

第5章 転倒したRC造建築物（A建物）に関連する基礎・地盤の解析例

5.1 杭の損傷に着目した杭-地盤-建物系の三次元地震応答解析

5 建物の転倒メカニズムを検討するにあたり、地震時における上部構造、杭および地盤の挙動を評価し、杭が破壊に至るまでの過程を検証することは重要である。そこで、A建物を対象とした三次元 FEM モデルを作成し、動的な地盤連成解析を実施することにより、杭や、地盤、建物の応答を評価した。

本節の 5.1.1 項では、連成解析で用いる地盤非線形モデルの選定を目的とした一次元土柱解析について、5.1.2 項では連成解析モデルの概要、5.1.3 項では連成解析の結果について記す。

10 5.1.1 一次元土柱解析

地盤の非線形モデルを選定するために、地表面の地震観測記録が得られている JMA 輪島の表層地盤を対象として、一次元土柱モデルを用いた地震応答解析を行った。第3章 3.3 節で示された同定基盤波を、地盤の非線形モデルを変えた JMA 輪島の地盤モデル^{5.1.1)}に入力し、地表面の応答結果と観測記録を比較する。そして、地表面応答の再現性がより高い非線形モデルを選定する。

15 表 5.5.1-1 に解析ケースを示す。各非線形モデルは、解析で使用する TDAPⅢに実装されているものの中から選定した。独立三方向モデル^{5.1.2)}は、せん断応力-せん断ひずみ関係 3 方向それぞれに対して、独立に任意の構成則を適用するもので、CASE1 では Ramberg-Osgood モデル^{5.1.3)}、CASE2 では修正 GHE モデル^{5.1.4)}を構成則とする。それぞれの骨格曲線を式(1)(2)に示す。一方、CASE3 で用いるマルチスプリングモデル^{5.1.5)}は、多数の非線形ばねで表された平面メカニズムを 3 次元空間の任意の方向に
20 配置、それらを重ね合わせることで、多方向のせん断挙動を表すものである。各ばねの非線形モデルには修正 GHE モデルを用いる。地盤パラメータを表 5.1.1-2 に示す。非線形パラメータは、粘性土については鈴木ら^{5.1.1)}、砂礫層については今津ら^{5.1.6)}の試験結果に基づいて設定した。非線形パラメータを表 5.1.1-3、表 5.1.1-4 に示し、フィッティング結果を図 5.1.1-1 に示す。

側方の境界条件は、同深度節点の x, y, z 方向自由度を等変位拘束とし、底面は粘性境界とした。数
25 値計算の安定性向上を目的としてレイリー減衰を設定し、解析ソルバーは反復法の一つである SCG (Scaled Conjugate Gradient : スケール付き共役勾配) 法^{5.1.7)}を用いた。入力地震動は上述した同定基盤波とし、EW, NS の二方向同時入力とした。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} + \alpha \gamma_r \left(\frac{\tau}{\tau_f} \right)^\beta \quad \text{式(1)}$$

ただし、 τ はせん断応力、 γ はせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみ、 τ_f はせん断強度、 α, β はフィッティングパラメータである。

$$\gamma = \left\{ \left(\frac{1}{C_1} \right) \gamma_r + \left(\frac{1}{C_2} \right) \gamma \right\} \frac{\tau}{\tau_f} \quad \text{式(2)}$$

ただし、 x を正規化ひずみとして、 C_1, C_2 は以下のように表せる。ここで、 $\alpha, \beta, C_1(0), C_1(\infty), C_2(0), C_2(\infty)$ はフィッティングパラメータである。

$$C_1(x) = \frac{C_1(0) + C_1(\infty)}{2} + \frac{C_1(0) - C_1(\infty)}{2} \cos \left(\frac{\pi}{\alpha/(x+1)} \right)$$

$$C_2(x) = \frac{C_2(0) + C_2(\infty)}{2} + \frac{C_2(0) - C_2(\infty)}{2} \cos \left(\frac{\pi}{\beta/(x+1)} \right)$$

表 5.1.1-1 一次元土柱解析のケース一覧

	解析対象	非線形モデル	入力
CASE1	JMA 輪島	独立三方向 R-0	EW, NS 二方向同時入力 (3.3 節の同定基盤波)
CASE2		独立三方向修正 GHE	
CASE3		マルチスプリング修正 GHE	

表 5.1.1-2 地盤パラメータ

層下端深度(m)	土質分類	密度	Vs(m/s)	初期剛性G0(kN/m ²)
0.60	砂礫		130.0	27040
1.15				
1.70				
2.40				
3.10	粘性土	1.60	80.0	10240
3.80				
4.50				
5.25				
6.00				
6.80				
7.60				
8.25				
8.90			130.0	27040
9.55				
10.20				
10.85				
11.60				
12.35				
13.10				
13.85				
14.60			150.0	36000
15.35				
16.10				
16.85				
17.60				
18.35				
19.10				
19.85				
20.60	砂礫	1.80	190.0	64980
21.35				
22.10		1.90	240.0	109440
22.75				
23.40				
24.05				
24.70				
25.35				
26.00				
26.60				
27.20		2.00	360.0	259200
27.80				
28.40				
29.00				
29.60				
30.2				
30.8				
31.6				
32.4				
33.2				
34				
34.8				

5

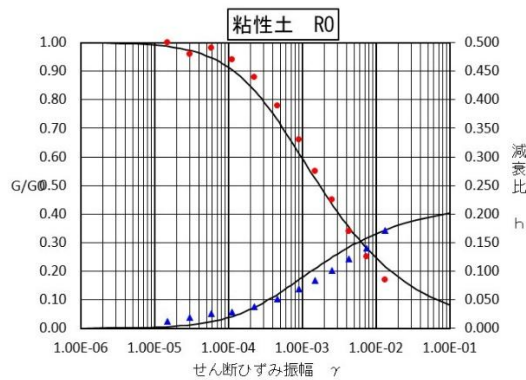
表 5.1.1-3 R-0 モデルのパラメータ

試験結果	γ	α	β
砂礫	4.80E-04	1.804	0.851
粘性土	1.70E-03	2.079	1.056

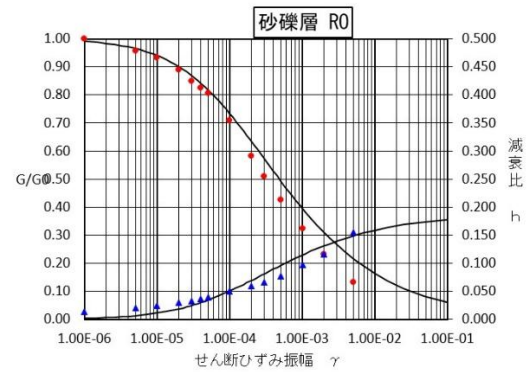
表 5.1.1-4 修正 GHE モデルのパラメータ

試験結果	γ	C1(0)	C1(∞)	C2(0)	C2(∞)
砂礫	5.941E-04	1.00	0.1945	0.3523	2.50
粘性土	1.814E-03	1.00	0.2449	0.9631	2.50

試験結果	α	β	hmax	$\beta 1$
砂礫	1.551	1.745	0.1304	0.7135
粘性土	2.766	2.559	0.1664	0.7148



粘性土 修正 GHE



砂礫層 修正 GHE

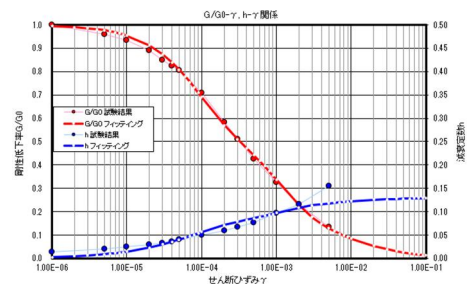
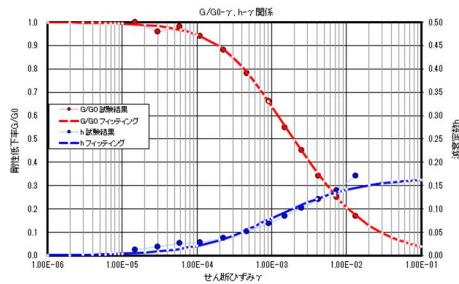


図 5.1.1-1 動的変形特性へのフィッティング結果

EW 方向、NS 方向それぞれについて、解析の地表面加速度、観測波を比較して時刻歴、フーリエスペクトルを図 5.1.1-2～図 5.1.1-5 に示す。CASE2,3 と比較して、CASE1 の方が観測とより合致している。図 5.1.1-6、図 5.1.1-7 に変位とせん断ひずみの最大値分布を示す。修正 GHE モデルを用いた CASE2,3 は、地中部のひずみが大きく、それによって観測波との合致が悪くなったと考えられる。よって、以降の連成解析における非線形モデルは R-0 モデルを用いることとする。

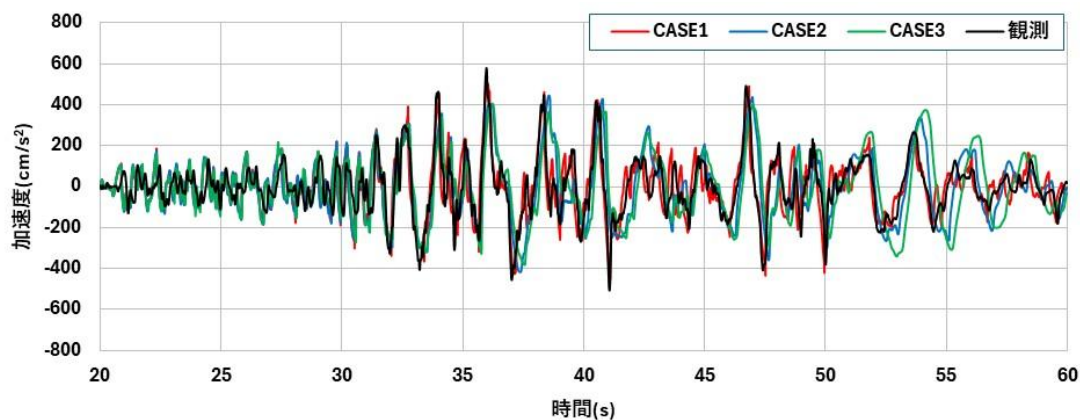


図 5.1.1-2 地表面加速度時刻歴の比較 (EW 方向)

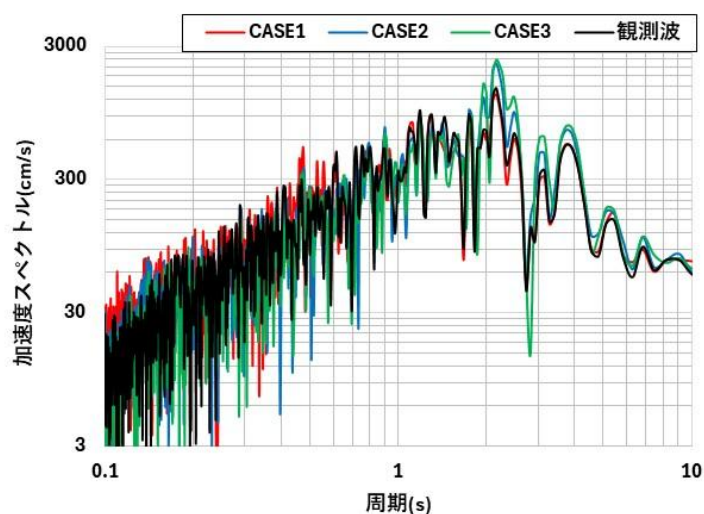


図 5.1.1-3 地表面加速度フーリエスペクトルの比較 (EW 方向)

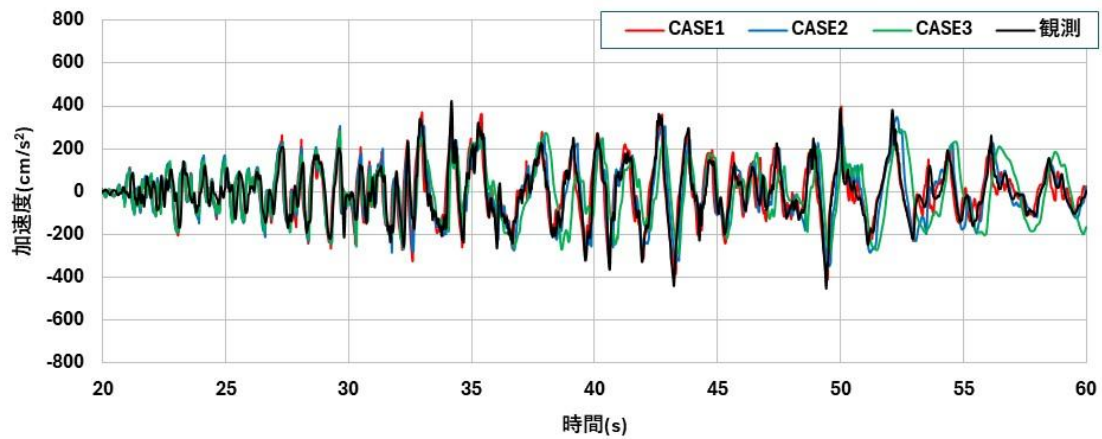


図 5. 1. 1-4 地表面加速度時刻歴の比較 (NS 方向)

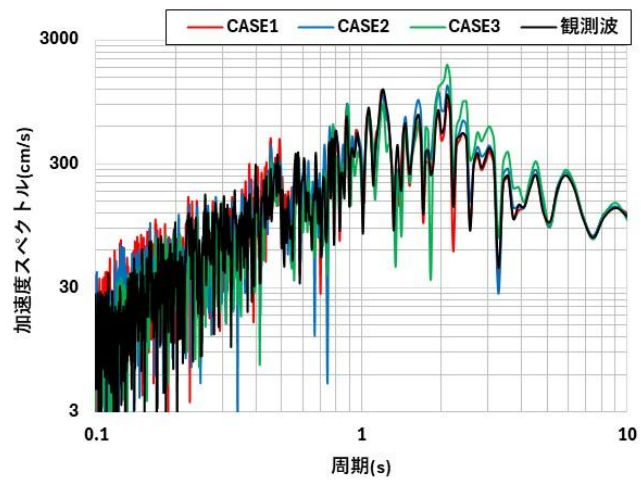


図 5. 1. 1-5 地表面加速度フーリエスペクトルの比較 (NS 方向)

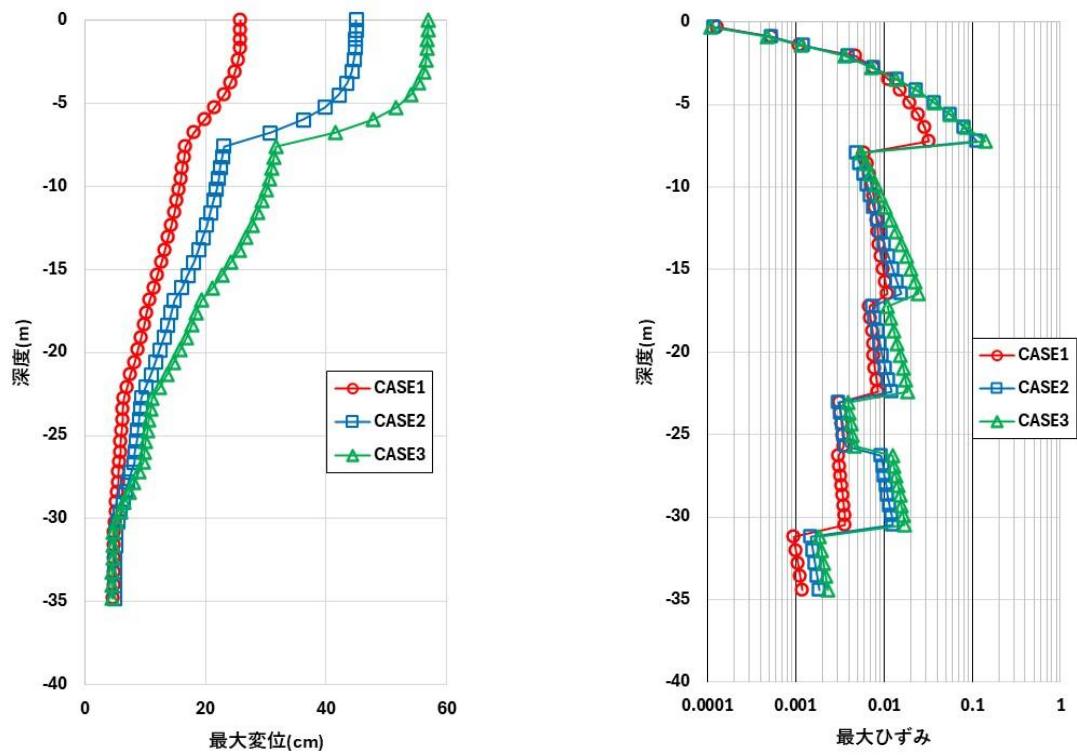


図 5.1.1-6 変位、せん断ひずみの最大値深度分布 (EW 方向)

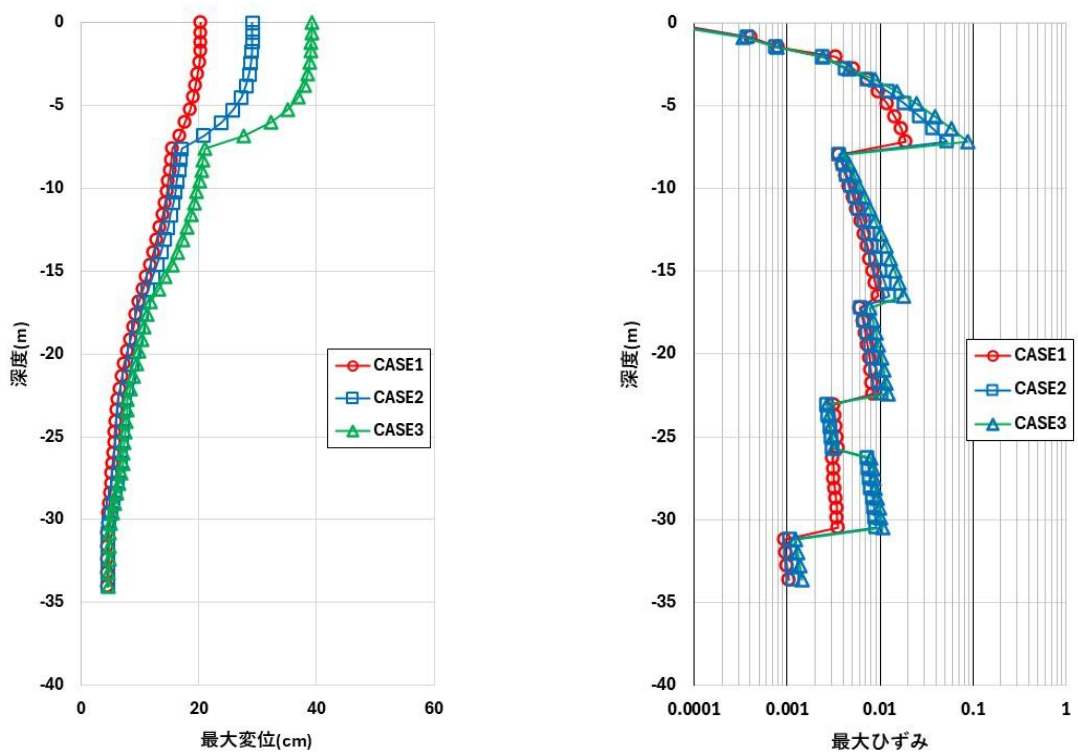


図 5.1.1-7 変位、せん断ひずみの最大値深度分布 (NS 方向)

5.1.2 解析モデル概要

解析モデルの全体図を図 5.1.2-1 に、構造物の寸法を図 5.1.2-2 に示す。地盤とパイルキャップは八節点六面体要素、上部構造物、基礎梁、杭は梁要素でモデル化した。杭は計 42 本モデル化した。配置と番号を図 5.1.2-3 に示す。

- 5 地盤パラメータを表 5.1.2-1 に示す。地盤物性は基本的に地盤調査結果を参照したが、 V_s のみ微動アレイ探査結果を反映した。地盤の非線形性は、独立三方向 R-0 モデルにより考慮した。非線形パラメータは、砂質土、粘性土については動的変形試験結果に、砂礫層については今津ら^{5.1.2)}の試験結果にフィッティングさせて設定した。R-0 モデルのパラメータを表 5.1.2-2 に示し、フィッティング結果を図 5.1.2-4 に示す。地盤側方及び底面の境界条件は、粘性境界とした。
- 10 杭の物性を表 5.1.2-3 に示す。杭は曲げのみ非線形性を考慮した。軸力に応じた杭の $M-\phi$ 関係を算出するために、杭断面を微小要素に分割して断面解析を行った。代表的な軸力下における $M-\phi$ 関係を図 5.1.2-5 に示す。各杭における長期軸力を表 5.1.2-4 に示す。長期軸力は、第 2 章で検討した長期支点反力を参照して算出した。骨格曲線は $M-\phi$ 関係のひび割れ、降伏、終局点を通るテトラリニアでモデル化した。ただし、今回用いた曲げ非線形モデルでは、ひび割れ後、降伏後および終局後の剛性
- 15 低下率として、軸力が 300kN の場合の値を一律で用いている。このため、図 5.1.2-5 に示した他の軸力の $M-\phi$ 関係を完全には再現できていない。履歴則は武田モデル^{5.1.8)}を用いた。PC 杭の規格値を参照して設定した、ひび割れ、降伏および終局を示す $M-N$ インタラクションを図 5.1.2-6 に示す。

- 杭-地盤間の境界条件を以下に示す。梁要素と地盤要素の同位置にある節点は、鉛直自由度を等変位拘束し、水平自由度を塑性地盤反力で頭打ちとなる剛塑性バネで EW と NS 方向のそれぞれで繋いだ。
- 20 塑性地盤反力は、地盤調査で得られた非排水せん断強度より、建築基礎構造設計指針^{5.1.9)}を参照して求めた。

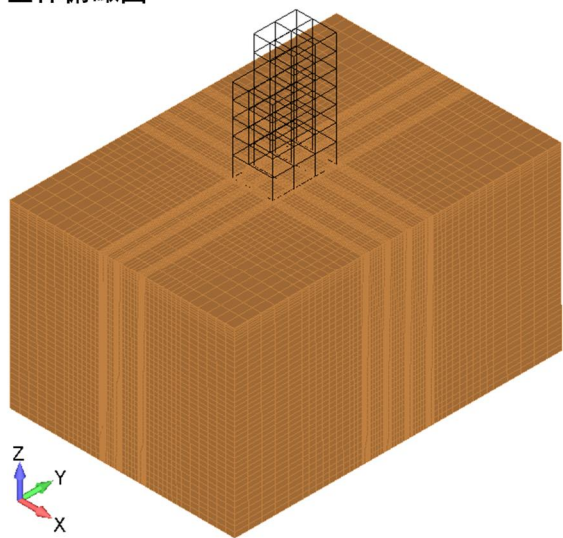
- 基礎梁、パイルキャップは線形要素とした。物性を表 5.1.2-5、表 5.1.2-6 に示す。杭頭節点と、杭頭周辺のパイルキャップ要素の節点の境界条件を図 5.1.2-7 に示す。杭頭は二重節点とし、鉛直自由度は、PC 鋼線の引張強度で頭打ちとなる剛塑性バネで杭とフーチング間を繋いだ。水平自由度、回
- 25 転自由度については杭とフーチング間を等変位拘束とした。また、杭頭節点（ばね上側端部）と、パイルキャップの杭頭周辺節点を剛梁結合し、パイルキャップの剛性に応じた杭頭固定度を模擬できるようにした。柱脚部節点、基礎梁端部節点とパイルキャップの周辺節点も同様に剛梁結合とした。なお、フーチングを構成する節点と、地盤節点間の境界条件は特に考慮していない。

- 上部構造物に関連するパラメータを表 5.1.2-7、表 5.1.2-8 に示す。梁要素の密度は、第 2 章で検討した梁、床自重の合計質量を梁要素の体積で除すことにより求め、柱要素の密度は、柱、壁、フレーム外雑壁の合計質量を柱要素の体積で除すことで求めた。なお、上部構造物を構成する同深度の節点は、各フロアが平面的に一体となって回転するように自由度を拘束している。
- 30

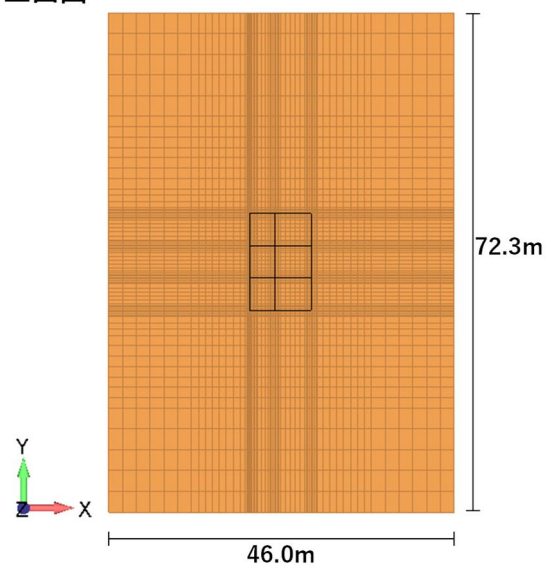
- 以上のモデルを、3 方向（EW, NS, UD 方向）同時に加振した。EW, NS 方向については第 3 章 3.3 節で示された同定基盤波を、UD 方向については等価線形解析を実施して得た基盤波を用いた。連成解析においては、計算時間の短縮を目的として、先頭の 20s 間を除き、約 13s 間の解析を実施した。上記で示した時間分の先頭データを除いた、3 方向の時刻歴を図 5.1.2-8 に示す。
- 35

本モデルでも、数値計算の安定性向上を目的としてレイリー減衰を設定している。解析コードは TDAPⅢを使用し、解析ソルバーは SCG 法を使用した。

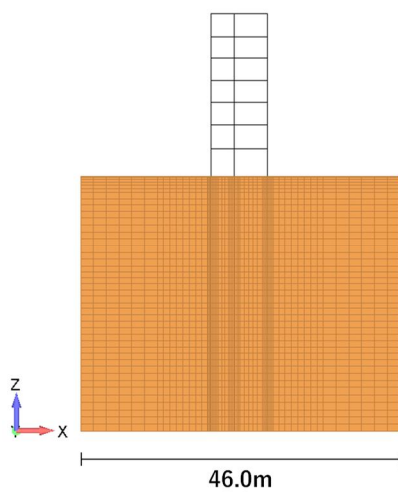
全体俯瞰図



上面図



正面図



側面図（東側）

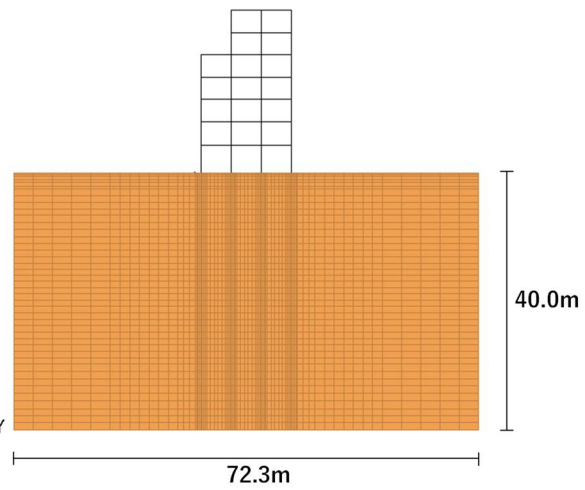
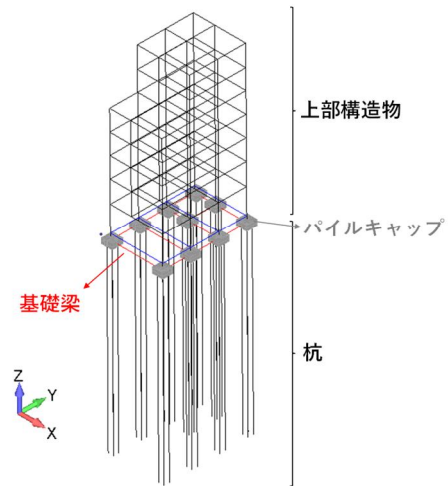
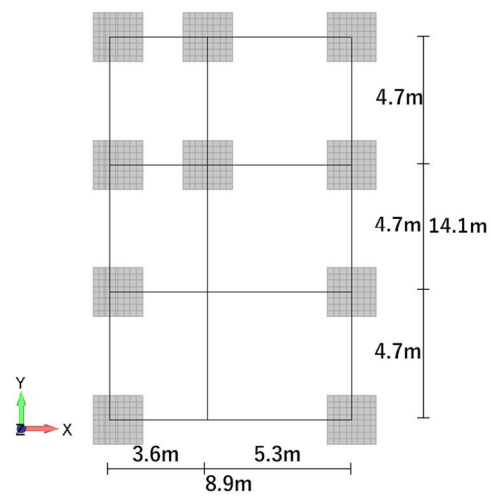


図 5.1.2-1 解析モデル全体図

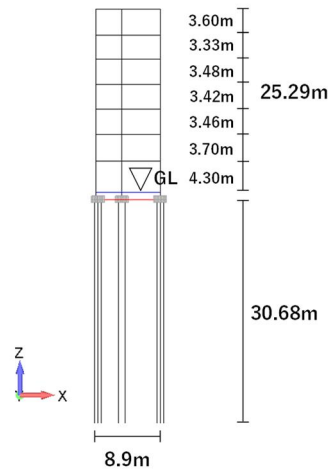
全体俯瞰図



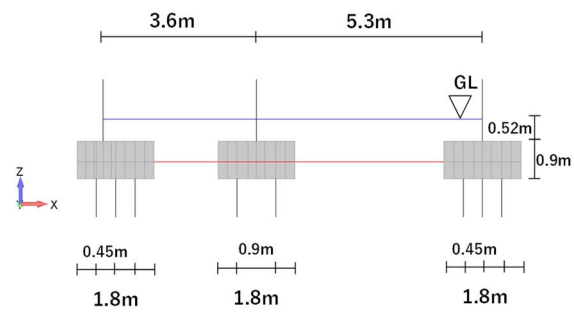
上面図



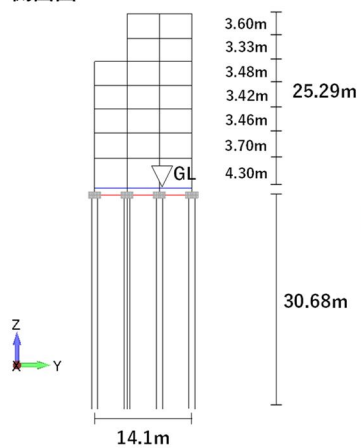
正面図



正面図 (パイルキャップ周辺拡大)



側面図



側面図 (東側 パイルキャップ周辺拡大)

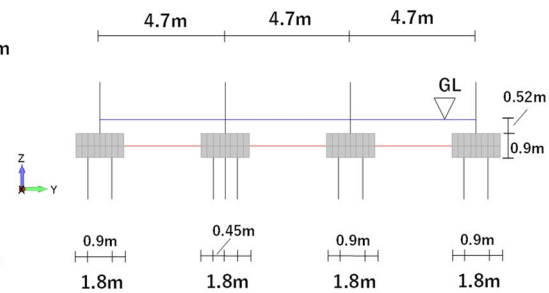


図 5.1.2-2 構造物寸法

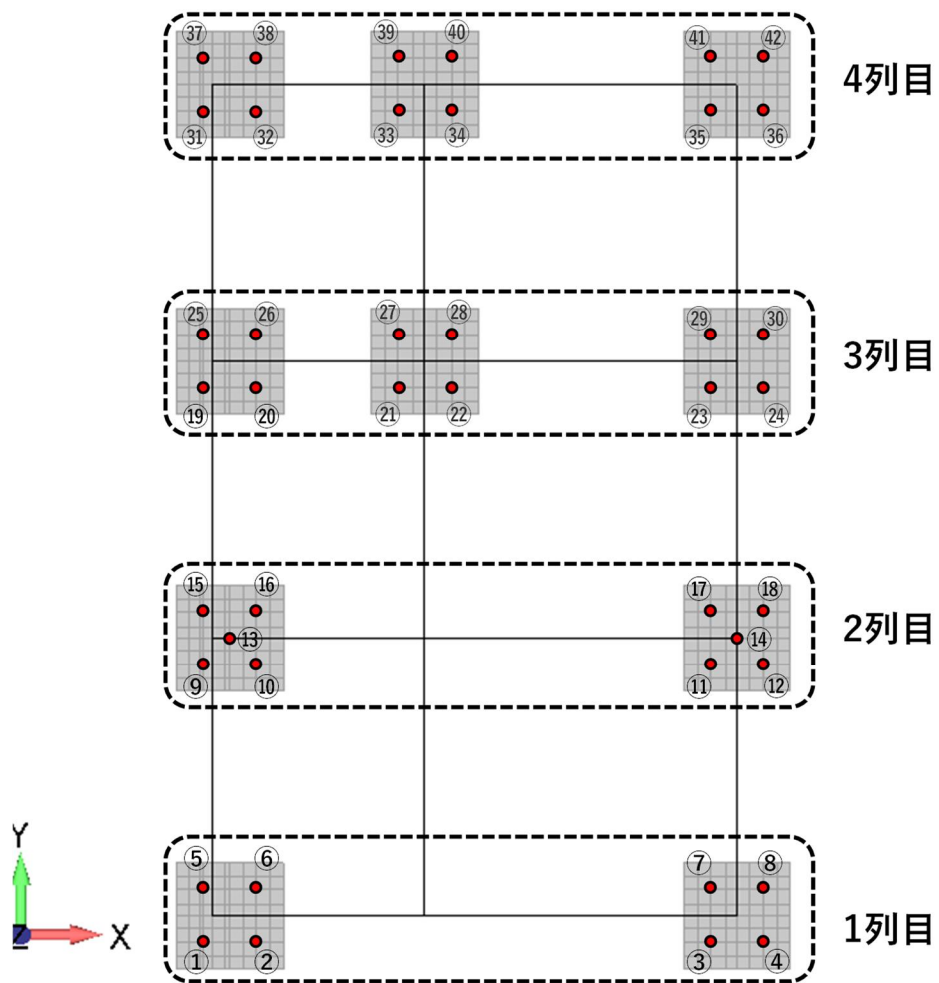


図 5. 1. 2-3 杭配置と番号

表 5.1.2-1 地盤パラメータ

層下端深度(m)	土質分類	密度	Vs(m/s)	ポアソン比	初期剛性G0(kN/m ²)	非線形性
0.19	埋土（粘土）	1.80	104.3	0.465	19581	試験結果 1-1-1 （粘土）
0.52				0.465	19581	
1.00				0.465	19581	
1.42				0.465	19581	
2.00				0.465	19581	
2.50	粘土	1.34	70.0	0.498	6566	
3.50				0.498	6566	
4.50				0.498	6566	
5.50				0.498	6566	
6.50				0.498	6566	
7.60	シルト質粘土 粘土質シルト	1.54	151.6	0.497	35374	
8.70				0.497	35374	
9.80				0.497	35374	
10.90				0.497	35374	
12.00				0.497	35374	
13.10				0.497	35374	
14.20				0.497	35374	
15.10	砂混じりシルト 粘土質シルト	1.63	100.0	0.497	16300	試験結果 1-3-1 （シルト質粘性土）
16.00				0.497	16300	
16.90				0.497	16300	
17.90				0.497	16300	
18.80	シルト混じり中砂	1.71	170.0	0.494	49419	
19.90	シルト	0.494		47685		
20.80	シルト質粘土 粘土質シルト	1.65	130.0	0.496	27885	
21.80				0.496	27885	
22.80				0.496	27885	
23.80	シルト質粘土 粘土質シルト 砂質シルト	1.65	229.8	0.493	87118	
24.80				0.493	87118	
25.80				0.493	87118	
26.80				0.493	87118	
27.80				0.493	87118	
28.80				0.493	87118	
29.80				0.493	87118	
30.95				0.493	87118	
32.10	礫混じり細砂	2.00	320.0	0.484	204800	文献 ⁶⁾ を参照
33.10	砂礫			0.484	204800	
34.30	シルト質細砂 砂質粘土	1.70	200.0	0.492	68000	試験結果 1-3-1 （シルト質粘性土）
35.50				0.492	68000	
36.75				0.492	68000	
37.75	砂礫	2.00	370.0	0.481	273800	
38.90	泥岩	1.80	610.0	0.438	669780	
40.00				0.438	669780	

表 5.1.2-2 R-0 モデルのパラメータ

試験結果	γ	α	β
1-1-1	3.00E-03	1.887	0.916
1-3-1	2.00E-03	2.028	1.020
1-5	6.00E-04	0.741	1.020
文献 ⁶⁾	9.00E-04	6.029	0.788

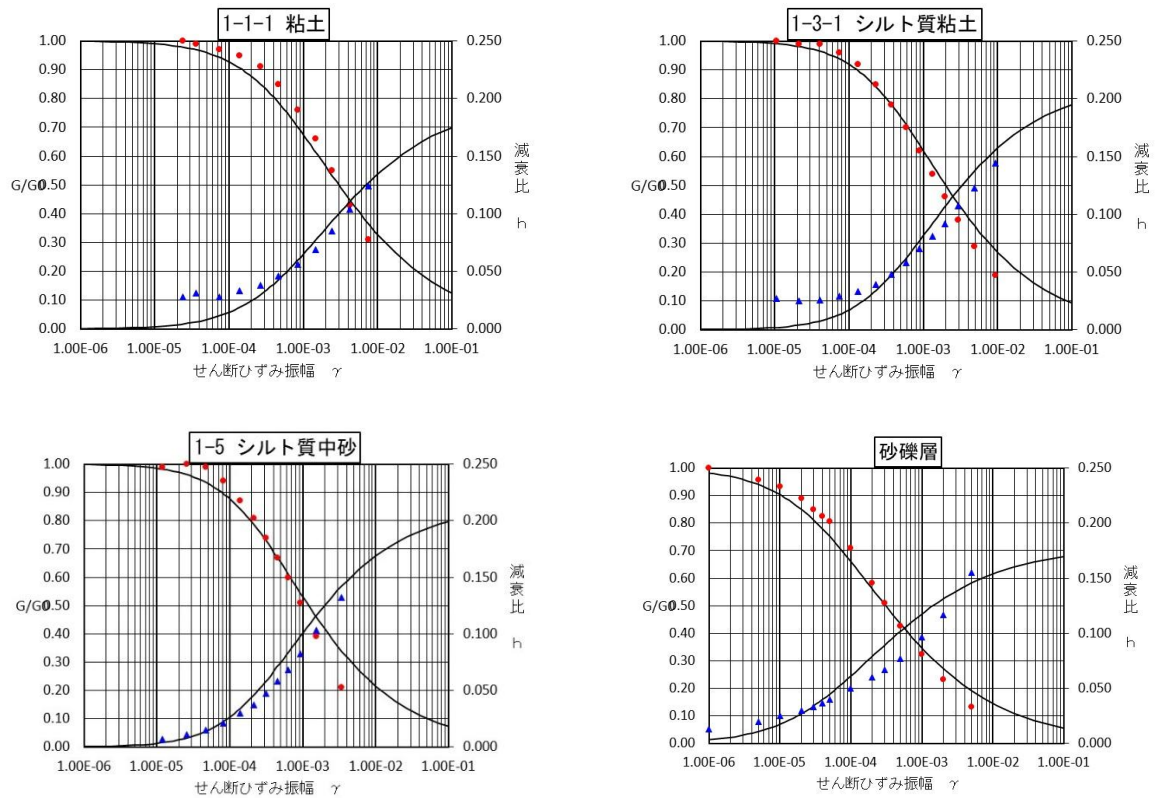


図 5.1.2-4 フィッティング結果 (R-0 モデル)

表 5.1.2-3 杭の物性

断面積 $A(m^2)$	ねじりモーメント $J(m^4)$	断面二次モーメント $I_x(m^4)$	断面二次モーメント $I_y(m^4)$	ヤング係数 $E(kN/m^2)$	ポアソン比	密度(t/m^3)
0.0582	1.28E-03	6.38E-04	6.38E-04	3.97E+07	0.2	2.595

杭断面積(m^2)	5.82E-02
コンクリート圧縮強度(kN/m^2)	4.90E+04
コンクリート引張強度(kN/m^2)	5.88E+03
PC鋼線断面積(m^2)	3.08E-04
PC鋼線芯の外周からの距離(m)	3.25E-02
PC鋼線降伏強度(kN/m^2)	1.32E+06
PC鋼線のヤング係数(kN/m^2)	1.96E+08
プレストレス(kN/m^2)	4.70E+03
コンクリートの圧壊ひずみ	2.50E-03

表 5.1.2-4 杭の長期軸力

杭番号	軸力(kN)	杭番号	軸力(kN)
①	390.25	②②	494.00
②	390.25	②③	562.50
③	470.75	②④	562.50
④	470.75	②⑤	320.00
⑤	390.25	②⑥	320.00
⑥	390.25	②⑦	494.00
⑦	470.75	②⑧	494.00
⑧	470.75	②⑨	562.50
⑨	487.50	③⑩	562.50
⑩	487.50	③⑪	93.75
⑪	635.50	③⑫	93.75
⑫	635.50	③⑬	661.00
⑬	487.50	③⑭	661.00
⑭	635.50	③⑮	732.75
⑮	487.50	③⑯	732.75
⑯	487.50	③⑰	93.75
⑰	635.50	③⑱	93.75
⑱	635.50	③⑲	661.00
⑲	320.00	④⑩	661.00
⑳	320.00	④⑪	732.75
㉑	494.00	④⑫	732.75

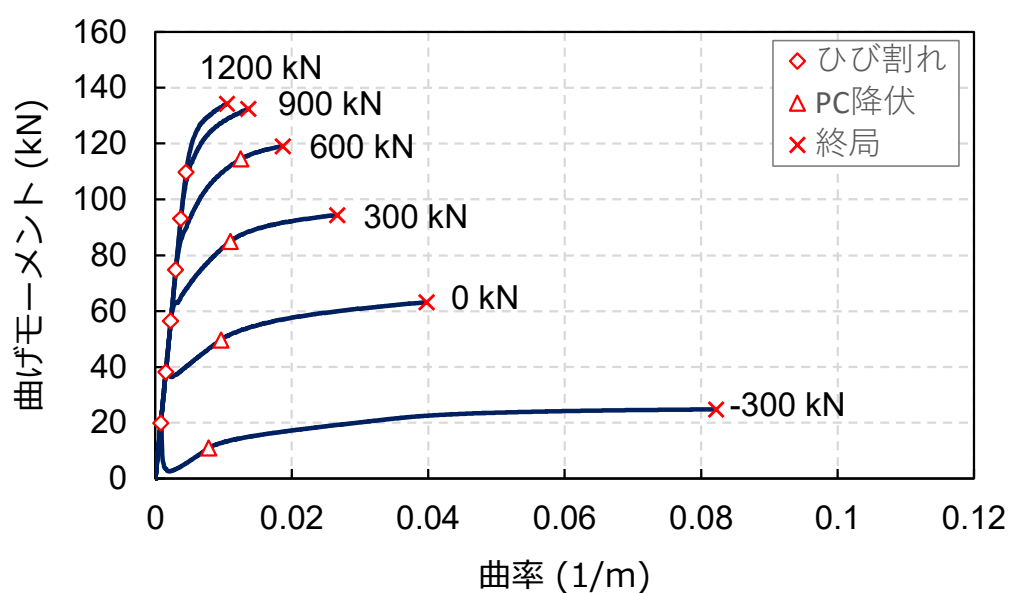


図 5.1.2-5 様々な軸力下における杭の M- ϕ 関係

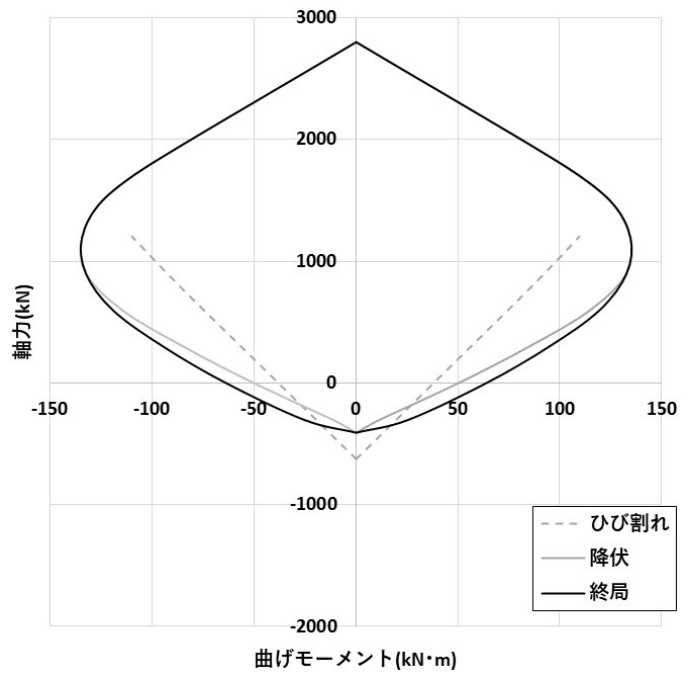


図 5.1.2-6 杭の M-N 関係 (PC 杭規格値を参照)

表 5.1.2-5 基礎梁の物性

断面積 $A(\text{m}^2)$	ねじりモーメント $J(\text{m}^4)$	断面二次モーメント $I_x(\text{m}^4)$	断面二次モーメント $I_y(\text{m}^4)$	ヤング係数 $E(\text{kN}/\text{m}^2)$	ポアソン比	密度(t/m^3)
0.492	2.07E-02	6.20E-02	6.56E-03	2.80E+07	0.2	2.400

5

表 5.1.2-6 パイルキャップ (ブリック要素) の物性

ヤング係数 $E(\text{kN}/\text{m}^2)$	ポアソン比	密度(t/m^3)
2.80E+07	0.2	2.400

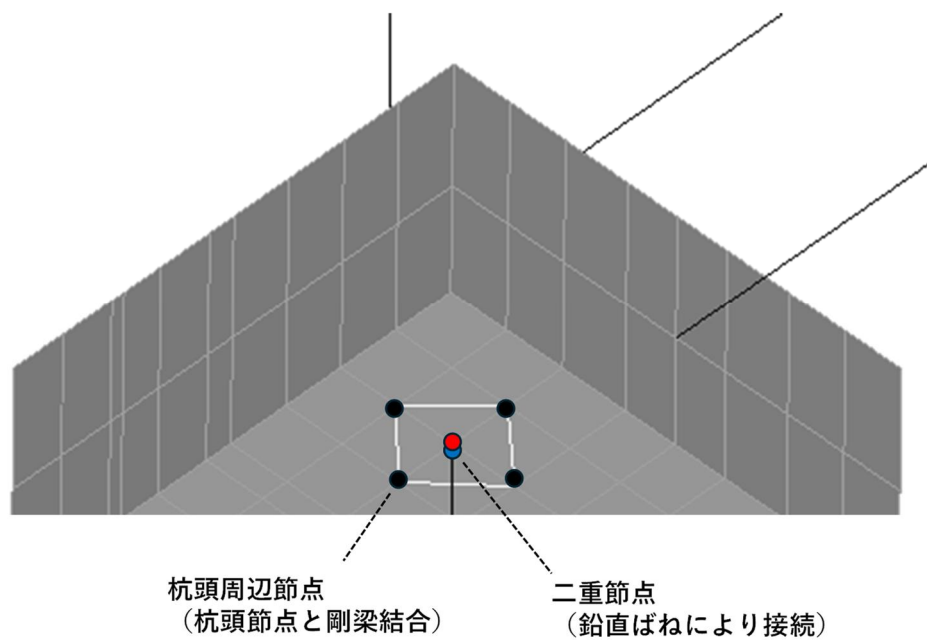


図 5.1.2-7 杭頭-パイルキャップ間の境界条件

表 5.1.2-7 柱（上部構造物）の物性

断面積 $A(m^2)$	ねじりモーメント $J(m^4)$	断面二次モーメント $I_x(m^4)$	断面二次モーメント $I_y(m^4)$	ヤング係数 $E(kN/m^2)$	ポアソン比
0.5625	1.05E-01	2.64E-02	2.64E-02	2.80E+07	0.2

RFL~7FL密度 (t/m^3)	7FL~6FL密度 (t/m^3)	6FL~5FL密度 (t/m^3)	5FL~4FL密度 (t/m^3)	4FL~3FL密度 (t/m^3)	3FL~2FL密度 (t/m^3)	2FL~1FL密度 (t/m^3)
1.91	4.00	3.98	4.61	4.73	4.39	2.34

表 5.1.2-8 梁（上部構造物）の物性

断面積 $A(m^2)$	ねじりモーメント $J(m^4)$	断面二次モーメント $I_x(m^4)$	断面二次モーメント $I_y(m^4)$	ヤング係数 $E(kN/m^2)$	ポアソン比
0.2925	1.11E-02	1.03E-02	4.94E-03	2.80E+07	0.2

RFL密度 (t/m^3)	7FL密度 (t/m^3)	6FL密度 (t/m^3)	5FL密度 (t/m^3)	4FL密度 (t/m^3)	3FL密度 (t/m^3)	2FL密度 (t/m^3)	1FL密度 (t/m^3)
3.81	5.93	6.32	6.20	6.20	6.20	6.47	8.15

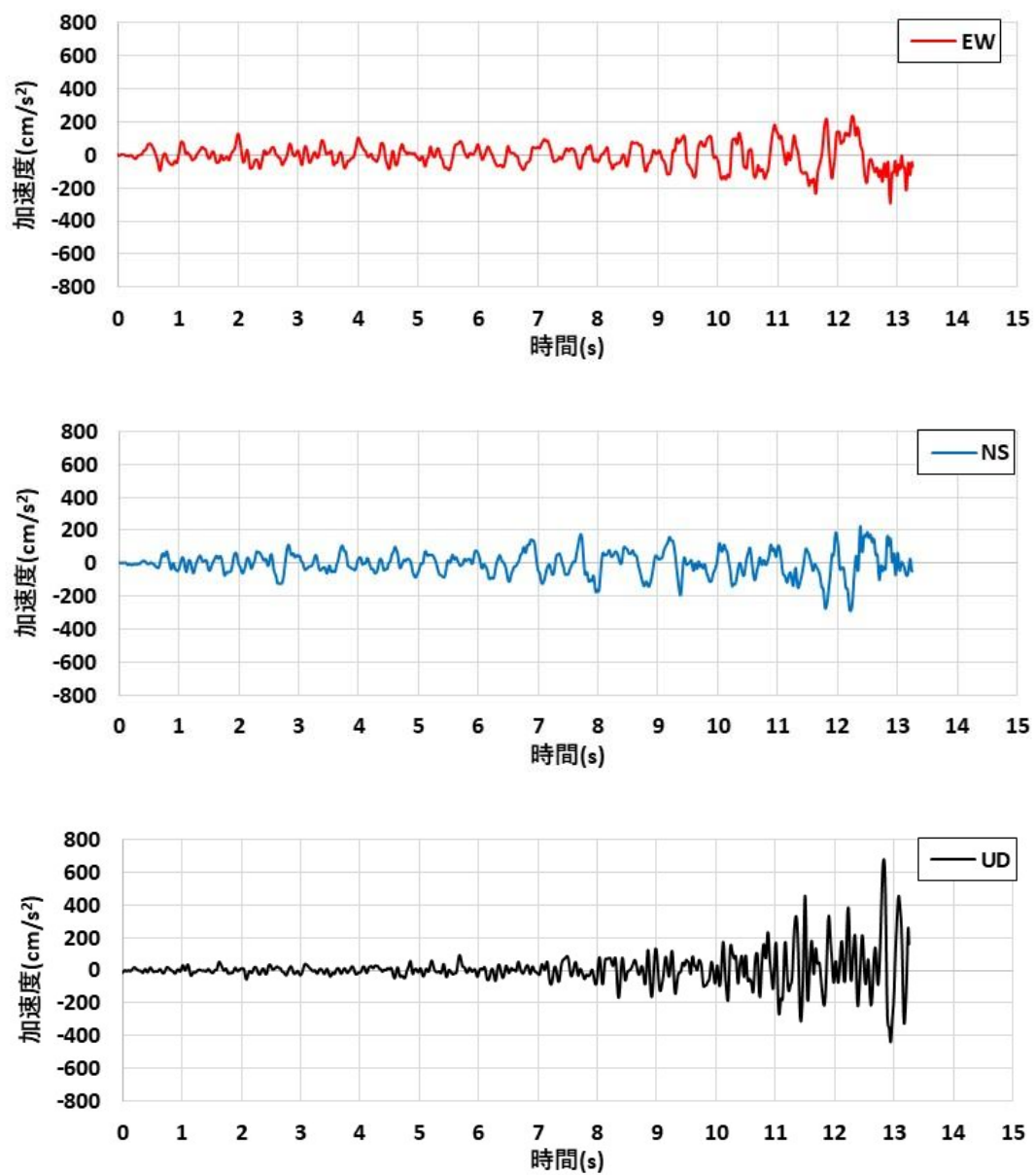


図 5.1.2-8 入力波

5.1.3 解析結果

上部構造物の最大絶対加速度、最大絶対変位の鉛直分布を図 5.1.3-1 に示す。最大ベースシア係数は EW 方向で 0.645、NS 方向で 0.428 となる。

5 構造物頂部水平加速度、頂部水平変位の時刻歴を図 5.1.3-2 に示す。EW 方向では 6s 付近で、NS 方向では 7s 付近で頂部加速度が 500cm/s^2 程度に達しており、それに伴って水平変位も増大している。

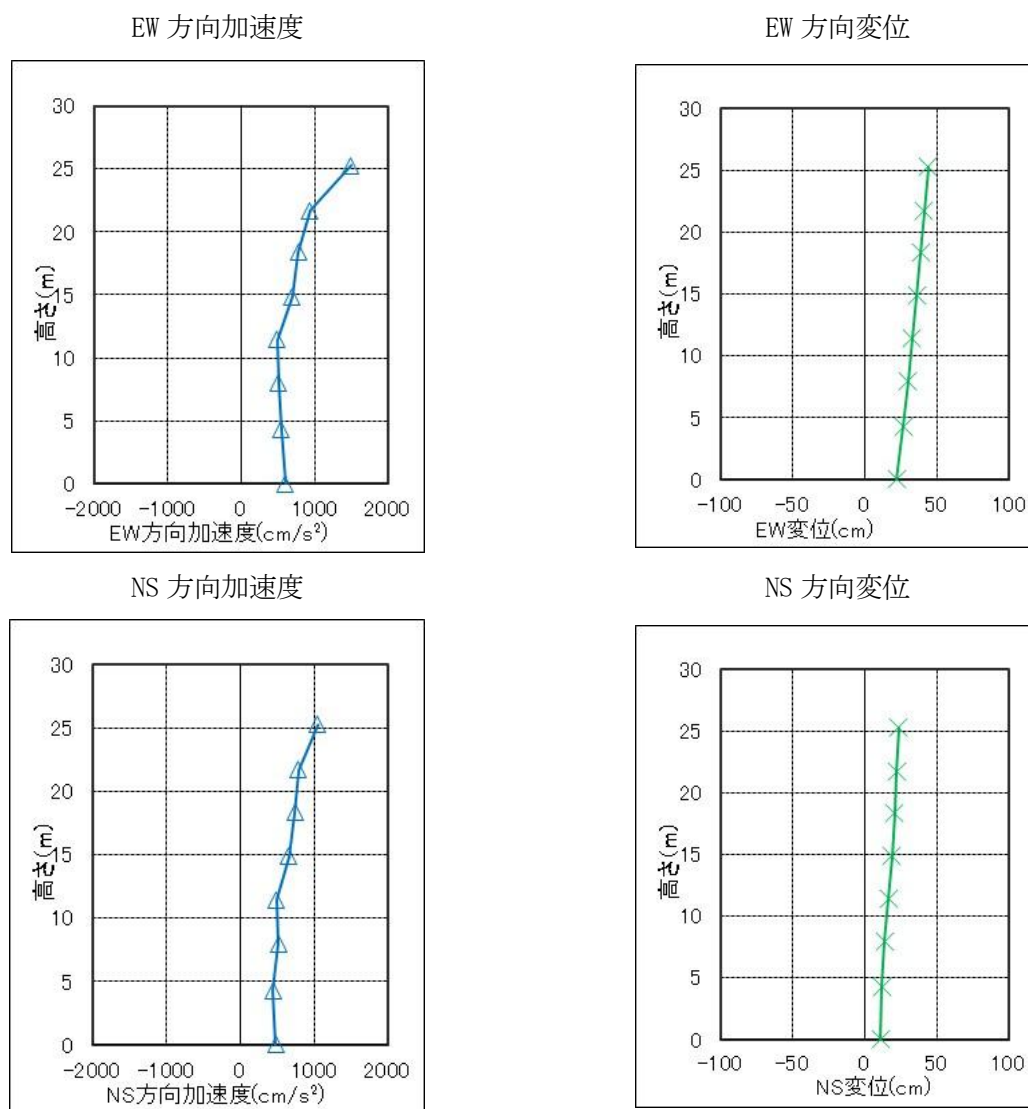
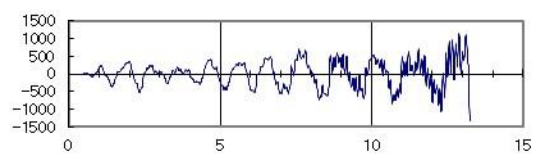
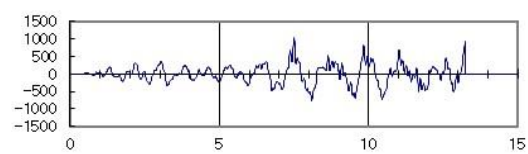


