

再液状化を含めた地盤液状化メカニズムの解明  
および種々地盤耐震補強工法の評価への応用

Clarification of the mechanism of re-liquefaction and its application to evaluate  
seismic enhancement effect of various kinds of ground improvement

2012 年 12 月

名古屋工業大学大学院 工学研究科

創成シミュレーション工学専攻

森河 由紀弘



## 目次

1. 序論	
1.1 研究の背景 .....	001
1.2 研究の目的 .....	002
1.3 既往の研究 .....	003
1.4 論文の構成 .....	003
2. 振動台実験装置を用いた杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証	
2.1 実験概要 .....	005
2.1.1 実験装置 .....	005
2.1.2 各種模型構造物 .....	007
2.1.3 実験条件 .....	017
2.1.4 実験ケース .....	024
2.1.5 改良体の設置方法 .....	029
2.2 実験結果と考察 .....	033
2.2.1 応答加速度 (Case 0 : 無補強) .....	033
2.2.2 Case 0 : 無補強 .....	036
2.2.3 Case 1 : ブロック状改良 .....	041
2.2.4 Case 2 : 多段式改良 (改良体間隔 1D) .....	046
2.2.5 Case 3 : 多段式改良 (改良体間隔 2D) .....	051
2.2.6 まとめ .....	056
3. 動的有限要素解析を用いた杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証	
3.1 解析概要 .....	063
3.1.1 解析モデル .....	063
3.1.2 解析条件 .....	067
3.1.3 材料パラメータ .....	068
3.1.4 解析ケース .....	071
3.2 解析結果と考察 .....	076
3.2.1 応答加速度 (Case 0 : 無補強) .....	076
3.2.2 Case 0 : 無補強 .....	079
3.2.3 Case 1 : ブロック状改良 .....	086
3.2.4 Case 2 : 多段式改良 (改良体間隔 1D) .....	093
3.2.5 Case 3 : 多段式改良 (改良体間隔 2D) .....	100
3.2.6 まとめ .....	107
3.3 実験結果と解析結果の比較・考察 .....	117

4. 静的有限要素解析を用いた杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証	
4.1 解析概要 .....	119
4.1.1 解析条件 .....	119
4.1.2 材料パラメータ .....	120
4.1.3 解析ケース .....	123
4.2 解析結果と考察 .....	127
4.2.1 水平変位 .....	127
4.2.2 曲げモーメントと軸力分布 .....	127
4.2.3 まとめ .....	130
5. 被災事例を基にした再液状化現象の再現解析	
5.1 解析概要 .....	131
5.2 余震を含めた液状化解析（3次元1コラム地盤） .....	132
5.2.1 解析条件 .....	132
5.2.2 材料パラメータ .....	136
5.2.3 解析結果と考察 .....	138
5.2.4 まとめ .....	144
5.3 余震を含めた液状化解析（3次元地盤） .....	145
5.3.1 解析条件 .....	145
5.3.2 材料パラメータ .....	150
5.3.3 解析結果と考察 .....	160
5.3.4 まとめ .....	164
5.4 余震を含めた液状化解析（2次元地盤） .....	165
5.4.1 解析条件 .....	165
5.4.2 材料パラメータ .....	169
5.4.3 解析結果と考察 .....	178
5.4.4 まとめ .....	199
5.5 まとめ .....	200



6.	振動台実験装置を用いた排水性材料による液状化対策の検証	
6.1	実験概要	201
6.2	排水ドレーン（液状化対策）への適用	202
6.2.1	実験条件	202
6.2.2	実験ケース	206
6.2.3	実験結果と考察	208
6.2.4	まとめ	212
6.3	埋設物の埋戻し材（浮上り防止）への適用	213
6.3.1	実験条件	213
6.3.2	実験ケース	215
6.3.3	実験結果と考察	217
6.3.4	まとめ	222
7.	動的有限要素解析を用いた透水性材料による液状化対策の検証	
7.1	解析概要	223
7.1.1	解析条件	224
7.1.2	材料パラメータ	226
7.2	解析結果と考察	229
7.3	まとめ	232
8.	ジオシンセティックスを用いた地盤の補強効果の検証	
8.1	実験概要	233
8.2	遠心模型実験	235
8.2.1	実験装置	235
8.2.2	実験条件	239
8.2.3	実験結果	241
8.3	重力場でのアルミ棒積層体実験	242
8.3.1	実験装置	242
8.3.2	実験条件	245
8.3.3	実験結果	247
8.4	まとめ	249
9.	結論と今後の展望	
9.1	実験概要	251
9.2	遠心模型実験	254
	参考文献	255
	謝 辞	259



## 1. 序論

### 1.1 研究の背景

日本は四季折々の美しい風景や味覚を味わえる世界でも有数な美しい地域であると考えられるが、地殻という視点で見ると4枚のプレート（北米プレート、フィリピンプレート、ユーラシアプレート、太平洋プレート）からなる世界でも稀な複雑、かつ脆弱な地盤の上に成り立っている。当然ながら、地震、台風、豪雨、土石流、噴火など数多くの災害が発生する災害大国であることは言うまでもない。

このような“災害大国日本”において、古来より我々は長年にわたり自然と対峙し、「治水と利水」により文明を築き、安定した領土の確保や社会基盤整備を行ってきた。土木、すなわち「土を構え、木を築く」ということは、我々の安定した生活を営むための根源であるといっても過言ではない。このことは歴史の紐を解いても明らかであり、風林火山で有名な甲斐の虎こと武田信玄は釜無川（富士川）などの暴れ川を「信玄堤」を築堤することにより治めることに成功し、また豊臣秀吉の家臣で「賤ヶ岳の七本槍」の一人である加藤清正も白川等の大改修で遊水地や越流堤、背割堤などを設置するなど、戦国大名達は高度な土木技術を駆使した名治水家（土木技術者）であったことは有名な史実である。

そして現在では土木技術も飛躍的に向上し、特に日本の耐震技術は世界一だと言われるほどであり、以前に比べれば自然災害による被害も少なくなってきたように思える。しかし、地震などの地球規模で起こる天災は予測が困難な上に、大地をも穿つ圧倒的なエネルギーの前には、依然として我々になす術はない。実際に構造物の被害としては最大規模である1995年1月17日（火）5時46分52秒に発生した兵庫県南部地震（マグニチュード7.3）における多大なる犠牲を代償に、構造物における耐震補強技術はそれ以前に比べ遥かに向上した。しかし、我々の記憶に新しい2011年3月11日（金）14時46分18秒に発生した東北地方太平洋沖地震（マグニチュード9.0）では構造物倒壊等の被害さえ小さかったと考えられるが、観測史上最大の津波被害や液状化被害が生じており、死者・行方不明者は最大規模のものであった。このように人類が解決すべき問題は依然として山積みである。

このような背景の中、本論文では地震災害に着目して防災と減災の2つの視点から、損傷による被害を最小限に抑えるための既設杭基礎構造物の耐震補強、液状化や再液状化による被害の把握とメカニズムの解明、有事の際における構造物の機能（性能）保持を目的とした、地盤に対する効果的・簡易的な補強方法について検討を行った。

## 1.2 研究の目的

地震を完全に予知したり、被害を未然に防いだりすることは非常に困難であると言える。しかし、耐震技術の進歩や防災施設の整備に加え、防災に対する教育を行うことにより、地震発生に伴う被害を減少させることは決して不可能ではない。つまりは高度であり、恒久的なハードとソフトの整備が必要不可欠である。

ここで、地震発生後に2次災害などを含め被害を最小限にとどめるには、状況の把握と救援部隊・物資の早期輸送が必要不可欠であると考えられる。このことは兵庫県南部地震で明らかであったが、高速道路等の高規格道路や建築物の倒壊などにより救援隊や物資の輸送が困難を極め、その被害を抑えることはおろか、地震直後は食糧の配給でさえもが困難であった。

そこで本研究では地震後の被害を最小限に抑えるため、様々な場面において救援や物資の運搬等の阻害させないことを目的とし、杭基礎構造物の耐震補強を研究対象とした。特に供用中の杭基礎構造物を対象に現実的に適用可能な方法を用いた耐震補強方法として、杭基礎周辺部の地盤を部分的に改良する耐震補強方法に着目し、振動台実験装置を用いて様々な改良仕様における補強効果の比較・検討を行い、動的有限要素解析による検証も行った。

また、東北地方太平洋沖地震では家屋や構造物において慣性力等による倒壊は免れたものの、液状化等により性能的に使用が困難になった家屋（傾き）や擁壁（沈下や転倒）が多数存在した。その結果、震災後数か月にわたり、道路や埋設管等などのインフラ設備は使用が困難なまでに破壊されたままであり、未だに復旧の目途さえ立っていないところも存在する。また、浦安市等の液状化被害でも明らかとなったように、本震により地盤がダメージを受けた状態では、その後に発生する複数回の余震を受けることにより、本震以上の被害となることが確認されているが、通常の設計では本震を対象とした地震時の検討は行うものの、余震を考慮した検討はあまり行われない。

そこで本研究では地震後も安定した生活を送ることを目的とし、液状化や再液状化による被害、また今まで問題視されていなかった地震後の圧密沈下による被害、さらにはこれらの被害を最小限に抑え込む液状化対策などを研究対象とし、振動台試験装置や動的有限要素解析による検証を行った。

また、東北地方では地震や津波による液状化や過剰間隙水圧の増加がもたらす地盤支持力の低下により、防潮堤などをはじめとする多数の構造物が傾斜や沈下を引き起こし、その性能を発揮させることができなかったため、被害が拡大したと考えられる。そこで、防災構造物をはじめとした全ての構造物が有事の際でもその機能を維持し続けることを目的に、簡易的ながら効果的に地盤を補強可能だと考えられる「ジオシンセティックス」を用いた地盤補強効果についても、実験的検証を行った。

### 1.3 既往の研究

#### ◆ 土の弾塑性構成式に関する研究

土の挙動を表現するための弾塑性構成式は Cam-clay model (Schofield et al., 1968) をはじめ、今日まで盛んに研究が行われている。日本においても Cam-clay model をベースとした多数の構成式が提案されており、初期異方性の影響を考慮するために応力比テンソル  $\eta_{ij}$  を Cam-clay model に導入した関口・太田モデル (Sekiguchi et al., 1977)、過圧密効果の影響を考慮した下負荷面モデル (Hashiguchi et al., 1977)、それに応力誘導異方性を考慮した拡張下負荷面モデル (橋口ら, 1996) 等がある。また、橋口らの下負荷面の概念に加え、自然堆積過程に形成された土の構造による影響を考慮した SYS Cam-clay model (Asaoka et al., 1998)、時間効果特性を考慮した超過応力型の弾粘塑性構成式 (Adachi et al., 1982, Oka et al., 1992, 1999)、非定常流動曲面型のモデル

(Sekiguchi et al., 1977) 等も提案されている。名古屋工業大学においても構成式の研究は盛んに行われており、中間主応力の影響を考慮した修正応力  $t_{ij}$  (Nakai et al., 1984) の提案から始まり、粘性土を対象とした  $t_{ij}$  clay model (Nakai et al., 1986)、砂質土を対象とした  $t_{ij}$  sand model (Nakai, 1989)、関口らの応力比テンソルを参考にした移動硬化則の概念を取り入れた kinematic  $t_{ij}$  model (Nakai et al., 1989)、橋口らの下負荷面の概念を取り入れた subloading  $t_{ij}$  model (Nakai et al., 2004) などが提案され、最近ではボンディングや時間効果特性を考慮したモデル (Nakai et al., 2011) に拡張されている。

#### ◆ 動的解析に関する研究

動的解析に関する研究も近年急速に発展してきており、日本では上述した弾粘塑性構成式に基づいた解析ソフトウェアである LIQCA (Yashima et al., 1991, Oka et al., 1994) が開発され、液状化や流動化に関する研究 (加藤, 1995, 田口, 1997, 渦岡, 2000) が行われている。他には地盤－基礎－構造物の相互作用を扱う 3 次元の非線形動的有限要素解析プログラムである DGPPILE-3D (Zhang et al., 2002) や SYS カムクレイモデルに基づいた GEOASIA (Noda et al., 2008) などが開発され、今日まで様々な研究成果が挙げられている。これらと同様に岐阜大学でもサイクリックモビリティの表現を可能とした Cyclic mobility model (Zhang et al., 2008) が提案され、同構成式に基づく解析ソフトウェアである DBLEAVES (Ye 2007, Ye et al., 2007, Ye et al., 2012) が実用化されている。これらはすべて土・水二相系の場における理論に基づき、土の液状化に関する境界値問題を解くことを可能としている。

また、同様の研究として東北大学では液状化時における流動変形破壊 (仙頭, 2005) などの研究が行われ、名古屋工業大学でも「DBLEAVES」を用いた液状化や再液状化現象に関する被害予測の研究 (Bao et al., 2012, Morikawa et al., 2012) が盛んに行われており、近年では液状化に関する研究が急速に発展してきている。

#### ◆ 杭基礎構造物に関する研究

乾燥砂や飽和砂を対象とした単杭や群杭における動的挙動に関する研究として、岐阜大学（近藤, 2004, 余川, 2005, 森, 2007, 天木, 2008, 余川, 2009）において様々な研究が先行されており、名古屋工業大学における耐震補強を含めた杭基礎構造物に関する研究は、これらの研究成果に基づいて行われている。

また、軟弱地盤内の杭基礎構造物の挙動に関する研究としては、菊池ら（2002）により「軟弱地盤における杭の横抵抗特性に関する研究」が行われており、軟弱地盤上において地盤改良を必要としない防波堤構造として、「地盤着底くし形構造物」について検証を行っている。

#### ◆ 耐震補強等に関する研究

地震時における杭の被災メカニズムや耐震補強工法に関して、豊橋技術科学大学において地盤改良による補強方法（足立, 2009）に関する研究が行われている。地盤改良による耐震補強方法は既に実用化（施工実績有り）されており、名古屋工業大学においても足立らによる耐震補強法（地盤改良）に有用性を見出し、これらの研究成果を参考に振動台実験装置や有限要素解析（DBLEAVES）により地盤改良を施した杭基礎構造物における動的挙動についての基礎的な研究（Jin, 2009, 近藤, 2010, 中村, 2011）を行っている。

一方で構造物に対する耐震補強ではなく、地盤の液状化対策に関する研究としては締固め工法の設計法に関する研究（山崎, 2010）が行われており、締固め工法における新たな設計法や地盤隆起量に関しての検証を行っている。

### 1.4 論文の構成

本論文の構成を以下に示す。

第1章では研究の背景等を述べる。

第2章～第4章では地盤改良（部分固化工法）による杭基礎構造物の耐震補強効果について、振動台実験と有限要素解析を用いて検証を行った。

第5章では被災事例を基にした有限要素解析による再液状化現象の検証を行った。

第6章～第7章では排水性材料による液状化対策について、振動台実験と有限要素解析による検証を行った。

第8章では遠心模型実験と重力場でのアルミ棒積層体実験を用いたジオシンセティックスによる地盤補強効果について検証を行った。

第9章では結論と今後の展望について述べる。

## 2. 振動台実験装置を用いた杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証

### 2.1 実験概要

供用中である既設構造物基礎の損傷は、構造物として要求される性能を著しく低下させ、また、補修には莫大な施工コストや工期等を要する。本研究では、施工制限や経済性、工期に対して有用な耐震対策であると考えられる「杭基礎周辺地盤の部分固化」について、1G 場での振動台実験と土水連成弾塑性有限要素動的解析によりその補強効果を検証した。はじめに、空圧式振動台実験装置を用いて、杭基礎構造物を対象とした模型実験を実施し、加振時における力学挙動を把握した。次に実際の地盤改良を想定したセメント改良土を用いて杭基礎部の一部を補強した加振実験を実施し、杭周辺地盤の部分固化による補強効果を検証し、杭周辺地盤の部分的な固化について、改良範囲を様々に変えることによる杭基礎挙動に及ぼす影響の違いを検証した。また、模型実験を再現した有限要素解析を行うことにより、数値解析においても部分固化の補強効果を検証した。

なお、本研究で用いる振動台実験機は岐阜大学と同様のものであるため、本研究では空圧式振動台実験装置の導入に当たり、岐阜大学の実験方法、課題等を参考としている。岐阜大学の研究成果の一例としては、振動台加振性能の検証、及び砂地盤（豊浦標準砂）における液状化時の挙動特性、地盤と杭基礎の動的相互作用や群杭効果に関する検証等が挙げられる。

#### 2.1.1 実験装置

##### 1) 振動台実験装置

Fig. 2.1.1 に空圧式振動台実験装置を示す。同装置はメンテナンス性の優れた空圧式加振装置により水平方向に振動させることができる。その主な性能は最大空気圧：1.0MPa、最大振幅：0.05m、最大加振重量：18kN、最大加振加速度： $9.80\text{m/s}^2$ である。



Fig. 2.1.1 空圧式振動台実験装置

## 2) せん断土槽

本研究では土層境界付近での波の反射等を極力防ぎ、実地盤に近い境界条件を再現するため、連結部分にベアリングを設置し、ゴム板により格子の枠を固定したせん断土槽を使用する。土槽寸法は横幅 1.2m×奥行き 1.0m×高さ 0.8m で、1 層 0.03m の格子枠 25 層から成っている。Fig. 2.1.2 にせん断土槽を示す。



Fig. 2.1.2 せん断土槽

## 3) 計測機器

実験結果の計測には、各チャンネルに A/D 変換機を内蔵する動ひずみ測定と静ひずみ測定が可能な多チャンネルデジタルひずみ測定器を用いる。Fig. 2.1.3 に多チャンネルデジタルひずみ測定器「DRA-30」を示す。「DRA-30」は全チャンネル同時測定が可能であり、サンプリング速度は 1~32767msec, 1 台で 30CH 測定でき、最大 150CH (5 台×30CH) のデータ計測が可能である。



Fig. 2.1.3 多チャンネルデジタルひずみ測定器



#### 4) 振動機付き降砂装置

地盤作製には誤差を減らし各試験の整合性を高めるため、落下高さが調整可能な油圧リフト装置付振動降砂装置を用いる。Fig. 2.1.4 に振動機付き降砂装置を示す。同装置に装備されたステンレス製のホッパーは容量が約  $0.04\text{m}^3$ （幅  $0.8\text{m}$ ×高さ  $0.27\text{m}$ ×平均長  $0.18\text{m}$ ）であり、装置には自動で降砂できるようバイブレータが三基装着されている。また、同装置は油圧リフト装置付き架台上に設置されており、油圧シリンダーにより砂の落下高さを自由に調節することができる。ここで、砂の落下高さは装置の構造上、約  $90\text{cm}$  以上となっている。

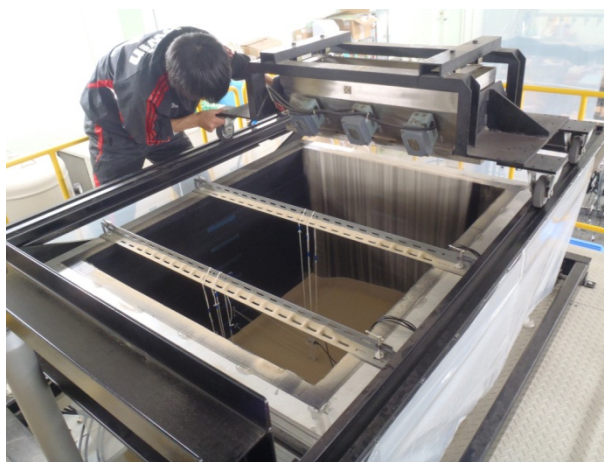


Fig. 2.1.4 振動機付き降砂装置

#### 2.1.2 各種模型構造物

実験に用いた杭基礎構造物、及び杭基礎固定治具を Fig. 2.1.5, Fig. 2.1.6 に示す。本研究は重力場で振動台実験を行うため相似則を完全に満たすことはできないが、Buckingham の $\pi$ 定理を用いて、相似比  $S=1/50$  スケールを想定した仕様となっている。

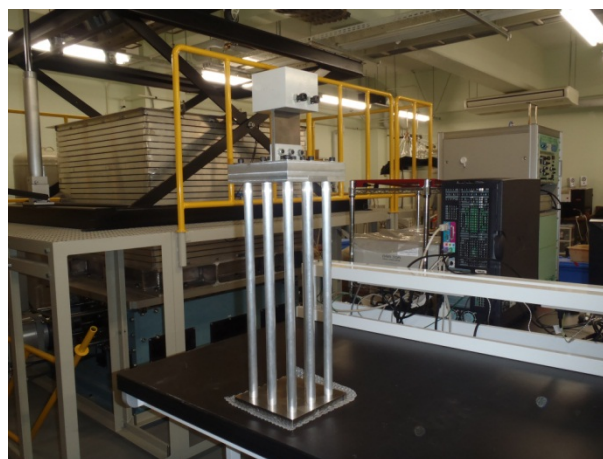


Fig. 2.1.5 杭基礎構造物



Fig. 2.1.6 杭基礎下端部固定治具

以下に Buckingham の $\pi$ 定理を用いた相似比の算出を示す。まず、実験で起こりうるであろう物理事象に関与するパラメータを以下に示す。

・ 重力	$g$
・ 杭の長さ	$L_{\text{pile}}$
・ 杭の直径	$D_{\text{pile}}$
・ 杭の厚み	$t_{\text{pile}}$
・ 振幅	$u$
・ 周波数	$f$
・ 杭のヤング係数	$E_{\text{pile}}$
・ 土のヤング係数	$E_{\text{soil}}$
・ 土の単位体積重量	$\gamma_{\text{soil}}$
・ 土の透水係数	$k$
・ 土の弾性波速度	$V_s$
・ 上部構造物の質量	$m_{\text{mass}}$
・ 上部構造物（橋脚）の曲げ剛性	$EI_{\text{pier}}$
・ 上部構造物の高さ	$L_{\text{pier}}$
・ 上部構造物の固有周期	$T_{\text{pier}}$

