	ki(hw)	強風化凝灰角礫岩	10～41
				弱風化部	ki(w)	風化凝灰角礫岩	57～60以上 (一部50以下)

※1 N値は既存調査も含めた値

図 2-2 ボーリング柱状図及び地層構成表

2.2.2. PS 検層結果

PS 検層結果を表 2-1 に示す。

表 2-1　PS 検層結果一覧表

深度 GL-(m)	湿潤密度 (g/cm^3)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	ﾎﾟｱｿﾝ比	剛性率 (kN/m^2)	ﾔﾝｸﾞ率 (kN/m^2)
5.35 ～ 8.80	1.80	1,520	200	0.491	72,000	214,700
8.80 ～ 10.40	2.00	1,700	270	0.487	145,800	433,600
10.40 ～ 10.90	1.70				123,900	368,600
10.90 ～ 13.80		1,590	160	0.495	43,500	130,100
13.80 ～ 14.20					232,700	688,800
14.20 ～ 17.40	2.00	1,880	370	0.480	273,800	810,400
17.40 ～ 19.80	1.90	1,990	360	0.483	246,200	730,400
19.80 ～ 25.00	2.00	2,070	490	0.470	480,200	1,412,000

2.3. 地盤定数の設定

2.3.1. 方針

今回の地盤調査結果及び既存の地盤調査結果を踏まえ、検討に使用する地盤モデルを設定する。

地盤調査位置図を図 2-3 に示す。本検討に用いる地盤構成及び N 値は、本庁舎直下に位置する昭和 53 年地盤調査のボーリング No.6 とする。地震動の伝わりやすさを示す Vs 値は、昭和 53 年、平成 29 年及び令和 2 年の地盤調査結果をもとに、それぞれの地盤に対応した値を使用する。

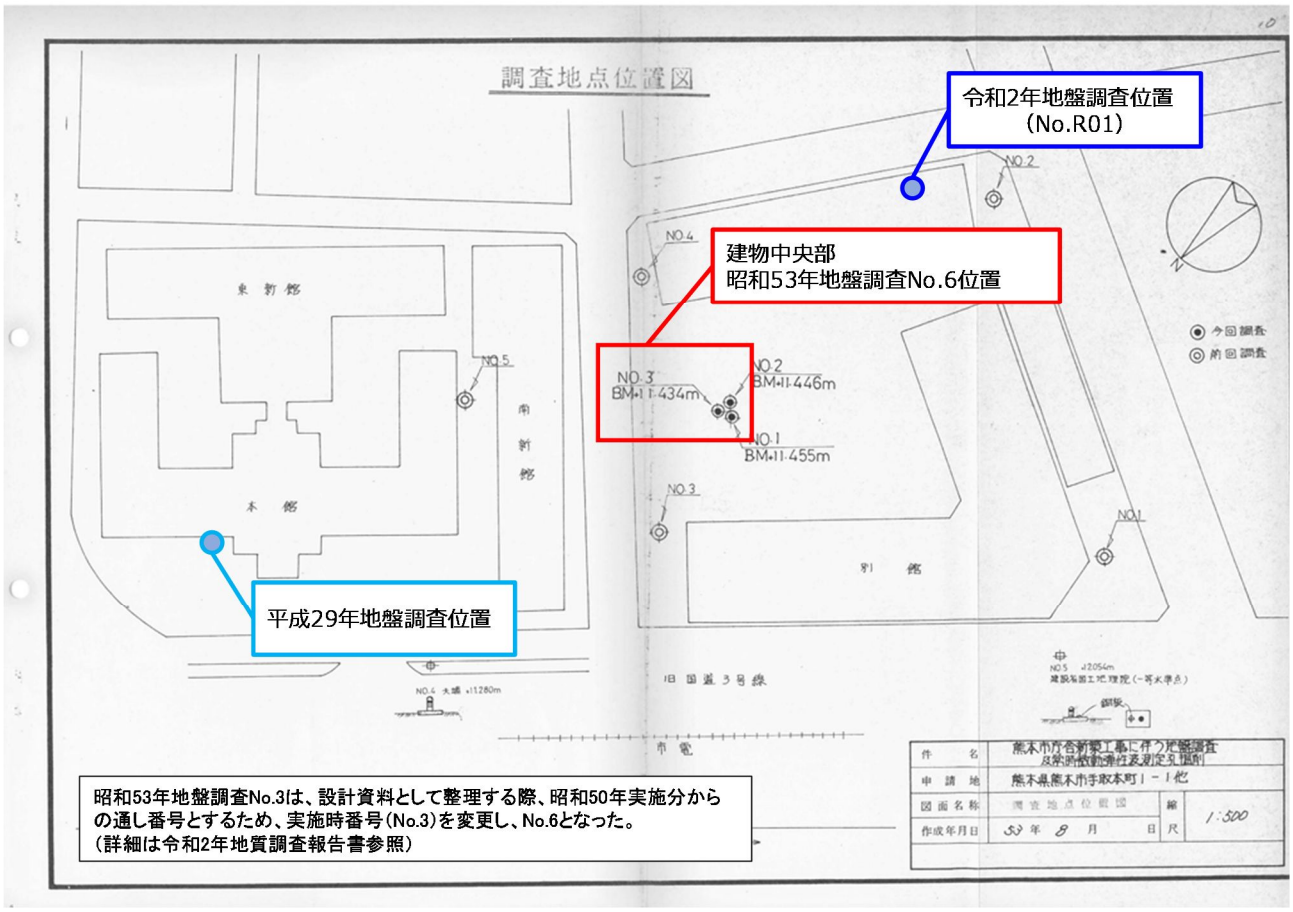


図 2-3 地盤調査位置図

(「熊本市庁舎新築工事に伴う敷地地盤の常時微動および弾性波速度調査 報告書 昭和 53 年 10 月」抜粋、加筆)

2.3.2. 地盤定数の設定

昭和 53 年の地盤構成及び採用した Vs 値と平成 29 年及び令和 2 年の Vs 値の比較を図 2-4～図 2-6 に示す。各土質の Vs は概ね令和 2 年の調査結果を用いるが、下記 2 点については、工学的な判断を行い、既存の調査結果の値を使用する。

① 深さ 20.6m～25.7m の粘土質砂礫は、平成 29 年、令和 2 年共に N 値 10～20 程度の砂礫層がないため、昭和 53 年の Vs 値を採用する。
② 深さ 25.7m～32.0m は昭和 53 年調査結果では、砂礫の記載であるが、N 値や出現する深さから平成 29 年及び令和 2 年調査結果の風化岩と同じ地盤であると判断した。

表 2-2 に地盤調査結果の一覧を示す。時刻歴応答解析に用いる地盤定数の採用した箇所を表中赤字で示す。

表 2-3 に時刻歴応答解析に用いる地盤定数を示す。以降の検討は表 2-3 の値を用いて検討を行う。

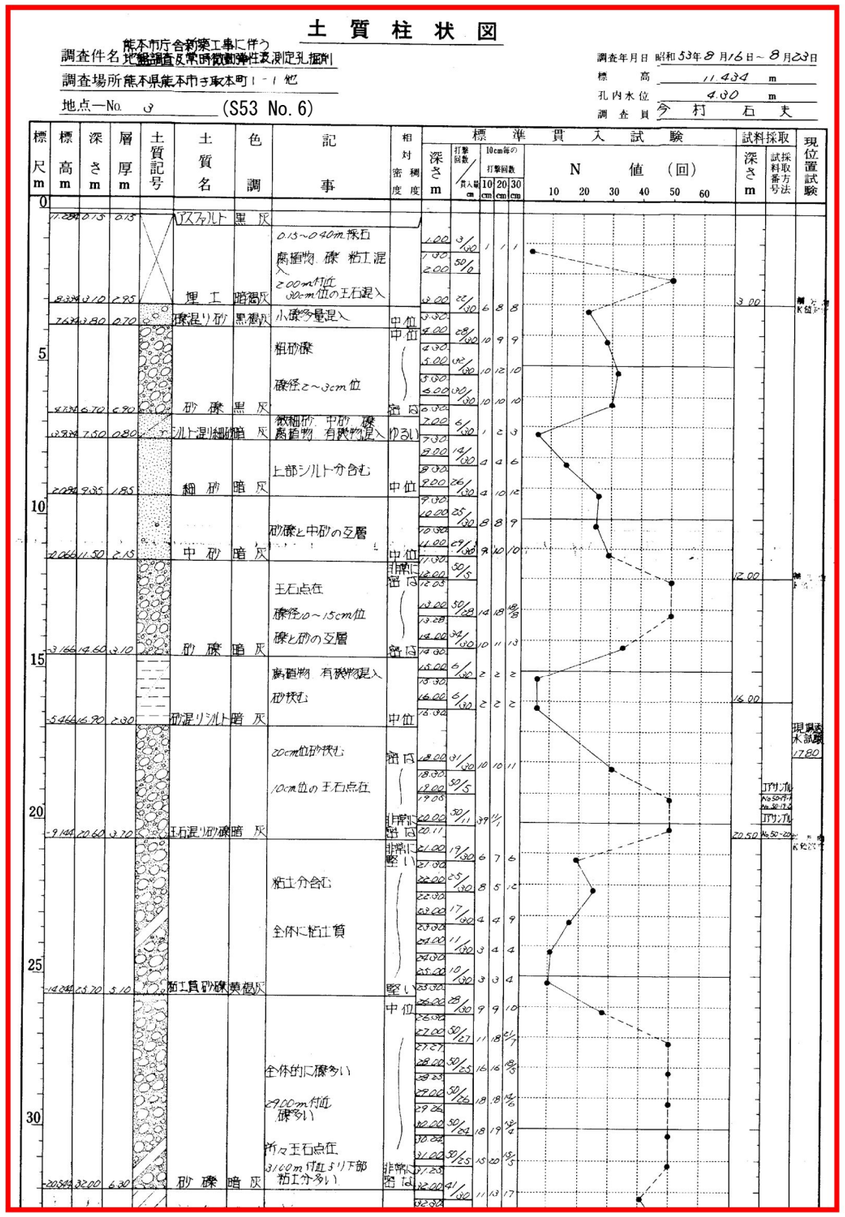
表 2-2 地盤調査結果一覧

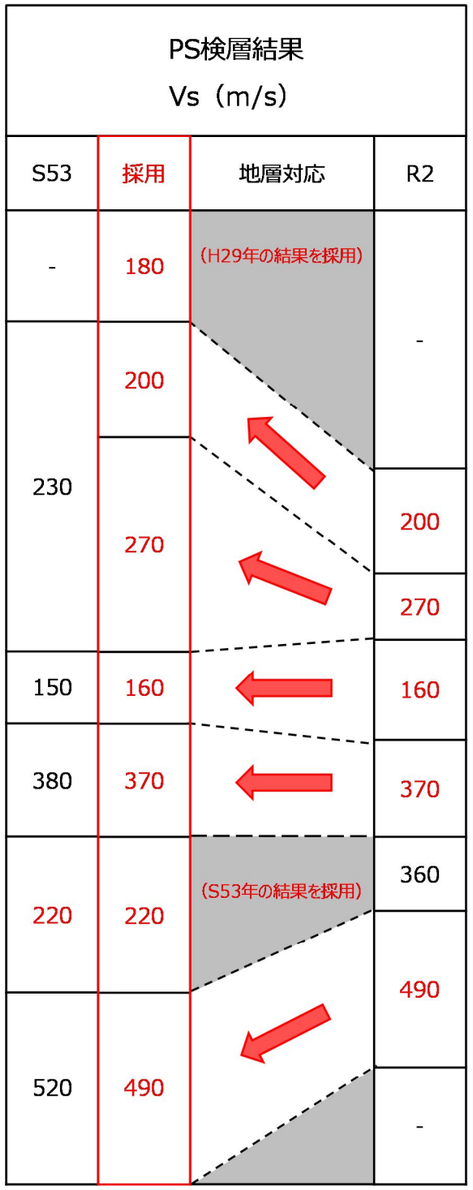
S53年													H29年		R2年	
深度 (m)	層厚 (m)	土質名称	N値						平均 N値		Vs (m/s)	Vs (m/s)	土質名称	Vs (m/s)	土質
0.00 ～ 3.10	3.1	埋土	3						3		230	180	埋土	-	
3.10 ～ 3.80	0.7	礫混じり砂	22						22		230	250	砂礫	200	礫混じり中砂
3.80 ～ 6.70	2.9	砂礫	28	32	30				30		230	250	砂礫	200	礫混じり中砂
6.70 ～ 7.50	0.8	シルト混り細砂	6						6		230	190	シルト	270	玉石混じり砂礫
7.50 ～ 9.35	1.9	細砂	14	26					20		230	280	砂礫	270	玉石混じり砂礫
9.35 ～ 11.50	2.2	中砂	25	29					27	28	230	280	中砂	270	礫混じり中砂
11.50 ～ 14.60	3.1	砂礫	50	50	34				45		230	280	中砂	270	シルト質細砂
14.60 ～ 16.90	2.3	砂混りシルト	6	6					6		150	150	粘土質シルト	160	粘土質シルト
16.90 ～ 20.60	3.7	玉石混り砂礫	31	50	50				44		380	370	玉石混じり砂礫	370	玉石混じり砂礫
20.60 ～ 25.70	5.1	粘土質砂礫	19	25	17	11	10		16		220	350	強風化岩	360	強風化岩
25.70 ～ 32.00	6.3	砂礫	28	50	50	50	50	50	46		520	520	風化岩	490	風化岩

赤字：検討用モデルに採用した数値

表 2-3 時刻歴応答解析に用いる地盤定数

検討用地盤構成					
深度 (m)	層厚 (m)	土質名称	平均 N値	Vs (m/s)	密度 (g/cm^3)
0.00 ～ 3.10	3.1	埋土	3	180	1.84
3.10 ～ 3.80	0.7	礫混じり砂	22	200	1.84
3.80 ～ 6.70	2.9	砂礫	30	200	1.84
6.70 ～ 7.50	0.8	シルト混り細砂	6	200	1.84
7.50 ～ 9.35	1.9	細砂	20	270	1.84
9.35 ～ 11.50	2.2	中砂	27	270	1.84
11.50 ～ 14.60	3.1	砂礫	45	270	1.84
14.60 ～ 16.90	2.3	砂混りシルト	6	160	1.45
16.90 ～ 20.60	3.7	玉石混り砂礫	44	370	2.04
20.60 ～ 25.70	5.1	強風化岩	16	220	1.94
25.70 ～ 32.00	6.3	風化岩	46	490	2.14





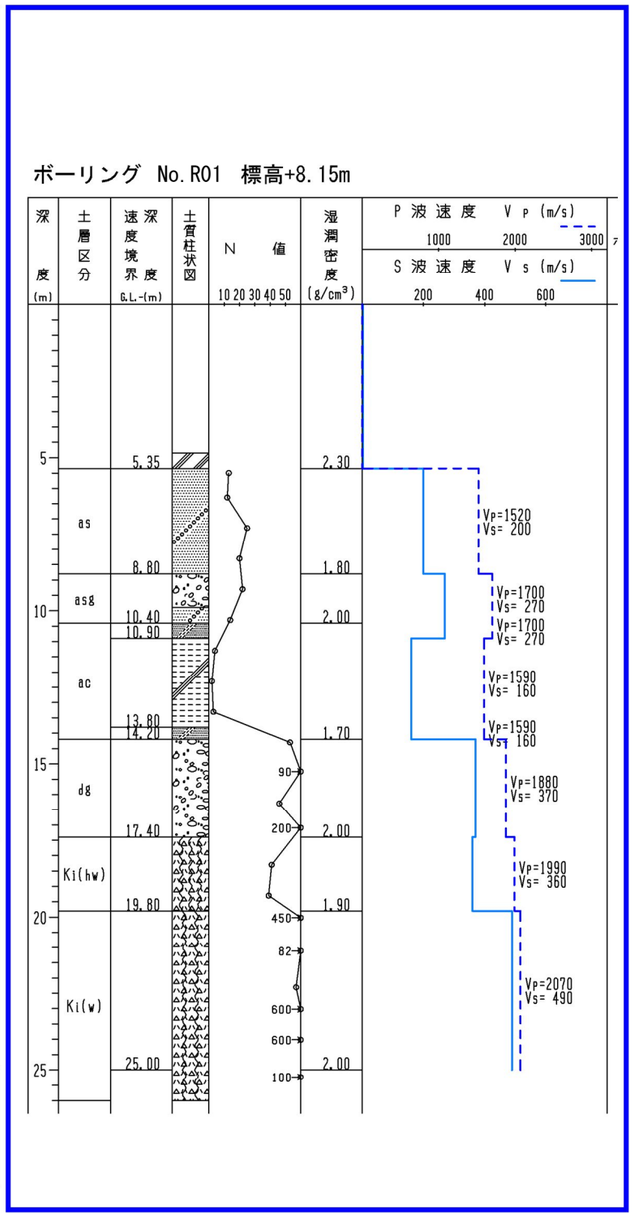
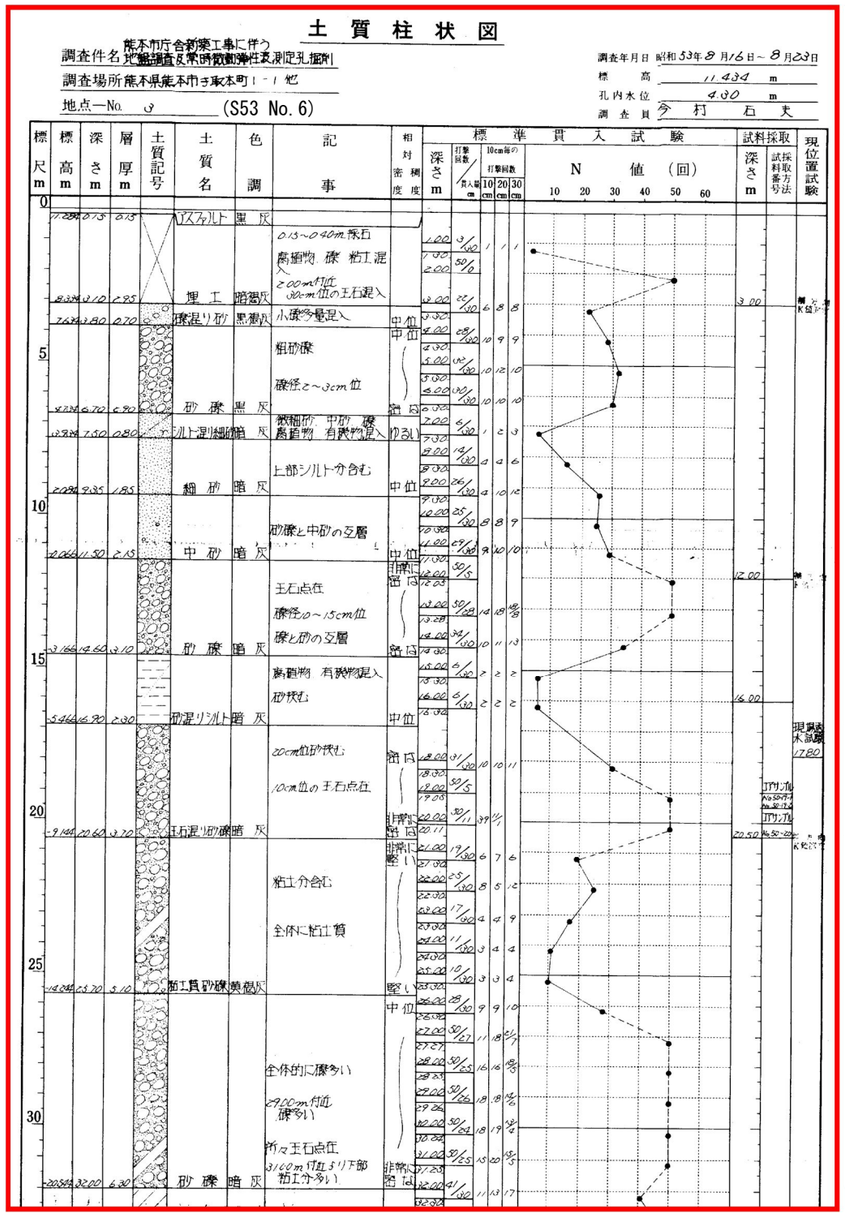


図 2-4 地盤構成と Vs 比較（左：昭和 53 年、右：令和 2 年、赤字：採用値）



PS検層結果

Vs（m/s）

S53	採用	地層対応	H29
-	180		180
230	200		250
	270		280
150	160		150
380	370		190
220	220		370
520	490		350
			520

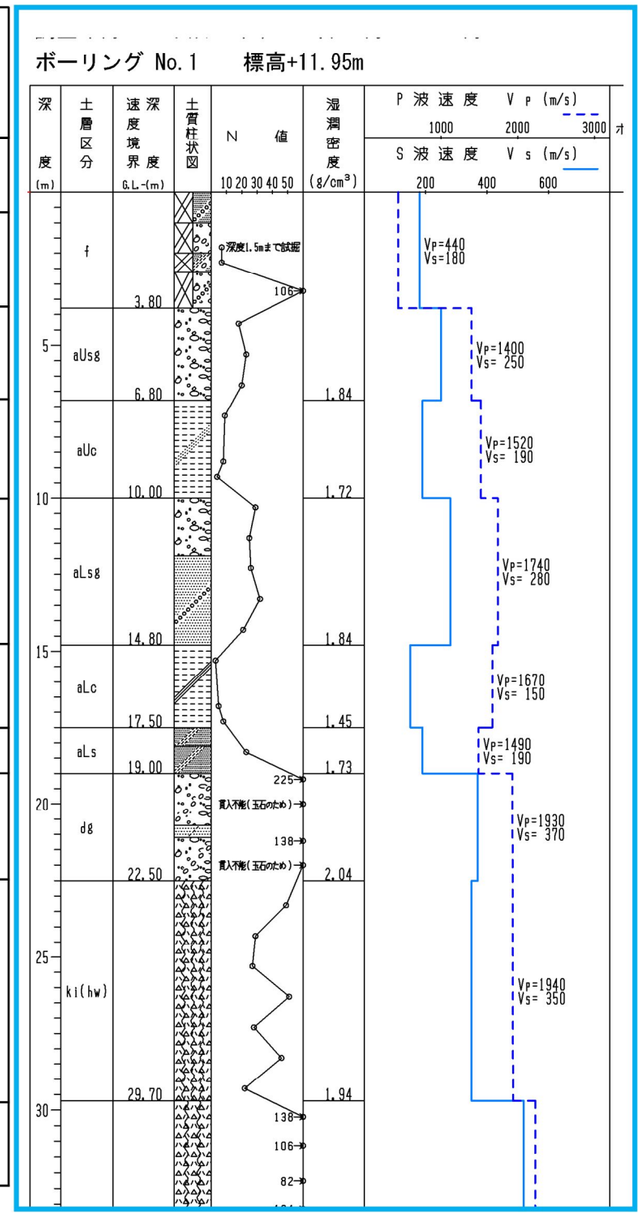


図 2-5 地盤構成と Vs 比較（左：昭和 53 年、右：平成 29 年、赤字：採用値）

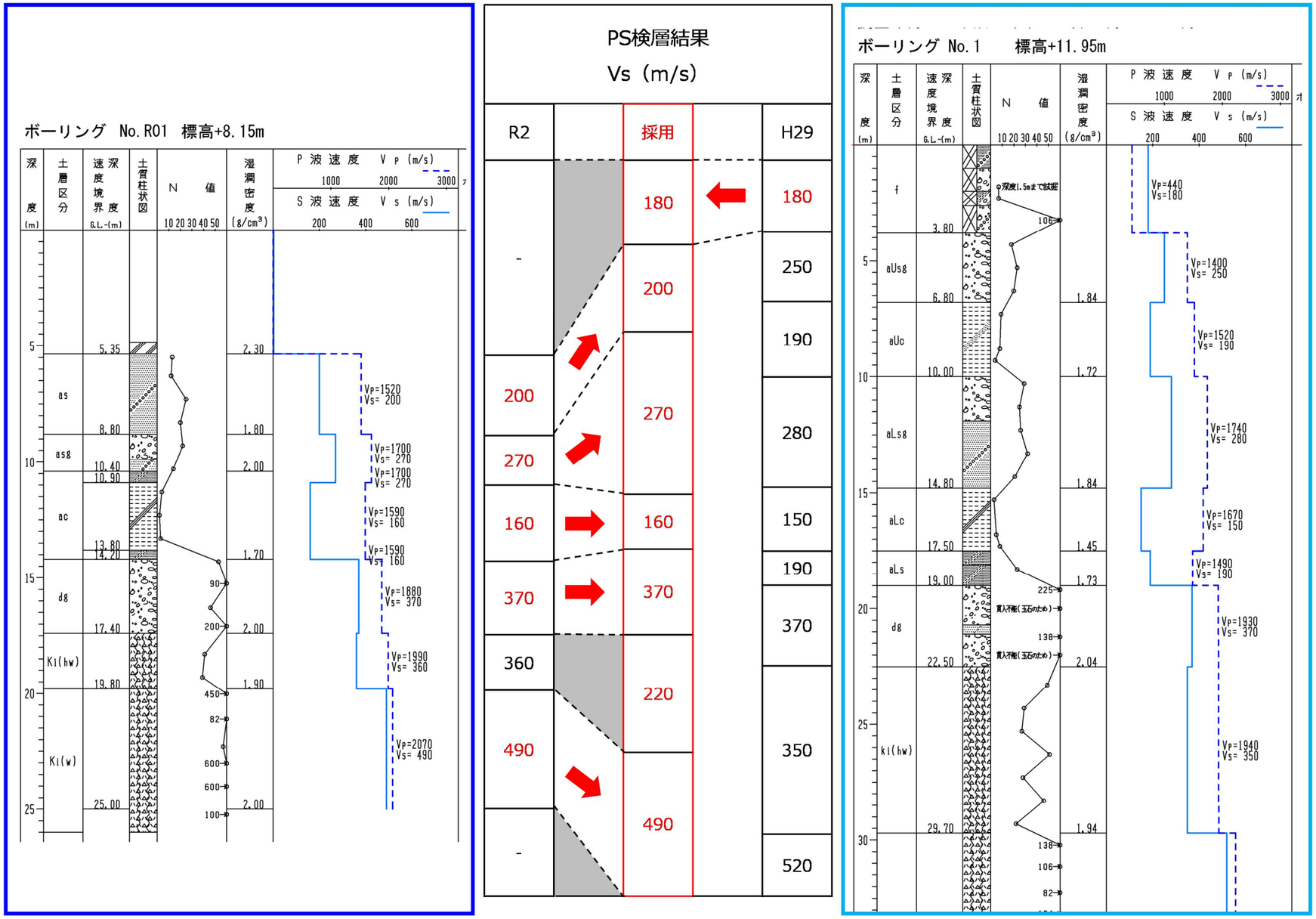


図 2-6　地盤構成と Vs 比較（左：令和 2 年、右：平成 29 年、赤字：採用値）

§3 地中連続壁の耐震性能評価

3. 地中連続壁の耐震性能評価

3.1. 検討概要と地中連続壁の概要

地中連続壁による地震力の低減効果として、図 3-1 に示す地盤変位の低減効果や、図 3-2 の慣性力の低減効果が考えられる。これらの低減効果を発揮する前提条件として、大地震時の地盤変位に対して地中連続壁が健全である必要がある。本検討では、地中連続壁に L2 地震時地盤変位を作用させ、発生応力と耐力を比較して、地中連続壁の安全性を確認する。

地中連続壁の配置を図 3-3 に、地中連続壁の配筋図を図 3-4 に示す。

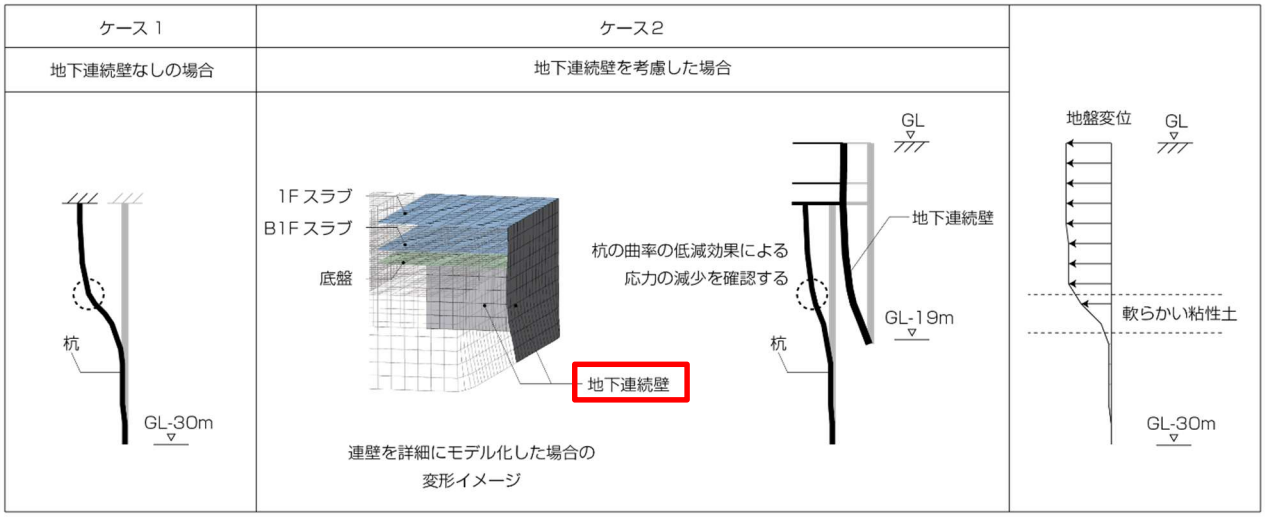


図 3-1 地中連続壁の有無による地盤変位による杭変位の検討

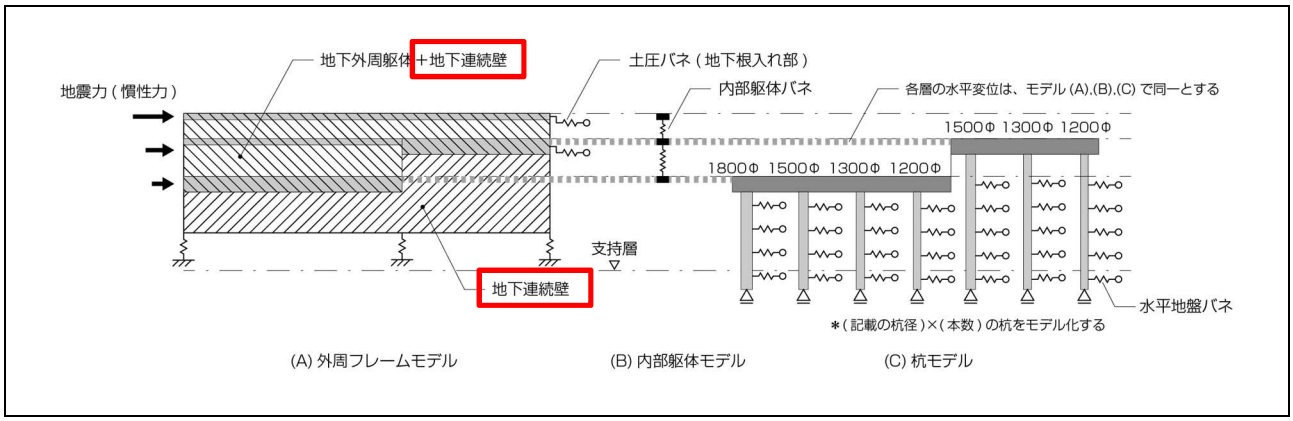


図 3-2 地中連続壁を考慮した地震力に対する解析モデル

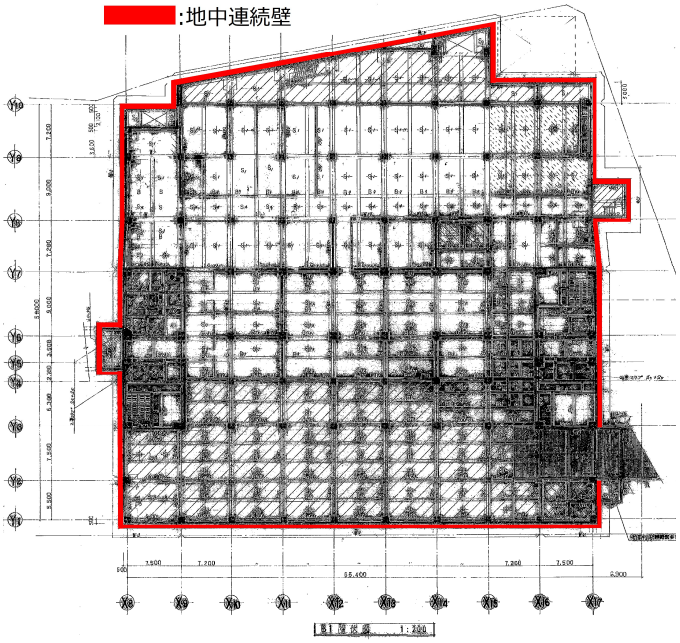


図 3-3　B1 階伏図

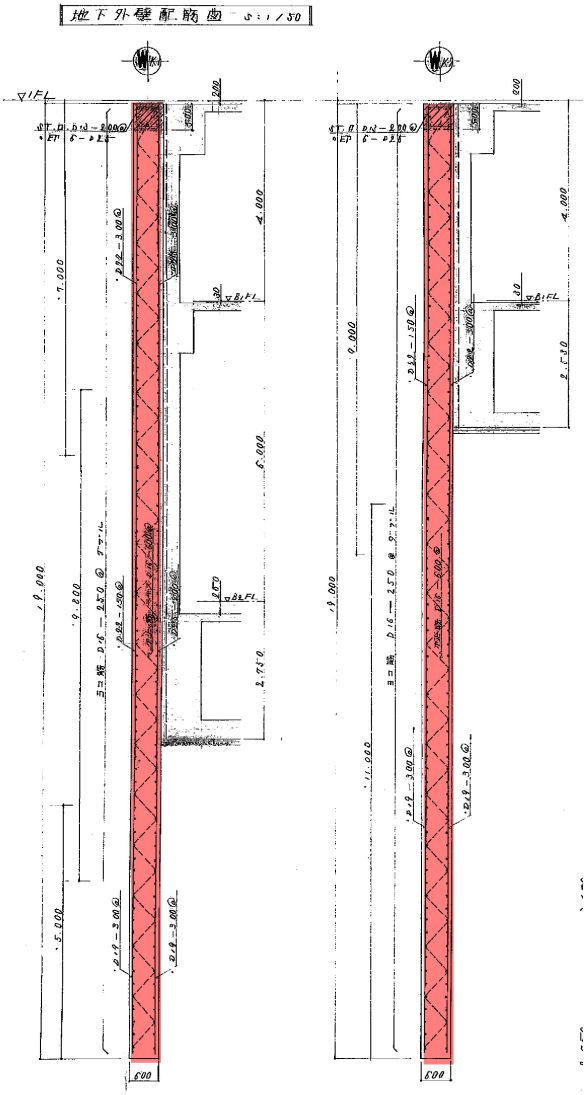


図 3-4　地中連続壁配筋図（立断面図）

3.2. 地中連続壁間継手について

地中連続壁の施工方法を図 3-5 に示す。地中連続壁は水平方向に分割された壁（エレメント）毎に施工を行う。1 列目の壁を掘削→鉄筋挿入→コンクリート打設した後、隣の 2 列目に移動して同じ手順を繰り返すことで、連続した壁を施工する。