図 5.1.3-1 構造物の最大絶対加速度、最大絶対変位の鉛直分布

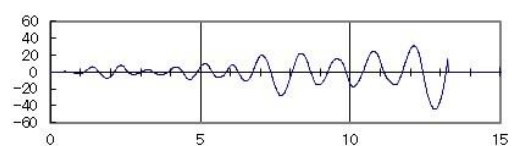
EW 方向頂部加速度



NS 方向頂部加速度



EW 方向頂部変位



NS 方向頂部変位

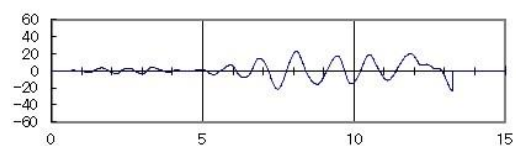


図 5.1.3-2 構造物の頂部加速度、頂部変位の鉛直分布

42本の杭のうち、4隅の杭頭（G.L. -1.42m）のM-N関係を図5.1.3-3、図5.1.3-4に示す。杭頭で初めて終局に達した時刻を図5.1.3-5、図5.1.3-6にまとめる。また、4隅の杭頭における曲げモーメントの時刻歴を図5.1.3-7（EW方向）、図5.1.3-8（NS方向）に示し、4隅の杭頭が初めて終局に達した時刻をピンク色のプロットで示す。

- 5 EW-NS平面上の構造物1FLの変位を図5.1.3-9に示す。EW方向に着目すると、構造物1FLが北東側に変位したタイミング（6.9s付近）で、杭③⑤⑥④②が圧縮側で、杭①②③⑦⑧が引張側で終局に達した。その後、南西側に変位したタイミング（7.5s付近）で、杭①②⑤⑥が圧縮側で、杭③④⑦⑧が引張側で終局に達した。これらのピークの後、4隅の杭頭が再び終局に達した時刻を図5.1.3-7に緑色のプロットで示す。図より、8-11sにおいても隅杭が複数回にわたって終局に達していることが分かる。
- 10 さらに、基盤加速度が増大すると（11s以降）、構造物1FLが12.09s付近で東側に、12.87s付近で西側にそれぞれ大きく変位し、図5.1.3-5に示すように、最終的には全ての杭頭が終局に達する結果となった。NS方向では、構造物1FLが北東側に変位したタイミング（6.9s付近）で杭①②③⑦⑧が圧縮側で、杭③⑤⑥④②が引張側で終局に達したのち、南西側に変位したタイミング（7.5s付近）で、杭①②⑤⑥が圧縮側で終局に達した。
- 15 杭②において、杭頭部で曲げモーメントが最大に達する12.09sと、地中部のモーメントが最大に達する12.87sにおけるEW方向の曲げモーメント、杭・自由地盤EW方向変位の深度分布を図5.1.3-10に示す。12.09sでは地中部で曲げモーメントがピークとなる深度が層境界のG.L. -6.5mなのに対して、12.87sではG.L. -3.5mである。杭・自由地盤変位に着目すると、12.09sに比べて12.87sの地盤変位が小さく、杭変位は大きい。図5.1.3-11に構造物頂部の加速度と地表面変位の時刻歴の比較を示す。12.09sでは、頂部加速度（構造物慣性力とほぼ対応）と地表面変位のピークが概ね一致している。一方、12.87sでは、加速度がピークとなる直前であるのに対して、変位が低減し始めており、位相のずれが発生している。その結果、12.09sと12.87sでの慣性力と地盤変位の大きさがどうなっているかを見ると、12.09sでは地盤変位が、12.87sでは慣性力が相対的に卓越していることが読み取れる。したがって12.09sでは地盤変位の影響によって層境界での曲げが大きくなっているのに対し、12.87s
- 20 では慣性力の影響で発生する地中部の曲げのピークが層境界より浅い深度に現れていると推察される。
- 25 EW方向について、4隅の杭の地中部（G.L. -3.5m）のM-N線図と、初めて終局に達した時刻を図5.1.3-12、図5.1.3-13に示す。杭①②⑤⑥の頭部において終局に達した直後（7.62s付近）で、地中部において杭①が圧縮側で、杭③④⑦⑧が引張側で終局に達する。その後、北東側に構造物1FLが変位するタイミング（時刻8.18s付近）で杭③⑥④②が圧縮側で終局に達する。そして、西側に大きく変位したタイミング（時刻12.8s付近）で、杭全体で地中部において終局に達する。
- 30 以上より、特にEW方向において、本解析の開始から約6-7s経過した、基盤の入力加速度が 100cm/s^2 程度と比較的小さな時点から隅杭を中心に杭頭が終局に達し始め、複数回終局限界を超える応答を繰り返した後、入力加速度が 200cm/s^2 程度に達する11s以降に全ての杭頭及び地中部で終局に達するという解析結果が得られた。全ての杭の杭頭部と地中部がEW方向の振動で終局限界に達し、二点ヒンジを形成したという解析結果は、杭基礎構造が不安定となり、建物を支持する能力を喪失した可能性を示唆していると考えられる。
- 35

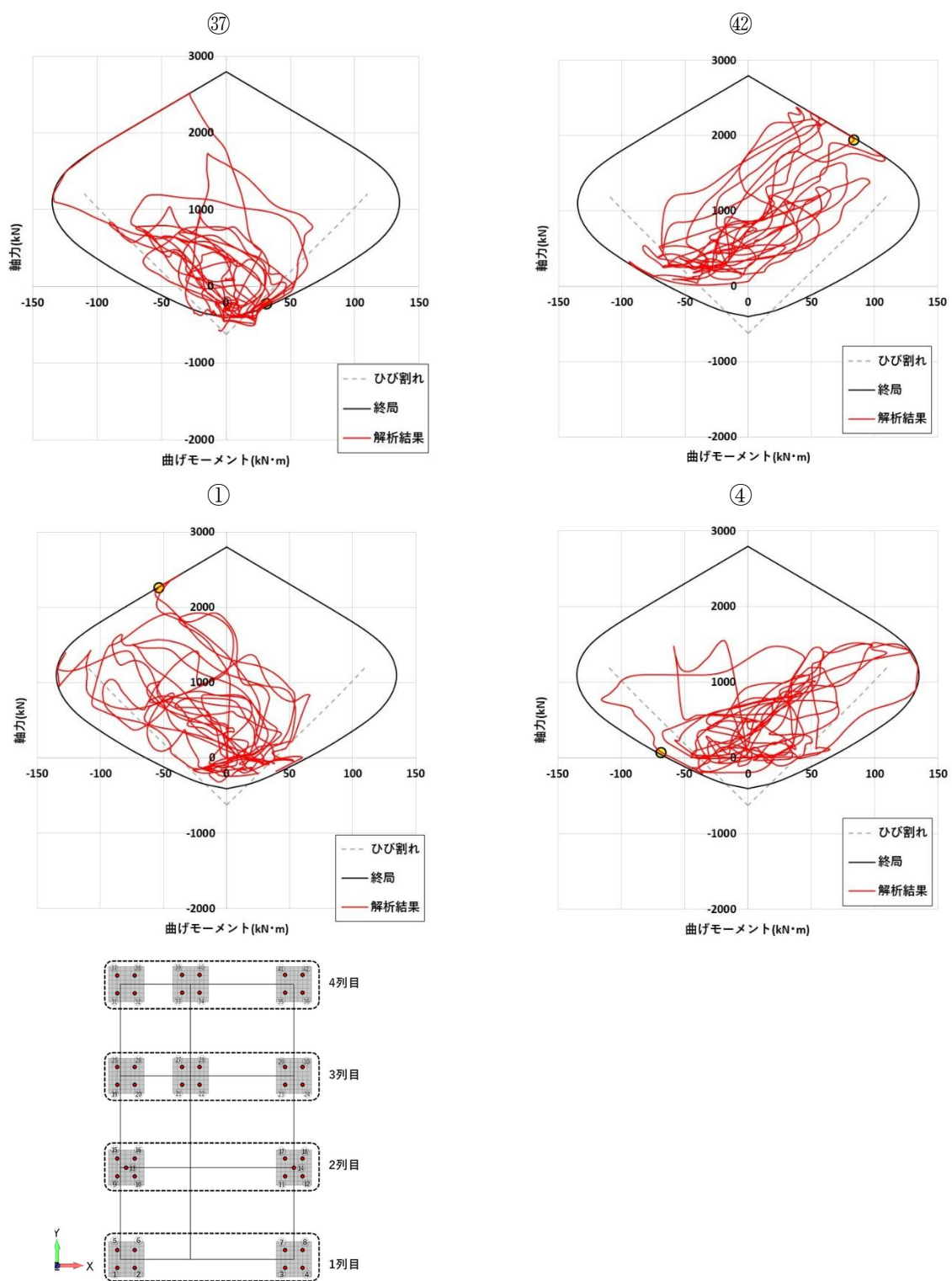


図 5.1.3-3 隅杭の M-N 線図 (杭頭 EW 方向)

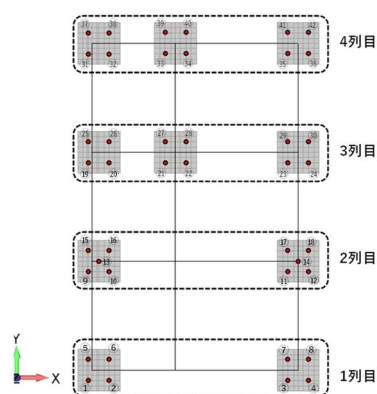
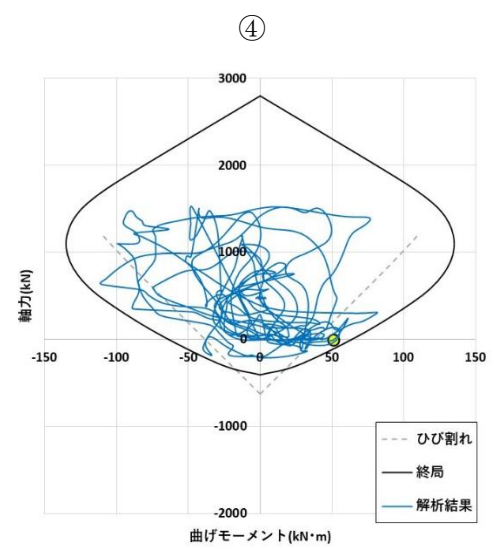
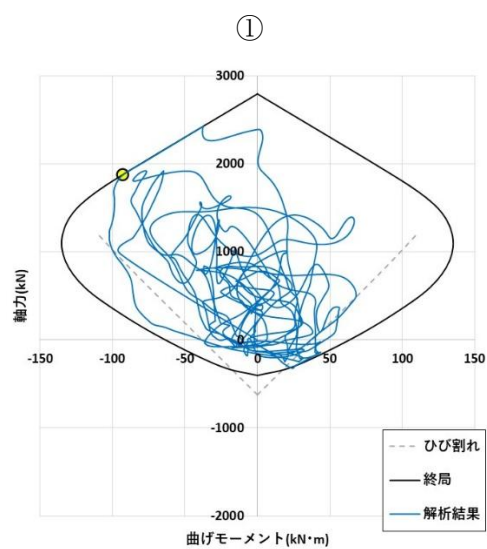
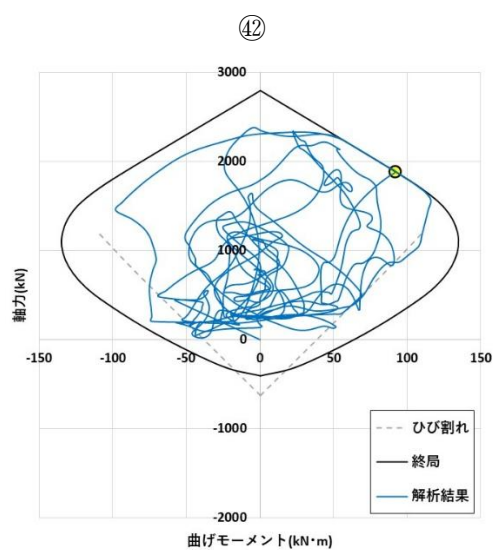
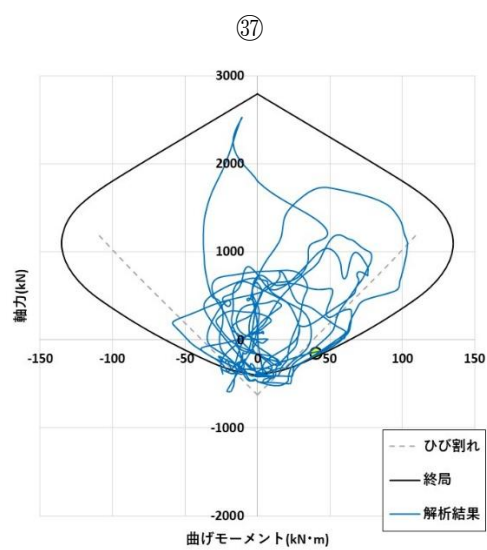


図 5.1.3-4 隅杭の M-N 線図 (杭頭 NS 方向)

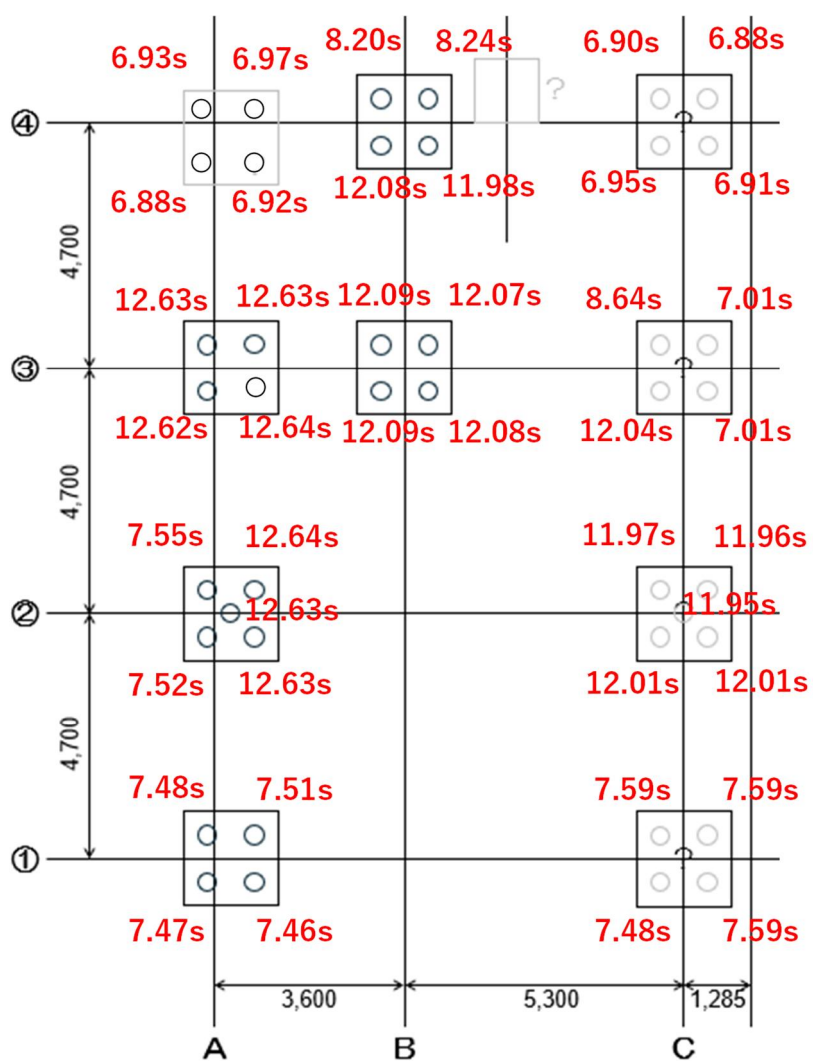


図 5. 1. 3-5 杭頭で初めて終局に達した時刻 (EW 方向)

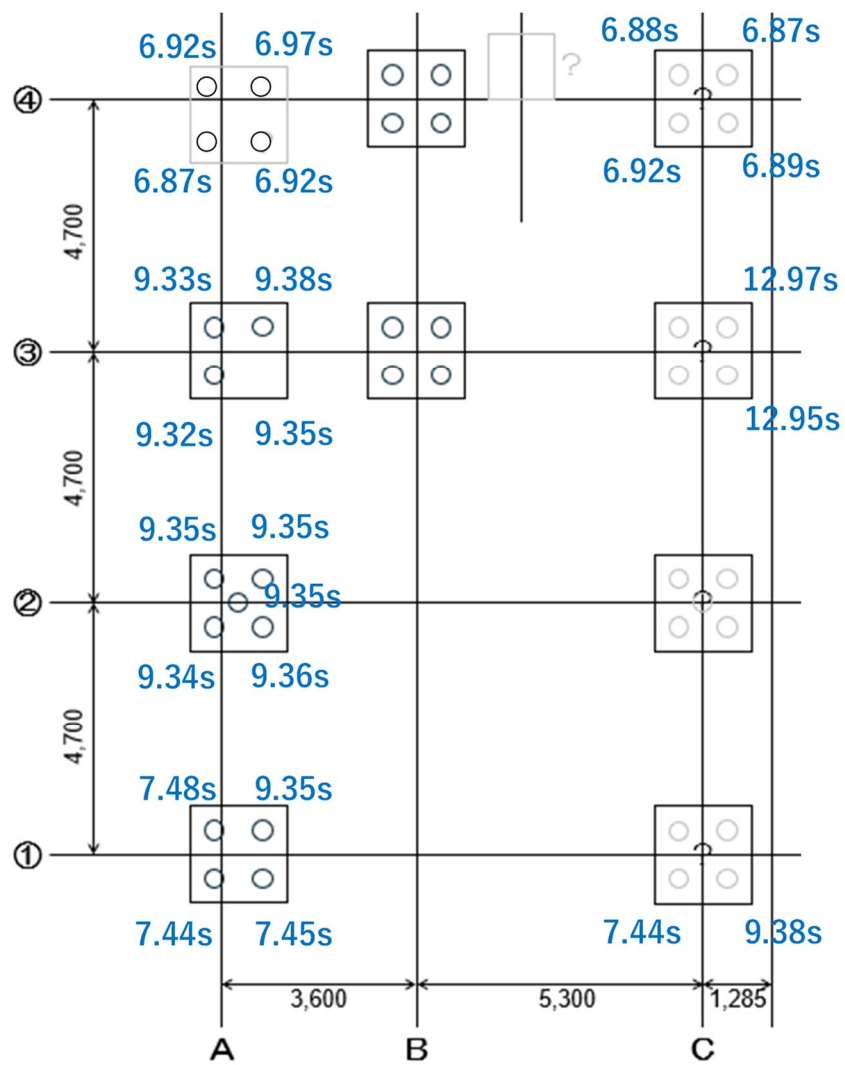


図 5. 1. 3-6 杭頭で初めて終局に達した時刻 (NS 方向)

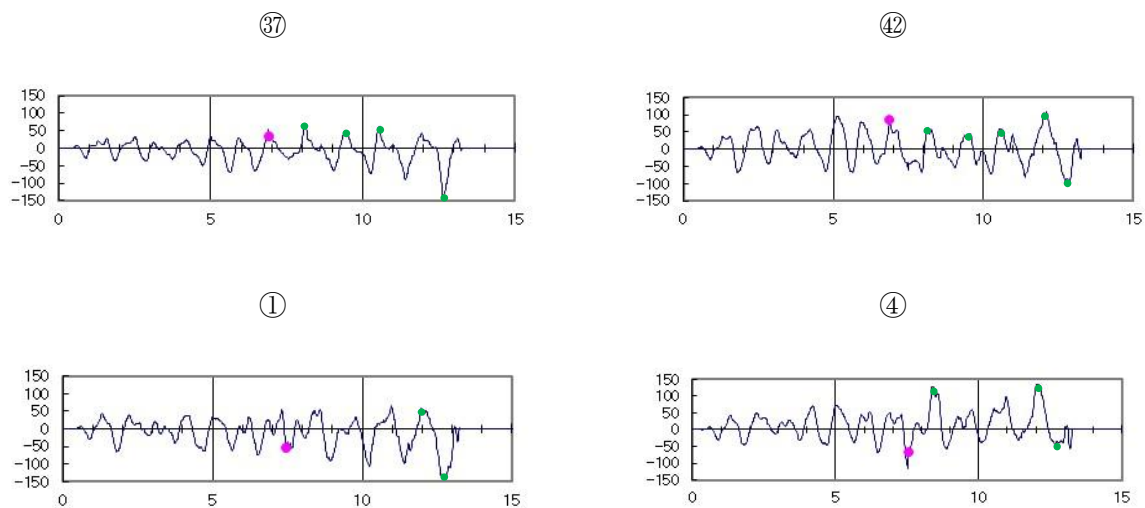


図 5.1.3-7 EW 方向杭頭曲げモーメントの時刻歴（プロットは終局時を示す）

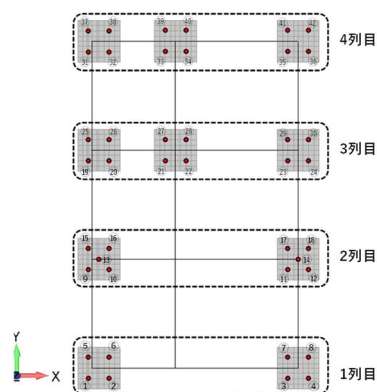
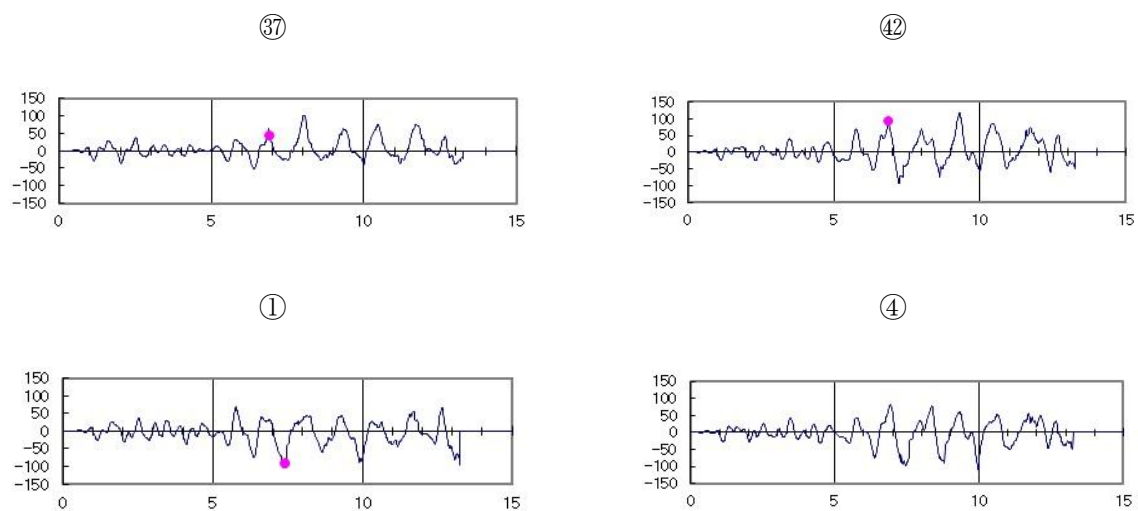


図 5.1.3-8 NS 方向杭頭曲げモーメントの時刻歴（プロットは終局時を示す）

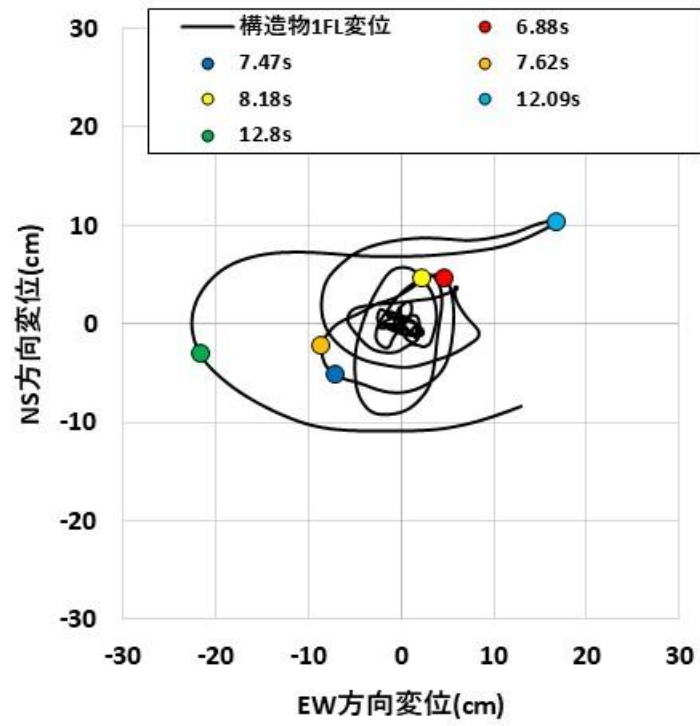
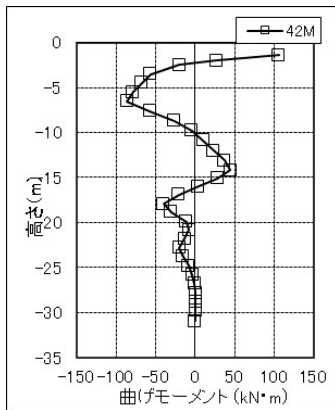
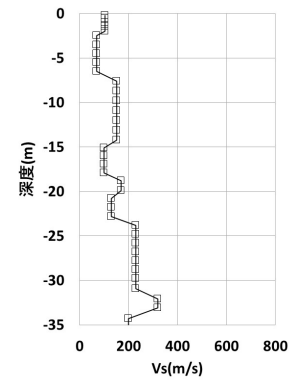
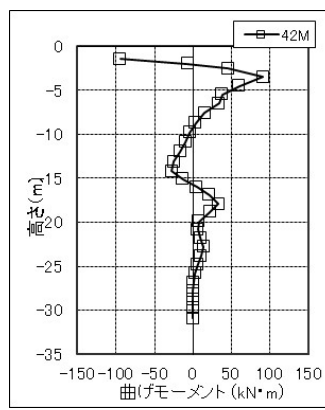


図 5.1.3-9 EW-NS 平面上における構造物 1FL の変位

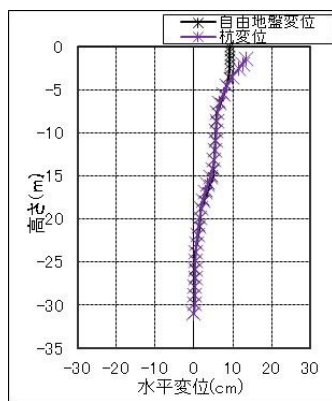
12.09s 曲げモーメント



12.87s 曲げモーメント



12.09s 杭・自由地盤変位



12.87s 杭・地盤変位

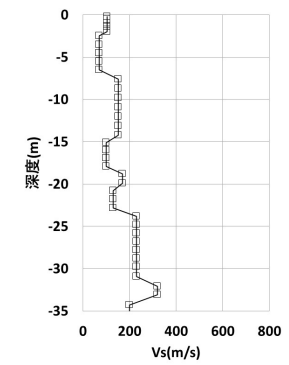
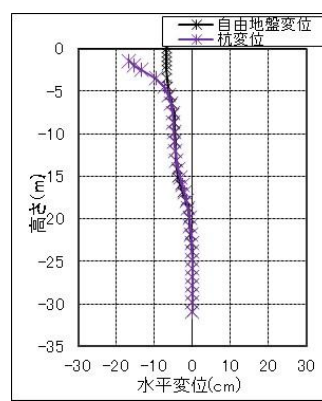


図 5.1.3-10 杭④の曲げモーメント、自由地盤・杭水平変位の深度分布

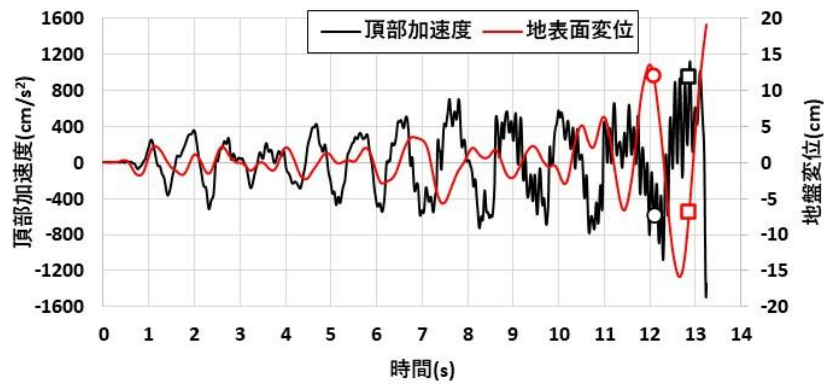


図 5.1.3-11 構造物 1FL 加速度と地表面変位の時刻歴
(○プロットは 12.09s、□プロットは 12.87s を示す)

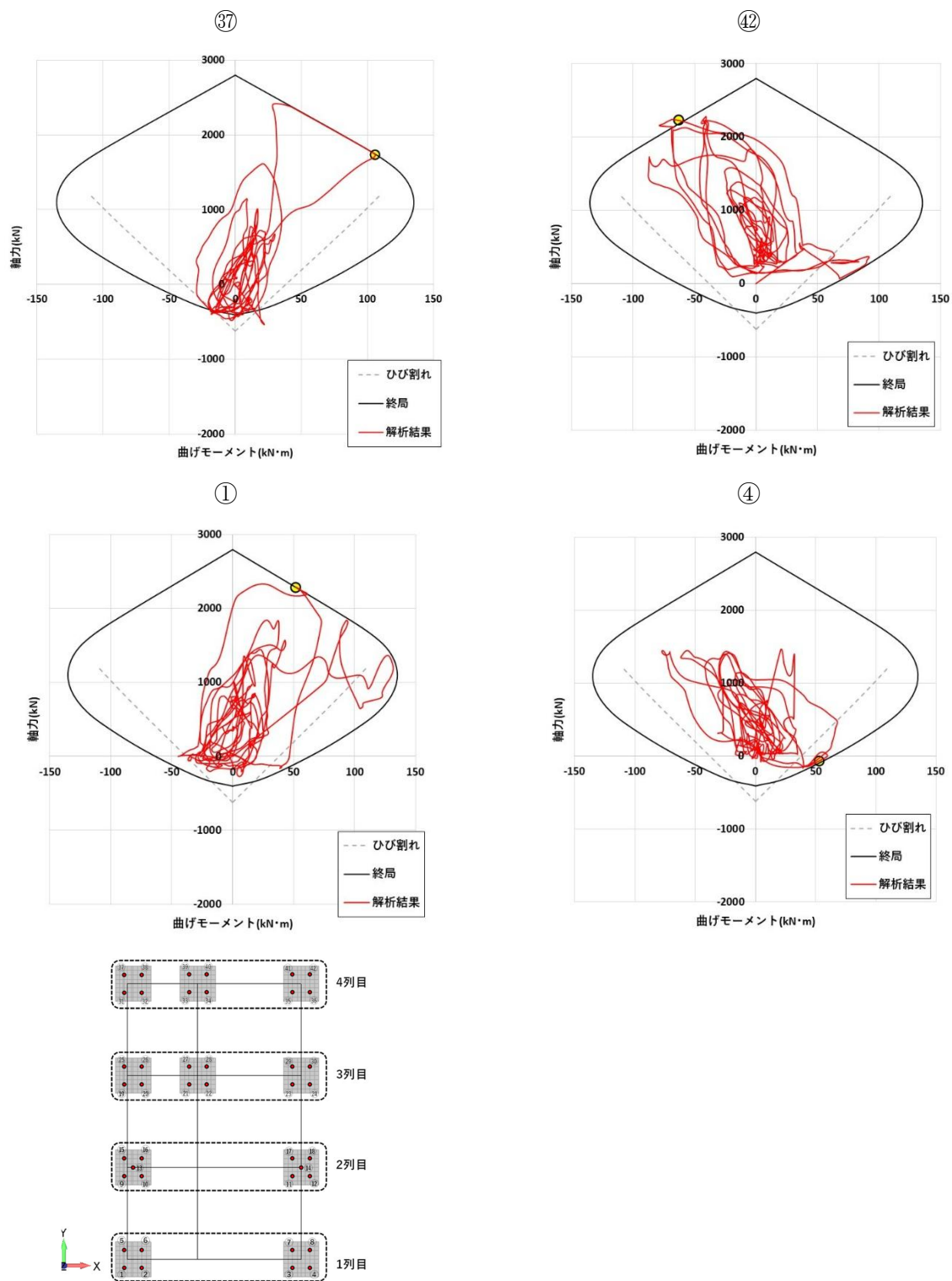


図 5.1.3-12 隅杭の M-N 線図 (G.L. -3.5m EW 方向)

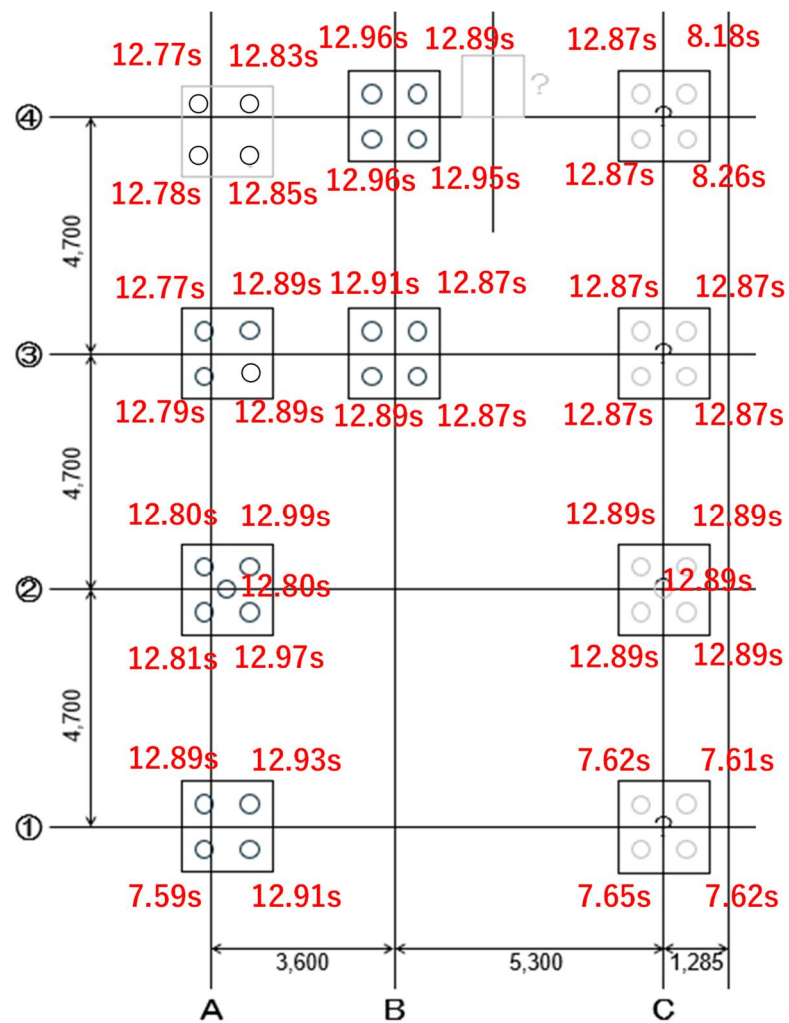


図 5. 1. 3-13 G. L. -3. 5m で初めて終局に達した時刻 (EW 方向)

4 隅の杭頭の Q-N 関係を図 5. 1. 3-14、図 5. 1. 3-15 に示す。ただし、斜長応力、縦ひび割れによる安全限界せん断力は PHC 杭のせん断耐力式^{5. 1. 10)}を参照しており、式(3) (4)により算出される。ただし、 α はせん断スパン比により決まる係数、 t は杭の肉厚、 I は杭の断面二次モーメント、 S_0 は断面芯より片側にある杭断面の断面 1 次モーメント、 σ_g は有効プレストレスを考慮した軸応力度、 σ_d はコンクリートの斜長応力度、 η_1 は PC 鋼材による断面欠損を考慮するための係数、 F_c はコンクリートの設計基準強度 (=50N/mm²) を示す。一部の杭の杭頭せん断力は、斜長応力もしくは縦ひび割れによるせん断耐力を上回っており、杭頭においてせん断破壊が生じていた可能性が考えられる。これは、現地調査において、杭頭部にせん断破壊・縦ひび割れが見られたという結果と調和的である。

$$Q_{u1} = 0.75\alpha \frac{tI}{S_0} \sqrt{(\sigma_g + 2\sigma_s)^2 - \sigma_g^2} \quad \text{式(3)}$$

$$Q_{u2} = 0.75\alpha\eta_1 \frac{2tI}{S_0} 1.9F_c^{0.323} \quad \text{式(4)}$$

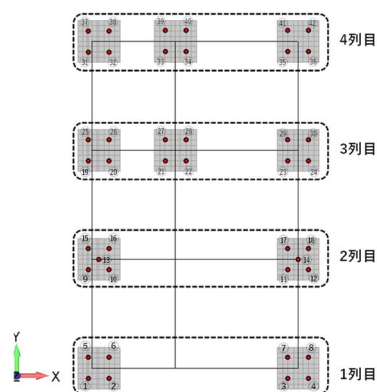
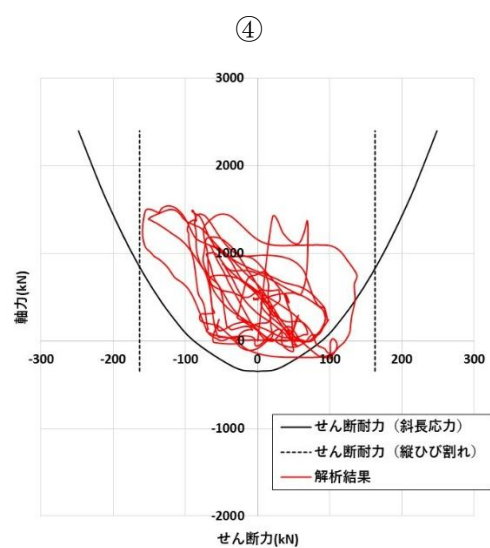
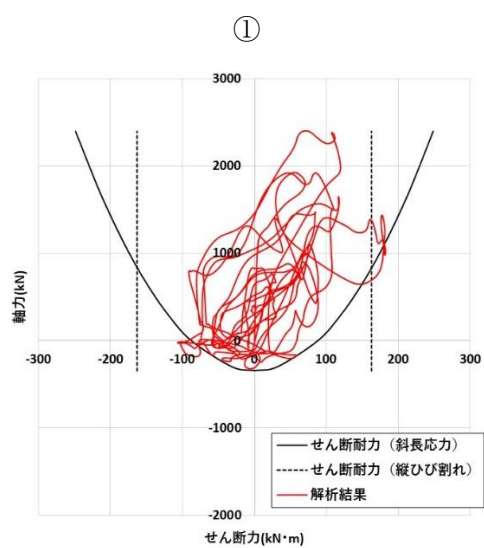
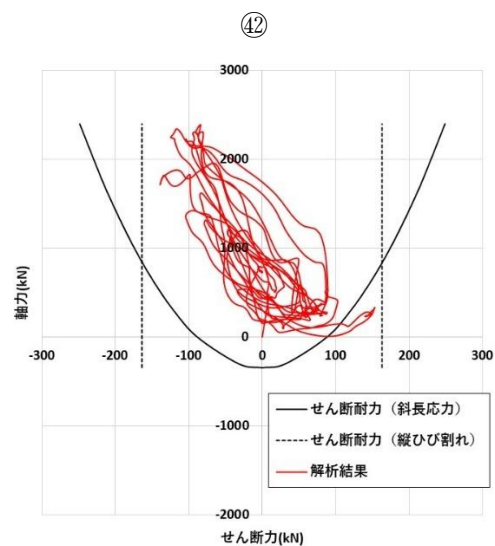
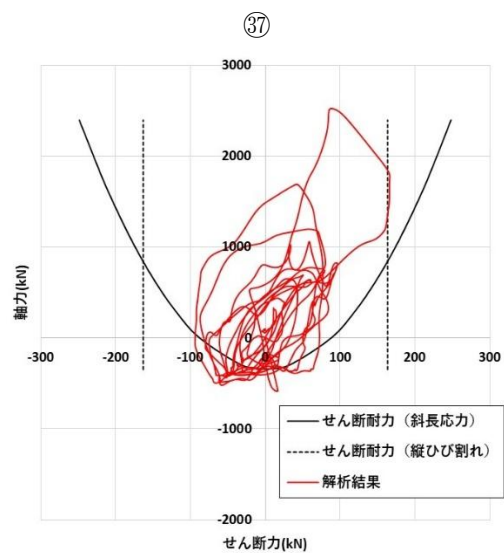


図 5. 1. 3-14 隅杭の Q-N 線図 (杭頭 EW 方向)

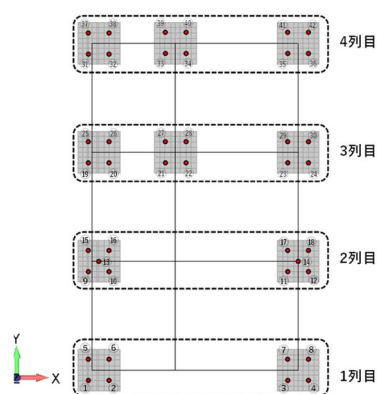


図 5.1.3-15 隅杭の Q-N 線図 (杭頭 NS 方向)

5.1.4 まとめ

A建物を対象とした三次元動的地盤連成解析を実施した。隅杭を中心に杭頭が早期に曲げ終局状態に達し、主要動が大きくなると全ての杭で2点ヒンジが発生する結果となった。この結果、杭は建物を支持する能力を喪失し、建物の転倒に繋がった可能性が考えられる。

- 5 本モデルでは、建物根入れ部と地盤の境界条件、杭頭とフーチングの接合条件ならびに構造物のモデル化、一部の群杭の本数など、実際の状況を十分に反映し切れていない。特に、大きな引拔が作用しても杭頭はフーチングとつながったままの計算となっており、実際には生じていたであろう荷重の再分配が考慮できていない。寄り精緻な検討のためには、これらの点の改善が必要である。

10

【5.1 節 参考文献】

- 15 5.1.1) 鈴木ら：2007 年能登半島地震における K-NET 穴水・JMA 輪島の強震記録から推定した粘性土地盤の非線形形状, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 645 号, pp. 2003-2010, 2009.
- 5.1.2) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究, 名古屋工業大学博士論文, 1997.
- 5.1.3) Jennings, P. C.: Periodic Response of General Yielding Structure, ASCE, Vol.90, No. EM2, pp.131-167, 1964.
- 20 5.1.4) 室野剛隆：強震時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第 32 号, 財団法人鉄道総合技術研究所, pp. 73-86, 1999
- 5.1.5) Akiyoshi, T., Matsumoto, H., Fuchida, K. and Fang, H. L.: Cyclic mobility behavior of sand by the three-dimensional strain space multimechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.18, pp.397-415, 25 1994.
- 5.1.6) 今津ら：砂礫材料の動的変形特性, 土質工学研究発表会発表講演集, 21th 2-1, pp.509-512, 1986.
- 5.1.7) Martin, F.: A scaled conjugate gradient algorithm for fast supervised learning, *Neural Networks*, Vol.6, pp.525-533, 1993.
- 30 5.1.8) 武田ら：鉄筋コンクリート構造物の復元力特性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 168 号, pp.1-9, 1970.
- 5.1.9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2019.
- 5.1.10) 日本建築学会：基礎部材の強度と変形性能, 2022.

35

5.2 杭の破壊による建物の不安定化に着目した 3 次元 FEM 地震応答解析

5.2.1 検討目的

本解析的検討では、三次元有限要素法による時刻歴応答解析を行い、転倒に至った主たる要因や、
5 順序（シナリオ）を検討する。検討項目とシナリオを整理したものを図 5.2-1 に示す。本検討では地
震の発生から建物の転倒まで至る過程を 3 つのフェーズで考えた。フェーズ 1 は杭の支持力が喪失し
た段階、フェーズ 2 は杭の支持力が失われた後、フーチング底面が建物を支えた段階、フェーズ 3 は
10 フーチングが徐々に沈下することで転倒運動した段階である。本解析手法（有限要素法解析）の限界
からフェーズ 1 までが本検討手法によって検討可能な範囲と考えられる。加えて本検討ではフェーズ
2 の初期段階として杭の破壊に伴う建物挙動の変化や杭破壊後のフーチング底面に生じた接地圧を推
定するため、杭の要素については杭の破壊に伴う剛性や応力の喪失を考慮できる特殊なモデル化を試
みた。

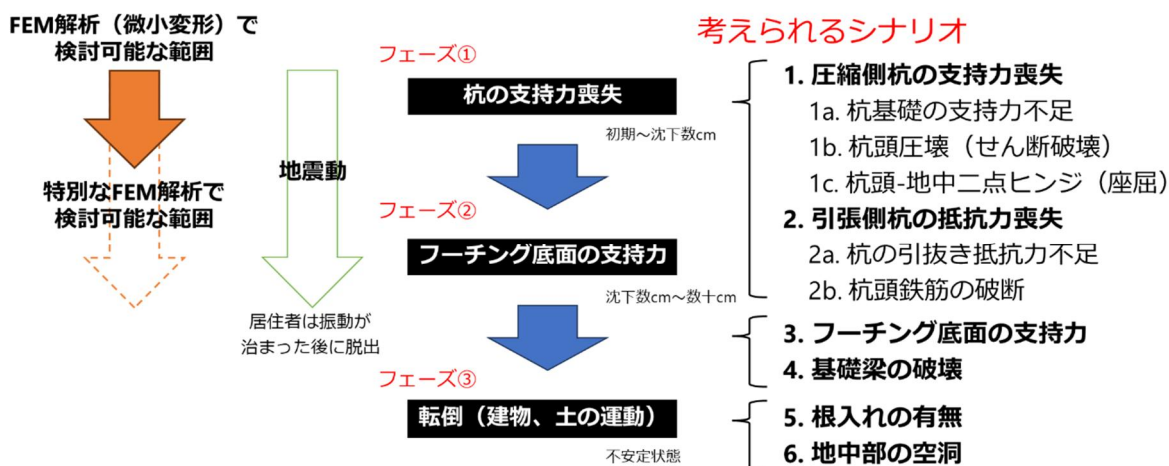
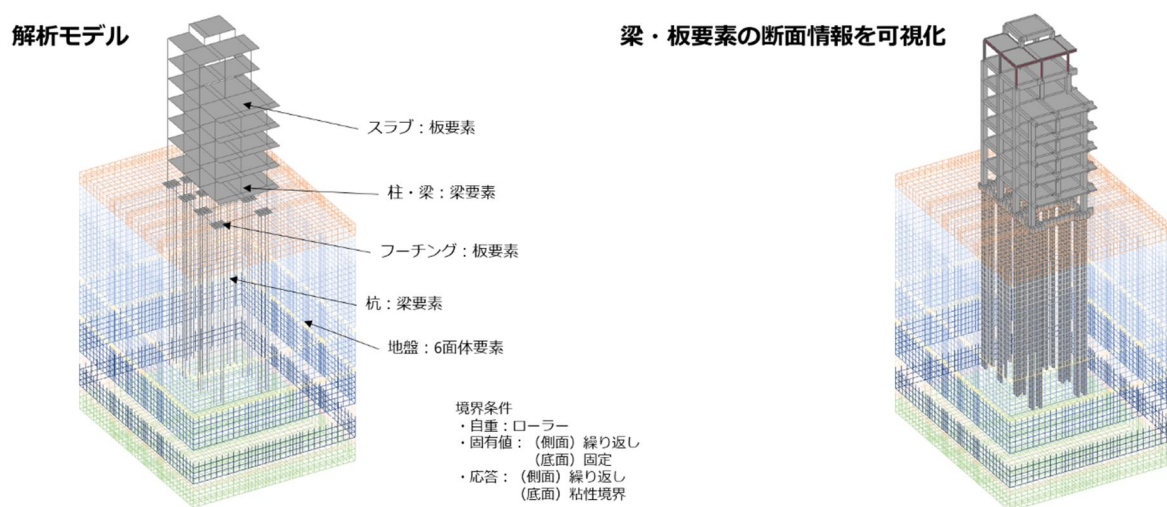


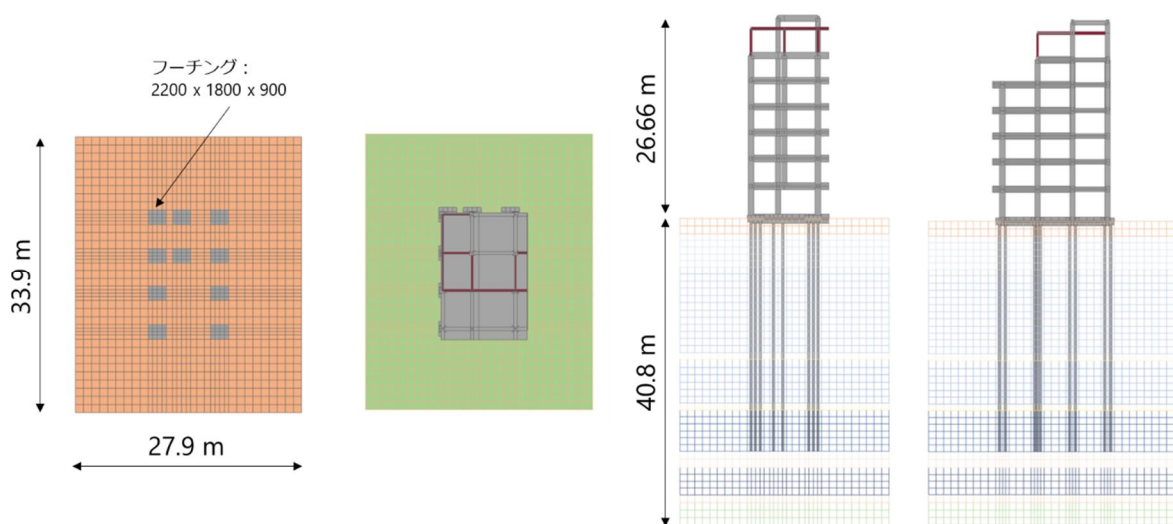
図 5.2-1 検討項目・シナリオの整理

5.2.2 解析モデル

本検討に用いた解析モデルの概要を図 5.2-2 に、各要素間の接続関係を図 5.2-3 に示す。



5 a) 解析モデル俯瞰図 b) 解析モデル俯瞰図（断面形状可視化）



c) 解析モデル平面図 d) 解析モデル立面図

図 5.2-2 解析モデル概要

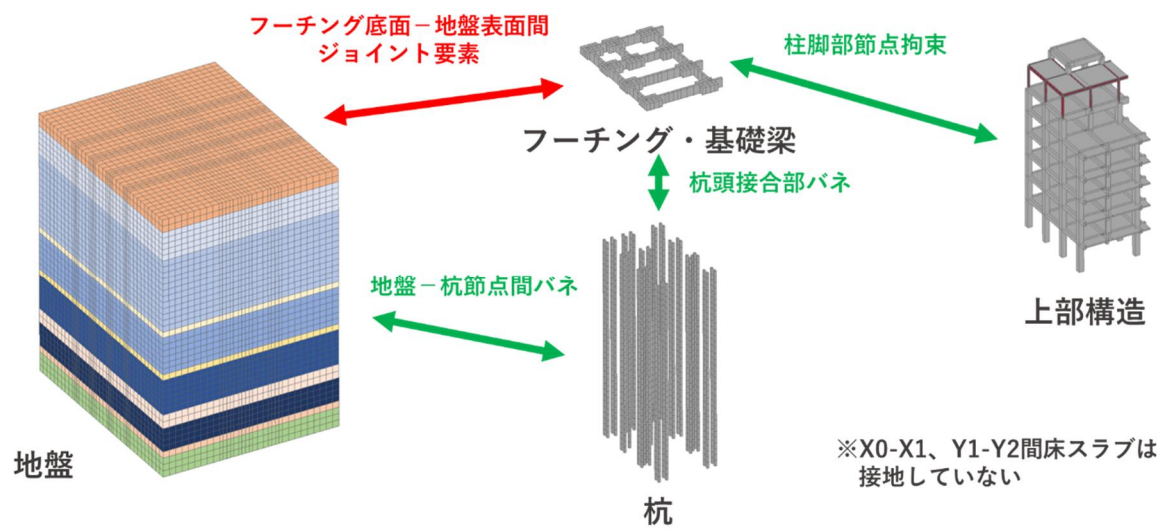


図 5. 2-3 各要素間の接続関係

本解析の地盤の構成則には石原・吉田・辻野モデル^{5.2.1)}を3次元に拡張させたモデルを用いた。本モデルは動の変形特性について室内試験結果をそのまま用いることができるモデルである。また、地盤強度と動の変形試験結果を両立させるため、せん断ひずみ 100%時に地盤のせん断強度 τ_f になるよう、滑らかに外挿した (図 5.2-4)。

5

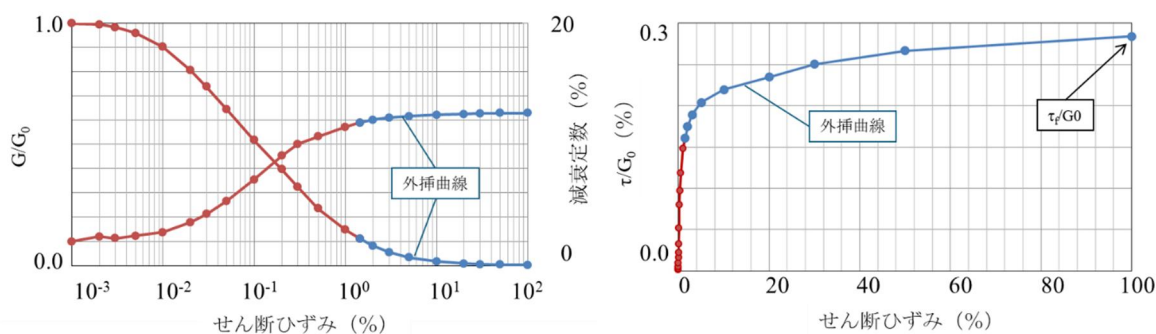


図 5.2-4 動の変形特性の外挿

地盤は各層厚が 1m 前後になるように分割した。各層の地盤材料物性を表 5.2-1、表 5.2-2 に示す。表 5.2-1 に示した地盤の剛性は主に地盤調査における PS 検層結果から設定した。表層の埋め土層(B)の S 波速度については第 3 章の微動探査結果を参考にした。表 5.2-2 に示す地盤の強度定数 (c' , ϕ') については、各層の強度試験結果を参考に設定した。先述のせん断強度 τ_f は下式によって算出した。

$$\tau_f = c' \cos \phi' + \sigma_m' \sin \phi'$$

ここで、 σ_m' は各層中央の有効応力である。

試験が行われていない層のうち、青字で示す Ac3 層については、上部層の Ac2 層の物性を準用し、赤字で示す Ac3 層、As2 層、Ac4 層、Ac5 層については τ_f/G_0 が変形特性の外挿曲線を下回らず、滑らかな応力ひずみ曲線になるような強度を設定した。

表 5.2-1 地盤物性 (1)