つまり物理量で考えると、加速度、長さ、周波数、弾性係数、密度、速度、質量、曲げ剛性、周期の計 9 個となり、基本物理量は質量、長さ、時間の 3 個であるため、 $9-3=6$  で 6 個の独立した無次元量が必要となる。そこで、上記で示したパラメータをもとに、無次元量である $\pi$ 値を以下に定める。

$$\pi_1 = \frac{\gamma_{soil} \cdot L_{pile}}{E_{soil}} \quad (2.1.1)$$

$$\pi_2 = \frac{(2\pi \cdot f)^2 \cdot u}{g} \quad (2.1.2)$$

$$\pi_3 = \frac{f \cdot u}{k} \quad (2.1.3)$$

$$\pi_4 = \frac{f \cdot u}{V_s} \quad (2.1.4)$$

$$\pi_5 = \frac{EI_{pile}}{E_{soil} \cdot L_{pile}^4} \quad (2.1.5)$$

$$\pi_6 = \frac{T_{pier}^2 \cdot EI_{pier}}{m_{mass} \cdot L_{pier}^3} \quad (2.1.6)$$

ここで、もし完全相似が成り立つならば、式(2.1.1)～(2.1.6)に示す $\pi$ 値から導き出される全ての相似比の関係は式(2.1.7)～(2.1.12)に示すように1となる。

$$\frac{\lambda_{\gamma_{soil}} \cdot \lambda_{L_{pile}}}{\lambda_{E_{soil}}} = 1 \quad (2.1.7)$$

$$\frac{\lambda_f^2 \cdot \lambda_u}{\lambda_g} = 1 \quad (2.1.8)$$

$$\frac{\lambda_f \cdot \lambda_u}{\lambda_k} = 1 \quad (2.1.9)$$

$$\frac{\lambda_f \cdot \lambda_u}{\lambda_{V_s}} = 1 \quad (2.1.10)$$

$$\frac{\lambda_{EI_{pile}}}{\lambda_{E_{soil}} \cdot \lambda_{L_{pile}}^4} = 1 \quad (2.1.11)$$

$$\frac{\lambda_{T_{pier}}^2 \cdot \lambda_{EI_{pier}}}{\lambda_{m_{mass}} \cdot \lambda_{L_{pier}}^3} = 1 \quad (2.1.12)$$

また，実験上の制約により，一部の相似比は以下ようになる。

$$\text{重力} \quad \lambda_g=1 \quad (2.1.13)$$

$$\text{土のヤング係数} \quad \lambda_{Esoil}=1 \quad (2.1.14)$$

$$\text{土の単位体積重量} \quad \lambda_{\gamma soil}=1 \quad (2.1.15)$$

$$\text{土の弾性波速度} \quad \lambda_{Vs}=1 \quad (2.1.16)$$

$$\text{杭の長さ（仮定）} \quad \lambda_{Lpile}=50 \quad (2.1.17)$$

ここで，式(2.1.7)に式(2.1.14)，式(2.1.15)，式(2.1.17)を代入すると，

$$\frac{\lambda_{\gamma soil} \cdot \lambda_{Lpile}}{\lambda_{Esoil}} = \frac{1 \cdot 50}{1} = 50 \neq 1 \quad (2.1.18)$$

となり， $\pi_1$ の相似比である式(2.1.7)は満たせないことがわかる。

次に $\lambda_u$ を以下のように仮定する。

$$\lambda_u=50 \quad (= \lambda_{Lpile}) \quad (2.1.19)$$

ここで式(2.1.8)を満たすためには，式(2.1.13)，式(2.1.18)より，

$$\frac{\lambda_f^2 \cdot \lambda_u}{\lambda_g} = \frac{\lambda_f^2 \cdot 50}{1} = 1 \quad \Rightarrow \quad \lambda_f = \sqrt{\frac{1}{50}} = 0.141 \quad (2.1.20)$$

となる。

同様に式(2.1.9)を満たすためには，式(2.1.19)，式(2.1.20)より，

$$\frac{\lambda_f \cdot \lambda_u}{\lambda_k} = \frac{0.141 \cdot 50}{\lambda_k} = 1 \quad \Rightarrow \quad \lambda_k = 0.141 \times 50 = 7.05 \quad (2.1.21)$$

となるが，実験で実地盤と同様の水や試料を用いる限り， $\lambda_k=1$ であるので式(2.1.9)も満足できないことが考えられる。

ここで、式(2.1.10)に式(2.1.16), 式(2.1.18), 式(2.1.19)を代入すると,

$$\frac{\lambda_f \cdot \lambda_u}{\lambda_{v_s}} = \frac{0.141 \cdot 50}{1} = 7.05 \neq 1 \quad (2.1.22)$$

となり,  $\pi_4$  の相似比である式(2.1.10)は満たせないことがわかる。

次にプロトタイプおよび, 実験模型における杭の諸元を以下のように仮定する。

● プロトタイプ

杭の弾性係数 (鋼)	$E_{\text{pile}}=210\text{GPa}$
杭径	$D_{\text{pile}}=1.0\text{m}$
杭の厚み	$t_{\text{pile}}=0.014\text{m}$
⇒杭の EI	$EI_{\text{pile}}=1.11 \times 10^9 \text{N} \cdot \text{m}^2$

● 実験模型

杭の弾性係数 (アルミ)	$E_{\text{pile}}=70\text{GPa}$
杭径	$D_{\text{pile}}=0.02\text{m}$ (20cm)
杭の厚み	$t_{\text{pile}}=0.001\text{m}$ (1mm)
⇒杭の EI	$EI_{\text{pile}}=1.89 \times 10^2 \text{N} \cdot \text{m}^2$

よって杭の  $EI$  の相似比  $\lambda_{EI \text{ pile}}$  は,

$$\lambda_{EI \text{ pile}} = \frac{1.11 \times 10^9}{1.89 \times 10^2} = 5.87 \times 10^6 \quad (2.1.23)$$

となる。ここで式(2.1.11), 式(2.1.14), 式(2.1.17), 式(2.1.23)より,

$$\frac{\lambda_{EI \text{ pile}}}{\lambda_{E \text{ soil}} \cdot \lambda_{L \text{ pile}}^4} = \frac{5.87 \times 10^6}{1 \cdot 50^4} = 0.94 \cong 1 \quad (2.1.24)$$

となり,  $\pi_5$  の相似比である式(2.1.11)をほぼ満足することが分かる。

次に密度の相似比は次式のように 1 となる。

$$\lambda_\rho = \frac{\lambda_\gamma}{\lambda_g} = 1 \quad (2.1.25)$$

よって、質量の相似比は次式のようになる。

$$\lambda_{\text{mass}}^m = \lambda_{\rho} \cdot \lambda_L^3 = 50^3 = 1.25 \times 10^5 \quad (2.1.26)$$

ここでプロトタイプにおける上部工構造物の質量を  $m_{\text{mass}}^p = 700 \sim 800 \text{tf}$  程度と仮定するとモデルにおける質量は、以下のようになる。

$$m_{\text{mass}}^m = 700000/125000 \sim 800000/125000 = 5.6 \text{kg} \sim 6.4 \text{kg} \quad (2.1.27)$$

またプロトタイプにおける橋脚の高さを  $l_{\text{pier}}^p = 7.5 \text{m}$  と仮定すれば、モデルにおける橋脚長は以下のようになる。

$$\lambda L_{\text{pier}} = 50 \quad (2.1.28)$$

$$l_{\text{pier}}^m = l_{\text{pier}}^p / \lambda L_{\text{pier}} = 750/50 = 15 \text{cm} \quad (2.1.29)$$

ここで模型における上部工構造物の材質を鋼( $\rho_{\text{steel}} = 7.85 \text{g/cm}^3$ )、橋脚部の材質をアルミニウム( $\rho_{\text{Alum}} = 2.80 \text{g/cm}^3$ )とし、Fig. 2.1.7 に仮定した各寸法を示す。

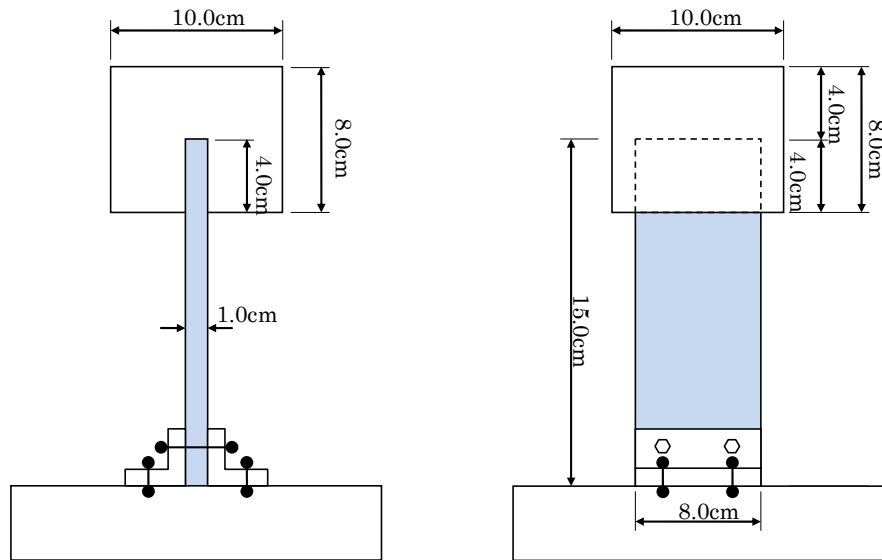


Fig. 2.1.7 上部工構造物

上記寸法における質点の重さは以下のようになり，式(2.1.27)をほぼ満足する。

$$\begin{aligned} m_{\text{mass}} &= (10.0 \times 10.0 \times 8.0 - 1.0 \times 8.0 \times 4.0) \times 7.85 \\ &\quad + 1.0 \times 8.0 \times 4.0 \times 2.80 = 6119 \text{g} \end{aligned} \quad (2.1.30)$$

次に橋脚部（アルミ）は Fig. 2.1.7 のように幅  $b=8.0\text{cm}$ ，厚さ  $t=1.0\text{cm}$ ，高さ  $h=15\text{cm}$  と仮定すると，

$$EI_{\text{pier}} = 70 \times 10^9 \times \frac{0.08 \times 0.01^3}{12} = 467 \text{ N/m}^2 \quad (2.1.31)$$

となる。

ここで，片持ち梁の端部に集中荷重  $P$  がかった場合における変位  $\delta$  は，

$$\delta = \frac{P \cdot l^3}{3EI} \quad (2.1.32)$$

であるので，剛性  $K$  は次式で表わされる。

$$K = \frac{3EI}{l^3} = \frac{3 \times 467}{0.15^3} = 415111 \text{ N/m} \quad (2.1.33)$$

よって固有周期は，

$$T_{\text{pier}}^m = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{6.1}{415111}} = 0.024 \text{ sec} \quad (2.1.34)$$

となる。次にプロトタイプにおける固有周期を  $T_{\text{pier}}^p=0.30\text{sec}$  と仮定すると，上部工構造物の固有周期における相似比は次式となる。

$$\lambda_{T_{\text{pier}}} = \frac{T_{\text{pier}}^p}{T_{\text{pier}}^m} = \frac{0.30}{0.024} = 12.5 \quad (2.1.35)$$

ここで、式(2.1.12)を満たすためには式(2.1.26)、式(2.1.28)、式(2.1.35)より、

$$\frac{\lambda_{T_{pier}}^2 \cdot \lambda_{EI_{pier}}}{\lambda_{mass} \cdot \lambda_{L_{pier}}^3} = 1 \Rightarrow \lambda_{EI_{pier}} = \frac{50^3 \times 50^3}{12.5^2} = 1.0 \times 10^8 \quad (2.1.36)$$

となる。

ここで、プロトタイプ橋脚をコンクリート( $E=25\text{GPa}$ )の正方形断面と仮定すると、プロトタイプ橋脚の剛性  $EI_{pier}^P$ 、および断面二次モーメント  $I_{pier}^P$  は以下のようになり、

$$EI_{pier}^P = 467 \times 10^8 = 4.67 \times 10^{10} \quad (2.1.37)$$

$$I_{pier}^P = 4.67 \times 10^{10} / (2.5 \times 10^{10}) = 1.868 \quad (2.1.38)$$

正方形断面なので  $b=h$  とすると、

$$\frac{b \times h^3}{12} = \frac{b^4}{12} = 1.868 \Rightarrow b = \sqrt[4]{1.868 \times 12} = 2.18 \text{ m} \quad (2.1.39)$$

となる。

つぎに、地盤の固有周期は次式のように表現できる。

$$T_{soil} = \frac{4H}{V_s} \quad (2.1.40)$$

ここで、

$T_{soil}$  : 地盤の固有周期

$H$  : 地盤の厚さ

$V_s$  : S波速度

したがって、地盤の固有周期における相似比は次式となる。

$$\lambda_{T_{soil}} = \frac{\lambda_H}{\lambda_{V_s}} \quad (2.1.41)$$



しかし、前述したように $\lambda_H=\lambda_t=50$ ,  $\lambda_{Vs}=1$  であるので,

$$\lambda_{Tsoil} = \frac{\lambda_H}{\lambda_{Vs}} = \frac{50}{1} = 50 \neq 1 \quad (2.1.42)$$

となり、地盤の固有周期の相似比 ( $\lambda_{Tsoil}=50$ ) と上部工構造物の固有周期の相似比 ( $\lambda_{Tpier}=12.5$ ) は一致しない。

プロトタイプでのフーチング寸法等を以下のように仮定する。なお、断面は正方形とし、x 方向および、y 方向の間隔は同じとする。

杭径	$D=1.0\text{m}$
杭長	$l_{\text{pile}}^p=25\text{m}$
杭間隔 (杭中心間距離)	$3D=3.0\text{m}$
フーチング幅	$9D=9.0$
フーチング厚さ	$t=2.5\text{m}$

ここで相似比を $\lambda_t=50$  とすると、模型サイズは以下のようになる。

杭径	$D=100/50=2.0\text{cm}$
杭長	$l_{\text{pile}}^m=2500/50=50\text{cm}$
杭間隔 (杭中心間距離)	$3D=300/50=6.0\text{cm}$
フーチング幅	$9D=900/50=18.0\text{cm}$
フーチング厚さ	$t=250/50=5.0\text{cm}$

以上により決定し、本研究で使用した構造物の形状寸法を Fig. 2.1.8 に示す。

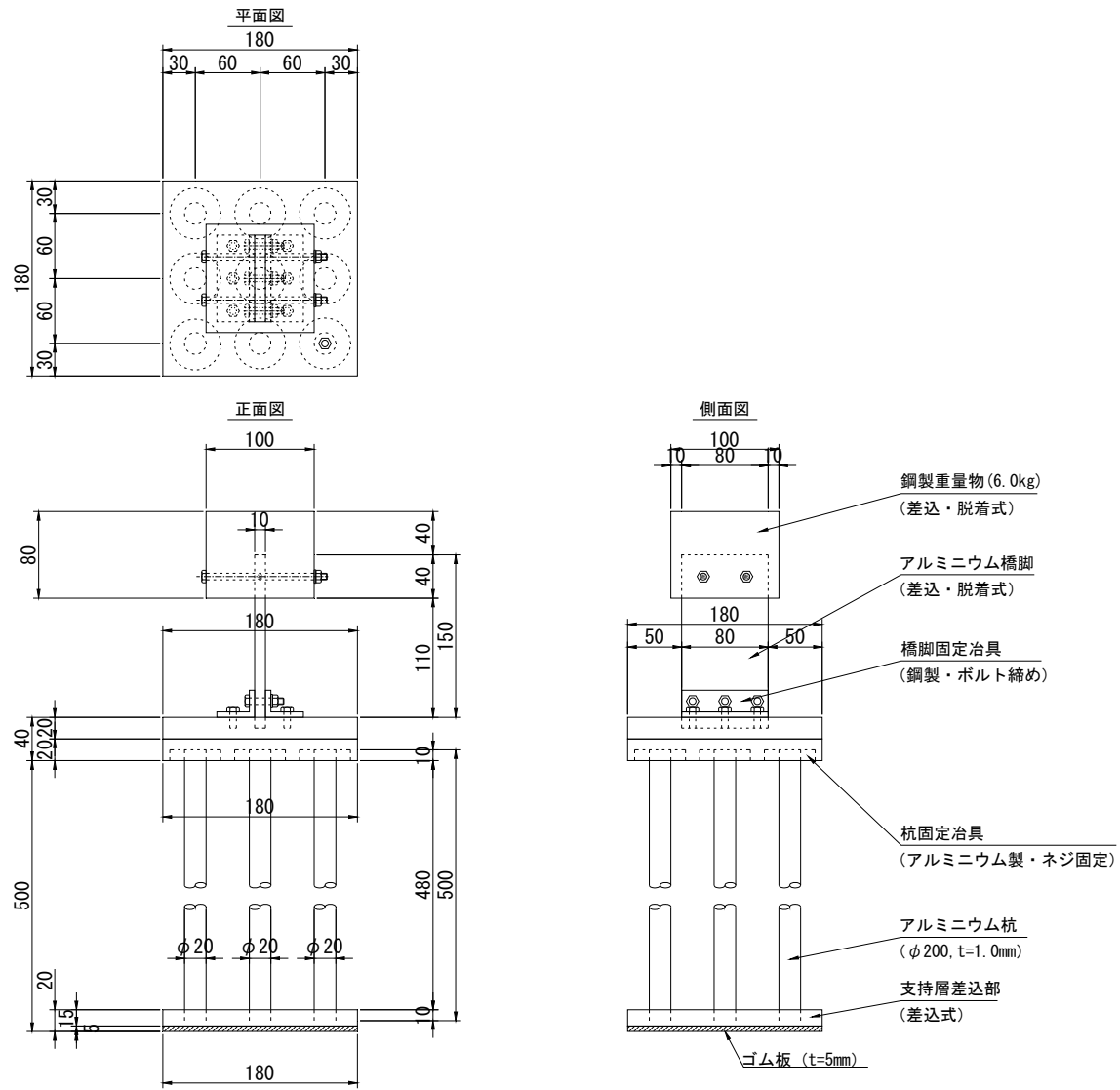


Fig. 2.1.8 構造物の形状寸法

### 2.1.3 実験条件

#### 1) 地盤材料

振動台実験には、地盤材料として豊浦標準砂を用いた。Table. 2.1.1 に物理試験を実施して求めた豊浦標準砂の物理特性を示す。

Table. 2.1.1 豊浦標準砂の物理特性

最大・最小密度試験	最小密度	$\rho_{\text{dmin}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.353
	最大密度	$\rho_{\text{dmax}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.642
	最大間隙比	$e_{\text{min}}$	0.959
	最小間隙比	$e_{\text{max}}$	0.614
	土粒子の密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.65
ふるい分け試験	最大粒径	$D_{\text{max}}$ (mm)	0.250
	60%粒径	$D_{60}$ (mm)	0.191
	50%粒径	$D_{50}$ (mm)	0.173
	30%粒径	$D_{30}$ (mm)	0.142
	10%粒径	$D_{10}$ (mm)	0.116
	均等係数	$U_c$	1.6
	曲率係数	$U_c'$	0.9
透水係数	透水係数	$k$ (cm/s)	5.77E-02

#### 2) 計測機器設置方法

地盤中の加速度を計測するため、加振中に地盤が沈下すると、加速度計も沈下や傾斜をしてしまう可能性がある。そこで本研究では、加速度計を設置するのに格子型設置装置を用いた。格子型設置装置とは、地盤のせん断方向の変形を妨げないようにするために、アクリル板をタコ糸とストローによって連結し、アクリル板上に計測器を設置する方法である。長所として、比較的自由にせん断変形できるという点があり、短所として糸を吊るすために設置するチャンネルの下に降砂しづらいという特徴を持っている。この加速度計の設置状況を Fig. 2.1.9 に示す。

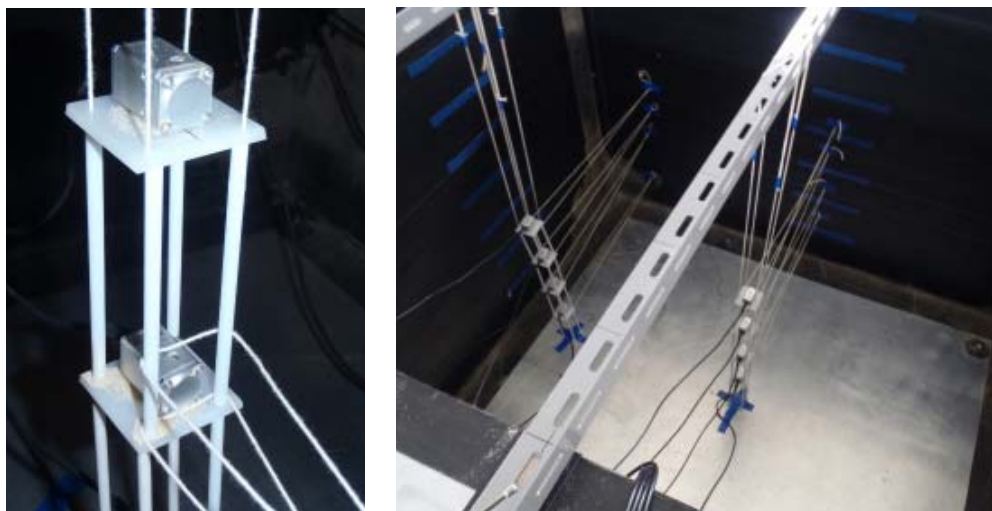


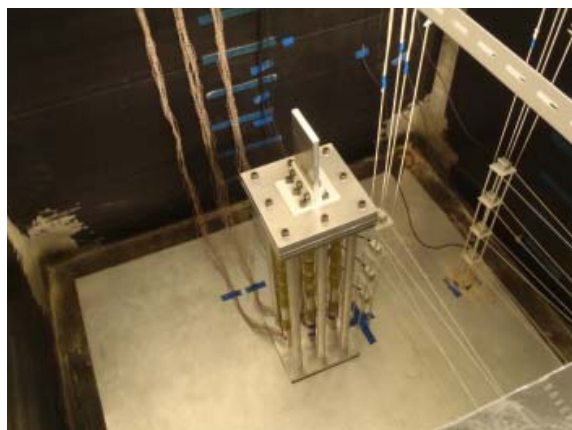
Fig. 2.1.9 土槽内の加速度計設置状況

### 3) 地盤の作成方法

実験は振動機付き降砂装置を用いて豊浦標準砂の空中落下法により地盤を作製して行った。地盤の作製手順を次に示す。Fig. 2.1.10 に構造物設置後の状況，降砂状況および，地盤完成後の状況を示す。