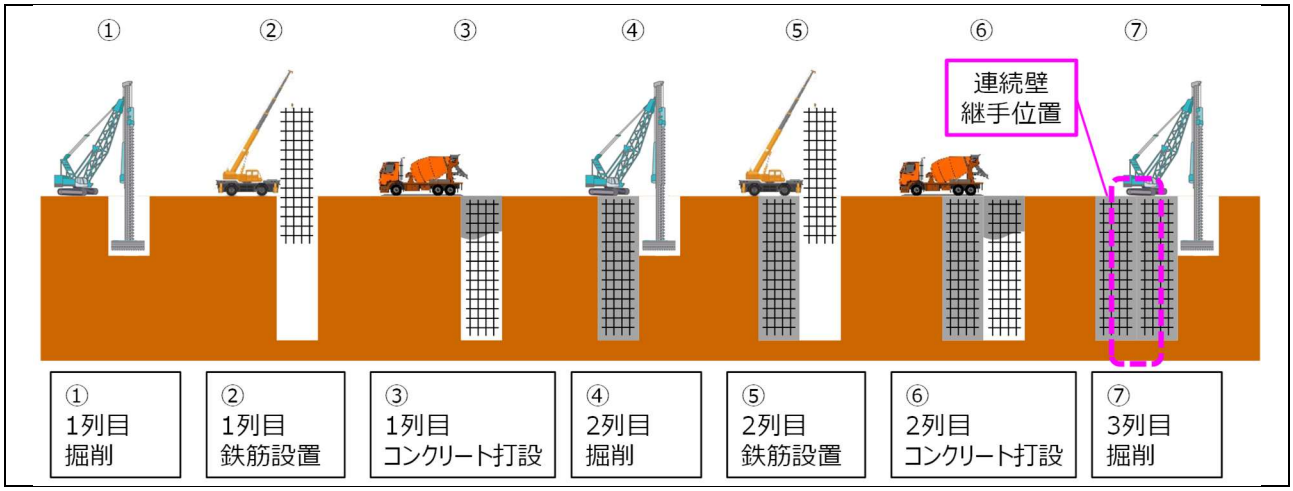


図 3-5 地中連続壁の施工方法概要

図 3-6 に地中連続壁継手位置の部材断面図を示す。地中連続壁内の鉄筋は、深さ方向の鉄筋（縦筋）は連続して配筋されるが、幅方向（水平筋）の配筋は、工法によって異なる。

地中連続壁の工法は、水平筋がエレメント毎に分断され、継手位置には鉄筋が配筋されない工法（図中(a)）と継手位置にも鉄筋を配筋し、鉄筋がエレメント間に作用する力を負担できる工法（図中(b)）の 2 つに大きく分類される。このうち、(b)の水平筋定着が可能な工法は、平成初期に普及した工法であるとともに、本庁舎の施工時の写真(図 3-7)から判断し、本庁舎の地中連続壁の工法は図 3-6(a)の水平筋重ね継手無しとして検討を行う。

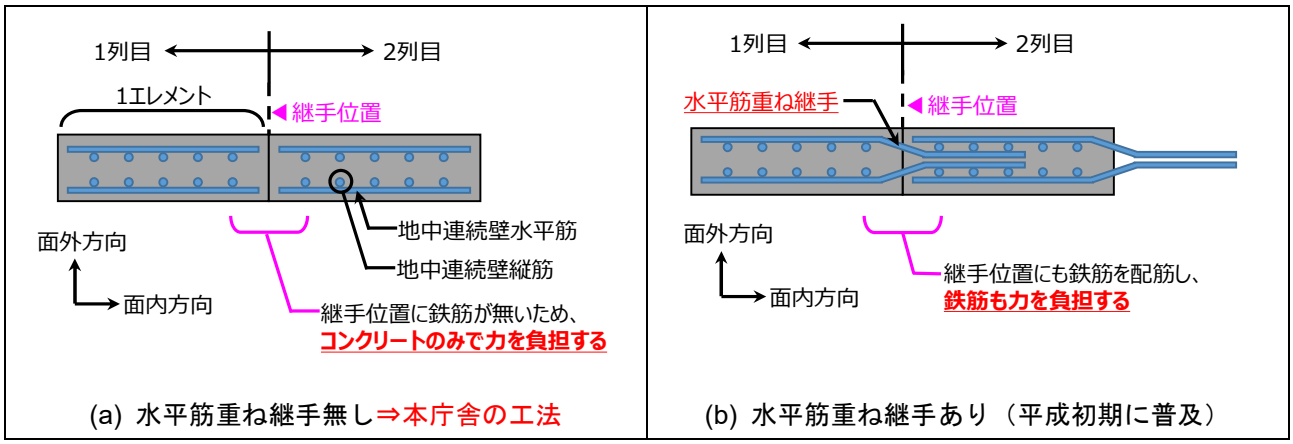


図 3-6 地中連続壁継手位置の部材断面図

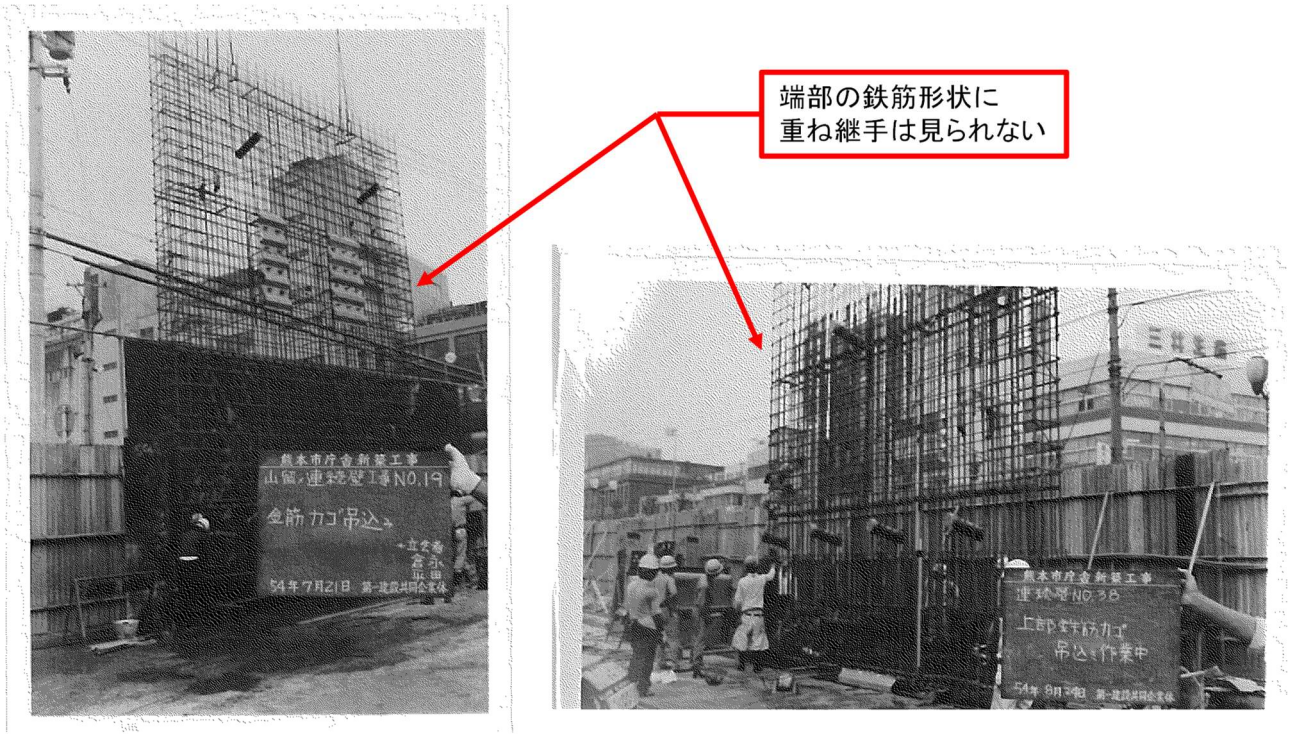
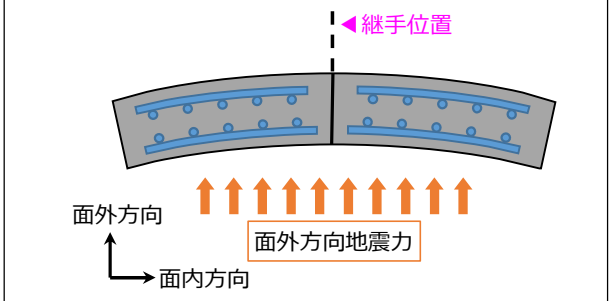
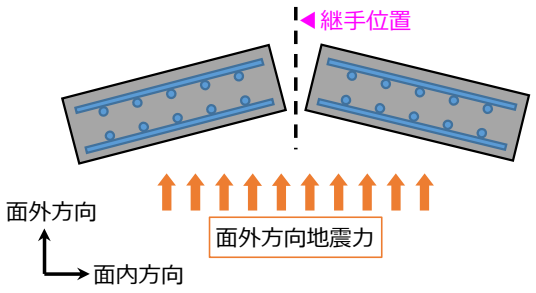
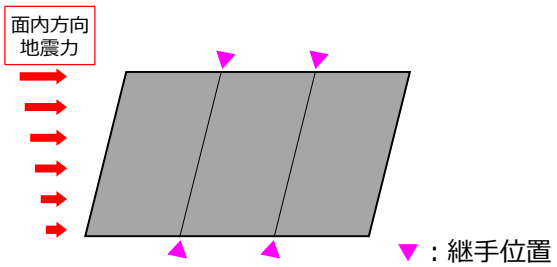


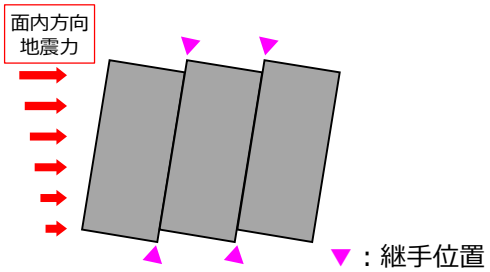
図 3-7　本庁舎地中連続壁施工写真

水平筋の重ね継手が無い地中連続壁では、継手部に作用するエレメント間の応力の伝達はコンクリートのみで行われる。表 3-1 上段に示すように、地震時に地中連続壁の面外方向に地盤変位が作用すると、地中連続壁は大きく曲がり、壁に曲げモーメントが発生する。継手位置において、曲げモーメントが伝達可能であれば、地震時に連続壁が一体となって抵抗できるが、伝達できない場合では、壁エレメント毎に別々に抵抗することとなり、耐震性能は小さくなる。

以降では、大地震時の地中連続壁の健全性の確認を行った後、耐震性能の評価を行う。

表 3-1　継手性能と地震時挙動

<table>
<tr><th></th><th>面外方向曲げモーメントを伝達できる場合</th><th>面外方向曲げモーメントを伝達できない場合</th></tr>
<tr><td>面外方向地震時挙動（平面）</td><td> 
</td><td> 
</td></tr>
<tr><td>面内方向地震時挙動（立面）</td><td> 

地震時に一体的な挙動
⇒耐震性能 大</td><td> 

地震時にエレメント毎に別々な挙動
⇒耐震性能 小</td></tr>
</table>

3.3. 地盤変位に対する地中連続壁の検討

3.3.1. 継手部の検討

(1) 検討内容

地中連続壁のモデルに大地震時の地盤変位を作用させ、継手位置における応力を確認する。継手部の応力をコンクリートのみで負担可能か否かで、地中連続壁の一体性を確認する。応力解析には、midas iGen Ver.881（マイダスアイティジャパン）を用いる。

(2) モデル概要

図 3-8 に地中連続壁の解析モデルを示す。竣工図に基づき形状をモデル化し、地下躯体と一体となっている部分は、地下躯体の梁・壁の剛性を考慮する。連壁上端はローラー支持、下端は自由とする。また、スラブの取り付くレベルは剛床仮定とする。

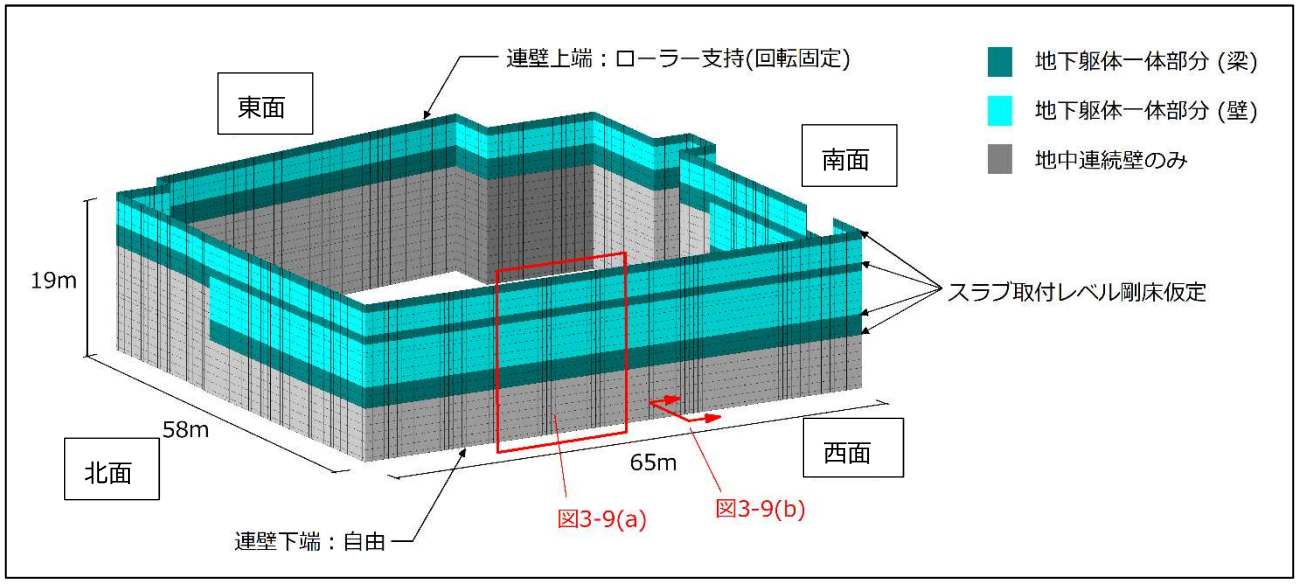


図 3-8 地中連続壁の解析モデル（全体）

図 3-9(a)に解析モデルの立面図を示す。継手位置での応力を確認するため、エレメント幅を 図 3-7 に示す施工時の写真から 8.3m 程度と仮定する。以下に、エレメント幅（継手位置間隔）の算出根拠を示す。

＜エレメント幅（継手位置間隔）の算出＞

・地中連続壁の縦筋間隔　　：300 mm （構造図より）

・1 エレメントの縦筋本数　　：28 本(ダブル)（図 3-7 より）

・両端のかぶり厚　　：200 mm

上記の条件から、エレメント幅を以下のように仮定する。

300×(28-1) + 200 = 8300mm → 8.3m

図 3-9(b)に水平地盤ばねと地盤変位の概念図を示す。検討する壁面の面外方向に地盤変位を水平地盤バネを介して作用させる。水平地盤バネの算出方法は、次節（3）に示す。地盤変位は、第 4 章に示す応答変位が最大となる「レベル 2 告示波 JMAKobe-NS」の自由地盤の応答解析結果を用いる。

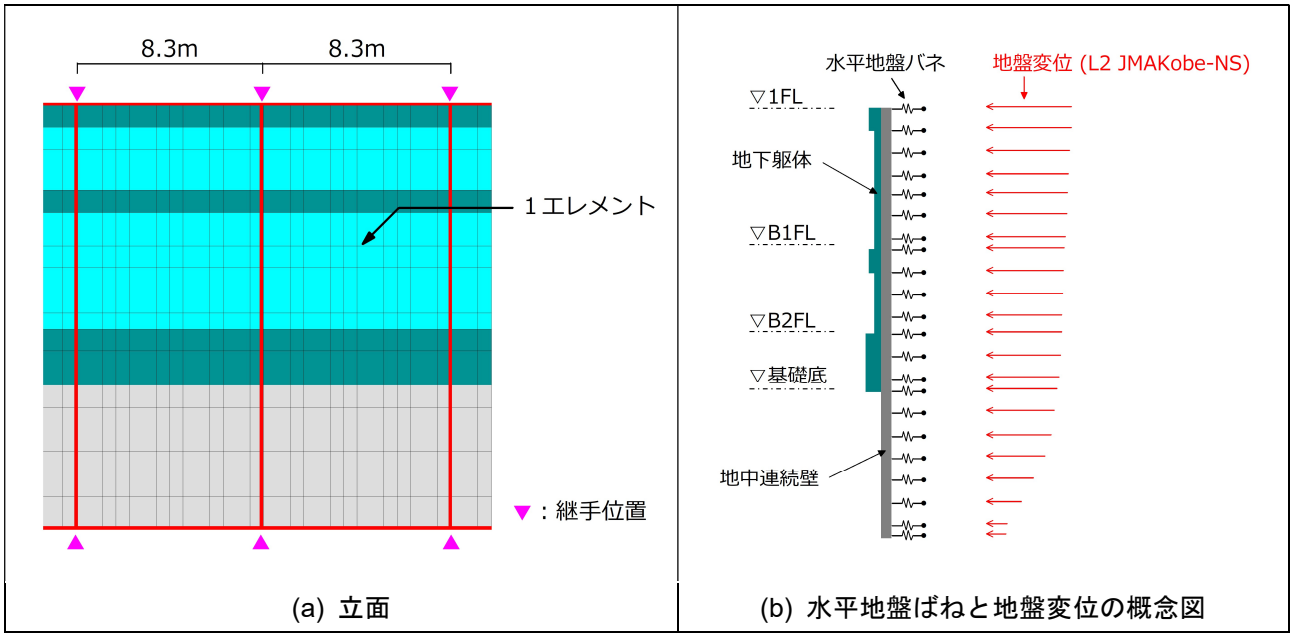


図 3-9　地中連続壁の解析モデル（詳細）

（3）水平地盤ばね（水平地盤反力係数）の算出

水平地盤ばねは、『建築基礎構造設計指針』(2019 年改訂版、以下「基礎指針」と記す)に記載されている、水平地盤反力係数の評価式に基づき算出する。以下に基礎指針の評価式を示す。

地盤の水平地盤反力度p(kN/m²)と杭水平変位y(m)との関係は下式及び図 3-10 のようになる。

$$p = k_h y$$

k_h　(kN/m³)　：杭水平変位y(m)時の水平地盤反力係数

$0.0 \leqq \bar{y} \leqq 0.1$ の場合　：$k_h = 3.16 k_{h0}$

$0.1 < \bar{y}$ の場合　：$k_{h0} = \frac{k_{h0}}{\sqrt{\bar{y}}} = \frac{k_{h0}}{\sqrt{\frac{y}{y_0}}} = \frac{k_{h0}}{\sqrt{\frac{y}{0.01}}}$

k_{h0}　(kN/m³)　：基準水平地盤反力係数（基準水平変位 0.01m に対応した水平地盤反力係数）

$\bar{y}$　：無次元化水平変位$(= y/y_0)$

y_0　(m)　：基準水平変位(=0.01)

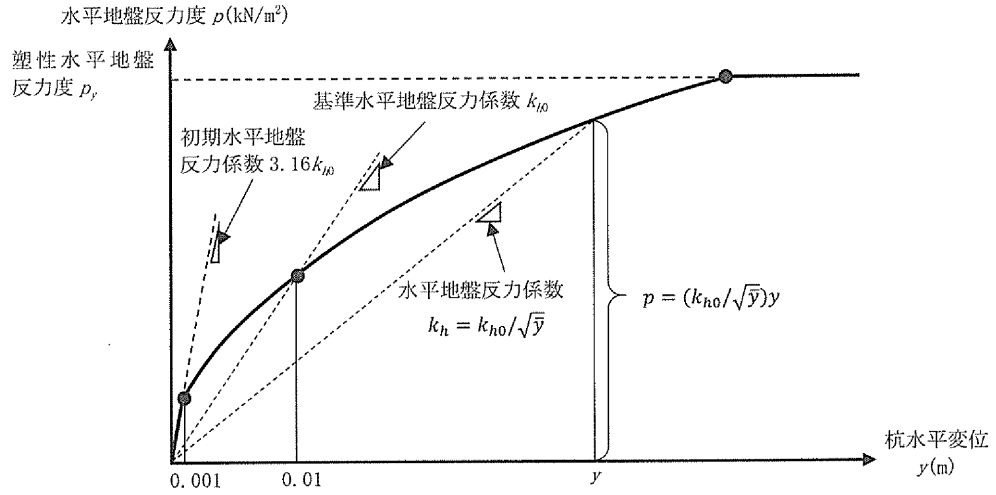


図 3-10　水平地盤反力度と杭水平変位の関係

上記のように、水平地盤反力係数は、地盤の非線形性により、杭の水平変位の増加に伴い低減する。基準水平地盤反力係数k_{h0}は、以下のように算出する。

$$k_h = k_{h0} = \alpha\xi E_0 \bar{B}^{-\frac{3}{4}} = \alpha\xi E_0 \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

α	(1/m)	:80
ξ		:群杭係数
B	(m)	:杭径(=FEM 要素幅 600mm)
$\bar{B}$		:無次元化杭径
B_0	(m)	:杭径の基準値(=0.01)
E_0	(kN/m²)	:地盤の変形係数

E_0は、対象土層の平均 N 値より$E_0 = 700N$で推定する。

本検討では、水平地盤ばねを弾性とし、連壁と地盤の相対変位が 0.01m（$k_h/k_{h0} = 1$）であるときの地盤反力係数k_hの値を用いることとする。

表　3-2 に、本検討で使用する水平地盤反力係数、地盤変位（レベル２告示波　JMAKobe-NS）の値を示す。

表 3-2　水平地盤バネ及び地盤変位

深度 [m]	N値	E_0 [kN/m²]	α [1/m]	ξ	B [m]	$K_h=K_{h0}$ [kN/m³]	地盤変位 [cm]
0.00	3	2,100	80	1	0.6	7,793	8.70
1.00	3	2,100	80	1	0.6	7,793	8.68
2.00	50	35,000	80	1	0.6	129,881	8.66
3.00	22	15,400	80	1	0.6	57,148	8.64
3.83	28	19,600	80	1	0.6	72,733	8.63
4.83	32	22,400	80	1	0.6	83,124	8.57
5.83	30	21,000	80	1	0.6	77,928	8.51
6.33	30	21,000	80	1	0.6	77,928	8.49
7.33	6	4,200	80	1	0.6	15,586	8.43
8.33	14	9,800	80	1	0.6	36,367	8.37
9.33	26	18,200	80	1	0.6	67,538	8.32
10.05	25	17,500	80	1	0.6	64,940	8.27
11.05	29	20,300	80	1	0.6	75,331	8.22
12.05	50	35,000	80	1	0.6	129,881	8.14
12.55	50	35,000	80	1	0.6	129,881	8.11
13.55	50	35,000	80	1	0.6	129,881	8.02
14.55	34	23,800	80	1	0.6	88,319	7.92
15.55	6	4,200	80	1	0.6	15,586	5.60
16.55	6	4,200	80	1	0.6	15,586	2.68
17.55	31	21,700	80	1	0.6	80,526	1.55
18.55	31	21,700	80	1	0.6	80,526	1.51
19.00	50	35,000	80	1	0.6	129,881	1.50

（4）検討結果

東西南北各方向の解析結果を図 3-11～図 3-14 に示す。図中(a) に地盤変位を作用させたときの面外方向の曲げモーメント図、(b) に地盤変位入力位置を表した平面図を示す。図中の赤、青で塗られた部分がコンクリートの曲げひび割れモーメントを超える部分であることを示す。コンクリートの曲げひび割れモーメントは、以下のように算出する。

＜コンクリートの曲げひび割れモーメントの算出＞

面外方向における、コンクリート（厚さ 600㎜）の単位幅あたりの曲げひび割れモーメントMcr は、

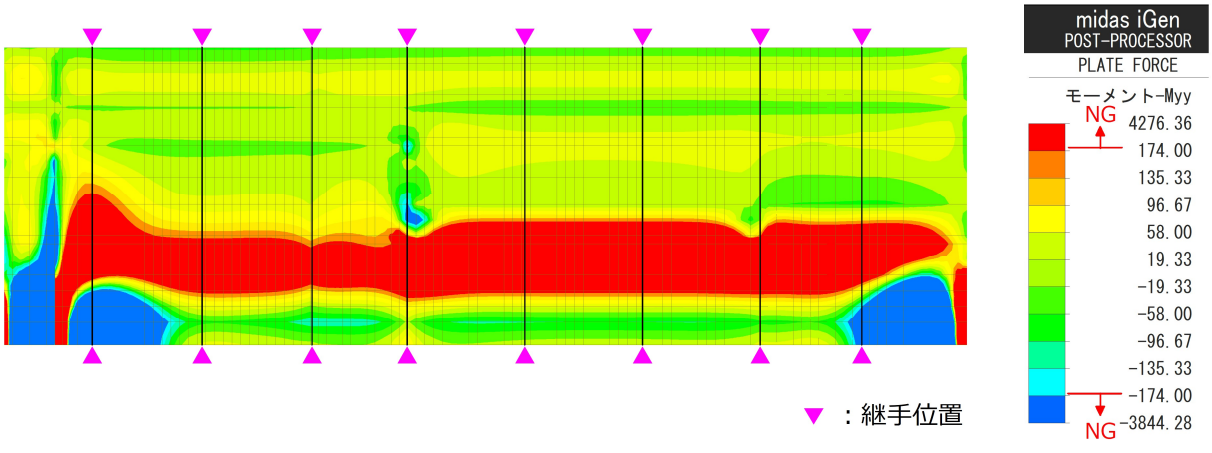
$$\mathrm{Mcr} = {}_c\sigma_t \times \mathrm{Z} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \times \mathrm{Z} = 0.56 \times \sqrt{27} \times (1000 \times 600^2/6) \times 10^{-6} = 174\ \mathrm{kNm/m}$$

σ_B ：コンクリートの圧縮強度 $(\mathrm{N/mm^2})$ $(= 27\ \mathrm{N/mm^2})$

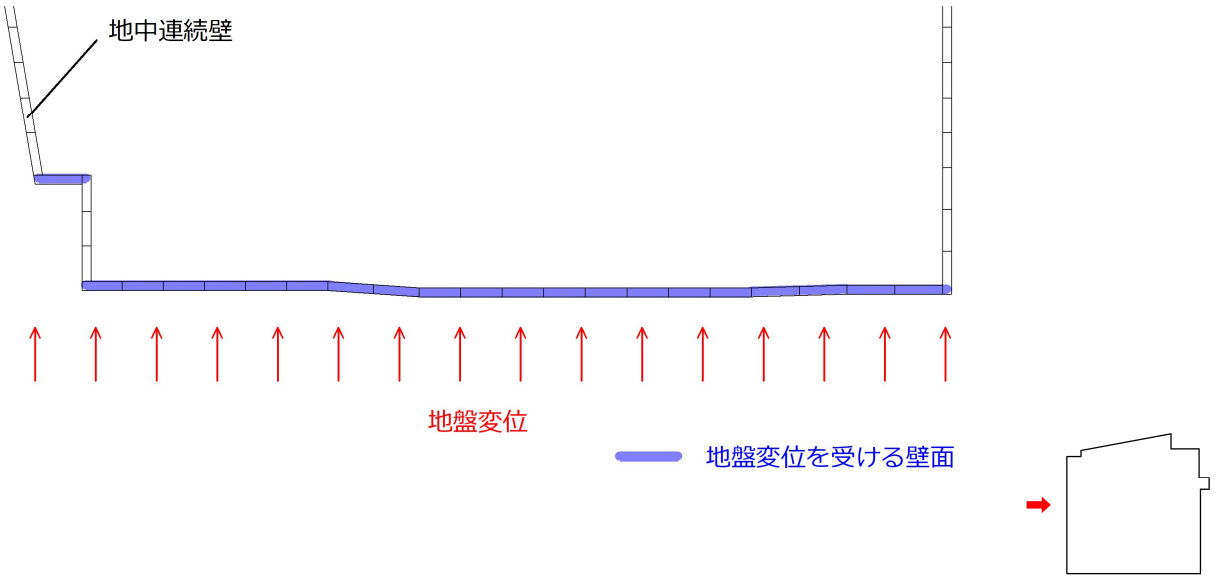
${}_c\sigma_t$ ：コンクリートの曲げ引張強度 $(\mathrm{N/mm^2})$ $(= 0.56\sqrt{\sigma_B})$

Z ：断面係数 $(\mathrm{mm^3})$ $(= \mathrm{B} \times \mathrm{D}^2/6 = 1000 \times 600^2/6)$

検討の結果、コンクリートの曲げひび割れモーメントを超える継手が多く存在しており、全ての面で地盤変位による曲げモーメントをコンクリートのみで負担できない結果となった。よって、地中連続壁は、地震時にエレメント毎に別々な挙動を示すと判断する。