層No.	土質 記号	下端深度	湿潤密度	Vs	Vp	Vp/Vs	ポアソン比	G0	E0
		(GL-m)	(g/cm ³)	(m/s)	(m/s)			(MN/m ²)	(MN/m ²)
1	B	1.00	1.80	104.3	590	5.7	0.484	19.6	58.1
2		2.00	1.80	104.3	590	5.7	0.484	19.6	58.1
3	Ac1	2.90	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
4		3.80	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
5		4.70	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
6		5.60	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
7		6.50	1.34	70	1270	18.1	0.498	6.6	19.7
8	Ac2-1	7.46	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
9		8.42	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
10		9.38	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
11		10.34	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
12		11.30	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
13		12.26	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
14		13.22	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
15		14.18	1.54	100	1350	13.5	0.497	15.4	46.1
16	Ac2-2	15.11	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
17		16.04	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
18		16.97	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
19		17.90	1.63	100	1350	13.5	0.497	16.3	48.8
20	As1	18.80	1.71	170	1560	9.2	0.494	49.4	147.7
21	Ac3-1	19.90	1.65	170	1560	9.2	0.494	47.7	142.5
22	Ac3-2	20.87	1.65	130	1430	11.0	0.496	27.9	83.4
23		21.84	1.65	130	1430	11.0	0.496	27.9	83.4
24		22.81	1.65	130	1430	11.0	0.496	27.9	83.4
25	Ac3-2	23.72	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
26		24.63	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
27	As2	25.54	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
28	Ac4	26.45	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
29		27.36	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
30		28.27	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
31		29.18	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
32		30.09	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
33		31.00	1.65	180	1490	8.3	0.493	53.5	159.6
34		32.08	2.00	320	1840	5.8	0.484	204.8	608.0
35	Ag1	33.16	2.00	320	1840	5.8	0.484	204.8	608.0
36	Ac5	34.07	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
37		34.98	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
38		35.89	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
39		36.80	1.70	200	1580	7.9	0.492	68.0	202.9
40	Ag2	37.80	2.00	370	1930	5.2	0.481	273.8	811.0
41	Tm	38.80	1.80	610	1830	3.0	0.438	669.8	1925.6
42		39.80	1.80	610	1830	3.0	0.438	669.8	1925.6
43		40.80	1.80	610	1830	3.0	0.438	669.8	1925.6

表 5.2-2 地盤物性 (2)

土質 記号	下端 深度	湿潤 密度	層厚	平均 有効応力	粘着力	内部 摩擦角	せん断 強度	剛性 低下率 曲線 (試料番号)
	GL-m	g/cm ³	m	σ_m	C'	Φ'	τ_f	
				kPa	kPa	deg	kPa	
B	1.00	1.80	1.00	8.8	19.9	16.9	21.6	1-1-1
	2.00	1.80	1.00	26.5	19.9	16.9	26.7	1-1-1
Ac1	2.90	1.34	0.90	36.8	19.9	16.9	29.7	1-1-1
	3.80	1.34	0.90	39.8	19.9	16.9	30.6	1-1-1
	4.70	1.34	0.90	42.8	19.9	16.9	31.5	1-1-1
	5.60	1.34	0.90	45.8	19.9	16.9	32.3	1-1-1
	6.50	1.34	0.90	48.8	19.9	16.9	33.2	1-1-1
Ac2-1	7.46	1.54	0.96	52.8	35.8	17.0	49.7	1-3-1
	8.42	1.54	0.96	57.9	35.8	17.0	51.2	1-3-1
	9.38	1.54	0.96	63.0	35.8	17.0	52.6	1-3-1
	10.34	1.54	0.96	68.1	35.8	17.0	54.1	1-3-1
Ac2-2	11.30	1.54	0.96	73.1	24.5	9.3	36.0	1-3-1
	12.26	1.54	0.96	78.2	24.5	9.3	36.8	1-3-1
	13.22	1.54	0.96	83.3	24.5	9.3	37.6	1-3-1
	14.18	1.54	0.96	88.4	24.5	9.3	38.5	1-3-1
Ac2-3	15.11	1.63	0.93	93.8	49.8	11.2	67.1	1-3-1
	16.04	1.63	0.93	99.5	49.8	11.2	68.2	1-3-1
	16.97	1.63	0.93	105.3	49.8	11.2	69.3	1-3-1
	17.90	1.63	0.93	111.0	49.8	11.2	70.4	1-3-1
As1	18.80	1.71	0.90	117.0	24.3	27.7	75.9	1-3-1
Ac3-1	19.90	1.65	1.10	123.6	49.8	11.2	72.9	1-3-1
Ac3-2	20.87	1.65	0.97	130.2	49.8	11.2	74.1	1-3-1
	21.84	1.65	0.97	136.4	49.8	11.2	75.3	1-3-1
	22.81	1.65	0.97	142.6	49.8	11.2	76.5	1-3-1
Ac3-2	23.72	1.65	0.91	148.6	106.9	0.0	106.9	1-3-1
	24.63	1.65	0.91	154.4	109.6	0.0	109.6	1-3-1
As2	25.54	1.65	0.91	160.2	112.3	0.0	112.3	1-3-1
Ac4	26.45	1.65	0.91	166.0	114.9	0.0	114.9	1-3-1
	27.36	1.65	0.91	171.8	117.6	0.0	117.6	1-3-1
	28.27	1.65	0.91	177.6	120.3	0.0	120.3	1-3-1
	29.18	1.65	0.91	183.4	123.0	0.0	123.0	1-3-1
	30.09	1.65	0.91	189.2	125.6	0.0	125.6	1-3-1
	31.00	1.65	0.91	195.0	128.3	0.0	128.3	1-3-1
Ag1	32.08	2.00	1.08	203.2	0.0	43.3	139.3	1-3-1
	33.16	2.00	1.08	213.7	0.0	43.3	146.6	1-3-1
Ac5	34.07	1.70	0.91	222.1	136.0	0.0	136.0	1-3-1
	34.98	1.70	0.91	228.4	139.4	0.0	139.4	1-3-1
	35.89	1.70	0.91	234.6	142.8	0.0	142.8	1-3-1
	36.80	1.70	0.91	240.9	146.2	0.0	146.2	1-3-1
Ag2	37.80	2.00	1.00	248.9	0.0	45.0	176.0	線形
Tm	38.80	1.80	1.00	257.7				線形
	39.80	1.80	1.00	265.6				線形
	40.80	1.80	1.00	273.4				線形

杭は曲げモーメントー曲率関係が非線形となる梁要素でモデル化した。断面解析によって曲げモーメントー曲率関係を算出する際に用いた杭体コンクリートと PC 鋼線の諸元をそれぞれ表 5.2-3、表 5.2-4 に示す。

5

表 5.2-3 杭体コンクリートの諸元

杭径	350 mm
厚さ	65 mm
強度 (F_c)	50 N/mm ²
圧縮限界ひずみ	0.003
引張強度	$0.56\sqrt{F_c}$

表 5.2-4 PC 鋼線の諸元

径	7.0 mm
本数	8 本
プレストレス量	4.8 N/mm ²
ヤング率	200,000 N/mm ²
圧縮限界ひずみ	0.02
降伏強度	1,325 N/mm ²
引張強度	1,515 N/mm ²

断面解析によって得られた曲げモーメントー軸力関係を図 5.2-5 に示す。ここから曲げモーメントー曲率関係をモデル化するにあたり、同図中に示す C1~C4 で場合分けした。モデル化された曲げモーメントー曲率関係を図 5.2-6 に示す。

10

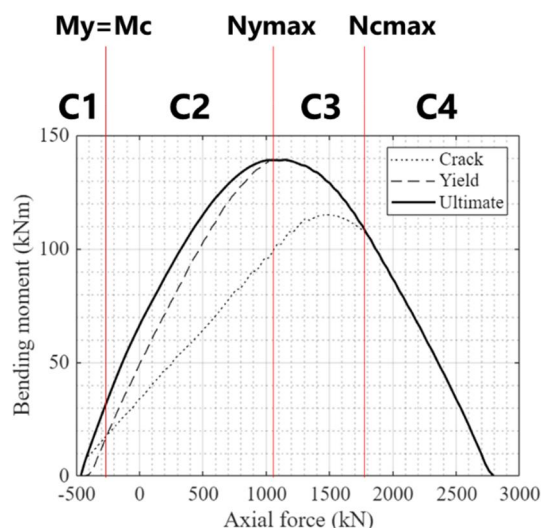
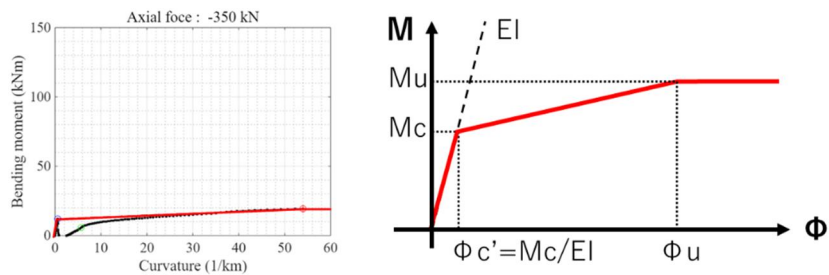
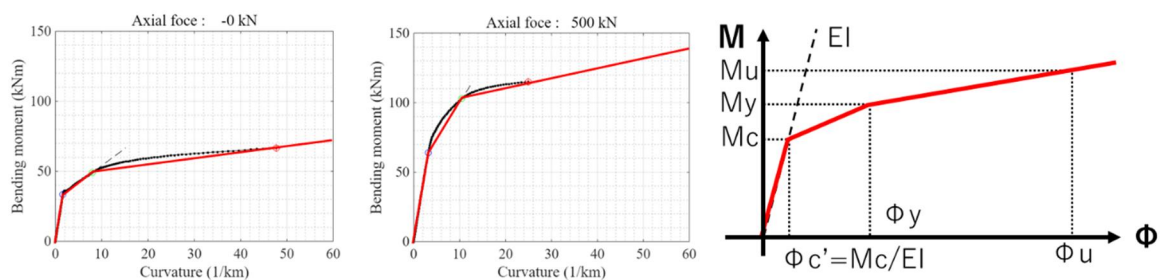


図 5.2-5 曲げモーメントー軸力関係

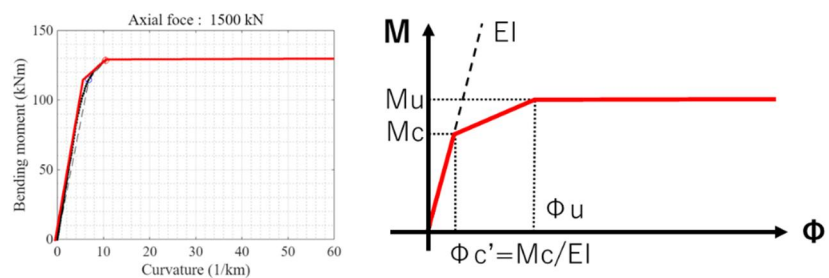


a) $M_y < M_c$ となる場合

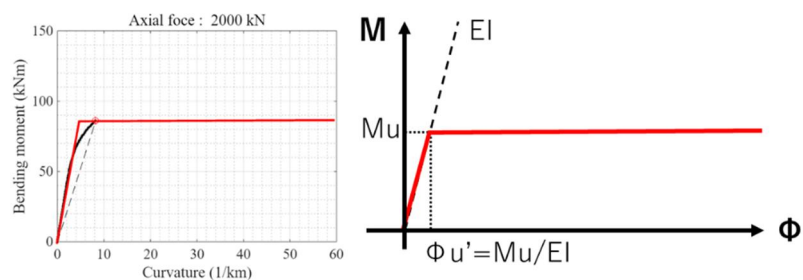


5

b) $N < N_{y\max}$ の場合



c) $N_{y\max} < N \leq N_{c\max}$ の場合



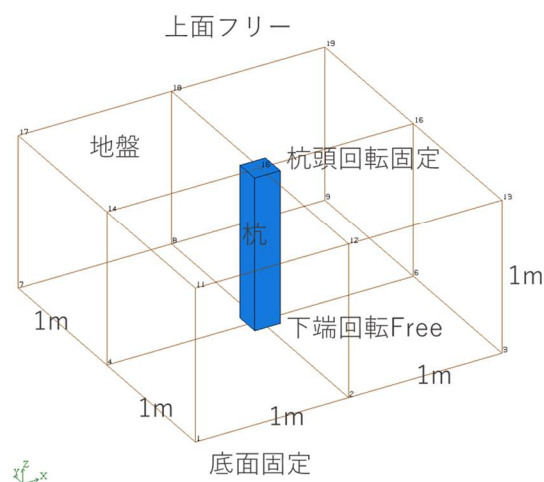
d) $N_{c\max} < N$ の場合

図 5.2-6 各ケース分けにおける曲げモーメントー曲率関係

10

杭の破壊を考慮するため、曲げモーメントが終局曲げモーメント M_u に達したときに、軸剛性、曲げ剛性を 0 にし、それまで保持していた応力（軸力、せん断力、ねじれモーメント、曲げモーメント）を開放する構成則を用いた^{5.2.2)}。構成則の概要として、要素解析の概要と結果をそれぞれ、図 5.2-7、図 5.2-8 に示す。図 5.2-8 に示すように曲げモーメントが M_u に達した後で、軸力が喪失し、剛性喪失により水平変位が増大した。

解析モデル



材料定数

地盤 $V_s=200.0$ m/s
 $\rho=1.8$ t/m³
 $G=72000.0$ kPa
 $\nu=0.33$

杭 $E=3.152 \times 10^7$ kPa
 $A=0.0582$ m²
 $A_{sx}=A_{sy}=0.0291$ m²
 $J=1.243 \times 10^{-3}$
 $I_y=I_z=6.216 \times 10^{-4}$

杭頭荷重

鉛直荷重 400 kN
 水平荷重 1500 kN

図 5.2-7 杭破壊構成則の要素解析概要

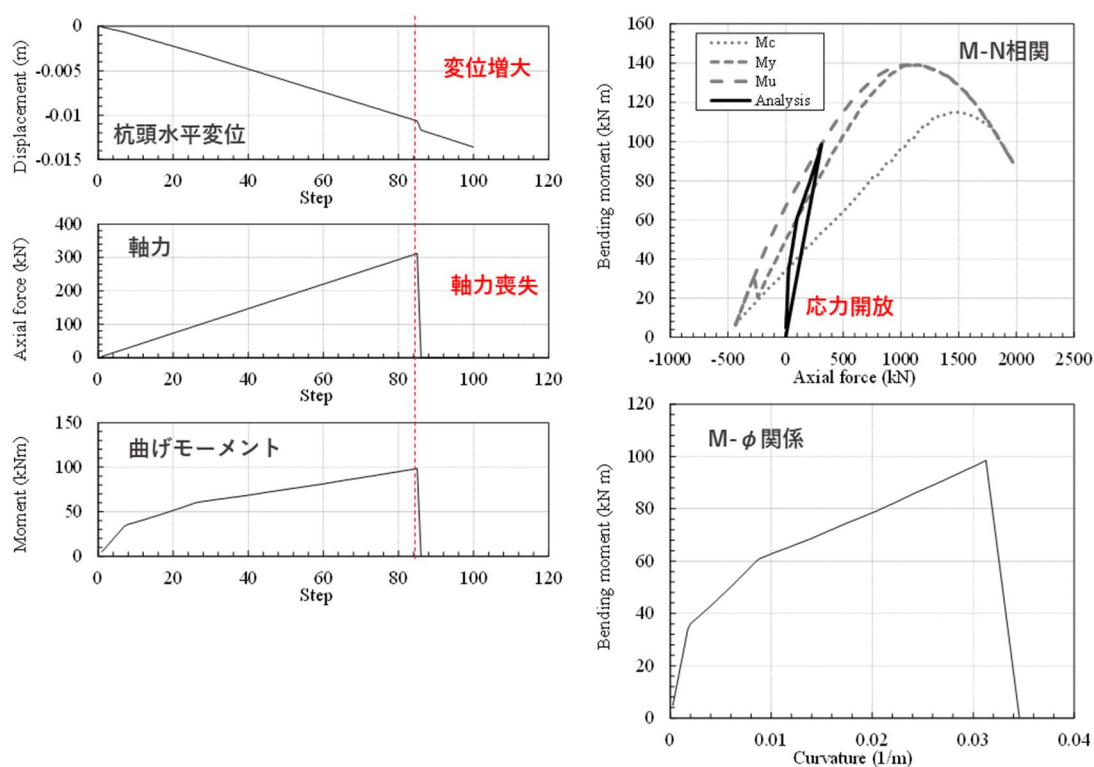


図 5.2-8 杭破壊構成則の要素解析結果

杭要素と地盤要素を構成する節点間には支持力や水平地盤反力の非線形特性をモデル化するため、2 節点間ばね要素を追加した。ばね要素の概要を図 5.2-9 に示す。非線形特性の割り当ての概要を図 5.2-10 に示す。まず、鉛直方向の特性について、周面摩擦力は先述の地盤のせん断強度 τ_f を極限周面摩擦力度とし、建築基礎構造設計指針（2019）^{5.2.3)}で示される方法でモデル化したトリリニア曲線を用いた。先端抵抗については極限先端支持力と引抜き抵抗（=0）を折れ点に持つバイリニア曲線とし初期剛性は十分に大きな値とした。水平方向の特性について、頭部付近は塑性地盤反力（極限值）となるようにトリリニア曲線を、それ以深については建築基礎構造設計指針に示される剛性低下率曲線を比較的良く再現できる R-O モデルを用いた。パラメータについては、後述する単杭の静的杭頭水平載荷解析結果をうまく再現できるようなチューニングを行った。

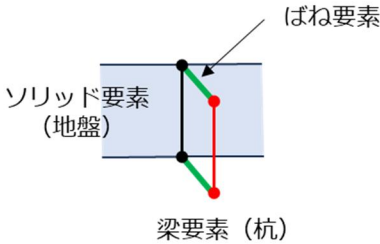


図 5.2-9 杭 - 地盤間ばね要素の概要

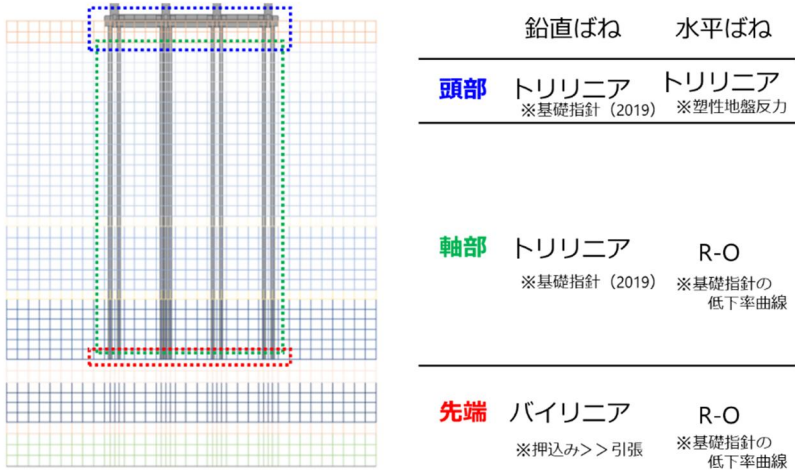
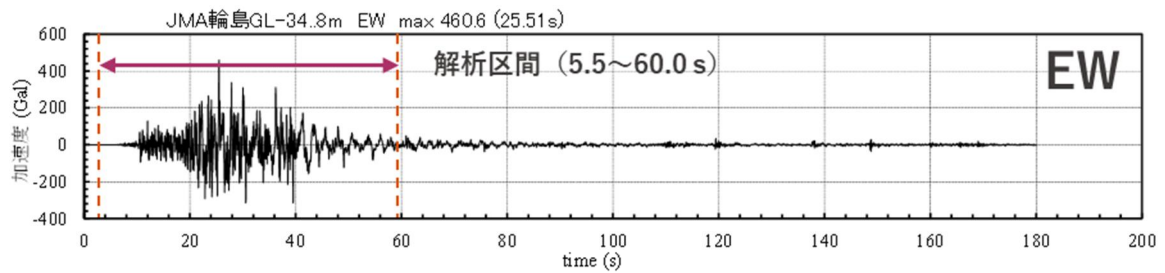


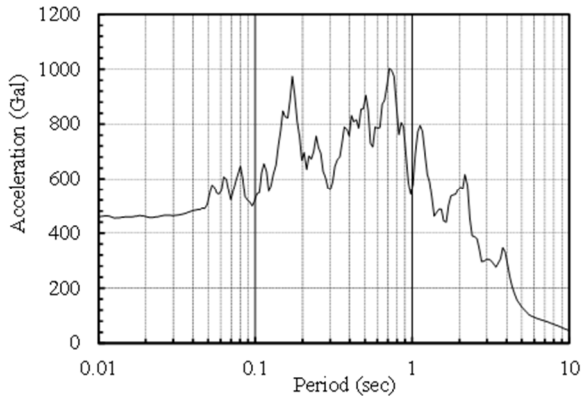
図 5.2-10 杭 - 地盤間ばね要素の非線形特性概要

建物のモデル化にあっては図 5.2-2 a) に示すように、柱、梁については梁要素をフーチング、スラブについては板要素を用いた。断面寸法については第 2 章の上部構造の調査結果を参考に決定した。材料は弾性材料とし F_c25 と仮定して諸元を決定した。また、床スラブには積載荷重として自重解析用に 240kg/m^2 を、応答解析用に 130kg/m^2 を追加している。また、フーチング底面と地表面間にはジョイント要素を配置し、フーチングが地盤にめり込まないように法線方向剛性には十分大きな値を用いた。一方、接線方向については、滑動限界までは地盤とフーチングが一体に動くよう、剛性については十分大きな値を用いた。滑動限界抵抗力を決定する際には地盤と同様に c と ϕ によって決定されるものとし、表 5.2-2 で示した埋土層（B）の c' と ϕ' を準用した。

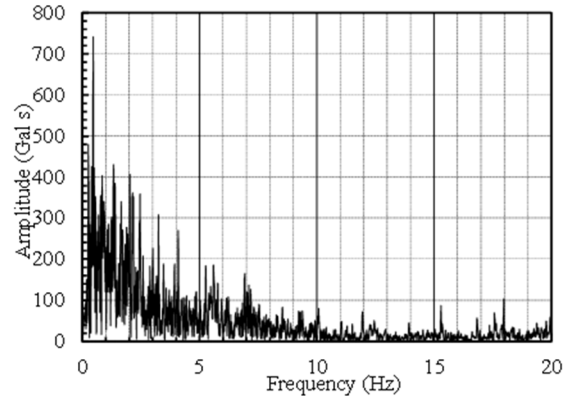
入力地震動には第 3 章で検討した JMA 輪島の同定基盤波を用いた。この地震動は JMA 輪島において観測された地表面地震動から推定された基盤波である。東西方向および南北方向の時刻歴ならびに周波数特性を図 5.2-11、図 5.2-12 にそれぞれ示す。本時刻歴のうち解析には 5.5～60.0s を用いた。



(a) 加速度時刻歴

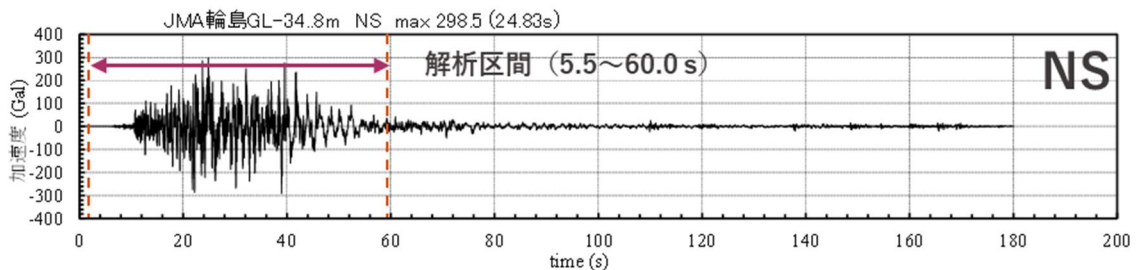


(b) 加速度応答スペクトル (h=5%)

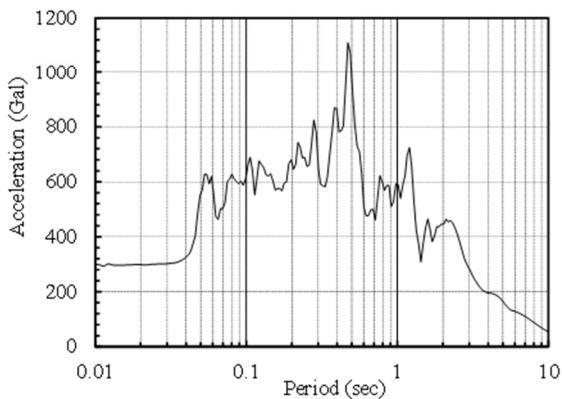


(c) フーリエスペクトル

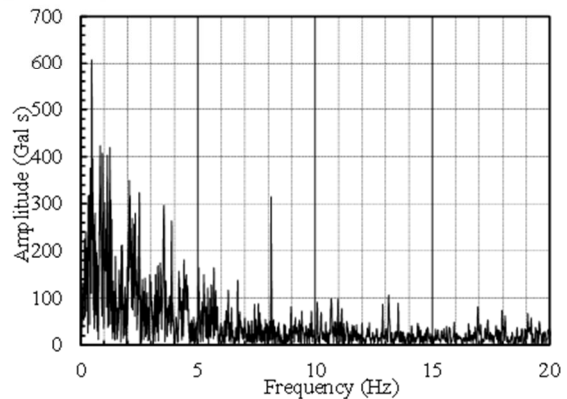
図 5.2-11 入力地震動 (EW)



(a) 加速度時刻歴



(b) 加速度応答スペクトル (h=5%)



(c) フーリエスペクトル

図 5.2-12 入力地震動 (NS)

5

時間積分法には Newmark- β 法とした。ジョイント要素の接触時に生じる衝撃加速度に対する数値減衰を期待し、 $\gamma=0.6$ 、 $\beta=0.3025$ を用いた。

計算における各ステップの時間間隔は 0.001 秒とし、質量マトリクスを作成方法はコンシステント

10

マスマトリクスとした。

第2章及び第3章における調査結果と、本節で採用した解析モデルとの差異を以下に示す。

1) 杭本数

調査結果と解析モデルとの杭本数の違いを図 5.2-13 に示す。第3章では、杭の総本数は 45 本とされているが、本解析モデルでは 41 本となっており、図 5.2-13 中の赤丸で示した 4 か所の部分がモデル化されていない。

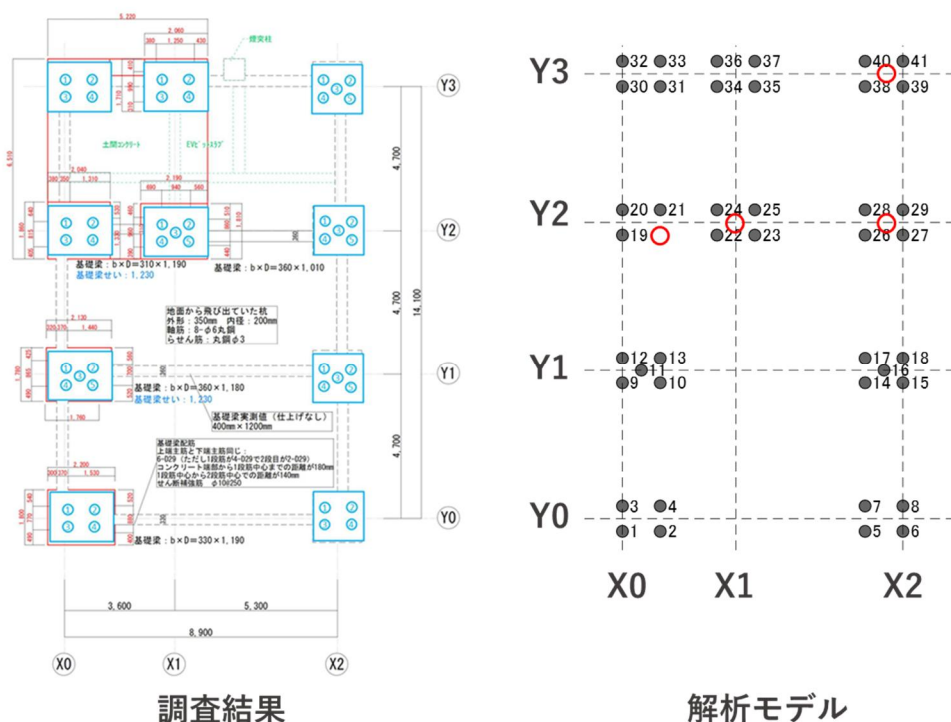


図 5.2-13 調査結果（第3章図 3.1.2-1）と解析モデルにおける杭本数の違い

2) 建物重量

調査結果と解析モデルとの建物重量の違いを図 5.2-14 に示す。第2章では、図 5.2-14 左図の通り、支点固定時の支点反力が示されている。一方、本解析モデルの後述の自重解析によって得られた 1F 柱脚部軸力は図 5.2-14 中図の通りであり、赤字で示す通り北東部の重量が支点反力と比較して 1/4～1/2 と小さい。これは図 5.2-14 右図に示す通り、階段室の床をモデル化していないためと考えられる。なお支点反力には土間スラブの重量やフーチング重量も含まれているが、1F 柱脚部重量にはこれらの重量は含まれていないことも値の差を生じている要因の一つである。

5.2.3 解析結果

5.2.3.1 単杭解析結果

5 本解析は杭単体での支持力特性（杭ばね）および、水平載荷時の変形特性が既往の解析方法と3次元有限要素法との差異を確認するために実施した。

支持力特性解析結果を図 5.2-16 に示す。なお、3次元有限要素法（FEA）の比較対象としては荷重伝達法（LTA）と比較した。図 5.2-16 より黒色破線で示す荷重伝達法と赤線および青線で示される有限要素法解析結果は初期剛性、および極限値の観点でよく一致している。極限值付近で結果が乖離するのは杭先端の非線形特性がバイリニアになっていることによるものと考えられる。

10

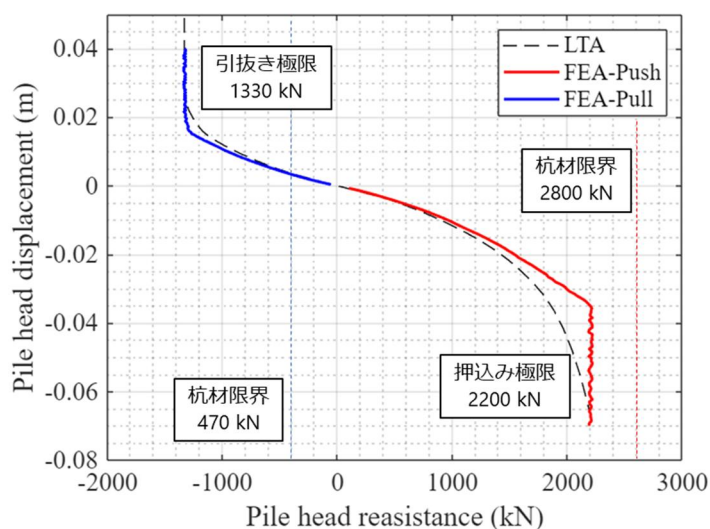


図 5.2-16 支持力特性解析結果

次に、水平変形特性結果を図 5.2-17 に示す。なお、3次元有限要素法（FEA）の比較対象としては梁要素 - Winkler ばねモデルによる極限水平抵抗解析（ULRA）結果と比較した。前述の通り、杭—地盤間ばねのパラメータをそれぞれの結果が一致するように合わせるように決定した。

15

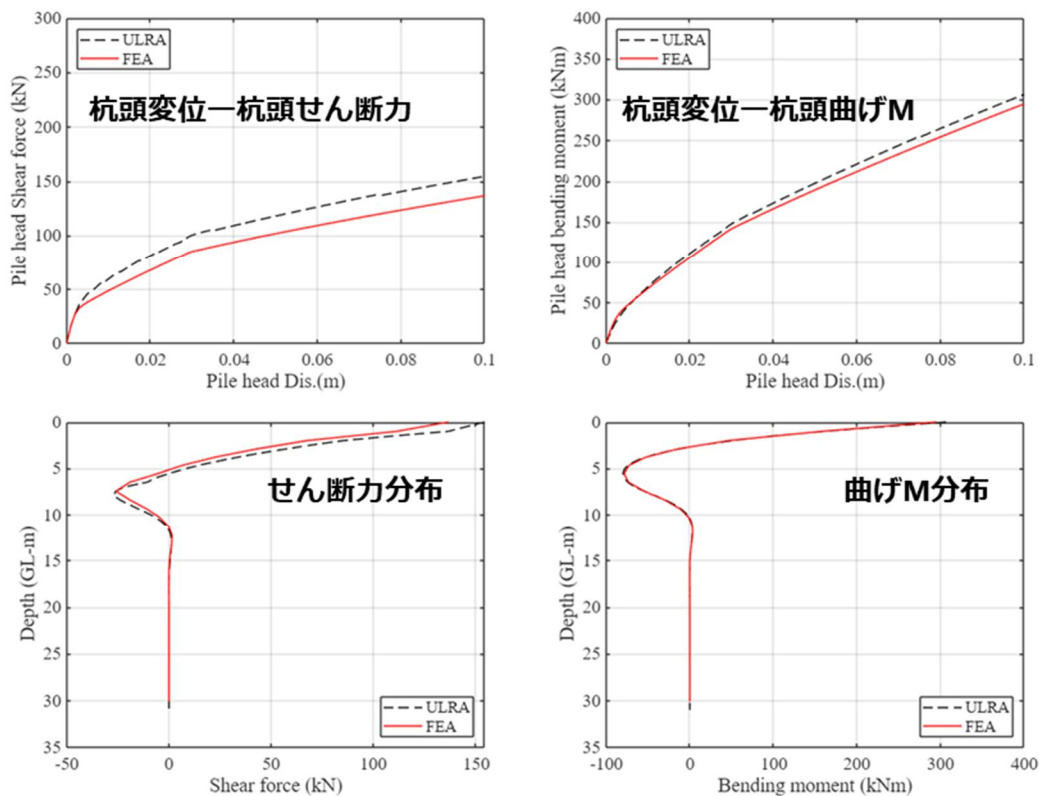


図 5.2-17 水平載荷時の変形特性解析結果

5.2.3.2 自重解析結果

- 5 自重解析は杭—地盤間の2節点ばね要素ならびに、フーチング—地盤間のジョイント要素の初期応力を求めるために実施した。なお、地盤の初期応力は表 5.2-2 で示した平均有効応力 σ_m' 、せん断応力 0 とした。これは自重解析による地盤の初期応力を用いると、初期せん断応力がせん断強度に非常に近接するため、応答解析が収束しなかったためである。自重解析によって得られた沈下量のコンタ
- 10 ー図を図 5.2-18 に、杭頭軸力を図 5.2-19 に示す。図 5.2-18 に示す通り、本解析モデルでは南東方向に最大約 8mm の沈下となった。また図 5.2-19 に示す杭軸力の最大値は南東隅の杭で 507kN となった。杭のカタログに記載されている許容軸方向荷重は 60t (588kN) となっており、概ね妥当な数字であるものと推察される。

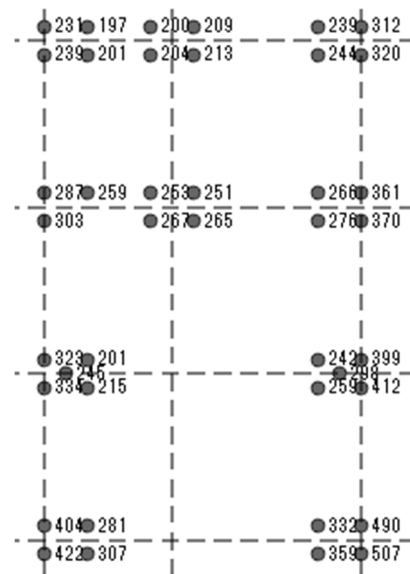
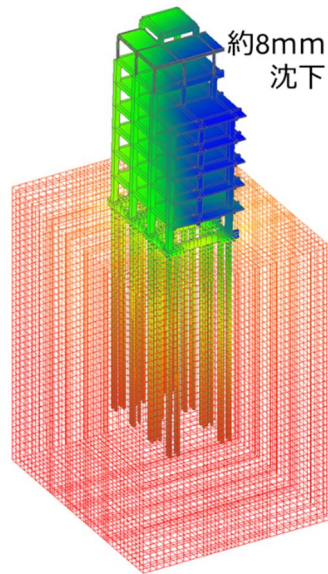


図 5.2-18 自重解析による沈下量分布 図 5.2-19 自重解析によって得られた杭頭軸力

5.2.3.3 固有値解析結果

- 5 固有値解析は本解析モデルの周波数特性の把握と、応答解析に用いる減衰の設定を行うために実施した。固有値解析結果を表 5.2-5 に、得られた 1～5 次モードのモード図を図 5.2-20 に示す。

表 5.2-5 固有値解析結果

モード 次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数 β_x	刺激係数 β_y	刺激係数 β_z	備 考
1	0.96	1.043	3.024E+0	4.389E-2	-1.556E-3	水平モード
2	0.97	1.035	-3.535E-2	2.474E+0	3.009E-3	水平モード
3	1.47	0.682	2.875E+0	1.903E-2	3.307E-2	水平モード
4	1.66	0.602	4.502E-3	2.535E+0	-1.542E-1	水平モード
5	2.10	0.477	-3.242E-1	4.687E-1	-1.239E-1	水平モード

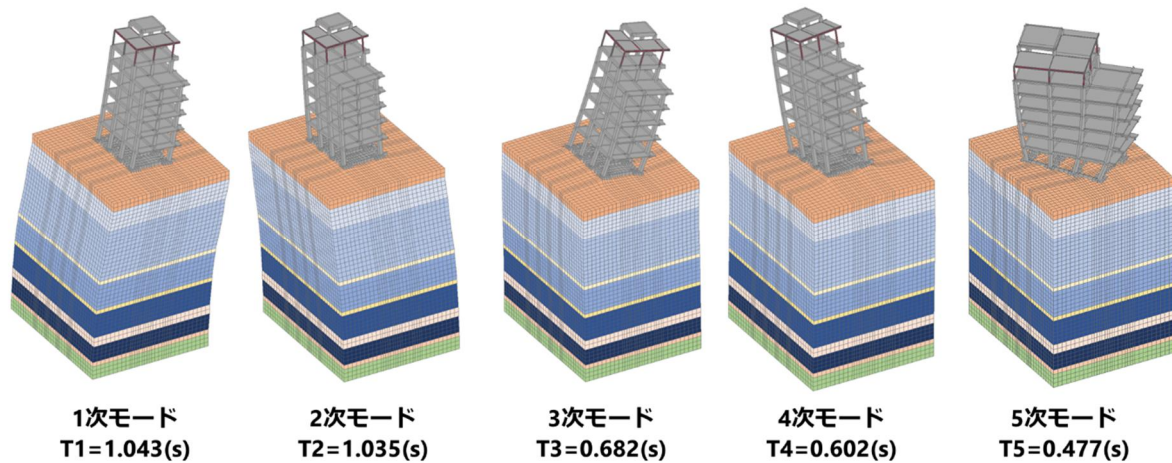


図 5.2-20 1～5 次モード図

得られた固有周波数から減衰特性を決定した。本解析においては一次固有周波数 (0.96Hz) に対し、
 5 地盤と建物ともに $h=3\%$ の剛性比例型減衰とし、レイリー減衰の係数 $\alpha=0$ 、 $\beta=0.00996$ と設定した。
 減衰特性を図 5.2-21 に示す。

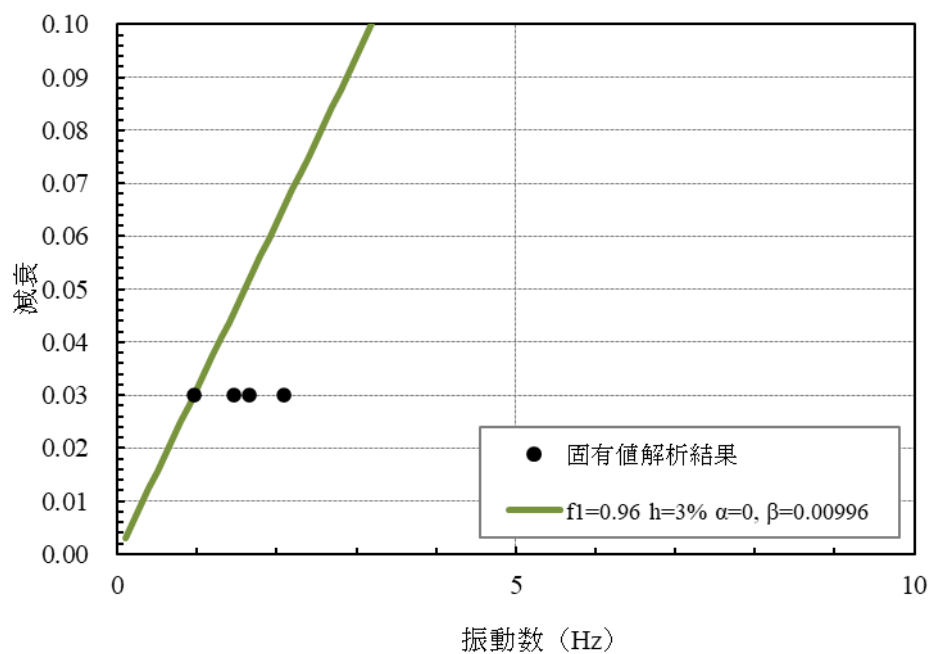


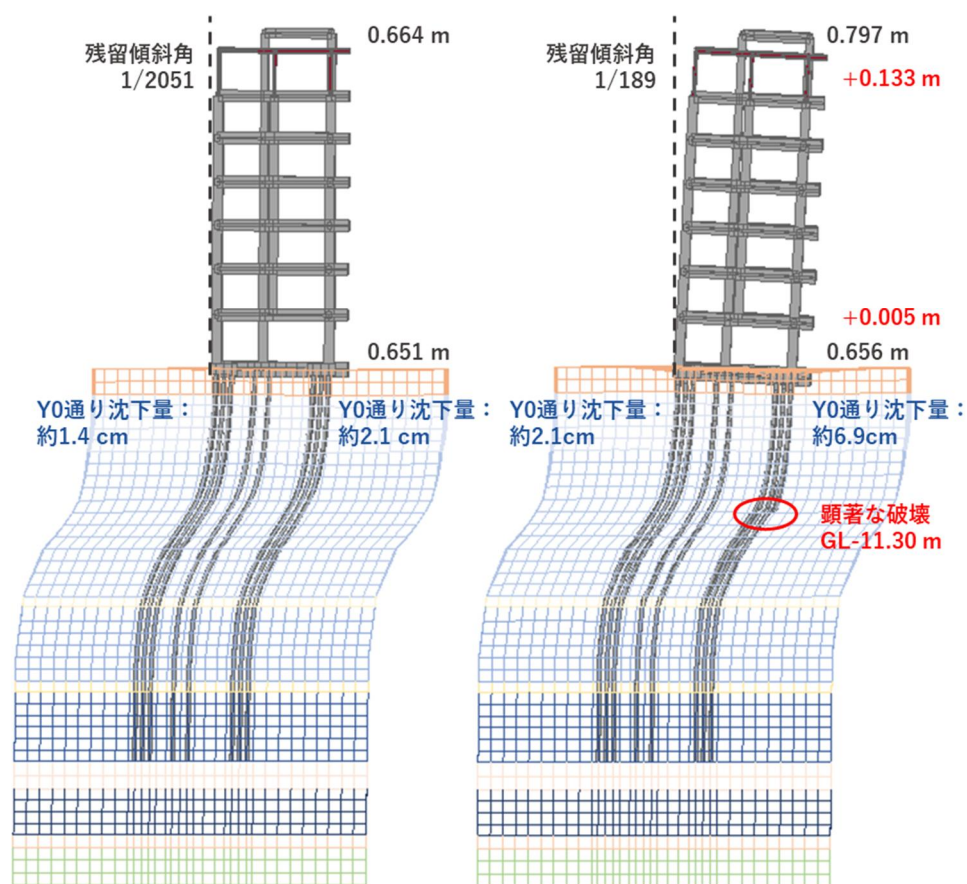
図 5.2-21 減衰の設定

5.2.3.4 地震応答解析結果

地震応答解析結果を以下に示す。なお、解析は前述の杭破壊を考慮したものと、考慮しないものの2ケースについて比較して示す。

5 (1) 最終変形図

計算最終ステップにおける最終変形を図 5.2-22 に示す。杭破壊を考慮することによって、東側に大きな残留傾斜角が生じた。X2-Y0 の沈下量は約 6.9cm となった。



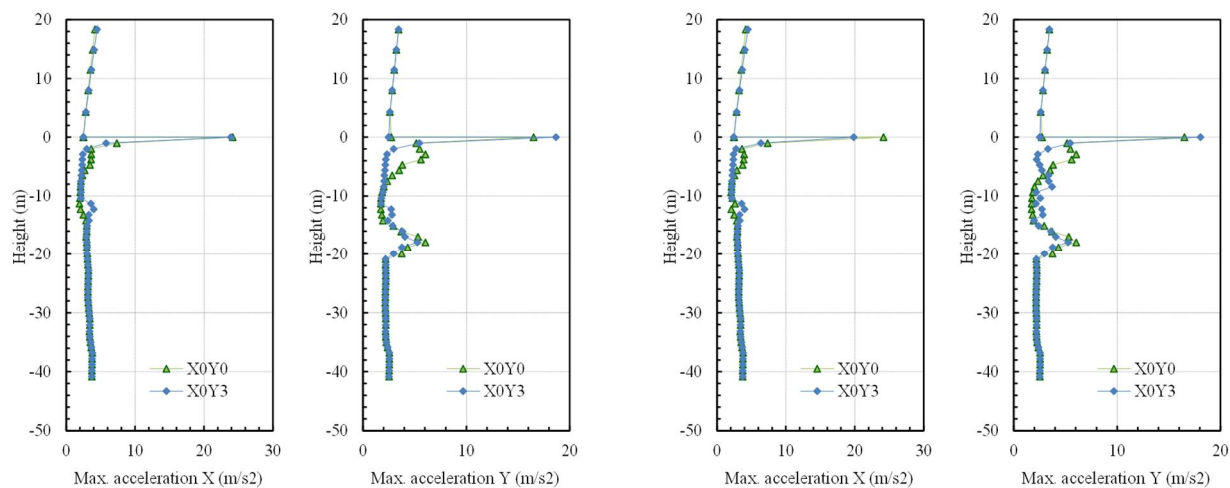
a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-22 最終変形図 (変形倍率 10 倍)

(2) 最大応答値

最大応答加速度の分布を図 5.2-23 に示す。両解析ケースとも、地表面においてフーチングと地盤が接触した際に生じたものと思われる大きな衝撃加速度が発生した。

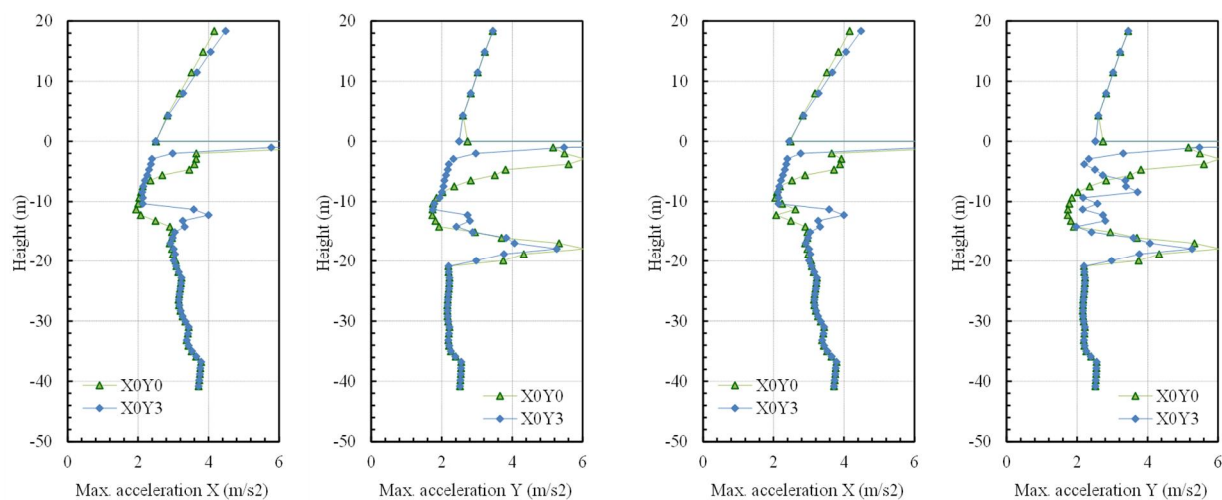


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-23 最大応答加速度の分布

最大応答加速度の分布について X 軸を拡大したものを図 5.2-24 に示す。建物の応答加速度は 1F で 2.0m/s^2 程度、 4.0m/s^2 程度だった。両解析ケースを比較すると建物頂部の最大加速度が杭破壊ありのケースの方がやや小さくなった。

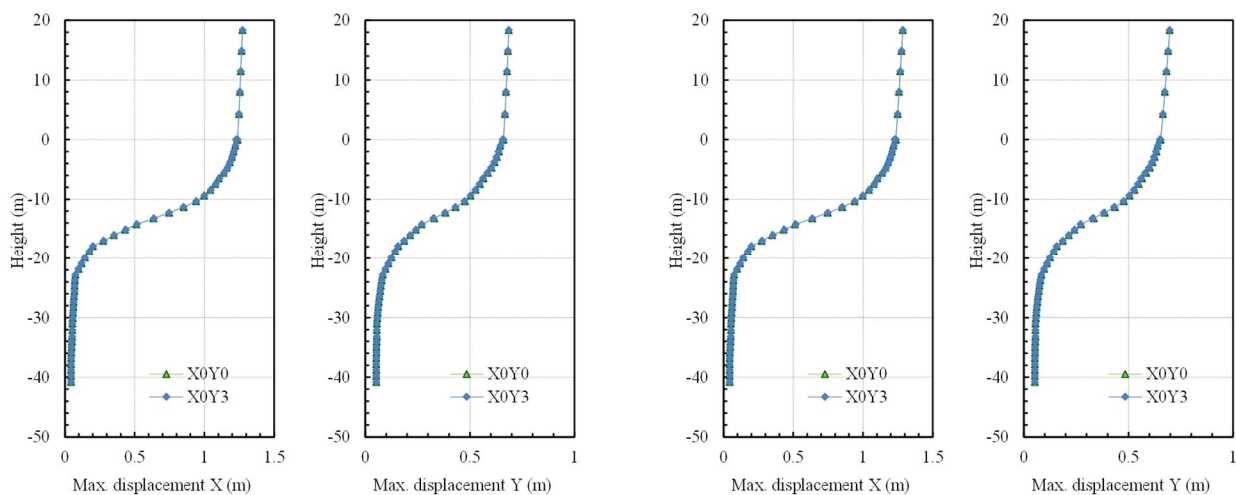


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-24 最大応答加速度の分布 (X 軸拡大)

最大応答水平変位の分布を図 5.2-25 に示す。両解析ケースを比較して大きな差は見られず、X 方向（東西方向）で最大 1.3m、Y 方向（南北方向）で最大 0.7m となり、変形が X 方向（東西方向）に卓越したことが示唆される。

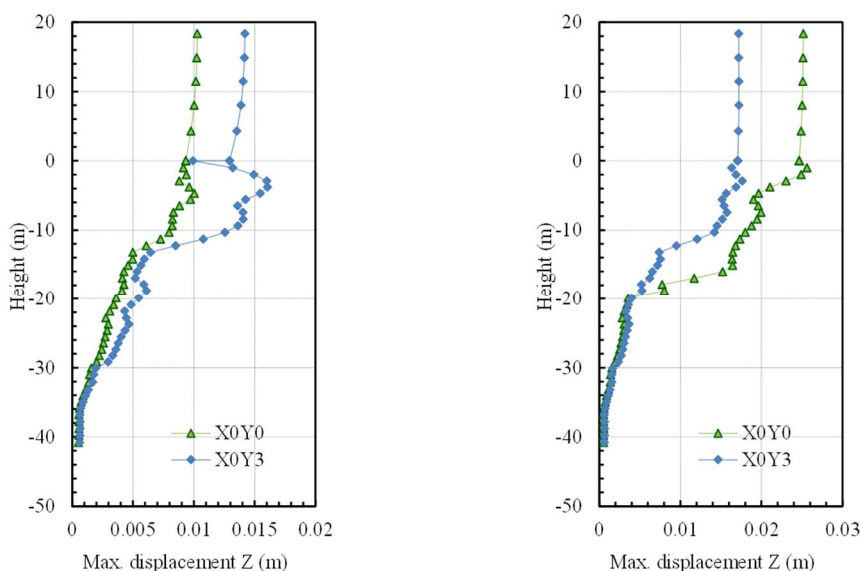


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-25 最大応答水平変位の分布

最大応答鉛直変位の分布を図 5.2-26 に示す。両解析ケースを比較すると X0-Y3 については最大 0.015m と大きな差が見られないが、X0-Y0 については杭破壊なしで 0.010m、杭破壊ありで 0.025m と大きくなっている。前述の通り、X2 通り側の杭が破壊され大きく沈下しており、その影響で X0 通り側の杭が持ち上がり上向きに変位した可能性が考えられる。



a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

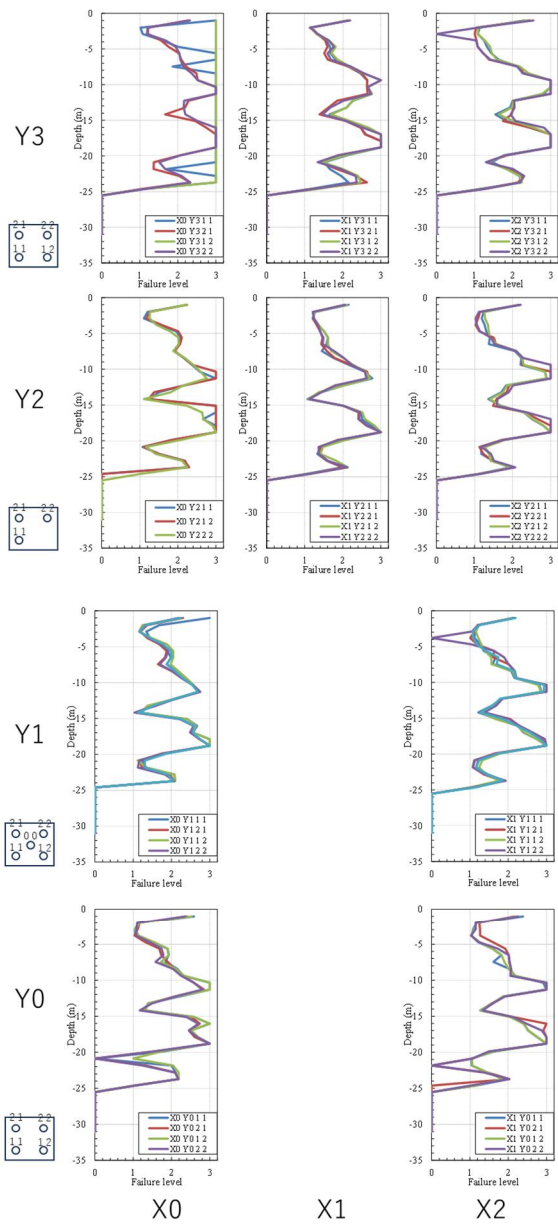
図 5.2-26 最大応答鉛直変位の分布

杭の降伏度の分布を図 5.2-27 に示す。横軸の降伏度 (Failure level) は 1 がクラック発生モーメント、2 が P_c 鋼線降伏モーメント、3 が終局モーメントを示しており、杭破壊ありのケースでは 3 に達した杭が破壊されたことを意味している。降伏度の算出は各時刻において、各杭要素の耐力値 (M_c , M_y , M_u) は軸力から算定することができ、それぞれの耐力値に対して、要素の曲げモーメント M が耐力値に近接している指標として降伏度 F は連続して計算している。具体的な計算は下式による。

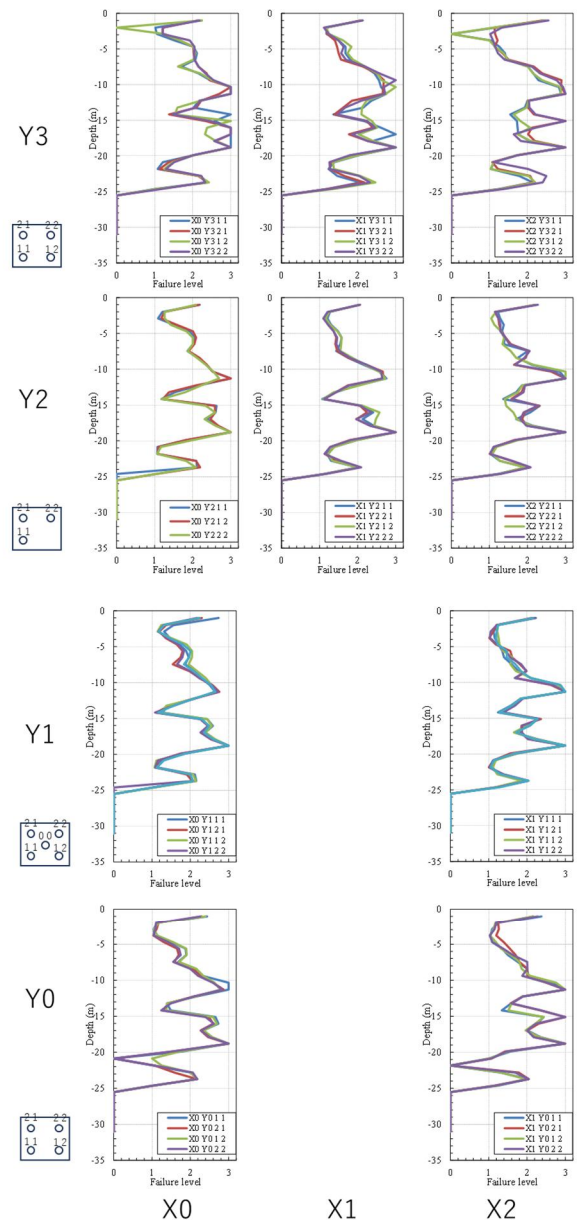
$$\begin{aligned} 1) \quad M \leq M_c \quad \text{の時} \quad F &= \frac{M}{M_c} \\ 2) \quad M_c < M \leq M_y \quad \text{の時} \quad F &= \frac{M - M_c}{M_y - M_c} + 1 \\ 3) \quad M_y < M \quad \text{の時} \quad F &= \frac{M - M_y}{M_u - M_y} + 2 \end{aligned}$$