- ① せん断土槽に，各計測器および，構造物を設置する。
- ② 豊浦標準砂を計量し，振動機付き降砂装置に投入する。
- ③ 振動機付き降砂装置を用いて，地盤地表面が均等になるように落下高 0.9m で降砂する。
- ④ 地盤を一層（0.1m）作製毎に，油圧シリンダーを用いて降砂装置を 0.1m 上昇させる。
- ⑤ 所定の地盤高になるまで，③・④の作業を繰返し，試験地盤を完成させる。
- ⑥ 土層完成後，上部工構造物を取り付け，実験を開始する。

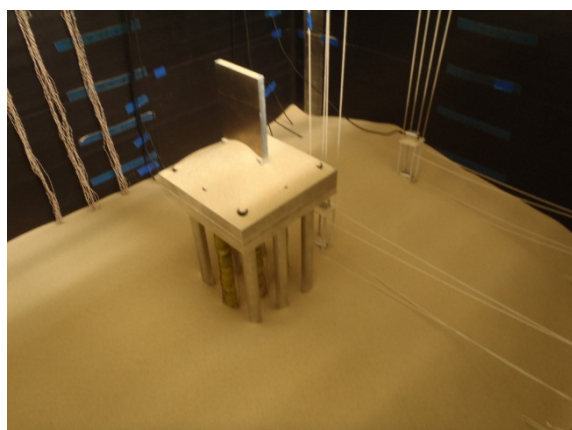
振動機付き降砂装置を用いた地盤作製の精度を検証するために，地盤高 0.5m 程度となる地盤を 6 回作製し，地盤高と投入した砂の重量から相対密度を求めた。Fig. 2.1.11 に振動機付き降砂装置による地盤作製の精度検証結果を示す。平均地盤高は 0.4964m で，地盤高の標準偏差は 0.0038m であった。また，平均相対密度は 79.76% で，相対密度の標準偏差は 3.95% であった。せん断土槽の大きさ故に，相対密度は地盤高のわずかな違いで変動してしまうが，地盤高はほぼ 0.5m で作製でき，降砂装置を用いた地盤作製の精度が高いことがわかった。本実験では，この相対密度の誤差を許容範囲とし，毎回同じ相対密度の地盤であると判断して実験を行う。



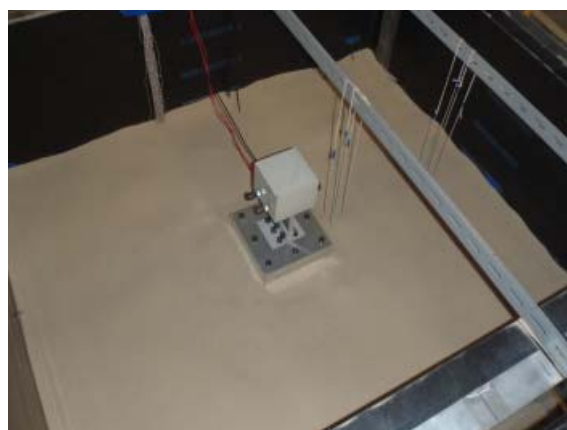
(a) 構造物設置状況



(b) 降砂状況

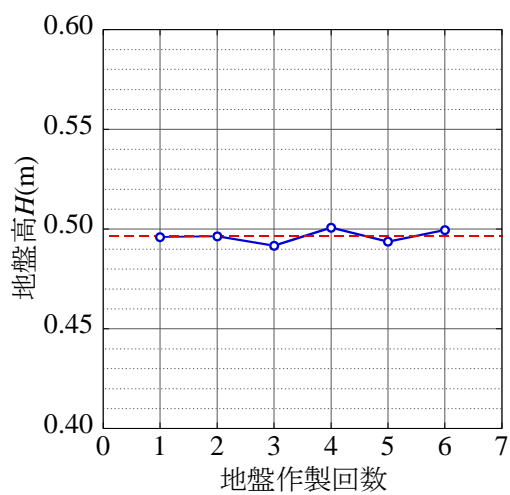


(c) 土層作成状況

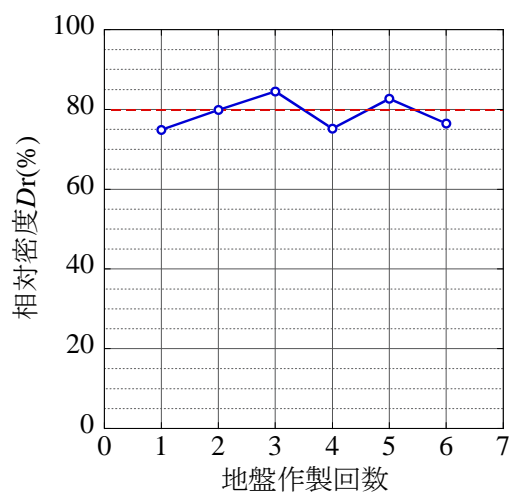


(d) 土層完成（上部工構造物設置）

Fig. 2.1.10 構造物設置後状況



(a) 地盤高



(b) 相対密度

Fig. 2.1.11 平均地盤高と平均相対密度

## 4) 加速度のキャリブレーション

振動台実験機の性能を検証するため、投入する砂の量や入力周波数、入力振幅（電圧）を変え、振動台の挙動を検証した。ここで、振動台の振幅は、入力電圧を変えることで制御することができる。キャリブレーションで用いた入力加速度（振動台上での応答加速度）は、入力周波数や入力振幅（電圧）を変えた正弦波とした。計測器設置箇所を Fig. 2.1.12 に示す。なお、設置した計測器は加速度計のみで、加速度計の設置方法の精度および、有用性を検証するために、せん断土槽外側の格子枠にも加速度計を設置した。

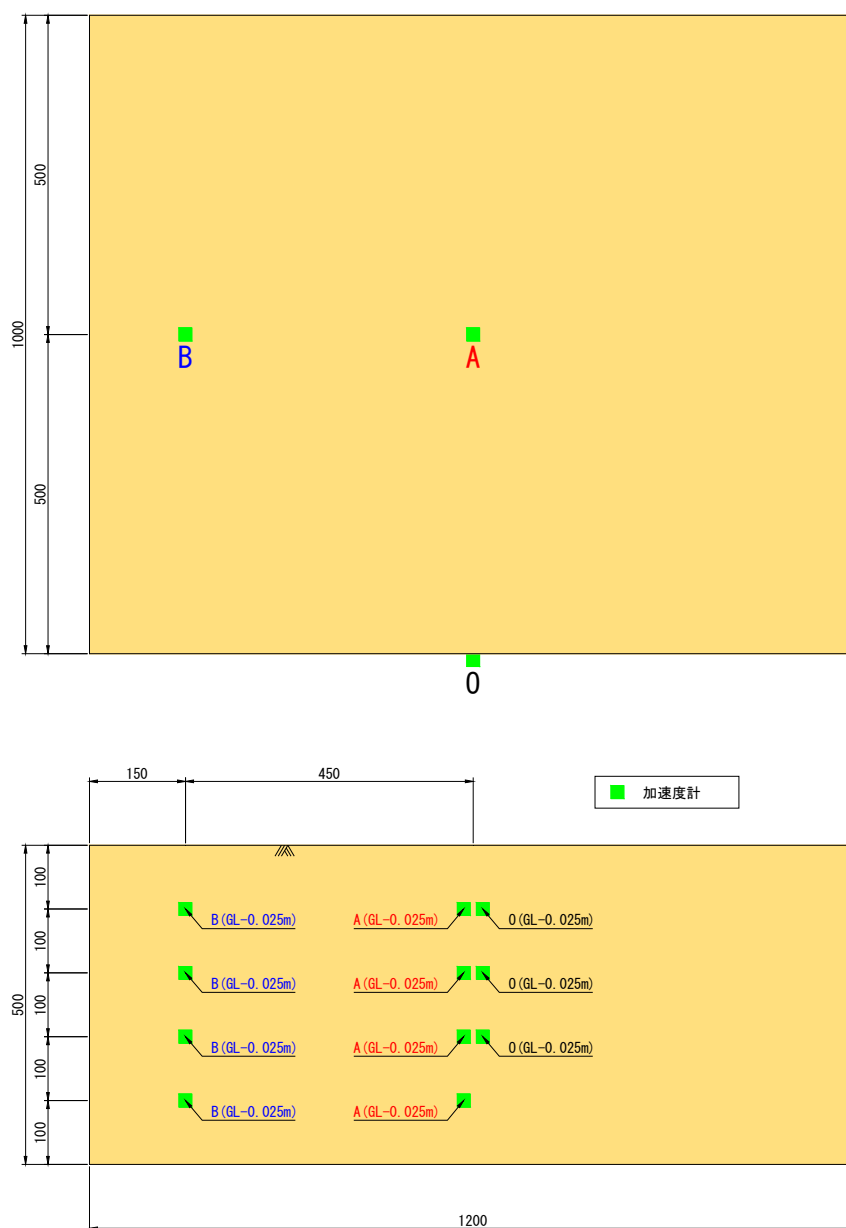


Fig. 2.1.12 加速度計設置箇所（キャリブレーション）

ここで、キャリブレーションはせん断土槽に投入する砂の量を変え、土槽内の質量の違いによる応答加速度の影響を検証した。砂の投入量は 570kg, 1020kg とした。入力波形は、入力周波数 0.5Hz~4Hz の正弦波とし、入力電圧をそれぞれ 1~5V に変動させた。Fig. 2.1.13 に振動台上での応答加速度を示す。ここで、振動台上での応答加速度は、土層への入力加速度を意味する。入力周波数および、入力電圧を増加させると応答加速度も増加することがわかる。また、入力周波数の小さい 0.5Hz では砂の投入量が変わってもほとんど同じ加速度が得られるが、入力周波数が 1Hz 以上では、砂の投入量が少ないほど応答加速度が大きく得られることがわかった。

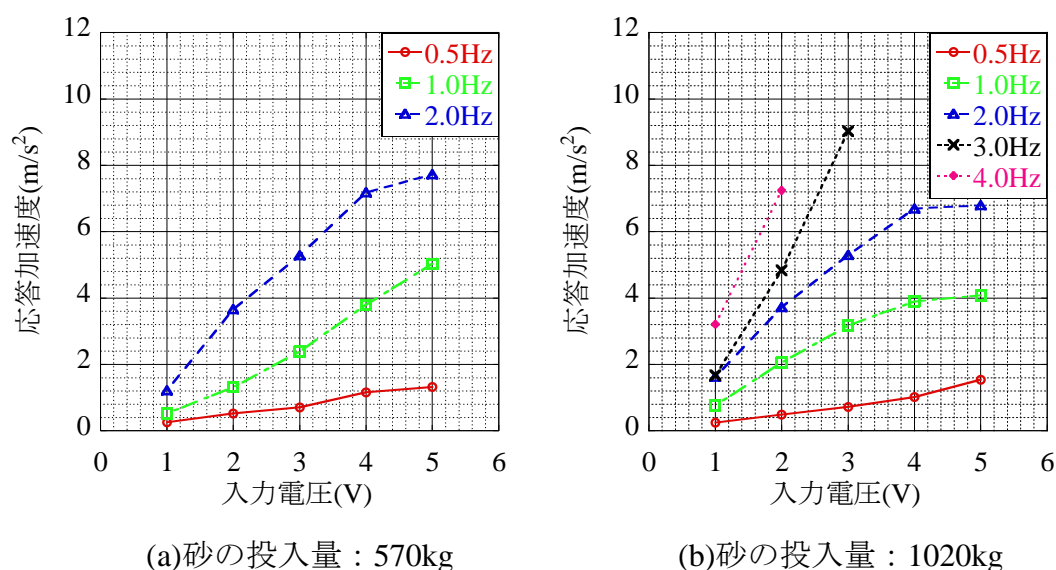
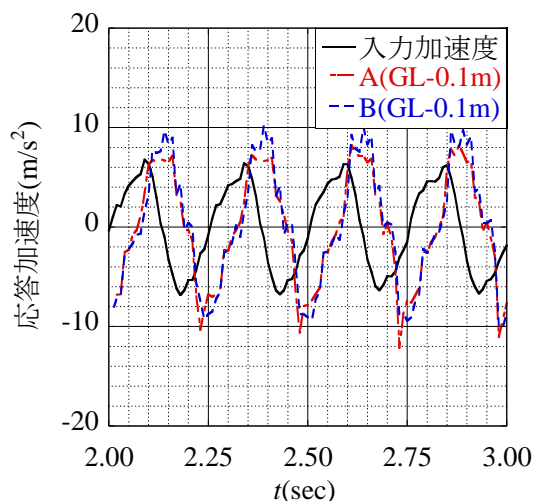


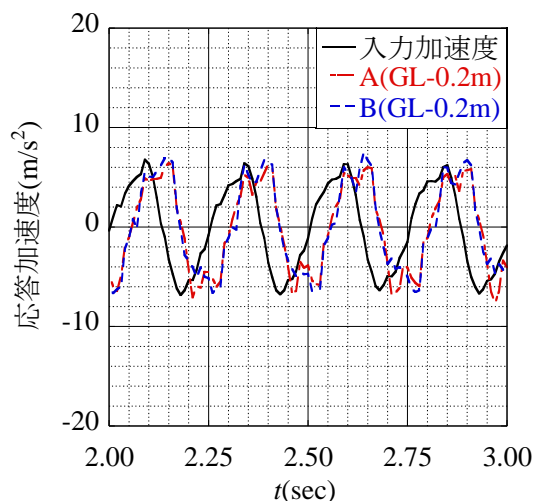
Fig. 2.1.13 振動台上での応答加速度

次に地盤高 0.50m の土層を作製して、地点や深度の応答加速度の違いを検証した。入力波形は周波数 4Hz の正弦波を用いた。Fig. 2.1.14 に地点別応答加速度の違いを、Fig. 2.1.15 に深度別応答加速度の違いを示す。入力加速度と比較すると、地点 A と B に位相差が生じており、深度が浅いほど位相差が大きいことがわかる。地点 A と地点 B がほぼ同じ挙動を示すため、地点 B においてのせん断土槽の境界による影響が小さく、せん断土槽の有用性が確認された。地点 O と地点 A の比較においても、深度によらずほぼ同じ挙動を示すことから、本実験で用いた加速度計の設置装置が有用であることが確認された。また、深度別について比較すると、深度が浅いほど応答加速度が大きくなる結果が得られ、せん断土槽の格子枠が滑らかにせん断することにより、地表面まで慣性力を伝達することができた結果と考えられる。

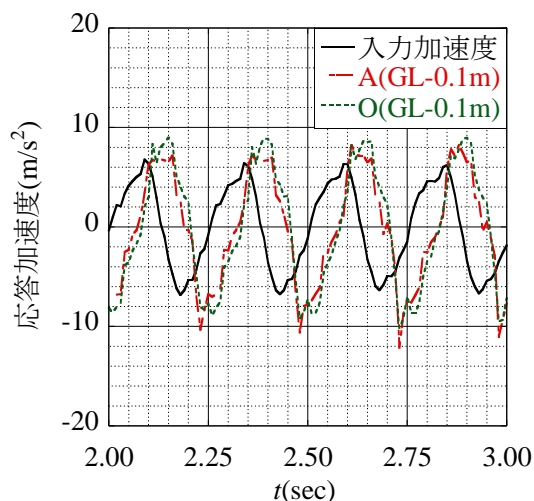




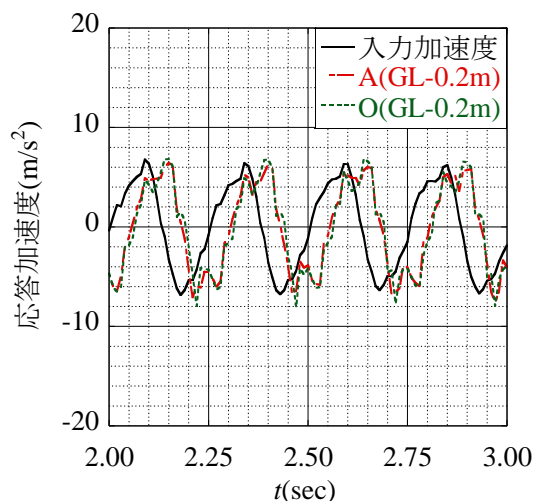
(a) 地点 A と地点 B(GL-0.10m)



(b) 地点 A と地点 B(GL-0.20m)

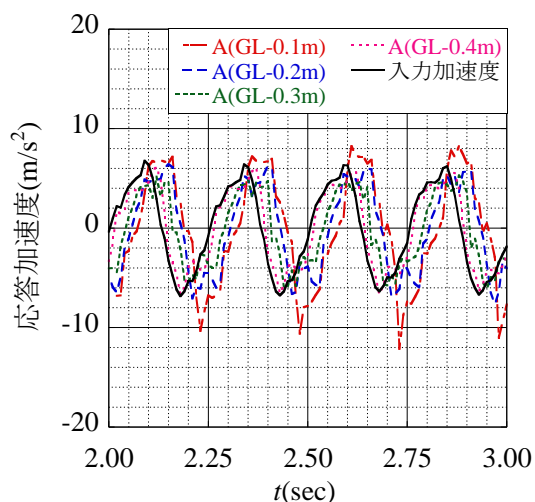


(c) 地点 A と地点 O(GL-0.10m)

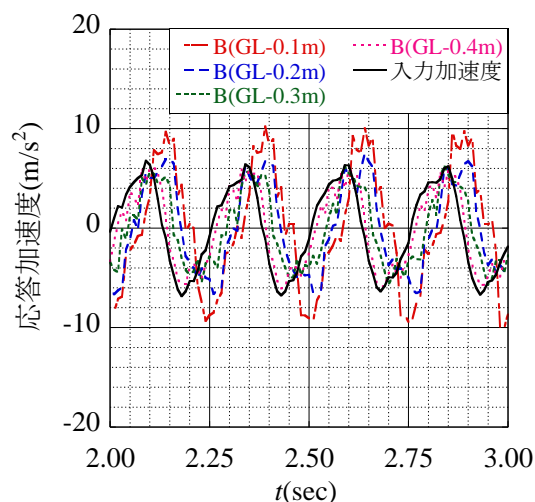


(d) 地点 A と地点 O(GL-0.20m)

Fig. 2.1.14 各計測地点における応答加速度



(a) 地点 A



(b) 地点 B

Fig. 2.1.15 各深度における応答加速度



## 5) 計測箇所とデータ整理方法

加速度計および、ひずみゲージの設置箇所を Table. 2.1.2 および, Fig. 2.1.16 に示す。  
ひずみゲージは、9 本群杭のうち奥行き方向における中央の杭 3 本（せん断土槽正面から見て **Left 杭**、**Center 杭**、**Right 杭**）に、深度方向に 9 箇所接着した。

Table. 2.1.2 計測機器設置箇所

ひずみゲージ（中心杭）	9 深度×3 本
ひずみゲージ（橋脚）	1 箇所
加速度計（振動台）	1 箇所
加速度計（地盤）	4 深度×2 箇所
加速度計（構造物）	フーチング 1 箇所、上部工構造物 1 箇所