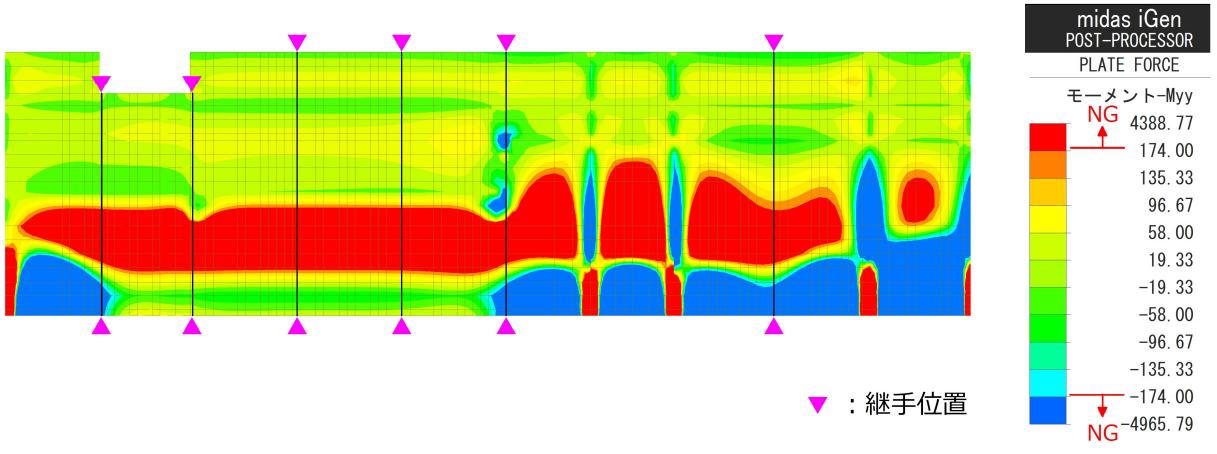


(a) 面外方向曲げモーメント図（立面）

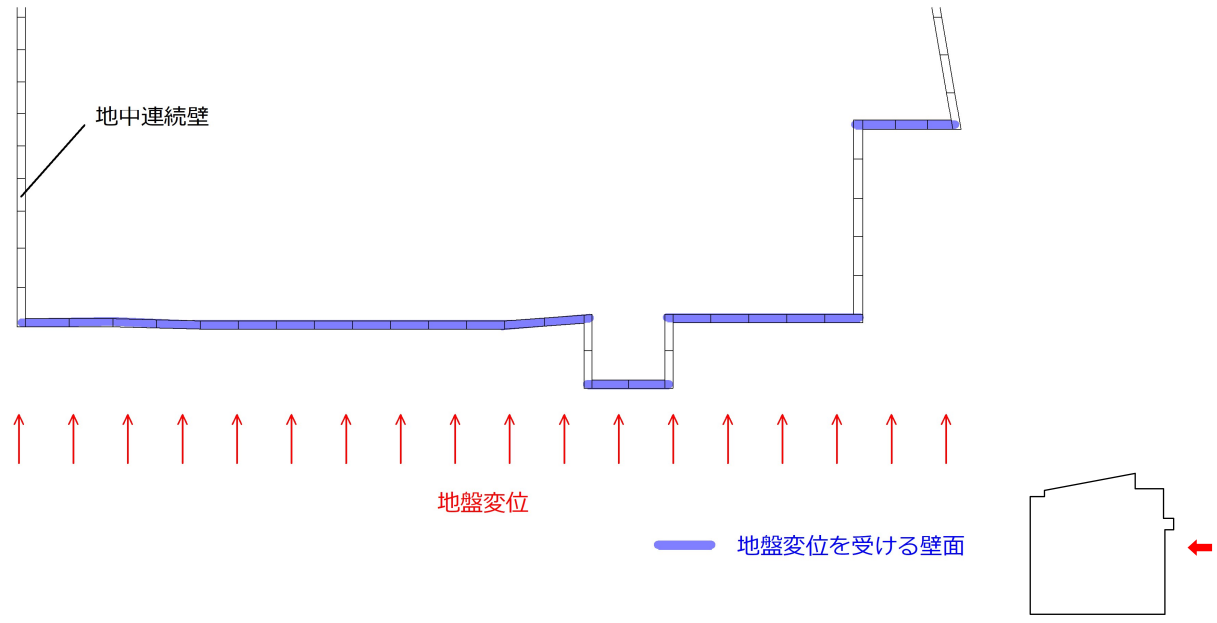


(b) 地盤変位入力位置図（平面）

図 3-11　解析結果（北面）

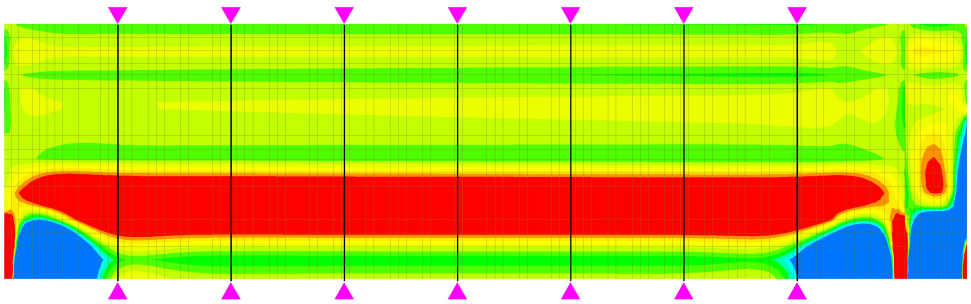


(a) 面外方向曲げモーメント図（立面）

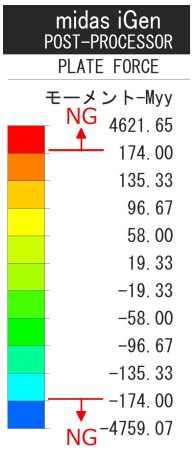


(b) 地盤変位入力位置図（平面）

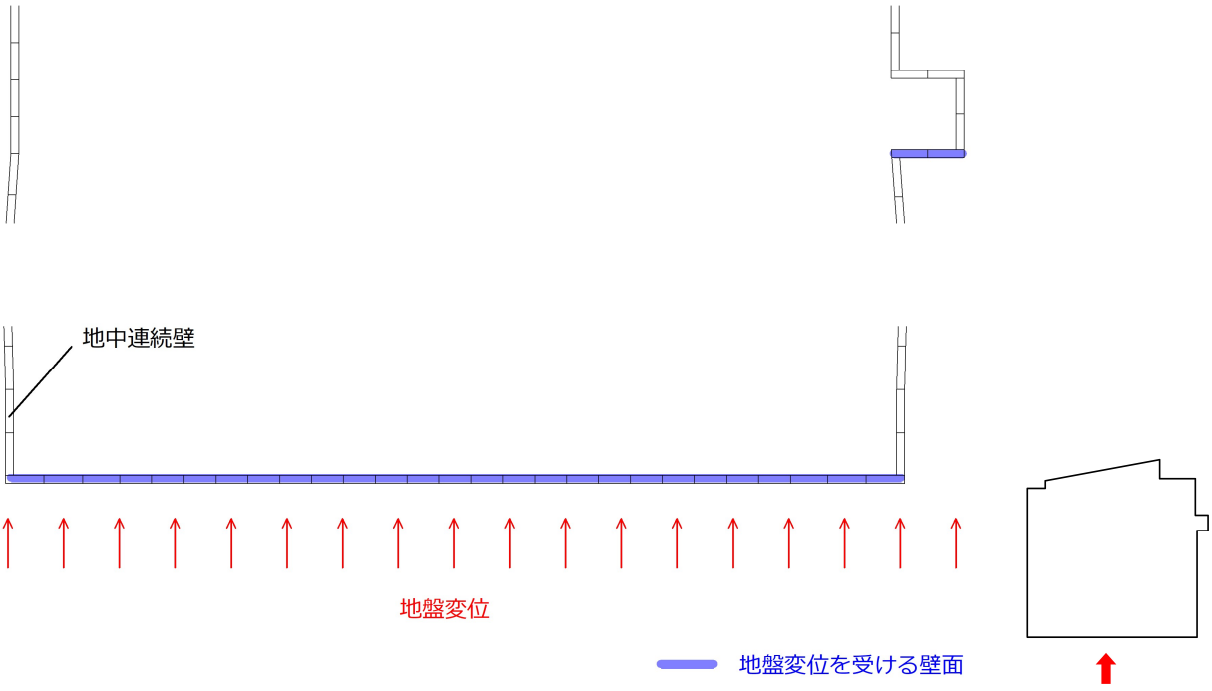
図 3-12　解析結果（南面）



▼ ：継手位置

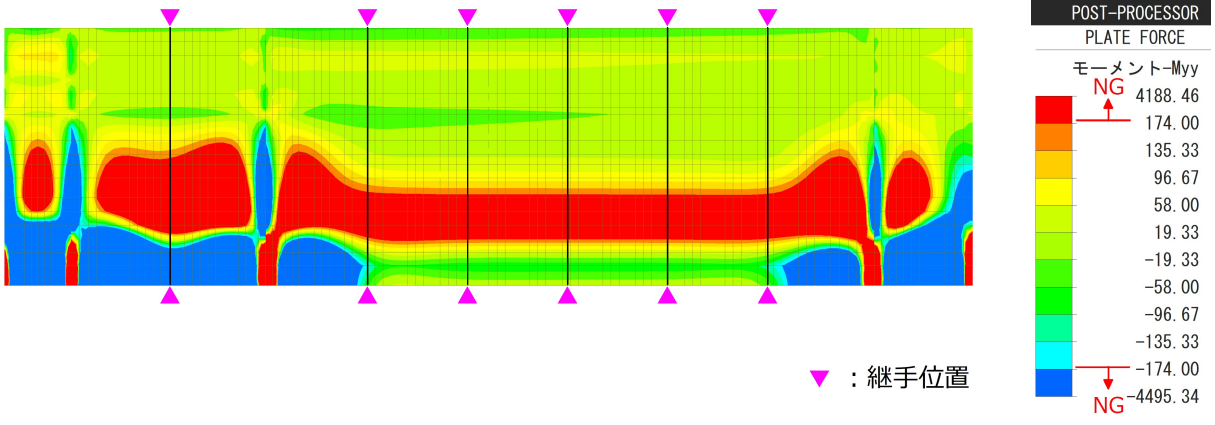


(a) 面外方向曲げモーメント図（立面）

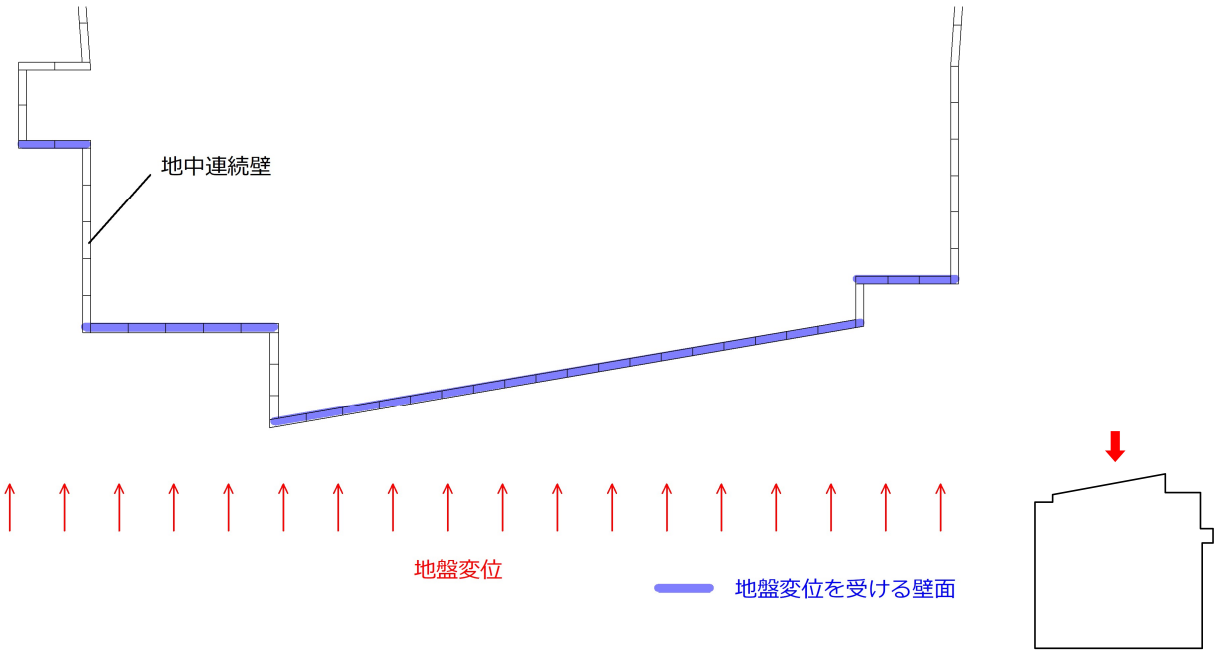


(b) 地盤変位入力位置図（平面）

図 3-13　解析結果（西面）



(a) 面外方向曲げモーメント図（立面）



(b) 地盤変位入力位置図（平面）

図 3-14　解析結果（東面）

3.3.2. エレメント単体の検討

（1）検討内容・モデル概要

地中連続壁１エレメントのモデルに大地震時の地盤変位を作用させ、発生する応力を地中連続壁の縦筋が負担可能か否かを確認する。

図 3-15 に解析モデル図を示す。地中連続壁１エレメントを地下躯体の梁・壁の剛性を考慮した線材としてモデル化し、面外方向に図 3-9 と同様の水平地盤バネと地盤変位を入力する。応力解析には、midas iGen Ver.881（マイダスアイティジャパン）を用いる。

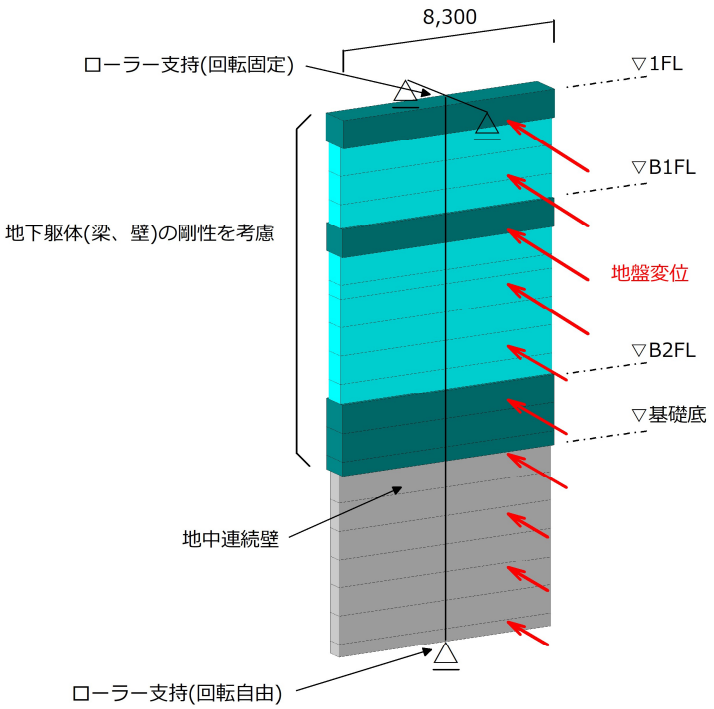


図 3-15　地中連続壁１エレメントの解析モデル

（2）検討結果

図 3-16 に解析結果を示す。地中連続壁に発生する単位幅あたりの最大曲げモーメントMは、

$M = 14{,}698/8.3 = 1{,}771\ \mathrm{kNm/m}$

竣工図より、地中連続壁の縦筋はD19@300であることから、単位幅あたりの降伏曲げモーメントMuは、

$Mu = 287 \times 1000/300 \times 345 \times 1.1 \times 0.9 \times 600 \times 10^{6} = 196\ \mathrm{kNm/m} < 1{,}771\ \mathrm{kNm/m}$

以上より、面外方向地震時において、発生曲げモーメントが曲げ耐力を上回る結果となった。よって、地中連続壁は、面外方向地震時に発生応力が耐力を超過する。

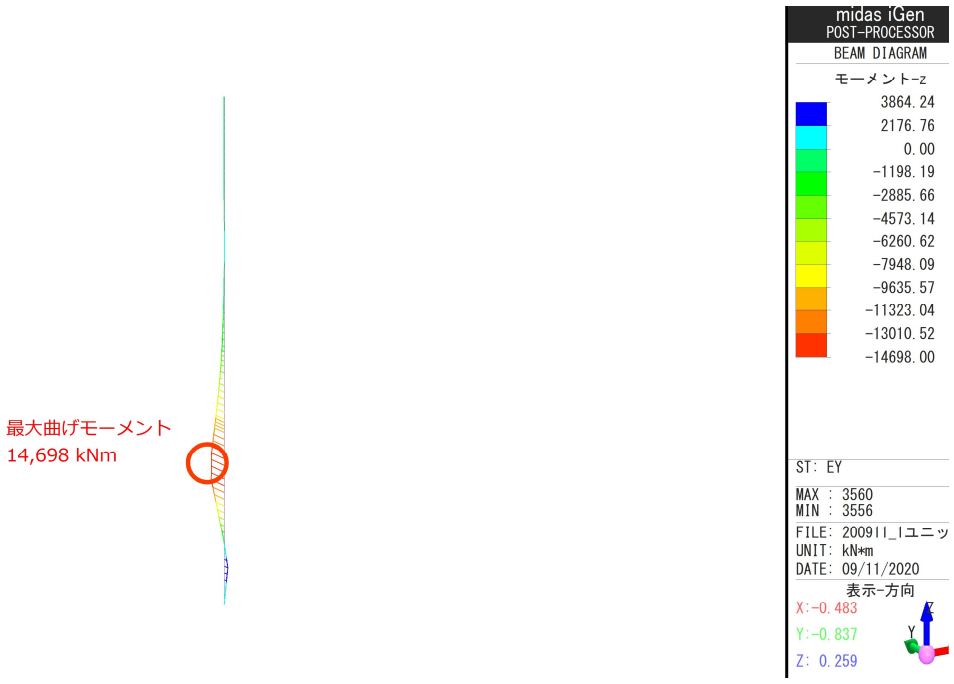


図 3-16　地中連続壁１エレメントの検討結果

3.3.3. 総括

地中連続壁に大地震時（L2 地震時）の地盤変位を作用させた結果、発生応力が壁の曲げ耐力を上回る結果となり、地中連続壁は、大地震時の杭に作用する力の低減効果はない。

§４　地震時の杭・建物と地盤の動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析

4. 地震時の杭・建物と地盤の動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析

4.1. 解析モデル概要

図 4-1 に本検討で用いる動的相互作用を考慮した連成系解析モデルの概念図を示す。動的相互作用とは、杭基礎と建物の地上・地下を一体としてモデル化し、杭には先端部だけではなく、杭中間部にも地盤からの強制変位（時刻歴）を入力することで、地盤変位による応力と建物の地上・地下の慣性力による応力を時刻歴で評価する方法である。

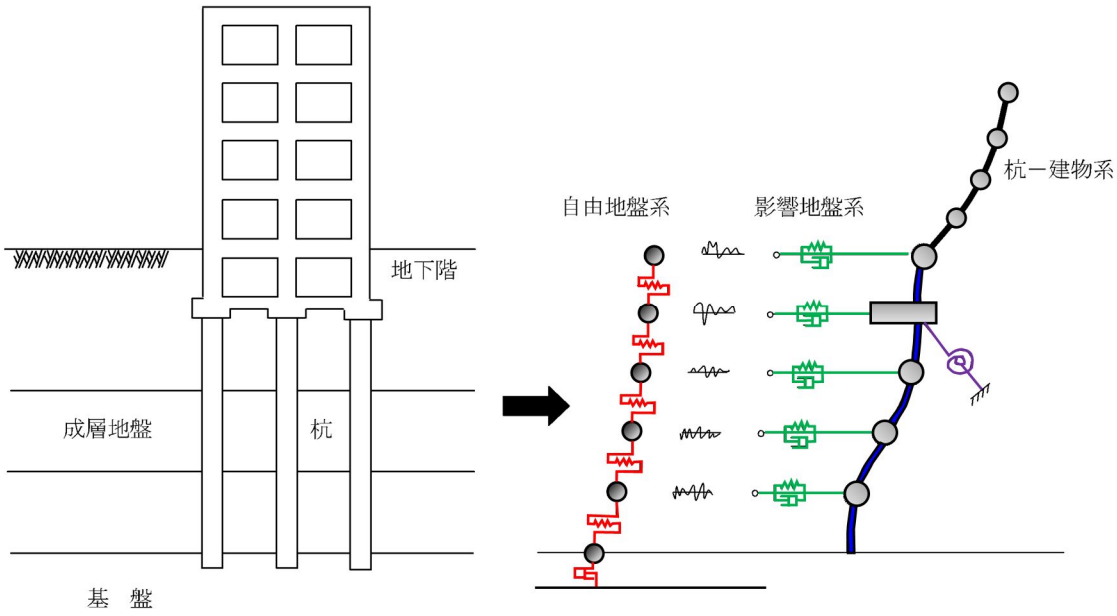


図 4-1　連成系モデルの概念図

本検証で用いる解析モデルは、質点系の解析モデルであり、建物は各階で、杭・地盤は深さ方向に約 1.0m 間隔で重量・剛性・減衰を集約する。

2 章で設定した地盤定数を表 4-1 に、解析モデルの地盤物性を表 4-2 に示す。杭・地盤を 1.0.m 間隔で分割する際に、異なる地層に跨る場合の各物性値は、層厚に対する平均値とした。急激に Vs 値が小さくなる砂混りシルト層（GL-14.6m～16.9m）は、その影響を適切に考慮するため、深さ方向の分割厚さを調整し、解析モデルの層が砂混りシルト層を跨がない様設定した。（表 4-2 地層番号 6～8）。

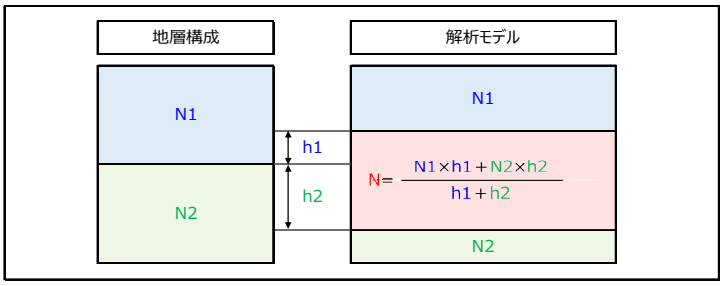
表 4-1　地盤定数

検討用地盤					
深度	層厚	土質名称	平均	Vs	密度
(m)	(m)		N値	(m/s)	(g/cm^3)
0.00 ～ 3.10	3.1	埋土	3	180	1.84
3.10 ～ 3.80	0.7	礫混じり砂	22	200	1.84
3.80 ～ 6.70	2.9	砂礫	30	200	1.84
6.70 ～ 7.50	0.8	シルト混り細砂	6	200	1.84
7.50 ～ 9.35	1.9	細砂	20	270	1.84
9.35 ～ 11.50	2.2	中砂	27	270	1.84
11.50 ～ 14.60	3.1	砂礫	45	270	1.84
14.60 ～ 16.90	2.3	砂混りシルト	6	160	1.45
16.90 ～ 20.60	3.7	玉石混り砂礫	44	370	2.04
20.60 ～ 25.70	5.1	強風化岩	16	220	1.94
25.70 ～ 32.00	6.3	風化岩	46	490	2.14

表 4-2　解析モデル

	深度 (m)	層厚 (m)	地層番号	層番号	階番号	物性値 N値	物性値 Vs (m/s)	物性値 密度 (g/cm^3)	土質名称	動的変形特性 (G/G0,h-γ曲線)
B1	0.000 ～ 3.800	3.8	1	2	2	*7*	*184*	*1.84*	埋土,礫混じり砂	黄色本（砂質土）
B2	3.800 ～ 11.175	7.375	2	1	1	*24*	*235*	*1.84*	砂礫,シルト混り細砂,細砂,中砂	黄色本（砂質土）
基礎	11.175 ～ 12.650	1.475	3	0	-1	*41*	*270*	*1.84*	中砂,砂礫	黄色本（砂質土）
杭	12.650 ～ 13.650	1	4	-1	-2	45	270	1.84	砂礫	黄色本（砂質土）
	13.650 ～ 14.600	0.95	5	-2	-3	45	270	1.84	砂礫	黄色本（砂質土）
	14.600 ～ 15.370	0.77	6	-3	-4	6	160	1.45	砂混りシルト	H29_2-A-3
	15.370 ～ 16.130	0.76	7	-4	-5	6	160	1.45	砂混りシルト	H29_2-A-3
	16.130 ～ 16.900	0.77	8	-5	-6	6	160	1.45	砂混りシルト	H29_2-A-3
	16.900 ～ 17.900	1	9	-6	-7	44	370	2.04	玉石混り砂礫	黄色本（砂質土）
	17.900 ～ 18.900	1	10	-7	-8	44	370	2.04	玉石混り砂礫	黄色本（砂質土）
	18.900 ～ 19.900	1	11	-8	-9	44	370	2.04	玉石混り砂礫	黄色本（砂質土）
	19.900 ～ 20.900	1	12	-9	-10	*36*	*325*	*2.01*	玉石混り砂礫,強風化岩	黄色本（砂質土）
	20.900 ～ 21.900	1	13	-10	-11	16	220	1.94	強風化岩	黄色本（砂質土）
	21.900 ～ 22.900	1	14	-11	-12	16	220	1.94	強風化岩	黄色本（砂質土）
	22.900 ～ 23.900	1	15	-12	-13	16	220	1.94	強風化岩	黄色本（砂質土）
	23.900 ～ 24.900	1	16	-13	-14	16	220	1.94	強風化岩	黄色本（砂質土）
	24.900 ～ 25.900	1	17	-14	-15	*22*	*274*	*1.98*	強風化岩,風化岩	黄色本（砂質土）
	25.900 ～ 26.900	1	18	-15	-16	46	490	2.14	風化岩	黄色本（砂質土）
	26.900 ～ 27.900	1	19	-16	-17	46	490	2.14	風化岩	黄色本（砂質土）
	27.900 ～ 29.000	1.1	20	-17	-18	46	490	2.14	風化岩	黄色本（砂質土）
工学的基盤						(*000*:層厚に対する平均値)				

異なる地層に跨る場合の層厚に対する平均値算出概要



砂混りシルト層（GL-14.6m～16.9m）の扱い

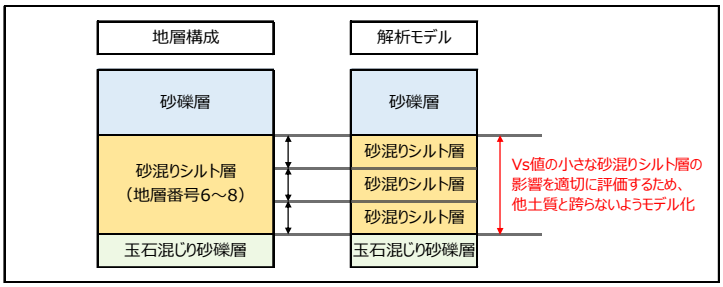


図 4-2 に解析モデルの概要を示す。解析モデルは、自由地盤系と杭・建物系（連成系）の 2 つの系で構成される。自由地盤系は「自由地盤ばね」1 種類でモデル化する。連成系は、建物を各階で集約した「上部構造ばね」、杭を約 1.0m 間隔で集約した「杭ばね」、基礎下の地盤の剛性・減衰を考慮した「建物下地盤ばね」、建物周囲の地盤の剛性・減衰を考慮した「影響地盤ばね」、の 4 種類で構成される。各ばねに設定した数値とその算出根拠は 4.2 節で示す。

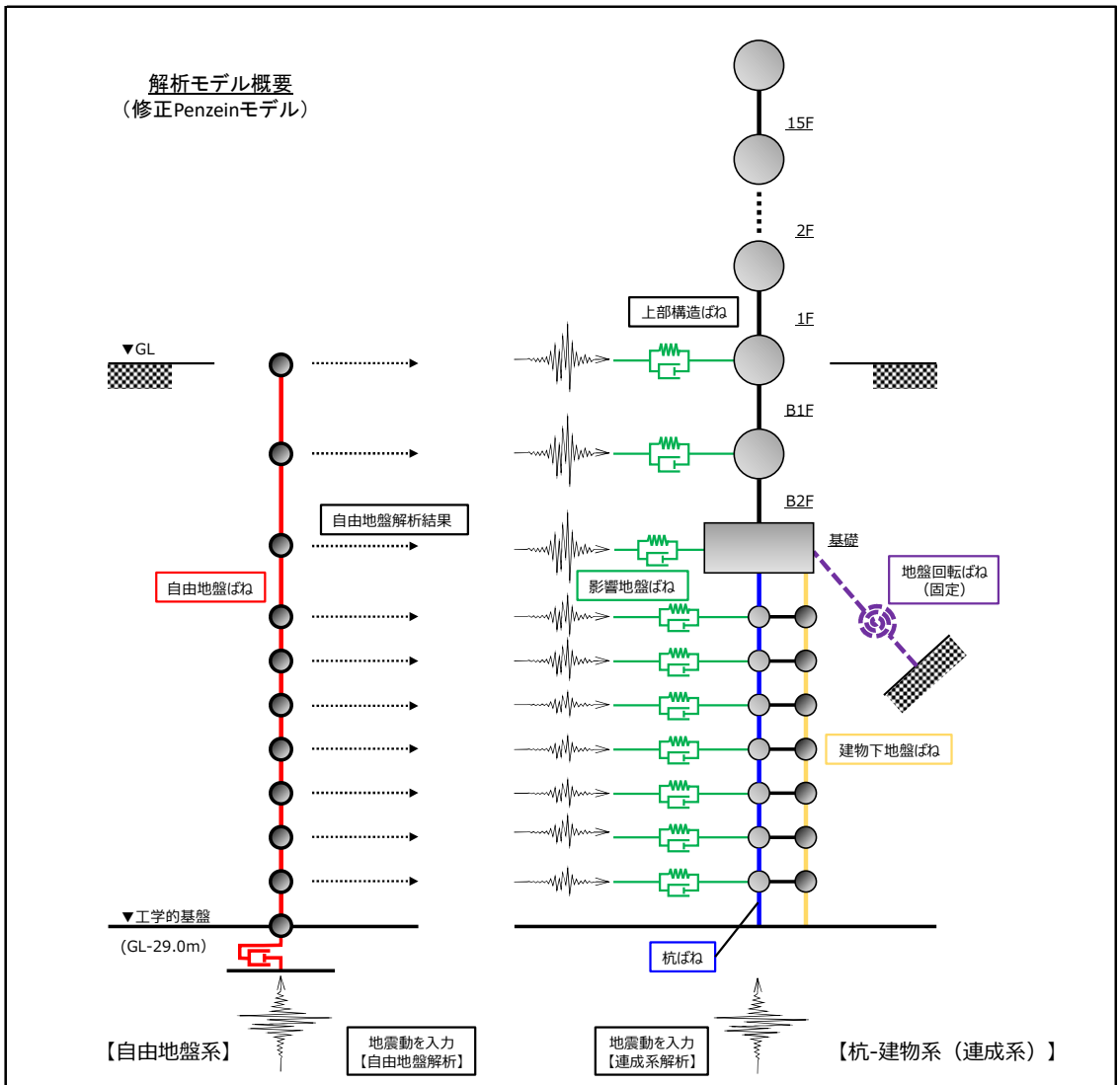
動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析は、まず自由地盤系の工学的基盤に地震動を入力し、自由地盤の時刻歴応答解析を行う。次に連成系の工学的基盤に地震動を入力すると共に、自由地盤の解析で得られた各質点の強制変位を、影響地盤ばねを介して時刻歴で杭に作用させる。

解析に用いる地震動は、告示波「極めて稀に発生する地震動」とし、Hachinohe-NS、JMAKOBE-NS、Random の位相とした 3 波とする。

解析はそれぞれ下記のプログラムを用いて行う。

自由地盤系　　：k-SHAKE+ for Windows Version 7.0.1（構造計画研究所）

杭・建物系（連成系）　：RESP-S Version 1.02（構造計画研究所）



ばね種類	自由地盤	上部構造	杭	影響地盤	建物下地盤
初期剛性	Vsから算出	立体解析モデルから算出	杭断面から算出	地下部：Novakの式 杭体部：Francisの式	Vsから算出
復元力特性	H-Dモデル	標準トリリニア	弾性	弾性	R-Oモデル
減衰	H-Dモデル	剛性比例型 h=2%	剛性比例型 h=3%	地下部：Novakの式 杭体部：Gazetasの式	R-Oモデル
設定根拠	文献1、文献3	慣例	慣例	文献1、文献2	文献1、文献3
備考	等価線形解析	原設計と同様	群杭は1本杭に集約してモデル化	群杭効果考慮	基礎面積分をモデル化

文献1：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計（日本建築学会、2006）
文献2：建築基礎構造設計指針（日本建築学会、2019）
文献3：2015年版　建築物の構造関係技術基準解説書（建築行政情報センター、2015）