10

杭破壊ありのケースの Y0 通りに着目すると、X0 通りについては 19m 付近の 1 か所に、X2 通りについては 19m と 11m 付近の 2 か所に破壊が発生していることが確認できる。



a) 杭破壊なし



b) 杭破壊あり

図 5.2-27 杭の降伏度の分布

杭の最小軸力（最大引張力）の分布を図 5.2-28 に示す。表 5.2-4 に示した PC 鋼線の諸元から計算される破断強度は約 466kN であることから、杭破壊なしの X0-Y3 には近接した杭があるが、概ね地震時に杭に発生した引張力は破断強度以下となった。また杭破壊ありのケースでは杭が破壊された箇所が軸力の頭打ちになっており、谷のように現れている。

5

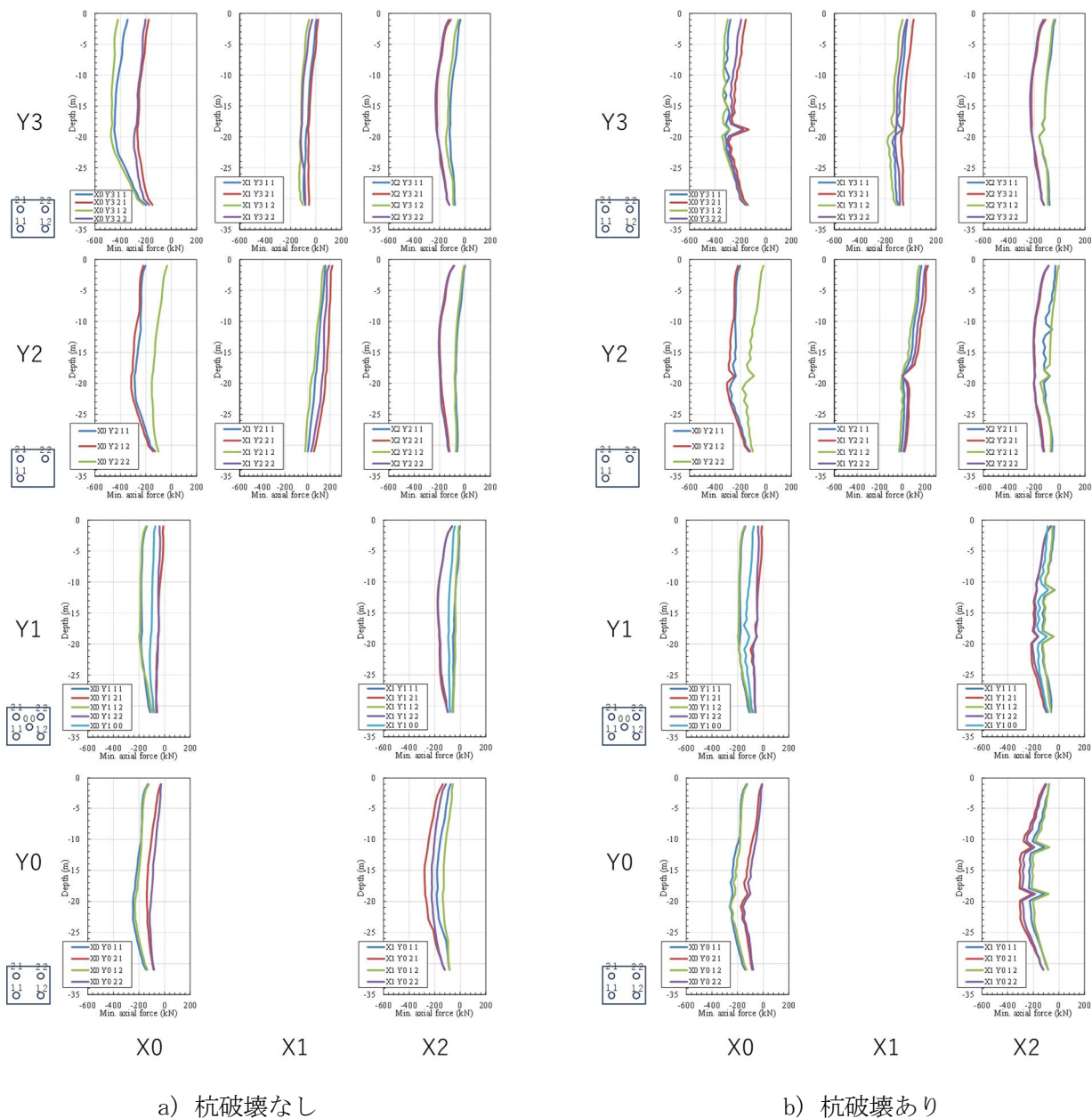
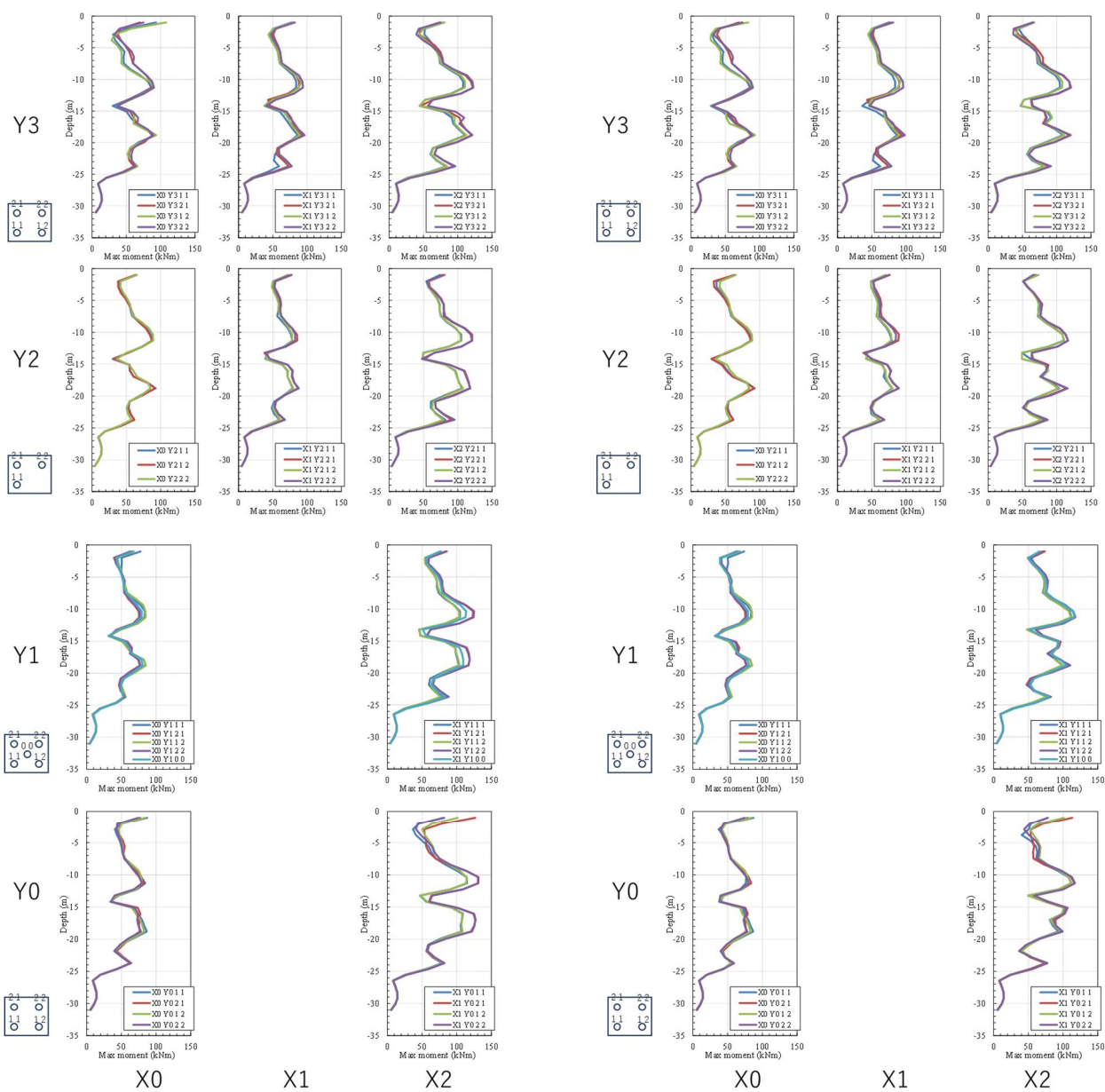


図 5.2-28 最小軸力の分布

10

図 5.2-29 に東西方向の杭の最大曲げモーメントの分布を示す。GL-11m、GL-19m 付近の曲げモーメントが大きくなっている様子が確認できる。

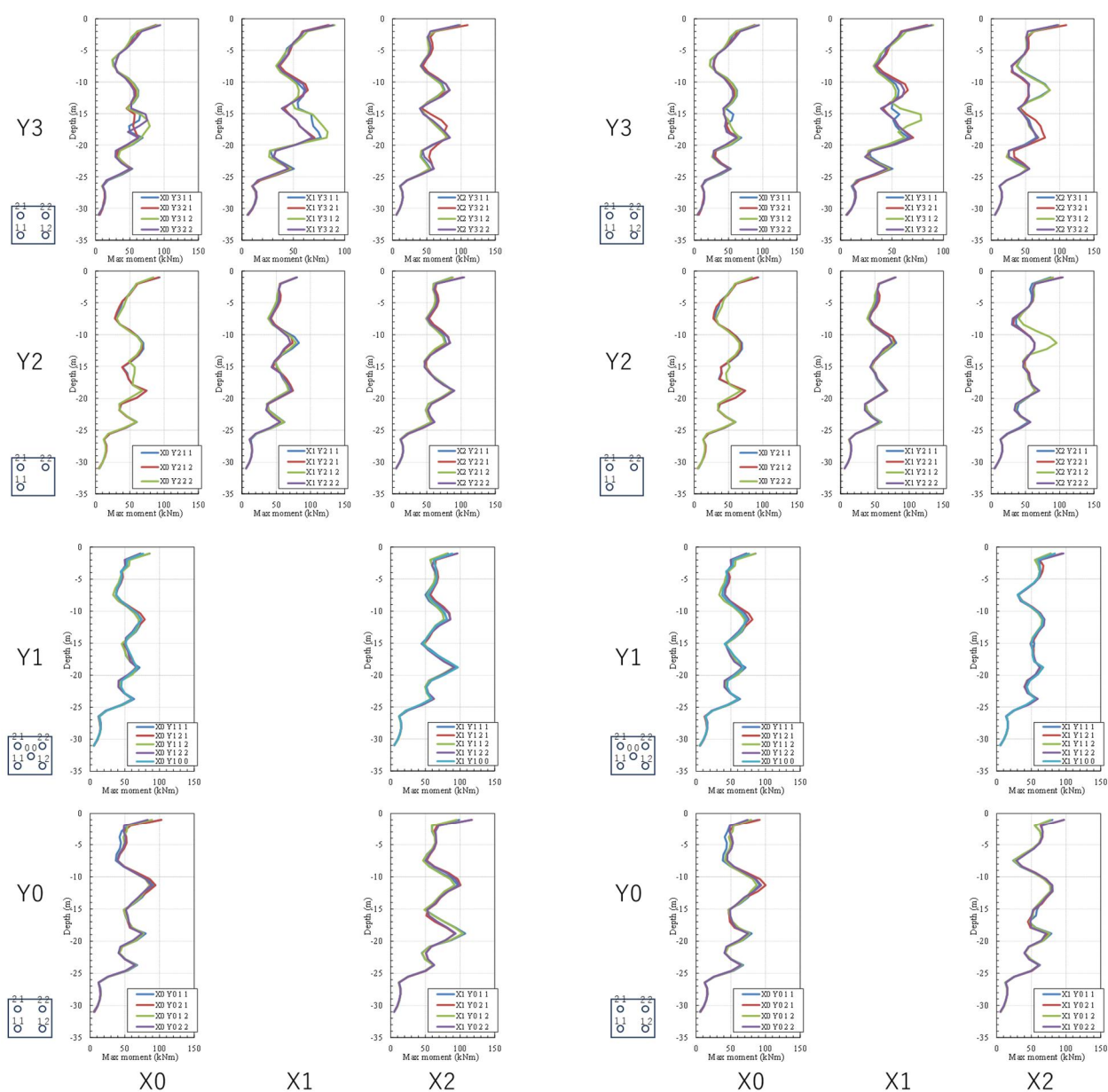


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-29 最大曲げモーメントの分布（東西方向）

図 5.2-30 に南北方向の杭の最大曲げモーメントの分布を示す。図 5.2-29 の東西方向に比べ、杭頭部で最大になる場合が見られる。

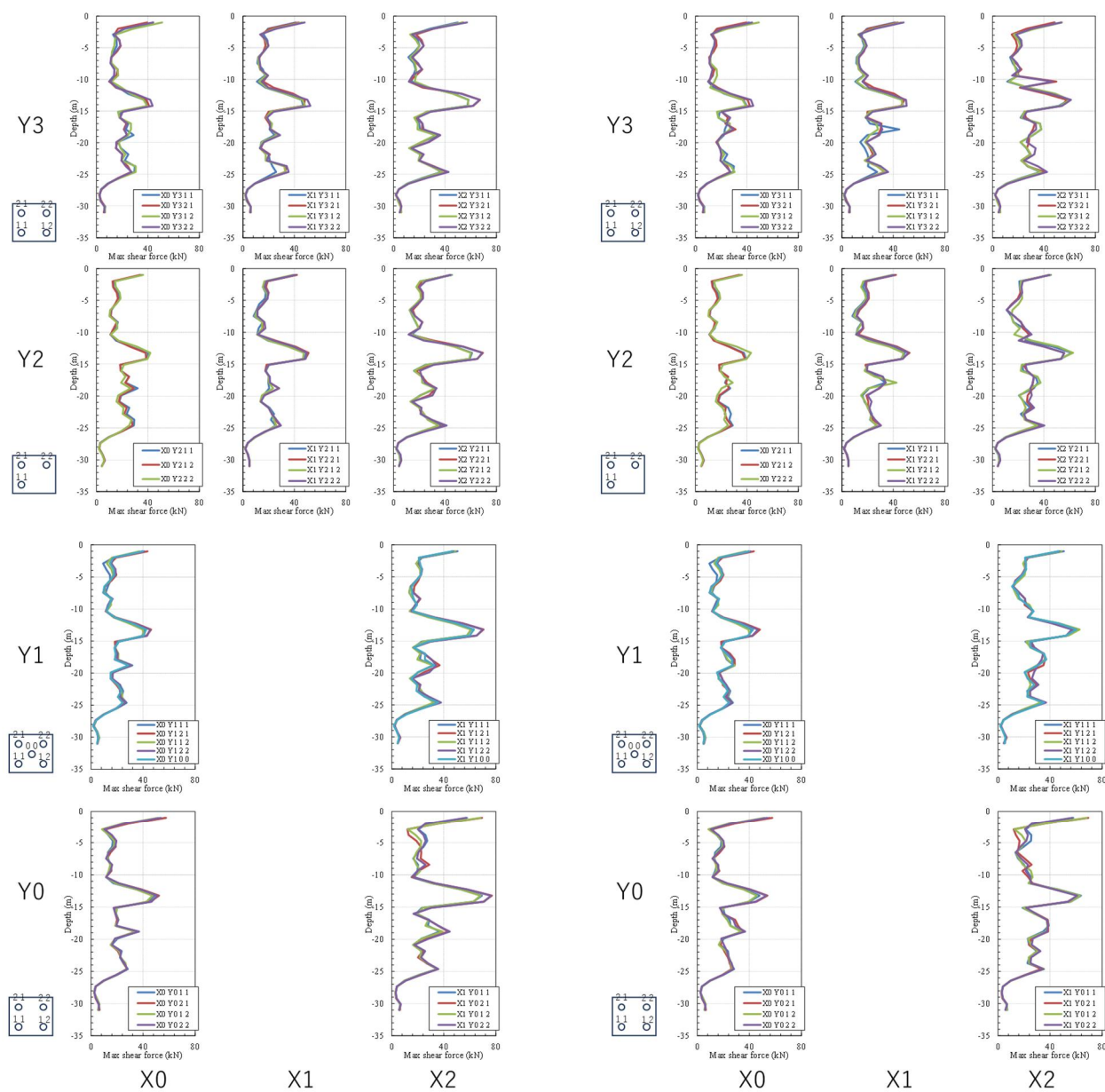


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-30 最大曲げモーメントの分布（南北方向）

図 5.2-31 に東西方向の杭の最大せん断力の分布を示す。杭頭部でも大きなせん断力が発生しているが、地中部では GL-13m 付近に大きなせん断力が発生している。

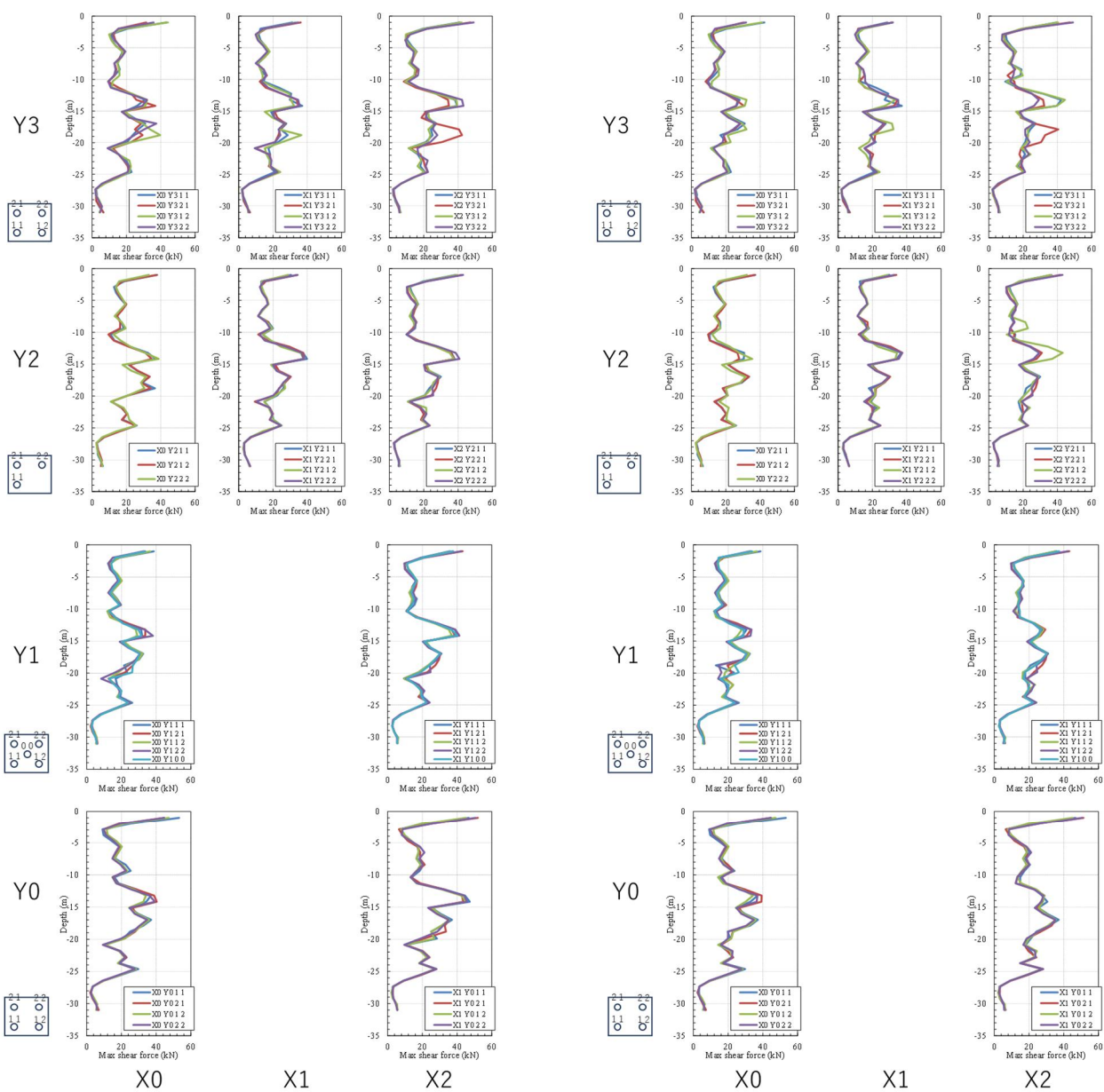


a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-31 最大せん断力の分布（東西方向）

図 5.2-32 に南北方向の杭の最大せん断力の分布を示す。傾向は概ね東西方向と同じだが、曲げモーメントと同様に地中部に比べ杭頭が大きくなるケースが多い。



a) 杭破壊なし

b) 杭破壊あり

図 5.2-32 最大せん断力の分布（南北方向）

(3) 杭応力の時刻歴

杭軸力の時刻歴のうち、X0-Y0、X0-Y3、X2-Y0 のものを図 5.2-33～図 5.2-35 に示す。なお各図における青線が杭の破壊を考慮しなかったケース、赤線が杭の破壊を考慮したケースを示す。

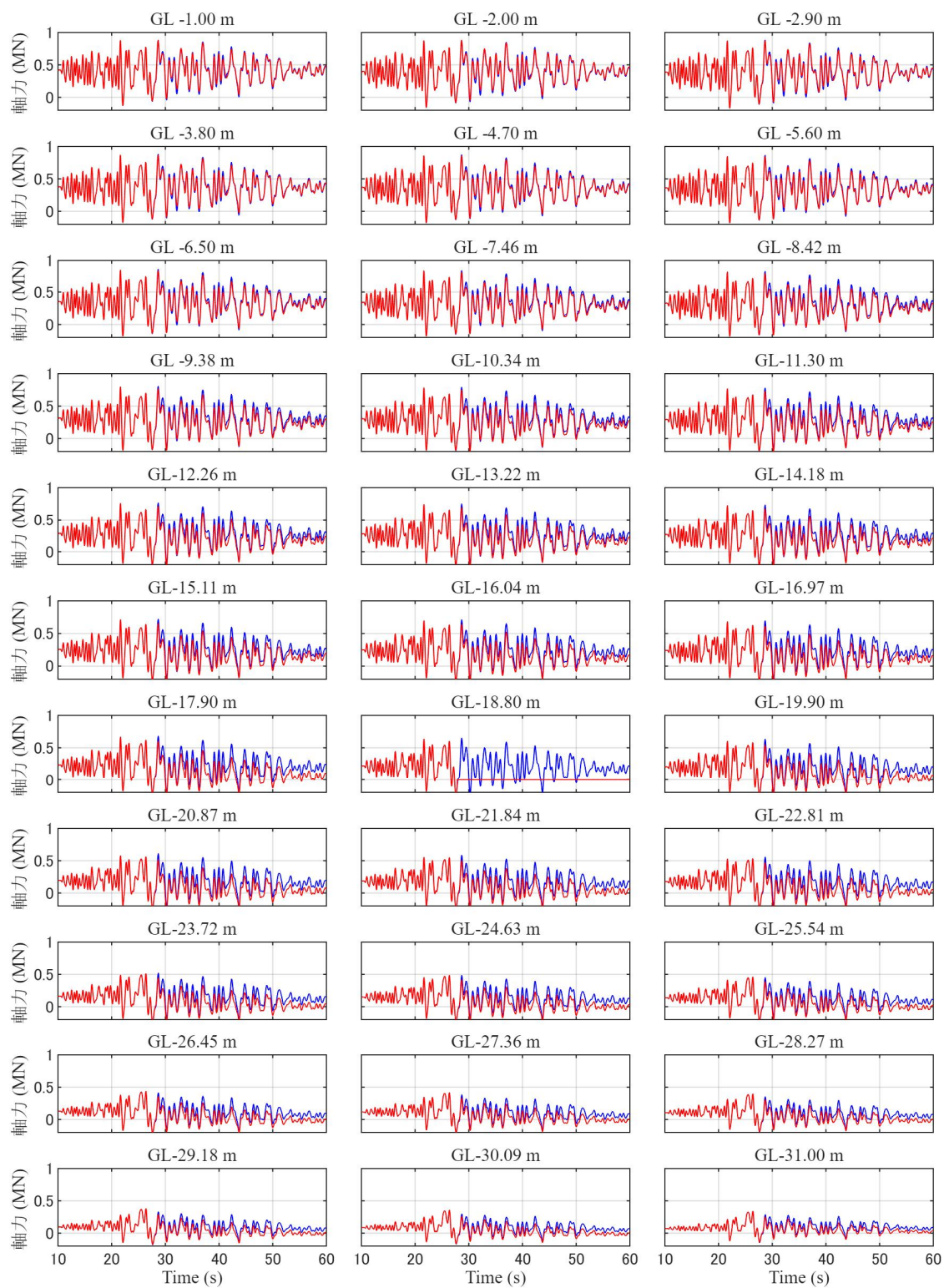


図 5.2-33 杭軸力の時刻歴 (X0-Y0)

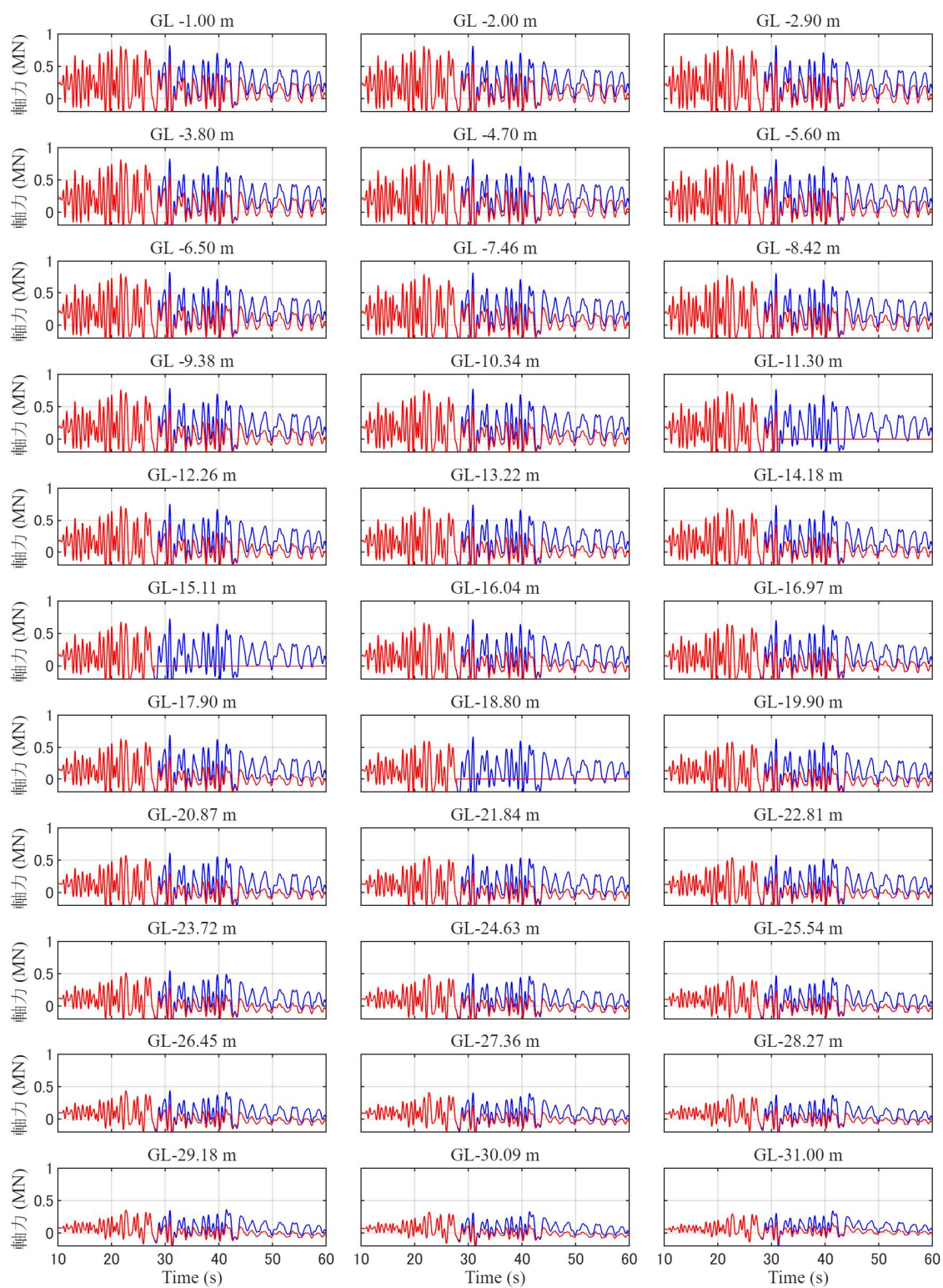


図 5.2-34 杭軸力の時刻歴 (X0-Y3)

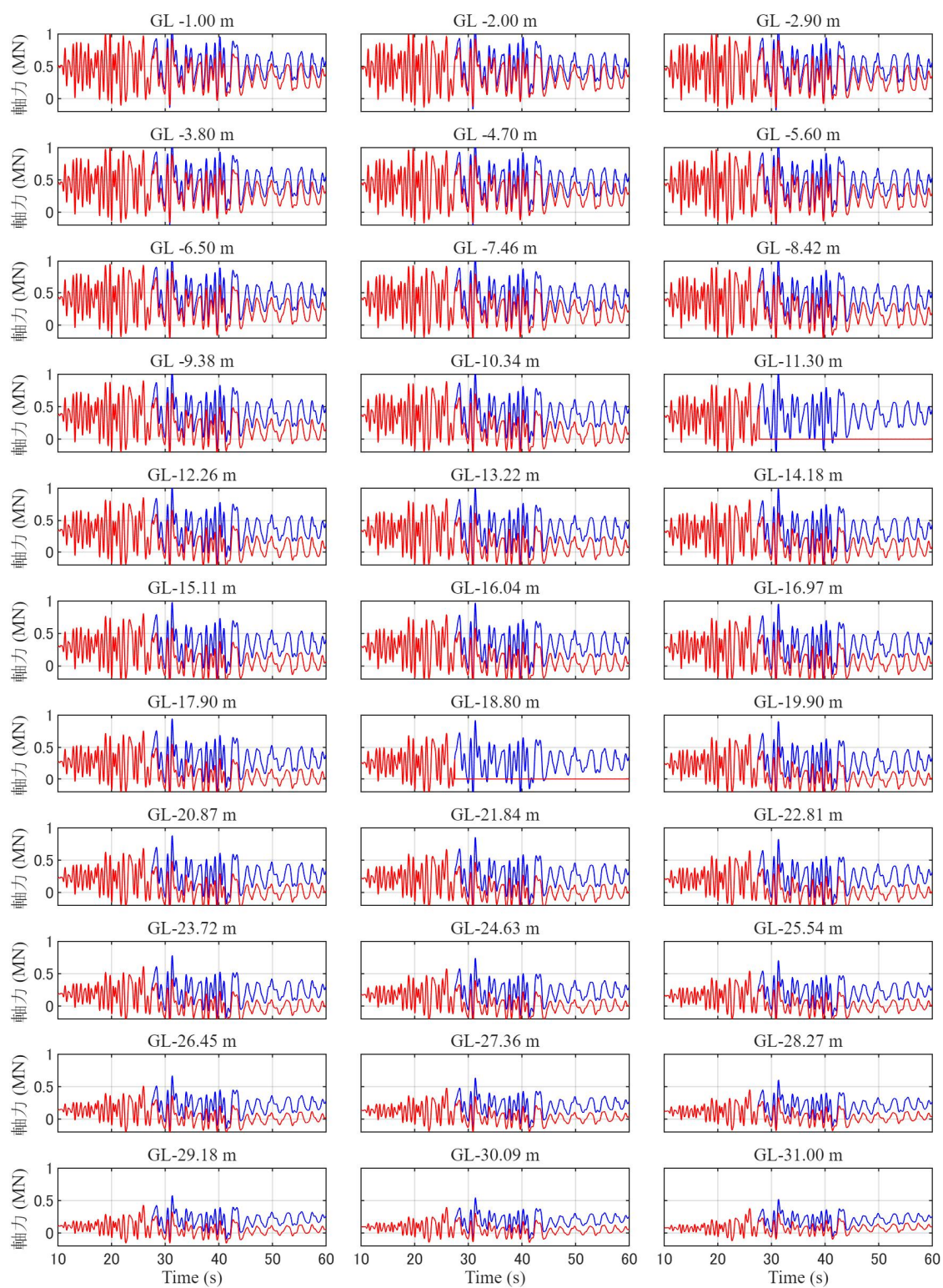


図 5.2-35 杭軸力の時刻歴 (X2-Y0)

杭曲げモーメントの時刻歴のうち、X0-Y0、X0-Y3、X2-Y0 のものを図 5. 2-36～図 5. 2-38 に示す。

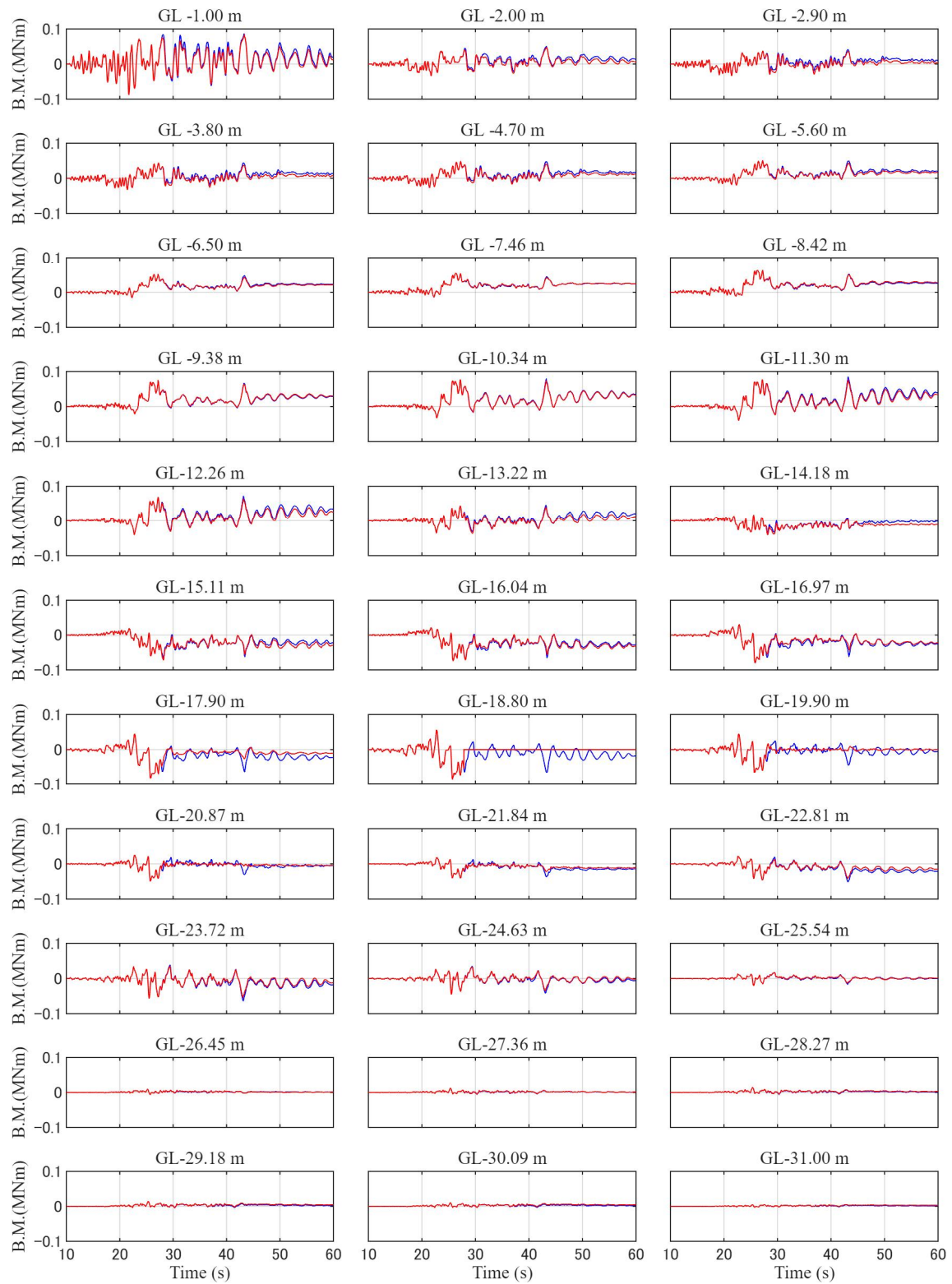


図 5. 2-36 杭曲げモーメントの時刻歴 (X0-Y0)

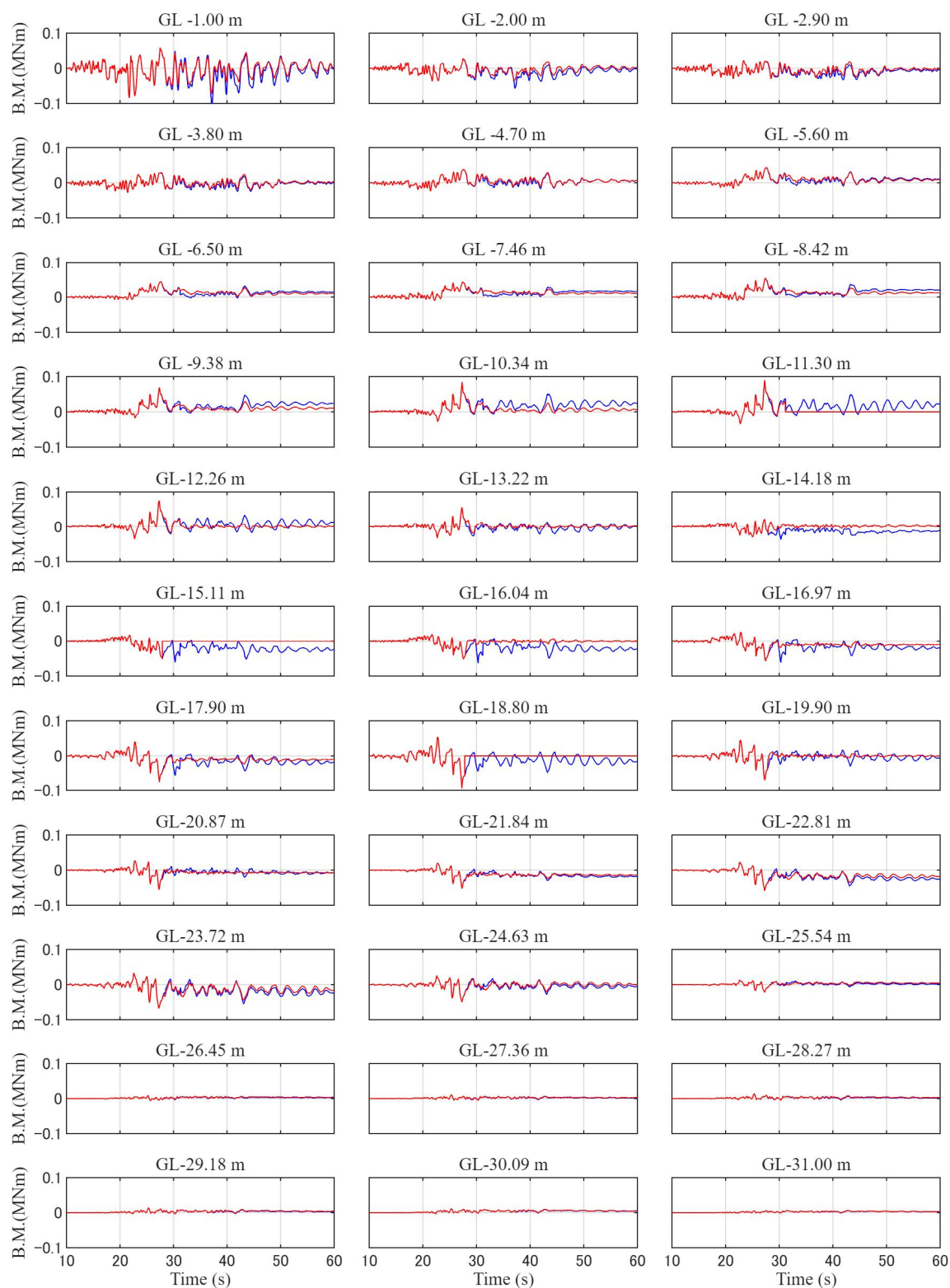


図 5.2-37 杭曲げモーメントの時刻歴 (X0-Y3)

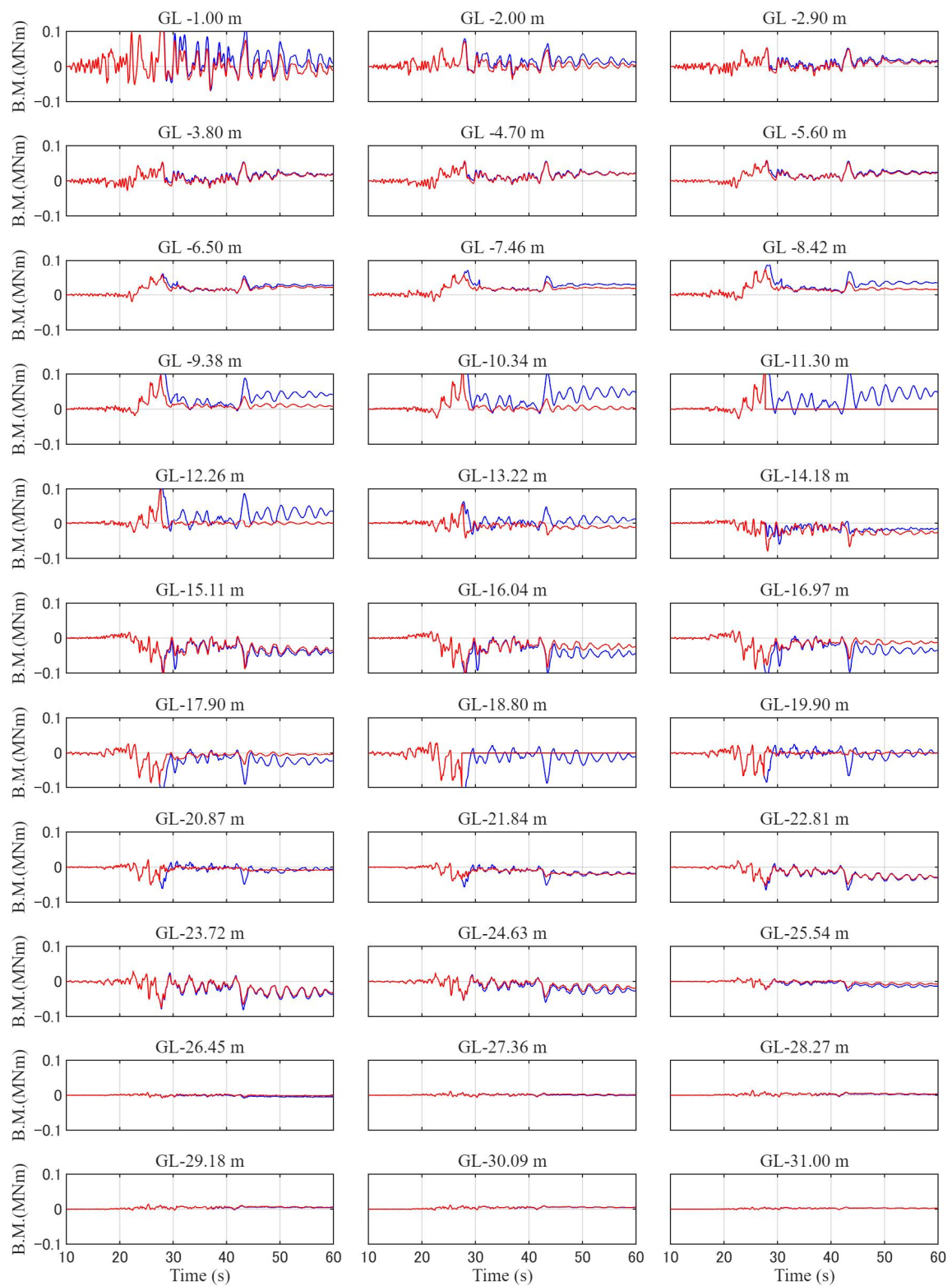


図 5.2-38 杭曲げモーメントの時刻歴 (X2-Y0)

(4) 杭の曲げモーメントー軸力関係

杭の曲げモーメントー軸力関係の時刻歴のうち、X0-Y0、X0-Y3、X2-Y0 のものを図 5.2-39～図 5.2-41 に示す。なお、図中の黒色実線が M_u 、破線が M_y 、点線が M_{cr} を表している。

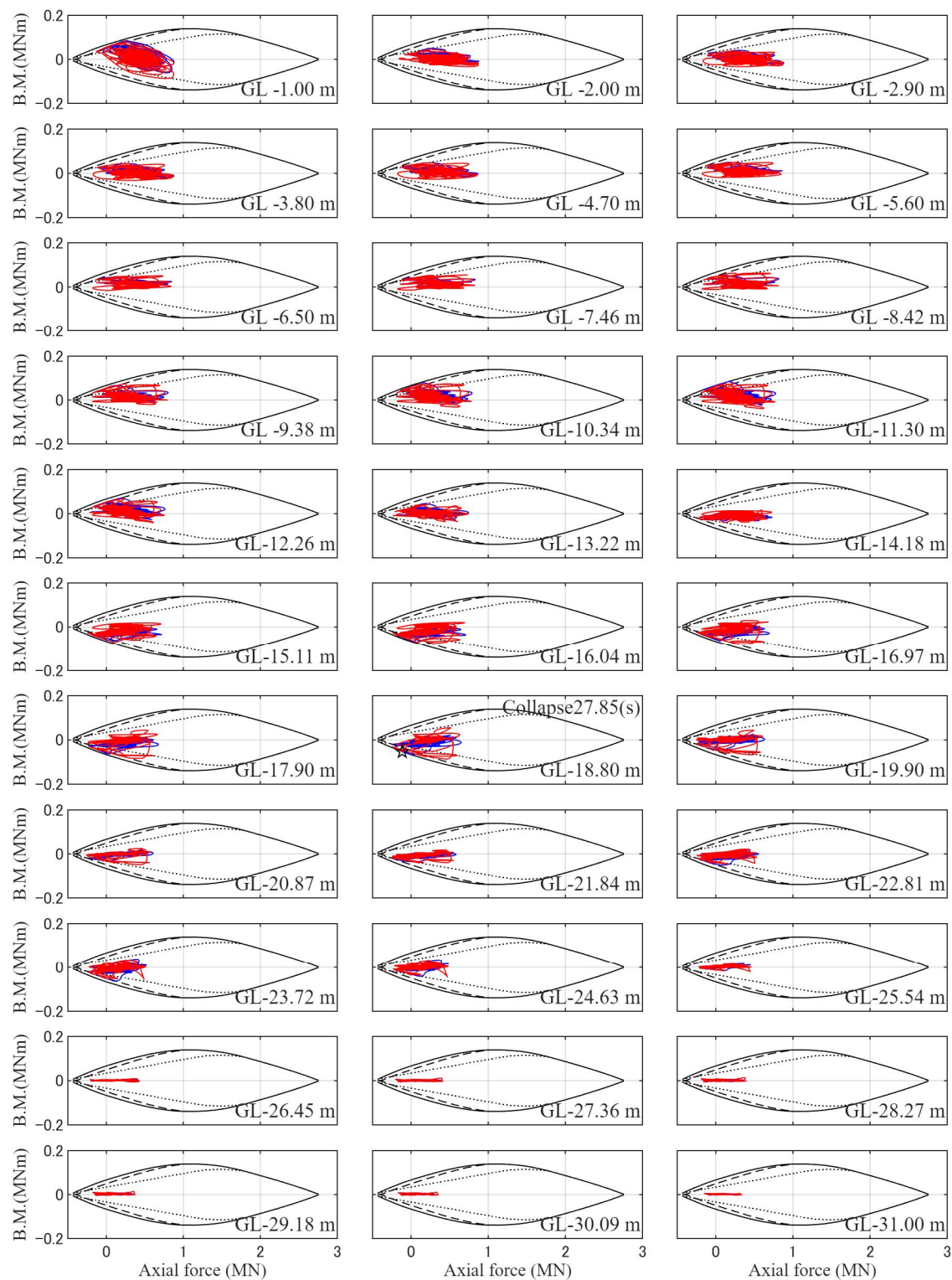


図 5.2-39 杭の曲げモーメントー軸力関係 (X0-Y0)

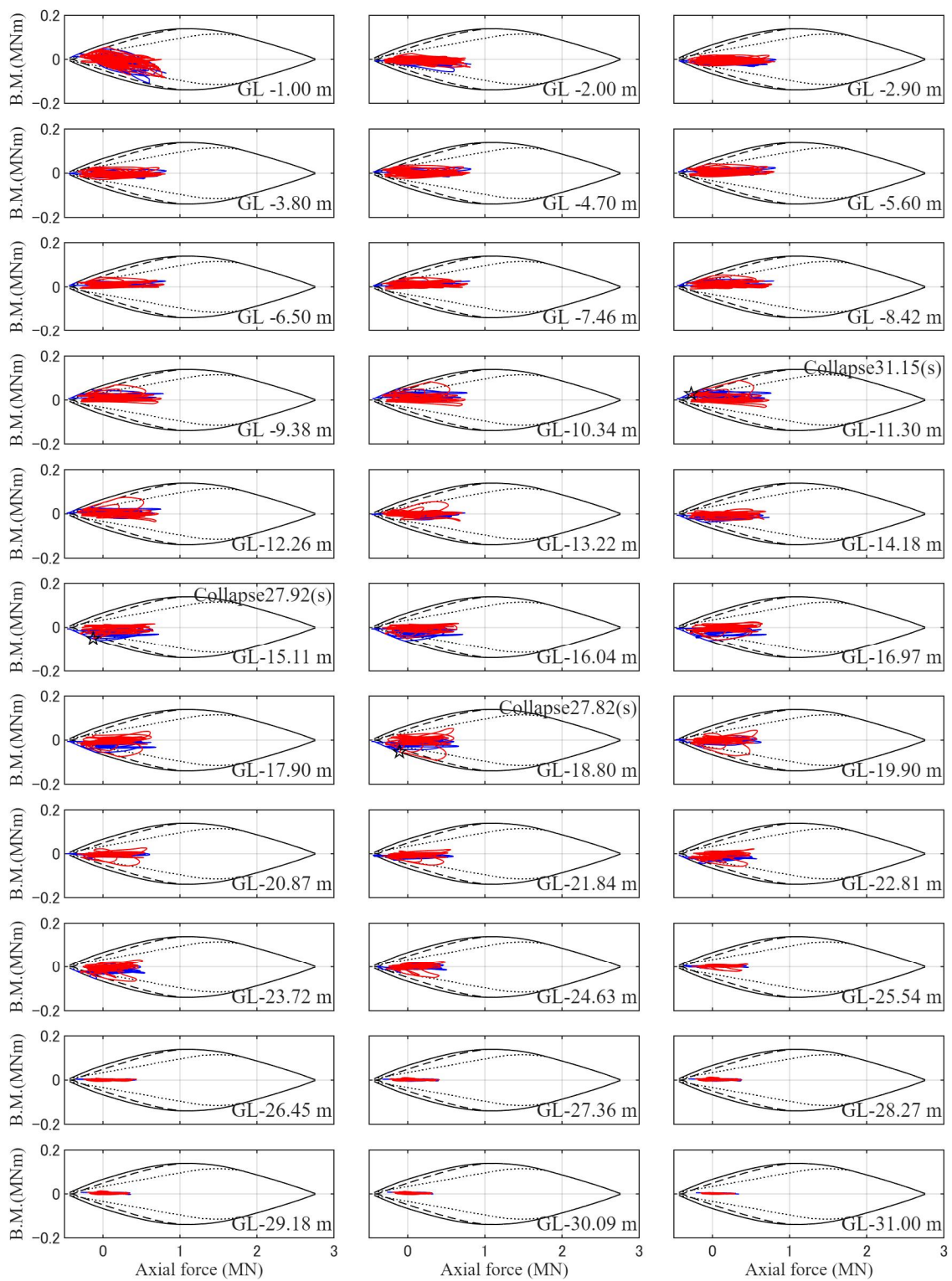


図 5.2-40 杭の曲げモーメントー軸力関係 (X0-Y3)

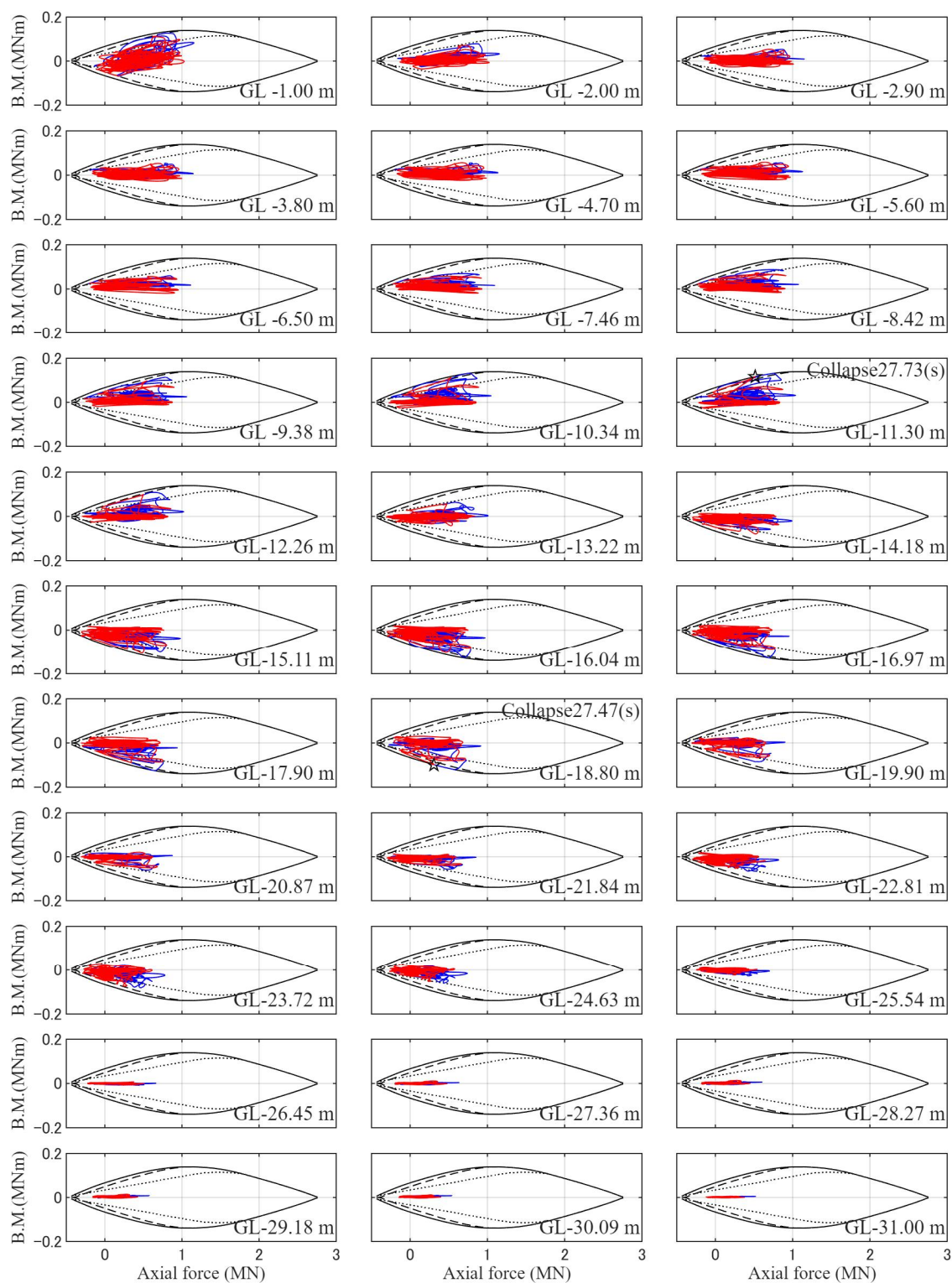


図 5.2-41 杭の曲げモーメントー軸力関係 (X2-Y0)