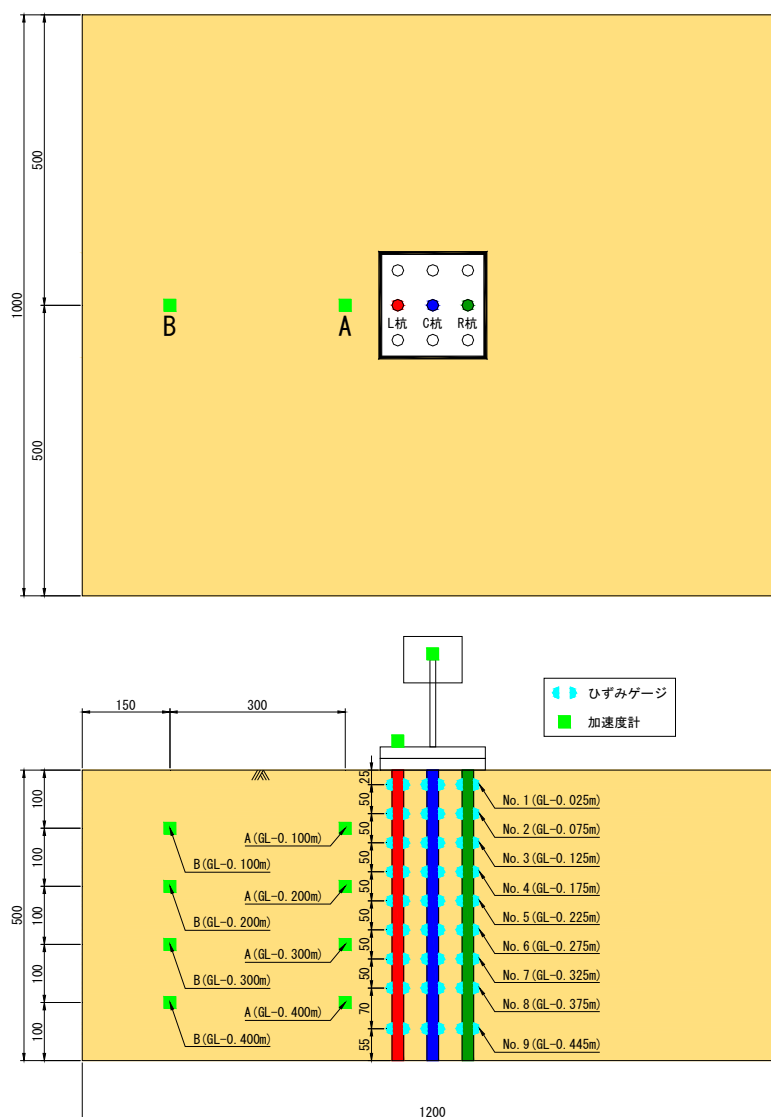


Fig. 2.1.16 計測機器設置箇所

次に実験中に計測したデータの正負の方向について，Fig. 2.1.17 に定義する。

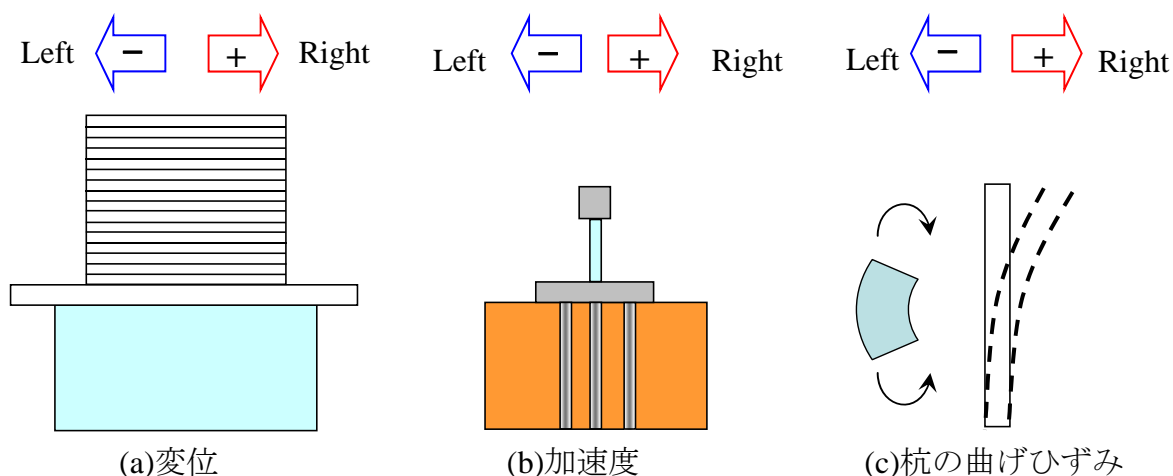


Fig. 2.1.17 座標系の定義

杭のひずみゲージで計測した値を用いた曲げひずみ，軸ひずみから曲げモーメントおよび，軸力を算定した式を以下に示す。ここで，Fig. 2.1.17(c)での Left 側で得られたひずみを $\varepsilon_1$ ，Right 側で得られたひずみを $\varepsilon_2$ とする。（ $E$ ：ヤング率， $I$ ：断面二次モーメント， $d$ ：杭の半径， $A$ ：断面積）

$$\text{曲げひずみ} \quad \varepsilon_m = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{2} \quad (2.1.43)$$

$$\text{軸ひずみ} \quad \varepsilon_a = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \quad (2.1.44)$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{E \times \varepsilon_m \times I}{d} \quad (2.1.45)$$

$$\text{軸力} \quad N = E \times A \times \varepsilon_a \quad (2.1.46)$$

#### 2.1.4 実験ケース

実験は基本となる無補強のケースに加え，固化材による改良ケースとしてブロック状改良のものを含めて3ケースを実施した。以下に実験に用いた各改良ケースの設置位置や寸法，基本原理について示す。改良体によって補強したケースは改良天端をGL-0.05m（実地盤スケールでGL-2.50m）で統一した。ここで，全てのケースにおいて縮尺は $S=1/50$ を想定している。

● Case 0 : 無補強

Fig. 2.1.18 に示す 9 本の杭とフーチングから構成される地盤改良を施さない基本ケース。杭頭部はフーチングと結合され、杭下端部は結合ではなく Fig. 2.1.6 に示すようにゴム製のブッシュに差し込む形式となっており、回転自由な構造となっている。

フーチング範囲

□0.18m×0.18m

杭

外径  $d=0.02\text{m}$

内径  $t=0.018\text{m}$

長さ  $l=0.50\text{m}$

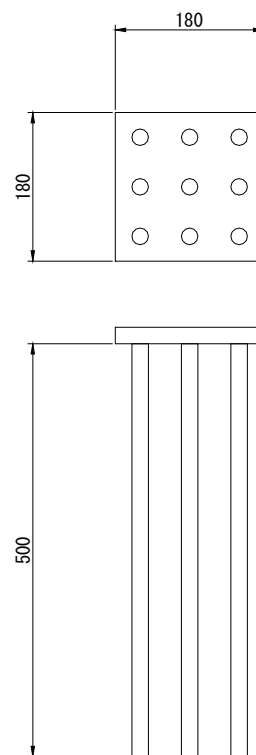


Fig. 2.1.18 Case0 : 無補強

● Case 1 : ブロック状改良

高圧噴射攪拌工法等を想定した改良方法であり，改良率は  $a_s=100\%$  のとして改良天端から改良下端までを一様に改良を行う最も一般的と考えられる改良仕様である。

改良天端

GL-0.05m

改良下端

GL-0.15m

改良層厚

$D=0.10\text{m}$

改良範囲

□0.20m×0.20m

改良率

$a_s=100\%$

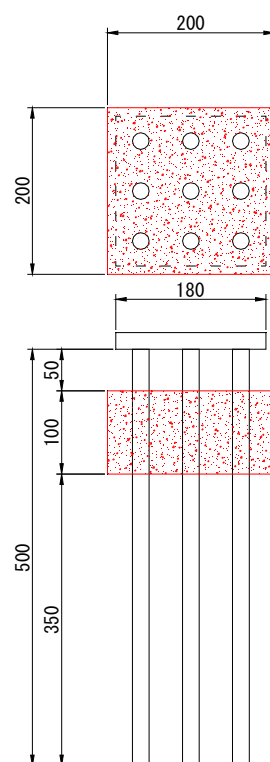


Fig. 2.1.19 Case1 : ブロック状改良

● Case 2 : 多段式改良 (改良体間隔 1D)

平面的な改良率は Case1 と同様に  $a_s=100\%$  のまま, Case 1 に比べて改良厚を薄くし, 改良範囲を複数の深度に分割することにより, 改良土量を増大させずに改良深度を広範囲化した仕様である。

改良天端

GL-0.05m

改良下端

GL-0.20m

改良層厚

$D=0.03\text{m} \times 3$  段

改良範囲

$\square 0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$

改良率

$a_s=100\%$  ( $a_s'=60.0\%$ )

$$a_s' = \frac{0.03 \times 3}{0.03 \times 3 + 0.03 \times 2} \times 100$$

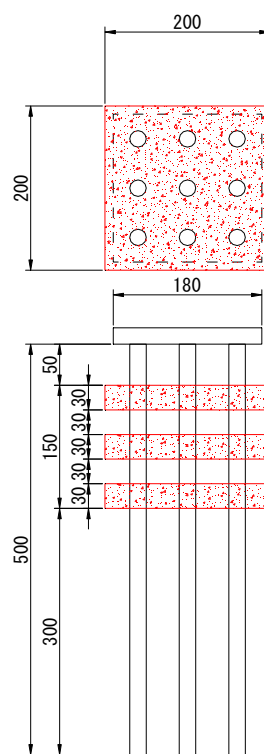
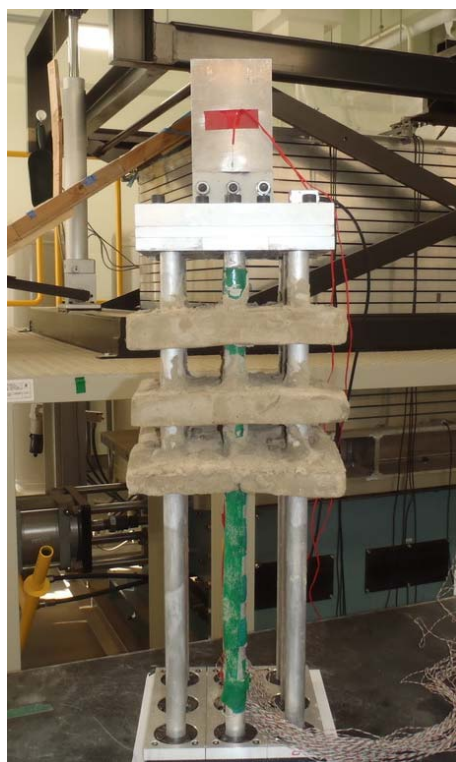


Fig. 2.1.20 Case2 : 多段式改良 (改良体間隔 1D)

● Case 3 : 多段式改良 (改良体間隔 2D)

平面的な改良率は Case1, Case2 と同様に  $a_s=100\%$  のまま, Case 2 に比べてさらに改良体間隔を広げ, 改良深度を広範囲化した仕様である。改良深度は杭長の半分程度に及ぶ。

改良天端

GL-0.05m

改良下端

GL-0.26m

改良層厚

$D=0.03\text{m} \times 3$  段

改良範囲

$\square 0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$

改良率

$a_s=100\%$  ( $a_s'=42.9\%$ )

$$a_s' = \frac{0.03 \times 3}{0.03 \times 3 + 0.06 \times 2} \times 100$$

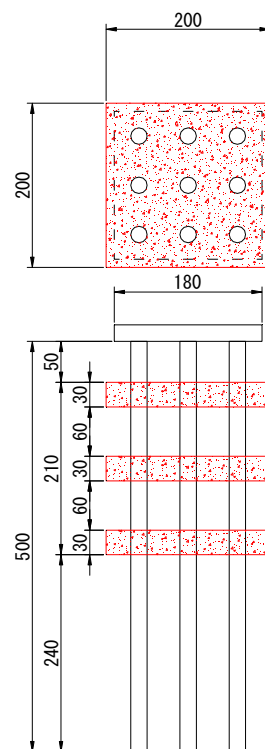


Fig. 2.1.21 Case3 : 多段式改良 (改良体間隔 2D)

### 2.1.5 改良体の設置方法

#### 1) 改良体の配合試験

改良体は実際のセメント改良土を想定し、豊浦標準砂、藤の森粘土、高炉セメント B 種、水を配合して作製した。ここで、豊浦標準砂と藤ノ森粘土の混合土を用いた理由は、豊浦標準砂のみでは材料分離が生じてしまうためである。改良体の配合試験の手順を以下に示す。

- ① 豊浦標準砂、藤の森粘土、高炉セメント B 種、水をそれぞれ計量する。
- ② 豊浦標準砂と藤の森粘土を攪拌機で攪拌する。
- ③ セメントミルク（セメント+水）を②に加え、10 分間攪拌する。
- ④ 攪拌した試料を一軸試験用紙モールドにタッピング法により詰める。
- ⑤ ラップで包み、7 日間養生する。
- ⑥ 脱型し、一軸圧縮試験を行う。

改良体の配合試験結果を Table. 2.1.3 に示す。ここで、試料の含水比については事前に実施した最適加水量を求める試験により、ブリーディングが発生しない $\omega=22\%$ と決定した。また、セメント固化に必要な加水量は、一般的だと考えられるセメント質量の 40%と仮定した。表で“—”と示す配合は、強度不足により脱型および、計測ができなかったことを示す。Fig. 2.1.22 に一軸圧縮強度試験における応力-ひずみ関係を示す。豊浦標準砂：藤の森粘土=10：0，9：1 の結果ではピーク強度や  $E_{50}$  の挙動にばらつきが見られた。それに比べ、豊浦標準砂：藤の森粘土=8：2 の結果ではピーク強度や  $E_{50}$  のばらつきが少なく、最適な配合であると判断し、この配合を本実験における改良体の配合とした。

以下に決定した改良体の配合を示し、改良体の特性値を Table. 2.1.4 に示す。

- ・ 含水比 $\omega=22\%$
- ・ 固化材添加率：3%
- ・ 豊浦標準砂：藤の森粘土=8：2

Table. 2.1.3 配合試験結果

混合土の割合		含水比 $\omega(\%)$	固化材添加率 (%)	一軸圧縮強度 $q_u(\text{kN/m}^2)$	変形係数 $E_{50}(\text{MN/m}^2)$
豊浦標準砂	藤ノ森粘土				
10	0	22	1	—	—
			2	—	—
			3	107	26
9	1		1	—	—
			2	—	—
			3	283	41
8	2		1	—	—
			2	—	—
			3	600	108

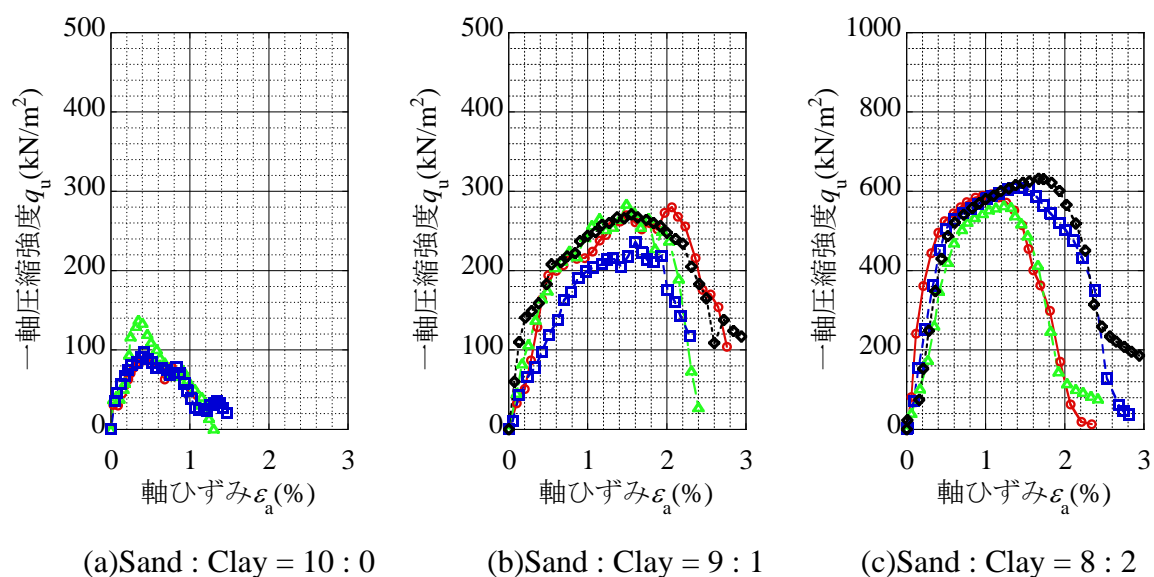


Fig. 2.1.22 改良体の一軸圧縮強度

Table. 2.1.4 改良体の特性値

項目		値
一軸圧縮強度	$q_u(\text{kN/m}^2)$	600
変形係数	$E_{50}(\text{MN/m}^2)$	108
湿潤密度	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	19.9
含水比	$\omega(\%)$	21.58



## 2) 改良体の作成方法

改良体の作製方法について説明する。改良体は材料を計量した後、攪拌機で攪拌して鋼製の型枠に試料を流し込み作製した。

### ● ブロック状改良体

Fig. 2.1.23 に示す鋼製型枠にセメント改良土（固化前）を流し込んだ後、杭より大きめの穴を改良体に予め開けておくことにより、杭が後から設置可能な改良体を作製した。なお、型枠の脱型は7日養生後とした。



Fig. 2.1.23 改良体養生状況

### ● 多段式改良体

試料を型枠に流し込みつつ、杭径程の穴を開けたアクリルの板（縦 0.20m×横 0.20m）で高さ方向に間仕切りを設けておく。アクリル板の穴を利用して杭を通す穴を改良体に予め開けておく。養生後、ブロック状の改良体を3つの平板な改良体に分離する。

Fig. 2.1.24 に多段式改良に用いる改良体を示す。

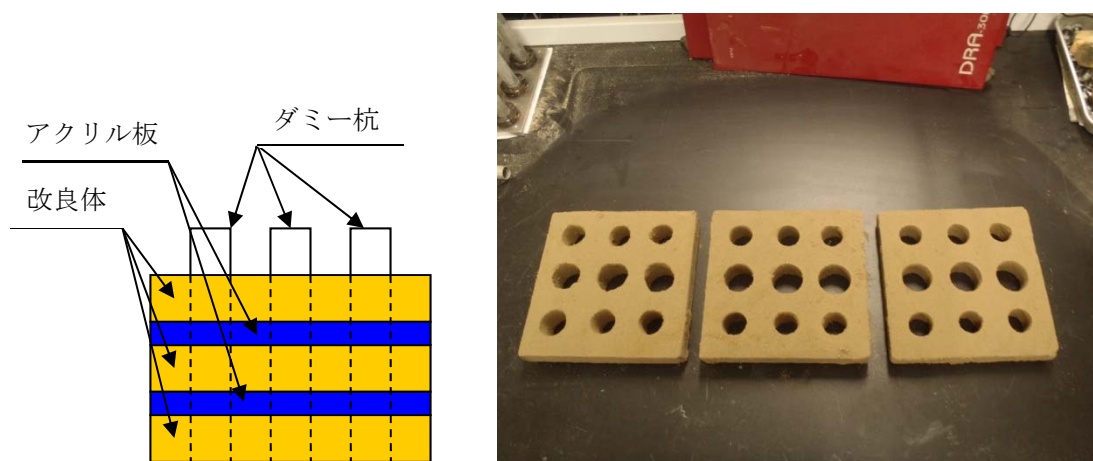
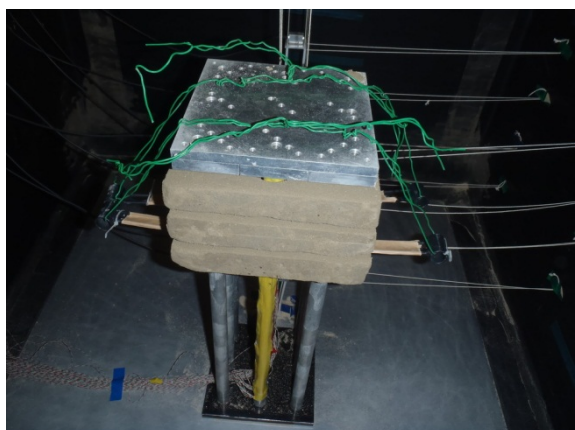


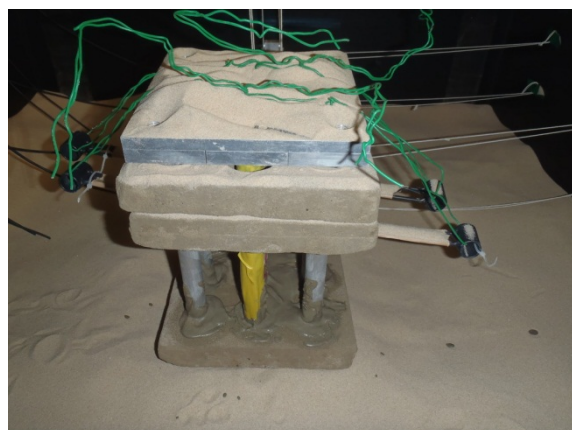
Fig. 2.1.24 改良体作成状況（多段式改良体）

### 3) 改良体の設置方法

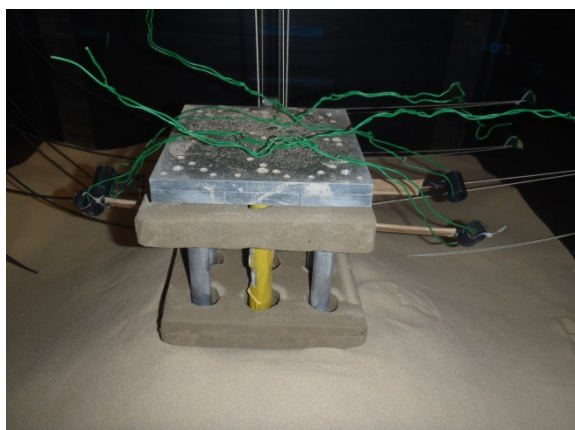
多段式改良における改良体の設置方法について説明する。手順を Fig. 2.1.25 に示す。構造物を設置する際に改良体も杭に通して上から吊るしておく。その状態のまま所定の設置高さになるまで降砂した後，最下段にあたる改良体を設置し，改良体と杭の間を改良体と同強度（改良体の $\sigma_7$ ≒セメントモルタルの $\sigma_1$ ）のセメントモルタルによって間詰めをする。中段と上段の改良体も同様の手順で設置する。