図 4-2　動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析モデル概要

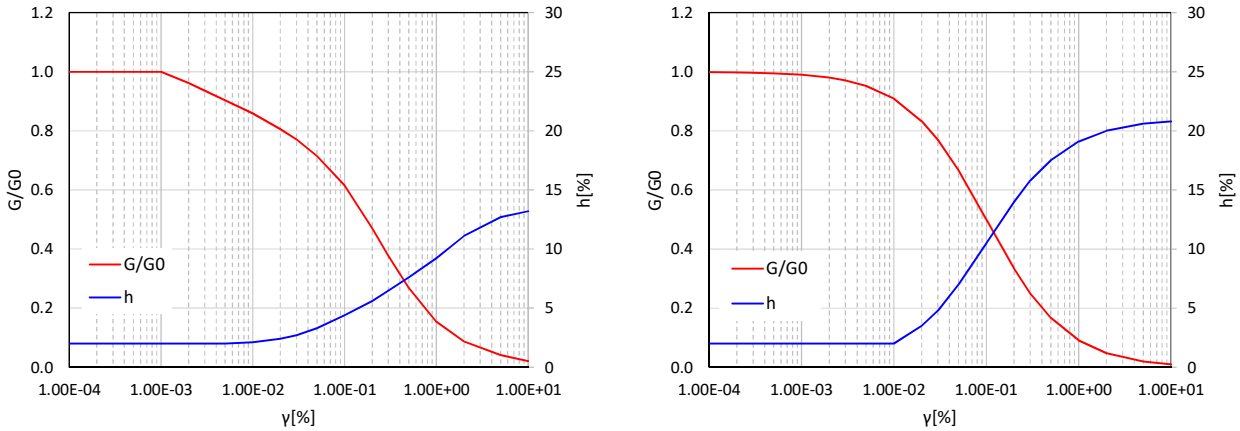
4.2. 各種パラメータの設定

4.2.1. 自由地盤

自由地盤の解析モデルは、表 4-2 に示す値を使用し、表 4-3 の設定とした。土の動的変形特性は、平成 29 年度調査 No.2 の採取資料（H29-2-A-3）と文献（2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書（建築行政情報センター、2015）以降 黄色本）を適用した。せん断剛性比 G/G_0 と減衰係数 h の歪み依存曲線を図 4-3 及び表 4-4 に示す。

表 4-3 自由地盤解析モデルと初期剛性、動的変形特性

深度	層厚	地層番号	物性値			土質名称	動的変形特性
			Vs	密度	初期剛性		
(m)	(m)		(m/s)	(g/cm^3)	(kN/m^2)		(G/G0,h-γ曲線)
0.000 ~ 3.800	3.8	1	184	1.84	62,295	埋土,礫混じり砂	黄色本（砂質土）
3.800 ~ 11.175	7.375	2	235	1.84	101,614	砂礫,シルト混り細砂,細砂,中砂	黄色本（砂質土）
11.175 ~ 12.650	1.475	3	270	1.84	134,136	中砂,砂礫	黄色本（砂質土）
12.650 ~ 13.650	1	4	270	1.84	134,136	砂礫	黄色本（砂質土）
13.650 ~ 14.600	0.95	5	270	1.84	134,136	砂礫	黄色本（砂質土）
14.600 ~ 15.370	0.77	6	160	1.45	37,120	砂混りシルト	H29_2-A-3
15.370 ~ 16.130	0.76	7	160	1.45	37,120	砂混りシルト	H29_2-A-3
16.130 ~ 16.900	0.77	8	160	1.45	37,120	砂混りシルト	H29_2-A-3
16.900 ~ 17.900	1	9	370	2.04	279,276	玉石混り砂礫	黄色本（砂質土）
17.900 ~ 18.900	1	10	370	2.04	279,276	玉石混り砂礫	黄色本（砂質土）
18.900 ~ 19.900	1	11	370	2.04	279,276	玉石混り砂礫	黄色本（砂質土）
19.900 ~ 20.900	1	12	325	2.01	212,306	玉石混り砂礫,強風化岩	黄色本（砂質土）
20.900 ~ 21.900	1	13	220	1.94	93,896	強風化岩	黄色本（砂質土）
21.900 ~ 22.900	1	14	220	1.94	93,896	強風化岩	黄色本（砂質土）
22.900 ~ 23.900	1	15	220	1.94	93,896	強風化岩	黄色本（砂質土）
23.900 ~ 24.900	1	16	220	1.94	93,896	強風化岩	黄色本（砂質土）
24.900 ~ 25.900	1	17	274	1.98	148,650	強風化岩,風化岩	黄色本（砂質土）
25.900 ~ 26.900	1	18	490	2.14	513,814	風化岩	黄色本（砂質土）
26.900 ~ 27.900	1	19	490	2.14	513,814	風化岩	黄色本（砂質土）
27.900 ~ 29.000	1.1	20	490	2.14	513,814	風化岩	黄色本（砂質土）



H29-2-A-3（粘性土）　　黄色本（砂質土）

図 4-3　動的変形特性

表 4-4　動的変形特性

歪(%)	G/G0		h(%)	
	H29-2-A-3 粘性土	黄色本 （砂質土）	H29-2-A-3 粘性土	黄色本 （砂質土）
1.00E-04	1.000	0.999	2.0	2.0
2.00E-04	1.000	0.998	2.0	2.0
3.00E-04	1.000	0.997	2.0	2.0
5.00E-04	1.000	0.995	2.0	2.0
1.00E-03	1.000	0.990	2.0	2.0
2.00E-03	0.962	0.980	2.0	2.0
3.00E-03	0.936	0.971	2.0	2.0
5.00E-03	0.903	0.952	2.0	2.0
1.00E-02	0.859	0.909	2.1	2.0
2.00E-02	0.806	0.833	2.4	3.5
3.00E-02	0.771	0.769	2.7	4.8
5.00E-02	0.715	0.667	3.3	7.0
1.00E-01	0.615	0.500	4.4	10.5
2.00E-01	0.471	0.333	5.6	14.0
3.00E-01	0.377	0.250	6.5	15.8
5.00E-01	0.269	0.167	7.6	17.5
1.00E+00	0.154	0.091	9.2	19.1
2.00E+00	0.087	0.048	11.1	20.0
5.00E+00	0.041	0.020	12.7	20.6
1.00E+01	0.021	0.010	13.2	20.8

4.2.2. 上部構造

（1）上部構造の重量及び復元力特性

上部構造モデルは一貫計算ソフト Super Build／SS3（ユニオンシステム株式会社）を用いてモデル化を行う。解析モデルは H29 年度耐震安全性検証で用いられたモデルと同じものとする。

地上の復元力特性は、水平外力分布を原設計時の設計用せん断力分布として静的増分解析を行い、下記手順により、Tri-Linear に置換した。

- 第 1 折れ点荷重は、割線剛性が初期剛性の 95%になった荷重とし、その変形は初期剛性を延長して求める。
- 第 3 点は 1/100 程度に設定し、その点までの包絡面積がスケルトンカーブの包絡面積と等しくなるように第 2 折れ点を求める。（下図における（A）=（B））
- なお、B1F、最上階など、剛性が高く、層間変形角が非常に小さい層においては、静的増分解析の最終ステップの層間変形角を第 3 点とする。
- 第 3 勾配は、第 3 点の接線勾配とする。

また、履歴特性は S 造主体とし、標準型として設定した。

地下躯体は弾性とする。

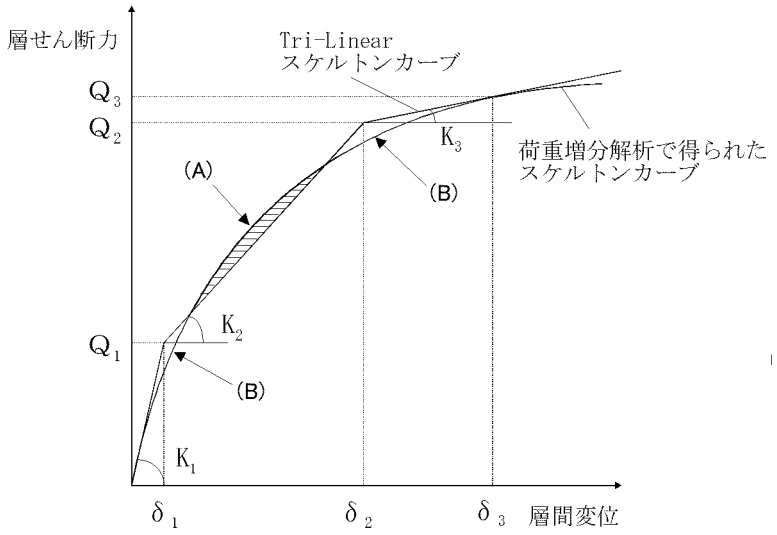


図 4-4　復元力特性のモデル化

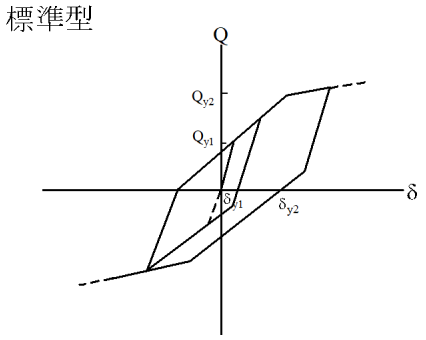


図 4-5　標準型　履歴特性

上部構造の重量諸元を表 4-5、上部構造の復元力特性を表 4-6 に示す。最下層の基礎重量は、基礎重量に杭頭部分の重量分を加算した。

表 4-5　上部構造の重量諸元

モデル入力		建物	モデル入力	上部構造		下部杭・地盤	**モデル入力重量**
階	層	階	階高(cm)	実階高(cm)	Wi(kN)	杭W(kN)	**合計WEIT(kN)**
17	17	15	600	600	11529		**11529**
16	16	14	450	450	20636		**20636**
15	15	13	380	380	14403		**14403**
14	14	12	380	380	12546		**12546**
13	13	11	380	380	12456		**12456**
12	12	10	380	380	12485		**12485**
11	11	9	380	380	12485		**12485**
10	10	8	380	380	12532		**12532**
9	9	7	380	380	12561		**12561**
8	8	6	380	380	12586		**12586**
7	7	5	380	380	12613		**12613**
6	6	4	380	380	12629		**12629**
5	5	3	380	380	32101		**32101**
4	4	2	450	450	25275		**25275**
3	3	1	450	450	24215		**24215**
2	2	B1	380	500	71921		**71921**
1	1	B2	737.5	500	81522		**81522**
-1	0	基礎	147.5		101807	6233	**108040**

表 4-6　上部構造の復元力特性

	X方向						
	第１剛性	第１点荷重	第2剛性	剛性低下率	第2点荷重	第3剛性	剛性低下率
階	(kN/cm)	Q1(kN)	(kN/cm)	α2	Q2(kN)	(kN/cm)	α3
15	10459	13144	3355	0.321	15078	10	0.001
14	12201	20377	4615	0.378	23964	12	0.001
13	13814	25683	3897	0.282	29425	1494	0.108
12	14262	29432	3446	0.242	33298	746	0.052
11	15292	32394	3267	0.214	36167	792	0.052
10	15714	33590	3917	0.249	38116	1144	0.073
9	16407	35110	4232	0.258	40119	1270	0.077
8	17418	36651	4424	0.254	42107	1223	0.070
7	18126	37673	5222	0.288	43628	1074	0.059
6	19785	39010	6552	0.331	45867	566	0.029
5	21172	39232	7735	0.365	46834	834	0.039
4	24026	40180	8929	0.372	47986	1330	0.055
3	46247	42684	26082	0.564	57772	12400	0.268
2	32298	47306	19242	0.596	64879	32	0.001
1	43894	52700	23749	0.541	71646	44	0.001
B1	660000						
B2	649000						

	Y方向						
	第１剛性	第１点荷重	第2剛性	剛性低下率	第2点荷重	第3剛性	剛性低下率
階	(kN/cm)	Q1(kN)	(kN/cm)	α2	Q2(kN)	(kN/cm)	α3
15	9482	16322	3680	0.388	17152	9	0.001
14	10217	22760	4470	0.438	27262	10	0.001
13	13878	25852	5577	0.402	32942	1817	0.131
12	15286	27970	6045	0.395	36706	1672	0.109
11	16449	29139	6836	0.416	38626	2454	0.149
10	17542	30479	7235	0.412	41069	2365	0.135
9	19821	32885	7525	0.380	43969	1916	0.097
8	21450	34171	8055	0.376	45949	1903	0.089
7	22492	34011	8797	0.391	46493	2299	0.102
6	24011	34013	9506	0.396	47939	2308	0.096
5	25725	34329	9943	0.387	50555	1008	0.039
4	29512	36384	12252	0.415	50976	2135	0.072
3	45975	45912	18411	0.400	63721	2742	0.060
2	37155	45072	17103	0.460	70445	3284	0.088
1	51379	51756	23675	0.461	77517	7249	0.141
B1	704700						
B2	628800						

（2）上部構造の減衰

構造体の内部減衰は瞬間剛性比例型とし、以下の減衰マトリクスで表現される。

減衰定数は、h=2.0%とする。

$$[C]=\frac{2h_1}{\omega_1}[K]$$

$[K]$：主体構造の瞬間剛性マトリクス

h_1：主体構造の内部粘性減衰の減衰定数(=0.02)

ω_1：1 次固有円振動数

固有周期は建物のみの固有周期とする。

4.2.3. 杭

（1）杭体のモデル化及び剛性

杭は多数本数、多種類の杭径が存在するが、1 本に集約してモデル化を行う。

剛性は杭断面から算出し、弾性とする。表 4-7 に杭体の諸元を示す。

なお、杭先端部の支持層は強固であり沈下量が僅かであることと、杭体の軸伸縮量も小さいと想定されるため、基礎底のロッキングは考慮しないモデルとした。

表 4-7　杭体の諸元

								集約モデル
杭径	B(cm)		120	130	150	180	各階合計	総合計
断面積	Ap(cm^2)		11,310	13,273	17,671	25,447		
断面二次モーメント	Ip(cm4)		10,178,760	14,019,848	24,850,489	51,529,974		
重量	W(kN/m/本)		27.1	31.9	42.4	61.1		
杭本数	n(本)	B1階	12	8	17		37	
		B2階	17	11	90	4	122	**159**
断面積	ΣAp(cm^2)	B1階	135,717	106,186	300,415		542,317	
		B2階	192,265	146,006	1,590,431	101,788	2,030,490	**2,572,807**
断面二次モーメント	ΣIp(cm4)	B1階	122,145,122	112,158,785	422,458,309	0	656,762,216	
		B2階	173,038,923	154,218,329	2,236,543,989	206,119,894	2,769,921,135	**3,426,683,351**
重量	ΣW(kN/m)	B1階	326	255	721	0	1,302	
		B2階	461	350	3,817	244	4,873	**6,175**

（2）杭体の減衰

杭体の減衰は剛性比例型とし、減衰定数は h=3.0%とする。

4.2.4. 建物下地盤

(1) 剛性及び減衰

建物下地盤は、杭と同一挙動となる地盤の支配面積（建築面積）分の地盤をモデル化する。せん断剛性比 G/G_0 と減衰係数 h の歪み依存曲線の設定は自由地盤と同様とし、図 4-3 及び表 4-4 を用いる。支配面積を考慮した初期剛性の値を表 4-8 に示す。

表 4-8　建物下地盤初期剛性

	深度	層厚	地層番号	層番号	階番号	物性値			初期剛性	
						N値	Vs	密度	G	K
	(m)	(m)					(m/s)	(g/cm^3)	(kN/m^2)	(kN/mm)
B1	0.000 ~ 3.800	3.8	1	2	2	7	184	1.84	62,295	69,903
B2	3.800 ~ 11.175	7.375	2	1	1	24	235	1.84	101,614	58,751
基礎	11.175 ~ 12.650	1.475	3	0	-1	41	270	1.84	134,136	387,774
杭	12.650 ~ 13.650	1	4	-1	-2	45	270	1.84	134,136	571,967
	13.650 ~ 14.600	0.95	5	-2	-3	45	270	1.84	134,136	602,070
	14.600 ~ 15.370	0.77	6	-3	-4	6	160	1.45	37,120	205,562
	15.370 ~ 16.130	0.76	7	-4	-5	6	160	1.45	37,120	208,267
	16.130 ~ 16.900	0.77	8	-5	-6	6	160	1.45	37,120	205,562
	16.900 ~ 17.900	1	9	-6	-7	44	370	2.04	279,276	1,190,855
	17.900 ~ 18.900	1	10	-7	-8	44	370	2.04	279,276	1,190,855
	18.900 ~ 19.900	1	11	-8	-9	44	370	2.04	279,276	1,190,855
	19.900 ~ 20.900	1	12	-9	-10	36	325	2.01	212,306	905,291
	20.900 ~ 21.900	1	13	-10	-11	16	220	1.94	93,896	400,380
	21.900 ~ 22.900	1	14	-11	-12	16	220	1.94	93,896	400,380
	22.900 ~ 23.900	1	15	-12	-13	16	220	1.94	93,896	400,380
	23.900 ~ 24.900	1	16	-13	-14	16	220	1.94	93,896	400,380
	24.900 ~ 25.900	1	17	-14	-15	22	274	1.98	148,650	633,858
	25.900 ~ 26.900	1	18	-15	-16	46	490	2.14	513,814	2,190,944
	26.900 ~ 27.900	1	19	-16	-17	46	490	2.14	513,814	2,190,944
	27.900 ~ 29.000	1.1	20	-17	-18	46	490	2.14	513,814	1,991,767

(2) 復元力特性

建物下地盤の復元力特性は、Ramberg-Osgood モデル（R-O モデル）とする。図 4-6 に R-O モデルの履歴曲線とその関数を示す。

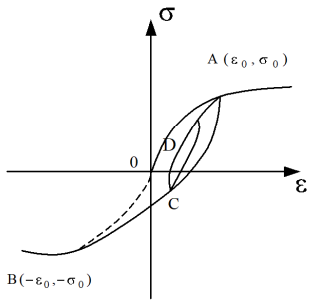
復元力特性タイプ		備考
106	Ramberg－Osgood型  骨格曲線（0→A） $\lvert\sigma\rvert = G_0 \lvert\varepsilon\rvert - \alpha \frac{\lvert\sigma\rvert^r}{\sigma_y^{r-1}}$ $G_0 = \frac{\sigma_y}{\varepsilon_y}$; σ_y＝降伏応力度 ε_y＝降伏歪度 荷重曲線（A→B） $\lvert\sigma_c\rvert = G_0 \lvert\varepsilon\rvert - \alpha \frac{\lvert\sigma\rvert^r}{\sigma_y^{r-1}}$ $\sigma_c = (\sigma - \sigma_0) / 2$ $\varepsilon_c = (\varepsilon - \varepsilon_0) / 2$	

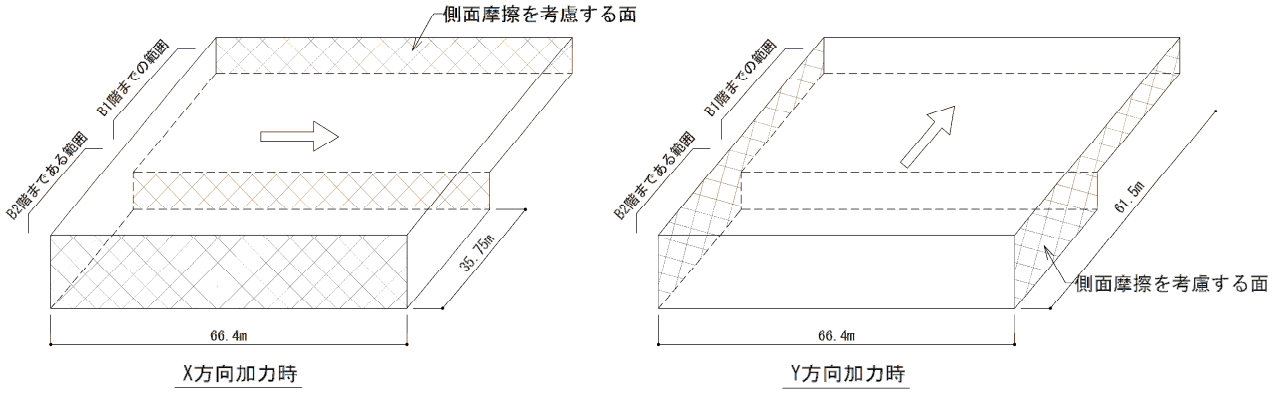
図 4-6　復元力特性（R-O モデル）

4.2.5. 影響地盤

（1）地下部

地下部側面地盤バネ及び減衰は、地下階を等価な円形断面とみなし、弾性波動論解 Novak の式[文献 1)]により算定する。本建物は B1 階と B2 階で基礎形状が異なるが、等価な円断面は一つであるため、加力時の側面摩擦面範囲を考慮して X 加力方向、Y 加力方向それぞれで円断面を設定した。（図 4-7）

Novak バネを算出するための諸条件を表 4-9 に、算出された側面地盤バネを図 4-8 に示す。バネ剛性の振動数特性の定数化は実部の静的値（0Hz 付近）とし、減衰係数は虚部の低振動数領域（5Hz 以下）の下限値を用いた。採用した値を表 4-10 に示す。

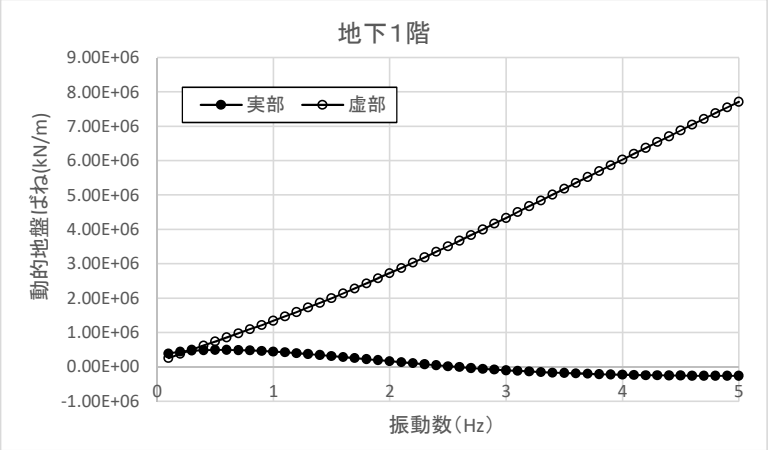


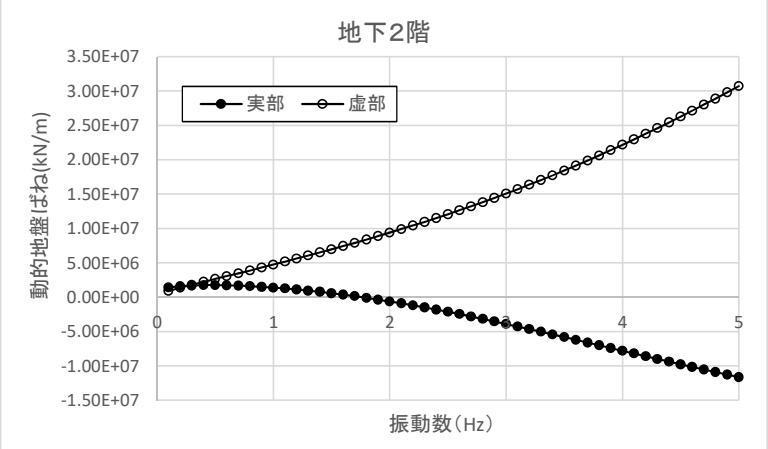
	建物基礎形状		等価円半径	備考
	Bx(m)	By(m)	ro(m)	
X方向	66.4	35.75	27.49	X方向加力時は、B2階部分の面積
Y方向	66.4	61.5	36.05	Y方向加力時は、B1階部分の面積（基礎全体）

図 4-7　等価円断面の設定

表 4-9　Novak バネの算出条件

階	モデル階高	Vs	採用Vs'	層厚	密度	ポアソン比
	(m)	(m/s)	(m/s)	Dp(m)	ρ(t/m^3)	v
B1	3.8	184	184	1.90	1.84	0.455
B2	7.375	235	200	5.59	1.84	0.489
基礎	1.475	270	270	4.43	1.84	0.487





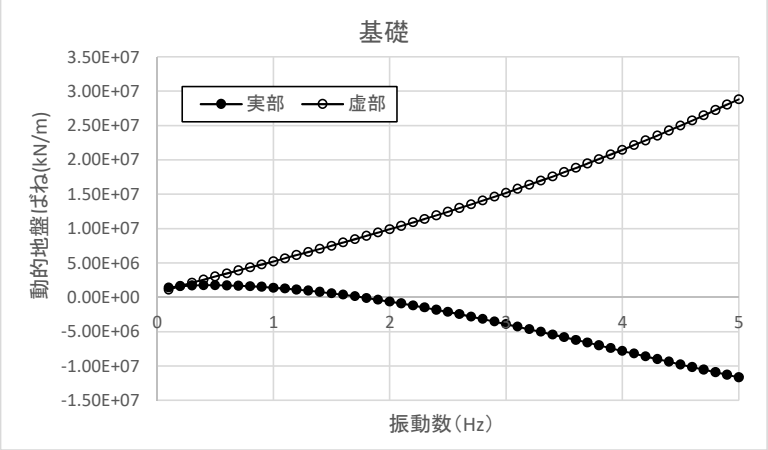


図 4-8　Novak 法による地下側面地盤バネ

表 4-10　採用した地下側面地盤バネ値及び減衰係数

	X加力時		Y加力時	
	バネ定数 (kN/m)	減衰係数 (kN･s/m)	バネ定数 (kN/m)	減衰係数 (kN･s/m)
B1	3.87E+05	2.52E+05	4.08E+05	2.95E+05
B2	1.41E+06	9.13E+05	1.49E+06	1.07E+06
基礎	1.92E+06	1.12E+06	2.02E+06	1.29E+06

（2）杭体部の特性

a）杭周辺地盤のバネ剛性

Francis の式[文献 1),2)]により算出し、群杭効果を考慮する。以下に単杭の場合の Francis の式を示す。

$$k_{fSi} = \frac{1.3E_{Si}}{1-{\nu_{Si}}^2}\left(\frac{E_{Si}B^4}{E_P I_P}\right)^{1/12}$$

ここで、k_{Si}：i 層の水平方向の地盤バネ定数（kN/m²）

E_{Si}：i 層の地盤の変形係数（kN/m²）

本検討では、文献 2)、文献 5)を参考に、$E_{Si} = 16N(kg/cm^2)$（砂地盤）とする。

ν_{Si}：i 層の地盤のポアソン比

B、Ep、Ip：杭径（m）、杭のヤング係数（kN/m²）、断面二次モーメント（m⁴）

本建物の場合、杭径が数種類あるため、バネ定数に用いる杭径は、断面二次モーメントが等価となるような杭径を設定する。

解析モデルでは杭周地盤バネは各節点に取り付けるため、各節点に取り付く水平の杭周地盤バネのバネ定数k'_{Si}は、i 層の層厚を Hi、節点に隣接する 2 層の支配層厚を乗じることにより、下式で表される。

$$k'_{fSi} = 0.5\{k_{fS(i-1)}\cdot H_{i-1} + k_{fSi}\cdot H_i\}$$

群杭効果を考慮した地盤バネ定数k_{Gi}は、各 i 層で設定したバネ定数に杭本数と群杭係数を乗じることで考慮できるため、下式で表される。

$$k'_{fGi}=k'_{fGi}\cdot N_p\cdot e,\quad e=\beta_H^{4/3}$$

ここで、N_p：総杭本数、β_H：群杭係数である。

b）群杭係数の算出

群杭係数β_Hは、多数本杭に対して提案されている評価式[文献 1),4)]として下式を用いて算出する。ただしこの評価法は、地盤は均質な表層地盤と支持地盤からなる 2 層地盤の検討結果に基づいたものであるため、本検討では表層地盤の特性として、杭頭付近の地盤特性の層厚平均とする。

$$\beta_H = N_p^{-a}$$

$$a = 0.9f_x + 1/\{5+(65B/H)^{1.5}\}$$

$$f_x = \left[0.3+\{0.16-4(B/H)^2\}\log\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\right](B/S)^{0.75}$$

ここで、N_p：総杭本数、H：杭長（m）、E_p：杭のヤング係数（kN/m²）、E_s：表層地盤（均質地盤）の変形係数（kN/m²）である。

c）減衰係数

Gazeas の式[文献 1),2)]により算出し、下式に示す。

$$C_{gSi} = 2\rho_i B(V_{Lai} + V_{Si})$$

ここで、C_{gSi}：i 層の減衰係数

ρ_i　：i 層のポアソン比

V_{Lai}：i 層の Lysmer の波動速度（$=\frac{3.4V_{Si}}{\pi(1-\nu_{Si})}$）

V_{Si}：i 層のせん断波速度

減衰係数は群杭効果が小さいとして群杭係数を 1 とし、下式で表わされる。

$$C_{gBi} = C_{gSi} \cdot N_p$$

$$C'_{gBi} = C'_{gSi} \cdot N_p$$

ただし、杭が密に配置された場合は減衰係数が過大評価となることを避けるため、基礎底面の大きさから下式により減衰係数を算出する。

$$C_{gBi} = 2\rho_i(B_Y V_{Lai} + B_X V_{Si})$$

ここで、B_Y：振動直交(Y)方向の基礎幅（見付け幅）、B_X：振動(X)方向の基礎幅である。

各節点に各節点に取り付く減衰定数C'_{gBi}は、水平地盤バネの算出と同様に下式で表される。

$$C'_{gBi} = 0.5\{C_{gB(i-1)} \cdot H_{i-1} + C_{gBi} \cdot H_i\}$$

以上より、群杭効果を考慮した減衰係数は下式で表わされる。

$$C'_{gi} = \min(C'_{gGi}\ , C'_{gBi})$$

以上より、算出された杭周辺地盤の影響地盤特性を表 4-11、表 4-12、表 4-13 に示す。

表 4-11　群杭係数の算出

	評価法	杭径の設定	杭基本データ				群杭効果関連データ		表層地盤					群杭効果（評価法-2）					
			杭径※1	杭ヤング係数	杭断面二次モーメント	杭本数	加振方向杭中心間隔※2	杭間隔比	せん断波速度※3	密度	ポアソン比	せん断弾性係数	ヤング係数	杭長※4				係数	群杭係数
			B(cm)	Ep(N/mm^2)	Ip(cm^4)	Np(本)	S(cm)	S/B	Vs(m/s)	ρ(t/m^3)	ν	Gs(kN/m^2)	Es(kN/m^2)	H(m)	B/H	fx	a	$\beta_H=Np^{\wedge(-a)}$	$e=\beta_H^{\wedge(4/3)}$
X方向	評価法-2	等価杭径	***145***	23,580	21,699,109	159	***720***	4.97	220.0	1.84	0.487	89,056	264,853	17.80	0.0815	0.1684	0.2098	0.345	***0.242***
Y方向	評価法-2	等価杭径	***145***	23,580	21,699,109	159	***740***	5.10	220.0	1.84	0.487	89,056	264,853	17.80	0.0815	0.1650	0.2067	0.351	***0.247***

※1：杭径
群杭係数算出用の杭径は、断面二次モーメントが等価となるような杭径Beとする。
Be= ((Σ I p/Σn)/n)^(1/4)x2=　144.8　→ 等価杭径Be=　*145* cm

※2：杭中心間隔
杭中心間隔は、支点間距離とする。
Y方向は支点間距離が複数あるため、支点間距離の平均とする。
S_Y=(7.2+9.0+7.2+7.2+7.5+6.3+6.3+9.0)m/8 スパン ＝ 7.46 m →7.4m

※3：表層地盤のせん断波速度
表層地盤は、地表面から深度16.9mまでの地盤と考え、層厚平均とする。
等価Vs=　220.3　→　*220*

検討用地盤構成						
深度 (m)			層厚 (m)	土質名称	平均N値	Vs (m/s)	密度 (g/cm^3)
0.00	～	3.10	3.1	埋土	3	180	1.84
3.10	～	3.80	0.7	礫混じり砂	22	200	1.84
3.80	～	6.70	2.9	砂礫	30	200	1.84
6.70	～	7.50	0.8	シルト混り細砂	6	200	1.84
7.50	～	9.35	1.9	細砂	20	270	1.84
9.35	～	11.50	2.2	中砂	27	270	1.84
11.50	～	14.60	3.1	砂礫	45	270	1.84
14.60	～	16.90	2.3	砂混りシルト	6	160	1.45
16.90	～	20.60	3.7	玉石混り砂礫	44	370	2.04
20.60	～	25.70	5.1	強風化岩	16	220	1.94
25.70	～	32.00	6.3	風化岩	46	490	2.14