各杭の要素のうち、最初に破壊した時刻とその時の変動軸力を図 5.2-42 に示す。杭の破壊時刻の最小値が 27.45 秒、最大値が 27.86 秒である。東側の杭が比較的早い段階かつ押込み時に破壊しており、西側の杭が比較的遅い時刻に引張時に破壊している。このことから、上部構造が東側に傾いた時点から杭基礎の破壊が始まったものと考えられる。

5

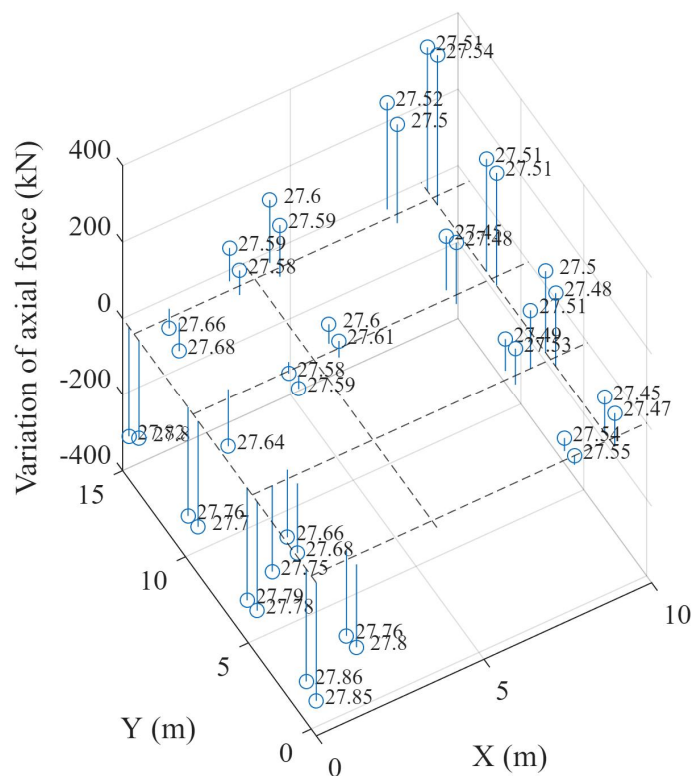


図 5.2-42 杭の破壊時刻とその時刻における杭頭変動軸力（図中数値が破壊時刻）

(5) 建物応答の時刻歴

図 5.2-43 に東西方向の建物加速度の時刻歴を示す。杭が破壊した 27～28 秒前後では青色で示す杭崩壊なしのケースに比べ、赤色で示す杭崩壊ありのケースの振幅が若干小さくなっているが、大きな差異は見られない。

5

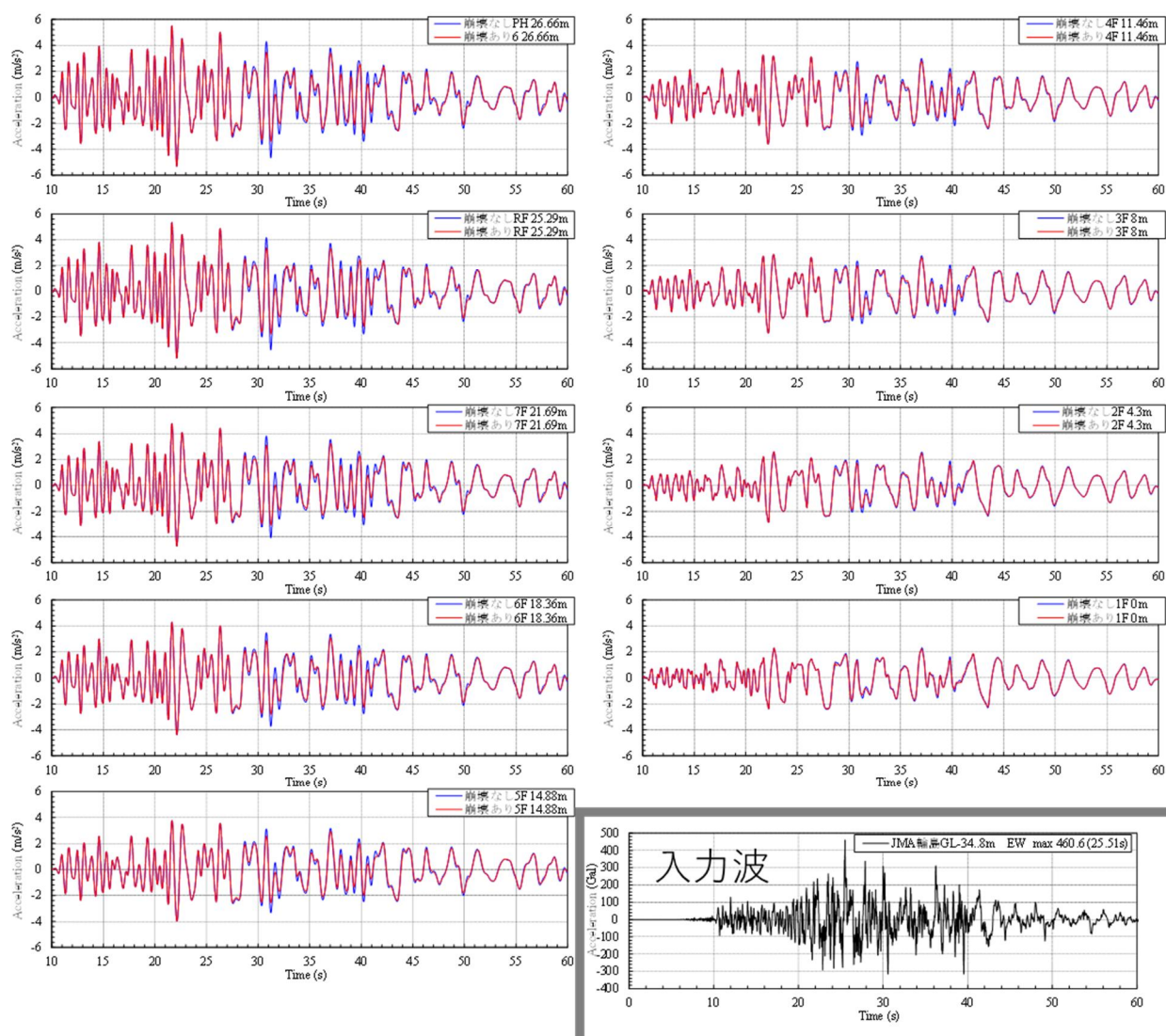


図 5.2-43 建物加速度の時刻歴（東西方向）

図 5.2-44 に南北方向の建物加速度の時刻歴を示す。杭破壊後の振幅の傾向は東西方向と同じだが、東西方向以上に差が見られない。

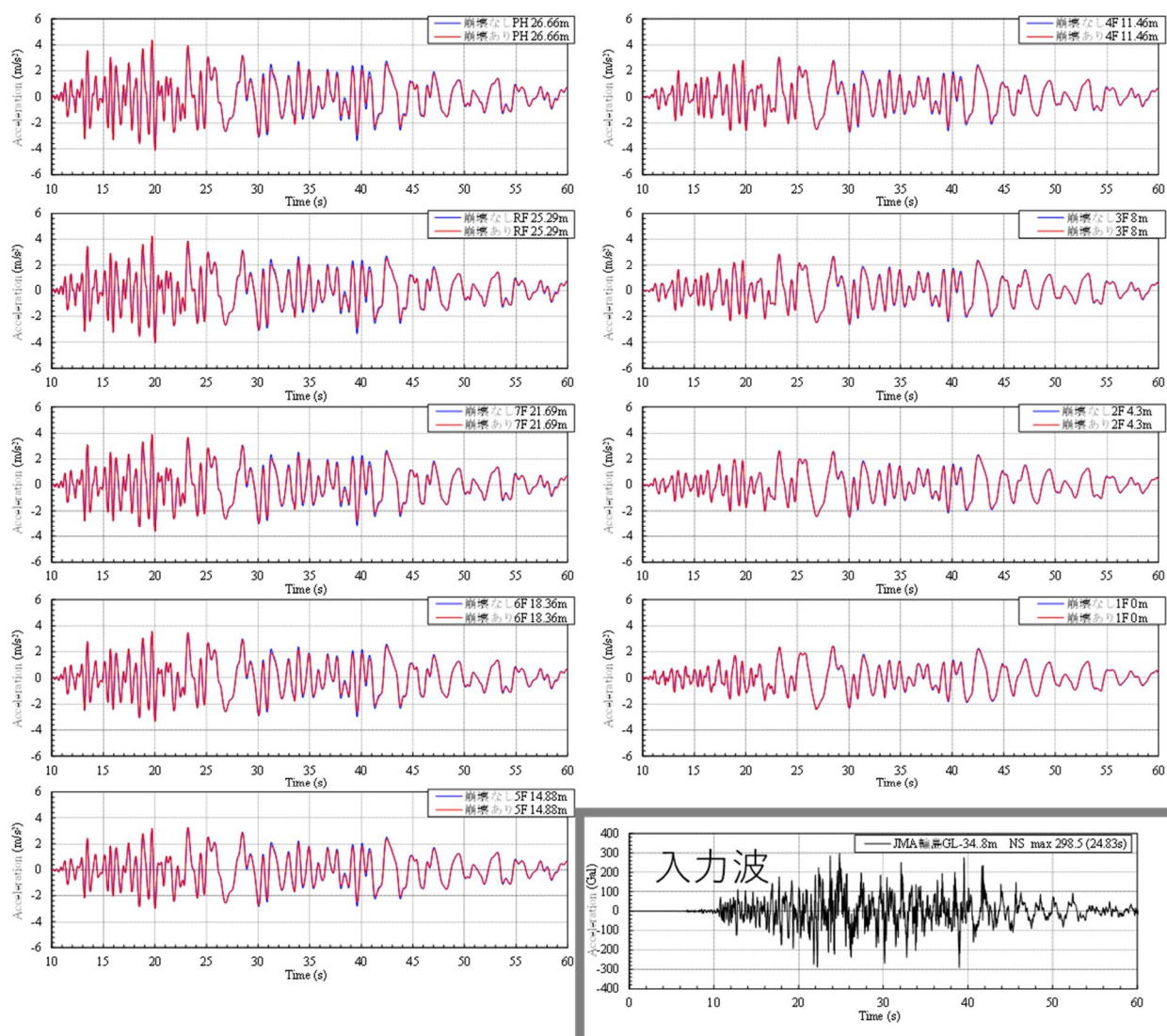


図 5.2-44 建物加速度の時刻歴（南北方向）

図 5.2-45 に東西方向の建物変位の時刻歴を示す。建物の上階に向かうにしたがって、杭破壊後に破壊なしのケースと破壊ありのケースの乖離が発生しており、破壊ありのケースで建物の残留傾斜が発生している様子が確認できる。

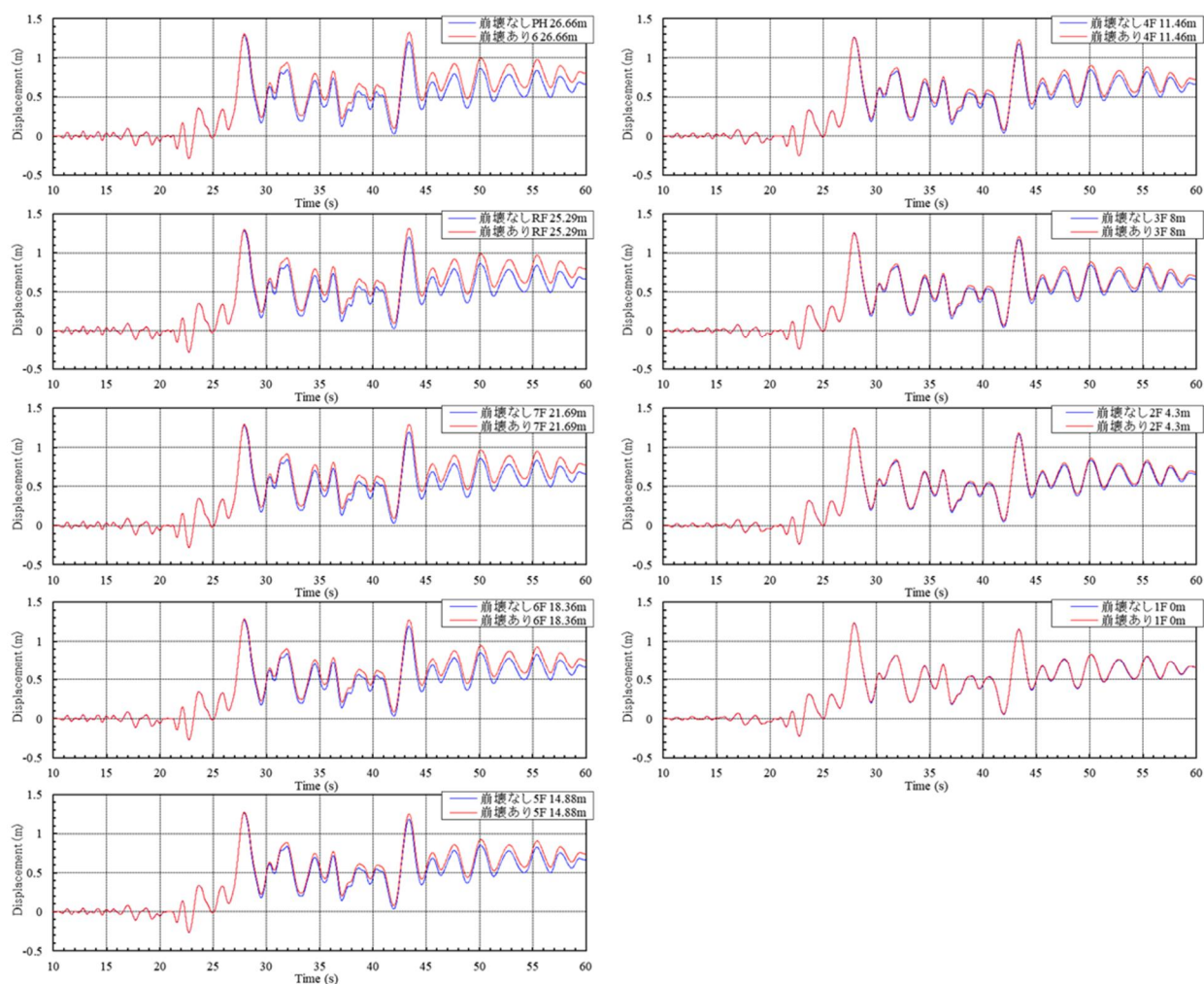


図 5.2-45 建物変位の時刻歴（東西方向）

図 5.2-46 に南北方向の建物変位の時刻歴を示す。東西方向と同様に、建物の上階に向かうにしたがって、杭破壊後に破壊なしのケースと破壊ありのケースの乖離が発生している様子が確認できる。しかしながら東西方向に比べ、その乖離幅は少ない。

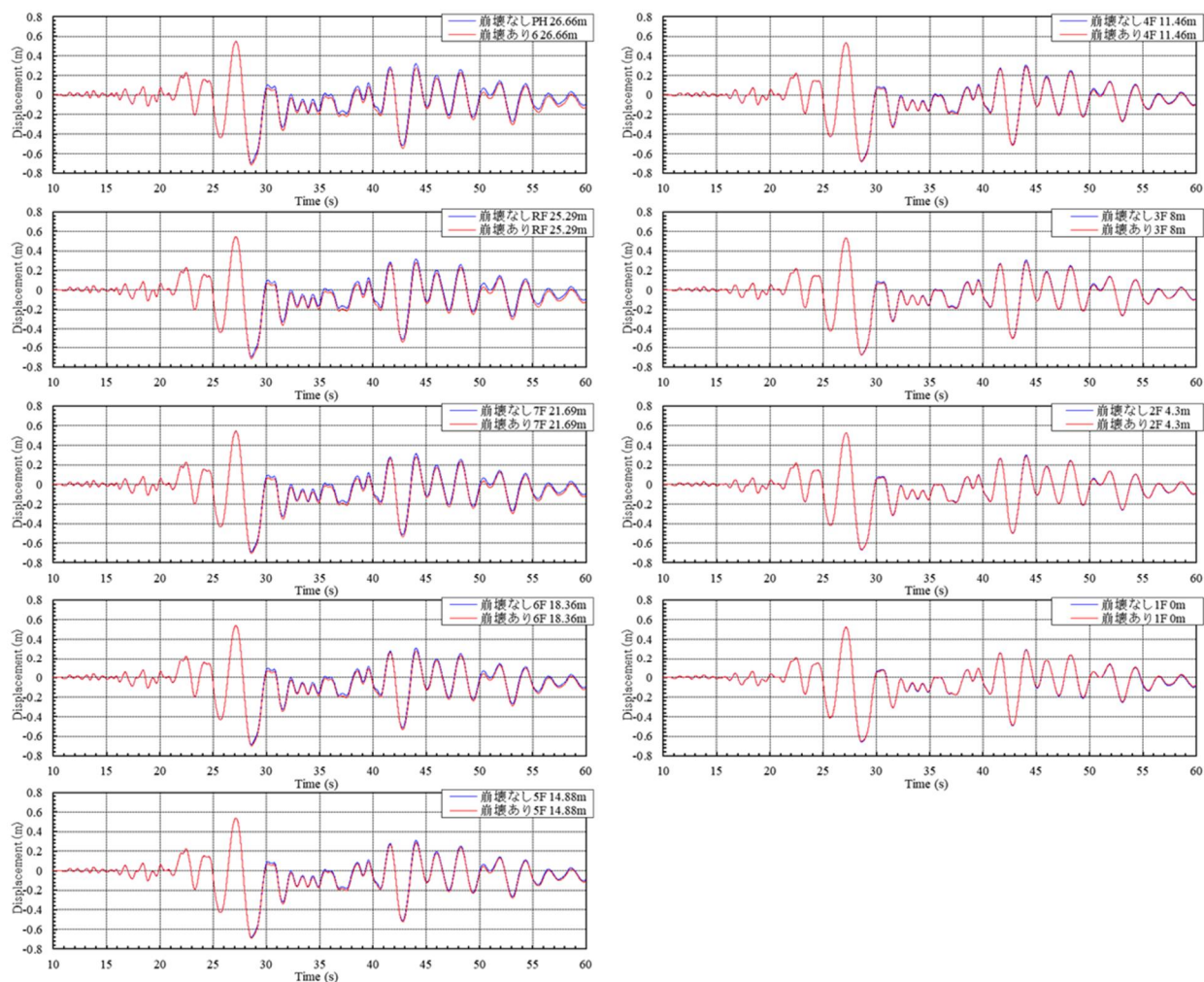


図 5.2-46 建物変位の時刻歴（南北方向）

(6) フーチング底面の接地荷重の時刻歴

各ジョイント要素の法線方向応力にそれぞれの面積をかけて、各フーチングで合計することによって求めたフーチング底面の接地荷重を図 5. 2-47 に示す。図に示されるように、杭が破壊した 28 秒前後から青色線で示される杭破壊なしのケースと赤色で示される杭破壊ありのケースとで値の乖離が始まっている。特に X0 通りの各フーチングに比べ X2 通りの各フーチングの荷重増加量が大きい。これは、X2 通り側の杭が比較的浅い箇所で破壊したことに伴うものと考えられる。また、フーチングの極限支持力は $\phi = 0 \text{ deg.}$ 、 $c = 20 \sim 25 \text{ kN/m}^2$ 、 $B = 1.8 \text{ m}$ 、 $L = 2.2 \text{ m}$ 、 $i_c = 1.0$ 、 $D_f = 0.0 \text{ m}$ とするとおよそ 470～590kN であり、X2 通りの最終接地荷重はこの極限支持力に近いため、地震動収束後も継続的に沈下が進行する可能性がある。

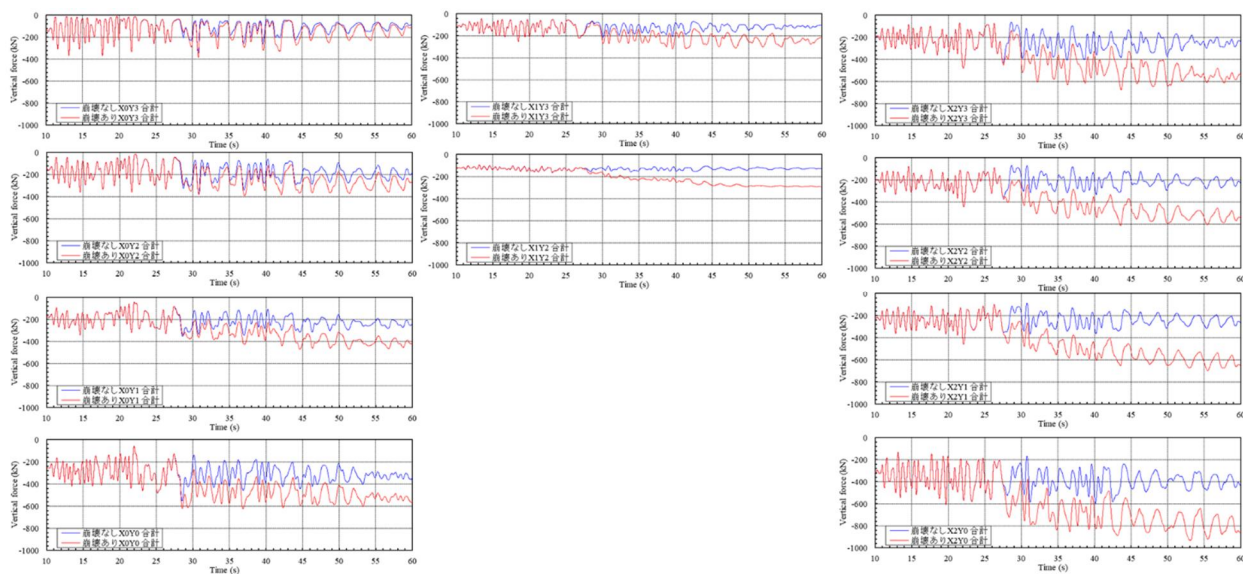


図 5. 2-47 フーチング底面接地荷重の時刻歴

5.2.4 まとめ

令和 6 年能登半島地震で被災した RC 建物に関する三次元有限要素法を用いた時刻歴応答解析を実施した。なお、5.2.2 に述べた通り、本解析モデルは 2024 年の年末から 2025 年の年初頃に得られた調査の速報値を基に作成している。そのため、第 2 章及び第 3 章で報告された最終の調査結果を反映できていない。さらに、被害調査結果を見ると、顕著な杭の破壊深度は GL-6m 付近である一方で、本解析結果では GL-11m 付近となっており乖離がある。これは先述した実際の建物と解析モデルとの差異や地盤の物性（構成則）、入力地震動の波形などが複合的に影響しているものと考えられ、今後、引き続き解析モデルの精査を行い、継続的なモデルの修正が必要と考えられる。以上の点を踏まえたうえで、本検討によって得られた結果を以下にまとめる。

1. 杭の破壊を考慮することによって、X+（東側）に比較的大きな残留傾斜が生じるような結果となった。
2. 杭の破壊は概ね全ての杭で GL-19m 付近に生じている。加えて、X2 通りの杭には GL-11m 付近での破壊も見られる。この GL-11m 付近の破壊により建物は東側に傾斜したのと考えられる。
3. フーチングと地表面の間に設けた接地荷重は杭の破壊が生じた時刻以後で増加する傾向が見られた。その増加量は X0 や X1 通りのフーチングに比べ X2 通りのフーチングが大きかった。これは X2 通りの杭が比較的浅い箇所にも破壊が生じたためと考えられる。また、X2 通りのフーチングの最終的な接地荷重は極限支持力に近く、振動後も継続的に沈下が進行した可能性がある。

【5.2 節 参考文献】

- 5.2.1) 吉田望, 辻野修一, 石原研而: 地盤の 1 次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), pp. 1639-1640, 1990.
- 5.2.2) 中村尚弘, 鈴木琢也, 東城峻樹, 宮津裕次, 重野喜政, 濱田純次, 中村壮志, 高田明伸: 非線形 3 次元 FEM による大地震時の中層 RC 建物の地盤-基礎-建物連成系の応答に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 743, pp. 35-45, 2018.
- 5.2.3) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp. 226-227, 2019.

5.3 粒子法によるA建物の2次元転倒解析

5.3.1 検討の目的

5 本節では、建物転倒を再現可能な大変形解析手法を用いて、対象建物の転倒要因を解析的に明らかにすることを目的とする。

5.3.1.1 粒子法の概要

10 本検討では数値計算法として粒子法の Material Point Method (MPM) ^{5.3.1)}を採用した。MPMは空間内に固定した計算格子と格子内に配置した粒子(Material Point)を用いる数値計算法である。運動方程式は格子点で解き、計算した物理量を粒子に投影する。粒子は物理量を持ちながら空間内を移動し、所属する格子へ物理量を輸送する。背面格子を利用した計算過程は格子法と同じであり、構成則など既存の格子法の計算技術がそのまま適用できる。MPMは大変形問題を対象とした場合、粒子が計算格子を超え隣接格子へ頻繁に移動し計算誤差が発生する課題が指摘されていたが、Generalized Interpolation Material Point (GIMP) 法を採用して数値誤差を最小化することで、地盤の数値計算法として大変形解析まで扱える手法であることが確認されている ^{5.3.2)}。

15

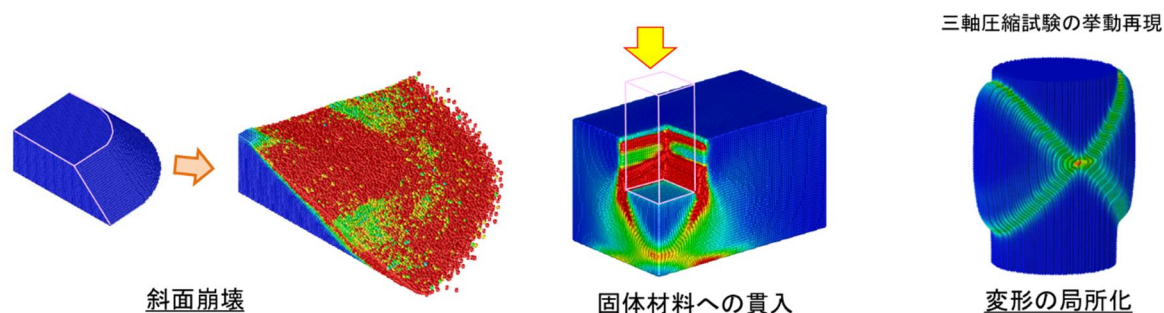


図 5.3.1-1 粒子法 検討事例

20 既往研究 ^{5.3.3)} では、MPM の枠組みに FEM 要素を実装し (Arbitrary Particle Domain Interpolation 法、以下 APDI 法)、地盤-構造連成解析を可能としており、その適用性が確認されている。

5.3.1.2 粒子法による建物転倒へのアプローチ

本解析的検討では、地盤の大変形領域が解析可能という特徴を活かし、建物転倒直前から転倒に至るフェーズを対象とした。また、建物転倒直前の状態は不明なことから、図 5.3.1-2 に示す帰納法によるアプローチを行った。解析の初期条件となる転倒直前の状態を複数仮定して解析的検討を行い、

5 解析結果が A 建物の転倒状況と整合する初期条件が、転倒直前の状況を示していると考えた。

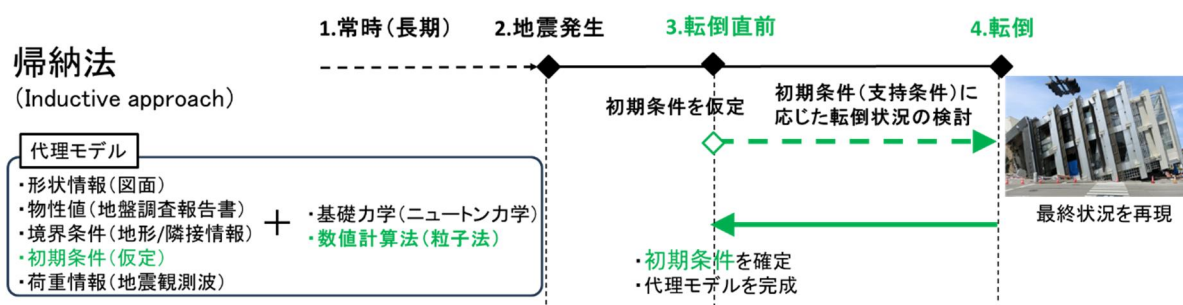


図 5.3.1-2 帰納法によるアプローチ

5.3.2 解析モデル

5.3.2.1 解析モデル概要

解析モデル概要を図 5.3.2-1 に示す。2 次元の解析モデルとし、構造物、基礎梁、基礎、杭、地盤をモデル化した。構造物および杭体は平面ひずみ要素を用い、地盤は、図 5.3.2-1 右図のように地表、杭周辺地盤、モデル境界部は平面ひずみ粒子を用いた。その他の部分は平面ひずみ要素とすることで計算負荷を軽減する。建物転倒が想定される範囲に大変形が可能な粒子を配置し、より遠方の領域は要素を配置した。側方へ粒子を配置する理由は、本検討には含まれないが、地震応答解析を実施する際に左右繰り返し境界とするためである。空間全体を埋める計算格子は水平・鉛直に 162×150 配置し、格子寸法は 0.5m である。粒子寸法は 0.25m であり、一格子あたり 4 粒子配置している。地盤は平行成層とし、境界条件は側方鉛直ローラー、底面は固定とした。

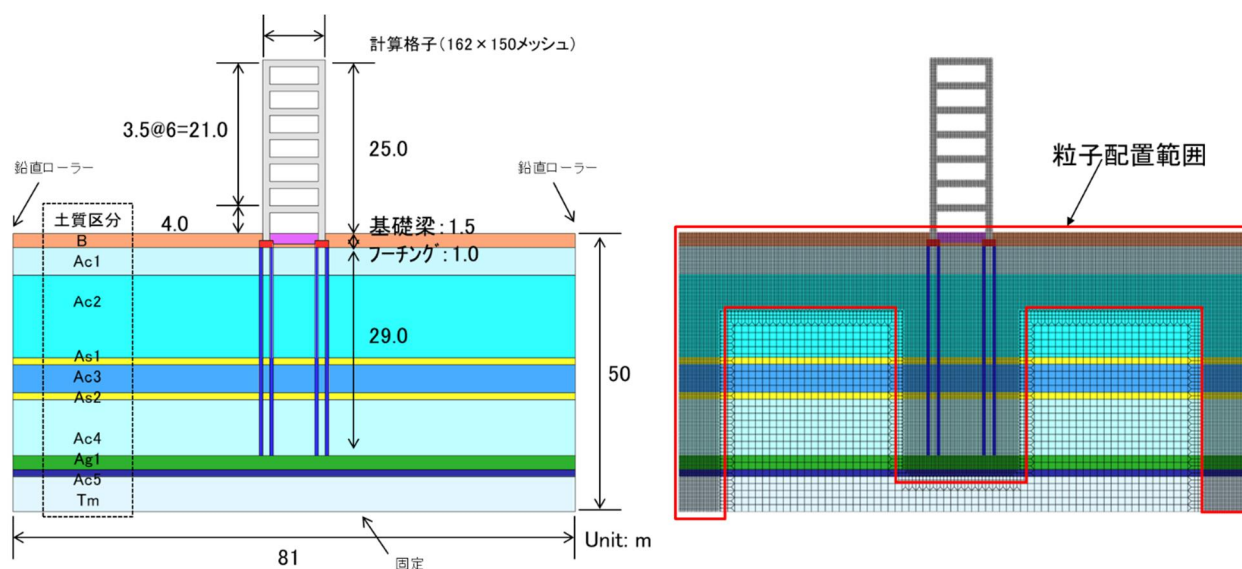


図 5.3.2-1 解析モデル概要

5.3.2.2 地盤物性

地盤物性は、図 5.3.2-2 に示す地盤調査結果を参照して設定した。表層（As1 層付近まで）は建物転倒による乱れの影響の少ない No.1 を参照し、As1 層以深は表層の影響が軽微と考えて No.2 を参照し、地盤物性値を決定した。粘土地盤の一軸圧縮強度を図 5.3.2-3 に、解析に用いた地盤物性一覧を表 5.3.2-1 に示す。埋土層および砂層には粘着力 10 kPa、内部摩擦角 30° を仮定した。粘性土の強度は一軸圧縮試験結果より試験結果の中央値程度の値とした。地盤は弾完全塑性であり、構成測は Mohr-Coulomb を用いた。

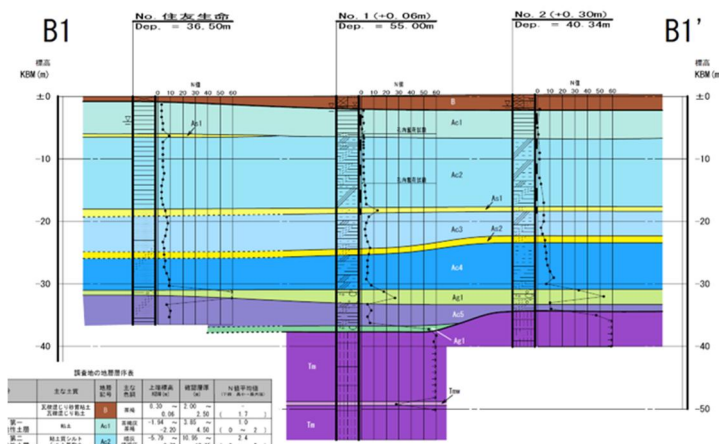


図 5.3.2-2 地盤調査結果

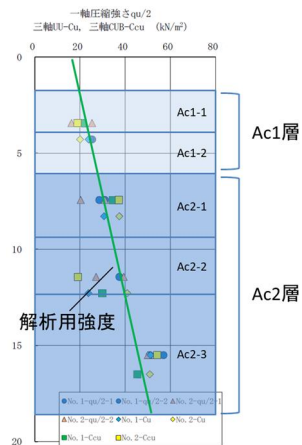


図 5.3.2-3 粘土層の一軸圧縮強さ

表 5.3.2-1 地盤物性一覧

層番 No	深さ GL m	層厚 m	要素 分割 数	土質 区分	密度 kN/m ³	γ_c kN/m ³	V_s m/s	H/V_s	V_s $4f_{ma}$	N値	G_0 kN/m ²	$G_0/10$ kN/m ²
1	2.0	2.0	2	B 埋土	1.80	17.6	150	0.013	1.875	-	40500	4050
2	5.9	3.9	4	Ac1 粘性土	1.34	13.1	70	0.055	0.875	0.6-1.7	6566	657
3	17.9	12.1	12	Ac2 粘性土	1.54	15.1	100	0.121	1.250	1.7-4	15400	1540
4	18.8	0.9	1	As1 砂質土	1.71	16.8	170	0.005	2.125	13	49419	4942
5	22.6	3.8	4	Ac3 粘性土	1.65	16.2	130	0.029	1.625	3-6	27885	2789
6	23.7	1.1	1	As2 砂質土	1.71	16.8	170	0.006	2.125	7	49419	4942
7	31.2	7.5	8	Ac4 粘性土	1.65	16.2	180	0.042	2.250	5-8	53460	5346
8	33.6	2.4	2	Ag1 礫質土	2.00	19.6	320	0.008	4.000	18-27	204800	20480
9	34.7	1.1	1	Ac5 粘性土	1.70	16.7	200	0.006	2.500	5-8	68000	6800
10	40.0	5.3	5	Tm 泥岩	1.80	17.6	610	0.009	7.625	60	669780	66978

5.3.2.3 構造物および杭体物性

上部構造物重量は調査結果より推定した解析用図面および解析結果による支点反力から設定した。支点反力の合計 19392kN を建物の奥行 15m で除し、すべての構造物の要素に等分した結果、構造物の単位体積重量は 12.3kN/m³ となった。構造物および杭体の剛性には埋土剛性の 100 倍の 400000kPa を地盤と比べて剛とした。また構造物および杭体は線形とした。図 5.3.2-4 に基礎部分のモデル図を示す。基礎梁のあるモデルでは、2 次元モデルのため、構造床を仮定していることと同様になる。杭頭の 4 要素は粒子であり、降伏応力 (200MN/m²) に達すると隣の粒子との剥離が発生する。粒子の降伏応力は建物の転倒タイミングに影響を及ぼすため、今後検討の余地がある。

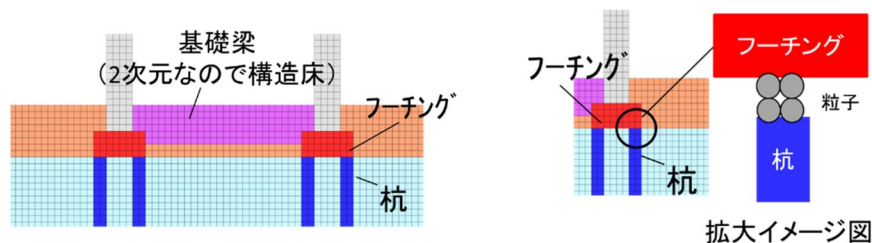


図 5.3.2-4 基礎部分のモデル

5.3.2.4 解析ケース

解析ケース一覧を表 5.3.2-2 に示す。解析パラメータは、支持条件（杭体モデル化の有無）、荷重条件（自重、水平震度）、基礎梁モデル化の有無とする。解析ケースの頭文字は、基礎梁をモデル化しないケースを A、基礎梁をモデル化したケースを B とし、A、B に対し支持条件と荷重条件を変えて 3 ケースずつ設定し全 6 ケース解析を行った。

解析ケース図（A-1、A-2、A-3）を図 5.3.2-5 に示す。それぞれの解析ケースは転倒直前の状態（初期条件）を設定している。A 建物は東側に転倒したことから、西側（解析モデル左側）の杭を引張側杭、東側（解析モデル右側）の杭を圧縮側杭と呼ぶ。A-1 は引張側・圧縮側杭は支持力を保持している状態で上部構造に水平荷重が作用した場合を、A-2 は引張側・圧縮側杭は支持力喪失したとして上部構造自重が作用した場合、A-3 は圧縮側の杭が支持力喪失した状態で上部構造の自重が作用した場合を想定している。B-1～B-3 は A-1～A-3 に基礎梁がモデル化されたケースとなる。水平荷重は A_i 分布とし、上部構造の重量に水平震度を作用させた。

表 5.3.2-2 解析ケース一覧

Case.No	地盤 (非線形)	杭体 (線形)		基礎梁 (線形)	上部構造 (線形)	荷重
		引張側	圧縮側			
A-1	粘土層の 粘着力 中間値	○	○	×	○	自重+水平震度(構造物)
A-2		×	×			自重
A-3		○	×			自重+水平震度(構造物)
B-1		○	○	○		自重
B-2		×	×			自重+水平震度(構造物)
B-3		○	×			自重

○：モデル化する ×：モデル化しない

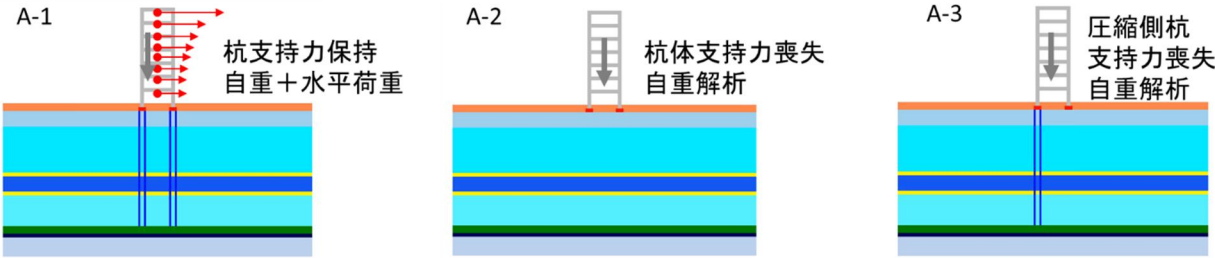


図 5.3.2-5 解析ケース図（A-1、A-2、A-3）

5.3.3 解析結果

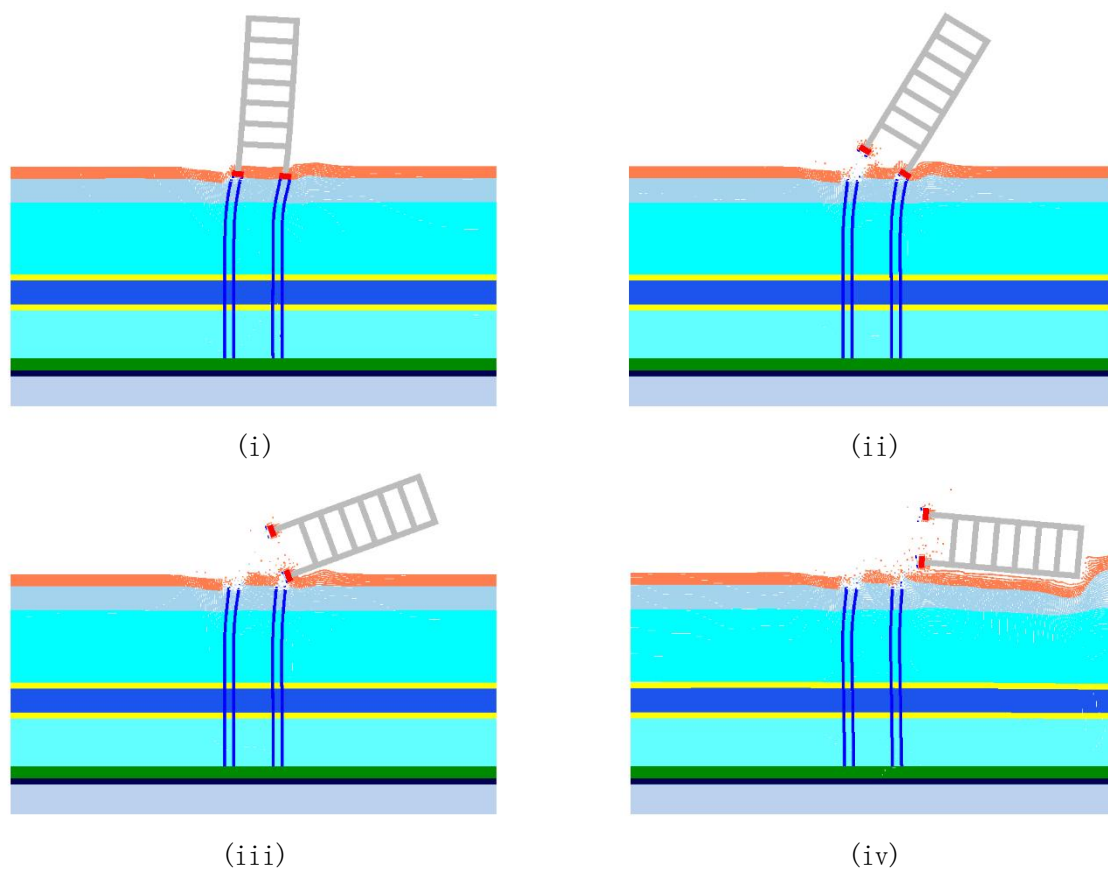
5.3.3.1 ケース A（基礎梁モデル化なし）

5 解析ケース A-1、A-2、A-3 の解析結果をそれぞれ図 5.3.3-1、図 5.3.3-2、図 5.3.3-3 に示す。(a) は変形図（解析モデルの物性区分）を、(b)は変形(Dxy)のコンター図とし、解析の進行に伴う過程を (i)～(iv)の順に示している。

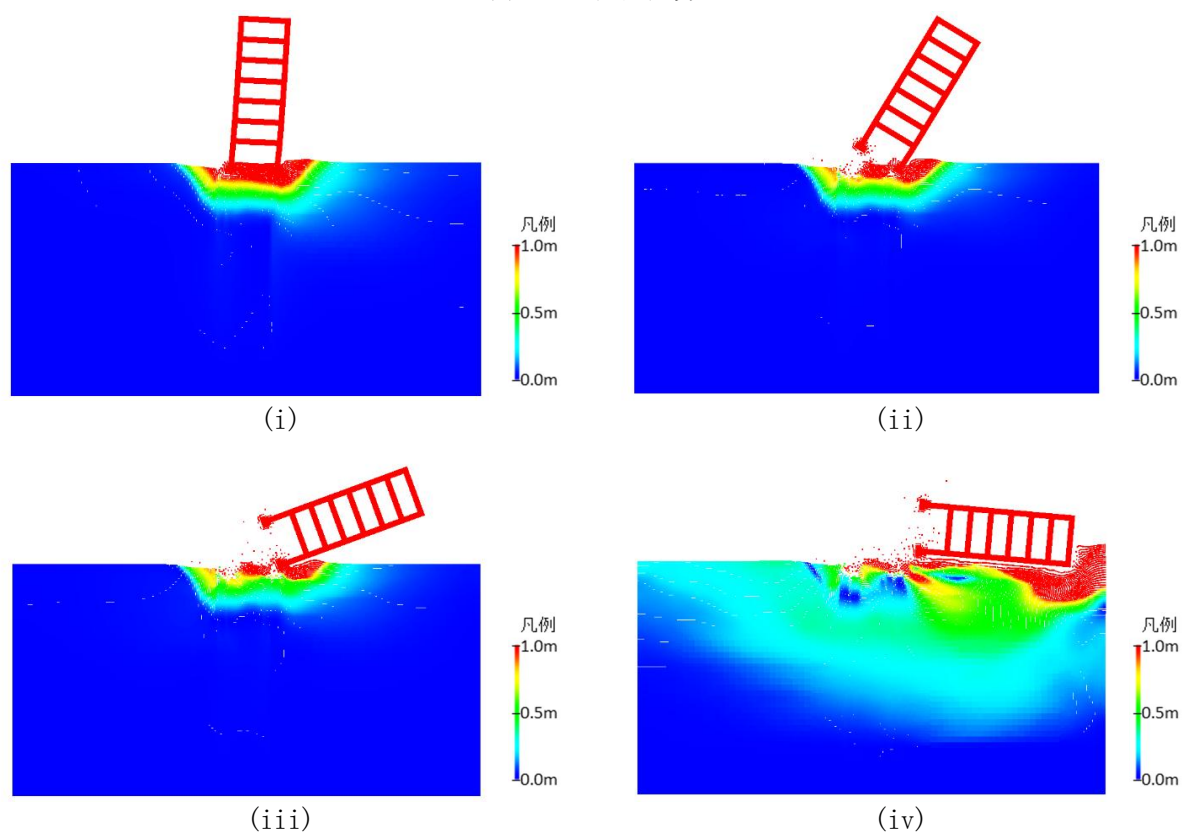
10 解析ケース A-1（全杭支持力保持、水平荷重）では、構造物全体が右側へ変形した後、圧縮側杭頭を中心に上部構造物が回転し、引張側杭頭の破断を伴い、右側へ傾斜する。その後水平荷重が増加すると圧縮側杭頭も破断し上部構造物は転倒に至る。この時、杭体の水平変形は生じるが破壊しない（支持力喪失しない）モデル化であることから、建物全体が地盤へ貫入することはない。

解析ケース A-2（全杭支持力喪失、自重）では、表層地盤がフーチングの接地圧を支持することができず、フーチングの地盤への貫入を伴う建物全体の沈下が生じている。地盤への貫入量は 2.6 m 程度であり、上部構造は左右対称のモデル化であることから、上部構造の傾斜を伴わない等沈下となる。

15 解析ケース A-3（圧縮側杭支持力喪失、自重）では、上部構造は支持力喪失した圧縮側へフーチングの地盤への貫入を伴いながら傾斜し、その後、引張側杭の杭頭の破断・分離を経て上部構造に傾斜を有した状態で釣り合い状態へ至る。引張側杭が支持力を保持していることで、引張側杭頭付近を回転中心として上部構造が回転しているように見える。最終状態での側壁傾斜角度は 17 度、建物東側下端部の沈下量は 4.2m であり、いずれも A 建物の転倒状況と近い数値であった。

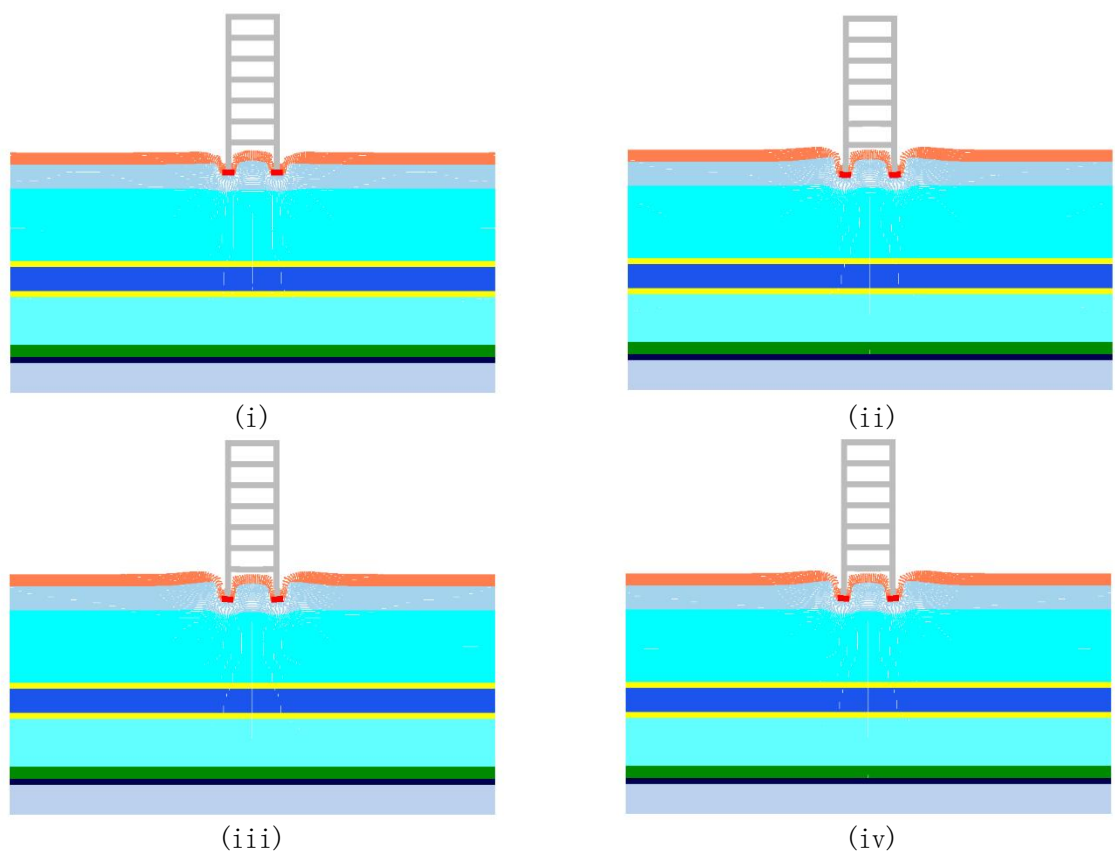


(a) A-1 物性区分

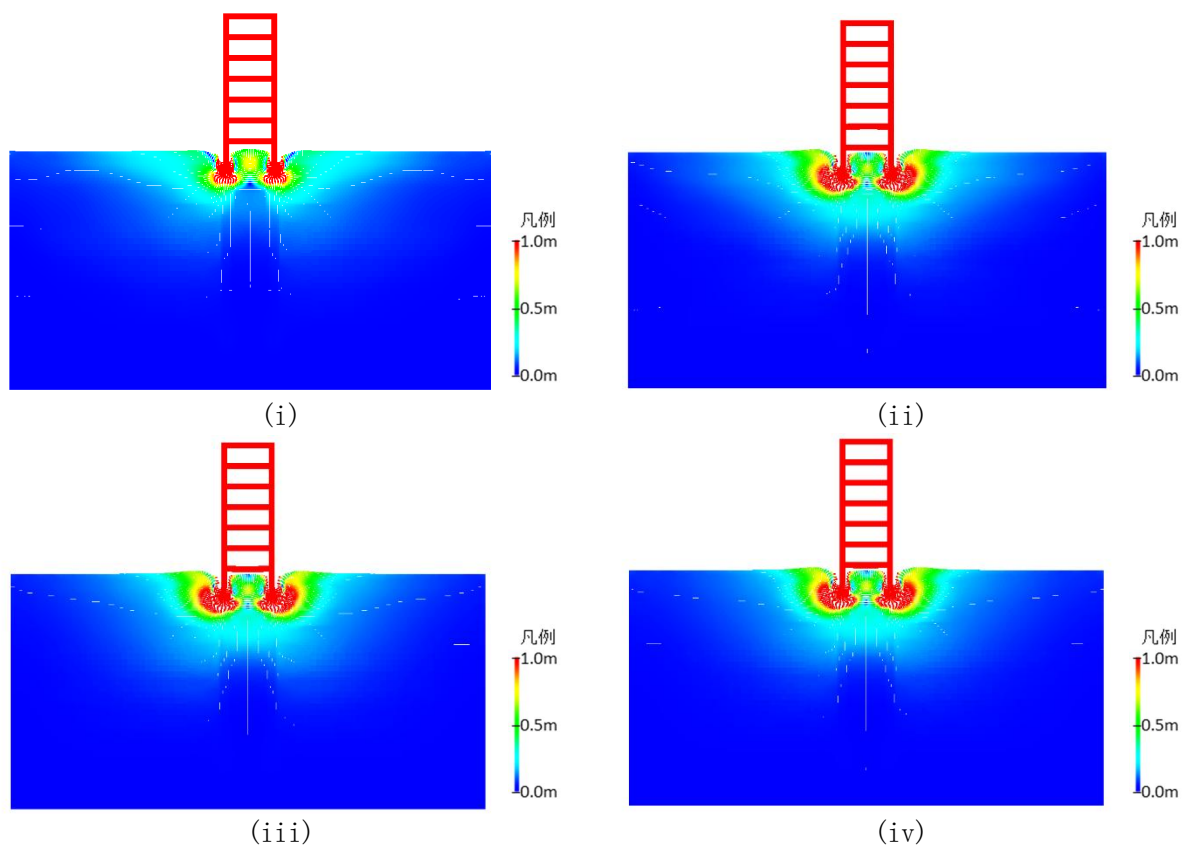


(b) A-1 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-1 解析結果 (A-1)