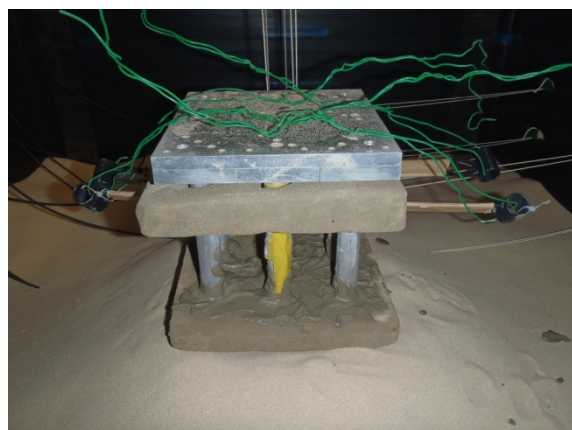
(a) 改良体設置準備（土層作成前）



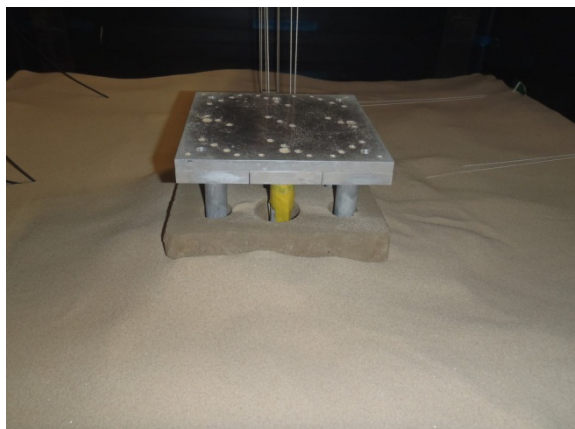
(b) 改良体固定状況（下段）



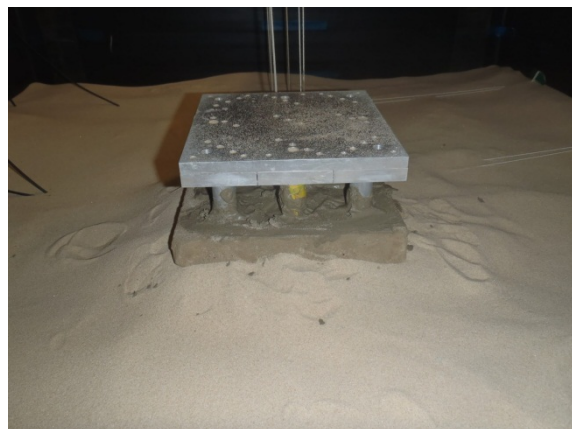
(c) 改良体設置状況（中段）



(d) 改良体固定状況（中段）



(e) 改良体設置状況（上段）



(f) 改良体固定状況（上段）

Fig. 2.1.25 改良体設置状況（多段式改良体）



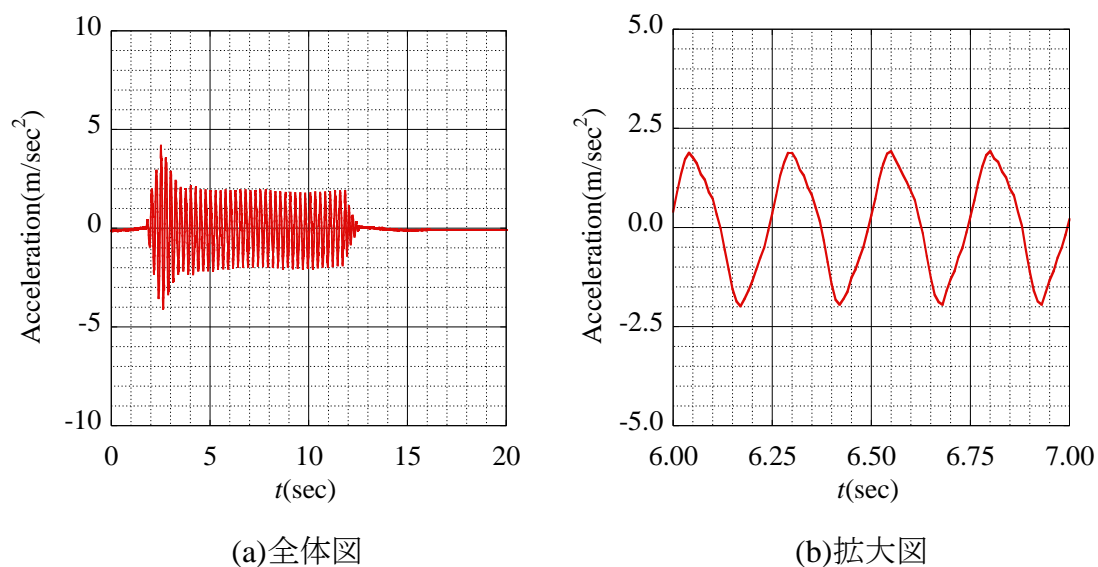


Fig. 2.2.2 入力加速度

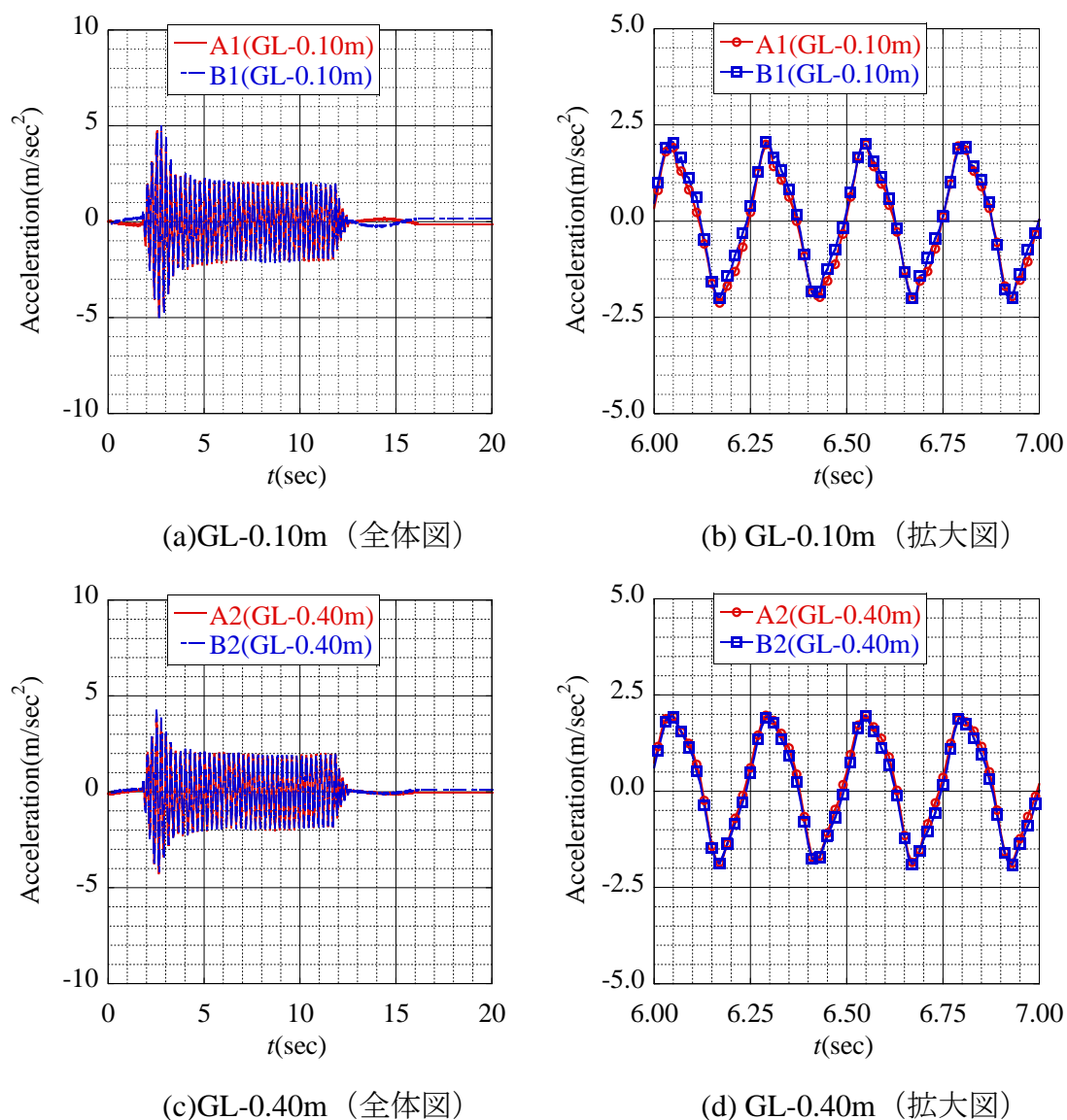
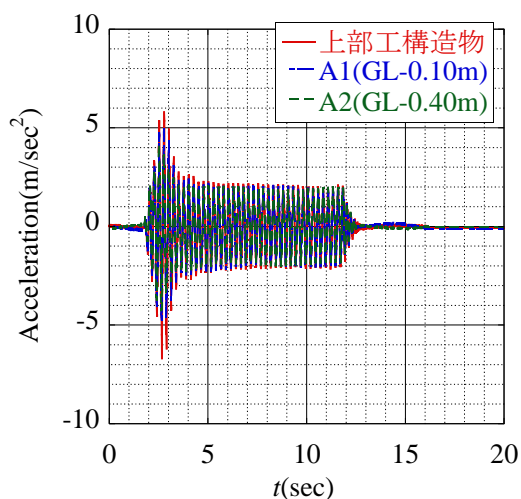
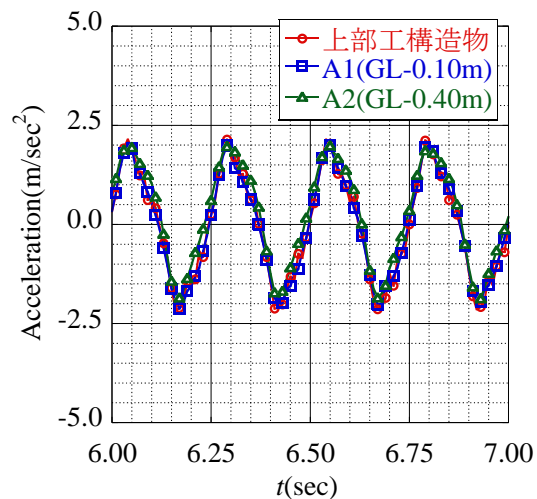


Fig. 2.2.3 地点別応答加速度

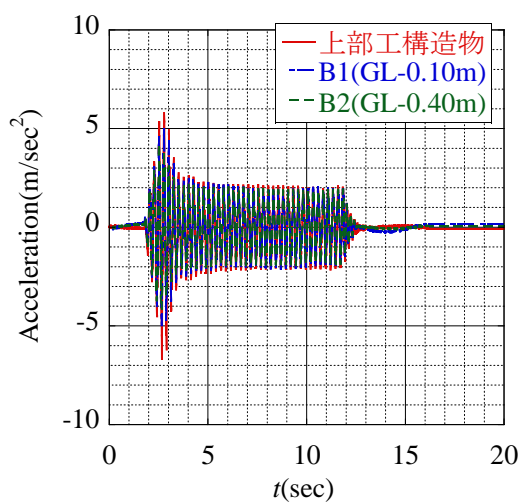




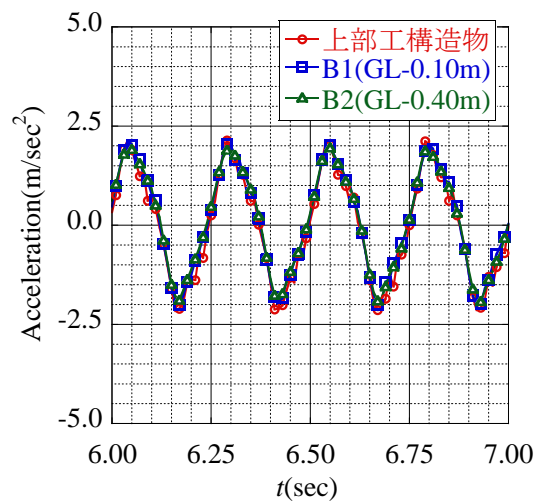
(a) 計測地点 A (全体図)



(b) 計測地点 A (拡大図)



(c) 計測地点 B (全体図)



(d) 計測地点 B (拡大図)

Fig. 2.2.4 深度別応答加速度

### 2.2.2 Case 0 : 無補強

Fig. 2.2.5, Fig. 2.2.2 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 2.2.6~Fig. 2.2.7 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。また, Fig. 2.2.8 に入力加速度が安定する時刻以降 (およそ加振 5 秒後) における全ての杭 (L 杭, C 杭, R 杭) のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。以下に知見を述べる。

- Fig. 2.2.6 より, 加振により発生した曲げモーメントは加振開始直後に大きな値を示し, 約 3 秒程で小さな値に収束していく傾向が見られた。これは加振によって杭が振動し, その杭の振動によって杭周辺地盤が密になり, 受働抵抗が増大したと考えられる。
- Fig. 2.2.6 より, C 杭において計測値の 0 軸がずれている。これは, 加振直後に杭が傾き, 杭下端部に砂等を巻き込んだためだと考えられる。
- Fig. 2.2.7 より, L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, またその大きさも同程度であるとわかる。C 杭も 0 軸がずれてしまっているが, 変動幅は L 杭と R 杭の間にあると推測できる。つまり, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化が明確に表れていると言える。
- Fig. 2.2.8 より, 杭頭部では L 杭の曲げモーメントは正, R 杭は負となっていることに対して, 杭下部では L 杭の曲げモーメントは負, R 杭は正を示している。すなわち, 杭上方と杭下方では逆向き方向の力が働いていると考えられる。これは, 振動の発生源である振動台に極めて近い杭の下方では土槽下方の地盤外力の影響を受けるのに対して, 杭の上方では加振に伴う重量物の慣性力による力を強く受け, 両者にわずかな時間差があるためと推測される。
- Fig. 2.2.8 より, 最大曲げモーメントが作用している L 杭においてのみ圧縮側の軸力が作用し, 反対側に位置する R 杭では軸力がほとんど生じていない。また, この時刻における加速度は右側に作用しているため, 慣性力は左側に作用し, L 杭が押し込み杭となり, 鉛直下向きの力を L 杭が多く負担していると考えられる。
- Fig. 2.2.8 より, 杭を補強しない場合は杭頭部で杭の曲げモーメントが最大となるとわかる。これは加振に伴い上部工構造物に作用し, 杭上端部が固定端となっているため, ヒンジ固定の杭下端部に比べ曲げモーメントが発生しやすいためだと考えられる。
- Fig. 2.2.8 より, 全ての杭において深度方向にほぼ同程度の軸力が発生していることがわかる。これより, 杭鉛直方向の力を杭全体で分担しており, 比較的精度の良い計測結果だと考えられる。

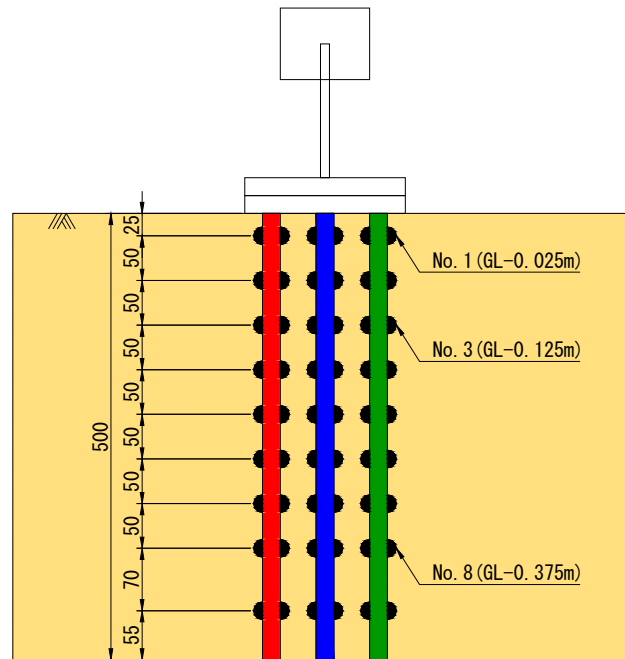
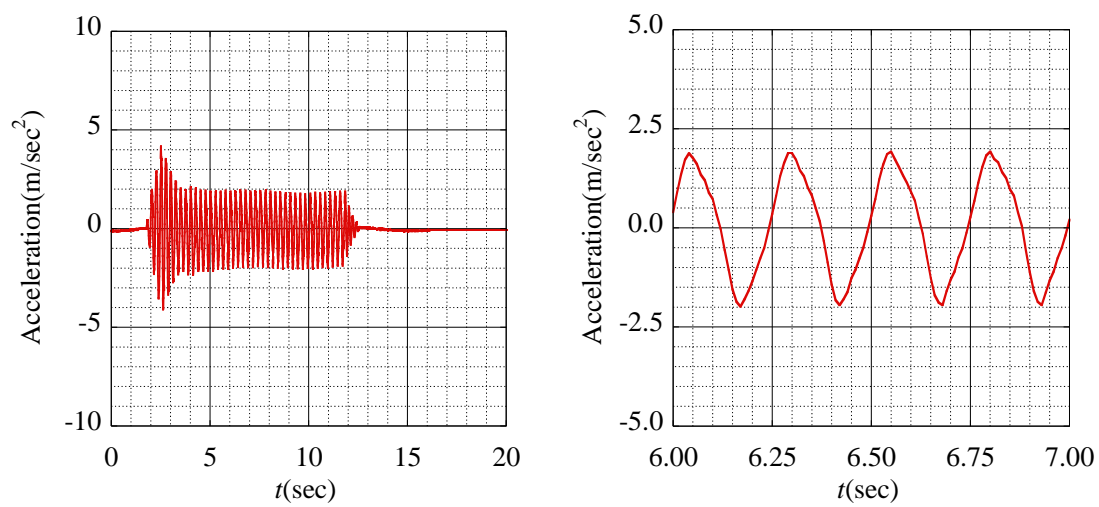


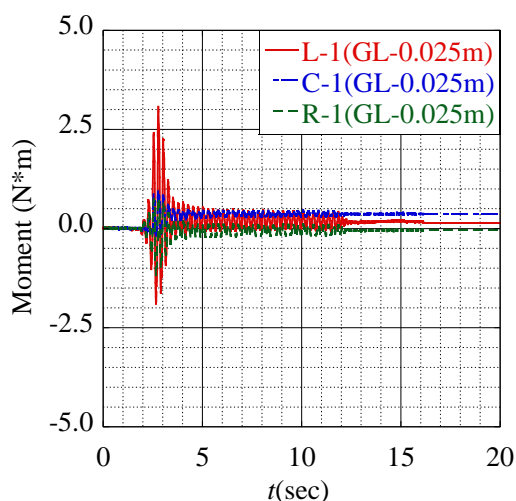
Fig. 2.2.5 応力計測位置 (Case 0 : 無補強)



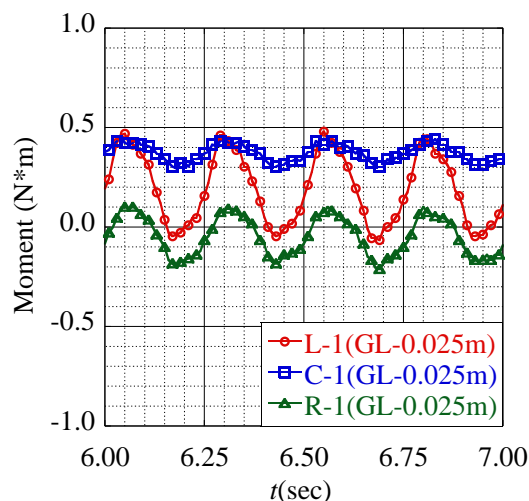
(a)全体図

(b)拡大図

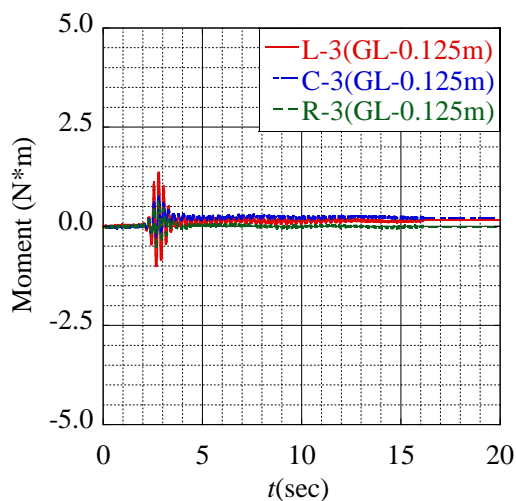
Fig. 2.2.2 入力加速度 (再掲)



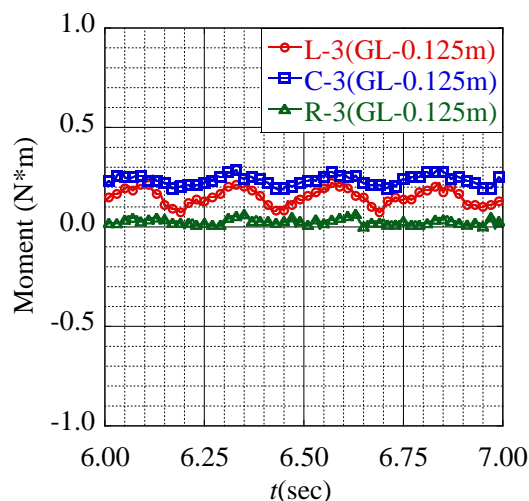
(a)GL-0.025m (全体図)



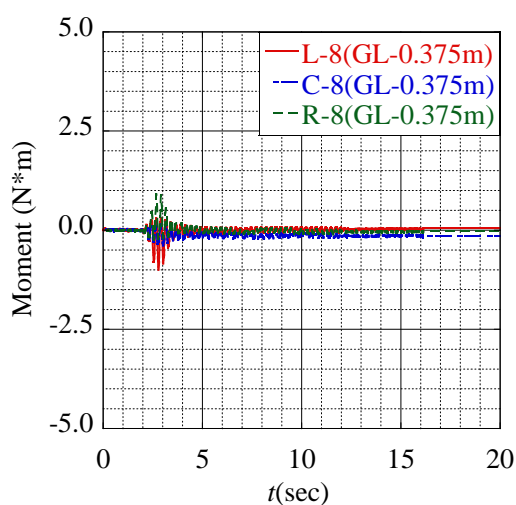
(b) GL-0.025m (拡大図)



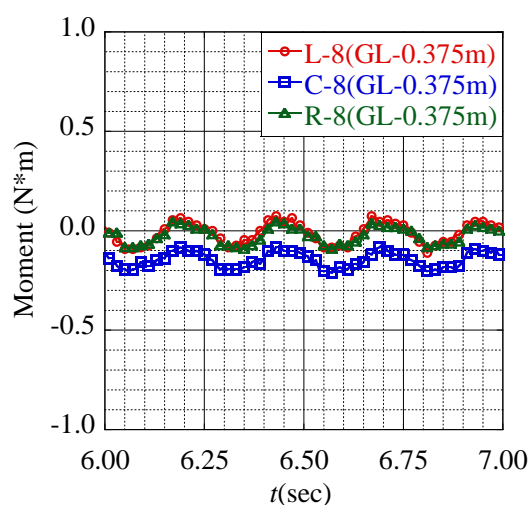
(c)GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)