赤囲部の
層厚平均とする

※4：杭長
杭長は数種類あるため、平均杭長とする。

	杭長	杭本数	平均杭長
B1F	22.57	37	17.80
B2F	16.35	122	

表 4-12　杭周辺地盤の地盤バネ及び減衰係数（X 方向）

		入力データ											地盤物性の計算過程						水平地盤ばね定数				減衰係数				
		地盤物性データ							杭基本データ				Vsから算出		採用物性値												
	階番号	層番号	層厚	深さ	密度	ポアソン比	N値	物性値の種類と値		杭径	杭ヤング係数	杭断面二次モーメント	杭本数	せん断弾性係数	ヤング係数	せん断波速度	ヤング係数		Lysmerの速度	群杭係数	単杭1本当り **Francis**	群杭全体（各階）	群杭全体（各層）	単杭1本当り **Gazetas**	群杭全体（各階）	杭密度による低減考慮	採用減衰定数（各階）	群杭全体（各層）
		H(cm)	z(m)	ρ(t/m^3)	ν		1:Vs(m/s), 2:G(tf/cm^2), 3:E(tf/cm^2)		B(cm)	Ep(N/mm^2)	Ip(cm^4)	Np(本)	Gs(kN/m^2)	Es(kN/m^2)	Vs(m/s)	Es(kN/m^2)	Esi=16N (kg重/cm^2) =160N*g (kN/㎡)	V_{La}(m/s)	e=β_H^(4/3)	k_{fS}(kN/m/本)	k_{fG}(kN/m) =k_{fs}･Np･e	k_{fG}'(kN/m) =0.5(k_{fGi-1}+k_{fGi})	c_{gS}(kN･s/m/本)	c_{gG}(kN･s/m)	c_{gB}(kN･s/m)	c_{gG}(kN･s/m)	c_{gS}'(kN･s/m) =0.5(c_{gSi-1}+c_{gSi})
基礎	-1	0																									
杭	-2	-1	100	12.65	1.840	0.487	45	1	270	145	23,580	21,699,109	159	134,136	398,937	270.0	398,937	69,243	569.7	0.242	93,324	3,594,252	***3,594,252***	4,480	712,399	201,667	201,667	***201,667***
	-3	-2	95	13.65	1.840	0.487	45	1	270	145	23,580	21,699,109	159	134,136	398,937	270.0	398,937	69,243	569.7	0.242	88,658	3,414,540	***3,504,396***	4,256	676,779	191,583	191,583	***196,625***
	-4	-3	77	14.60	1.450	0.495	6	1	160	145	23,580	21,699,109	159	37,120	110,980	160.0	110,980	9,232	342.8	0.242	8,183	315,147	***1,864,843***	1,628	258,857	73,277	73,277	***132,430***
	-5	-4	76	15.37	1.450	0.495	6	1	160	145	23,580	21,699,109	159	37,120	110,980	160.0	110,980	9,232	342.8	0.242	8,076	311,054	***313,100***	1,607	255,496	72,325	72,325	***72,801***
	-6	-5	77	16.13	1.450	0.495	6	1	160	145	23,580	21,699,109	159	37,120	110,980	160.0	110,980	9,232	342.8	0.242	8,183	315,147	***313,100***	1,628	258,857	73,277	73,277	***72,801***
	-7	-6	100	16.90	2.040	0.480	44	1	370	145	23,580	21,699,109	159	279,276	826,575	370.0	826,575	67,704	769.8	0.242	90,255	3,476,042	***1,895,595***	6,743	1,072,189	303,519	303,519	***188,398***
	-8	-7	100	17.90	2.040	0.480	44	1	370	145	23,580	21,699,109	159	279,276	826,575	370.0	826,575	67,704	769.8	0.242	90,255	3,476,042	***3,476,042***	6,743	1,072,189	303,519	303,519	***303,519***
	-9	-8	100	18.90	2.040	0.480	44	1	370	145	23,580	21,699,109	159	279,276	826,575	370.0	826,575	67,704	769.8	0.242	90,255	3,476,042	***3,476,042***	6,743	1,072,189	303,519	303,519	***303,519***
	-10	-9	100	19.90	2.010	0.485	36	1	325	145	23,580	21,699,109	159	212,306	630,729	325.0	630,729	55,394	683.5	0.242	73,131	2,816,547	***3,146,294***	5,879	934,722	264,603	264,603	***284,061***
	-11	-10	100	20.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.242	30,723	1,183,270	***1,999,908***	3,886	617,860	174,903	174,903	***219,753***
	-12	-11	100	21.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.242	30,723	1,183,270	***1,183,270***	3,886	617,860	174,903	174,903	***174,903***
	-13	-12	100	22.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.242	30,723	1,183,270	***1,183,270***	3,886	617,860	174,903	174,903	***174,903***
	-14	-13	100	23.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.242	30,723	1,183,270	***1,183,270***	3,886	617,860	174,903	174,903	***174,903***
	-15	-14	100	24.90	1.980	0.491	22	1	274	145	23,580	21,699,109	159	148,650	443,258	274.0	443,258	33,852	582.5	0.242	43,199	1,663,740	***1,423,505***	4,918	781,984	221,364	221,364	***198,133***
	-16	-15	100	25.90	2.140	0.470	46	1	490	145	23,580	21,699,109	159	513,814	1,510,942	490.0	1,510,942	70,781	1001.2	0.242	93,606	3,605,108	***2,634,424***	9,254	1,471,424	416,541	416,541	***295,722***
	-17	-16	100	26.90	2.140	0.470	46	1	490	145	23,580	21,699,109	159	513,814	1,510,942	490.0	1,510,942	70,781	1001.2	0.242	93,606	3,605,108	***3,605,108***	9,254	1,471,424	416,541	416,541	***416,541***
	-18	-17	110	27.90	2.140	0.470	46	1	490	145	23,580	21,699,109	159	513,814	1,510,942	490.0	1,510,942	70,781	1001.2	0.242	102,967	3,965,619	***3,785,363***	10,180	1,618,566	458,195	458,195	***437,368***

表 4-13　杭周辺地盤の地盤バネ及び減衰係数（Y 方向）

		入力データ							杭基本データ				地盤物性の計算過程						水平地盤ばね定数				減衰係数				
		地盤物性データ											Vsから算出		採用物性値												
	階番号	層番号	層厚	深さ	密度	ポアソン比	N値	物性値の種類と値		杭径	杭ヤング係数	杭断面二次モーメント	杭本数	せん断弾性係数	ヤング係数	せん断波速度	ヤング係数		Lysmerの速度	群杭係数	単杭1本当り **Francis**	群杭全体（各階）	群杭全体（各層）	単杭1本当り **Gazetas**	群杭全体（各階）	杭密度による低減考慮	採用減衰定数（各階）	群杭全体（各層）
		H(cm)	z(m)	ρ(t/m^3)	ν		1:Vs(m/s), 2:G(tf/cm^2), 3:E(tf/cm^2)		B(cm)	Ep(N/mm^2)	Ip(cm^4)	Np(本)	Gs(kN/m^2)	Es(kN/m^2)	Vs(m/s)	Es(kN/m^2)	Esi=16N (kg重/cm^2) =160N*g (kN/㎡)	V_{La}(m/s)	e=β_H^(4/3)	k_{fS}(kN/m/本)	k_{fG}(kN/m) =k_{fs}･Np･e	k_{fG}'(kN/m) =0.5(k_{fGi-1}+k_{fGi})	c_{gS}(kN･s/m/本)	c_{gG}(kN･s/m)	c_{gB}(kN･s/m)	c_{gG}(kN･s/m)	c_{gS}'(kN･s/m) =0.5(c_{gSi-1}+c_{gSi})
基礎	-1	0																									
杭	-2	-1	100	12.65	1.840	0.487	45	1	270	145	23,580	21,699,109	159	134,136	398,937	270.0	398,937	69,243	569.7	0.247	93324	3,669,929	***3,669,929***	4,480	712,399	201,667	201,667	***201,667***
	-3	-2	95	13.65	1.840	0.487	45	1	270	145	23,580	21,699,109	159	134,136	398,937	270.0	398,937	69,243	569.7	0.247	88658	3,486,433	***3,578,181***	4,256	676,779	191,583	191,583	***196,625***
	-4	-3	77	14.60	1.450	0.495	6	1	160	145	23,580	21,699,109	159	37,120	110,980	160.0	110,980	9,232	342.8	0.247	8183	321,782	***1,904,107***	1,628	258,857	73,277	73,277	***132,430***
	-5	-4	76	15.37	1.450	0.495	6	1	160	145	23,580	21,699,109	159	37,120	110,980	160.0	110,980	9,232	342.8	0.247	8076	317,603	***319,693***	1,607	255,496	72,325	72,325	***72,801***
	-6	-5	77	16.13	1.450	0.495	6	1	160	145	23,580	21,699,109	159	37,120	110,980	160.0	110,980	9,232	342.8	0.247	8183	321,782	***319,693***	1,628	258,857	73,277	73,277	***72,801***
	-7	-6	100	16.90	2.040	0.480	44	1	370	145	23,580	21,699,109	159	279,276	826,575	370.0	826,575	67,704	769.8	0.247	90255	3,549,230	***1,935,506***	6,743	1,072,189	303,519	303,519	***188,398***
	-8	-7	100	17.90	2.040	0.480	44	1	370	145	23,580	21,699,109	159	279,276	826,575	370.0	826,575	67,704	769.8	0.247	90255	3,549,230	***3,549,230***	6,743	1,072,189	303,519	303,519	***303,519***
	-9	-8	100	18.90	2.040	0.480	44	1	370	145	23,580	21,699,109	159	279,276	826,575	370.0	826,575	67,704	769.8	0.247	90255	3,549,230	***3,549,230***	6,743	1,072,189	303,519	303,519	***303,519***
	-10	-9	100	19.90	2.010	0.485	36	1	325	145	23,580	21,699,109	159	212,306	630,729	325.0	630,729	55,394	683.5	0.247	73131	2,875,849	***3,212,539***	5,879	934,722	264,603	264,603	***284,061***
	-11	-10	100	20.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.247	30723	1,208,184	***2,042,016***	3,886	617,860	174,903	174,903	***219,753***
	-12	-11	100	21.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.247	30723	1,208,184	***1,208,184***	3,886	617,860	174,903	174,903	***174,903***
	-13	-12	100	22.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.247	30723	1,208,184	***1,208,184***	3,886	617,860	174,903	174,903	***174,903***
	-14	-13	100	23.90	1.940	0.494	16	1	220	145	23,580	21,699,109	159	93,896	280,594	220.0	280,594	24,620	470.7	0.247	30723	1,208,184	***1,208,184***	3,886	617,860	174,903	174,903	***174,903***
	-15	-14	100	24.90	1.980	0.491	22	1	274	145	23,580	21,699,109	159	148,650	443,258	274.0	443,258	33,852	582.5	0.247	43199	1,698,770	***1,453,477***	4,918	781,984	221,364	221,364	***198,133***
	-16	-15	100	25.90	2.140	0.470	46	1	490	145	23,580	21,699,109	159	513,814	1,510,942	490.0	1,510,942	70,781	1001.2	0.247	93606	3,681,013	***2,689,892***	9,254	1,471,424	416,541	416,541	***295,722***
	-17	-16	100	26.90	2.140	0.470	46	1	490	145	23,580	21,699,109	159	513,814	1,510,942	490.0	1,510,942	70,781	1001.2	0.247	93606	3,681,013	***3,681,013***	9,254	1,471,424	416,541	416,541	***416,541***
	-18	-17	110	27.90	2.140	0.470	46	1	490	145	23,580	21,699,109	159	513,814	1,510,942	490.0	1,510,942	70,781	1001.2	0.247	102967	4,049,114	***3,865,064***	10,180	1,618,566	458,195	458,195	***437,368***

4.3. 自由地盤系の応答解析結果

自由地盤系の時刻歴応答解析結果を図 4-9～図 4-11 に示す。図中に平成 29 年度報告書の地盤の時刻歴応答解析結果を合わせて示す。また、両者の解析モデルの設定を図 4-12 に示す。

平成 29 年度報告書と比較して、地盤変位は若干小さいものの、概ね同様の結果が得られた。結果の差異が生じた理由として、両者は地盤構成が異なり、GL-14.6m～16.9m のシルト層の層厚と、GL-20.6m～25.7m の Vs=220m/a の強風化岩層の有無による影響が大きいと考えられる。

告示「極めて稀に発生する地震動」 Hachinohe-NS			
H29報告書		連成系モデル（本庁舎直下）	
層上端深度 (m)	相対変位 (cm)	層上端深度 (m)	相対変位 (cm)
0.000	8.51	0.000	8.12
1.250	8.50	3.800	8.03
2.500	8.48	11.175	7.56
3.800	8.45	12.650	7.44
5.300	8.43	13.650	7.34
6.800	8.39	14.600	7.25
8.400	8.27	15.370	5.35
10.000	8.11	16.130	3.27
11.200	8.06	16.900	1.09
12.400	8.01	17.900	1.05
13.600	7.95	18.900	1.02
14.800	7.88	19.900	0.98
15.700	6.44	20.900	0.92
16.600	4.60	21.900	0.72
17.500	2.47	22.900	0.52
19.000	0.53	23.900	0.33
20.750	0.47	24.900	0.15
22.500	0.41	25.900	0.06
24.900	0.29	26.900	0.04
27.300	0.16	27.900	0.02
29.700	0.00	29.000	0.00

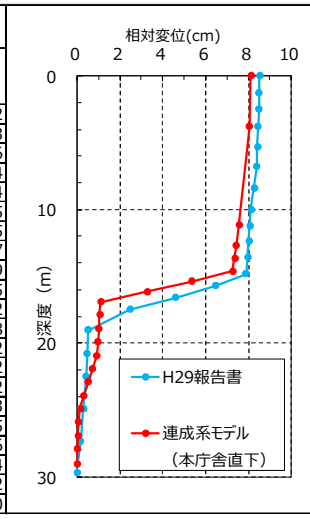


図 4-9 自由地盤系の時刻歴応答解析結果（Hachinohe-NS）

告示「極めて稀に発生する地震動」 JMAKobe-NS			
H29報告書		連成系モデル（本庁舎直下）	
層上端深度 (m)	相対変位 (cm)	層上端深度 (m)	相対変位 (cm)
0.000	9.05	0	8.70
1.250	9.05	3.8	8.63
2.500	9.03	11.175	8.21
3.800	8.99	12.65	8.10
5.300	8.97	13.65	8.01
6.800	8.93	14.6	7.92
8.400	8.80	15.37	6.09
10.000	8.64	16.13	4.00
11.200	8.59	16.9	1.58
12.400	8.54	17.9	1.54
13.600	8.48	18.9	1.50
14.800	8.41	19.9	1.46
15.700	7.09	20.9	1.39
16.600	5.31	21.9	1.09
17.500	3.10	22.9	0.78
19.000	0.74	23.9	0.47
20.750	0.68	24.9	0.17
22.500	0.61	25.9	0.06
24.900	0.45	26.9	0.04
27.300	0.24	27.9	0.02
29.700	0.00	29	0.00

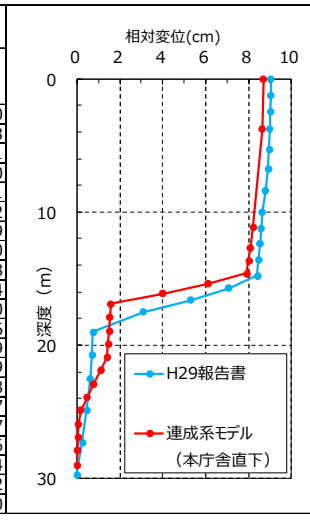


図 4-10 自由地盤系の時刻歴応答解析結果（JMAKOBE-NS）

告示「極めて稀に発生する地震動」Random			
H29報告書		連成系モデル（本庁舎直下）	
層上端深度 (m)	相対変位 (cm)	層上端深度 (m)	相対変位 (cm)
0.000	7.02	0	5.79
1.250	7.02	3.8	5.71
2.500	7.00	11.175	5.28
3.800	6.96	12.65	5.18
5.300	6.93	13.65	5.10
6.800	6.89	14.6	5.02
8.400	6.77	15.37	3.81
10.000	6.60	16.13	2.54
11.200	6.56	16.9	1.27
12.400	6.51	17.9	1.23
13.600	6.45	18.9	1.20
14.800	6.38	19.9	1.16
15.700	5.19	20.9	1.11
16.600	3.74	21.9	0.89
17.500	2.07	22.9	0.66
19.000	0.47	23.9	0.42
20.750	0.42	24.9	0.17
22.500	0.37	25.9	0.07
24.900	0.26	26.9	0.05
27.300	0.14	27.9	0.02
29.700	0.00	29	0.00

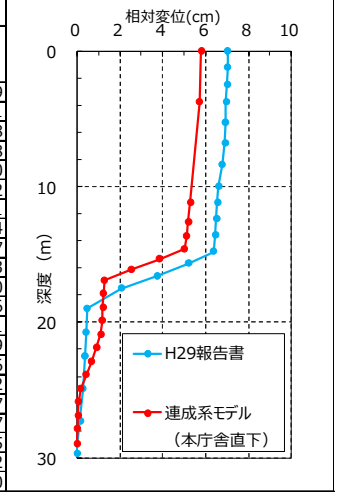
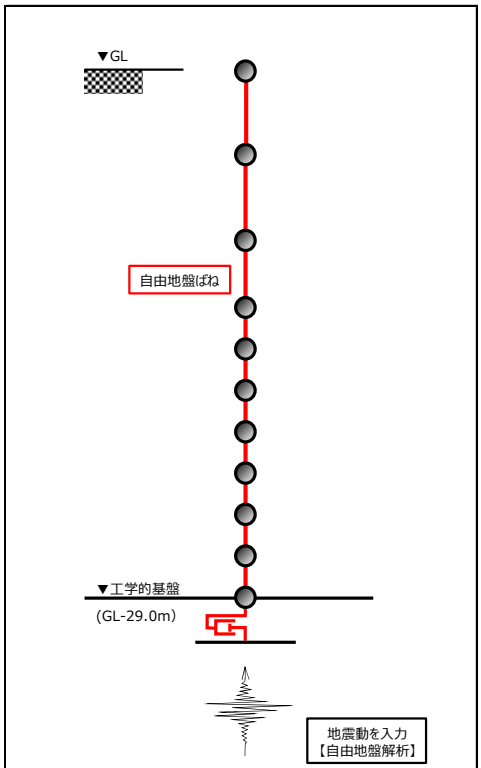
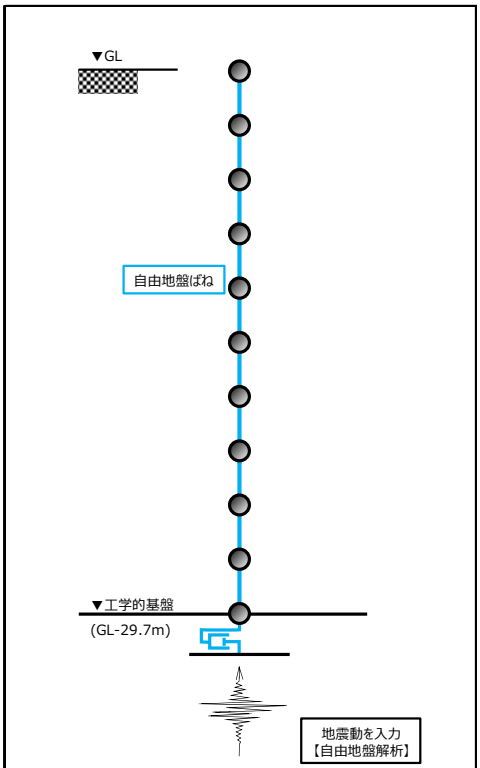


図 4-11　自由地盤系の時刻歴応答解析結果（Random）



ばね種類	自由地盤
初期剛性	Vsから算出
復元力特性	H-Dモデル
減衰	H-Dモデル
備考	等価線形解析

(a)　本検討



ばね種類	自由地盤
初期剛性	Vsから算出
復元力特性	H-Dモデル
減衰	H-Dモデル
備考	逐次非線形解析

(b)　平成 29 年報告書

図 4-12　自由地盤系の解析モデル

4.4. 動的相互作用を考慮した時刻歴応答解析結果

建物地下及び杭の最大応答変位を図 4-13、図 4-14 に示す。X 方向 Y 方向共に赤で示した自由地盤の変位に対し、青で示した杭の変位は小さい値となっている。また、自由地盤では、地下 14.6m～16.9m の Vs=160m/s のシルト層で急激に変位が増大するが、杭の変位は自由地盤変位と比較して、滑らかな変位分布となっている。これらの結果は杭の検定に有利側に働く傾向であり、動的相互作用を考慮した効果が得られている。

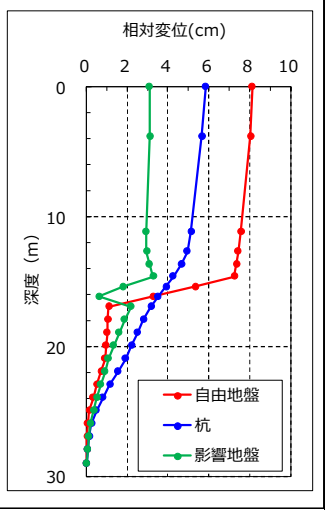
また、上部構造の最大層間変形角を図 4-15 に示す。X 方向の最大が 1/92（7 階）、Y 方向の最大が 1/106（6 階）である。いずれも平成 29 年度の結果と比較して改善しており、Y 方向では、クライテリアの 1/100 を満足する結果となっている。これは、動的相互作用を考慮することで、地震の揺れを低減する減衰を高く評価することができたためであると考られる。

【X 方向】

Hachinohe
位相

告示「極めて稀に発生する地震動」Hachinohe-NS

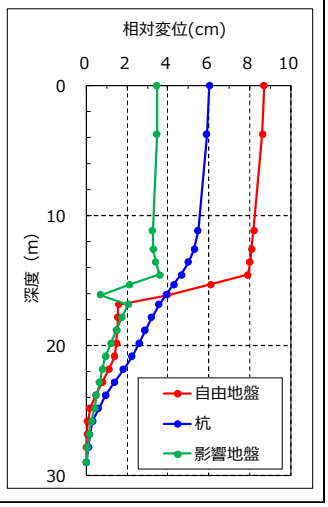
深度 (m)	相対変位(cm) 自由地盤	杭	影響地盤
0.000	8.12	5.83	3.07
3.800	8.03	5.65	3.10
11.175	7.56	5.12	2.94
12.650	7.44	4.93	2.95
13.650	7.34	4.64	3.08
14.600	7.25	4.26	3.28
15.370	5.35	3.90	1.82
16.130	3.27	3.52	0.63
16.900	1.09	3.16	2.18
17.900	1.05	2.80	1.86
18.900	1.02	2.50	1.59
19.900	0.98	2.22	1.35
20.900	0.92	1.91	1.08
21.900	0.72	1.54	0.90
22.900	0.52	1.16	0.70
23.900	0.33	0.80	0.50
24.900	0.15	0.48	0.36
25.900	0.06	0.26	0.21
26.900	0.04	0.14	0.11
27.900	0.02	0.07	0.05
29.000	0.00	0.00	0.00



JMA Kobe
位相

告示「極めて稀に発生する地震動」JMAKobe-NS

深度 (m)	相対変位(cm) 自由地盤	杭	影響地盤
0.000	8.70	6.04	3.45
3.800	8.63	5.90	3.45
11.175	8.21	5.46	3.25
12.650	8.10	5.28	3.27
13.650	8.01	5.00	3.40
14.600	7.92	4.64	3.60
15.370	6.09	4.28	2.13
16.130	4.00	3.91	0.71
16.900	1.58	3.55	2.06
17.900	1.54	3.19	1.74
18.900	1.50	2.88	1.47
19.900	1.46	2.57	1.21
20.900	1.39	2.23	0.93
21.900	1.09	1.81	0.79
22.900	0.78	1.37	0.63
23.900	0.47	0.95	0.50
24.900	0.17	0.58	0.42
25.900	0.06	0.31	0.25
26.900	0.04	0.17	0.13
27.900	0.02	0.08	0.06
29.000	0.00	0.00	0.00



Random
位相

告示「極めて稀に発生する地震動」Random

深度 (m)	相対変位(cm) 自由地盤	杭	影響地盤
0.000	5.79	4.28	2.30
3.800	5.71	4.16	2.31
11.175	5.28	3.75	2.12
12.650	5.18	3.61	2.10
13.650	5.10	3.40	2.16
14.600	5.02	3.14	2.26
15.370	3.81	2.87	1.30
16.130	2.54	2.60	0.58
16.900	1.27	2.35	1.33
17.900	1.23	2.13	1.11
18.900	1.20	1.93	0.94
19.900	1.16	1.74	0.77
20.900	1.11	1.52	0.59
21.900	0.89	1.24	0.50
22.900	0.66	0.94	0.39
23.900	0.42	0.66	0.30
24.900	0.17	0.40	0.25
25.900	0.07	0.22	0.15
26.900	0.05	0.12	0.08
27.900	0.02	0.06	0.04
29.000	0.00	0.00	0.00

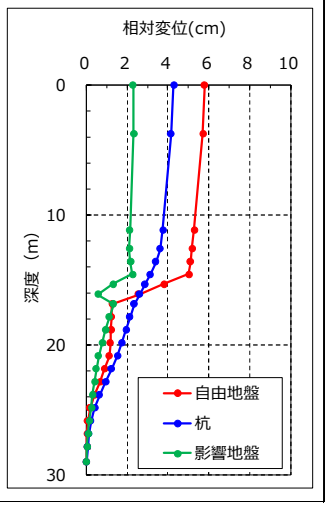


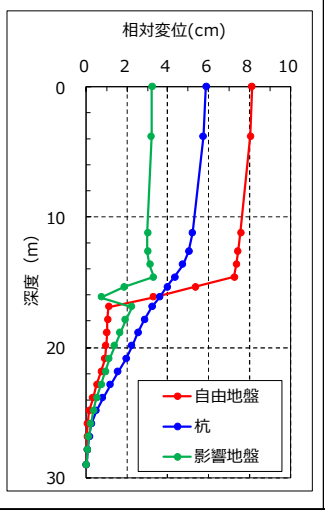
図 4-13　連成系解析結果　建物地下及び杭の最大応答変位（X 方向）

【Y 方向】

Hachinohe
位相

告示「極めて稀に発生する地震動」Hachinohe-NS

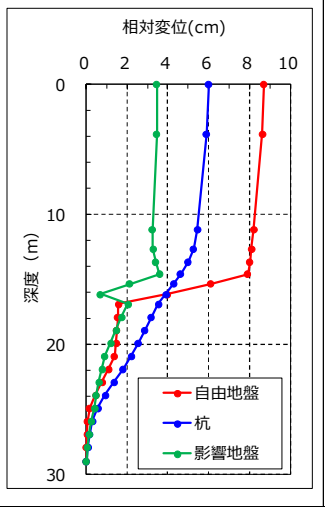
深度 (m)	相対変位(cm) 自由地盤	杭	影響地盤
0.000	8.12	5.88	3.23
3.800	8.03	5.74	3.20
11.175	7.56	5.22	3.01
12.650	7.44	5.02	3.01
13.650	7.34	4.72	3.12
14.600	7.25	4.34	3.31
15.370	5.35	3.96	1.86
16.130	3.27	3.58	0.73
16.900	1.09	3.21	2.24
17.900	1.05	2.85	1.92
18.900	1.02	2.54	1.64
19.900	0.98	2.25	1.39
20.900	0.92	1.93	1.12
21.900	0.72	1.56	0.93
22.900	0.52	1.17	0.72
23.900	0.33	0.81	0.52
24.900	0.15	0.49	0.37
25.900	0.06	0.26	0.21
26.900	0.04	0.14	0.11
27.900	0.02	0.07	0.05
29.000	0.00	0.00	0.00



JMA Kobe
位相

告示「極めて稀に発生する地震動」JMAKobe-NS

深度 (m)	相対変位(cm) 自由地盤	杭	影響地盤
0.000	8.70	6.01	3.46
3.800	8.63	5.90	3.45
11.175	8.21	5.45	3.25
12.650	8.10	5.27	3.26
13.650	8.01	4.99	3.40
14.600	7.92	4.63	3.60
15.370	6.09	4.27	2.13
16.130	4.00	3.90	0.70
16.900	1.58	3.54	2.05
17.900	1.54	3.19	1.73
18.900	1.50	2.87	1.45
19.900	1.46	2.57	1.20
20.900	1.39	2.22	0.92
21.900	1.09	1.80	0.78
22.900	0.78	1.37	0.63
23.900	0.47	0.94	0.49
24.900	0.17	0.58	0.41
25.900	0.06	0.31	0.25
26.900	0.04	0.17	0.13
27.900	0.02	0.08	0.06
29.000	0.00	0.00	0.00



Random
位相

告示「極めて稀に発生する地震動」Random

深度 (m)	相対変位(cm) 自由地盤	杭	影響地盤
0.000	5.79	4.28	2.46
3.800	5.71	4.16	2.44
11.175	5.28	3.75	2.21
12.650	5.18	3.61	2.19
13.650	5.10	3.40	2.24
14.600	5.02	3.13	2.34
15.370	3.81	2.87	1.37
16.130	2.54	2.60	0.60
16.900	1.27	2.33	1.32
17.900	1.23	2.09	1.11
18.900	1.20	1.88	0.93
19.900	1.16	1.69	0.77
20.900	1.11	1.47	0.59
21.900	0.89	1.20	0.50
22.900	0.66	0.92	0.39
23.900	0.42	0.64	0.30
24.900	0.17	0.39	0.24
25.900	0.07	0.21	0.15
26.900	0.05	0.12	0.08
27.900	0.02	0.06	0.04
29.000	0.00	0.00	0.00

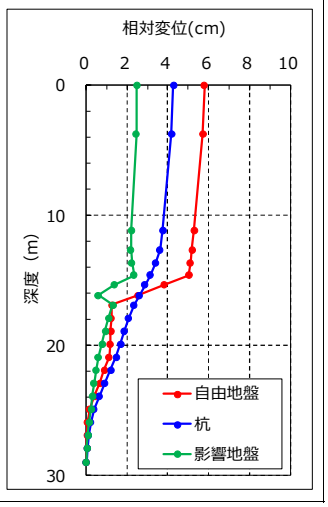


図 4-14　連成系解析結果　建物地下及び杭の最大応答変位（Y 方向）

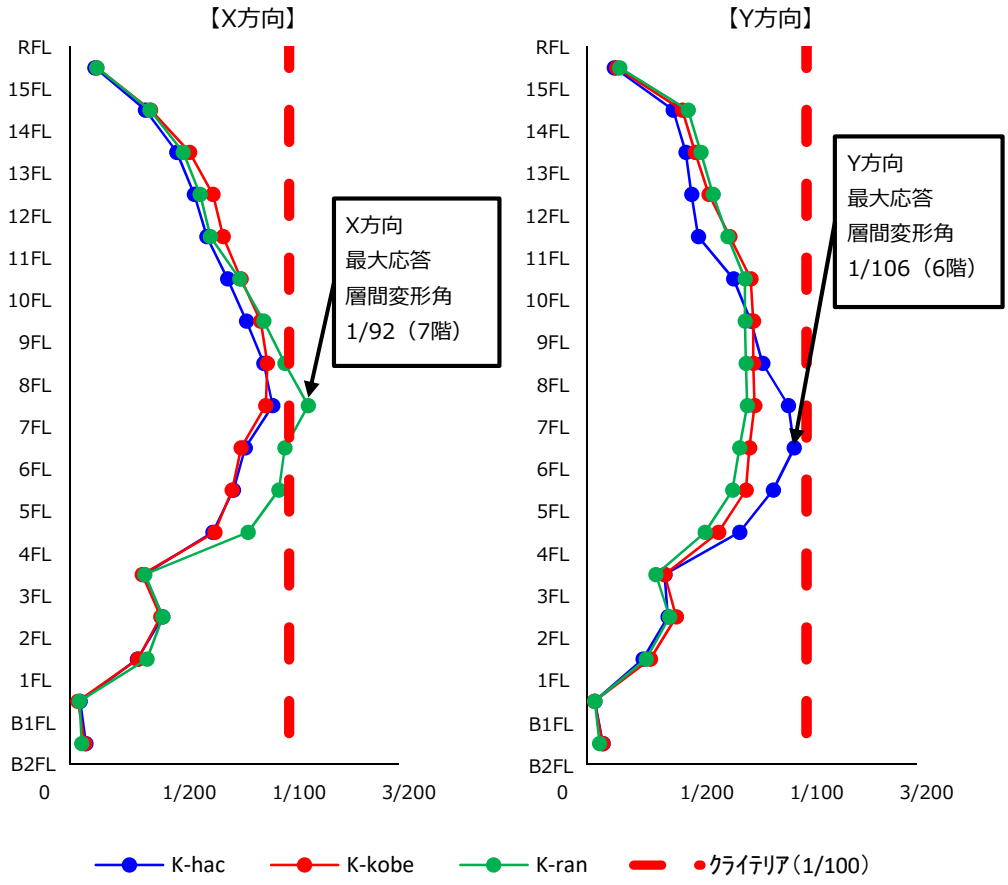
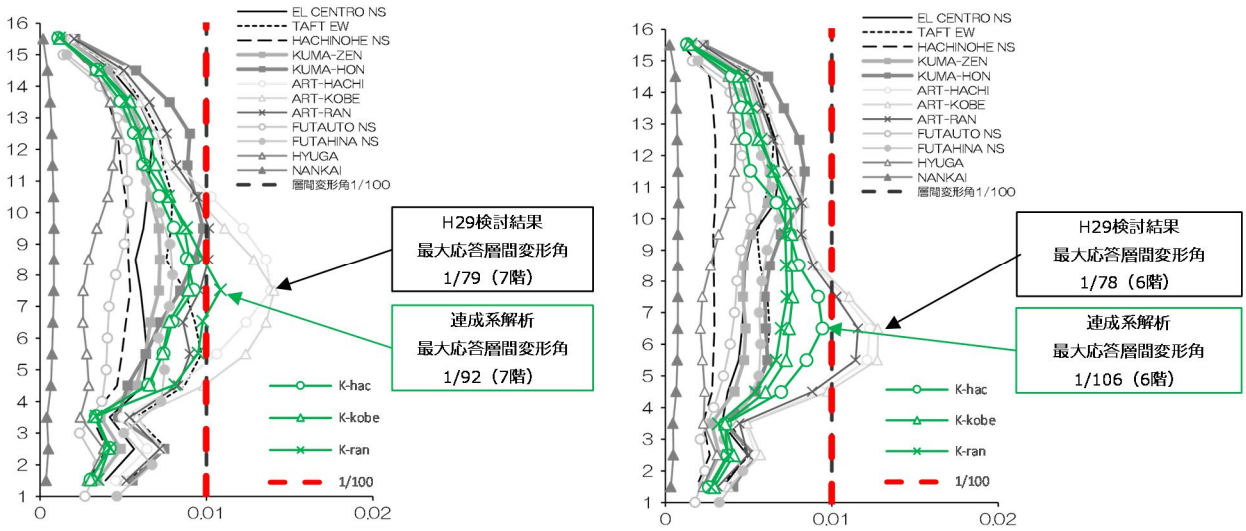