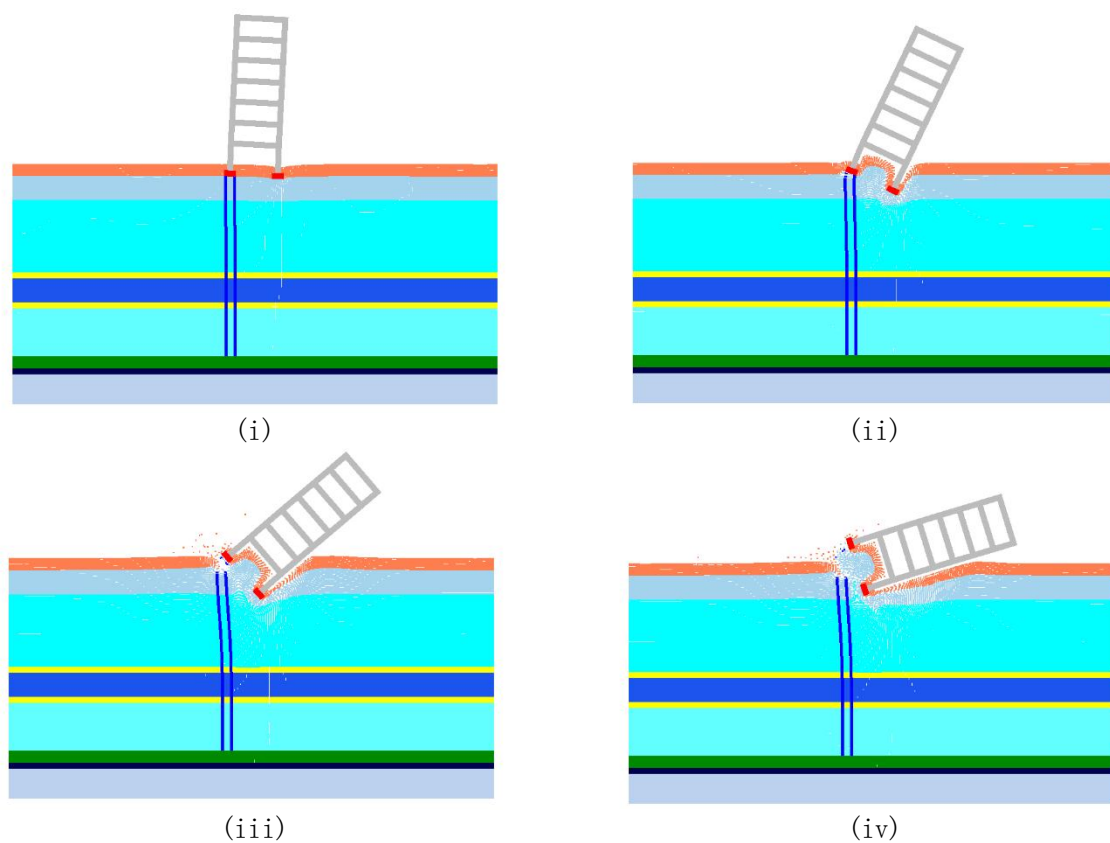


(a) A-2 物性区分

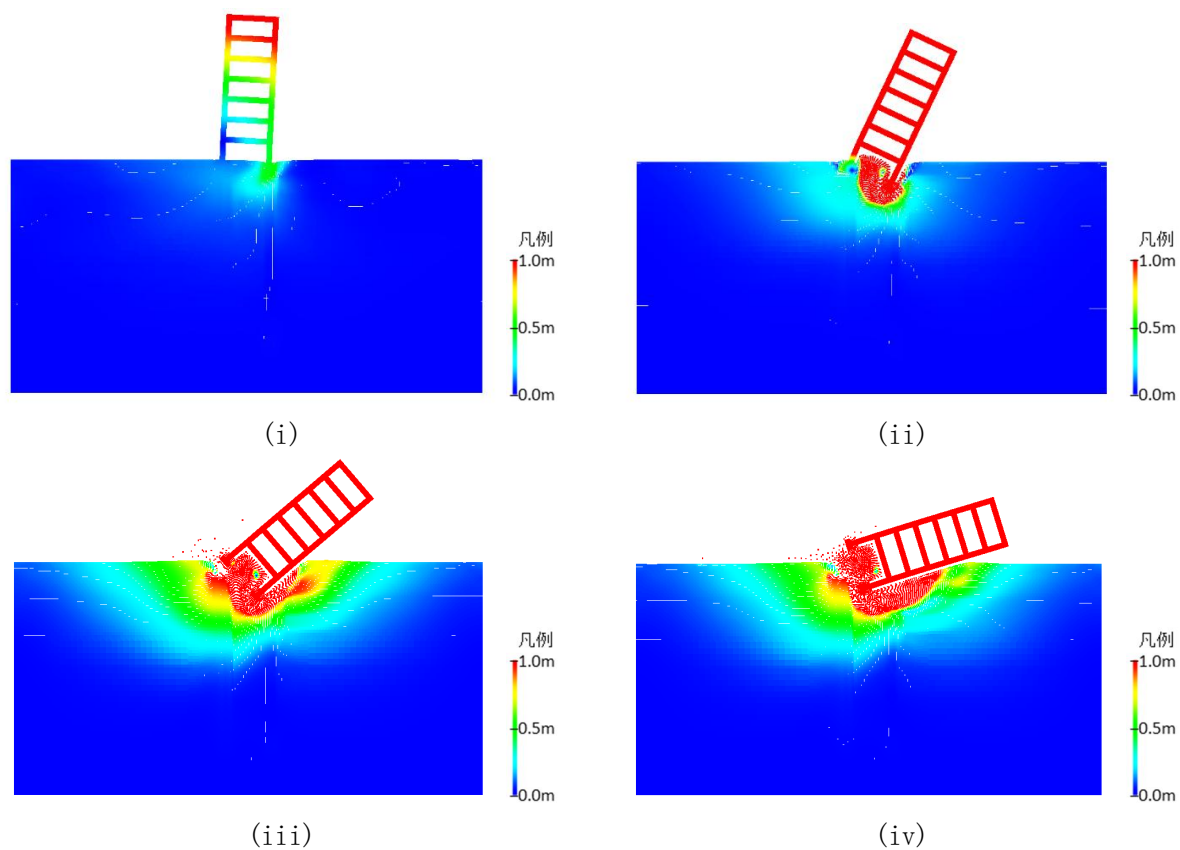


(b) A-2 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-2 解析結果 (A-2)



(a) A-3 物性区分



(b) A-3 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-3 解析結果 (A-3)

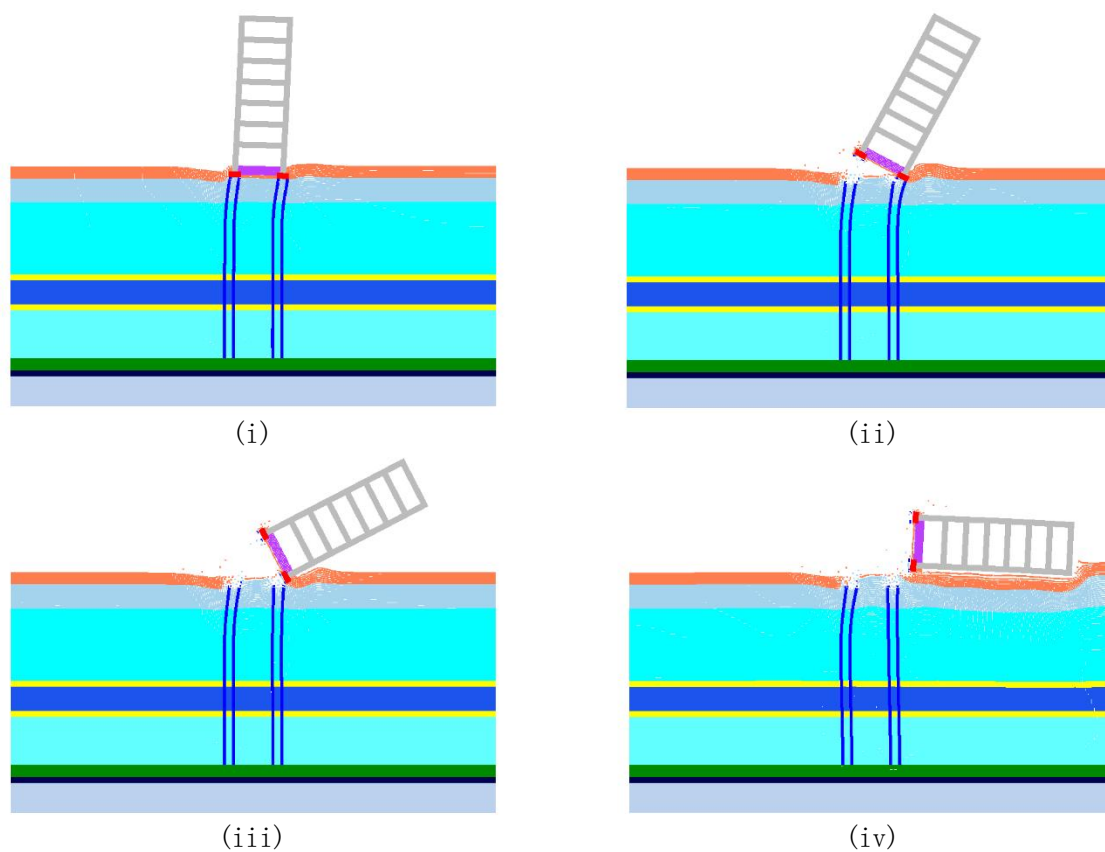
5.3.3.2 ケース B（基礎梁モデル化あり）

基礎梁をモデル化した解析ケース B-1、B-2、B-3 の解析結果をそれぞれ図 5.3.3-4、図 5.3.3-5、図 5.3.3-6 に示す。3.3.1 項同様に (a) は変形図（解析モデルの物性区分）、(b) は変形 (D_{xy}) のコンター図とし、解析の進行に伴う過程を (i) ～ (iv) の順に示している。

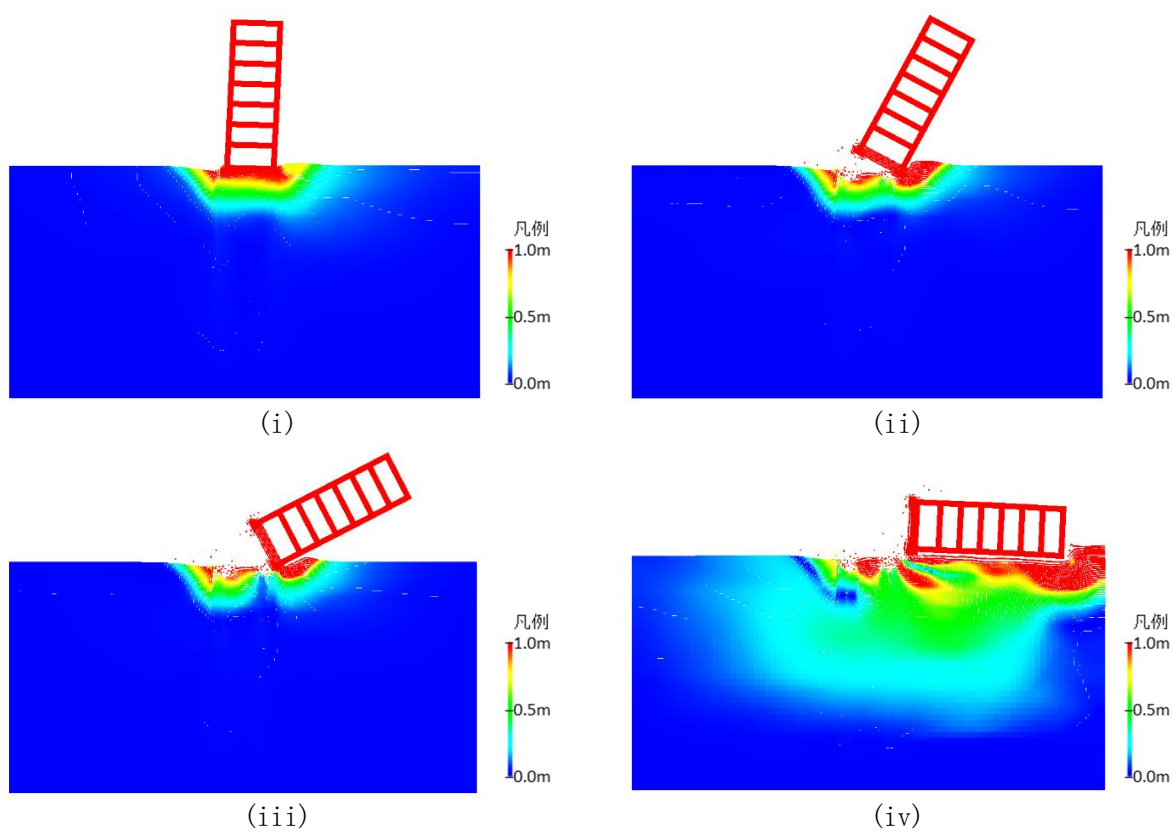
- 5 解析ケース B-1（全杭支持力保持、水平荷重）では、図 5.3.3-1 に示した A-1 と同様の転倒過程をたどる。杭体の支持力が保持されていることから基礎梁有無による影響はほとんど見られない。

解析ケース B-2（全杭支持力喪失、自重）では、建物全体の沈下が生じている状況は A-2 と同様であるが、2 次元モデルのため基礎梁が構造床となり建物荷重を分散し地盤へ伝達するため、A-2 でみられた地盤へのフーチングの貫入は軽減され、貫入量は 0.73m であった。

- 10 解析ケース B-3（圧縮側杭支持力喪失、自重）では、上部構造は支持力喪失した圧縮側へフーチングおよび基礎梁の地盤への貫入を伴いながら傾斜するものの、基礎梁（構造床として作用）が建物荷重を分散し地盤へ伝達し、転倒には至らない。側壁傾斜角度は 83 度程度であった。

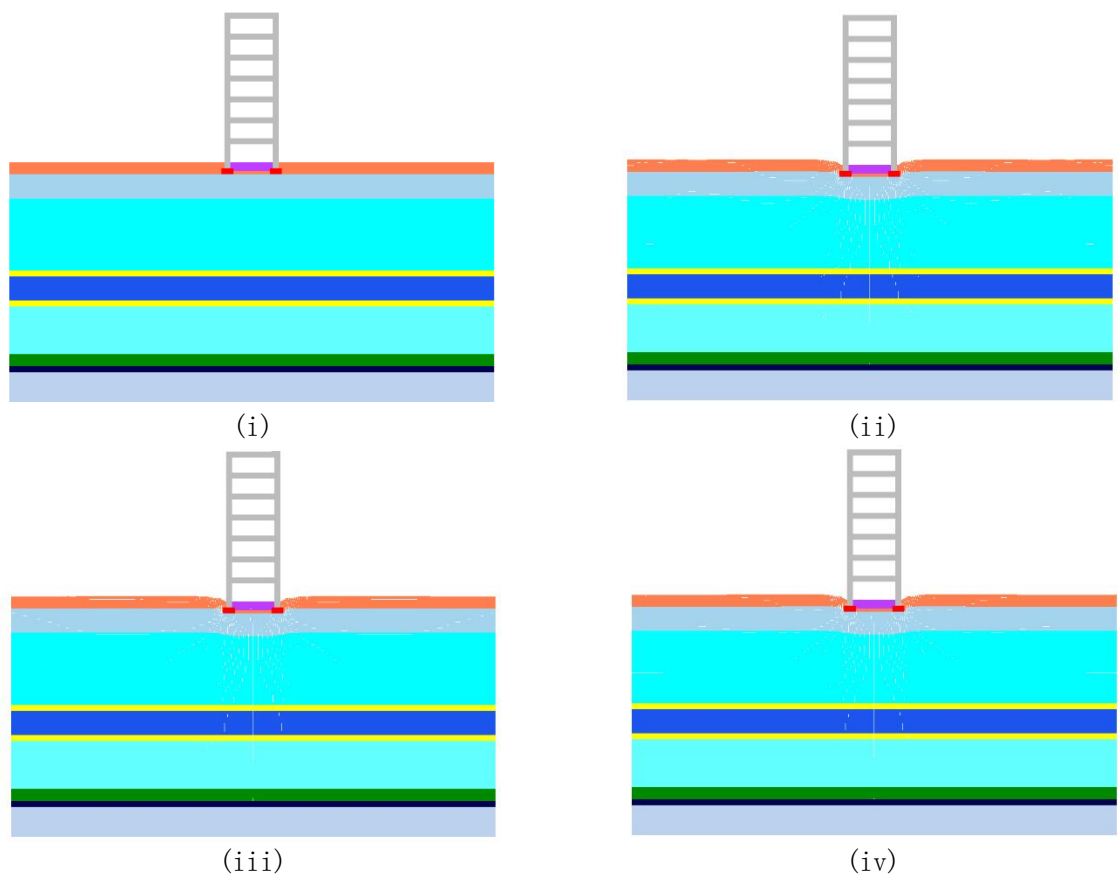


(a) B-1 物性区分

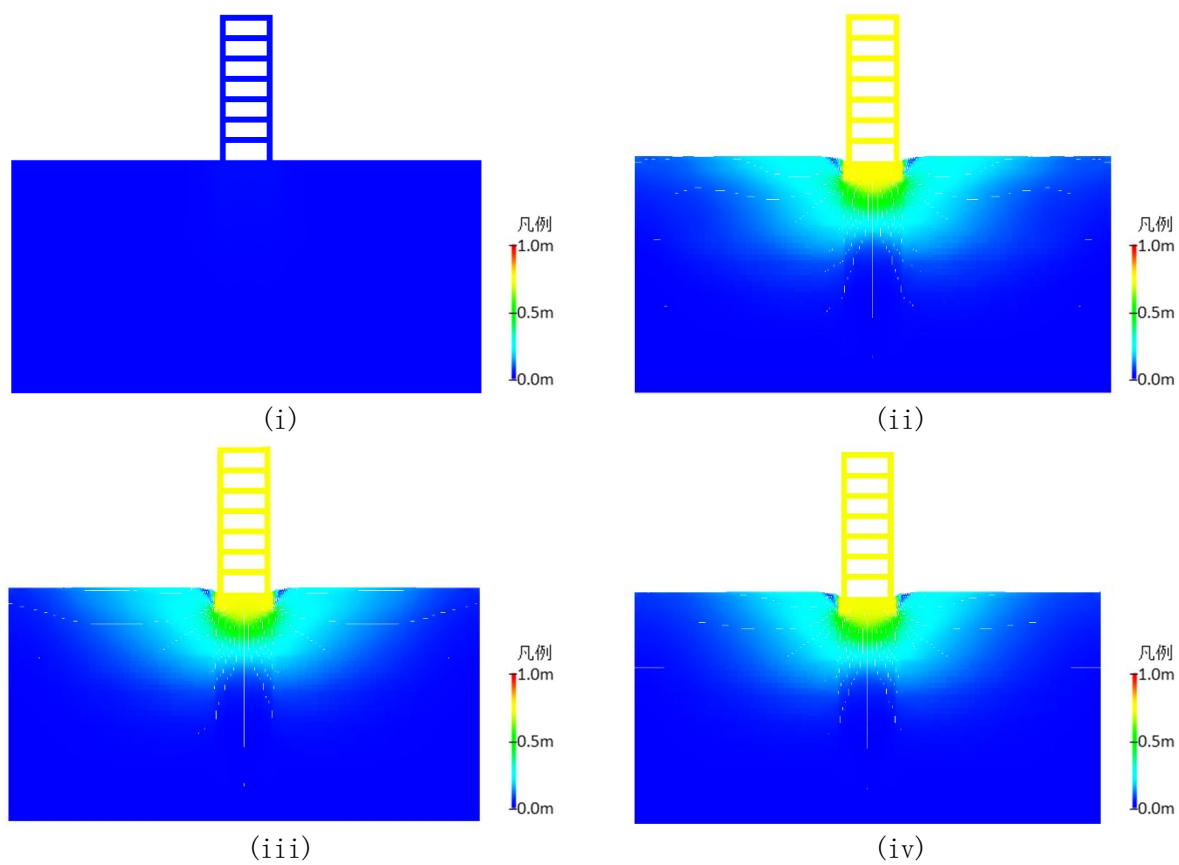


(b) B-1 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-4 解析結果 (B-1)

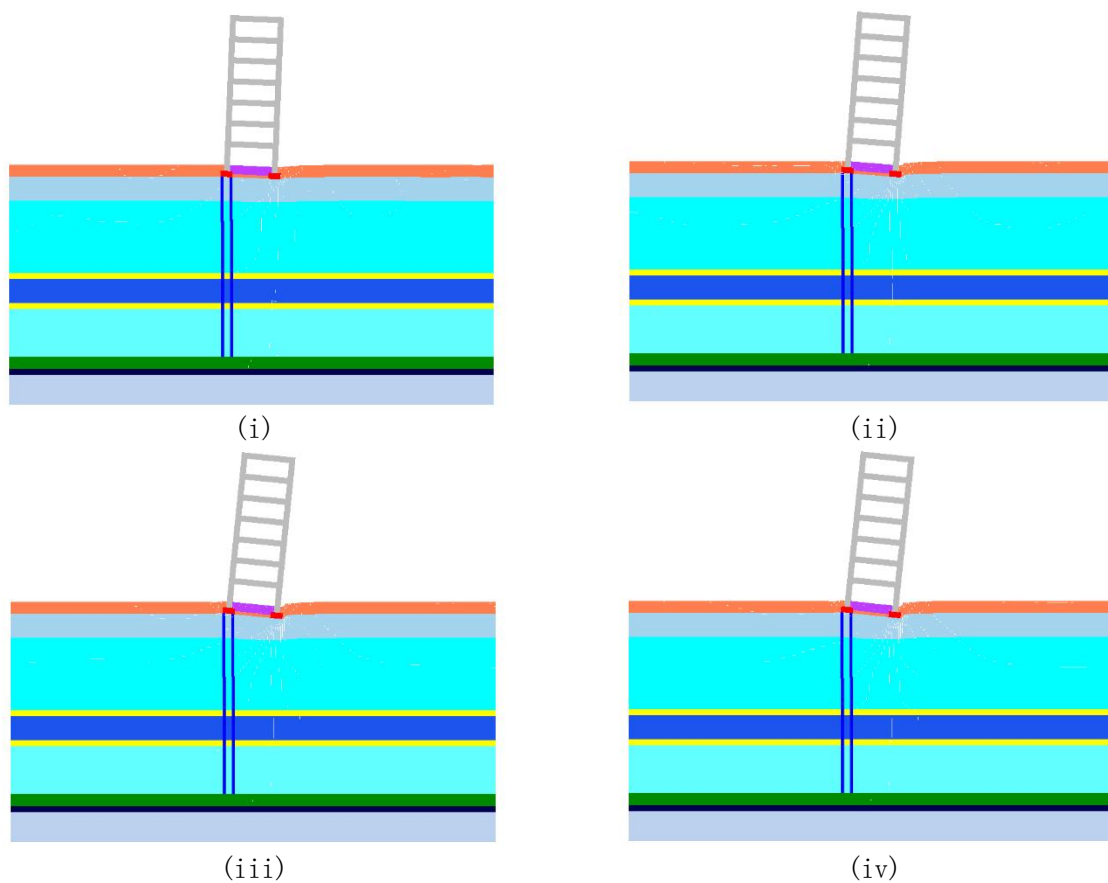


(a) B-2 物性区分

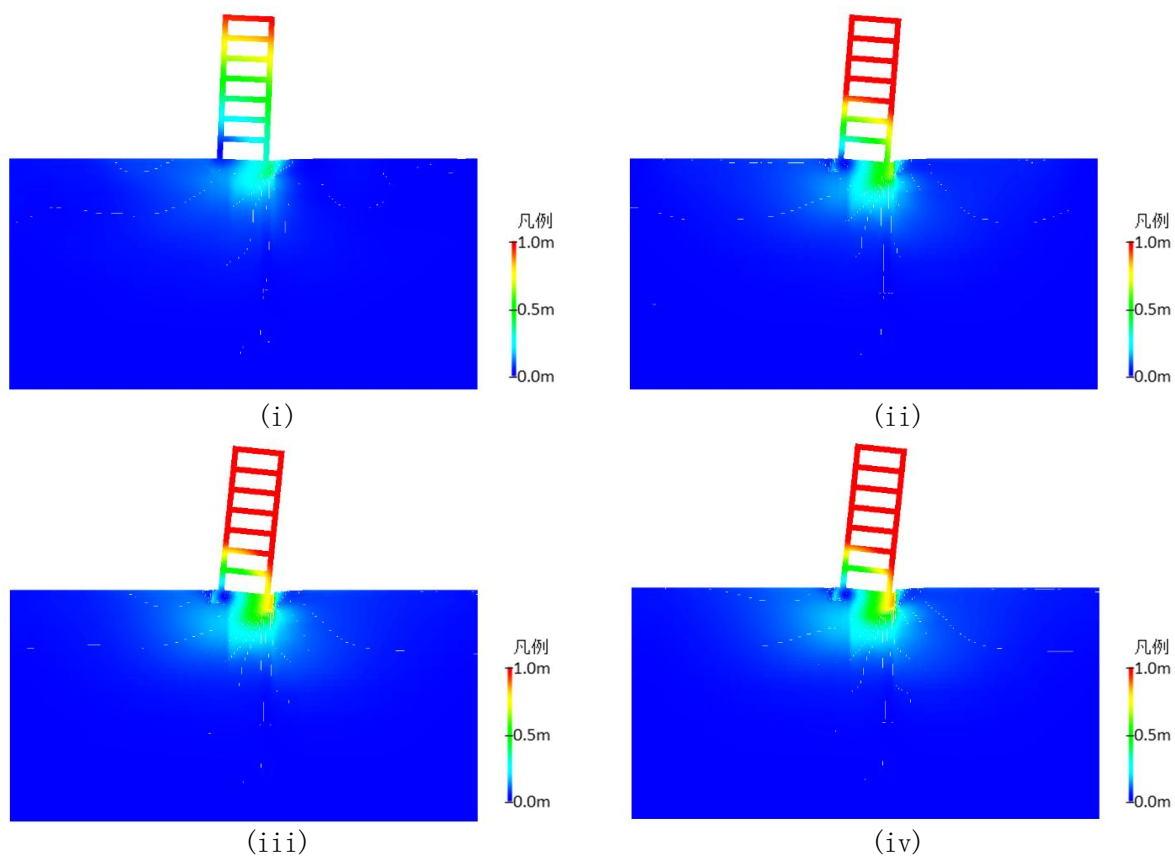


(b) B-2 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-5 解析結果 (B-2)



(a) B-3 物性区分



(b) B-3 全体変位 (Dxy)

図 5.3.3-6 解析結果 (B-3)

5.3.4 まとめ

建物転倒を再現可能な大変形解析手法である MPM を用いて、対象建物の転倒要因を解析的に検討した。地盤調査結果から求まる地盤情報および構造情報を基に構築した解析モデルに対し、杭基礎の支持力喪失と、基礎梁が破断した状況が見られたことから基礎梁のモデル化の有無、をパラメータとした複数の建物転倒解析を実施し、実際の建物被害が生じた A 建物の状況と比較することで、支持力喪失条件を帰納的に調査した。

パラメータスタディ的に実施した解析結果の中で、基礎梁をモデル化せず、かつ、圧縮側杭支持力喪失、の解析条件（解析ケース A-3）が、建物傾斜、基礎の押込み、転倒方向、の観点からみて A 建物の転倒状況の再現性が高い結果であった。

本解析は調査初期段階の情報および転倒状況から初期条件を想定して解析を行った。有限要素法の応答解析やその他の解析・実測等により建物転倒直前の状況が把握できれば、それを初期条件として与えることでより実現象に近い解析結果を得ることが期待できる。

【5.3 節 参考文献】

- 5.3.1) Sulsky et al., Axisymmetric form of the material point method with applications to upsetting and Taylor impact problems, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 139, 409-429, 1996.
- 5.3.2) 桐山貴俊 : Material Point Method を用いた地盤材料の大変形解析, 清水建設研究報告 第 92 号, pp.87-98, 2015
- 5.3.3) Kiriya, T., and Higo. Y.: Arbitrary particle domain interpolation method and application to problems of geomaterial deformation, Soils and Foundations, 60(6), 1422-1439, 2020.

5.4 直接基礎的支持における支持力・沈下の検討

本節では、A建物の杭損傷後の直接基礎の支持力・沈下の検討結果をまとめる。

5.4.1 検討概要

- 5 ここでは地盤調査結果をもとにモールクーロンモデル（以下MCモデル）と弾塑性モデルである Subloading tijモデル（以下 tij モデル）のパラメータを同定し、3次元のパイルキャップと杭のモデルを構築し、杭がない場合、杭が損傷している場合についての支持力、沈下特性を検討する。解析ソフトはPlaxis 3Dとする。

10 5.4.2 基礎位置平面図と建物荷重

5.4.2.1 建物平面と杭配置

図 5.4.2-1 に建物の基礎平面図を示す。解析は次の3種類を実施した。

- 15 1. パイルキャップと杭のみの支持力、沈下特性の検討
2. パイルキャップと杭および構造スラブの支持力、沈下特性の検討
3. 基礎全体に建物荷重を載荷したときの変形特性の検討

それぞれについて簡単にここで説明しておく。

1. に関しては5.4.3項に示すようなパイルキャップと杭の部分のみを取り出して、杭がない場合および杭が損傷した場合についてパイルキャップに強制変位を与えて支持力、沈下特性を検討する。

- 20 2. に関しても5.4.3項に示すが、調査時に図 5.4.2-1 に示した通り Y2～Y3 通りに構造スラブが残っていることから、この構造スラブとパイルキャップ及び杭の支持力特性、沈下特性を検討する。

3. に関しては図 5.4.2-1 の基礎全体に後の 5.4.2.2 項で示す荷重をかけ基礎の傾きを検討する。

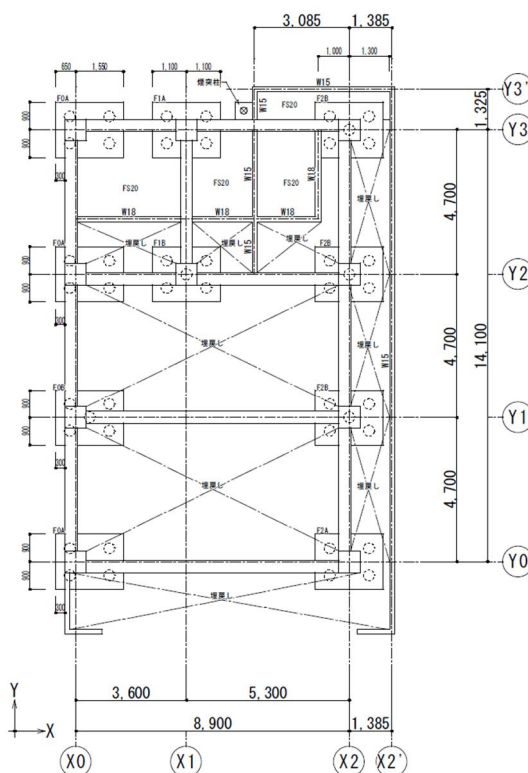


図 5.4.2-1 基礎の平面図（第2章図 2.3.1-1）

5.4.3.2 基礎にかかる荷重

各柱下基礎にかかる荷重は、第2章で検討した解析用図面と解析結果による。杭基礎支点は、全部ピンの場合と上部構造に浮上りを考慮した場合の両者について行った。

図5.4.2-2に本解析で用いた支点反力を示す。

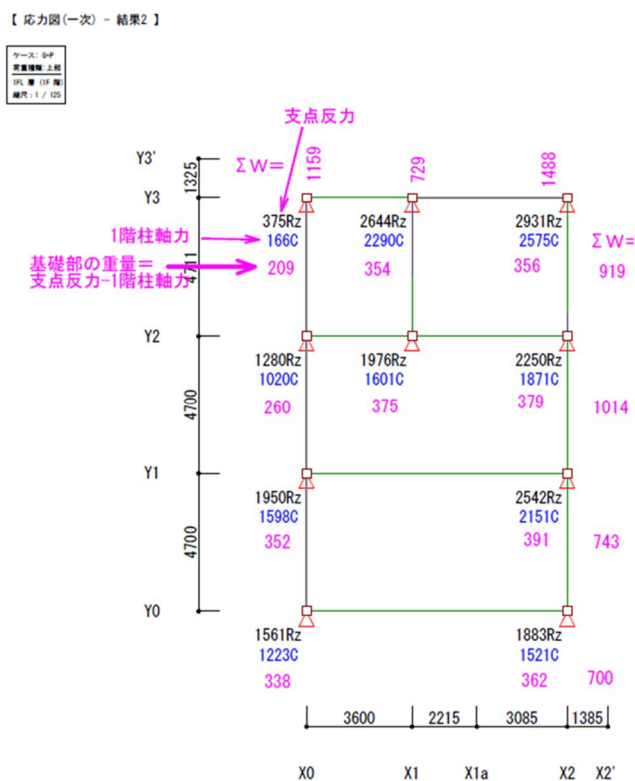
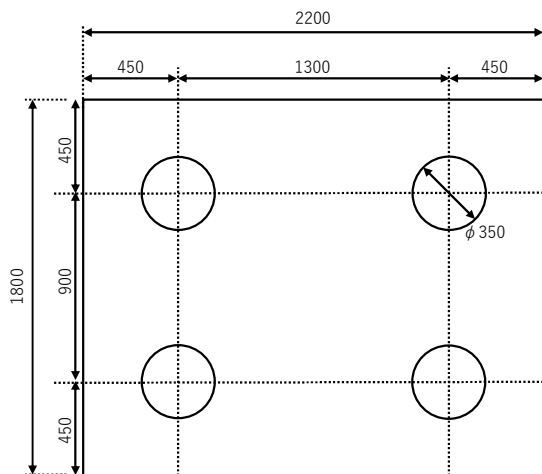


図 5.4.2-2 支点反力

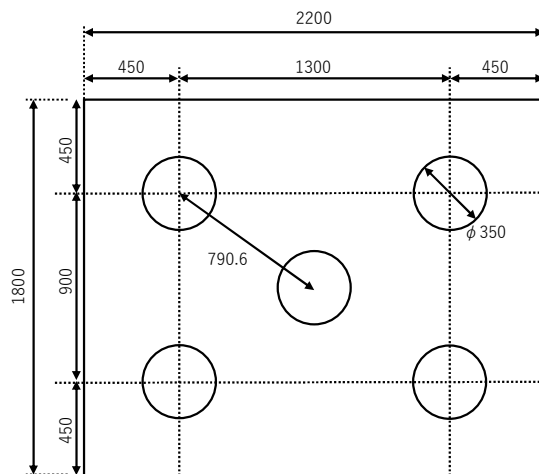
5.4.3 基礎（パイルキャップ）の仕様

図 5.4.3-1 にパイルキャップの仕様を示す。2 種類あり、杭が① 4 本と② 5 本のものである。図 5.4.3-2 に構造スラブを含めた基礎の仕様を示す。比較のため構造スラブのない基礎も示す。

Unit : mm



パイルキャップ①

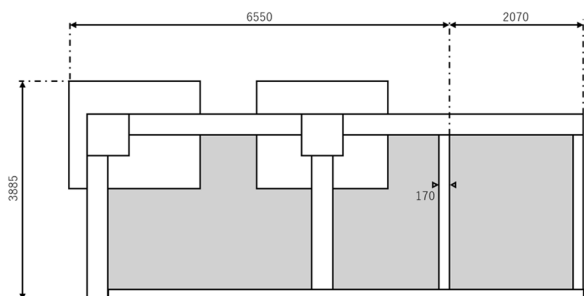


パイルキャップ②

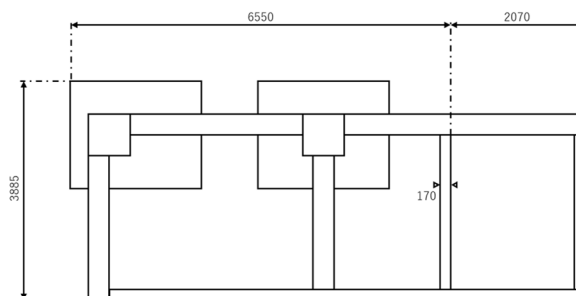
5

図 5.4.3-1 パイルキャップの仕様

Unit : mm



(パイルキャップ+基礎梁)



(パイルキャップ+基礎梁)



図 5.4.3.2 構造スラブを含めた基礎の仕様

10

5.4.4 地盤条件と検討地盤定数

図 5.4.4-1 に地盤の地層構成と基礎の全体図を示す。基礎底面は GL-1.7m で、杭破断上部は GL-2.0 と設定しているため杭破断での解析は 0.3m 分の地盤があり、その下には破断した杭が設置している状況となる。杭の長さは 30.9m である。図 5.4.4-2 にはパイルキャップと杭の解析の基礎（杭 4 本）のメッシュ作成図を示す。杭要素はシェル要素で剛性を合わせるようにパラメータを設定し、パイルキャップは板要素でもモデル化している。

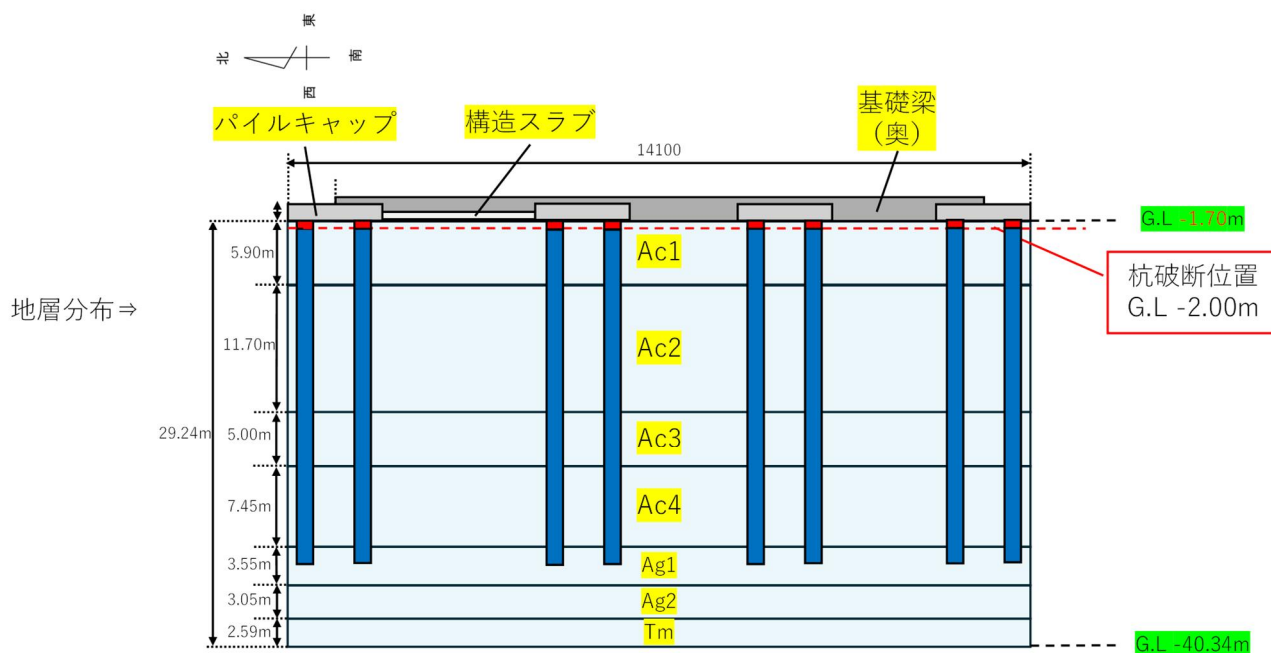


図 5.4.4-1 地層構成と基礎の関係

10

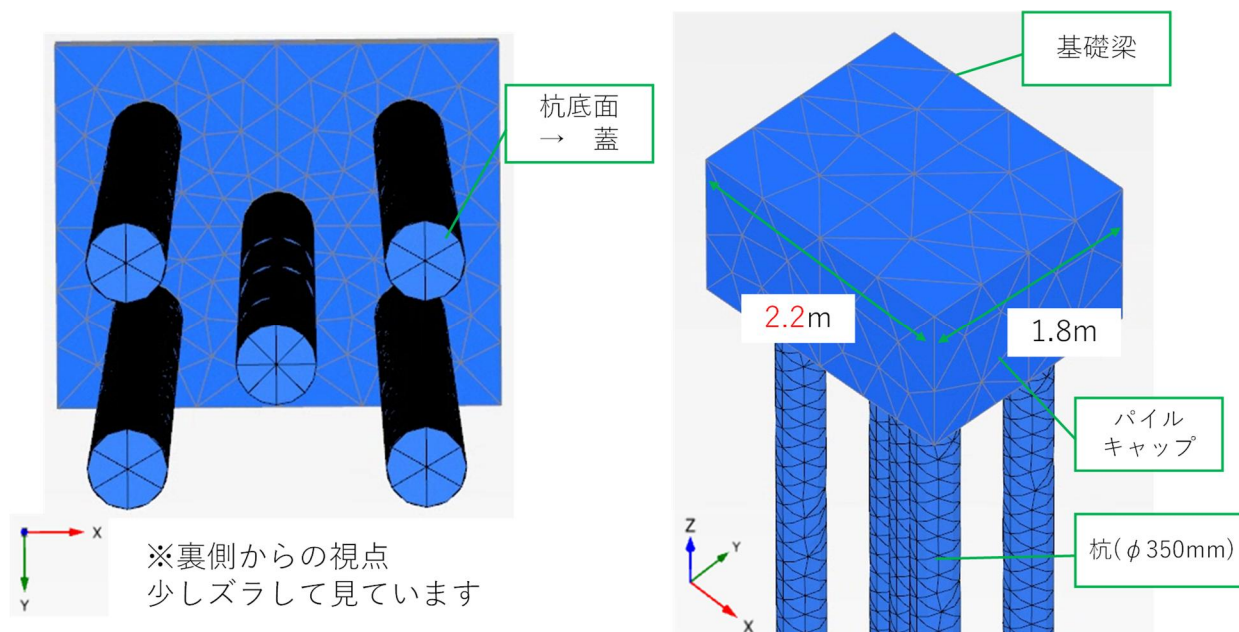


図 5.4.4-2 杭とパイルキャップのメッシュ図

表 5. 4. 4-1 に MC モデルの解析パラメータを示す。第 3 章の地盤調査結果から得られたものである。ヤング率はせん断波速度 V_s から求めたものである。また地下水位は地表面と設定し、有効単位体積重量で自重解析を実施している。また地表面付近の Ac1 と Ac2 層に関しては、tij モデルでの検討も行っている。

- 5 表 5. 4. 4-2 に Ac1 および Ac2 層の tij モデルのパラメータを示す。tij モデルは中間主応力、ひずみ非線形性、剛性の拘束圧性、過圧密の影響、体積変化の影響（間隙比によって強度が決まる）などが考慮できる弾塑性モデルで、今まで圧密問題、支持力問題、土圧、杭の支持力（鉛直、水平）などに適用されてきていて、動的問題（液状化など）に現在拡張中である。このモデルは応力ひずみ曲線などを用いて骨格曲線を同定することによってパラメータを決定する。図 5. 4. 4-3 にその一例を示す。
- 10 それぞれの層で圧密試験結果、非排水三軸試験結果を実験結果（黒）と構成式の応答（赤、青）を示す。表 5. 4. 4-3 にはパイルキャップ、杭のパラメータを示す。

表 5. 4. 4-1 地盤のパラメータ (MC モデル)

地層	下端深度 (m)	モデル	単位体積重量 γ (kN/m ³)	水中単位体積重量 γ' (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	ヤング率 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ (deg)
Ac1	-7.00	tij/MC	13.15	3.34	70	5.82E+03	0.33 *	30 *	0 *
Ac2	-17.95	tij/MC	15.50	5.69	100	1.40E+04	0.33 *	30 *	0 *
Ac3	-22.60	MC	16.19	6.38	160	3.75E+04	0.33 *	60 *	0 *
Ac4	-31.15	MC	16.19	6.38	180	4.74E+04	0.33 *	60 *	0 *
Ag1	-33.60	MC	19.62	9.81	320	1.82E+05	0.33 *	1.0 *	30 *
Ag2	-37.75	MC	19.62	9.81	370	2.43E+05	0.33 *	1.0 *	30 *
Tm	-40.34	MC	17.66	7.85	610	5.94E+05	0.33 *	1.0 *	30 *

*暫定的に決めたパラメータ

15

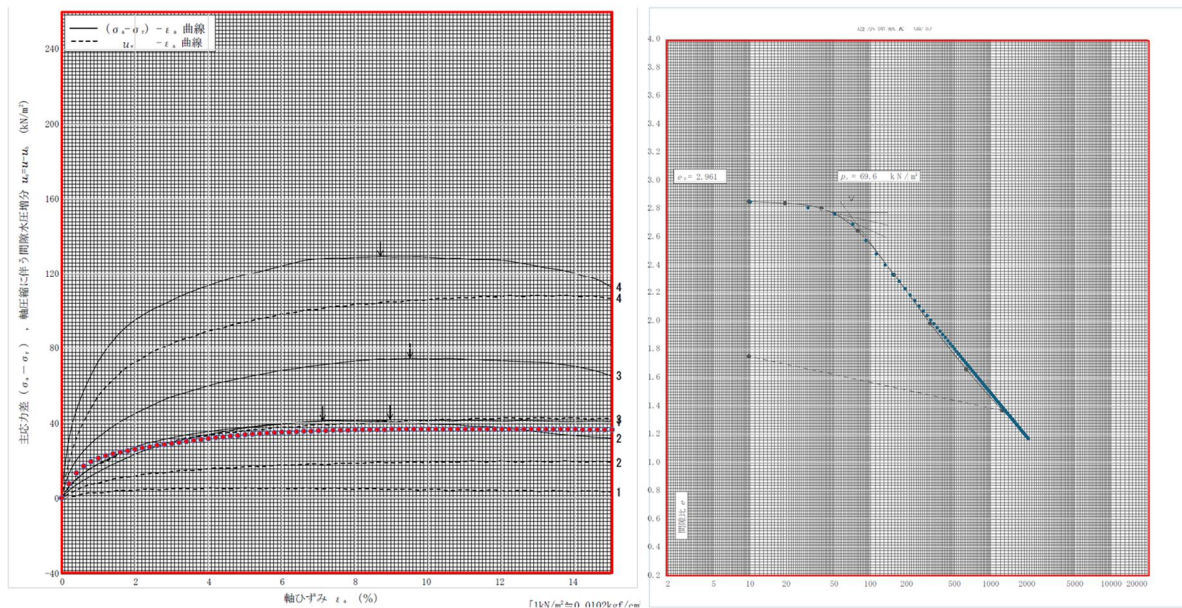
表 5. 4. 4-2 Ac1 および Ac2 の tij モデルのパラメータ

Ac1		Ac2	
Lamda	0.45	Lamda	0.34
Kappa	0.045	Kappa	0.010
Rcs	3.25	Rcs	3.25
N	2.41	N	1.92
Poisson	0.20	Poisson	0.20
Beta	2.00	Beta	2.00
emax	100.00	emax	100.00
e0	2.750	e0	2.000
aAF*	500.00	aAF*	550.00
aIC*	500.00	aIC*	550.00
pl	1.00	pl	1.00
axk	50.00	axk	30.00
Qw0	1.00	Qw0	2.00
bw*	3.00	bw*	1.00
pw	1.00	pw	1.00
bxk	0.00	bxk	0.00
Pa	98.00	Pa	98.00
powerIC	2.00	powerIC	2.00
hlimIC	1.00	hlimIC	1.00

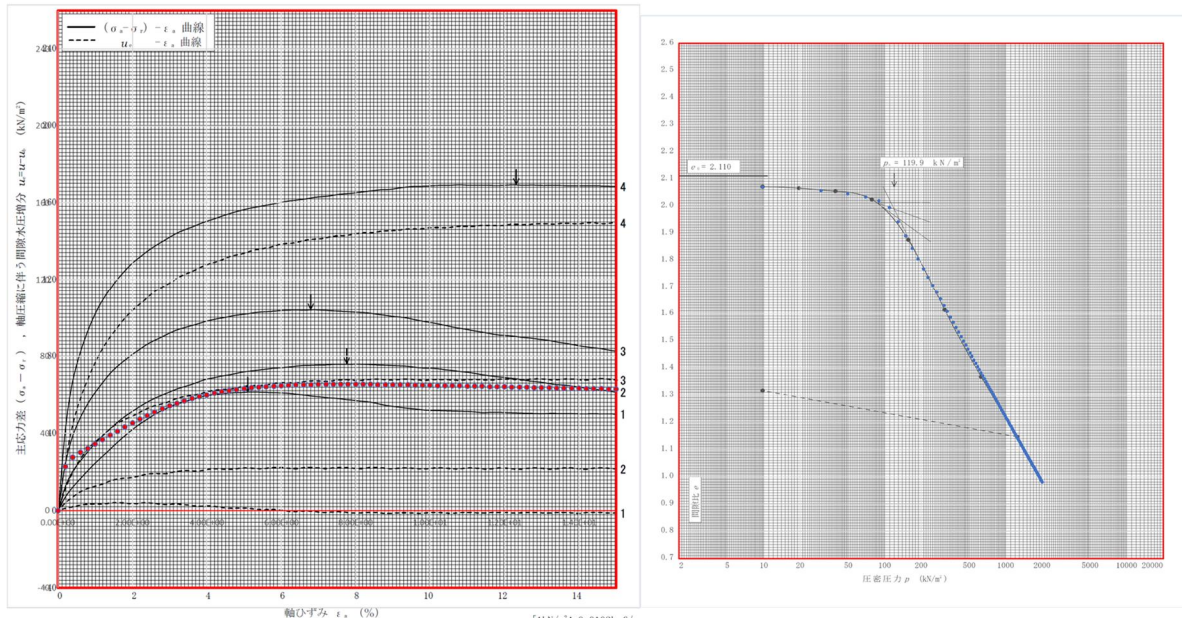
表 5.4.4-3 パイルキャップのパラメータ

材料名	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比
基礎／杭	4.0E+7 (40000N/mm ²)	0.3

Ac1



Ac2



5.4.5 基礎（パイルキャップ）の荷重・沈下の検討方法

図 5.4.5-1 にパイルキャップに載荷する方法を示す。強制変位量は -0.3m （鉛直下向きを正）とする。なお基礎は z 方向（鉛直下向き）のみ動き、 x, y 方向は固定としている。また、図 5.4.5-2 には基礎全体に建物荷重を作用させる場合について示す。それぞれのパイルキャップを番号①から⑩として、そこに荷重を載荷するが、建物荷重が 100%作用させることができない場合も多く、右の表では建物荷重がすべて載った場合を 1 としたとき荷重割合を 0.75, 0.5 および 0.25 としたときの荷重値を示す。最後に図 5.4.5-3、図 5.4.5-4 に解析メッシュを示す。なお、図 5.4.5-5 に示すが、パイルキャップに強制変位を与えた場合の検討は杭をシェル要素として 4 本ないし 5 本としてモデル化しているが、基礎全体では 4 本ないし 5 本の杭を、断面積を等しくした 1 本の杭でモデル化して簡便化した。

10

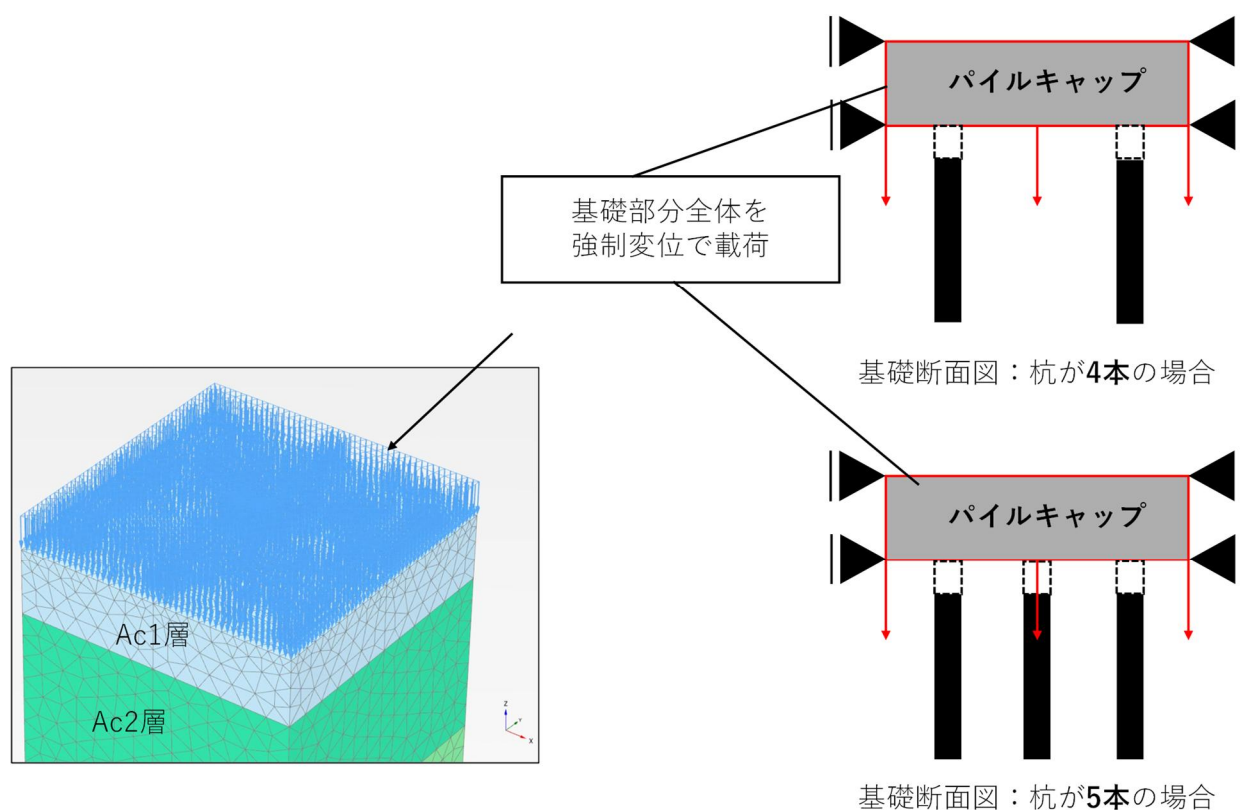
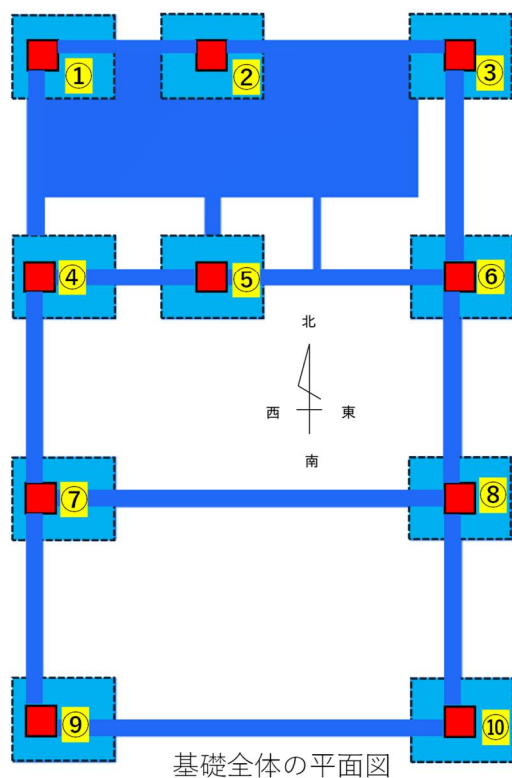


図 5.4.5-1 パイルキャップの載荷について



荷重割合	1	0.75	0.5	0.25
	kN			
1	375.0	281.2	187.5	93.7
2	2644.0	1983.0	1322.0	661.0
3	2931.0	2198.3	1465.5	732.8
4	1280.0	960.0	640.0	320.0
5	1976.0	1482.0	988.0	494.0
6	2250.0	1687.5	1125.0	562.5
7	1950.0	1462.5	975.0	487.5
8	2542.0	1906.5	1271.0	635.5
9	1561.0	1170.7	780.5	390.2
10	1883.0	1412.2	941.5	470.7

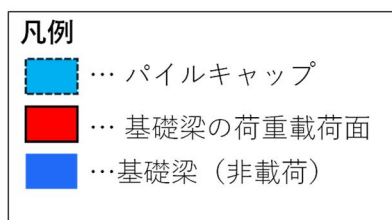


図 5. 4. 5-2 基礎全体に建物荷重を作用させる場合

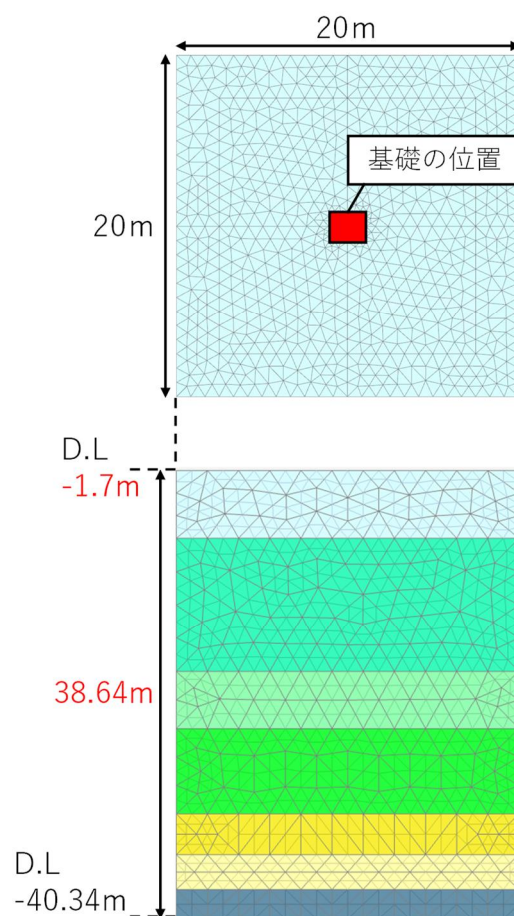
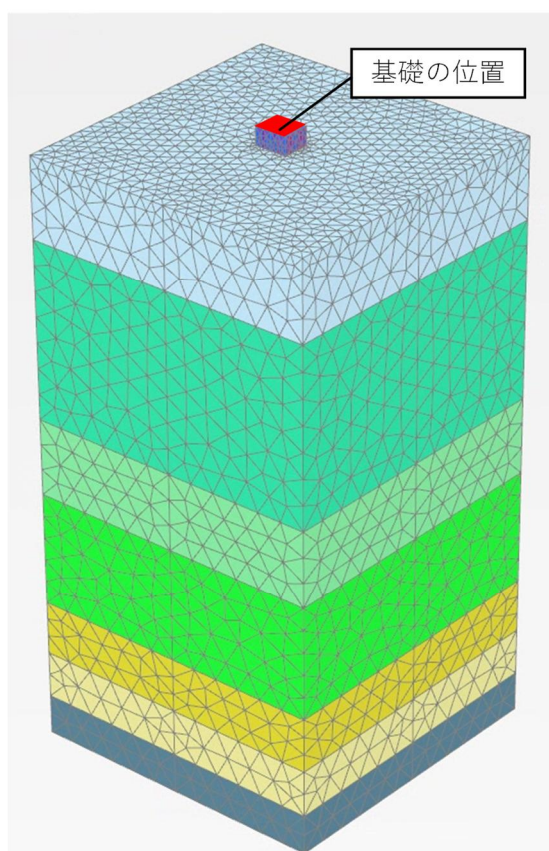