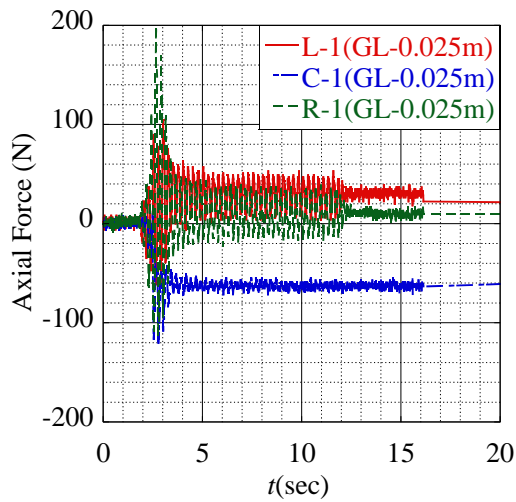
(e)GL-0.375m (全体図)



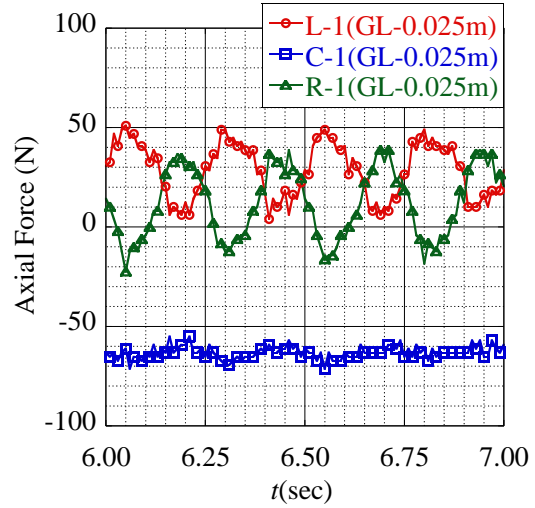
(f) GL-0.375m (拡大図)

Fig. 2.2.6 曲げモーメント (Case 0 : 無補強)

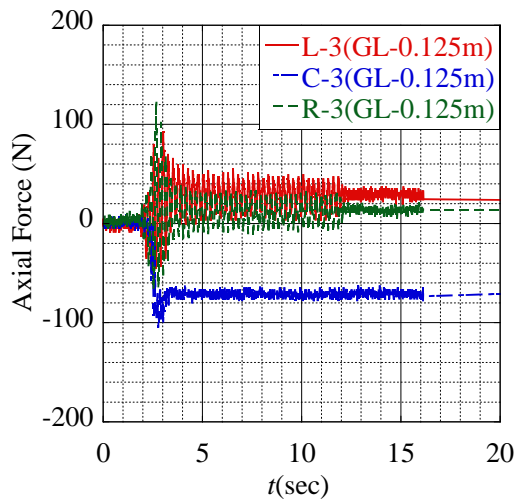




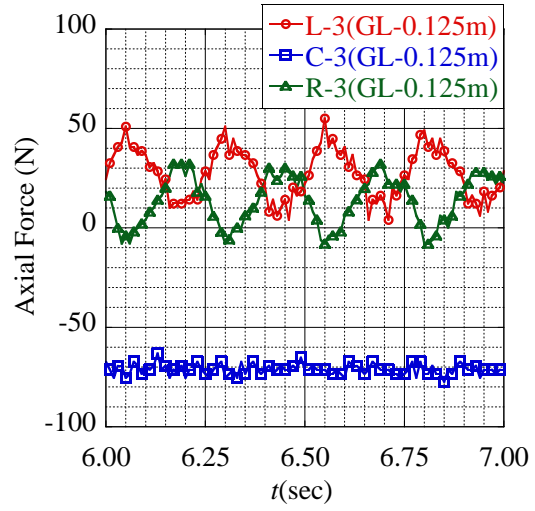
(a) GL-0.025m (全体図)



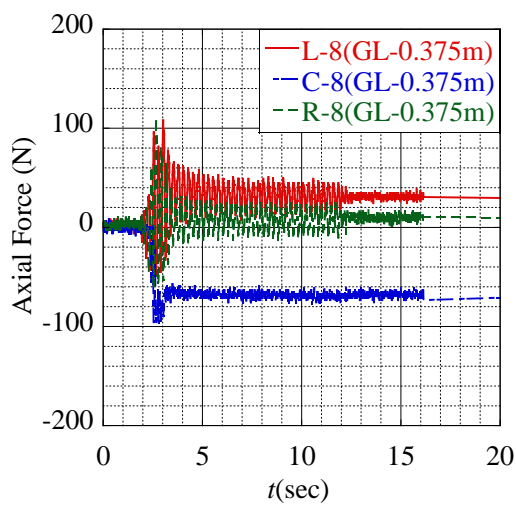
(b) GL-0.025m (拡大図)



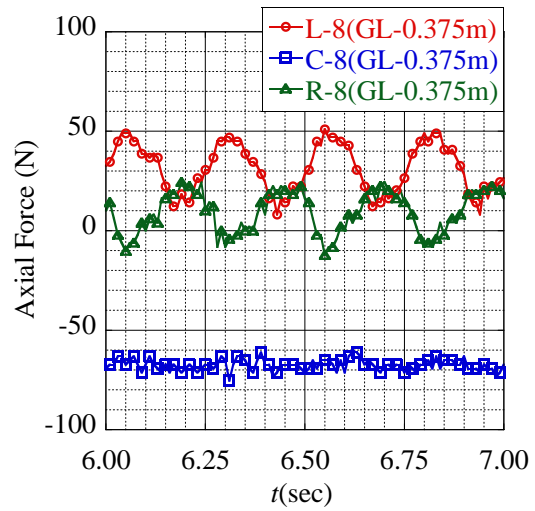
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

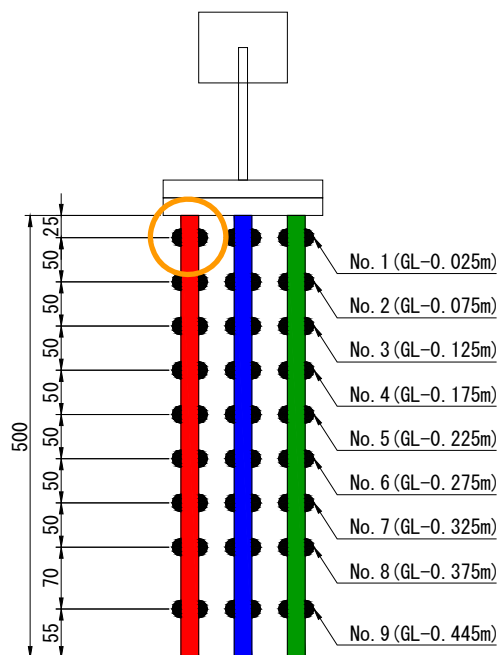


(e) GL-0.375m (全体図)

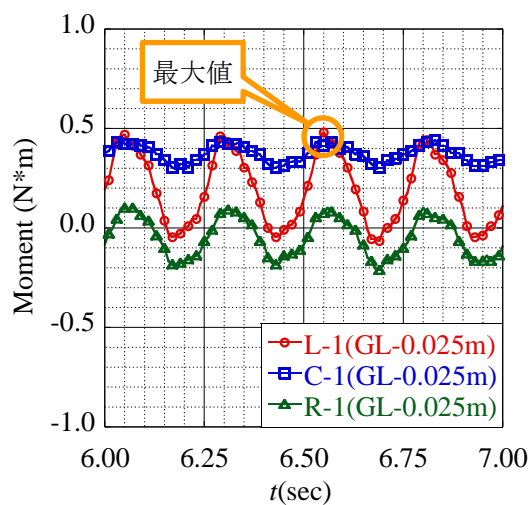


(f) GL-0.375m (拡大図)

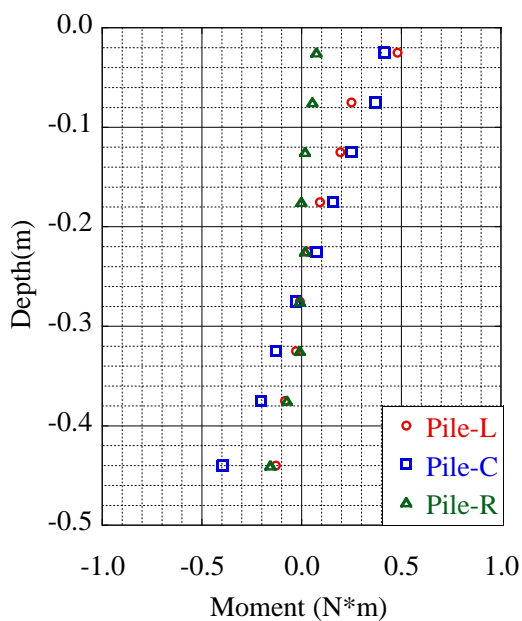
Fig. 2.2.7 軸力 (Case 0 : 無補強)



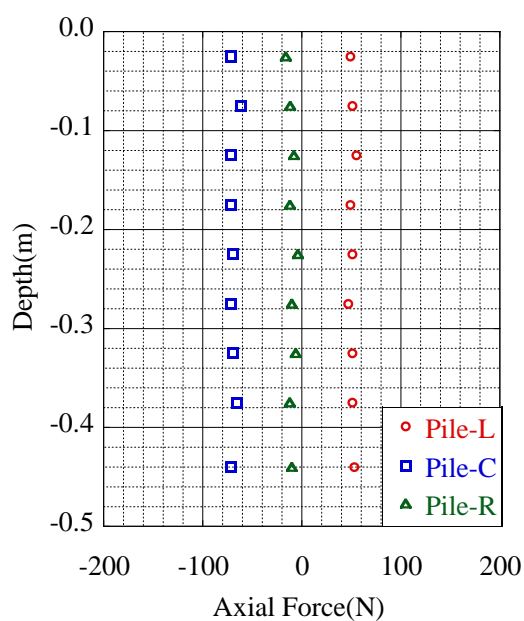
(a) 最大曲げモーメント計測箇所



(b) GL-0.025m (再掲)



(c) 曲げモーメント分布



(d) 軸力分布

Fig. 2.2.8 曲げモーメント・軸力分布 (Case 0 : 無補強, 6.55sec)

### 2.2.3 Case 1 : ブロック状改良

Fig. 2.2.9, Fig. 2.2.10 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 2.2.11~Fig. 2.2.12 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。また, Fig. 2.1.13 に入力加速度が安定する時刻以降 (およそ加振 4 秒後) における全ての杭 (L 杭, C 杭, R 杭) のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。なお, Fig. 2.1.13 において, 赤で囲まれた箇所は改良範囲を表している。以下に知見を述べる。

- Fig. 2.2.11 より, 「Case 0 : 無補強」と同様に加振により発生した曲げモーメントは加振開始直後に大きな値を示し, その後小さな値に収束していく傾向が見られた。これは加振によって杭が振動し, その杭の振動によって杭周辺地盤が密になり, 受働抵抗が増大したと考えられる。
- Fig. 2.2.11~Fig. 2.2.12 より, 「Case 0 : 無補強」と同様に L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, またその大きさも同程度であるとわかる。つまり, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化が明確に表れていると言える。
- Fig. 2.2.12 より, C 杭の軸力値は一定して 0 に近い値を示しており, 加振前後で変化が見られないことから, 模型設置時に L 杭と R 杭のみが下端に接しており, C 杭の下端部は浮いていたと考えられる。
- Fig. 2.2.11, 及び Fig. 2.1.13 からブロック状の改良体による補強によって, 無補強時に杭頭部で発生していた大きな曲げモーメントが大幅に抑制されており補強効果が確認できる。
- Fig. 2.1.13 より, 改良体下端部において曲げモーメントが最大となっている。これは改良体により杭を拘束することで改良体下端部を固定端条件とした片持ち梁のような構造が形成されたこと, さらにブロック状の改良体部分に加振に伴う大きな慣性力が働いたこと, これら二つが組み合わされた影響であると考えられる。
- Fig. 2.1.13 より, 軸力の時刻歴を地点別に比較すると, 改良体から上部においては軸力が小さく, 改良体から下部においては軸力が大きいことから, 主に改良体下端部において杭鉛直方向の力を杭全体で分担していることが考えられる。

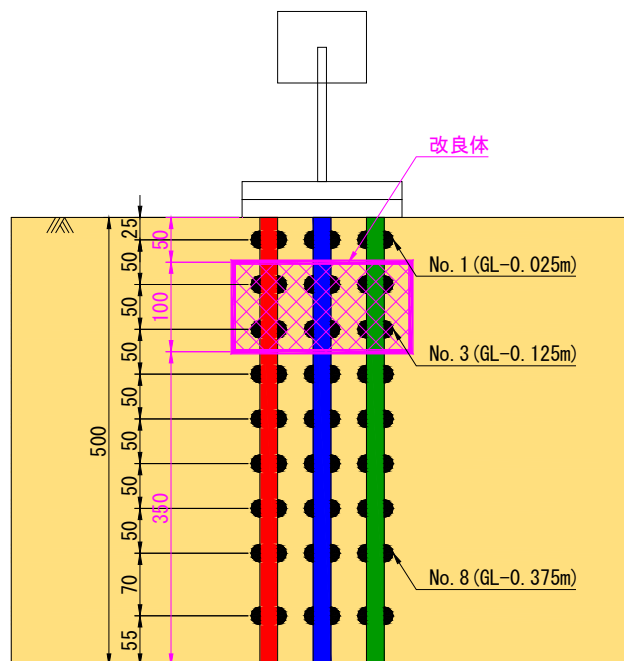


Fig. 2.2.9 応力計測位置 (Case 1 : ブロック状改良)

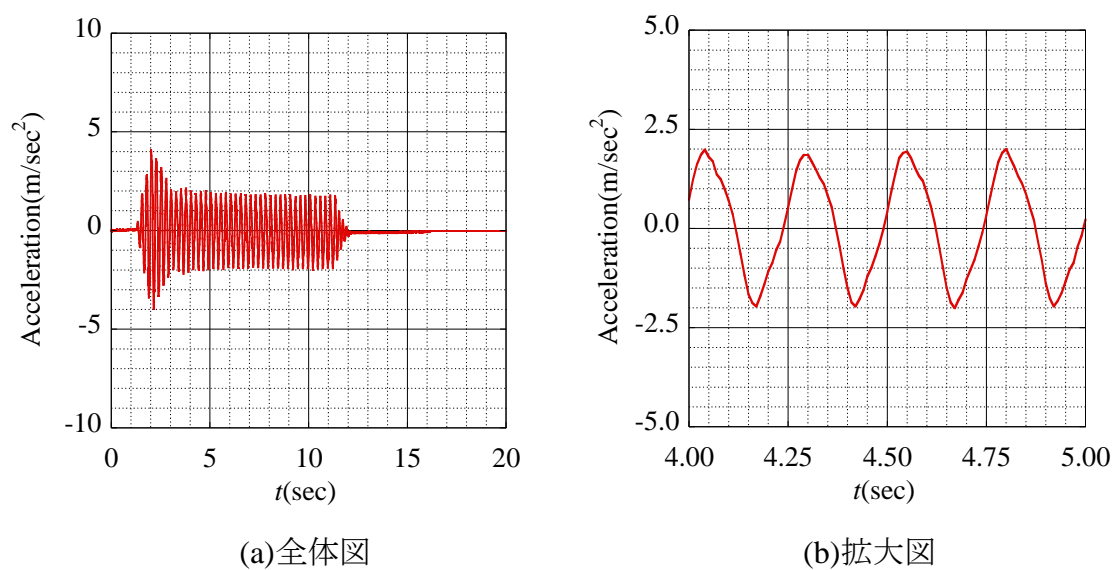
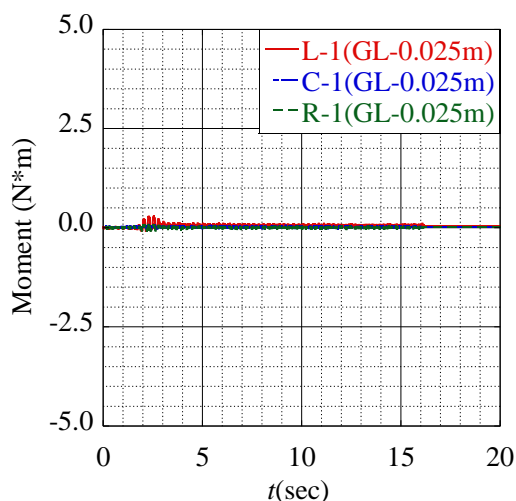
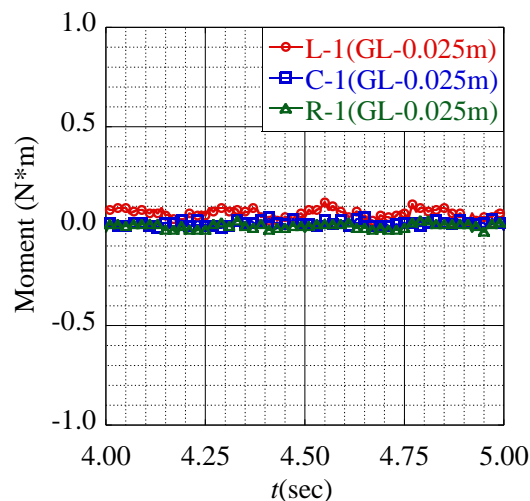


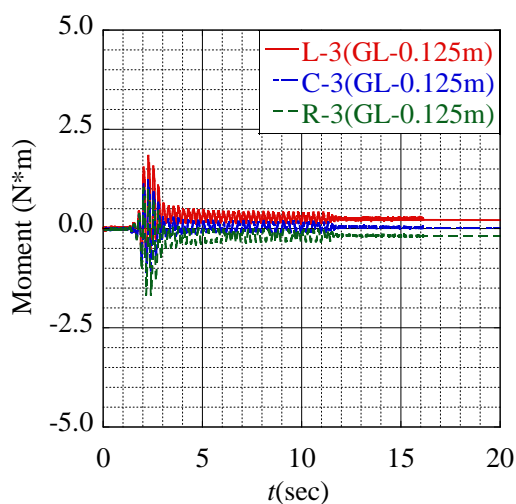
Fig. 2.2.10 入力加速度 (Case 1 : ブロック状改良)



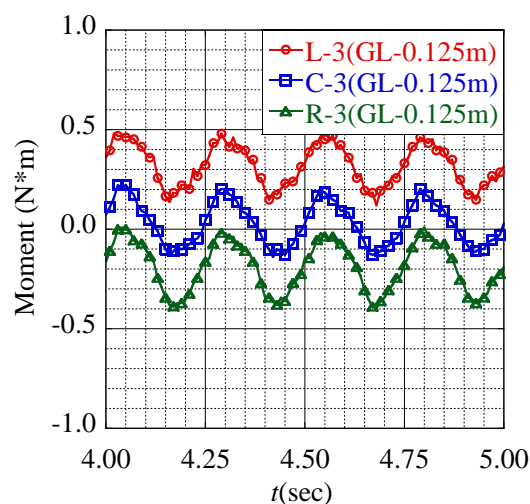
(a)GL-0.025m (全体図)



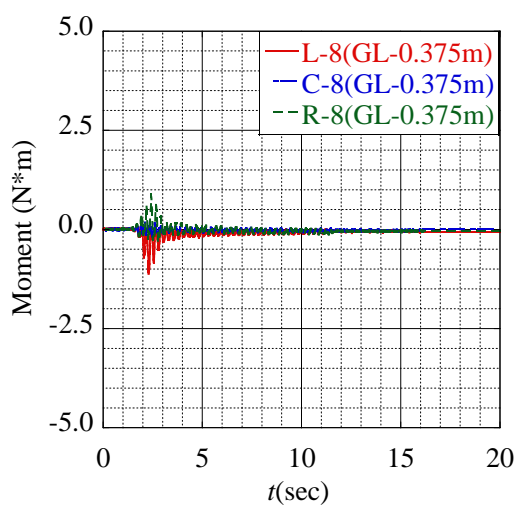
(b) GL-0.025m (拡大図)



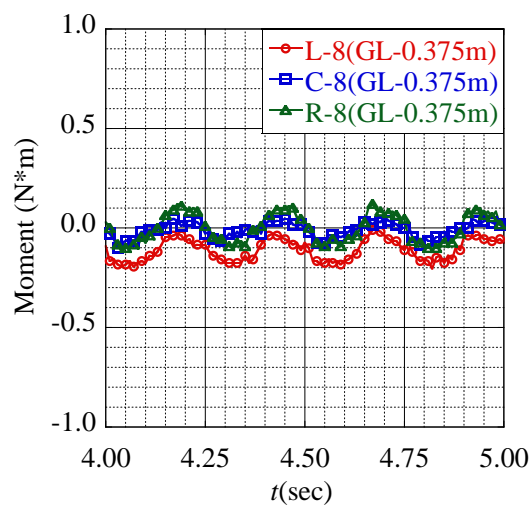
(c)GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

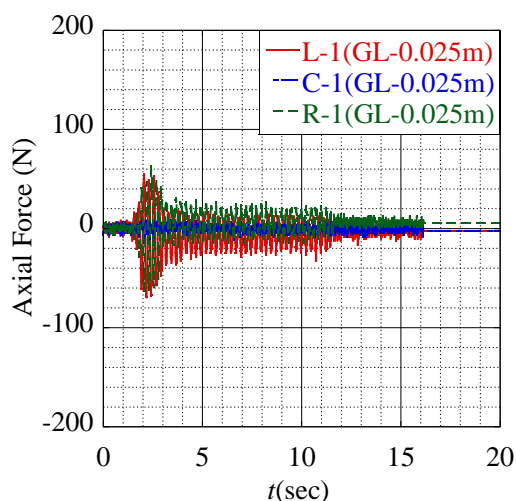


(e)GL-0.375m (全体図)