図 4-15　連成系解析結果　上部構造最大応答層間変形角



X 方向　　Y 方向

図 4-16　平成 29 年度結果との比較

§５　動的相互作用を考慮した杭の耐震安全性検証

5. 動的相互作用を考慮した杭の耐震安全性検証

5.1. 検討概要

本章では、動的相互作用を考慮した地震応答解析結果を用いて、地震時の杭の耐震性能の検証を行う。図 5-1 に検証フローを示す。

第 4 章では、動的相互作用を考慮した応答解析（図中①）を行った。応答解析結果によって得られた時刻歴変位から、杭が最も厳しい条件となる検証用の変位（時刻）を選定（図中②）し、その変位を用いて、杭の変位増分解析を行う（図中③）。③変位増分解析によって得られた各杭 1 本あたりに生じる応力を用いて、杭の耐震性能を検証する（図中④）。

変位増分解析においては、杭のヒンジ状態を確認するため、杭体の非線形性を考慮した解析を行う。

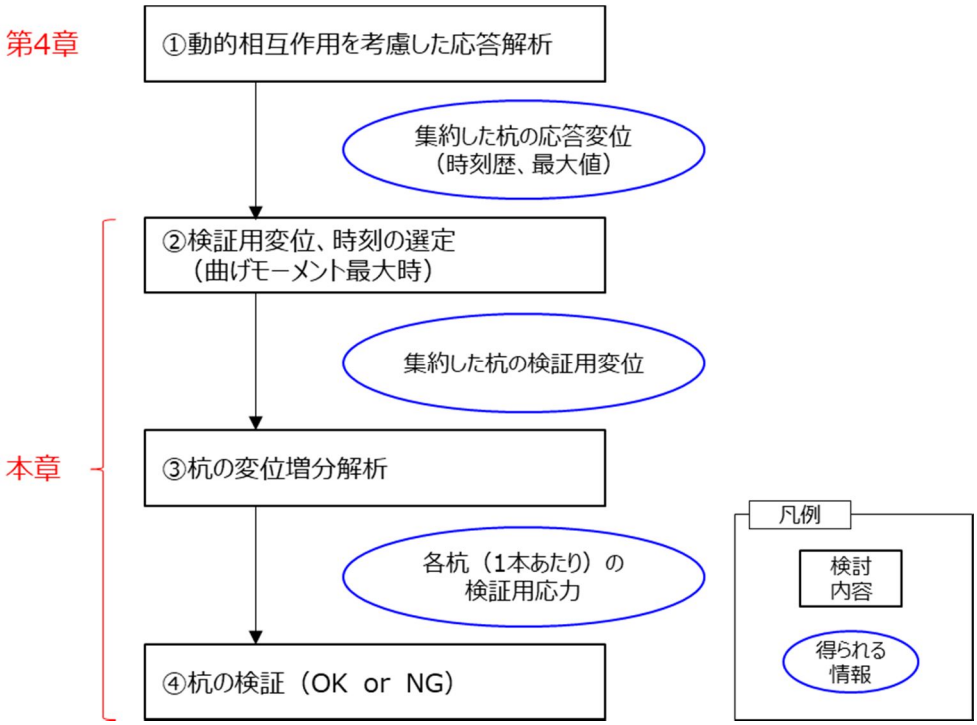


図 5-1　杭の耐震性能検証フロー

5.2. 検証用変位及び時刻の選定

4 章で示した地震応答解析の最大応答変位は、質点によって最大値を示す時刻が異なる。本節では、時刻歴応答解析結果から、杭に生じる力が最も大きく、条件が厳しくなる地震波とその時刻を選定し、その応答変位を杭の検証用変位とする。

図 5-2 に時刻歴応答解析結果と最大値の概要を示す。

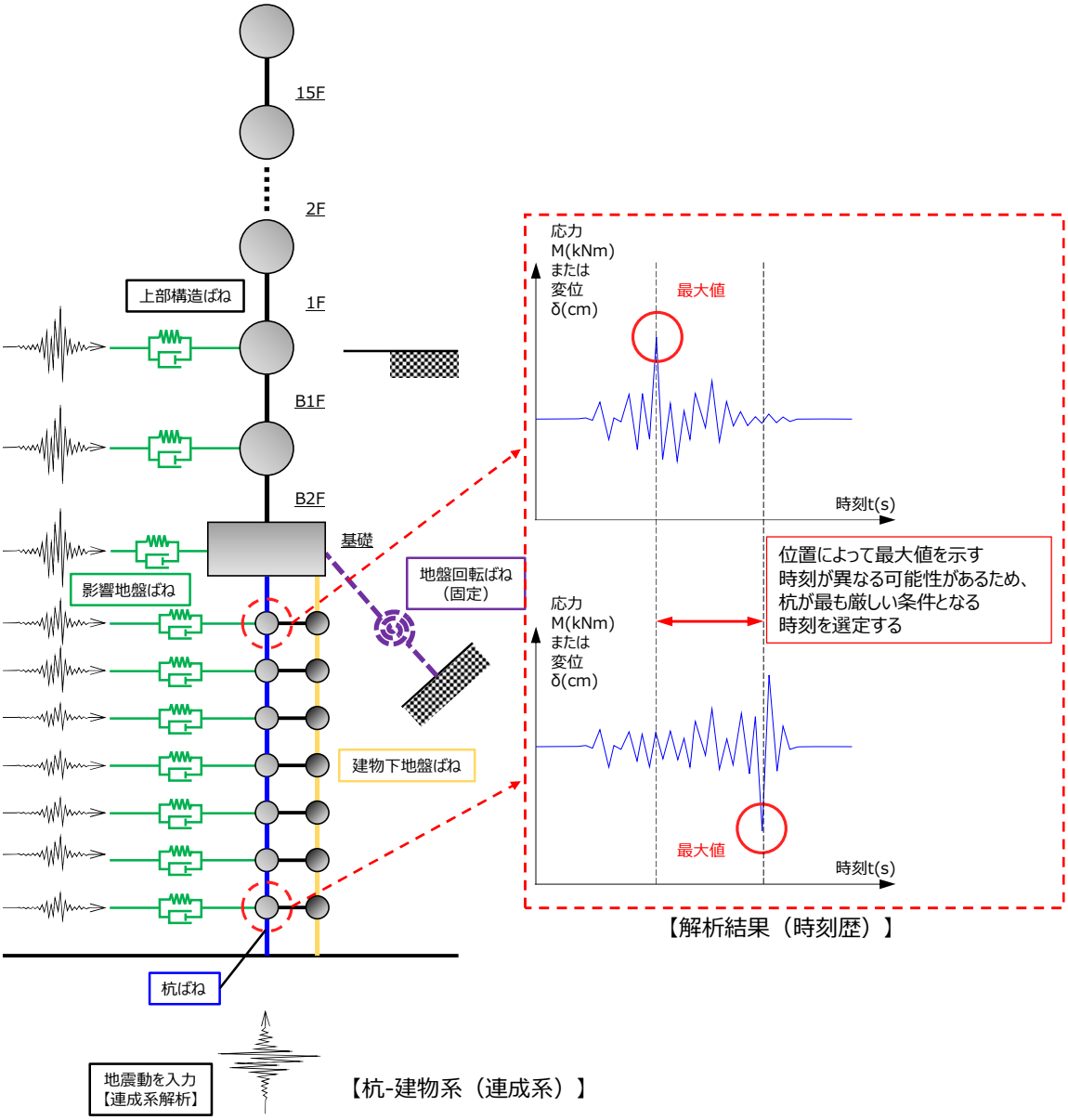


図 5-2 時刻歴応答解析結果と最大値

図 5-3 に杭の部材断面リストを示す。すべての杭で杭頭部と杭下部で鉄筋本数を切り替えている。そのため、本検討では、各杭の杭頭部と杭下部で部材耐力を算出し、杭全長で応力と耐力の比較を行うことで、杭の耐震安全性の検証を行う。

図 5-4、図 5-5 に集約した杭の最大応答曲げモーメントを示す。X 方向、Y 方向共に同様の傾向を示し、杭頭部の曲げモーメントが最も大きく、Hachinohe-NS 波が最大応答を示す。また、杭下部では、GL-26m 付近の風化岩層で曲げモーメントが大きな値となり、JMAKOBE-NS 波で最大応答を示す。先述のとおり、本建物は杭頭部と杭下部で配筋が異なることから、杭頭部、杭下部でそれぞれ最大応答曲げモーメントを示す地震波とその時刻を検証用地震波及び時刻として選定する。選定した地震波と時刻の一覧を表 5-1 に示す。

選定した杭の検証用変位を図 5-6～図 5-9 に示す。検証用変位は、図中青で示した最大応答変位と概ね等しい値である。

この値を用いて次節以降で杭の静的変位増分解析を行う。

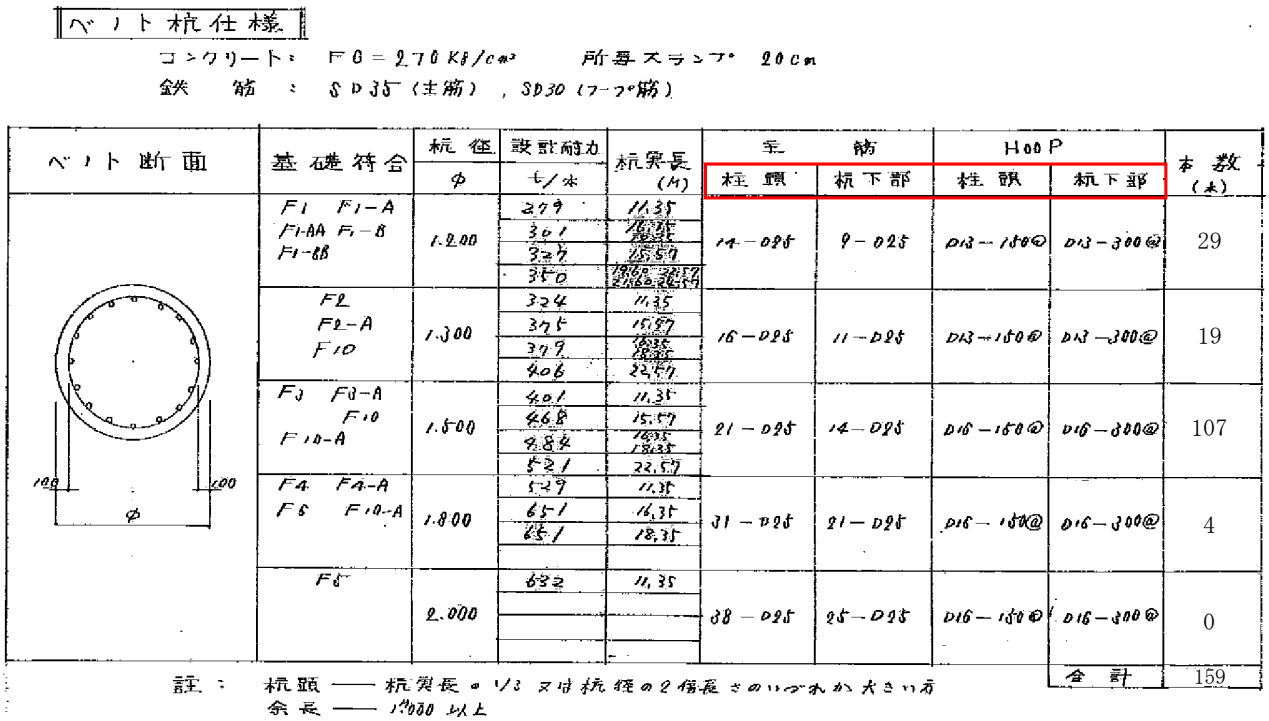


図 5-3　杭の部材断面リスト

表 5-1　杭の検証用地震波と時刻一覧

	検証用地震波・時刻 1 （杭頭部曲げモーメント最大時）	検証用地震波・時刻 2 （杭下部曲げモーメント最大時）
X 方向	Hachinohe-NS　33.098 s	JMAKOBE-NS　33.787 s
Y 方向	Hachinohe-NS　33.093 s	JMAKOBE-NS　33.788 s

X方向

深度 (m)	最大応答曲げモーメント (×10³ kNm) ［発生時刻(s)］ Hachinohe-NS	JMAKobe-NS	Random
0.000			
3.800			
11.175	▼B2F杭頭レベル		
12.650	1470.7 ［ 33.098 ］	1433.9 ［ 33.718 ］	1036.5 ［ 33.055 ］
13.650	1040.3 ［ 33.107 ］	1015.3 ［ 33.734 ］	724.2 ［ 33.060 ］
14.600	856.1 ［ 33.115 ］	848.8 ［ 33.760 ］	605.7 ［ 33.063 ］
15.370	673.6 ［ 33.118 ］	682.1 ［ 33.761 ］	497.7 ［ 33.064 ］
16.130	203.5 ［ 33.132 ］	231.3 ［ 33.779 ］	148.8 ［ 32.676 ］
16.900	284.0 ［ 33.087 ］	276.1 ［ 33.704 ］	220.5 ［ 26.467 ］
17.900	846.7 ［ 33.101 ］	822.1 ［ 33.716 ］	639.8 ［ 33.064 ］
18.900	479.9 ［ 33.092 ］	458.1 ［ 33.708 ］	321.1 ［ 33.060 ］
19.900	172.3 ［ 33.083 ］	155.5 ［ 33.698 ］	95.3 ［ 26.464 ］
20.900	221.6 ［ 33.670 ］	311.9 ［ 33.789 ］	251.7 ［ 32.653 ］
21.900	380.3 ［ 33.152 ］	477.7 ［ 33.790 ］	379.6 ［ 32.657 ］
22.900	162.2 ［ 33.664 ］	175.3 ［ 34.462 ］	171.4 ［ 25.068 ］
23.900	158.8 ［ 33.120 ］	137.7 ［ 33.758 ］	95.5 ［ 33.063 ］
24.900	406.0 ［ 33.131 ］	436.2 ［ 33.781 ］	300.1 ［ 33.062 ］
25.900	680.5 ［ 33.139 ］	769.0 ［ 33.786 ］	532.1 ［ 32.671 ］
26.900	827.9 ［ 33.146 ］	956.3 ［ 33.787 ］	673.4 ［ 32.667 ］
27.900	347.1 ［ 33.143 ］	412.4 ［ 33.785 ］	271.1 ［ 32.664 ］
29.000	127.5 ［ 33.142 ］	154.7 ［ 33.784 ］	94.7 ［ 32.663 ］

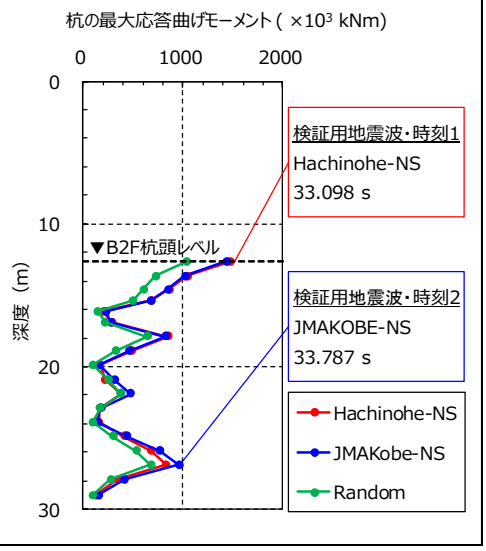


図 5-4　最大応答曲げモーメントと発生時刻（X 方向）

Y方向

深度 (m)	最大応答曲げモーメント (×10³ kNm) ［発生時刻(s)］ Hachinohe-NS	JMAKobe-NS	Random
0.000			
3.800			
11.175	▼B2F杭頭レベル		
12.650	1515.0 ［ 33.093 ］	1428.0 ［ 33.718 ］	1036.6 ［ 33.055 ］
13.650	1064.1 ［ 33.103 ］	1014.6 ［ 33.734 ］	725.7 ［ 33.060 ］
14.600	871.9 ［ 33.111 ］	850.2 ［ 33.761 ］	607.7 ［ 33.063 ］
15.370	683.7 ［ 33.114 ］	683.5 ［ 33.762 ］	499.2 ［ 33.064 ］
16.130	206.8 ［ 33.132 ］	232.0 ［ 33.779 ］	148.1 ［ 32.675 ］
16.900	290.3 ［ 33.084 ］	277.3 ［ 33.704 ］	216.4 ［ 33.062 ］
17.900	863.6 ［ 33.097 ］	824.1 ［ 33.716 ］	642.1 ［ 33.063 ］
18.900	492.4 ［ 33.090 ］	460.3 ［ 33.708 ］	323.1 ［ 33.060 ］
19.900	178.7 ［ 33.081 ］	157.6 ［ 33.698 ］	93.4 ［ 33.372 ］
20.900	225.5 ［ 33.668 ］	309.6 ［ 33.789 ］	253.3 ［ 25.073 ］
21.900	380.6 ［ 33.147 ］	475.6 ［ 33.790 ］	374.2 ［ 32.655 ］
22.900	165.3 ［ 33.661 ］	175.4 ［ 34.460 ］	172.7 ［ 25.070 ］
23.900	162.2 ［ 33.118 ］	138.2 ［ 33.759 ］	95.9 ［ 33.063 ］
24.900	412.4 ［ 33.128 ］	435.7 ［ 33.781 ］	299.9 ［ 33.062 ］
25.900	689.8 ［ 33.135 ］	767.4 ［ 33.786 ］	525.6 ［ 33.060 ］
26.900	838.2 ［ 33.141 ］	953.7 ［ 33.788 ］	655.6 ［ 32.667 ］
27.900	352.0 ［ 33.138 ］	410.9 ［ 33.786 ］	262.6 ［ 32.664 ］
29.000	129.4 ［ 33.137 ］	154.0 ［ 33.784 ］	91.7 ［ 33.050 ］

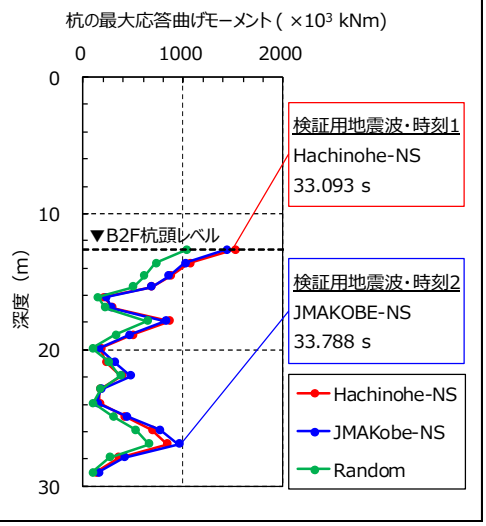


図 5-5　最大応答曲げモーメントと発生時刻（Y 方向）

告示「極めて稀に発生する地震動」 Hachinohe-NS				
深度 (m)	相対変位(cm)			
	自由地盤	杭	影響地盤	検証用時刻
0.000	8.12	5.83	3.07	5.75
3.800	8.03	5.65	3.10	5.56
11.175	7.56	5.12	2.94	5.02
12.650	7.44	4.93	2.95	4.82
13.650	7.34	4.64	3.08	4.52
14.600	7.25	4.26	3.28	4.14
15.370	5.35	3.90	1.82	3.77
16.130	3.27	3.52	0.63	3.39
16.900	1.09	3.16	2.18	3.03
17.900	1.05	2.80	1.86	2.67
18.900	1.02	2.50	1.59	2.37
19.900	0.98	2.22	1.35	2.09
20.900	0.92	1.91	1.08	1.79
21.900	0.72	1.54	0.90	1.44
22.900	0.52	1.16	0.70	1.08
23.900	0.33	0.80	0.50	0.74
24.900	0.15	0.48	0.36	0.45
25.900	0.06	0.26	0.21	0.24
26.900	0.04	0.14	0.11	0.13
27.900	0.02	0.07	0.05	0.06
29.000	0.00	0.00	0.00	0.00

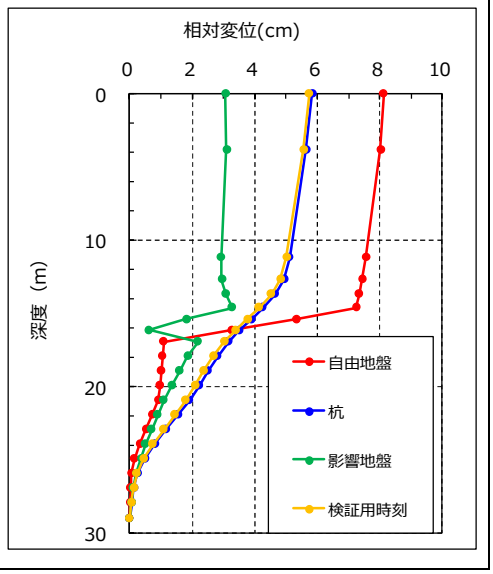


図 5-6　検証用変位と最大応答変位の比較

【X 方向杭頭部曲げモーメント最大時（Hachinohe-NS 波 33.098s）】

告示「極めて稀に発生する地震動」 JMAKobe-NS				
深度 (m)	相対変位(cm)			
	自由地盤	杭	影響地盤	検証用時刻
0.000	8.70	6.04	3.45	5.98
3.800	8.63	5.90	3.45	5.85
11.175	8.21	5.46	3.25	5.44
12.650	8.10	5.28	3.27	5.26
13.650	8.01	5.00	3.40	4.99
14.600	7.92	4.64	3.60	4.63
15.370	6.09	4.28	2.13	4.27
16.130	4.00	3.91	0.71	3.91
16.900	1.58	3.55	2.06	3.55
17.900	1.54	3.19	1.74	3.19
18.900	1.50	2.88	1.47	2.88
19.900	1.46	2.57	1.21	2.57
20.900	1.39	2.23	0.93	2.22
21.900	1.09	1.81	0.79	1.81
22.900	0.78	1.37	0.63	1.37
23.900	0.47	0.95	0.50	0.95
24.900	0.17	0.58	0.42	0.58
25.900	0.06	0.31	0.25	0.31
26.900	0.04	0.17	0.13	0.17
27.900	0.02	0.08	0.06	0.08
29.000	0.00	0.00	0.00	0.00

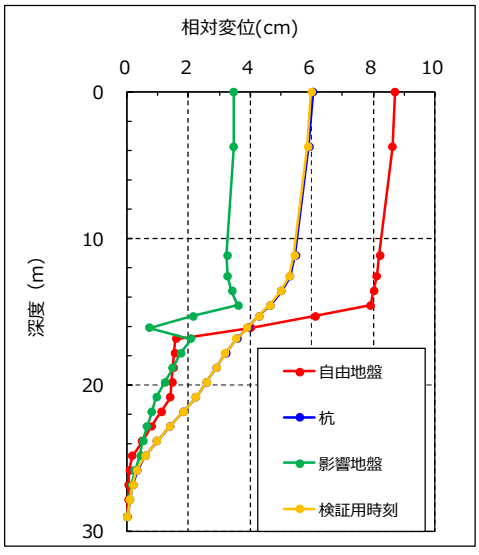


図 5-7　検証用変位と最大応答変位の比較

【X 方向杭下部曲げモーメント最大時（JMAKOBE-NS 波 33.787s）】

告示「極めて稀に発生する地震動」 Hachinohe-NS				
深度 (m)	相対変位(cm)			
	自由地盤	杭	影響地盤	検証用時刻
0.000	8.12	5.88	3.23	5.78
3.800	8.03	5.74	3.20	5.64
11.175	7.56	5.22	3.01	5.11
12.650	7.44	5.02	3.01	4.91
13.650	7.34	4.72	3.12	4.60
14.600	7.25	4.34	3.31	4.21
15.370	5.35	3.96	1.86	3.84
16.130	3.27	3.58	0.73	3.45
16.900	1.09	3.21	2.24	3.07
17.900	1.05	2.85	1.92	2.71
18.900	1.02	2.54	1.64	2.40
19.900	0.98	2.25	1.39	2.12
20.900	0.92	1.93	1.12	1.81
21.900	0.72	1.56	0.93	1.46
22.900	0.52	1.17	0.72	1.10
23.900	0.33	0.81	0.52	0.75
24.900	0.15	0.49	0.37	0.46
25.900	0.06	0.26	0.21	0.24
26.900	0.04	0.14	0.11	0.14
27.900	0.02	0.07	0.05	0.06
29.000	0.00	0.00	0.00	0.00

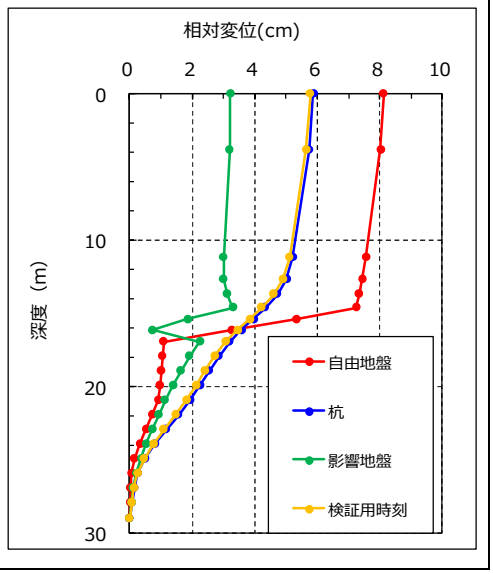


図 5-8　検証用変位と最大応答変位の比較

【Y 方向杭頭部曲げモーメント最大時（Hachinohe-NS 波）33.093s】

告示「極めて稀に発生する地震動」 JMAKobe-NS				
深度 (m)	相対変位(cm)			
	自由地盤	杭	影響地盤	検証用時刻
0.000	8.70	6.01	3.46	5.96
3.800	8.63	5.90	3.45	5.84
11.175	8.21	5.45	3.25	5.42
12.650	8.10	5.27	3.26	5.25
13.650	8.01	4.99	3.40	4.97
14.600	7.92	4.63	3.60	4.62
15.370	6.09	4.27	2.13	4.26
16.130	4.00	3.90	0.70	3.90
16.900	1.58	3.54	2.05	3.54
17.900	1.54	3.19	1.73	3.18
18.900	1.50	2.87	1.45	2.87
19.900	1.46	2.57	1.20	2.56
20.900	1.39	2.22	0.92	2.22
21.900	1.09	1.80	0.78	1.80
22.900	0.78	1.37	0.63	1.36
23.900	0.47	0.94	0.49	0.94
24.900	0.17	0.58	0.41	0.58
25.900	0.06	0.31	0.25	0.31
26.900	0.04	0.17	0.13	0.17
27.900	0.02	0.08	0.06	0.08
29.000	0.00	0.00	0.00	0.00

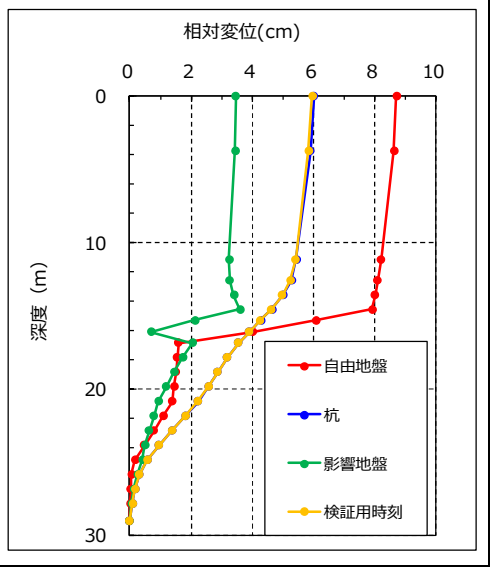


図 5-9　検証用変位と最大応答変位の比較

【Y 方向杭下部曲げモーメント最大時（JMAKOBE-NS 波 33.788s）】

5.3. 杭の変位増分解析

5.3.1. 解析概要

前節で選定した時刻における応答変位を用いて、杭体の非線形特性を考慮した杭の変位増分解析を行い、各杭 1 本あたりに生じる応力を算出し、安全性の検証を行う。

モデルの概要図を次ページの図 5-11 に示す。図 5-10 に示す杭の分布、図 5-3 に示す仕様に基づき全ての杭をモデル化し、各杭に連成系解析により算出された杭の応答変位を作用させる。