図 5. 4. 5-3 解析メッシュ（パイルキャップ載荷）

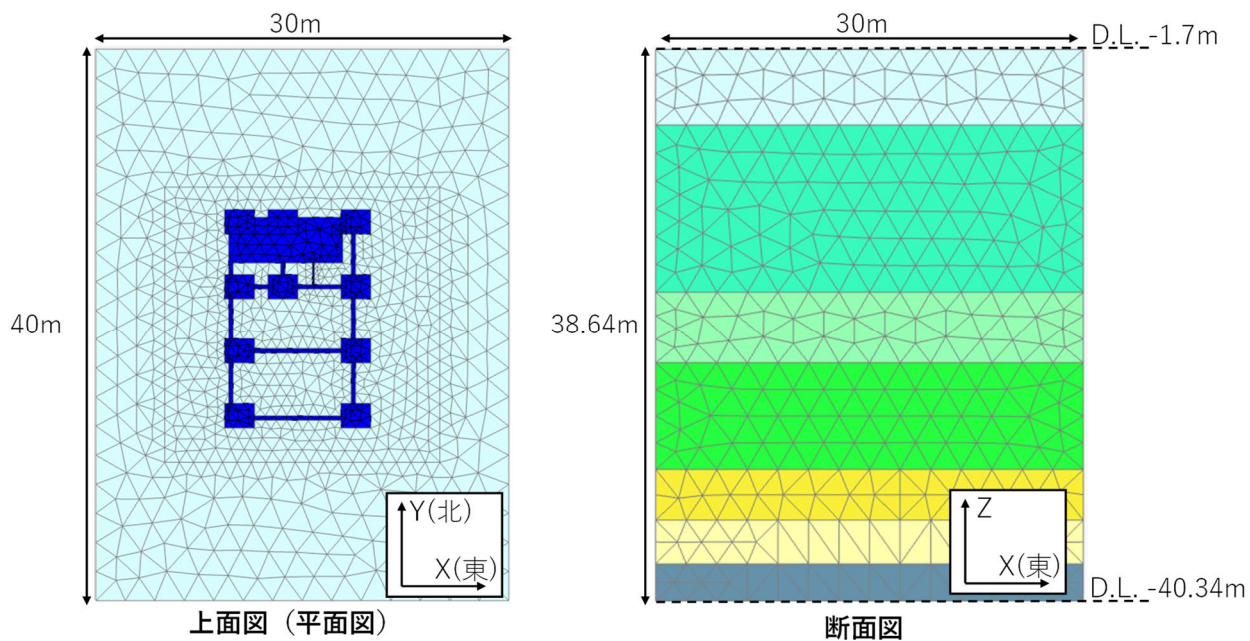
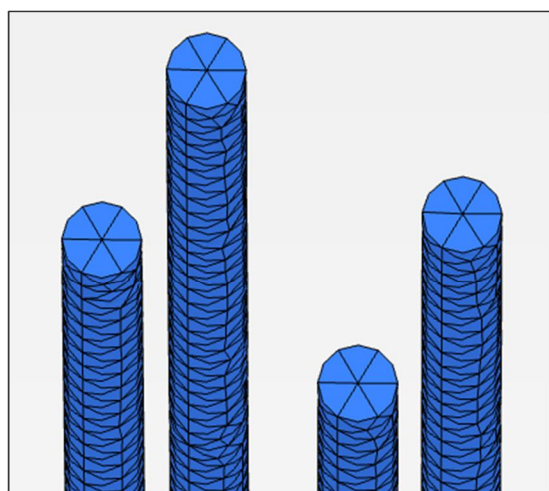
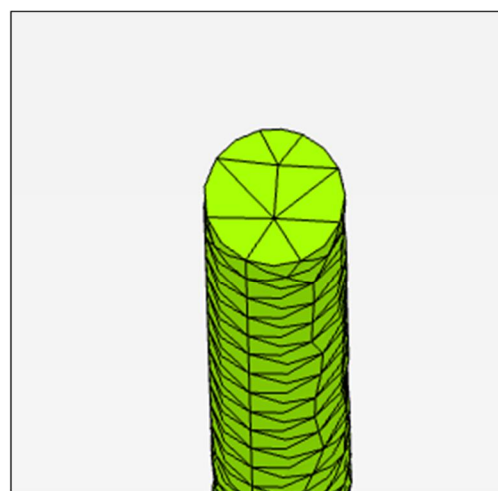


図 5.4.5-4 解析メッシュ (基礎全体載荷)



従来モデル (4本の場合)



今回のモデル (4本の場合)

図 5.4.5-5 杭のモデル化

5.4.6 検討結果

5.4.2.1 で示した 3 つのケースについてそれぞれ述べる。

5.4.6.1 パイルキャップと杭のみの支持力、沈下特性の検討

図 5.4.6-1 に荷重沈下関係を示す。それぞれ杭なしモデル、杭残存して 4 本の場合、5 本の場合である。MC モデル、tij モデルとも杭残存 5 本、4 本、杭なしの順で荷重が大きくなっている。強制変位を与えた場合、杭残存本数が多いほど荷重が高くなっている。また、MC モデルは初期勾配が大きく 0.1m 沈下すれば破壊に至っている。一方 tij モデルの方は初期勾配がなだらかで 0.3m 変位させても明確な強度は見られない。これは tij モデルの剛性は拘束圧に依存しているため、地表面というほとんど拘束圧がない状態では剛性が極めて小さくなっているためである。また MC モデルはどのケースもおおよそ 800kN あたりで一定になっているが、tij モデルはそれぞれで異なる。これは強制変位を与えられ圧縮されるとその分拘束圧が上がり地盤の剛性が高くなっていくことに起因する。

図 5.4.6-2 には以後示すコンター図の断面の方向を示す。AA' 断面では 5 本杭、BB' 断面では 4 本杭、5 本杭の場合に杭が表示される。図 5.4.6-3 に強制変位-0.3m 時の AA' 断面の、図 5.4.6-4 には BB' 断面の全偏差みずみコンター図を示す。赤点が Ac1 と Ac2 の境であり、どちらの解析でも Ac1 で破壊が生じている。MC モデルに比べて tij モデルの方が破壊する領域が深くなっている。また残存する杭があるがその部分を含めた破壊領域になっていることも確認できる。

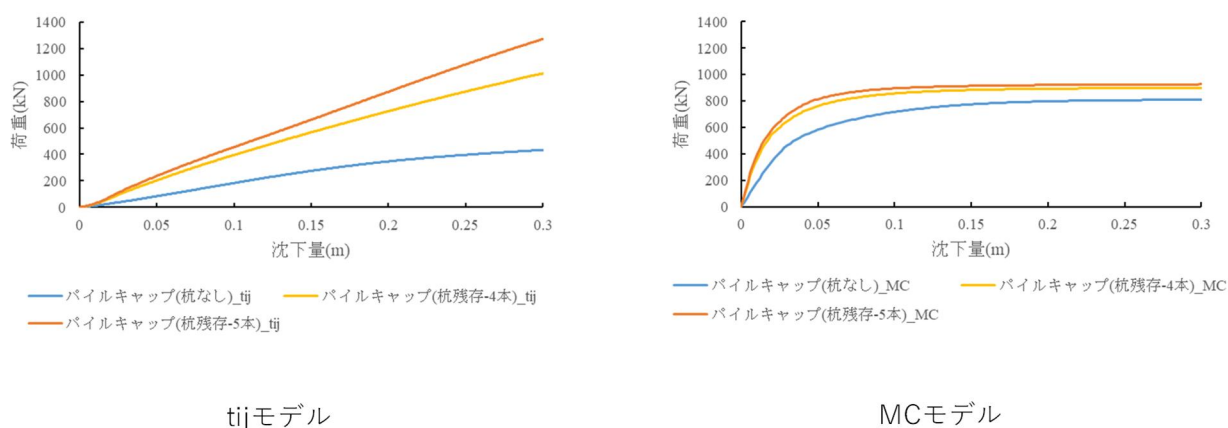


図 5.4.6-1 荷重沈下関係

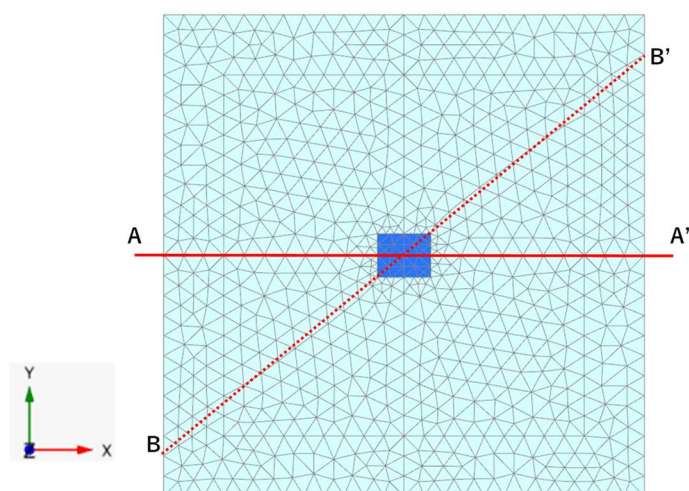


図 5.4.6-2 コンター図の断面方向

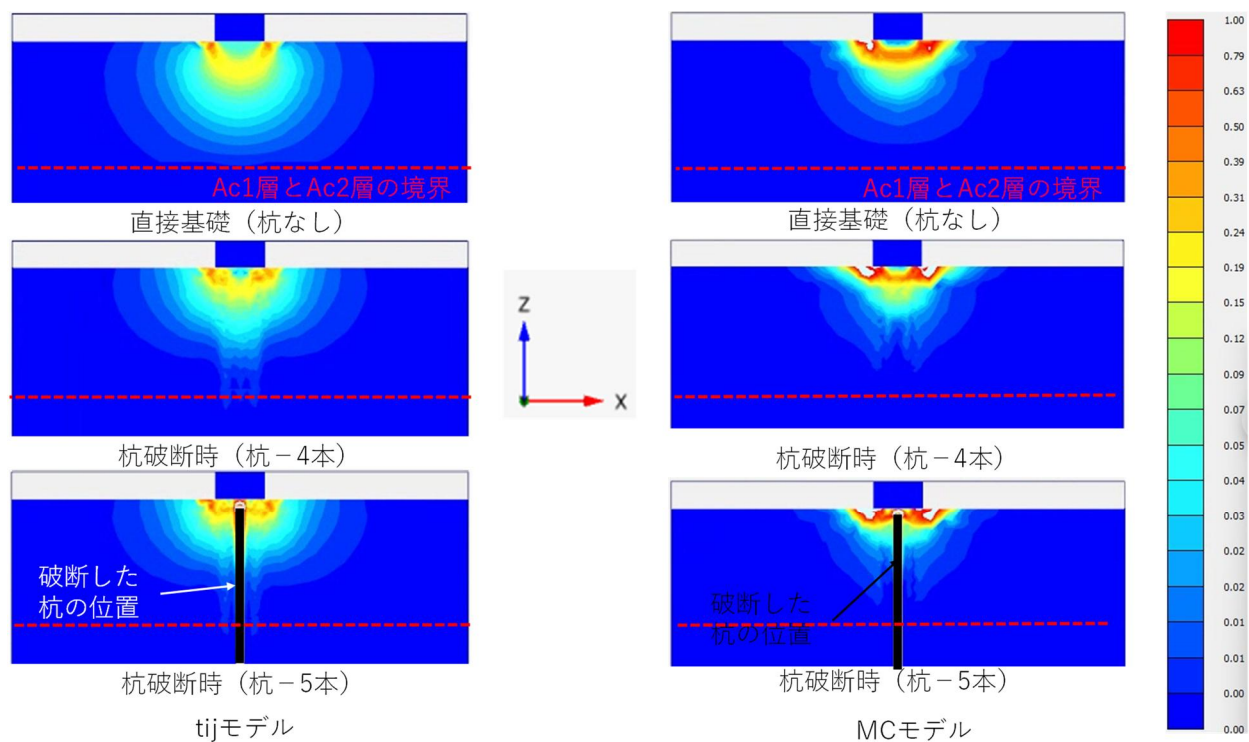


図 5.4.6-3 AA' 断面の全偏差ひずみのコンター図

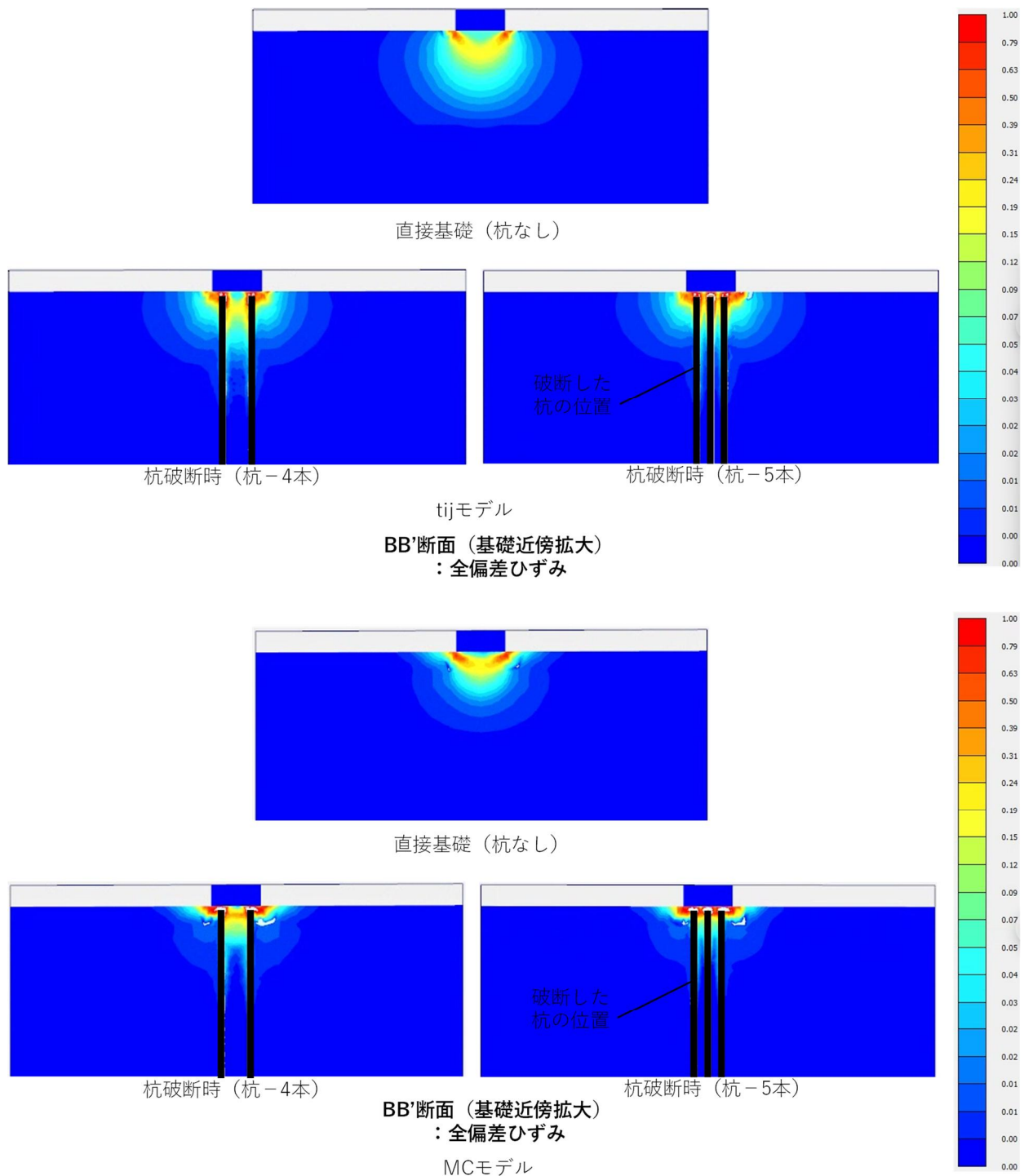


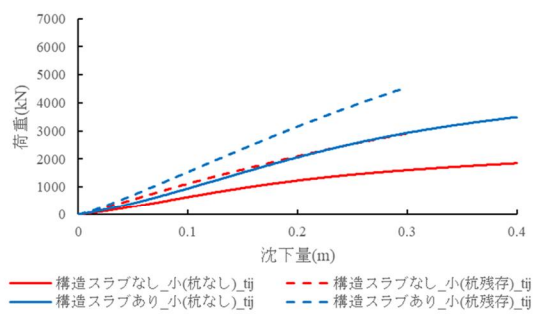
図 5.4.6-3 BB' 断面の全偏差ひずみのコンター図

5 5.4.6.2 パイルキャップと杭および構造スラブの支持力、沈下特性の検討

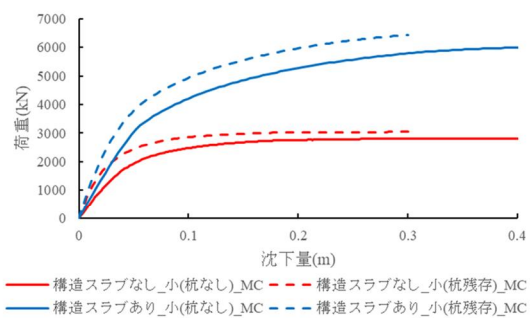
図 5.4.6-4 に荷重沈下関係を示す。それぞれ杭なしモデル、杭残存モデル、構造スラブありなしである。どちらも構造スラブありの方が荷重が高く、また杭残存の方が高い。パイルキャップの検討の時と同様に MC モデルに比べて tij モデルの方が剛性が小さい。図 5.4.6-1 と比べて 6 倍程度の荷重を受け持っている。図 5.4.6-5 に強制変位-0.3m 時の AA' 断面の全偏差ひずみコンター図を示す。赤点

10 点が Ac1 と Ac2 の堺であり、パイルキャップのみに比べて Ac2 層までせん断破壊が生じている。この

影響で荷重が高くなっていると考えられる。



tijモデル



MCモデル

図 5.4.6-4 荷重沈下関係

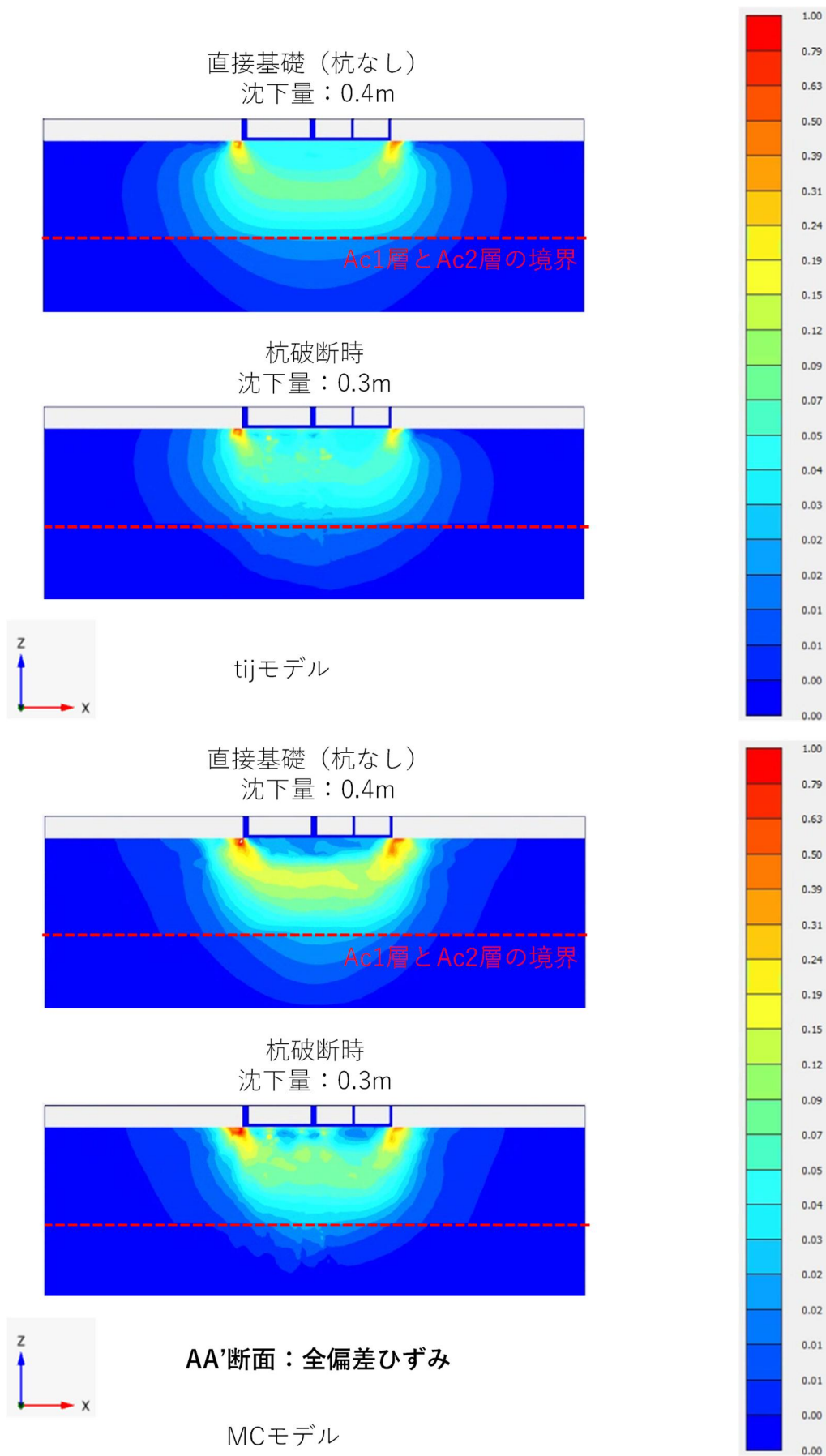


図 5.4.6-5 AA' 断面の全偏差ひずみのコンター図

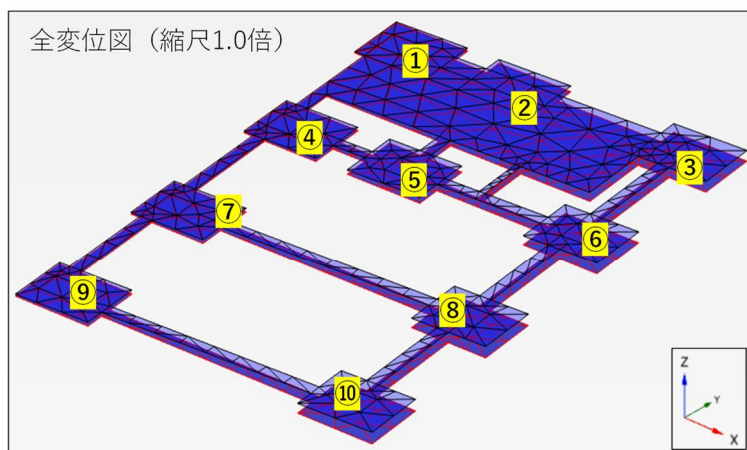
5.4.6.3 基礎全体に建物荷重を載荷したときの変形特性の検討

表 5.4.6-1 に解析ケースを示す。まずすべての杭が破断した位置を GL-2.0m とした場合と、東側の杭のみ GL-6.0m とした場合である。また、杭なし、杭ありと MC モデル、tij モデルで解析を実施した。なお、この解析は収束性が悪く、表に示す全体の荷重からの割合まで載荷した状態の結果を示す。図 5.4.6-6 から図 5.4.6-11 までそれぞれのケースの結果を示す。左の図は基礎の初期と変形後の様子を示し、右側のパイルキャップに示している数値は沈下量を示す。またそれぞれのパイルキャップごとの傾きも同時に示す。すべてのケースで建物荷重すべてを載荷できていないが、杭が残存して杭頭が GL-2.0m の場合はほとんど傾きがみられない。一方、東側の杭頭が GL-6.0m の場合は大きく変形している。特に Case5 の MC モデルの場合は 72%の載荷率であるが、西側の杭は引張が生じて地盤とパイルキャップの剥離が生じている。図 5.4.6-12 にすべてのケースの建物の重心の移動量を示す。Case5 の場合であっても重心からすれば変位量は小さい。tij モデルではまだ荷重を十分載せられておらず、もし tij モデルで解析が続行できれば MC モデルより変位量が大きくなっていくと思われる。この解析は荷重を載荷していくため、地盤のシステム全体で構造物に荷重が載荷できない状態になれば解析は微小変形では不可能となる。つまり、荷重が載荷できない不安定な状態となる。言い換えれば 100%の荷重が載せられないということは構造物の転倒に関して猶予なかったと思われる。微小変形での解析、地震時の水平荷重を考慮していない、メッシュの影響など様々な収束性に影響を及ぼす要因があるため解析が困難であるが、転倒する初期の状態を模擬できているかと考えている。

表 5.4.6-1 解析ケース

全杭頭がD.L.-2.0mの場合		
	Case	載荷できた荷重の割合
case1	杭なし-MCモデル	70.0%
case2	杭残存-MCモデル	70.0%
case3	杭なし-tijモデル	75.0%
case4	杭残存-tijモデル	61.0%

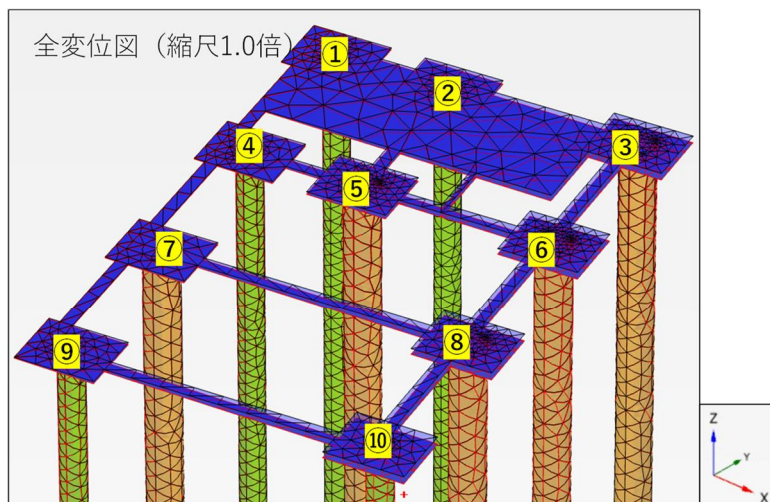
転倒側の杭頭がD.L.-6.0mの場合		
	Case	載荷できた荷重の割合
case5	杭残存-MCモデル	72.0%
case6	杭残存-tijモデル	40.0%



1	2	3
-0.06m	-0.14m	-0.27m
4	5	6
-0.06m	-0.15m	-0.28m
7	傾斜角度(°)	
-0.07m	1 - 3	1.45
	4 - 6	1.50
	7 - 8	1.49
9	9 - 10	1.48
-0.08m	3 - 10	0.11
	8	10
	-0.29m	-0.3m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

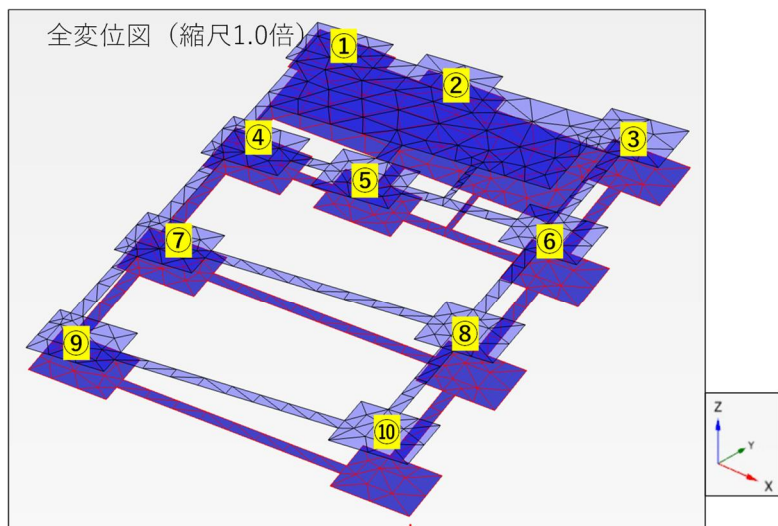
図 5.4.6-6 Case1 の解析結果



1	2	3
-0.03m	-0.09m	-0.18m
4	5	6
-0.04m	-0.1m	-0.19m
7	傾斜角度(°)	
-0.04m	1 - 3	1.02
	4 - 6	1.02
	7 - 8	1.02
	9 - 10	1.01
9	3 - 10	0.04
-0.05m	8	10
	-0.19m	-0.19m

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

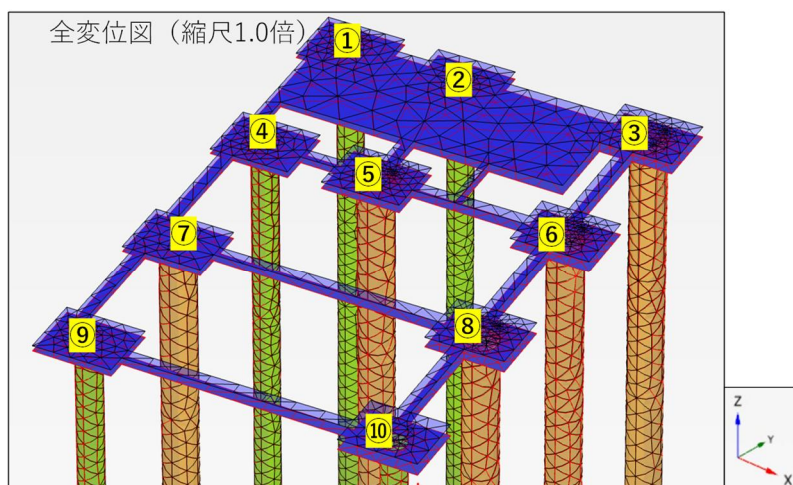
図 5.4.6-7 Case2 の解析結果



1 -0.33m	2 -0.6m	3 -1.04m												
4 -0.45m	5 -0.74m	6 -1.19m												
7 -0.59m	<table><tr><td></td><td>傾斜角度(°)</td></tr><tr><td>1 - 3</td><td>4.84</td></tr><tr><td>4 - 6</td><td>5.00</td></tr><tr><td>7 - 8</td><td>4.96</td></tr><tr><td>9 - 10</td><td>4.92</td></tr><tr><td>3 - 10</td><td>1.68</td></tr></table>		傾斜角度(°)	1 - 3	4.84	4 - 6	5.00	7 - 8	4.96	9 - 10	4.92	3 - 10	1.68	8 -1.32m
	傾斜角度(°)													
1 - 3	4.84													
4 - 6	5.00													
7 - 8	4.96													
9 - 10	4.92													
3 - 10	1.68													
9 -0.73m		10 -1.46m												

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

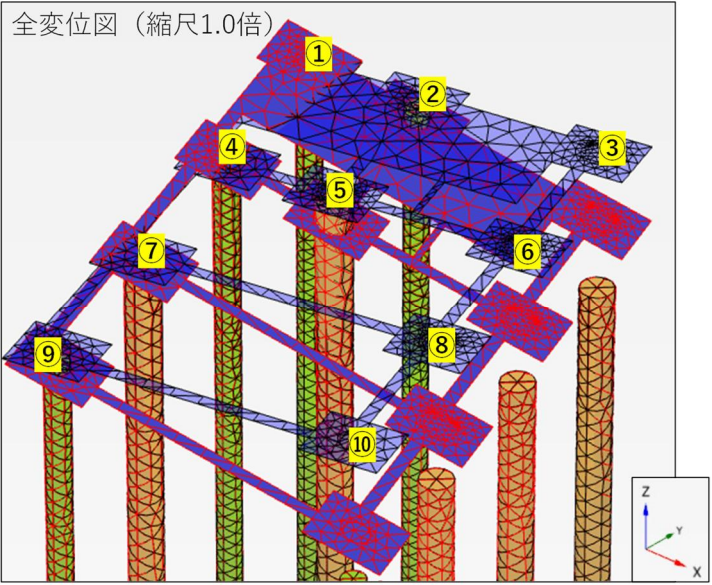
図 5. 4. 6-8 Case3 の解析結果



1 -0.15m	2 -0.21m	3 -0.3m												
4 -0.16m	5 -0.21m	6 -0.3m												
7 -0.17m	<table><tr><td></td><td>傾斜角度(°)</td></tr><tr><td>1 - 3</td><td>0.99</td></tr><tr><td>4 - 6</td><td>0.99</td></tr><tr><td>7 - 8</td><td>0.99</td></tr><tr><td>9 - 10</td><td>0.98</td></tr><tr><td>3 - 10</td><td>0.09</td></tr></table>		傾斜角度(°)	1 - 3	0.99	4 - 6	0.99	7 - 8	0.99	9 - 10	0.98	3 - 10	0.09	8 -0.31m
	傾斜角度(°)													
1 - 3	0.99													
4 - 6	0.99													
7 - 8	0.99													
9 - 10	0.98													
3 - 10	0.09													
9 -0.18m		10 -0.32m												

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

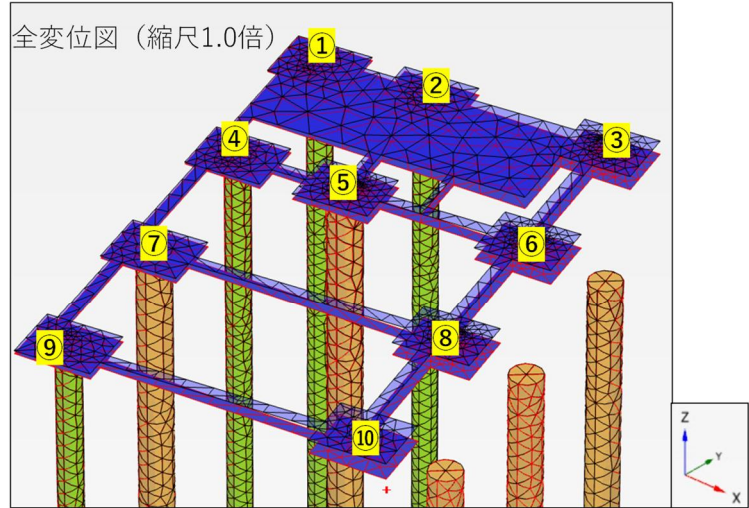
図 5. 4. 6-9 Case4 の解析結果



1 0.33m	2 -0.62m	3 -2.14m												
剥離														
4 0.08m	5 -0.86m	6 -2.38m												
7 -0.16m	<table><tr><td></td><td>傾斜角度(°)</td></tr><tr><td>1 - 3</td><td>16.29</td></tr><tr><td>4 - 6</td><td>16.28</td></tr><tr><td>7 - 8</td><td>16.27</td></tr><tr><td>9 - 10</td><td>16.17</td></tr><tr><td>3 - 10</td><td>2.92</td></tr></table>		傾斜角度(°)	1 - 3	16.29	4 - 6	16.28	7 - 8	16.27	9 - 10	16.17	3 - 10	2.92	8 -2.62m
	傾斜角度(°)													
1 - 3	16.29													
4 - 6	16.28													
7 - 8	16.27													
9 - 10	16.17													
3 - 10	2.92													
9 -0.41m		10 -2.86m												

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

図 5. 4. 6-10 Case5 の解析結果



1	2	3												
-0.07m	-0.19m	-0.38m												
4	5	6												
-0.09m	-0.2m	-0.4m												
7	<table><tr><td></td><td>傾斜角度(°)</td></tr><tr><td>1 - 3</td><td>2.12</td></tr><tr><td>4 - 6</td><td>2.12</td></tr><tr><td>7 - 8</td><td>2.12</td></tr><tr><td>9 - 10</td><td>2.10</td></tr><tr><td>3 - 10</td><td>0.22</td></tr></table>		傾斜角度(°)	1 - 3	2.12	4 - 6	2.12	7 - 8	2.12	9 - 10	2.10	3 - 10	0.22	8
		傾斜角度(°)												
1 - 3		2.12												
4 - 6		2.12												
7 - 8		2.12												
9 - 10	2.10													
3 - 10	0.22													
-0.1m	-0.42m													
9	10													
-0.12m	-0.43m													

パイルキャップの位置と沈下量
(パイルキャップ間の傾斜角度)

図 5. 4. 6-11 Case6 の解析結果

表1. 建物重心の座標

- ・建物重心は表1を参照
- ・基礎底部から重心までの鉛直高さは、基礎梁頂部(D.L.-0.5m)を基準として5.5mとした。

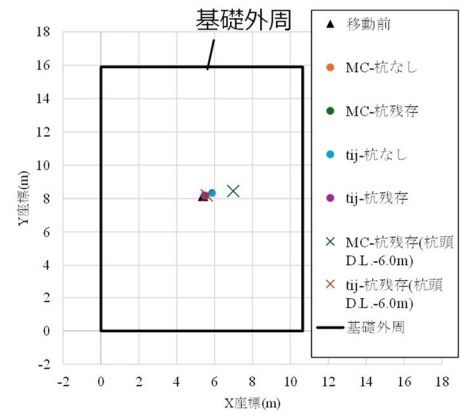
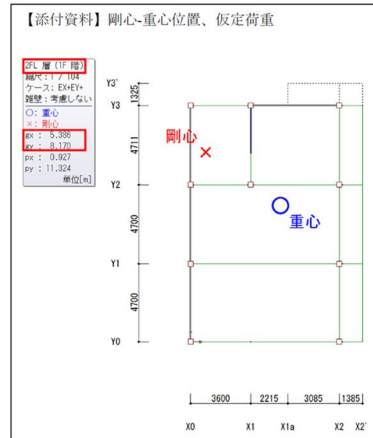


表2. 階高の参照部分 (赤枠)

層(階)	階高	w_i		$\sum w_i$	α_i	A_i	C_{i1}	一次設計用		C_{i2}	二次設計用	
		mm	kN					Q_{i1}	P_{i1}		Q_{i2}	P_{i2}
8FL(7F)	一般	4200	1211.0	1211.0	0.076	2.451	0.490	593.8	593.6	2.450	2968.0	2968.0
7FL(6F)	一般	3500	1789.2	2980.2	0.187	1.889	0.373	1113.8	520.3	1.888	5569.0	2801.1
6FL(5F)	一般	3500	2444.0	5424.1	0.339	1.563	0.312	1694.6	580.8	1.562	8472.9	2903.9
5FL(4F)	一般	3500	2542.2	7966.3	0.498	1.375	0.274	2190.7	496.2	1.374	10953.5	2480.7
4FL(3F)	一般	3500	2543.5	10509.8	0.657	1.236	0.247	2597.0	406.4	1.235	12985.0	2031.6
3FL(2F)	一般	3700	2584.2	13094.0	0.818	1.118	0.223	2926.3	329.3	1.117	14631.3	1646.3
2FL(1F)	一般	4300	2919.0	16012.9	1.000	1.000	0.200	3202.6	276.4	1.000	16012.9	1381.6

最大載荷分での各ケースの重心位置

図 5.4. 6-12 建物の重心の移動量

5.4.7 まとめ

MC モデルと tij モデルを用いて杭の残存による基礎の支持力変形特性について調べた。その結果以下の知見が得られた。

- ① MC モデルに比べて tij モデルの方が基礎載荷時の剛性が小さい。これは MC モデルは設定した地盤の剛性は地盤の深さによらず一定であるが、一方 tij モデルは拘束圧に依存して剛性が定まる。すなわち地表面のような拘束圧が小さい部分は小さな剛性となり、地盤が深くなるほど剛性が大きくなっていく。直接基礎の支持力・変形特性にこの拘束圧の影響があることを示した。
- ② 構造スラブのある基礎構造はないものに比べて支持力特性は高くなる。
- ③ 基礎全体の解析を実施した場合、杭破断位置が GL-3.0m の場合は基礎全体が沈下して大きな転倒が生じることはなかったが、東側の基礎の破断位置を GL-6.0m とすると東側の基礎の沈下、西側の基礎の剥離が生じた。杭破断位置を GL-6.0m とした場合は MC モデル、tij モデルとも建物荷重全体を載荷する前に解析が実行不能となっており、基礎の回転が顕著にみられた。荷重を載せることができない地盤構造物の不安定性が生じていることが示された。

5.5 杭破壊後の直接基礎的支持における転倒メカニズムの検討

5.5.1 検討の目的

杭が破壊して支持力を喪失した後は、フーチングおよび基礎梁の底面で直接基礎として建物重量を支持する状態となるが、直接基礎としての支持力が十分であれば当該建物は転倒しなかったと考えられる。フーチングのみや基礎梁のみのように単純な平面形状であれば、建築基礎構造設計指針^{5.5.1)}(以後、基礎指針)などで支持力を評価できる。しかし、フーチングと基礎梁の両方の底面で支持する場合、両者の接地で発生する地盤の応力が重なり合う影響や、基礎梁が地盤を囲んで拘束する影響などが考えられる。さらに、基礎が回転を伴いながら沈下する状況であるため、支持力の評価が難しくなっている。そこで、最終的に転倒に至った原因究明を目的に、三次元 FEM による支持力解析を行った。解析コードには TDAPⅢを使用した。

5.5.2 検討対象

モデル化の範囲を図 5.5-1 に示す。建物範囲全体をモデル化することはデータ容量の関係で難しいことから、代表的と考えられる部分を選定した。Y1 通り中心から Y1-Y2 の中間点までをモデル化し、検討対象とした。

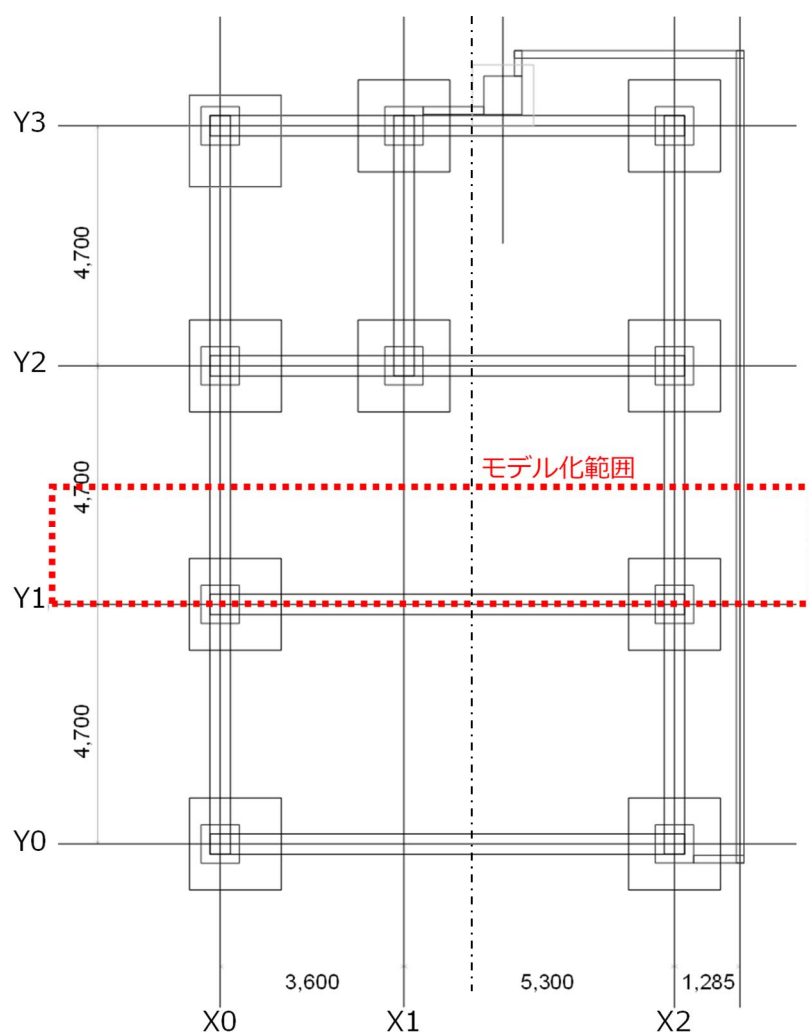


図 5.5-1 A 建物の基礎伏図とモデル化の対象範囲

5.5.3 フーチングと基礎梁が組み合わさったことによる支持力への影響

フーチングと基礎梁が組み合わさると、両者の底面接地で発生する地盤の応力が重なり合って支持力に影響を及ぼす可能性がある。また、基礎梁で地盤が囲まれて拘束されるので、地盤の強度が増加して、支持力も増加する可能性がある。そこで、フーチングと基礎梁が組み合わさって複合体となった基礎と、フーチングや基礎梁単体の基礎で支持力を比較して、その影響を検討した。

フーチングと基礎梁の複合体（図 5.5-1 のモデル化範囲）の解析モデルを図 5.5-2 に、フーチング単体と基礎梁単体の解析モデルを図 5.5-3 に示す。基礎梁単体の解析モデルについては、単位奥行き幅の二次元モデルとした。地盤要素には二次のソリッド要素を採用し、構成則には Mohr-Coulomb の破壊基準による弾完全塑性モデル（塑性ポテンシャル：Drucker-Prager 則）^{5.5.2)}を用いた。一様地盤としており、表 5.5-1 のパラメータを設定した。地盤調査結果を参考にして一軸圧縮強度 q_u を 50kN/m^2 と仮定し、ヤング係数および粘着力は次式で求めた。

$$E = E_s = 170q_u^{5.5.3)} \quad (1)$$

$$c = q_u/2 \quad (2)$$

フーチング・基礎梁は剛体とし、厚さ無しでモデル化した。境界条件は、モデル底面を固定、側面を鉛直ローラとした。載荷は、鉛直方向に強制変位で与えた。

表 5.5-1 地盤パラメータ

ヤング係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	ダイレイタンス角 ψ (°)
8,500	0.333	25.0	0	0

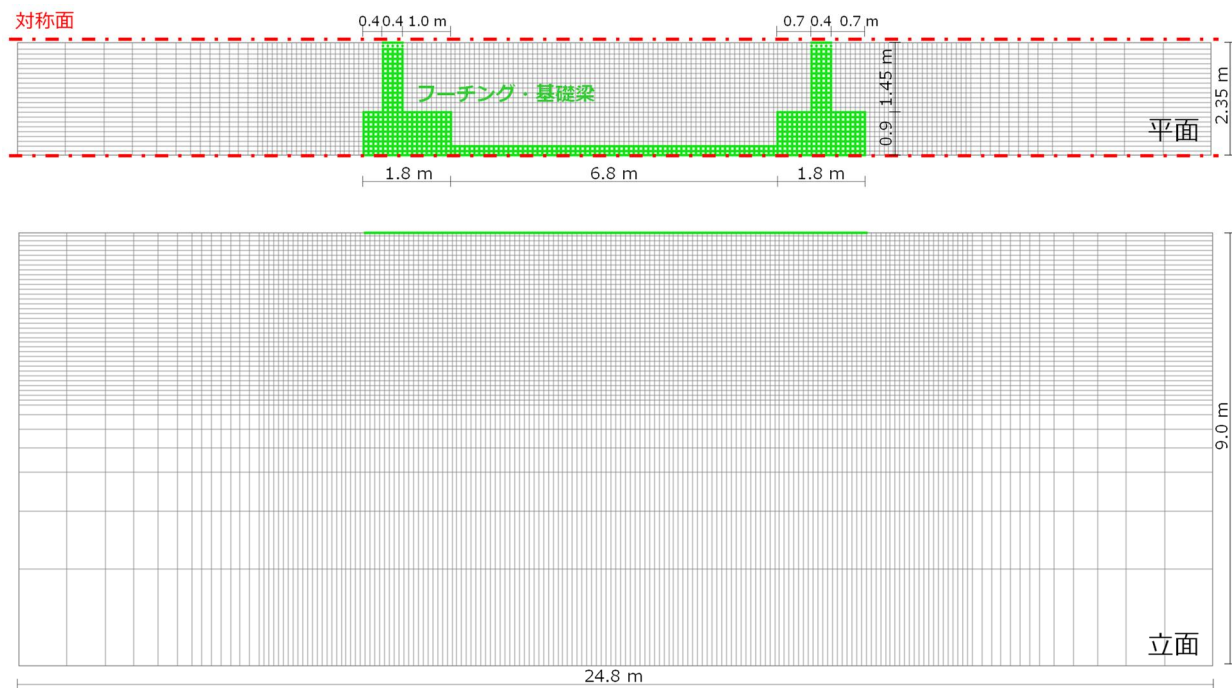
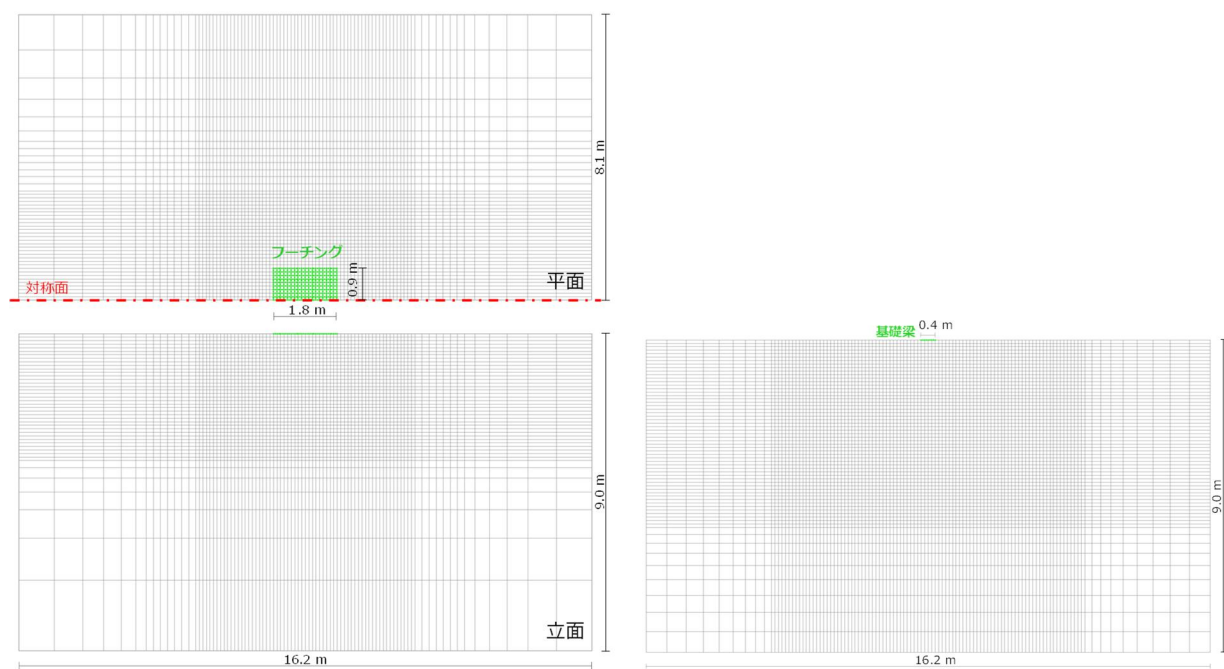


図 5.5-2 解析モデル（フーチングと基礎梁の複合体）



(a) フーチング単体

(b) 基礎梁単体（二次元モデル）

図 5.5-3 解析モデル（フーチング単体、基礎梁単体）

鉛直荷重と鉛直変位の関係を図 5.5-4 に示す。フーチングと基礎梁の複合体のケースについては、フーチング部分（2 か所分）と基礎梁部分の荷重分担の内訳についても示した。

全ケースとも、鉛直変位の進行に伴い鉛直荷重は一定値に収束し、極限支持力を示した。フーチング単体および基礎梁単体について、基礎指針で評価した極限支持力も図中に示している。解析の極限支持力は、基礎指針の極限支持力と概ね一致した。ただし、基礎梁については基礎指針よりも解析結果の方が大きめ極限支持力となった。基礎幅に対して地盤のメッシュが 4 分割と粗かったことが一因である。

複合体モデルにおけるフーチングおよび基礎梁部分の荷重内訳を、単体モデルと比較する。極限支持力は、両者ではほぼ一致した。極限支持力に対して、フーチングと基礎梁の接地で発生する応力の重なり合いや基礎梁による地盤拘束の影響は、本検討条件の範囲においてほぼ無いと考えられる。よって、フーチングと基礎梁が組み合わさった複合体としての極限支持力は、それぞれ単体の極限支持力の合計で評価できる。ただし、極限に達するまでの荷重 - 変位関係については、複合体モデルの内訳と単体モデルで差が生じた。複合体モデルでは載荷面積が増えるため、同じ荷重に対する変位量は増加した。また、基礎梁単体モデルについては、2 次元モデルであり、理論的に無限遠まで変位が伝播する条件であるため、地盤のモデル化範囲によって変位量が変わることも影響している。

鉛直変位 30, 60, 90, 150mm における最大せん断ひずみのコンターを变形と合わせて図 5.5-5～図 5.5-7 に示す。フーチングにおいて、鉛直変位 90mm まではフーチング直下の地盤でひずみが増加するが、鉛直変位 150mm では、地中から基礎側方の地表面へ向かってひずみが進展する様子がみられた。鉛直変位 150mm では極限支持力に達していることから、すべり面に相当する変形と考えられる。基礎梁では、同様のすべり面に相当する変形が、鉛直変位 90mm でみられる。基礎幅が狭いため、より小さい鉛直変位で極限に至った。

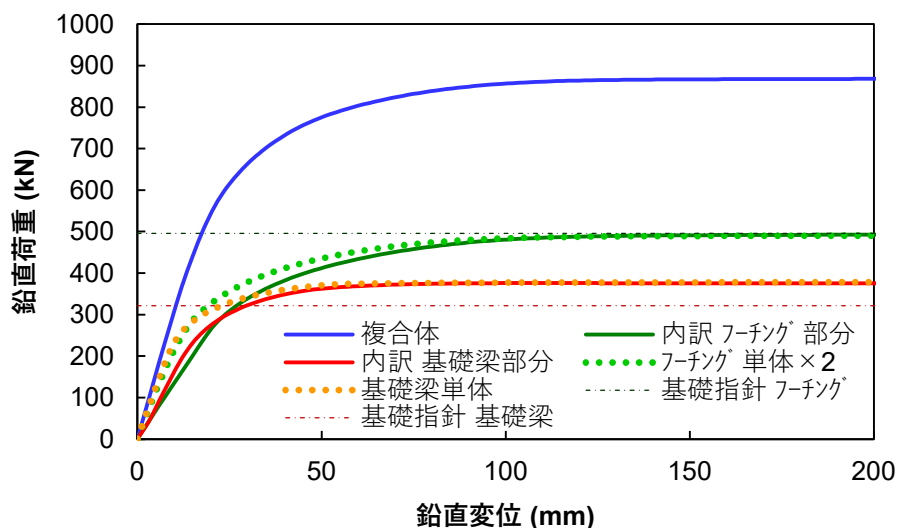
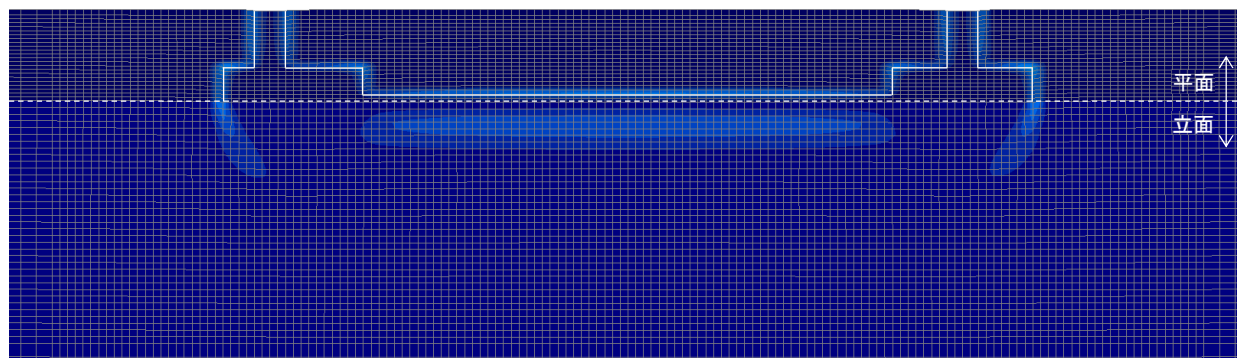
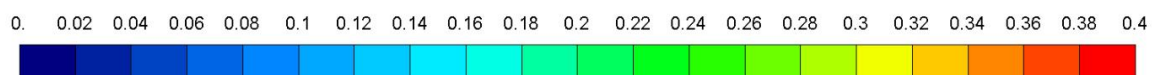
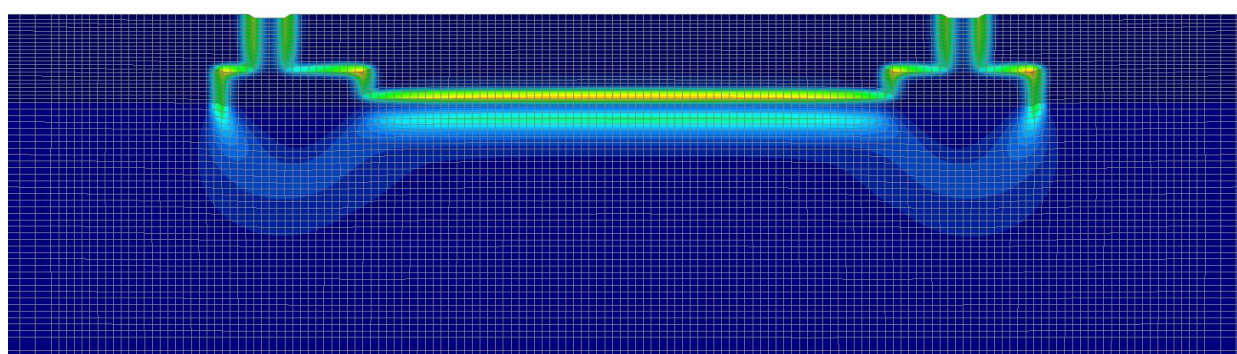