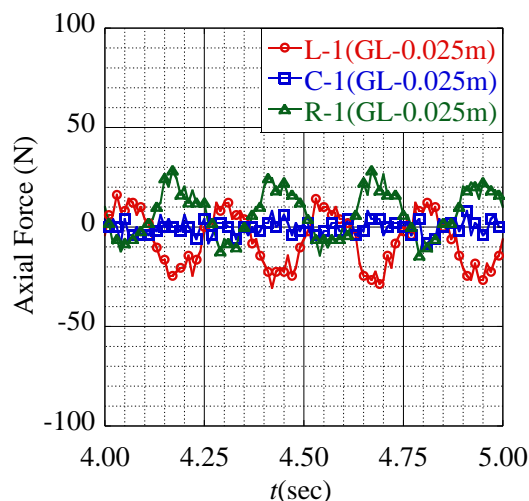


(f) GL-0.375m (拡大図)

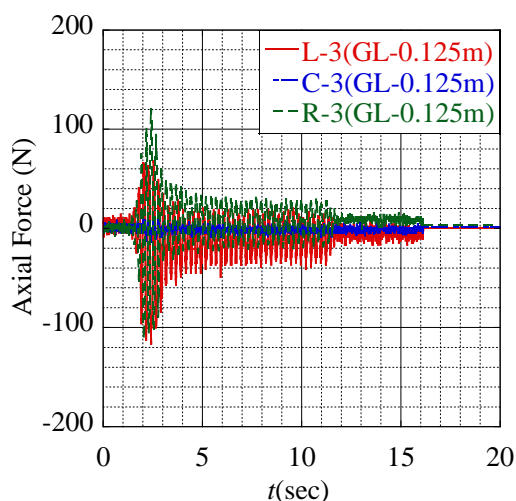
Fig. 2.2.11 曲げモーメント (Case 1 : ブロック状改良)



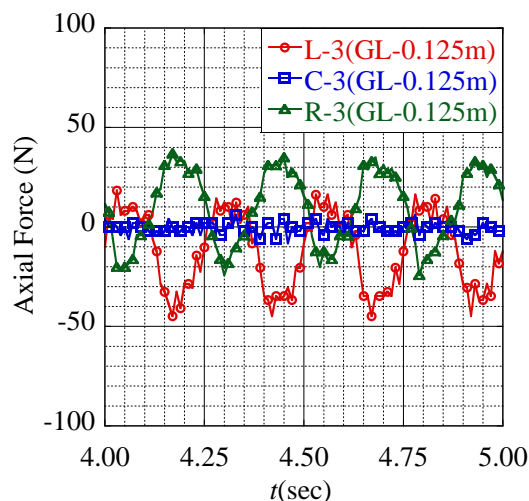
(a)GL-0.025m (全体図)



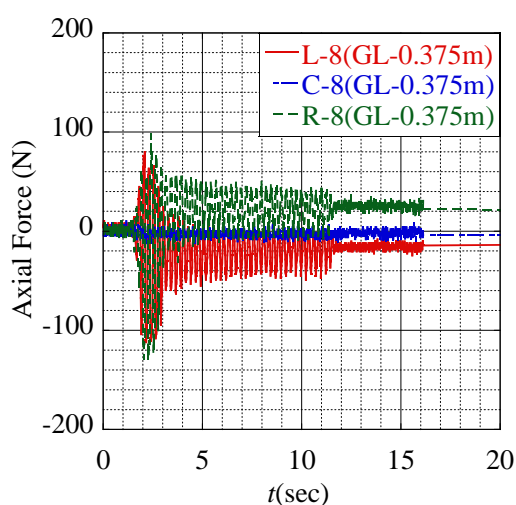
(b) GL-0.025m (拡大図)



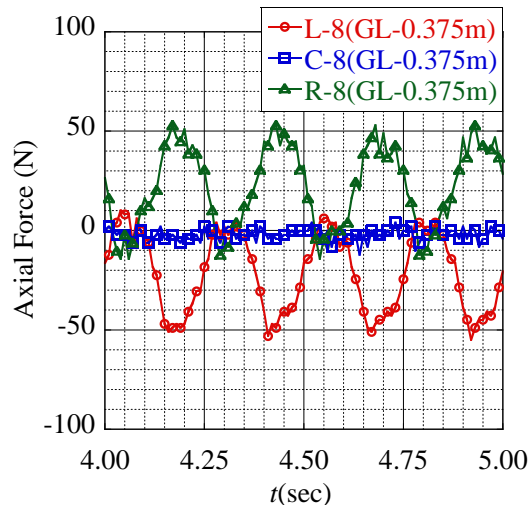
(c)GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

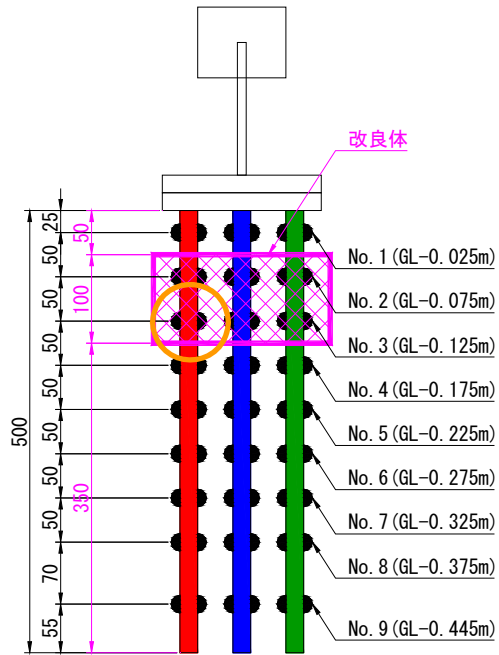


(e)GL-0.375m (全体図)

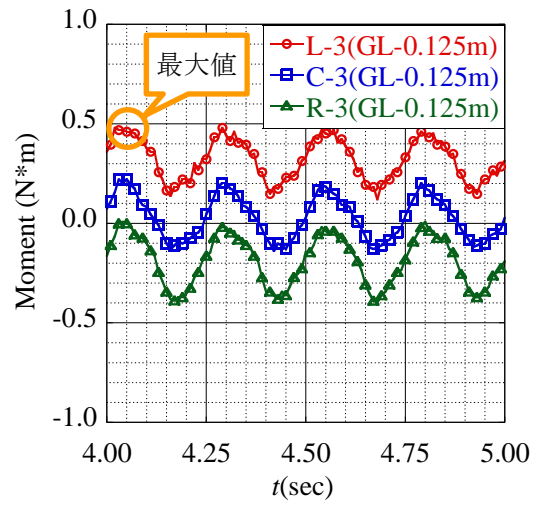


(f) GL-0.375m (拡大図)

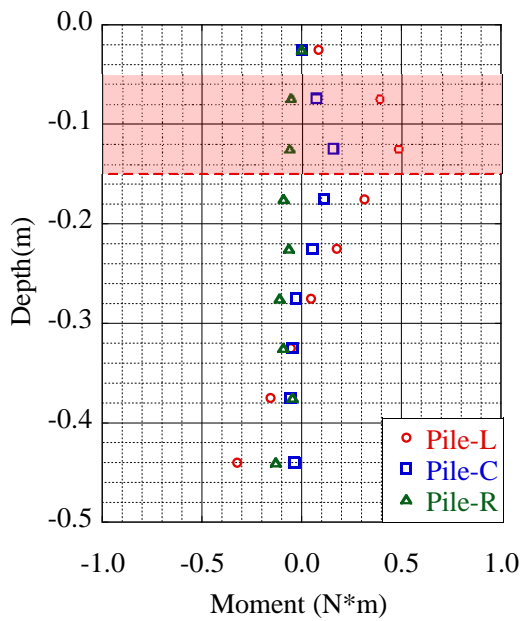
Fig. 2.2.12 軸力 (Case 1 : ブロック状改良)



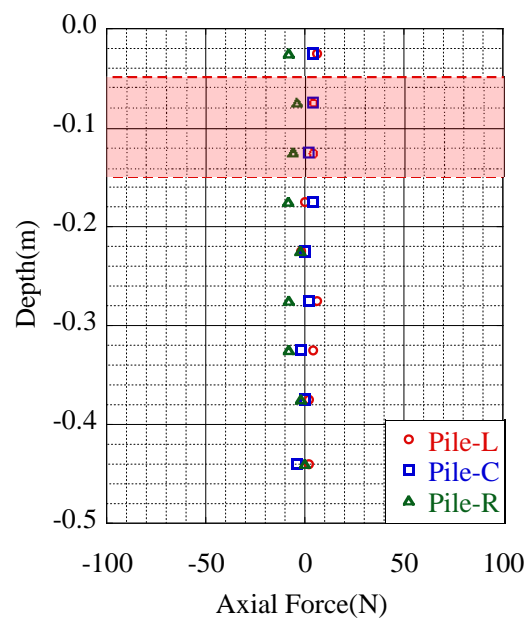
(a) 最大曲げモーメント計測箇所



(b) GL-0.125m (再掲)



(c) 曲げモーメント分布



(d) 軸力分布

Fig. 2.2.13 曲げモーメント・軸力分布 (Case 1 : ブロック状改良, 4.02sec)



### 2.2.4 Case 2 : 多段式改良（改良体間隔 1D）

Fig. 2.2.14, Fig. 2.2.15 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 2.2.16～Fig. 2.2.17 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。また, Fig. 2.2.18 に入力加速度が安定する時刻以降（およそ加振 5 秒後）における全ての杭（L 杭, C 杭, R 杭）のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。なお, Fig. 2.2.18 において, 赤で囲まれた箇所は改良範囲を表している。以下に知見を述べる。

- Fig. 2.2.16 より, 他のケースと同様に加振により発生した曲げモーメントは加振開始直後に大きな値を示し, その後小さな値に収束していく傾向が見られた。これは加振によって杭が振動し, その杭の振動によって杭周辺地盤が密になり, 受働抵抗が増大したと考えられる。
- Fig. 2.2.16 より, 改良体による補強により改良体より上部において, 広範囲にわたり曲げモーメントが抑制されていることがわかる。一方, 改良体の下段部にあたる計測地点 4 で大きな曲げモーメントが見られる。これは Case 1 と同様に改良下端付近が構造的に固定端のような境界条件になったためだと考えられる。よって, 1 層の改良範囲が小さくなったとしても, 杭全体として広範囲に拘束することにより, 改良効果はさらに大きくなると考えられる。
- Fig. 2.2.16～Fig. 2.2.17 より, 他のケースと同様に L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, またその大きさも同程度であると思われる。つまり, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化が明確に表れていると言える。
- Fig. 2.2.17 より, 改良体より上側で軸力が若干小さくなっていることがわかる。これより改良体により杭が拘束され, 杭に生じる曲げモーメントが抑制された効果によるもの大きいと考えられる。



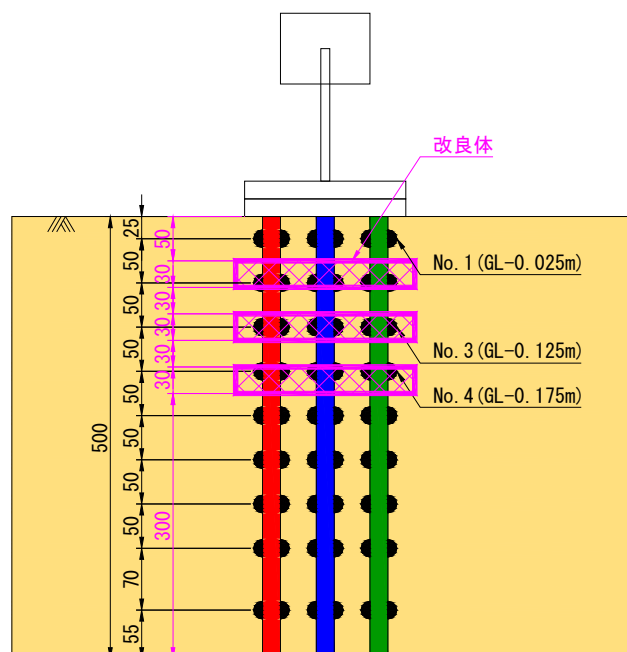


Fig. 2.2.14 応力計測位置 (Case 2 : 多段式改良 1D)

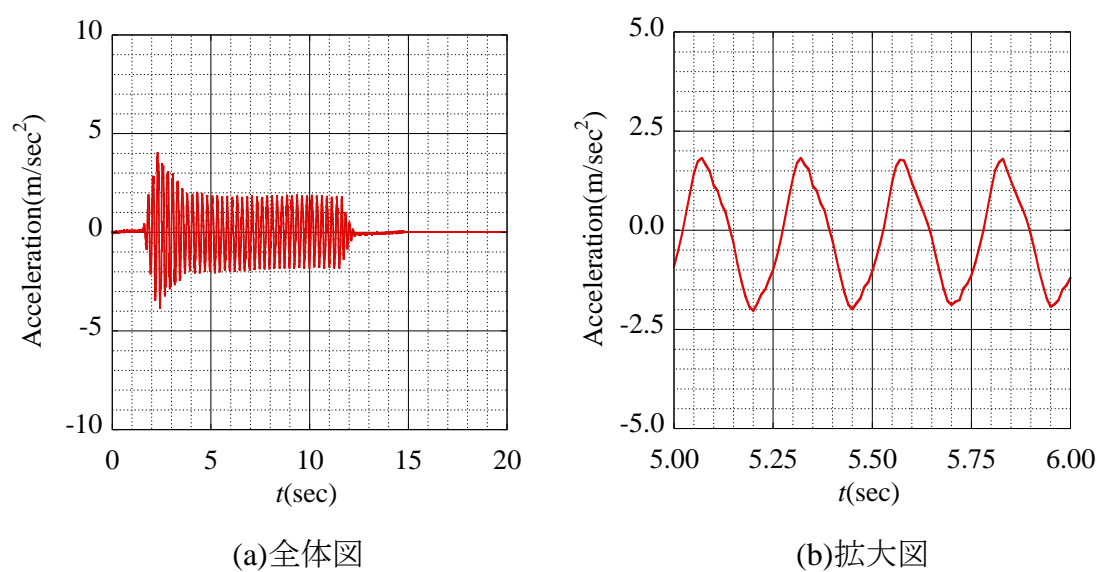
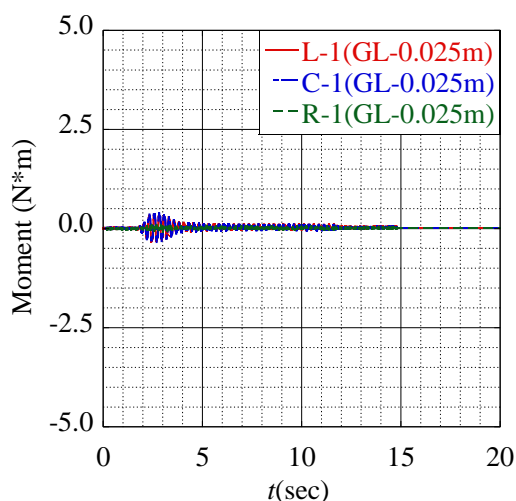
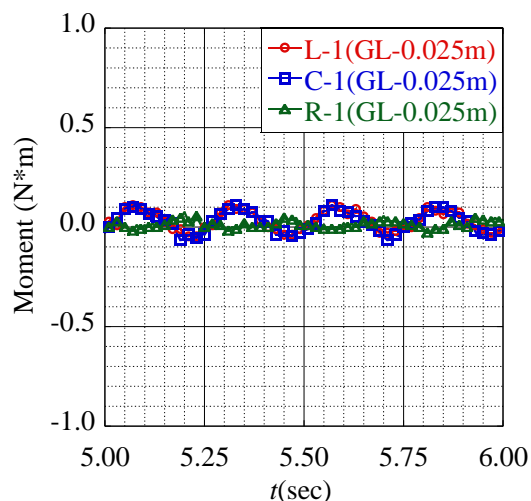


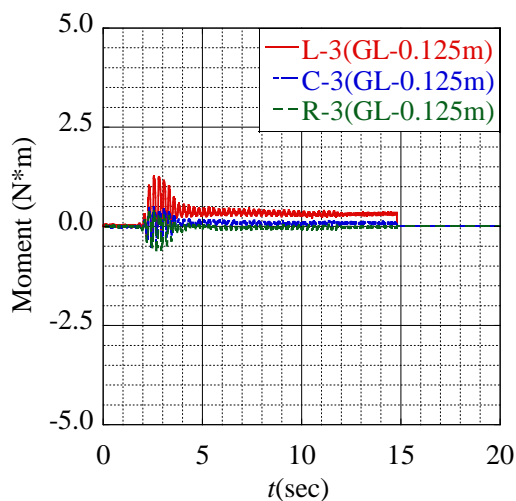
Fig. 2.2.15 入力加速度 (Case 2 : 多段式改良 1D)



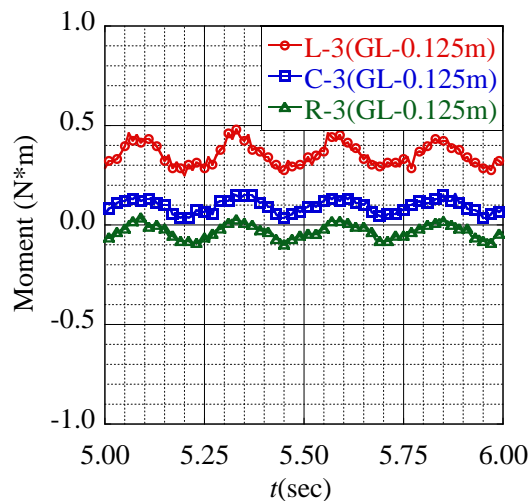
(a)GL-0.025m (全体図)



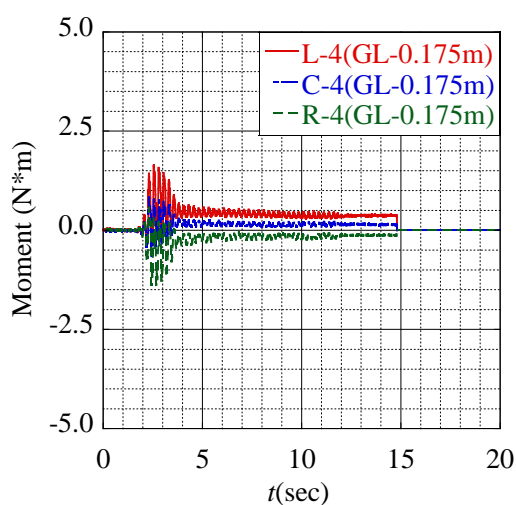
(b) GL-0.025m (拡大図)



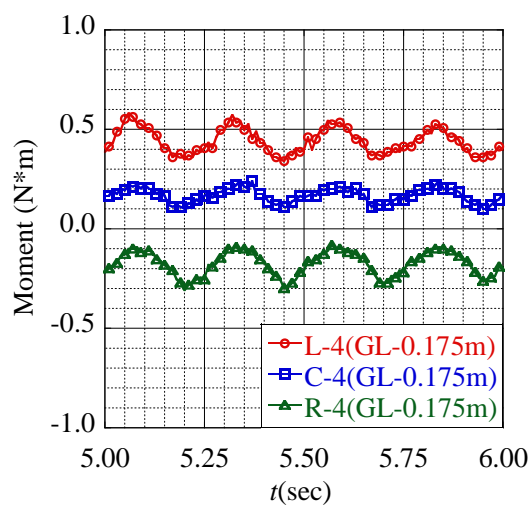
(c)GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)



(e)GL-0.175m (全体図)



(f) GL-0.175m (拡大図)

Fig. 2.2.16 曲げモーメント (Case 2 : 多段式改良 1D)

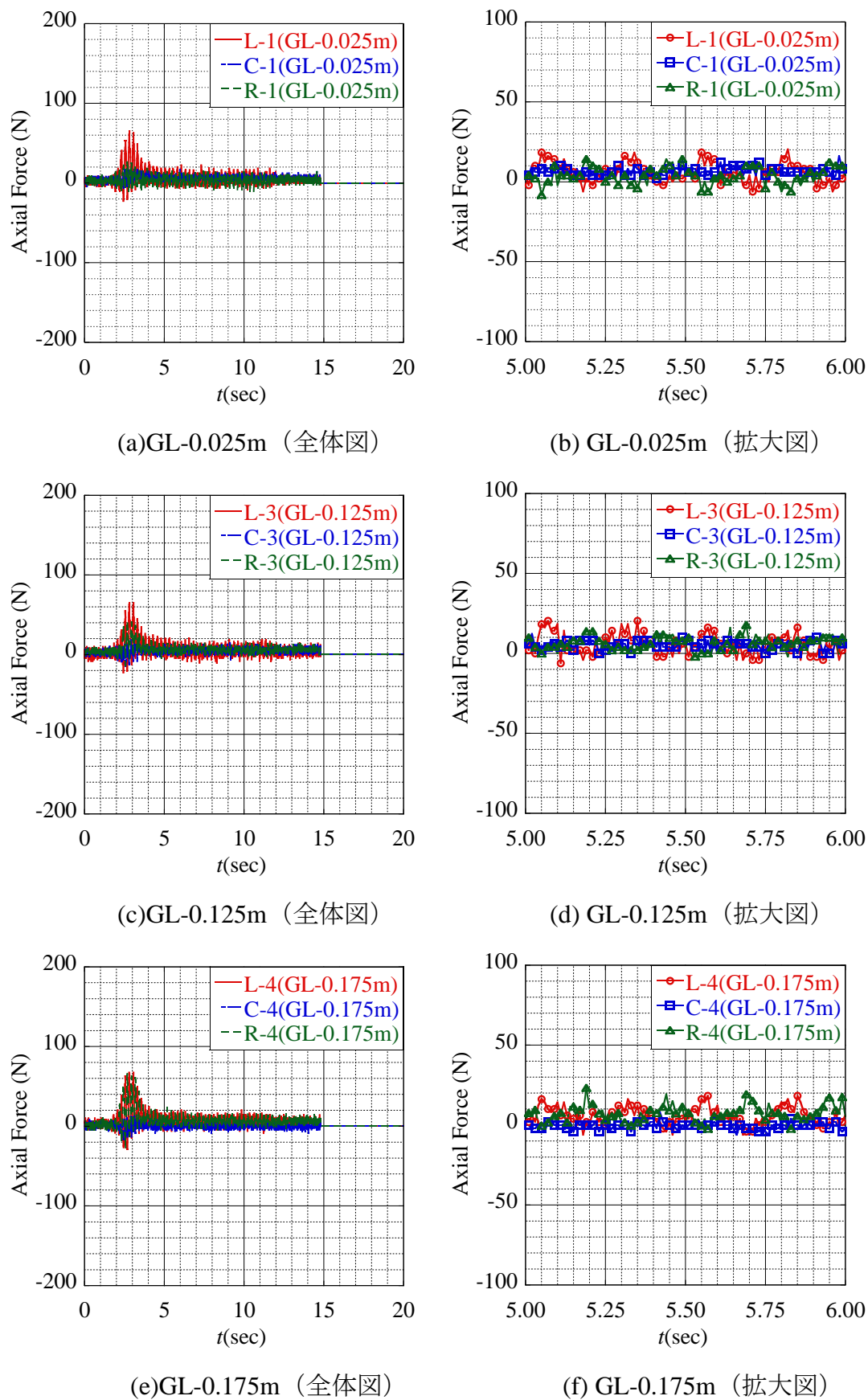


Fig. 2.2.17 軸力 (Case 2 : 多段式改良 1D)