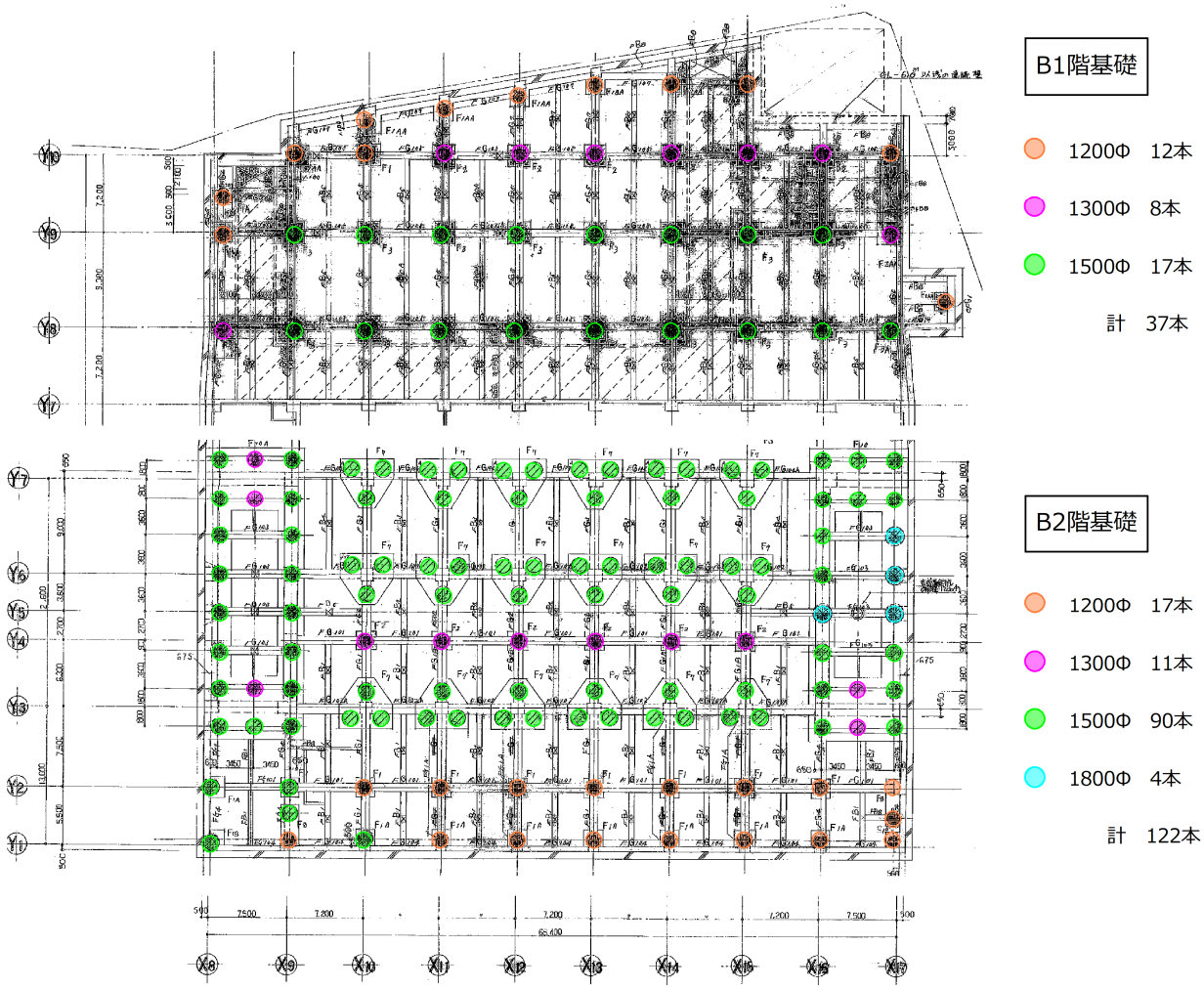


図 5-10 杭径プロット図

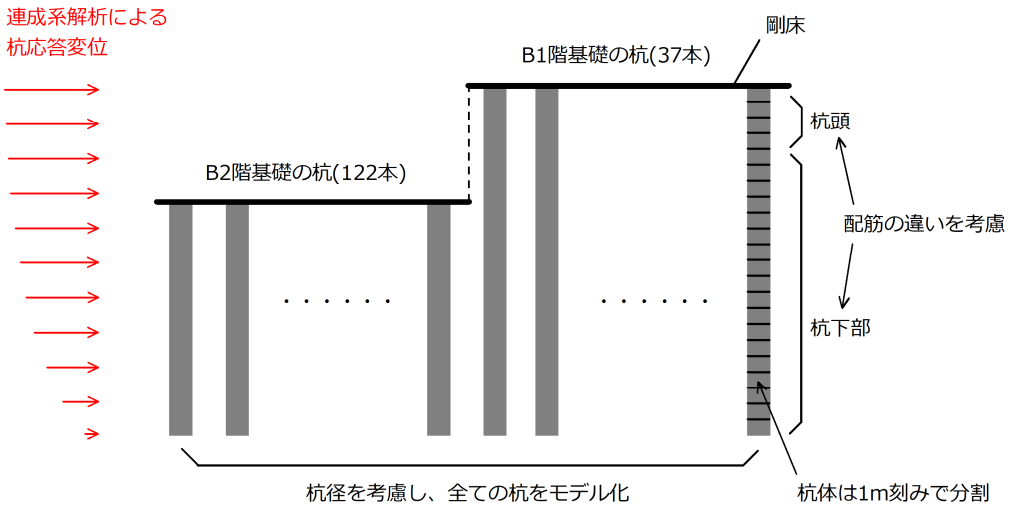


図 5-11　モデル概要図

解析の流れを図　5-12 に示す。１ステップの解析毎に、指定したステップ数（50 ステップ）で分割した変位・軸力を作用させ、応力を算出する。各ステップにおける曲げモーメントと軸力から杭の降伏判定を行い、次ステップの解析に移る。これを最終ステップまで繰り返し、最終的な杭の応力・降伏の有無を確認する。

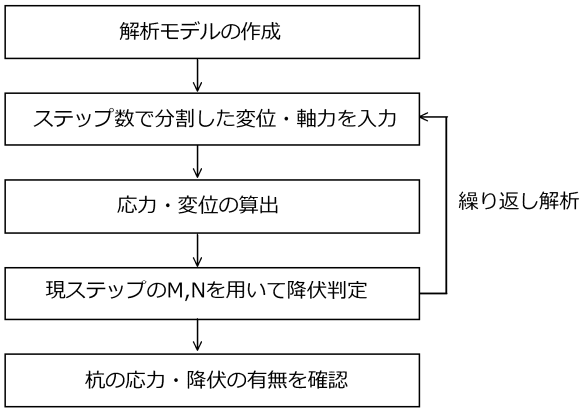


図 5-12　解析の流れ

5.3.2. 検証用軸力の算出

検証用軸力の算出には、一貫計算ソフト Super Build／SS3 ver.1.1.1.49（ユニオンシステム株式会社）を用いた。解析モデルは H29 年度耐震安全性検証で用いられたモデルと同じものとした。

外力分布をレベル 2 地震時の最大応答層せん断力分布として増分解析を行い(X 方向：Random 波、Y 方向：Hachinohe-NS 波)、応答層せん断力時の支点反力を、レベル 2 地震時の杭の軸力とした。また、竣工図よりフーチング重量を考慮し、支点耐力は杭体の引張耐力とした。表 5-2 に各階の Ci を、表 5-3 に各杭径の杭体の引張耐力を示す。

表 5-2　検証用軸力算出のための外力分布

階	Σwi [kN]	X		Y	
		Q [kN]	Ci	Q [kN]	Ci
15	11,529	7,770	0.674	7,027	0.610
14	32,165	20,141	0.626	18,061	0.562
13	46,568	26,124	0.561	23,707	0.509
12	59,114	30,114	0.509	27,624	0.467
11	71,570	33,430	0.467	30,199	0.422
10	84,055	36,794	0.438	36,248	0.431
9	96,540	40,159	0.416	41,714	0.432
8	109,072	42,596	0.391	45,763	0.420
7	121,633	44,592	0.367	47,768	0.393
6	134,219	46,258	0.345	49,555	0.369
5	146,832	47,480	0.323	50,801	0.346
4	159,461	48,693	0.305	51,420	0.322
3	191,562	52,508	0.274	52,311	0.273
2	216,837	55,874	0.258	52,735	0.243
1	241,052	61,978	0.257	55,070	0.228

表 5-3　杭主筋の引張耐力

杭径 [mm]	主筋	As [mm²]	σy [N/mm²]	Ru [kN]
1200	9-D25	4,563	345	1,732
1300	11-D25	5,577	345	2,116
1500	14-D25	7,098	345	2,694
1800	21-D25	10,647	345	4,041

A_s　(mm²)　：杭下部の主筋断面積

σ_y　(N/mm²)　：主筋の降伏応力度

R_u　(kN)　：杭主筋の引張耐力($= A_s \times \sigma_y \times 1.1$)

杭の曲げ降伏の判定に用いる検証用軸力N_Dは、上下動 0.35G を考慮し、以下のように算出する。圧縮を正、引張を負とし、変動軸力N_Eの符号は、レベル 2 地震時軸力N_{L2}の符号と等しいものとする。表 5-4～表 5-13 に下記の記号に対応する軸力を示す。

$$N_D = N_L \pm N_E$$

N_D (kN) :検証用軸力
N_L (kN) :長期軸力
N_E (kN) :変動軸力（$= \sqrt{{N_{L2}}^2 + {N_V}^2}$）
N_{L2} (kN) :レベル 2 地震時軸力
N_V (kN) :上下動による軸力（$= 0.35 \times N_L$）

表 5-4 長期軸力N_L [kN]

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			1497	1532	1527	1527	1527	1532		
Y10		2595	2952	2994	2993	2990	3009	3144	2696	2638
Y9'	1459									
Y9	1889	3529	3546	3455	3450	3448	3438	4246	2360	3474
Y8	3758	4081	4117	4042	4036	4049	4073	4251	3812	2264
Y7	3005	3936	3560	3613	3650	3666	3659	3583	3836	3075
Y6	4786	5376	4084	4463	4373	4343	4380	4022	4812	4947
Y5	2231	8139							9215	2283
Y4		1403	4001	3939	3953	3953	3970	4002	1397	
Y3	3412	3780	3801	4165	4172	4190	4222	3847	4200	3464
Y2	2647	4161	3133	3076	3087	3087	3078	3135	4041	1534
Y1	1131	1080	2737	2802	2804	2804	2803	2745	1928	1202

表 5-5 レベル 2 地震時軸力N_{L2} [kN]（X 正加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			-74	45	-18	1	15	1		
Y10		993	42	-59	-20	14	48	112	-88	1813
Y9'	-3191									
Y9	-1521	1504	51	12	6	-4	-55	395	17	-627
Y8	-5256	415	74	29	14	5	6	1	-284	2090
Y7	-4603	1718	437	105	45	5	49	-210	-2165	4498
Y6	-7335	1133	213	266	0	-25	41	272	-1507	6755
Y5	-2058	4030							-6331	1624
Y4		-199	-152	49	1	3	-13	231	40	
Y3	-5357	3273	471	9	42	4	132	-127	-3529	5401
Y2	-5341	2697	74	16	11	-1	-18	34	-3466	3582
Y1	-3619	-1692	-278	2	-17	4	-21	256	3137	2923

表 5-6　レベル 2 地震時軸力N_{L2} [kN]（X 負加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			28	-28	28	-4	-18	18		
Y10		-914	-25	59	21	-13	-50	-97	81	-1819
Y9'	3636									
Y9	978	-1561	-47	-20	-7	5	28	-346	-58	670
Y8	4954	-363	-36	-10	-5	4	14	56	307	-2257
Y7	4763	-2208	-229	-20	-26	14	34	434	1736	-4371
Y6	7359	-1367	294	-160	-84	-19	-29	165	1317	-6602
Y5	1729	-4472							6166	-2010
Y4		189	222	-35	-7	-5	22	-158	-39	
Y3	5200	-3540	-141	87	-24	13	-47	444	3081	-5178
Y2	7152	-3680	28	-23	-5	4	20	6	2659	-3266
Y1	2909	1608	279	-11	16	-4	16	-254	-3217	-2934

表 5-7　レベル 2 地震時軸力N_{L2} [kN]（Y 正加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			355	240	258	256	258	232		
Y10		2715	1046	937	946	942	942	869	153	2371
Y9'	3029									
Y9	-357	-4270	-671	-507	-523	-521	-520	-471	-312	-5590
Y8	2573	1282	1124	1120	1116	1114	1119	1172	1905	2539
Y7	5046	5570	2102	1342	1279	1294	1389	2038	4900	4796
Y6	352	-2441	-49	-89	-171	-201	-184	-130	-1004	223
Y5	-357	1289							3222	-393
Y4		-404	-172	-181	-180	-182	-191	-176	9	
Y3	-4674	-3745	-2039	-1662	-1527	-1517	-1635	-1989	-4616	-4589
Y2	-4882	-1285	119	113	118	118	116	120	-1498	-2382
Y1	-2564	-1336	-855	-471	-464	-466	-478	-827	-2434	-2591

表 5-8　レベル 2 地震時軸力N_{L2} [kN]（Y 負加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			-337	-215	-233	-231	-234	-202		
Y10		-2781	-1069	-962	-971	-965	-964	-899	-185	-3604
Y9'	-2925									
Y9	376	4350	732	535	551	549	541	564	217	6840
Y8	-3040	-1526	-1324	-1282	-1272	-1270	-1278	-1372	-2125	-2761
Y7	-4698	-5162	-2205	-1377	-1276	-1275	-1369	-2034	-4838	-4510
Y6	-711	1962	293	312	346	353	340	304	1138	-599
Y5	128	-1786							-4379	153
Y4		424	-67	-96	-102	-99	-90	-75	-9	
Y3	4910	3912	2009	1642	1506	1500	1628	1974	4872	4881
Y2	4663	1159	-67	-65	-69	-70	-68	-68	1244	2335
Y1	2568	1318	787	397	390	392	400	760	2495	2577

表 5-9　上下動軸力N_V [kN]

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			524	536	534	534	534	536		
Y10		908	1033	1048	1048	1047	1053	1100	944	923
Y9'	511									
Y9	661	1235	1241	1209	1208	1207	1203	1486	826	1216
Y8	1315	1428	1441	1415	1413	1417	1426	1488	1334	792
Y7	1052	1378	1246	1265	1278	1283	1281	1254	1343	1076
Y6	1675	1882	1429	1562	1531	1520	1533	1408	1684	1731
Y5	781	2849							3225	799
Y4		491	1400	1379	1384	1384	1390	1401	489	
Y3	1194	1323	1330	1458	1460	1467	1478	1346	1470	1212
Y2	926	1456	1097	1077	1080	1080	1077	1097	1414	537
Y1	396	378	958	981	981	981	981	961	675	421

表 5-10　検証用軸力N_D [kN]（X 正加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			968	2070	993	2061	2061	2068		
Y10		3941	3986	1944	1945	4037	4063	4250	1748	4672
Y9'	-1773									
Y9	231	5475	4788	4664	4658	2241	2234	5784	3186	2106
Y8	-1660	5568	5560	5457	5449	5466	5499	5739	2448	4499
Y7	-1717	6138	4880	4882	4929	4949	4941	2312	1288	7700
Y6	-2738	7573	5529	6047	5904	2823	5914	5456	2552	11920
Y5	30	13074							2110	4093
Y4		873	2593	5319	5337	5337	2580	5422	1888	
Y3	-2076	7310	5212	5623	5633	5657	5706	2495	377	8999
Y2	-2774	7226	4232	4153	4167	2007	2001	4233	298	5156
Y1	-2510	-654	1739	3783	1823	3785	1822	3740	5137	4155

表 5-11　検証用軸力N_D [kN]（X 負加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			2022	995	2062	993	993	2068		
Y10		1307	1919	4044	4041	1943	1955	2040	3643	598
Y9'	5131									
Y9	3069	1539	2304	2246	2242	4655	4641	2720	1532	4862
Y8	8884	2608	2676	2627	2623	5466	5499	5740	5181	-128
Y7	7883	1333	2293	2348	2372	4949	4940	4910	6031	-1426
Y6	12333	3050	5543	2893	2840	2823	2847	5440	6950	-1878
Y5	4128	2837							16173	120
Y4		1929	5418	2560	2569	2569	5360	2592	906	
Y3	8747	1	2464	5626	2712	5657	2743	5264	7614	-1854
Y2	9859	203	4230	1999	2007	4167	4155	4232	7053	-1776
Y1	4067	2732	3735	1821	3785	1823	3784	1751	-1359	-1762

表 5-12　検証用軸力N_D [kN]（Y 正加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			2130	2119	2120	2119	2120	2116		
Y10		5458	4422	4400	4405	4398	4422	4546	3652	5182
Y9'	4531									
Y9	1138	-916	2135	2144	2134	2133	2127	2687	1477	-2247
Y8	6648	6000	5945	5847	5837	5851	5886	6145	6138	4924
Y7	8159	9674	6004	5457	5458	5488	5549	5976	8917	7990
Y6	6498	2294	2654	2898	2832	2810	2836	2608	2851	6692
Y5	1372	11266							13774	1393
Y4		767	2590	2548	2557	2557	2567	2590	1886	
Y3	-1412	-192	1367	1954	2059	2080	2018	1445	-644	-1282
Y2	-2322	2219	4236	4159	4173	4173	4161	4239	1981	-908
Y1	-1463	-308	1453	1714	1719	1718	1712	1477	-598	-1423

表 5-13　検証用軸力N_D [kN]（Y 負加力）

軸	X8	X9	X10	X11	X12	X13	X14	X15	X16	X17
Y11			874	954	944	945	944	959		
Y10		-330	1465	1571	1564	1566	1581	1723	1734	-1082
Y9'	-1510									
Y9	2649	8051	4987	4777	4778	4774	4757	5835	3214	10421
Y8	446	1991	2160	2133	2135	2146	2158	2227	1303	-608
Y7	-1809	-1407	1027	1743	1844	1857	1784	1194	-1185	-1562
Y6	2966	8095	5543	6056	5943	5903	5950	5462	6844	3115
Y5	3022	4776							3777	3097
Y4		2052	2599	2557	2565	2565	2577	2599	908	
Y3	8465	7910	6210	6361	6270	6288	6421	6236	9289	8493
Y2	7401	6022	2034	1997	2005	2005	1999	2036	5924	3930
Y1	3729	2451	3977	3860	3860	3860	3862	3970	4513	3813

5.4. 杭の検証結果

5.4.1. 安全性の判定基準

安全性の判定基準を表 5-14 に示す。基準は、杭の鉛直力支持能力の有無によることとする。「杭頭の曲げ降伏」、「引張破壊」は鉛直力支持能力が保持されると判断し、「せん断破壊」、「軸圧縮破壊」、「杭頭及び杭中間部の 2 点以上での曲げ降伏」は鉛直力支持能力が失われるため NG と判断する。

表 5-14　杭の安全性の判定基準

判定	鉛直力支持能力の有無	杭の状態
OK	あり	杭頭の曲げ降伏
		引張破壊
NG	なし	せん断破壊
		軸圧縮破壊
		杭頭及び杭中間部の 2点以上での曲げ降伏

5.4.2. 終局耐力の算出

曲げ及び軸力による降伏判定・せん断破壊の判定は、ステップ毎に発生応力と以下に示す終局耐力を比較することにより行う。

（1）曲げ及び軸力

図 5-13 に各杭径の杭頭部の M-N 曲線、図 5-14 に杭下部の M-N 曲線を示す。

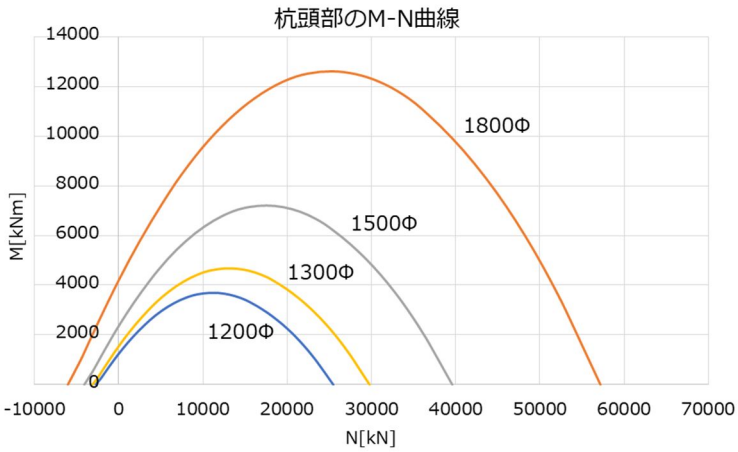


図 5-13　杭頭部の M-N 曲線

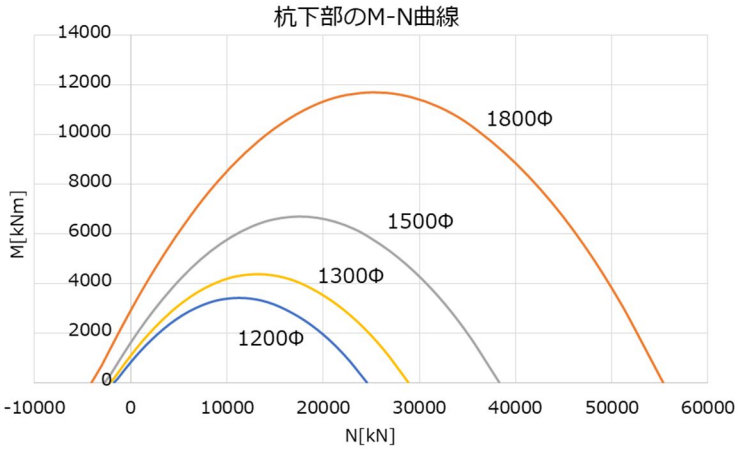


図 5-14　杭下部の M-N 曲線

（2）せん断力

杭のせん断耐力Q_uは、『鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針（案）・解説』に基づき、以下のように算出する。

$$Q_u = \left[\frac{0.053{p_t}^{0.23}(18+\xi\cdot Fc)}{M/(Q\cdot d)+0.12}+0.85\sqrt{p_w\cdot\sigma_{wy}}+0.1\sigma_0\right] b\cdot j$$

Q_u	(N)	:杭のせん断強度
$M/(Q\cdot d)$		:せん断スパン比（1.0）
M	(Nmm)	:杭に生じる最大曲げモーメント
Q	(N)	:杭に生じる最大せん断力
d	(mm)	:等価長方形断面の有効せい（$d=0.9D$）
D	(mm)	:杭直径
p_t	(%)	:引張鉄筋比（$p_t=p_g/4$）
p_g	(%)	:主筋比（$p_g=100A_g/bd$）
A_g	(mm²)	:主筋全断面積
b	(mm)	:等価長方形断面の幅（$b=(\pi/4)/D$）
ξ		:施工の品質管理に関わる係数（0.75）
Fc	(N/mm²)	:コンクリートの設計基準強度
p_w		:せん断補強筋比（$p_w=a_w/bx$）
a_w	(mm²)	:1 組のせん断補強筋比の断面積
x	(mm)	:せん断補強筋のピッチ
σ_{wy}	(N/mm²)	:せん断補強筋の規格降伏点
σ_0	(N/mm²)	:平均軸応力度 圧縮を正とし、0 以上かつ$(1/3)\,\xi\cdot Fc$以下とする
j	(mm)	:応力中心距離（$j=(7/8)/d$）

5.4.3. 検証結果

次ページ以降に、杭の検証結果を示す。図 5-15～図 5-18 に杭頭部の応力が最大となる「検証用地震波及び時刻 1」の応答変位を用いた場合の検証結果、図 5-19～図 5-22 に杭下部の応力が最大となる「検証用地震波及び時刻 2」の応答変位を用いた場合の検証結果を示している。

曲げ及び軸力については、▲は「引張破壊」、×は「杭頭及び杭中間部の 2 点以上での曲げ降伏」（NG）という結果となった。また、せん断については、全ての杭でせん断破壊が発生する（NG）という結果となった。