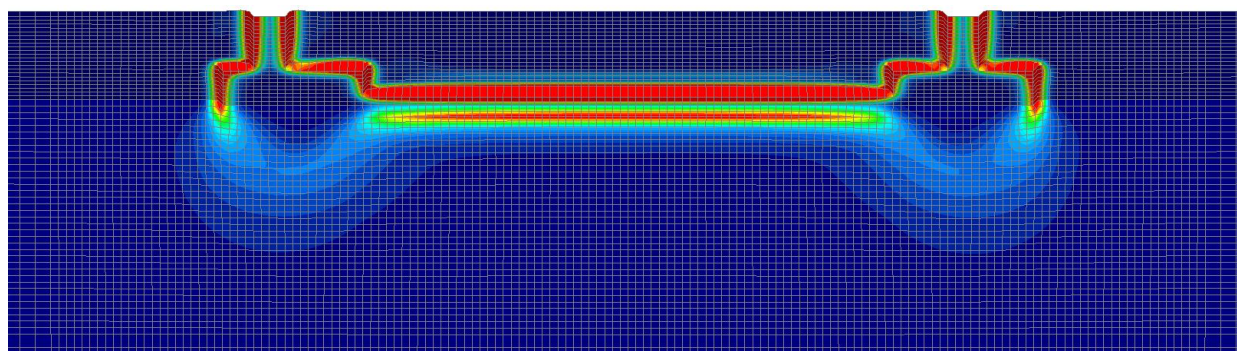
図 5.5-4 鉛直荷重－鉛直変位関係



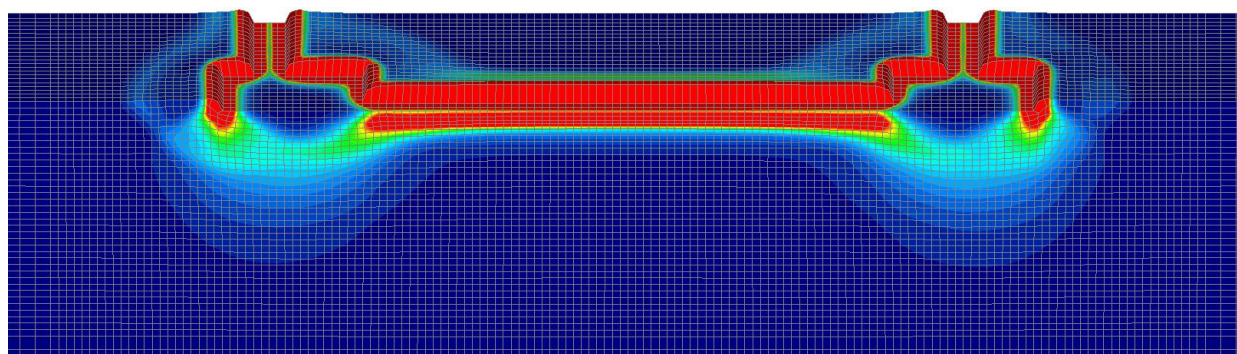
(a) 鉛直変位：30mm



(b) 鉛直変位：60mm

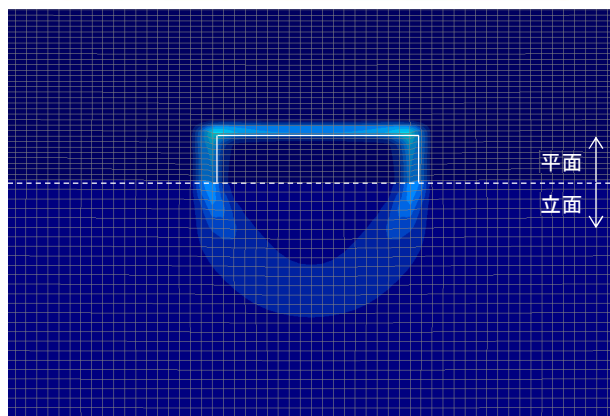
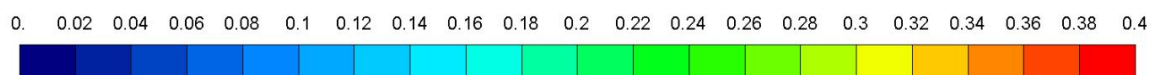


(c) 鉛直変位：90mm

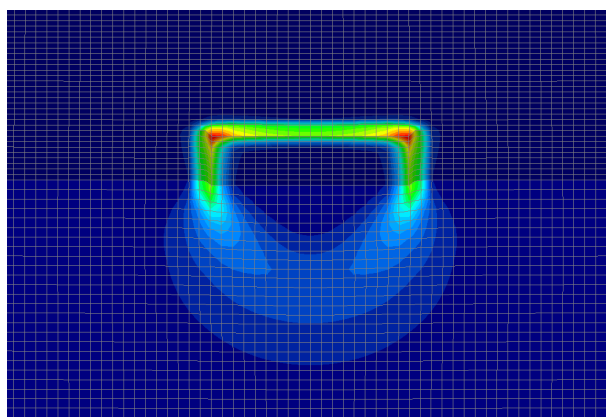


(d) 鉛直変位：150mm

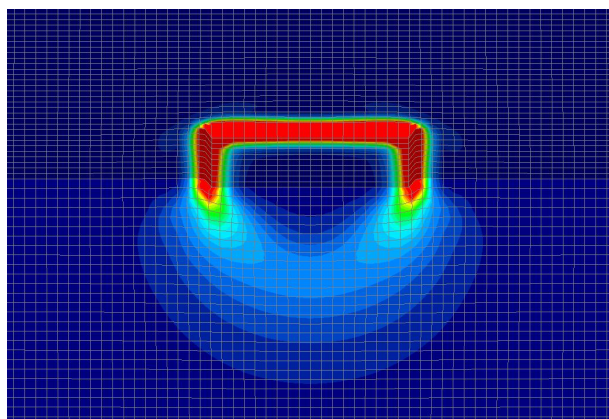
図 5.5-5 最大せん断ひずみのコンター（変形 1 倍、複合体モデル）



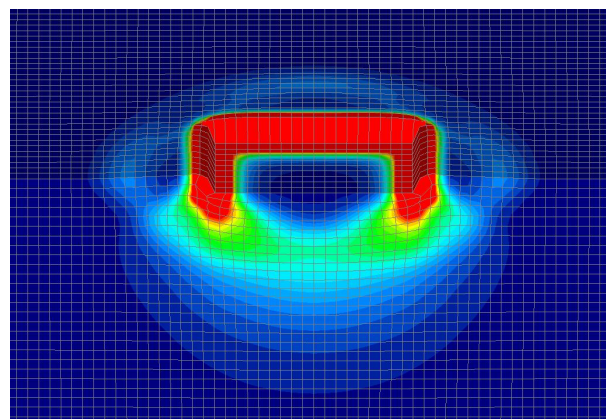
(a) 鉛直変位：30mm



(b) 鉛直変位：60mm

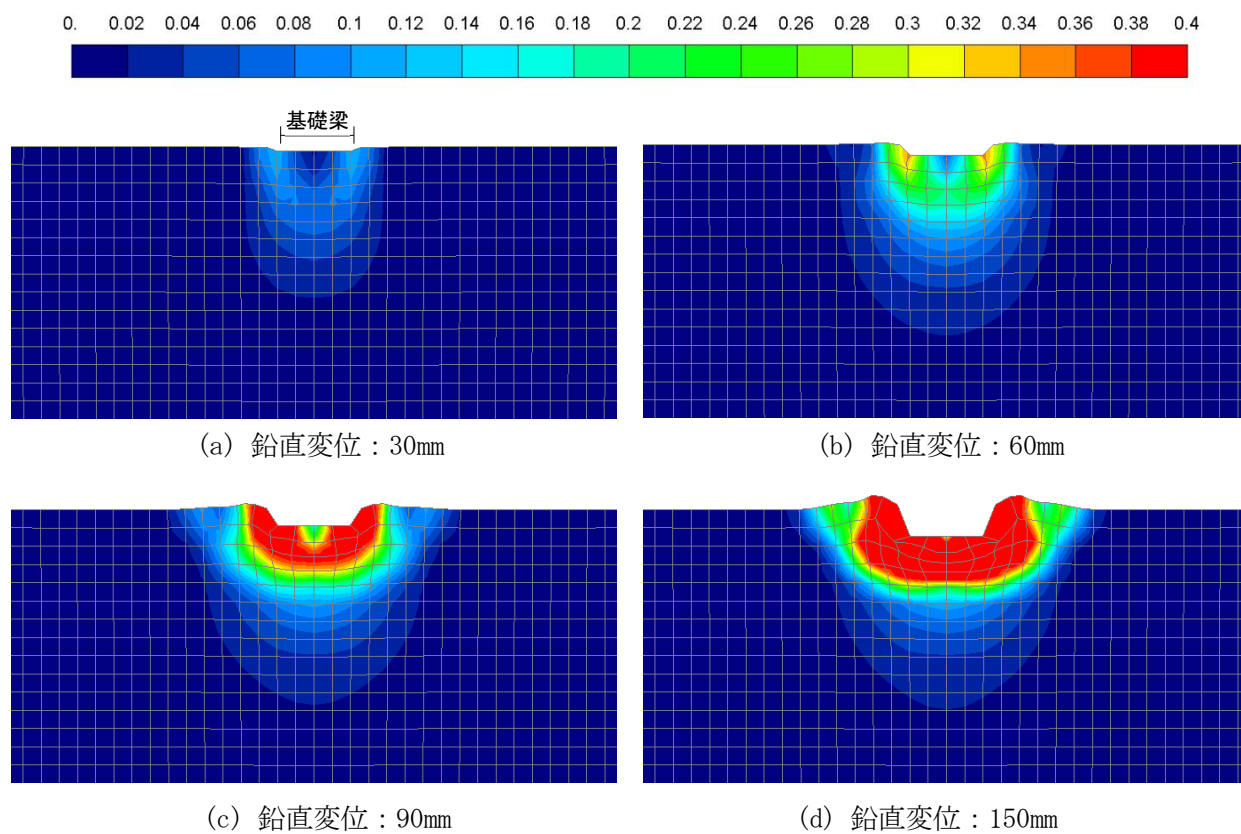


(c) 鉛直変位：90mm



(d) 鉛直変位：150mm

図 5.5-6 最大せん断ひずみのコンター（変形 1 倍、フーチング単体モデル）



5

図 5.5-7 最大せん断ひずみのコンター（変形 1 倍、基礎梁単体モデル）

5.5.4 左右のフーチングに作用する鉛直荷重の比率の違いによる影響

A建物が転倒に至ったのは、上部構造物の形状が完全な整形ではないこと等の理由で、各フーチングに均等に鉛直荷重が作用せず、片側のフーチングに鉛直荷重が偏ったことが原因の一つとして考えられる。そこで、解析モデルの左右のフーチングに作用する鉛直荷重の比率を変えてパラメータスタ

ディを行った。

解析モデルを図 5.5-8 に、解析ケースを表 5.5-2 に示す。モデル化方法やパラメータは 5.5.3 項と基本的に同じであり、CASE0 は 5.5.3 項の複合体のケースである。CASE1～4 は、上部構造物の重量バランスなどによって各フーチングに作用する鉛直荷重が異なることを想定したケースで、左右のフーチングに作用する鉛直荷重の比率を検討パラメータとした。モデル化範囲のフーチングに作用する長期荷重は、上部構造の検討において、それぞれ 1,950/2 kN（左側）と 2,542/2 kN（右側）が想定されている（半分のみモデル化しているなので 1/2 している）。左右の荷重の比率は 0.43:0.57 であり、CASE2 と概ね対応する。解析では、各フーチング位置を載荷せずに載荷点を一つにまとめ、基礎の回転を許容する条件で、モデルの中心から 0, 0.5, 1, 2 m 離れた点を載荷した（図 5.5-9）。CASE1～4 については、フーチング・基礎梁と地盤との間にジョイント要素を設けて基礎底面 - 地盤間の剥離を考慮した。ジョイント要素の直方向応力が引張になるとフーチング・基礎梁と地盤との間に剥離が生じ、力を伝達しなくなる。また、接している間は接合面のせん断応力が 25kN/m² を超えるまでは滑らず、それ以降は摩擦係数 0.5 で滑るようにした。

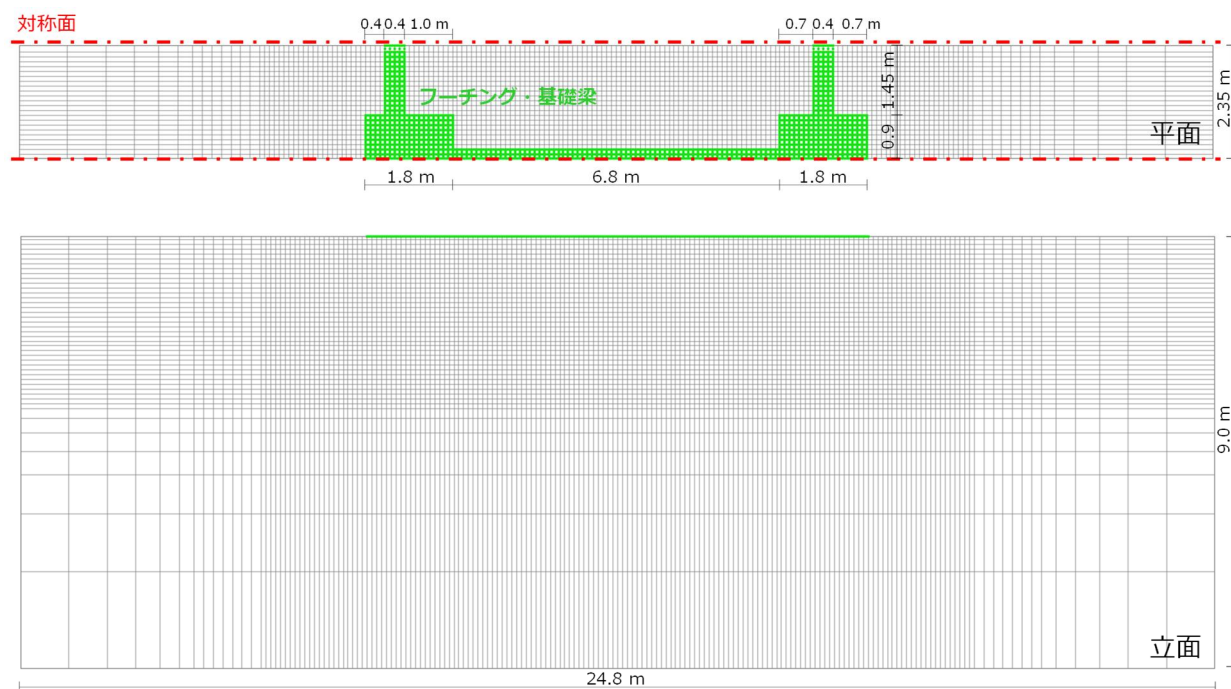
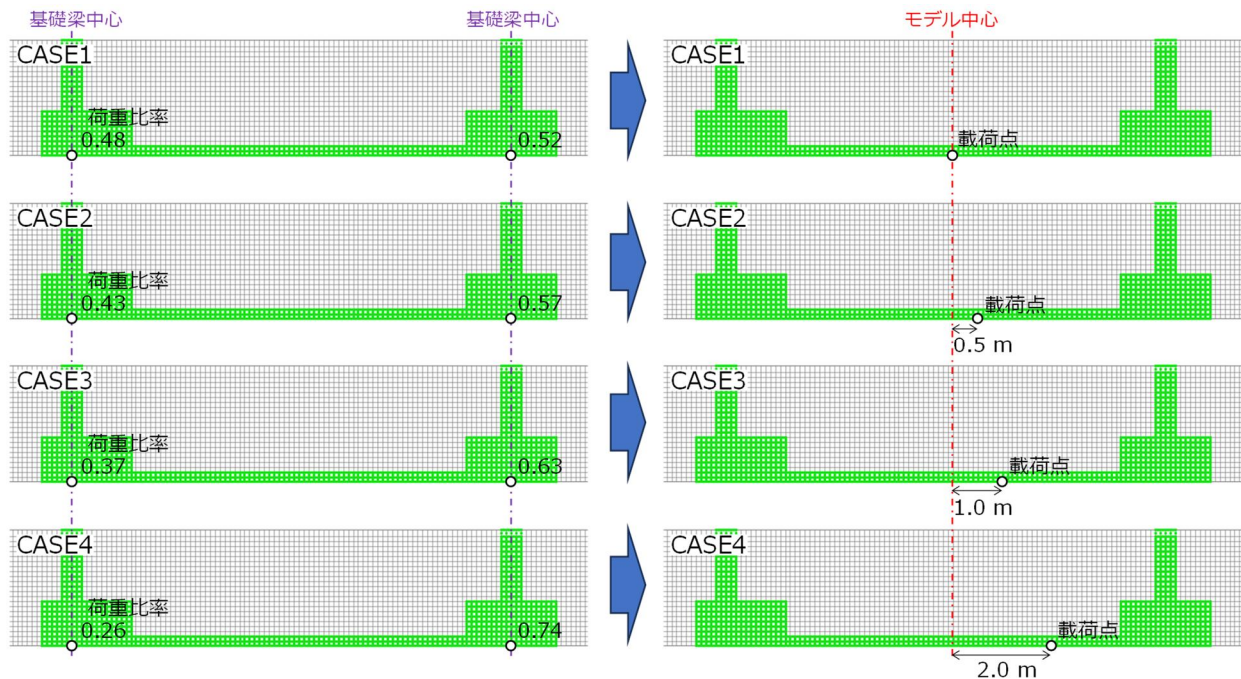


図 5.5-8 解析モデル

表 5.5-2 解析ケース

	左右の荷重比率	載荷点位置	載荷方法
CASE0	-	-	強制変位
CASE1	0.48 : 0.52	0 m	荷重制御
CASE2	0.43 : 0.57	0.5 m	荷重制御
CASE3	0.37 : 0.63	1.0 m	荷重制御
CASE4	0.26 : 0.74	2.0 m	荷重制御



5 (a) 左右のフーチングの荷重比率 (b) 解析における載荷点位置

図 5.5-9 左右のフーチングの荷重比率と解析における載荷点位置

鉛直荷重と鉛直変位の関係を図 5.5-10 に示す。鉛直変位はモデル中心位置の変位とした。モデル中心を載荷した CASE1 は、鉛直方向に強制変位を与えた CASE0 と鉛直荷重 - 鉛直変位関係がほぼ一致した。載荷位置をモデル中心からずらしたケース (CASE2, 3, 4) では、支持できる荷重が減少しており、載荷点のモデル中心からのずれ (左右の荷重差) が大きいほど支持できる鉛直荷重は低下した。

- 5 フーチングに作用する長期荷重は、それぞれ 1,950kN (左側) と 2,542kN (右側) が上部構造の検討において想定されている。半分のみモデル化しているの、合計で $(1,950+2,542)/2 = 2,246\text{kN}$ 程度の荷重が当該フーチングと基礎梁に作用する。解析で得られた極限支持力はその半分以下であることから、杭破壊後にフーチングおよび基礎梁底面で直接基礎として建物自重を支持することはできない。

傾斜角と鉛直変位の関係を図 5.5-11 に示す。鉛直変位が増加するにつれて、傾斜角も増加した。

- 10 CASE1 と比べて CASE2～4 では傾斜角の増加がより顕著である。

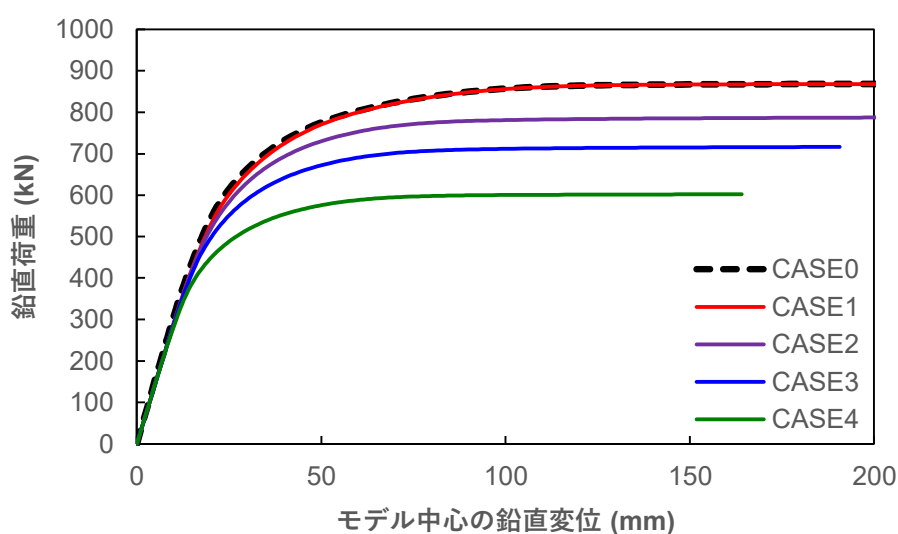


図 5.5-10 鉛直荷重 - 鉛直変位関係

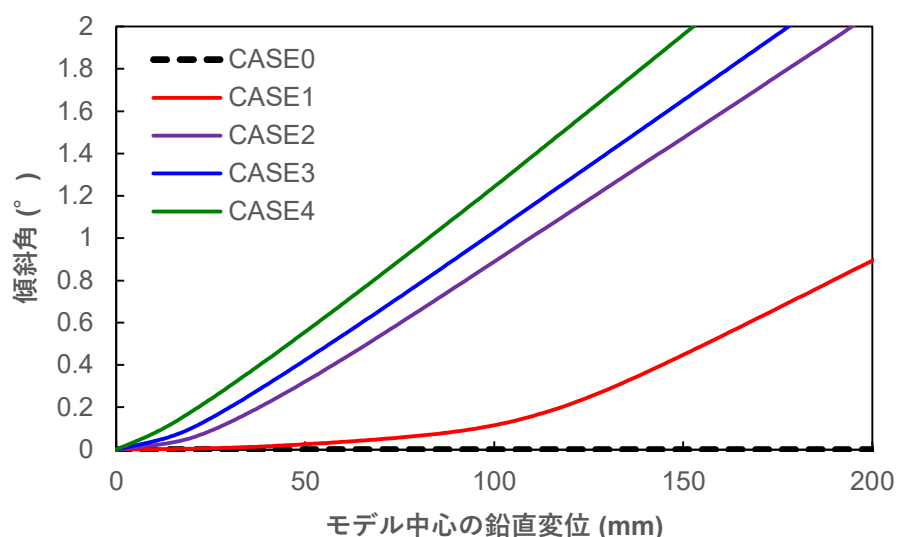


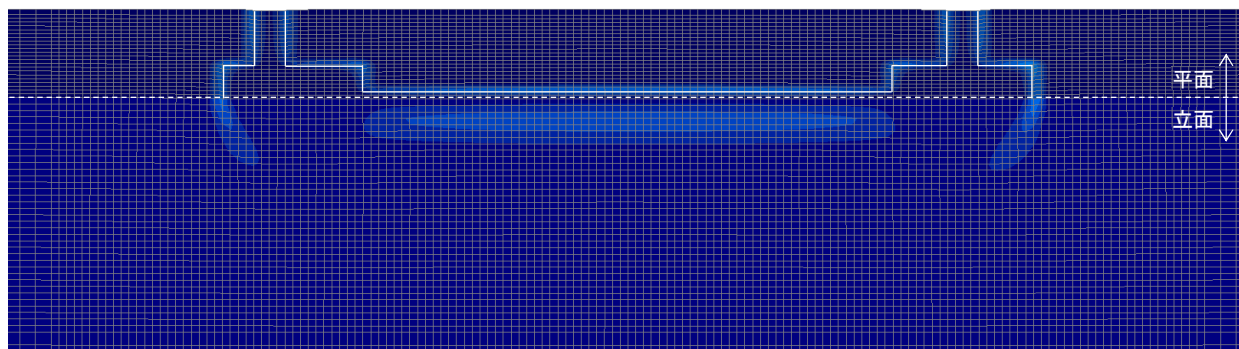
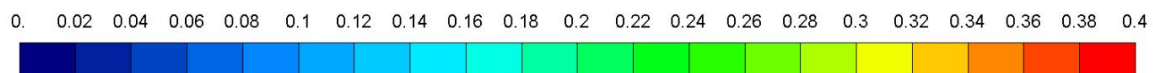
図 5.5-11 傾斜角 - 鉛直変位関係

最大せん断ひずみのコンターを変形と合わせて図 5.5-12～図 5.5-15 に示す。モデル中心を載荷した CASE1 では、鉛直変位の増加とともに左右両方のフーチング直下地盤でひずみが発生した。特に、鉛直変位 150mm では、すべり面に相当する地中から地表面へのひずみの進展が両方のフーチング直下地盤でみられた。したがって、両方のフーチングとも極限支持力に達していると考えられる。一方、

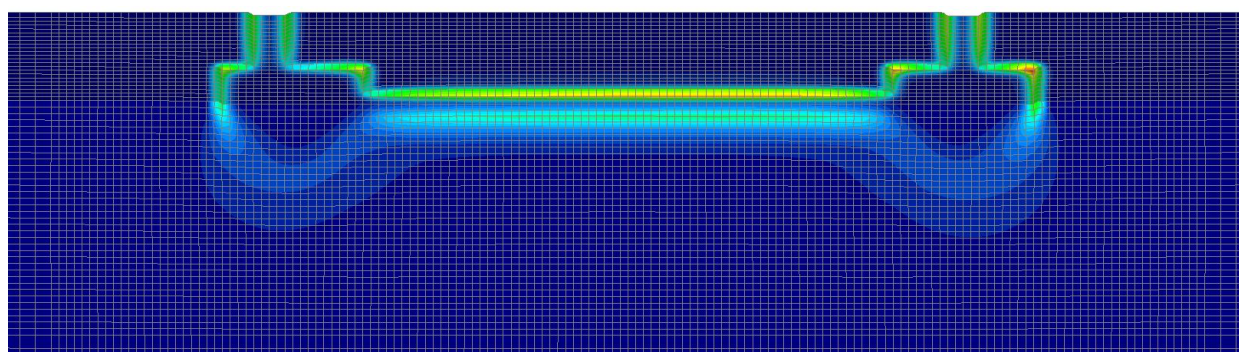
5 CASE2～4 では、左側フーチングの直下地盤にひずみがほとんど発生していない。基礎が傾いて、左側フーチング底面と地盤が剥離したからである。そのため、右側フーチングのみが極限支持力に達する状態となった。

よって、CASE1 のように左右のフーチングに作用する荷重比率が均等に近ければ、両方のフーチングが極限支持力に達して傾斜よりも沈下が先行し、CASE2～4 のように左右のフーチングに作用する荷重比率の差が大きくなると、片側のフーチングのみ極限支持力に達して傾斜が支配的になる。実際に

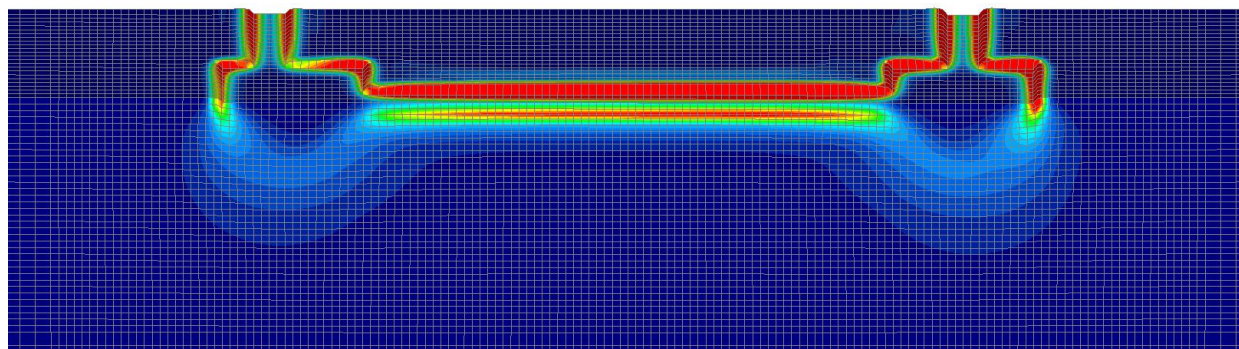
10 は、傾き始めるとさらに荷重比率の差が大きくなり、傾斜が助長される可能性がある。



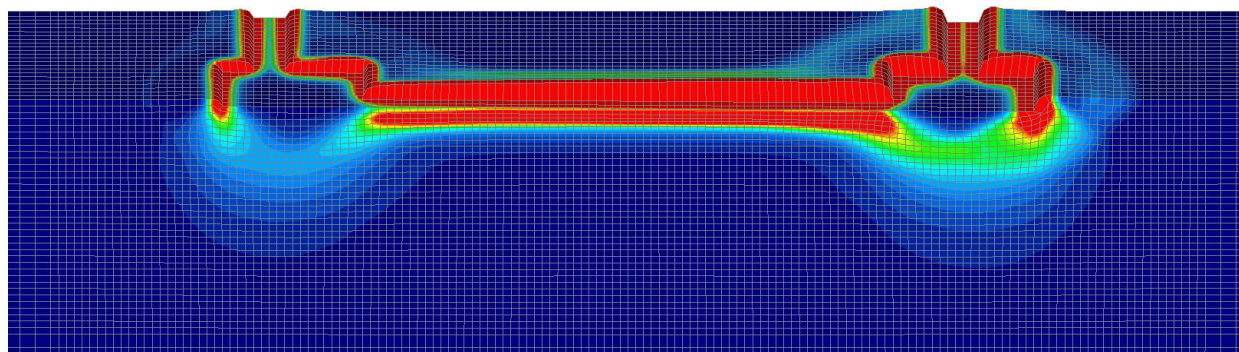
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm

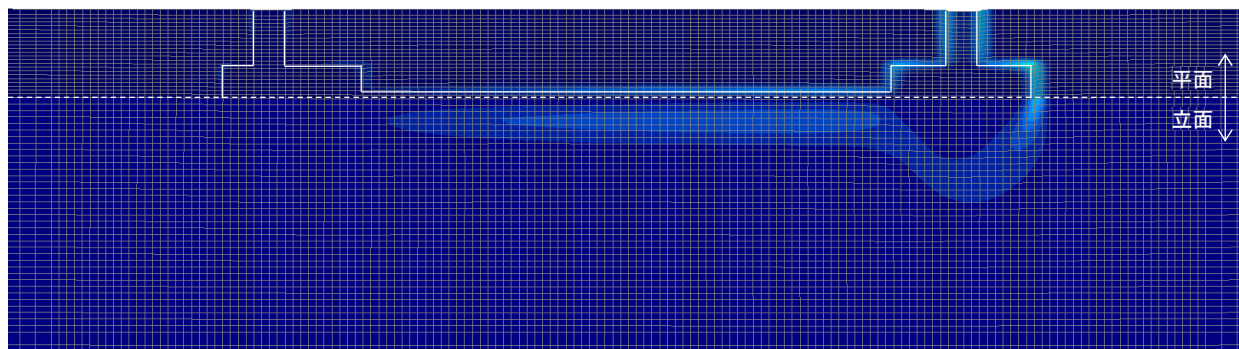
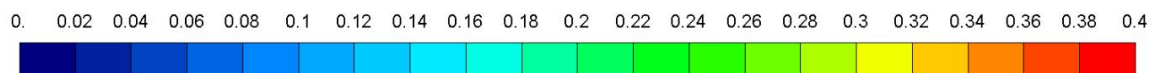


(c) モデル中心の鉛直変位：90mm

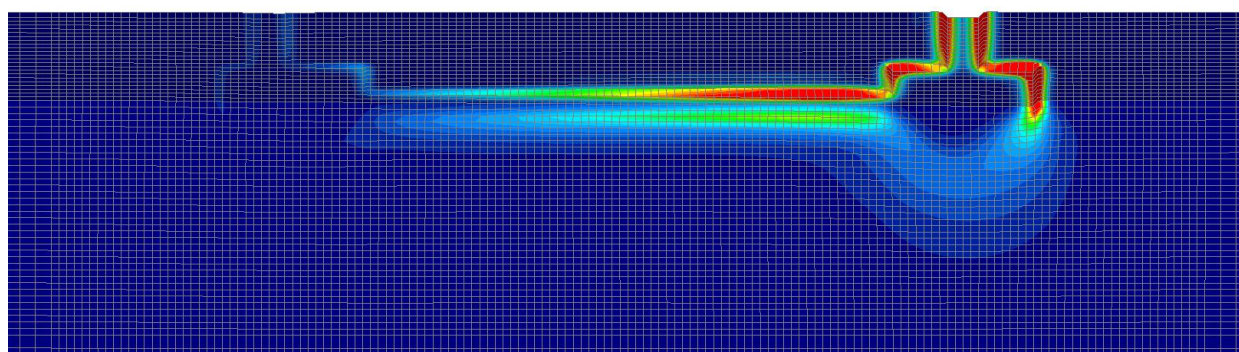


(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

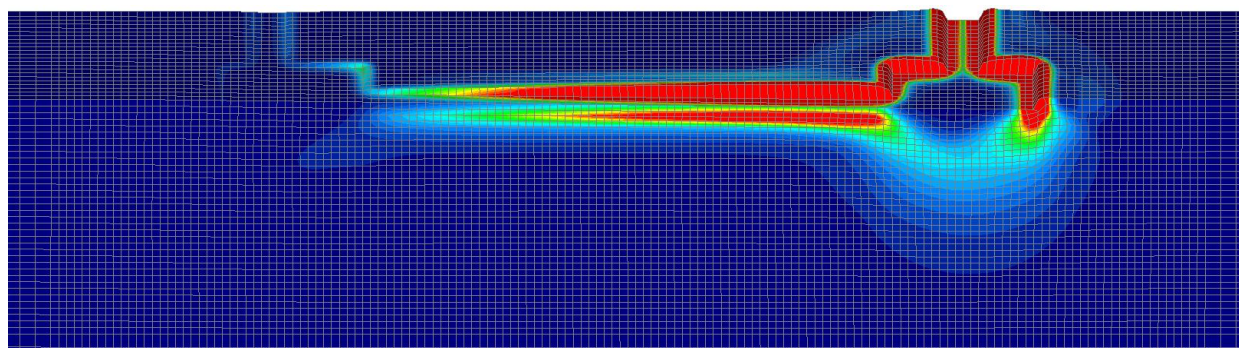
図 5.5-12 最大せん断ひずみのコンター (CASE1)



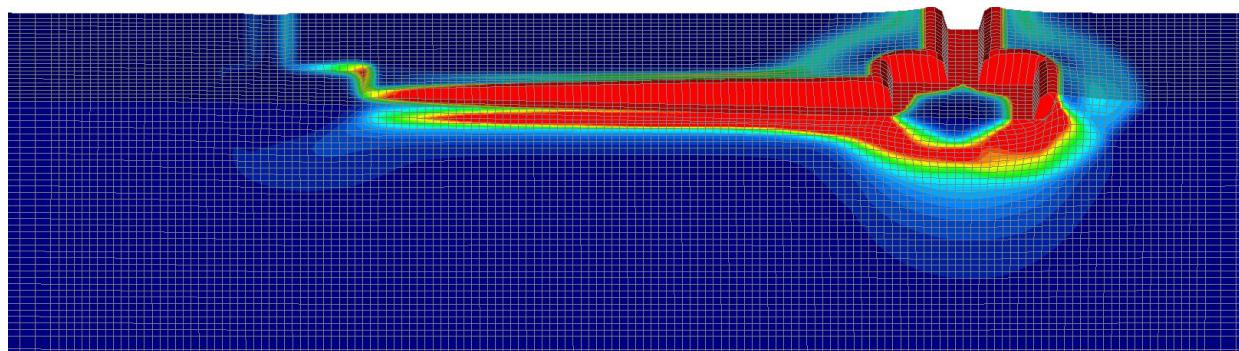
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm

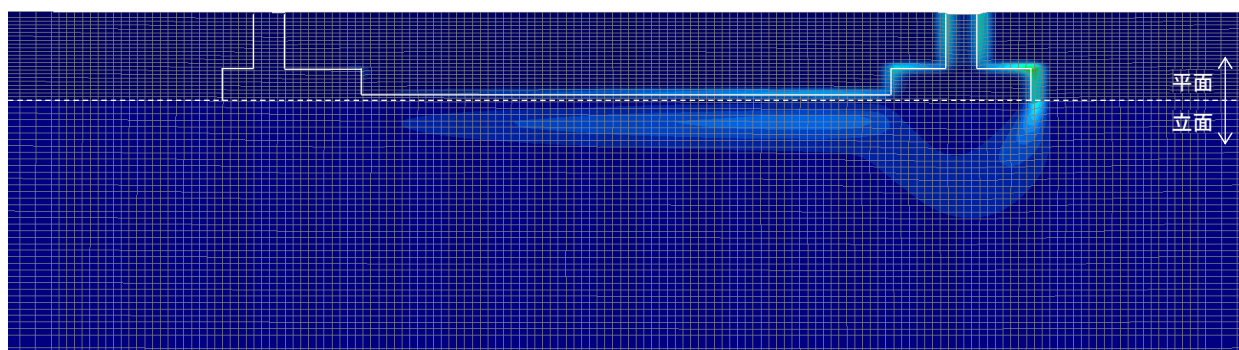
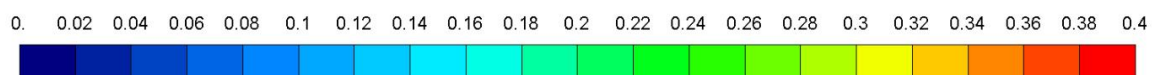


(c) モデル中心の鉛直変位：90mm

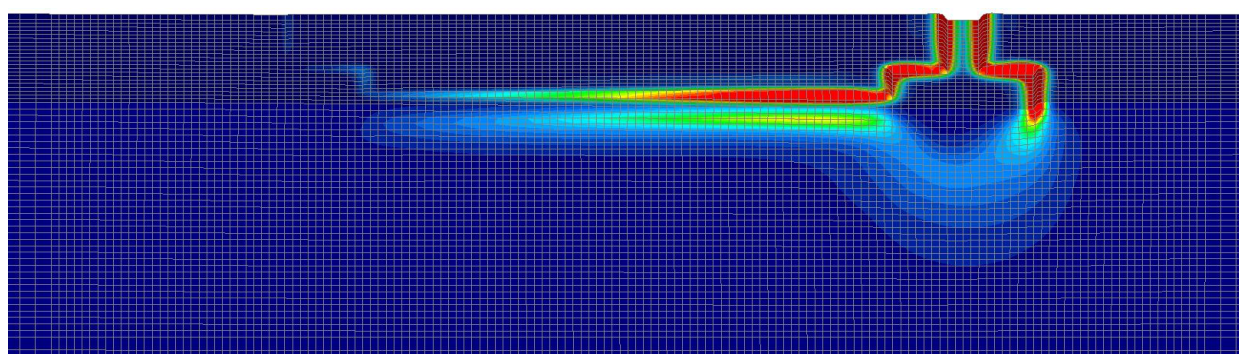


(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

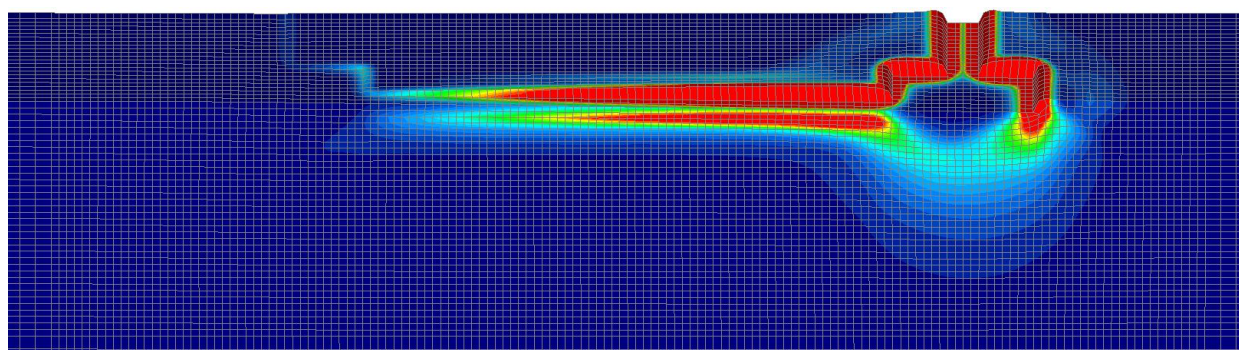
図 5.5-13 最大せん断ひずみのコンター (CASE2)



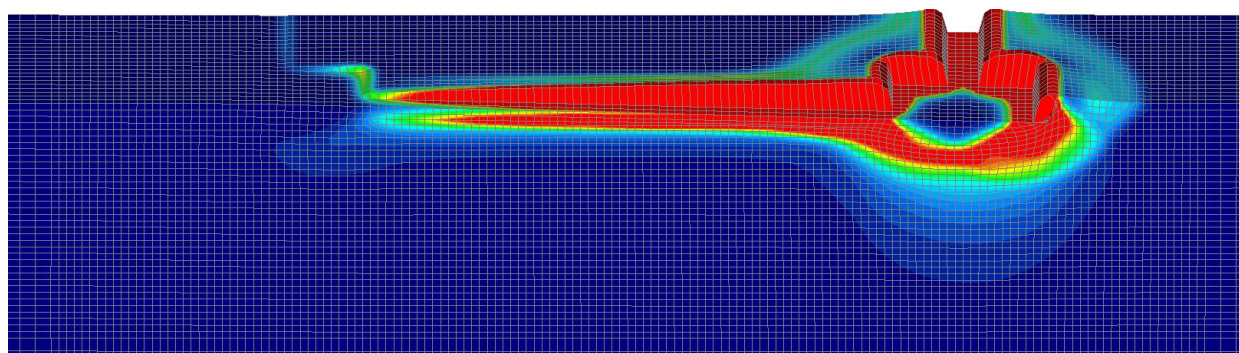
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm

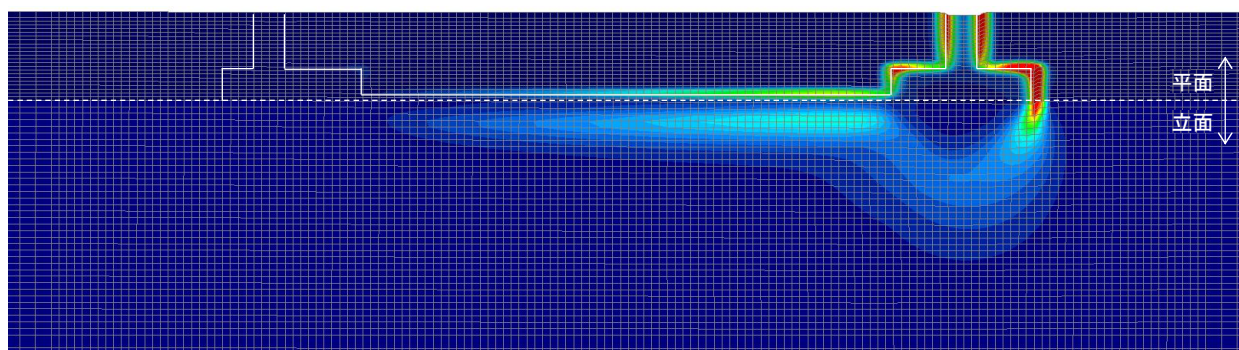
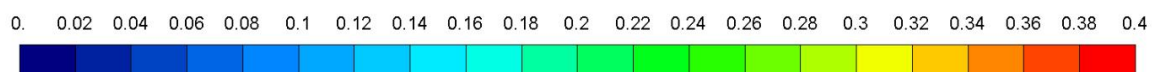


(c) モデル中心の鉛直変位：90mm

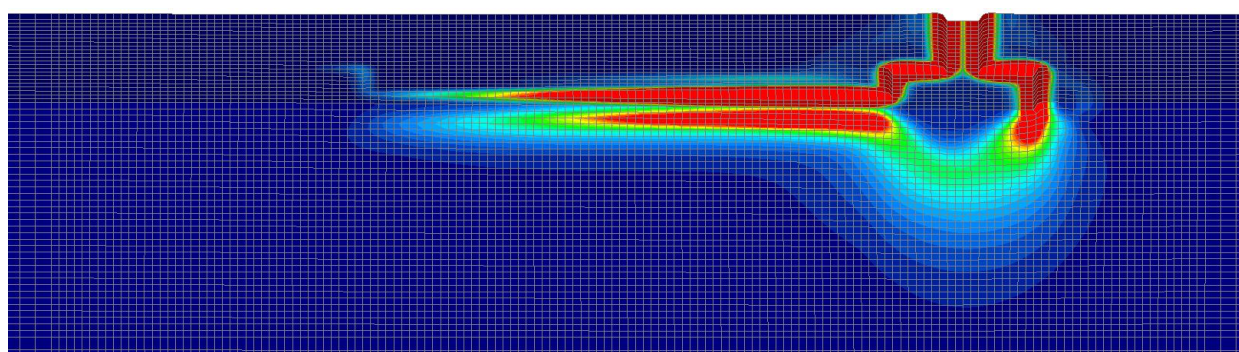


(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

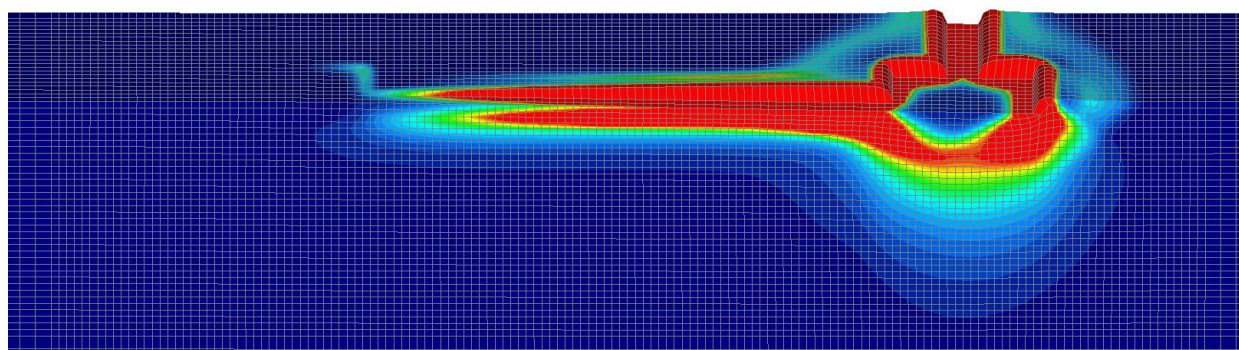
図 5.5-. 14 最大せん断ひずみのコンター (CASE3)



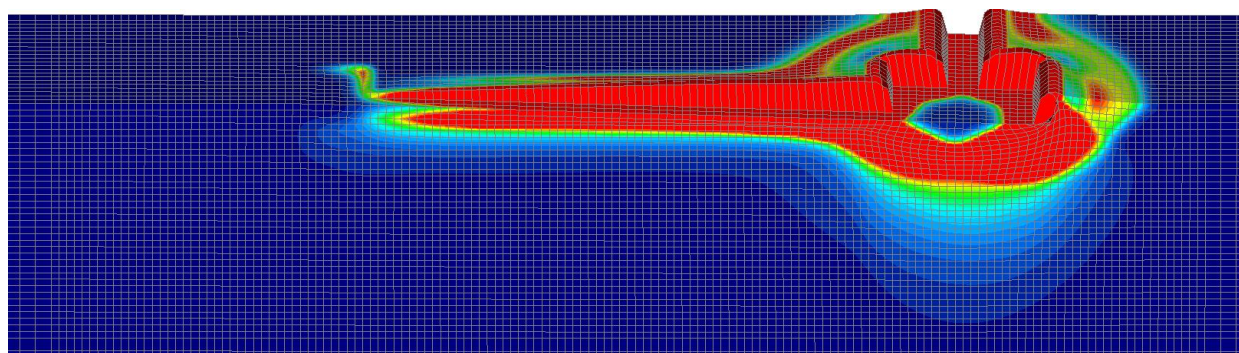
(a) モデル中心の鉛直変位：30mm



(b) モデル中心の鉛直変位：60mm



(c) モデル中心の鉛直変位：90mm



(d) モデル中心の鉛直変位：150mm

図 5.5-15 最大せん断ひずみのコンター (CASE4)

モデル中心の鉛直変位 30, 60, 90, 150mm における基礎（フーチング+基礎梁）の鉛直変位の平面分布を図 5.5-16 に示す。CASE1 では、基礎の沈下に伴って徐々に傾斜が発生し始めるが、CASE2～4 では、鉛直変位が小さい段階から傾斜が進行した。

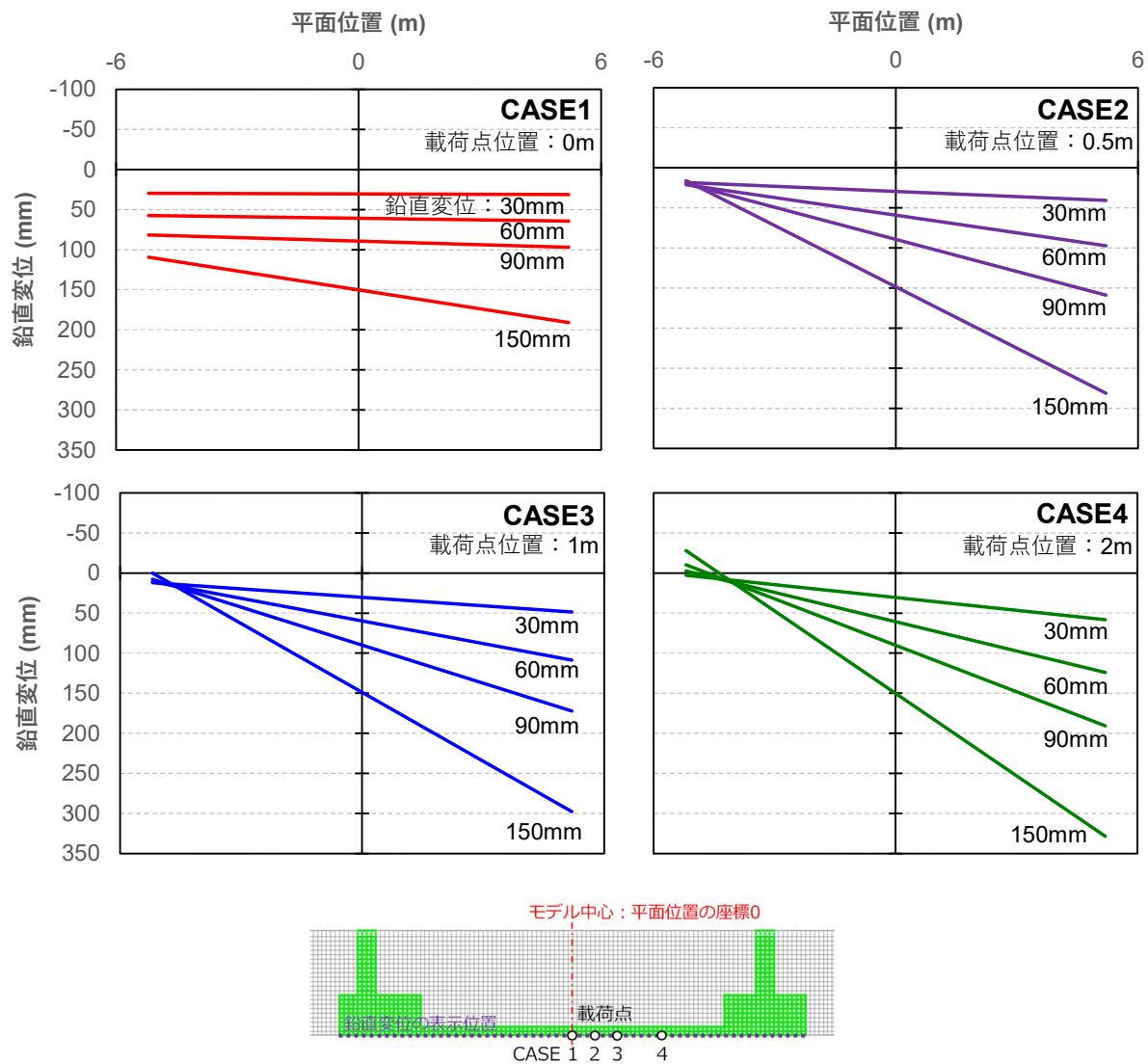


図 5.5-16 基礎の沈下の進行状況

左側フーチングの左端の鉛直変位とモデル中心の鉛直変位の関係を図 5.5-17 に示す。CASE0 は、基礎の回転を固定しているため、左端の鉛直変位はモデル中心と同じ値である。CASE1 では、傾斜の発生とともに左端の沈下が徐々に緩やかになっている。CASE2～4 では、左端の沈下が緩やかになった後、変位が上方方向に反転しており、基礎底面 - 地盤間で剥離（浮き上がり）が生じた。

- 5 以上から、A 建物が転倒したのは、杭破壊後に基礎底面の直接基礎としての支持力が不足していたことに加えて、上部構造物からの荷重バランスが影響したと考えられる。

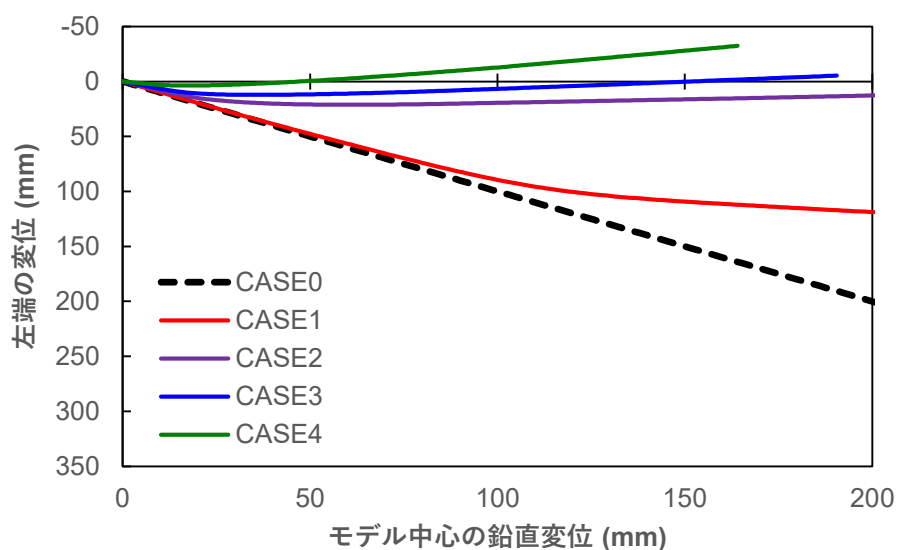


図 5.5-17 左側フーチングの左端の鉛直変位と載荷点の鉛直変位の関係

5.5.5 まとめ

本節では、杭破壊後にフーチングおよび基礎梁の底面が直接基礎として建物荷重を支持する状態を対象として、A建物が転倒に至った要因を三次元 FEM 解析で検討した。A建物の条件において得られた知見を以下にまとめる。

- ① フーチングと基礎梁が組み合わさった複合体としての極限支持力は、それぞれ単体の極限支持力の合計で評価できる。
- ② フーチング・基礎梁の底面だけでは建物自重の半分以下しか支持できない。
- ③ 左右のフーチングに作用する鉛直荷重に差があり基礎が回転する場合、基礎が均等に沈下する条件よりも極限支持力は小さくなる。
- ④ 左右のフーチングに作用する鉛直荷重の差が大きくなると、片側のフーチングが浮き上がり、沈下よりも傾斜が支配的となる。

以上から、杭破壊後に基礎底面の直接基礎としての支持力が不足していたことに加えて、上部構造物からの荷重バランスが転倒に影響を及ぼしたと考えられる。

【5.5 節 参考文献】

- 5.5.1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.112-177，2019.
- 5.5.2) 地盤工学会編集委員会：地盤技術者のための FEM シリーズ② 有限要素法をわかる，丸善出版，2020.
- 5.5.3) 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，pp.41-55，1979.