また、図 5-24～図 5-30 に代表位置での杭のヒンジ図を示す。（応答変位は、X 方向杭頭部曲げ最大時）図 5-23 にヒンジ図を記載する杭の位置を示す。

以上より、全方向において全ての杭が NG となるため、杭の耐震性能は不足していると判断する。

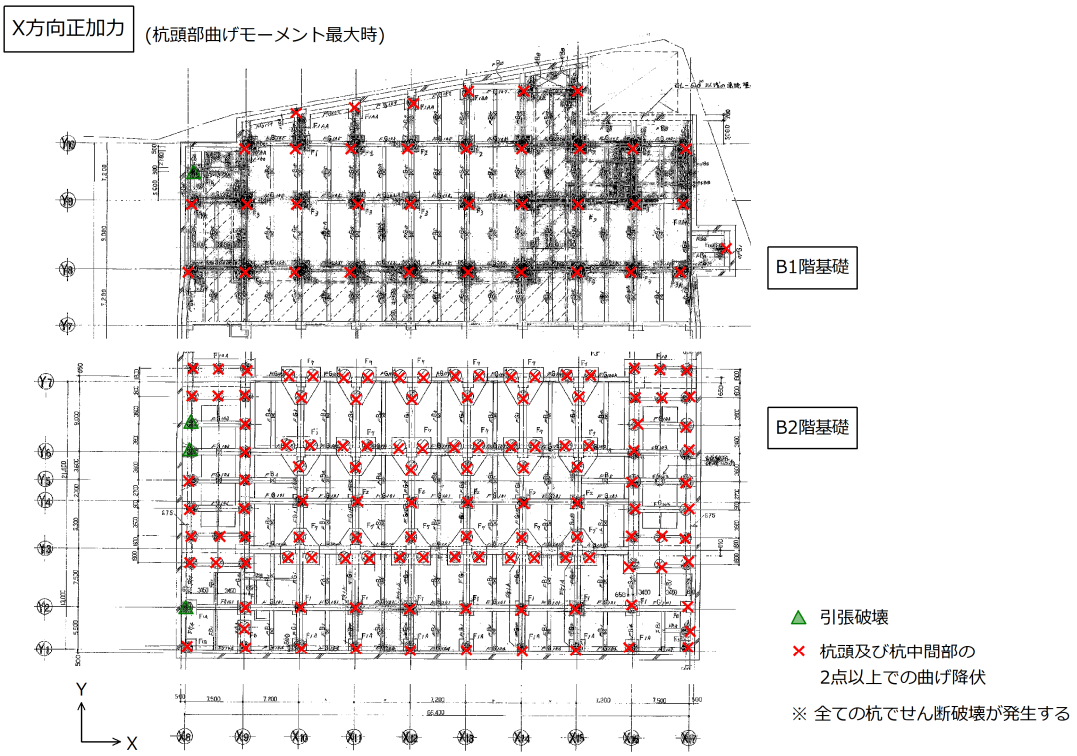


図 5-15　杭の検証結果（X 方向正加力）

【X 方向杭頭部曲げモーメント最大時（Hachinohe-NS 波 33.098s）】

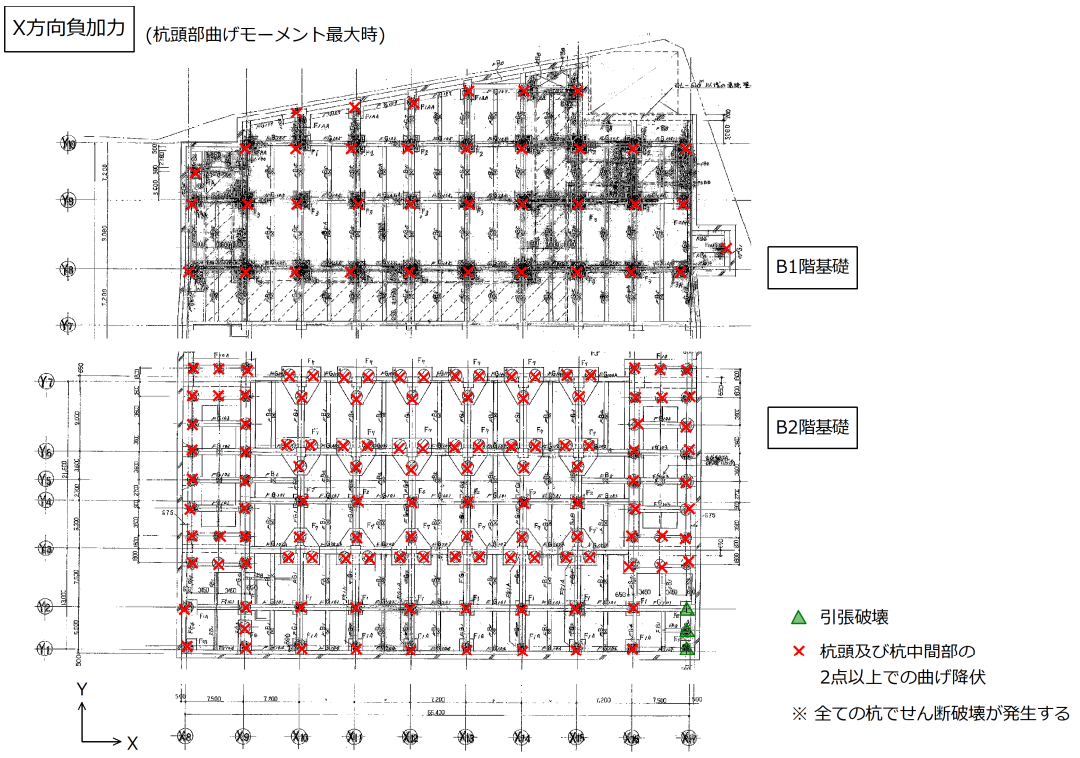


図 5-16　杭の検証結果（X 方向負加力）

【X 方向杭頭部曲げモーメント最大時（Hachinohe-NS 波 33.098s）】

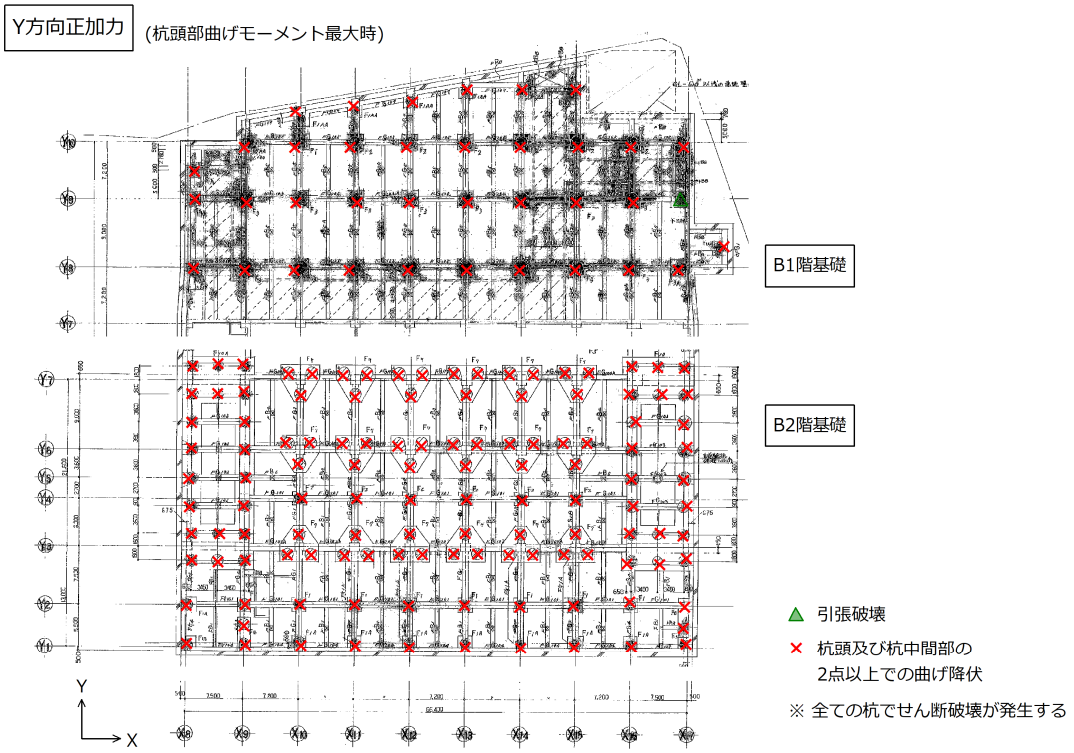


図 5-17　杭の検証結果（Y 方向正加力）

【Y 方向杭頭部曲げモーメント最大時（Hachinohe-NS 波 33.093s）】

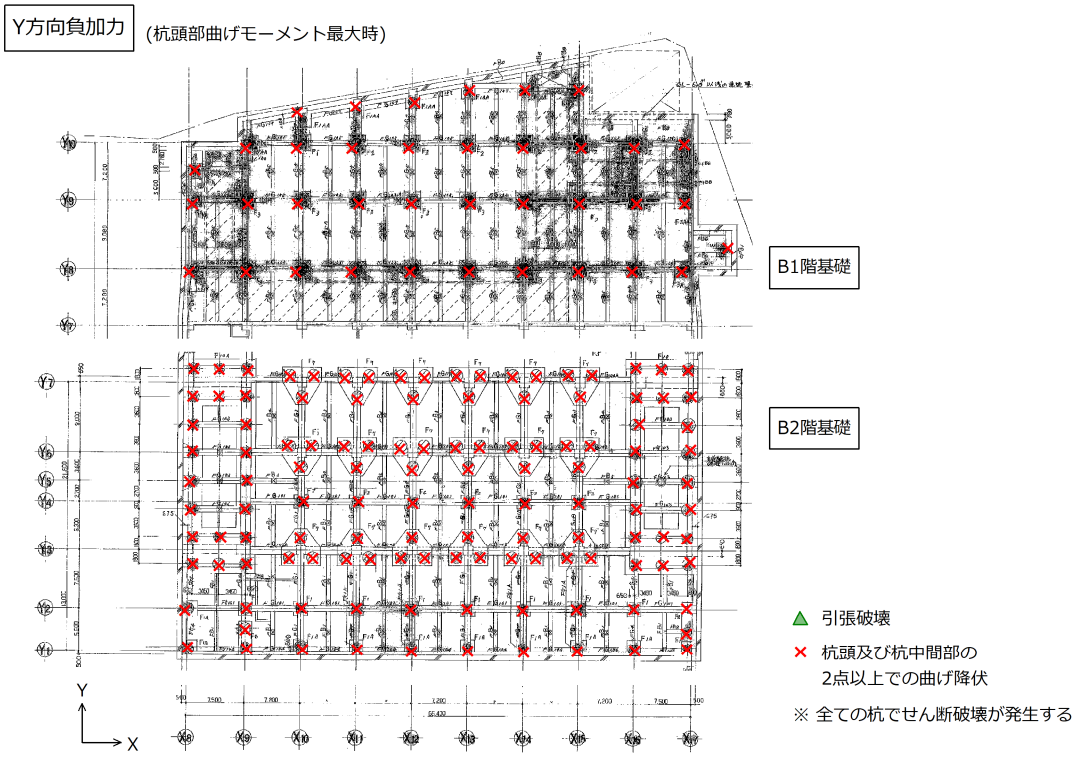


図 5-18　杭の検証結果（Y 方向負加力）

【Y 方向杭頭部曲げモーメント最大時（Hachinohe-NS 波 33.093s）】

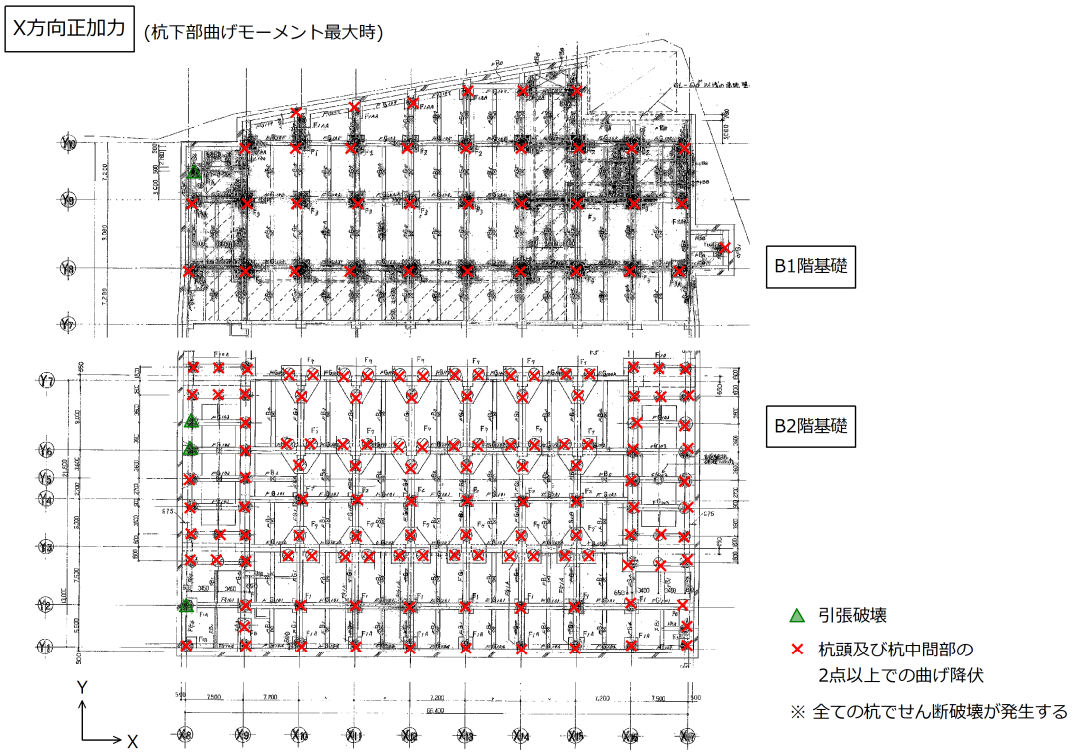


図 5-19　杭の検証結果（X 方向正加力）

【X 方向杭下部曲げモーメント最大時（JMAKOBE-NS 波 33.787s）】

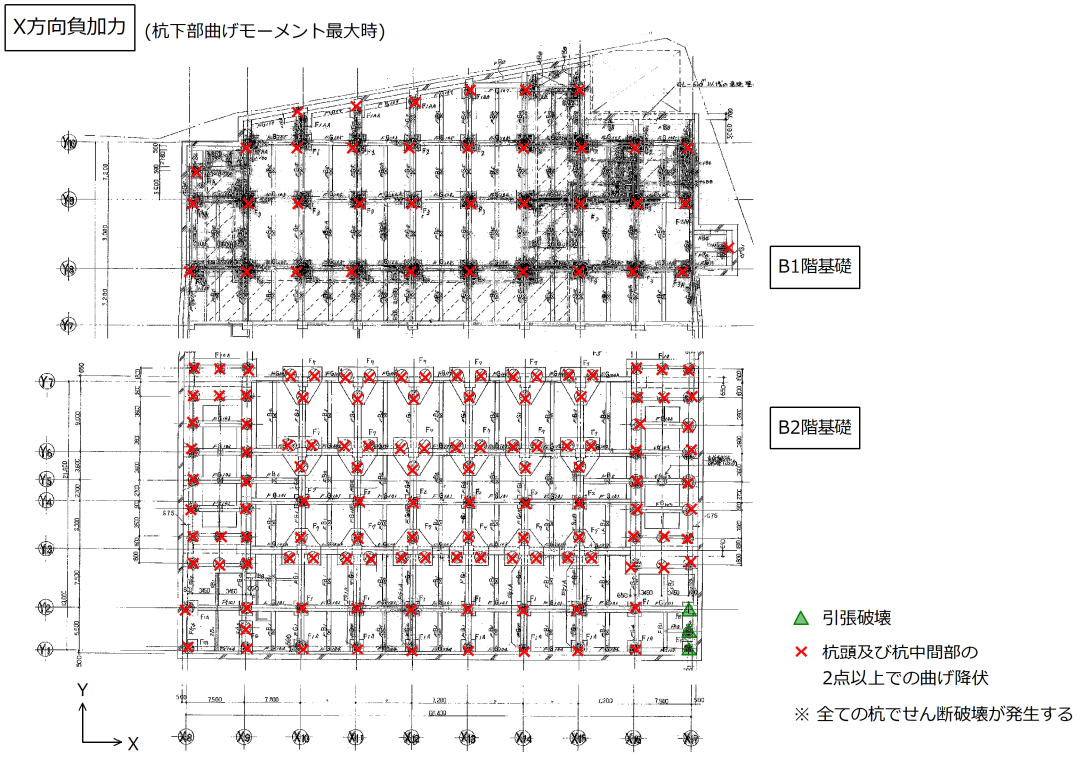


図 5-20　杭の検証結果（X 方向負加力）

【X 方向杭下部曲げモーメント最大時（JMAKOBE-NS 波 33.787s）】

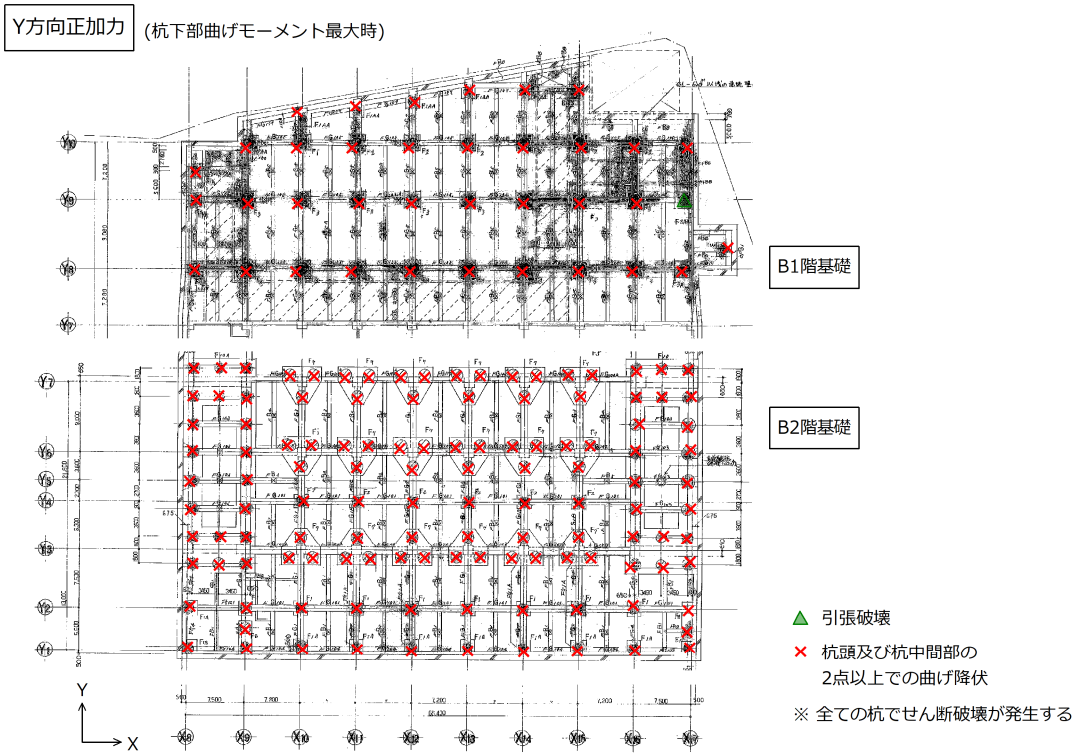


図 5-21　杭の検証結果（Y 方向正加力）

【Y 方向杭下部曲げモーメント最大時（JMAKOBE-NS 波 33.788s）】

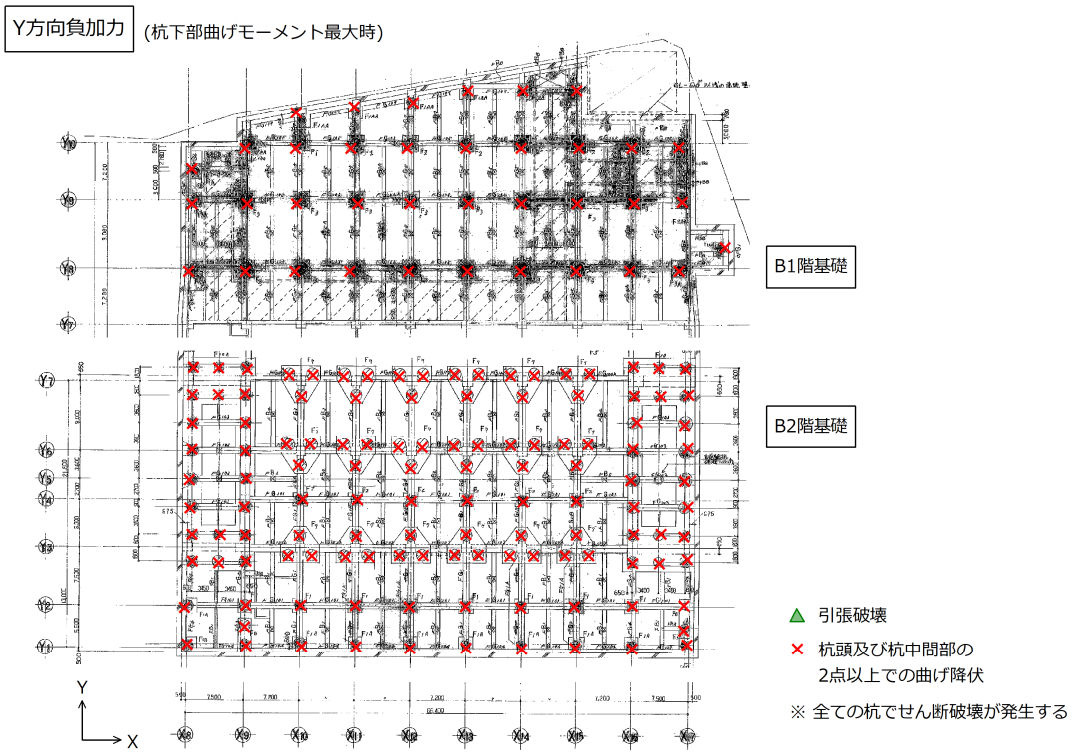


図 5-22　杭の検証結果（Y 方向負加力）

【Y 方向杭下部曲げモーメント最大時（JMAKOBE-NS 波 33.788s）】

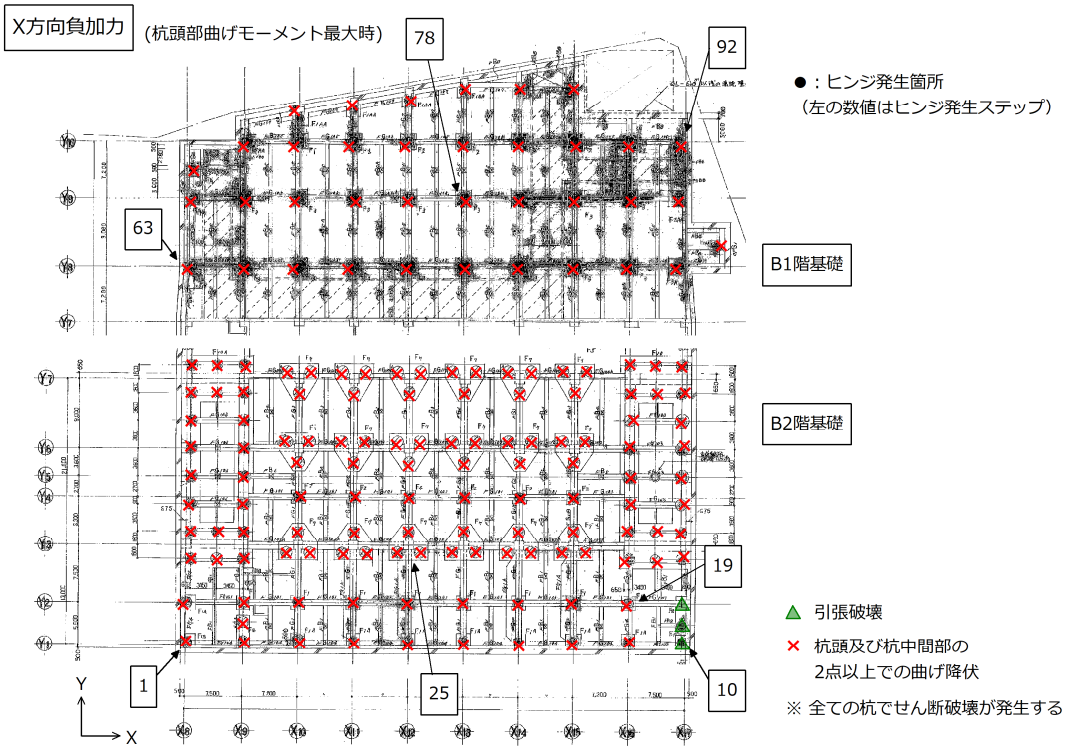


図 5-23　ヒンジ図を記載する杭位置

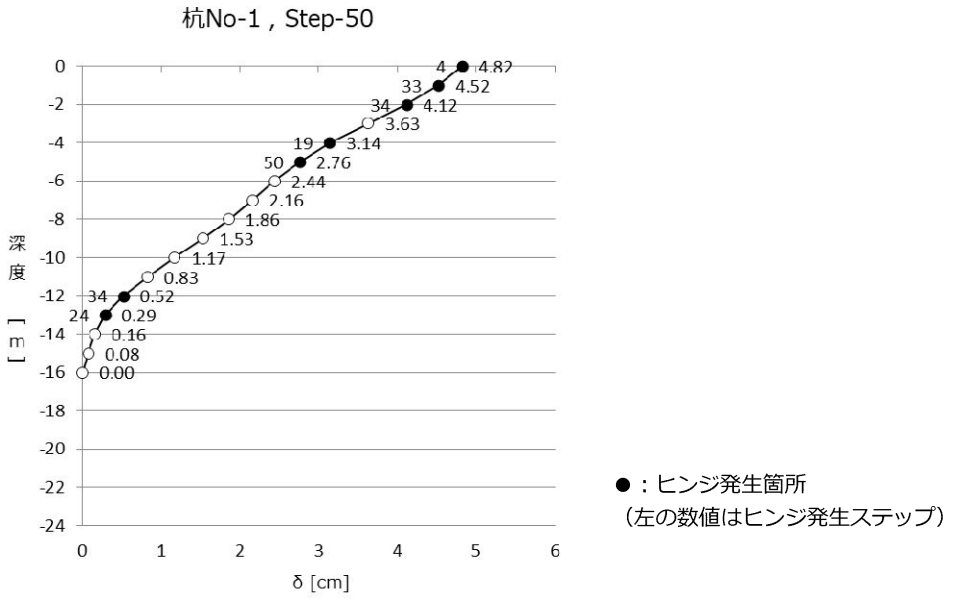


図 5-24　X 方向負加力時 最終ステップのヒンジ図（杭 No.1）

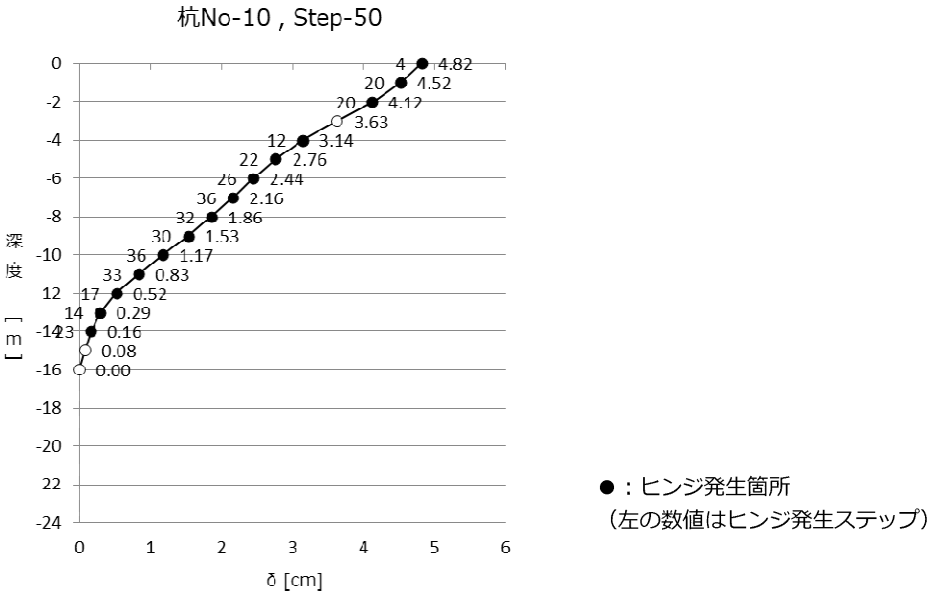


図 5-25　X 方向負加力時 最終ステップのヒンジ図（杭 No.10）

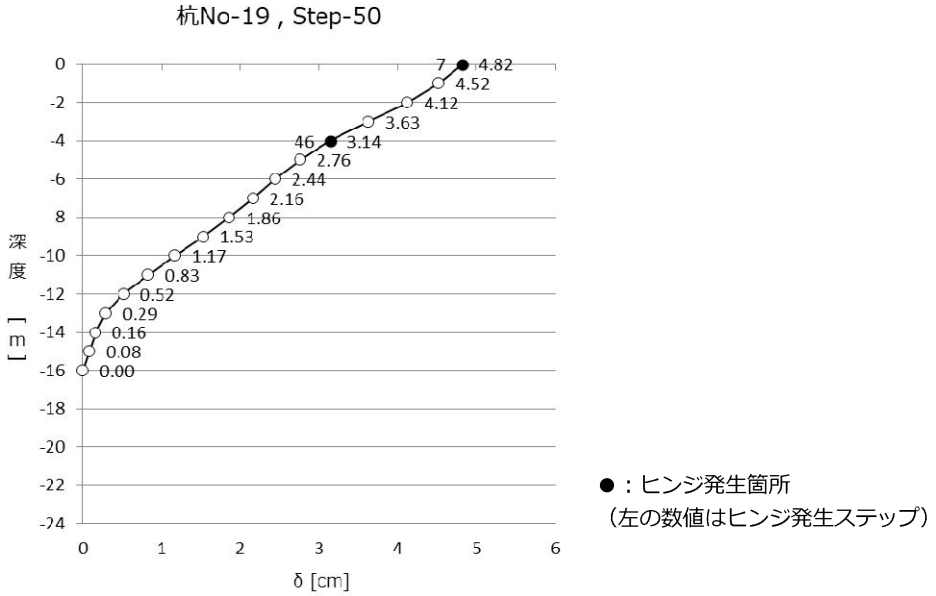


図 5-26　X 方向負加力時 最終ステップのヒンジ図（杭 No.19）

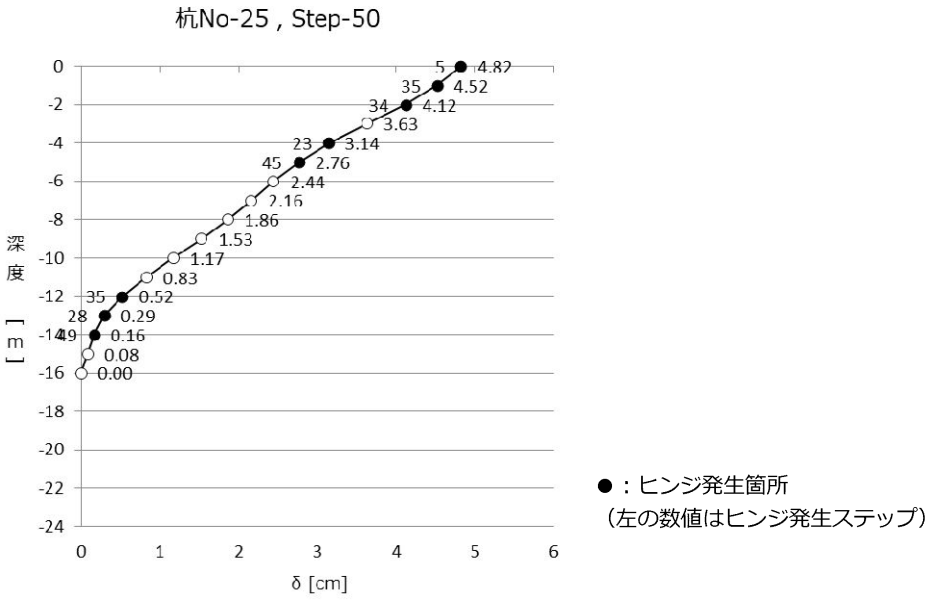


図 5-27　X 方向負加力時 最終ステップのヒンジ図（杭 No.25）

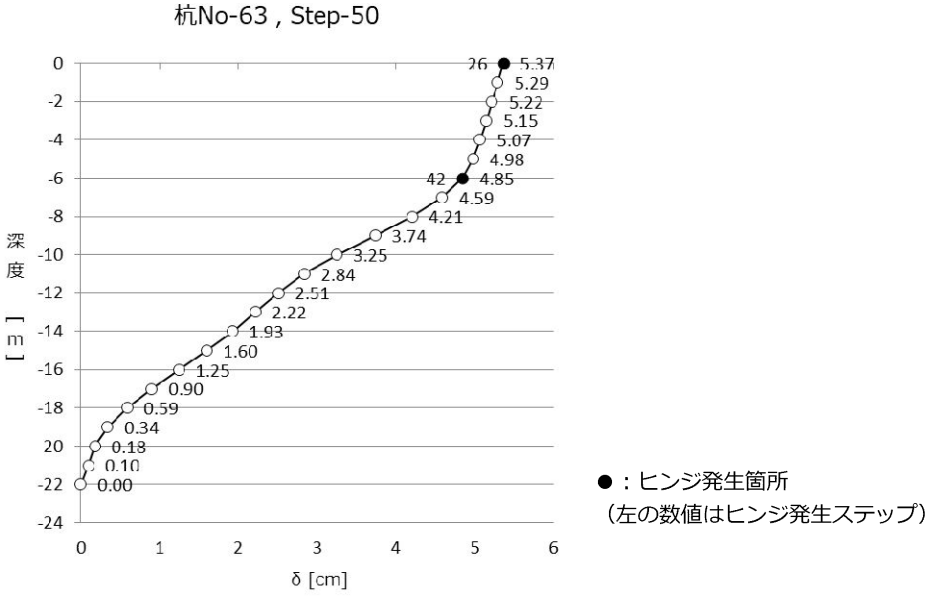


図 5-28　X 方向負加力時 最終ステップのヒンジ図（杭 No.63）

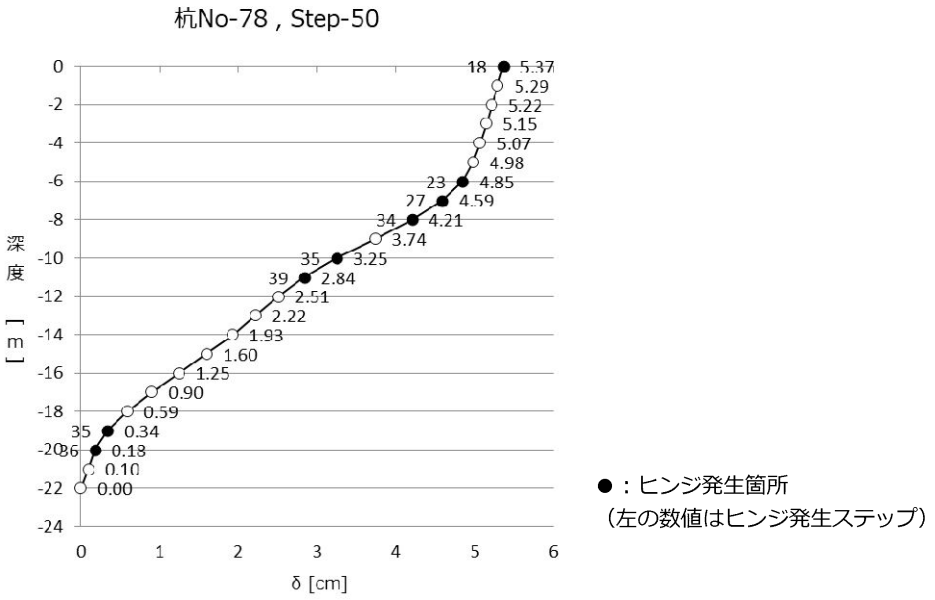


図 5-29　X 方向負加力時 最終ステップのヒンジ図（杭 No.78）

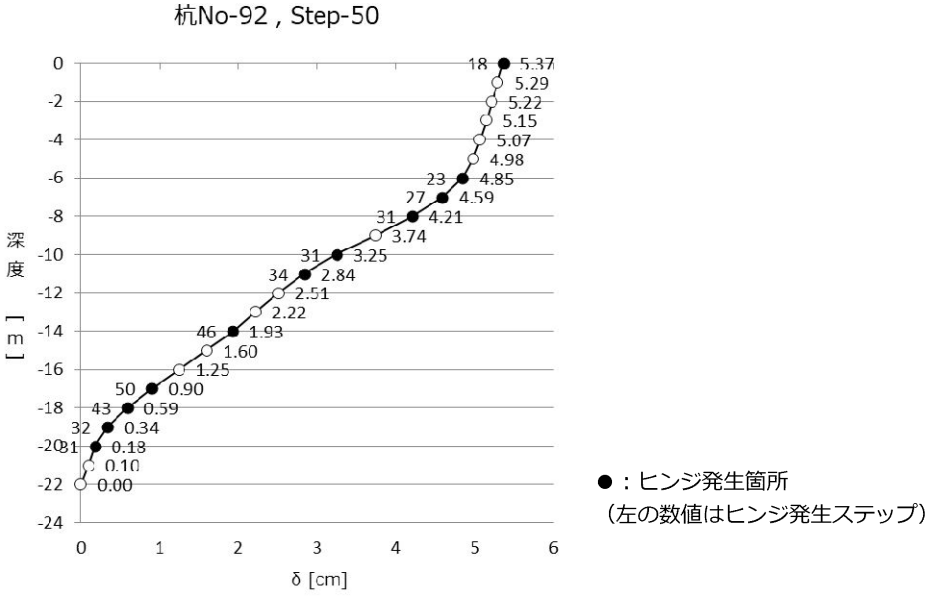


図 5-30　X 方向負加力時 最終ステップのヒンジ図（杭 No.92）

§6 まとめ

6. まとめ

本業務の検討内容に対する検証結果を以下と表 6-1 にまとめる。

（1） 上部構造の応答は、杭の密集効果を考慮したことで地震の揺れを低減する減衰をより高く評価できたため、Y 方向では目標値の 1/100 を満足することとなったものの、X 方向では満足しないこととなり、本庁舎の耐震安全性は目標値を満たさない結果となった。

（2） 地中連続壁は、大地震時に生じる地盤変位を作用させた結果、応力が連続壁の耐力を上回る結果となり、地中連続壁による杭及び建物本体の地震時応力低減効果はないという結果となった。

（3） 杭・建物と地盤の動的相互作用を考慮した検証の結果、杭の耐震性能が不足することから、建物全体として「耐震性能が不足する」と判断した。

表 6-1　行政棟の基礎及び地下連続壁の効果等に関する耐震性能の検証結果

<table>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">項目</td><td rowspan="3">目標値</td><td colspan="4">検証結果</td></tr>
<tr><td colspan="2">X方向</td><td colspan="2">Y方向</td></tr>
<tr><td>結果</td><td>判定</td><td>結果</td><td>判定</td></tr>
<tr><td>上部構造</td><td>最大応答
層間変形角</td><td>1/100以下※1</td><td>1/92（7階）</td><td>NG</td><td>1/106（6階）</td><td>OK</td></tr>
<tr><td>杭</td><td>破壊形式</td><td>鉛直力支持能力を
失わない※2</td><td>杭2点以上曲げ降伏
せん断破壊</td><td>NG</td><td>杭2点以上曲げ降伏
せん断破壊</td><td>NG</td></tr>
<tr><td colspan="3">地中連続壁による地震時応力低減効果</td><td>面外方向地盤変位により
地中連続壁の耐力を超過する</td><td>低減効果なし</td><td>面外方向地盤変位により
地中連続壁の耐力を超過する</td><td>低減効果なし</td></tr>
<tr><td colspan="3" rowspan="2">総評</td><td colspan="2">上部構造、杭共に目標値を満足せず、
耐震性能が不足する結果となった。
また、地中連続壁は、面外方向の地盤変位
作用時に発生する応力が、地中連続壁の
耐力を超過することから、杭及び建物本体の
地震時応力低減効果はないという結果となった。</td><td colspan="2">上部構造は目標値を満足するが、杭が目標値
を満足せず、耐震性能が不足する結果となった。
また、地中連続壁は、面外方向の地盤変位
作用時に発生する応力が、地中連続壁の
耐力を超過することから、杭及び建物本体の
地震時応力低減効果はないという結果となった。</td></tr>
<tr><td colspan="4">耐震性能が不足する</td></tr>
</table>

※1：H29年度耐震安全検証を基に設定
※2：杭の「せん断破壊」、「軸圧縮破壊」、「杭頭及び杭中間部の2点以上での曲げ降伏」が生じない。参考文献7）を基に設定

指定性能評価機関への見解聴取について

対象機関	一般財団法人日本建築センター	日本 ERI 株式会社
所在地	東京都千代田区神田錦町 1-9	東京都港区赤坂 8-10-24
機関指定※1 指定取得日	国土交通大臣指定第 1 号 平成 12 年 6 月 12 日	国土交通大臣指定第 10 号 平成 13 年 7 月 31 日
見解聴取日	令和 2 年（2020 年）9 月 2 日	令和 2 年（2020 年）9 月 16 日
見解聴取部署	一財）日本建築センター評定部構造課	日本 ERI 株式会社評定部
提出資料	原設計時評定資料抜粋 H29 年度耐震安全性検証結果 動的相互作用を考慮した地震応答解析結果及び地中連続壁の検証結果	
見解聴取の観点	動的相互作用を考慮した地震応答解析結果及び地中連続壁の検証結果に関して、任意評定※2の取得が見込まれる程度の一定の妥当性を有するか。	
見解聴取の結果	耐震性能を満たさないケースの任意評定を行った事例はなく、新築時の健全性を保持しているという前提の解析モデルでは、現状の建物を評価していることにならず、社会的な混乱を招く恐れがあるため、審査することはできず、任意評定の取得は不可能とされた。	任意評定書（構造性能評価書）の取得は可能と想定されるという回答であり、今回の解析手法は任意評定の取得が見込まれる程度の一定の妥当性を有すると判断された。

※１：高さ 60m を超える超高層建築物等の構造安全性に関する評価等の機関指定

※２：任意評定とは、通常の構造計算に加えて、特に検討を要する建築物等で、指定性能評価機関から技術評価を取得するもの。

参考文献

1) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計, 2006 年
2) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2019 年
3) 建築行政情報センター：2015 年版　建築物の構造関係技術基準解説書, 2015 年
4) 土方勝一郎・今村晃ほか：群杭係数の評価方法に関する研究、日本建築学会構造系論文集 No.476,pp57-66, 1995
5) 岸田英明・中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗、日本建築学会論文報告集第 281 号・昭和 54 年 7 月, 1984
6) 構造計画研究所：地盤-杭-建物計の地震応答解析プログラム　Resp-S　マニュアル　第 6 版, 2004
7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート基礎構造部材の耐震設計指針(案)・同解説, 2017 年