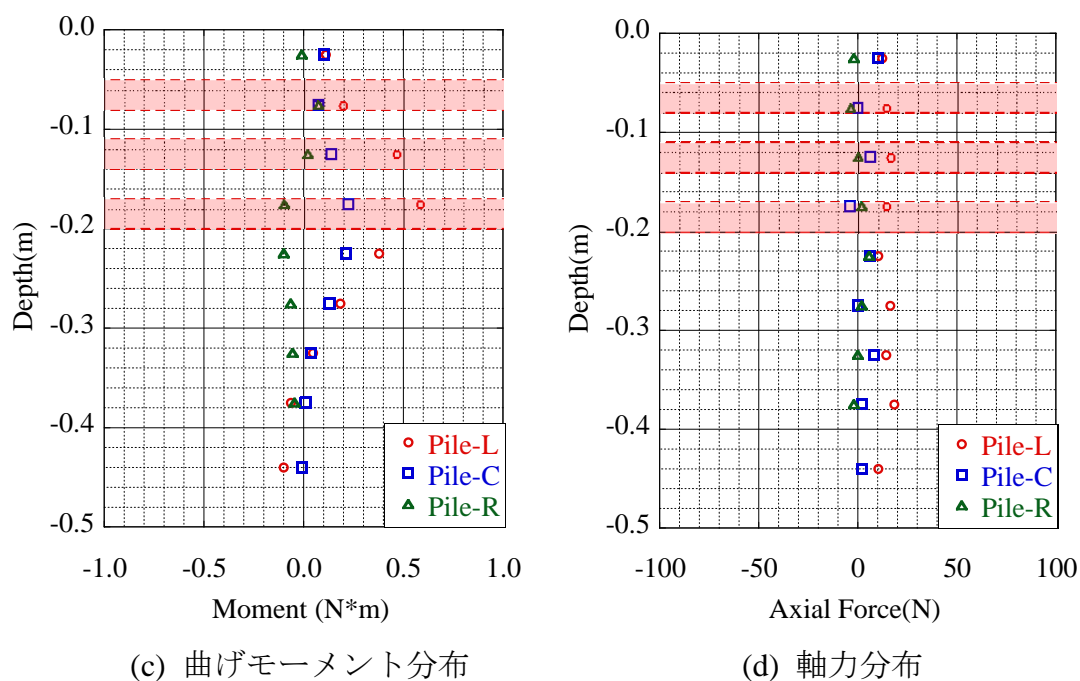
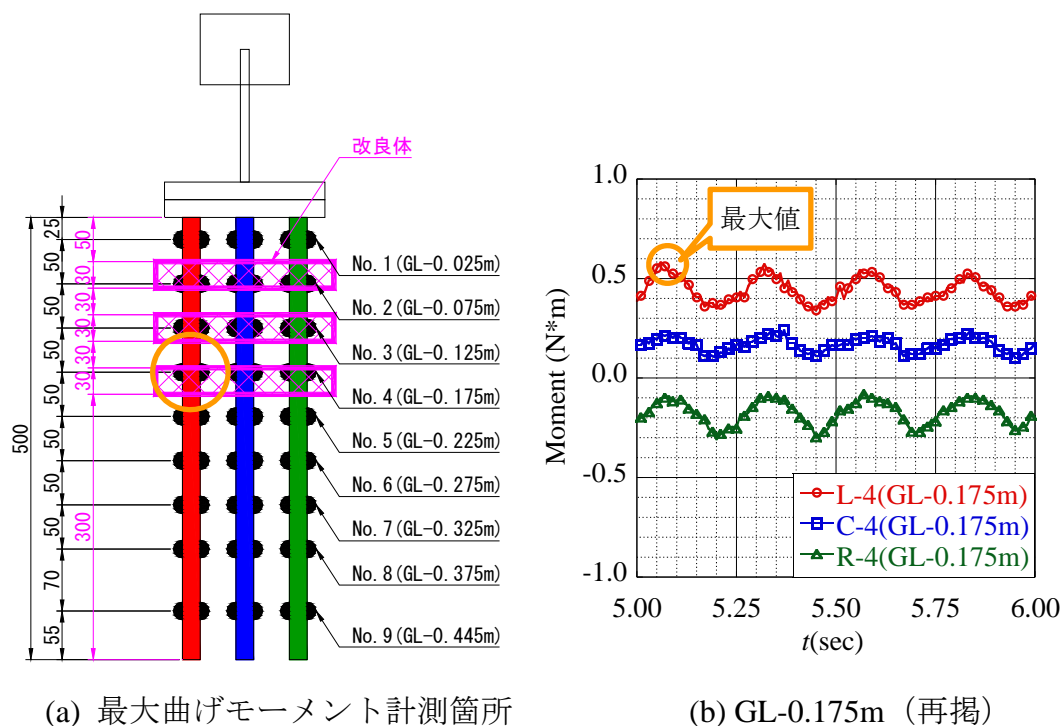
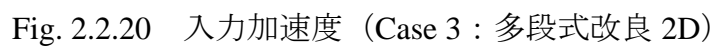


Fig. 2.2.18 曲げモーメント・軸力分布 (Case 2 : 多段式改良 1D , 5.06sec)

### 2.2.5 Case 3 : 多段式改良 (改良体間隔 2D)

Fig. 2.2.19, Fig. 2.2.20 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 2.2.21~Fig. 2.2.22 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。また, Fig. 2.2.23 に入力加速度が安定する時刻以降 (およそ加振 5.5 秒後) における全ての杭 (L 杭, C 杭, R 杭) のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。なお, Fig. 2.2.23 において, 赤で囲まれた箇所は改良範囲を表している。以下に知見を述べる。

- Fig. 2.2.21 より, 他のケースと同様に加振により発生した曲げモーメントは加振開始直後に大きな値を示し, その後小さな値に収束していく傾向が見られた。これは加振によって杭が振動し, その杭の振動によって杭周辺地盤が密になり, 受働抵抗が増大したと考えられる。
- Fig. 2.2.21 より, 改良体による補強により改良体より上部において, Case 2 よりもさらに広範囲にわたり曲げモーメントが抑制されていることがわかる。また, Case 2 と同様に改良体の下段部にあたる計測地点 6 で大きな曲げモーメントが見られる。これは Case 1, Case 2 と同様に改良下端付近が構造的に固定端のような境界条件になったためだと考えられる。よって, 1 層の改良範囲が小さくなったとしても, 杭全体として広範囲に拘束することにより, 改良効果はさらに大きくなると考えられる。
- Fig. 2.2.21~Fig. 2.2.22 より, 他のケースと同様に L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, またその大きさも同程度であると思われる。つまり, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化が明確に表れていると言える。



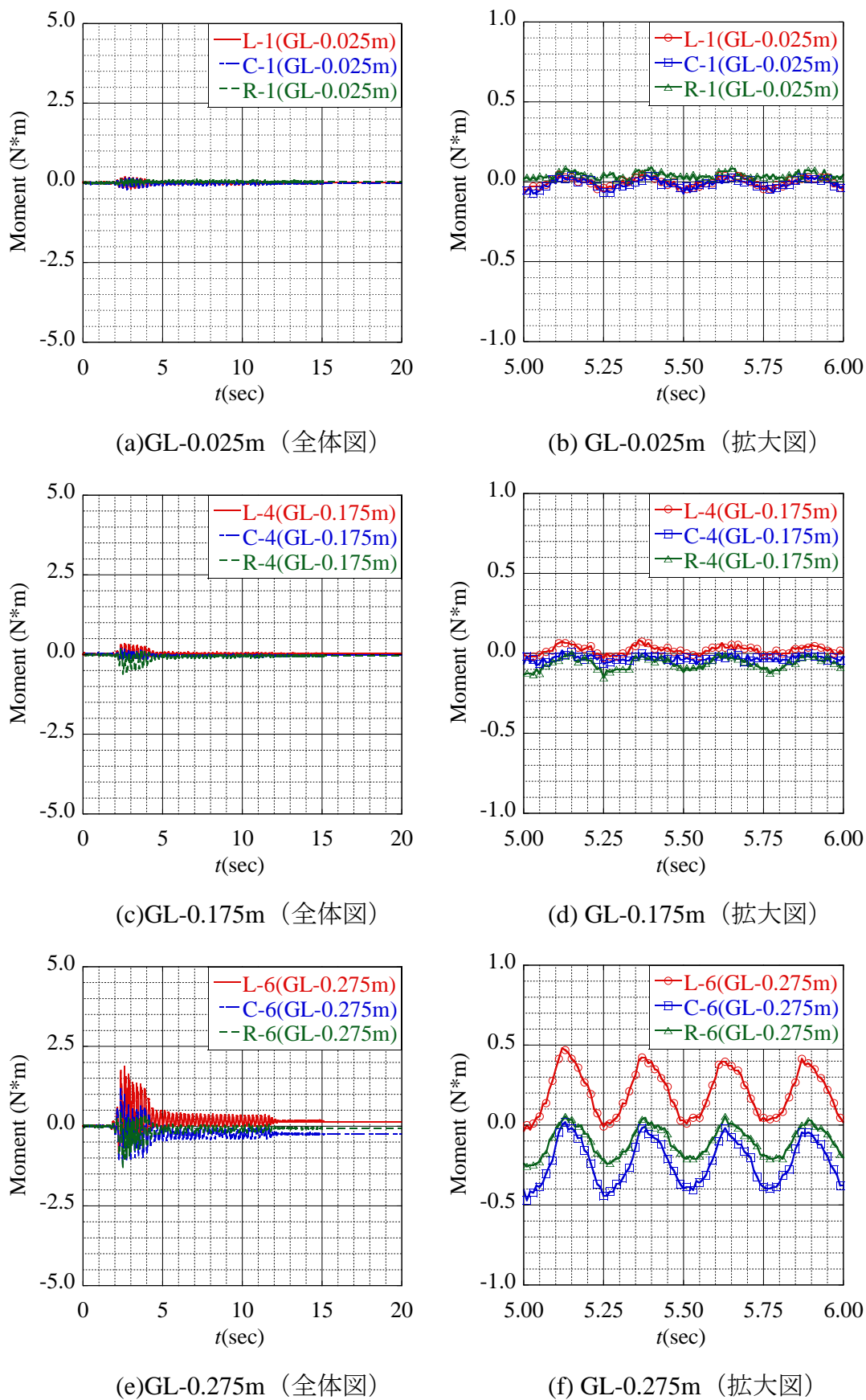
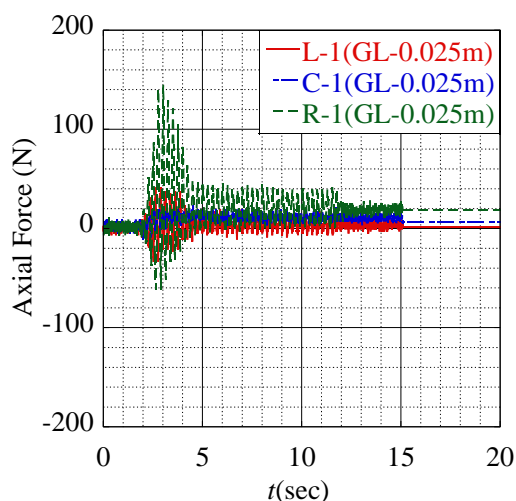
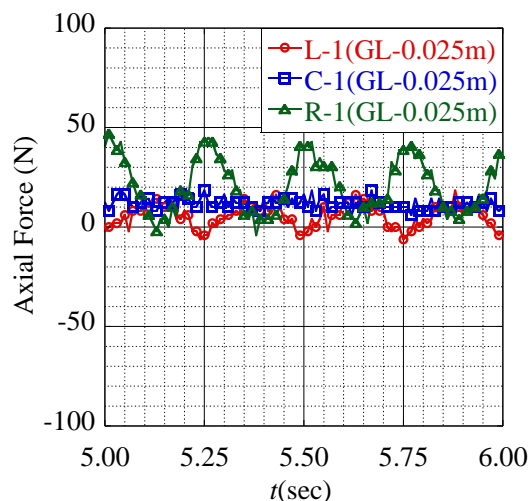


Fig. 2.2.21 曲げモーメント (Case 3 : 多段式改良 2D)

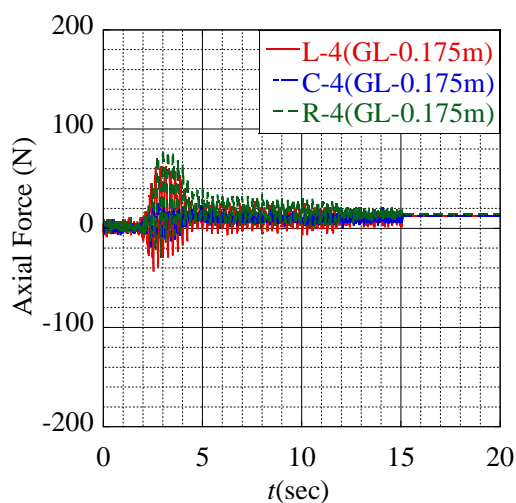




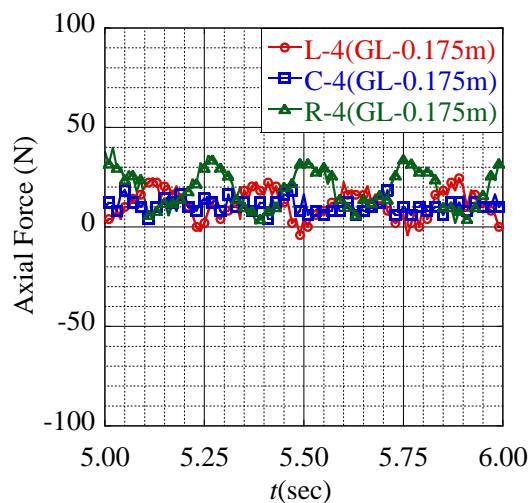
(a)GL-0.025m (全体図)



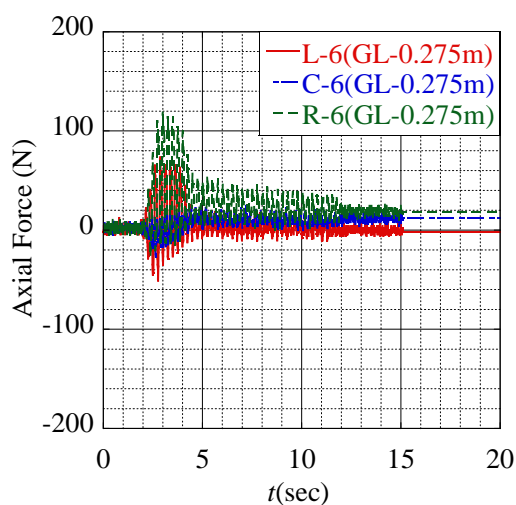
(b) GL-0.025m (拡大図)



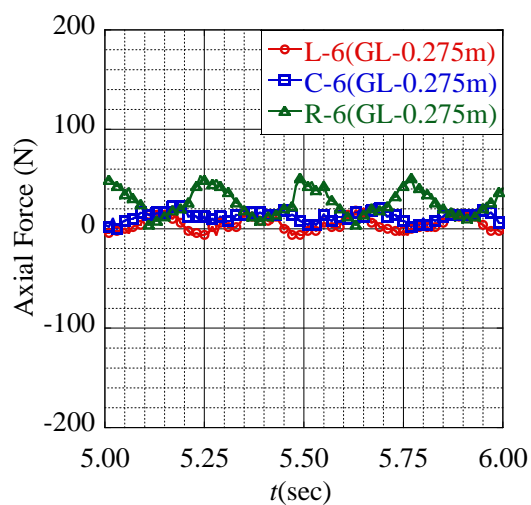
(c)GL-0.175m (全体図)



(d) GL-0.175m (拡大図)



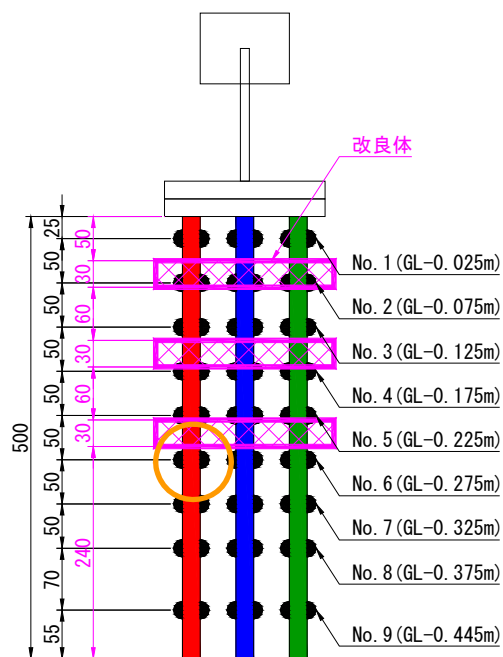
(e)GL-0.275m (全体図)



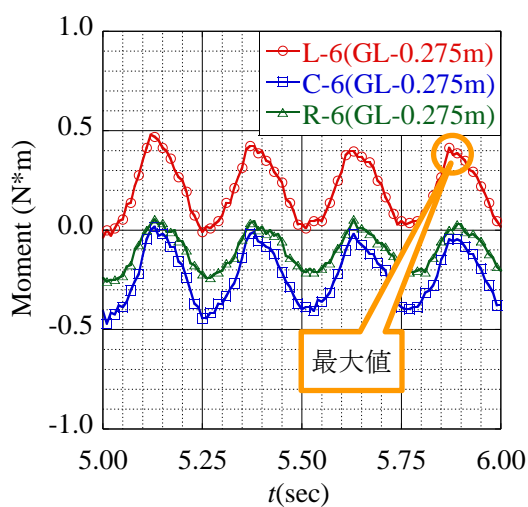
(f) GL-0.275m (拡大図)

Fig. 2.2.22 軸力 (Case 3 : 多段式改良 2D)

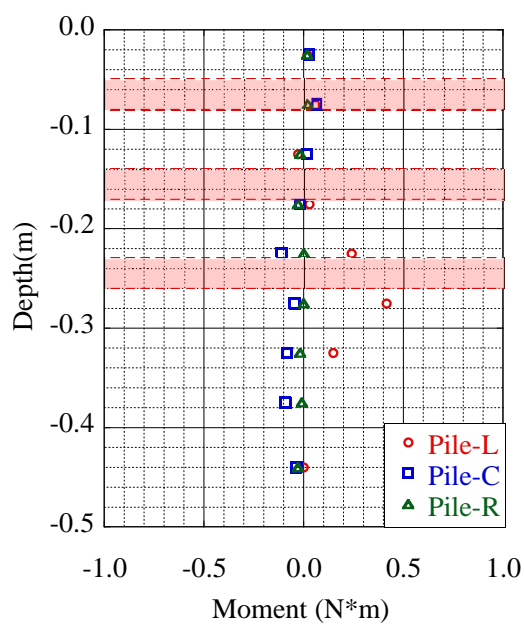




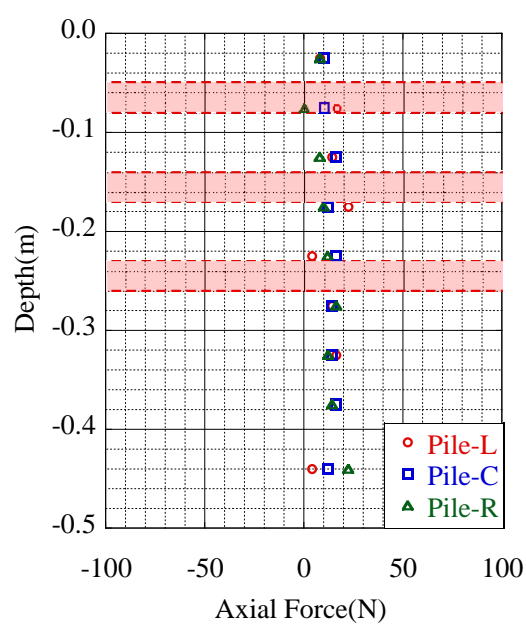
(a)最大曲げモーメント計測箇所



(b) GL-0.275m (再掲)



(c)曲げモーメント分布



(d)軸力分布

Fig. 2.2.23 曲げモーメント・軸力分布 (Case 3: 多段式改良 2D, 5.87sec)

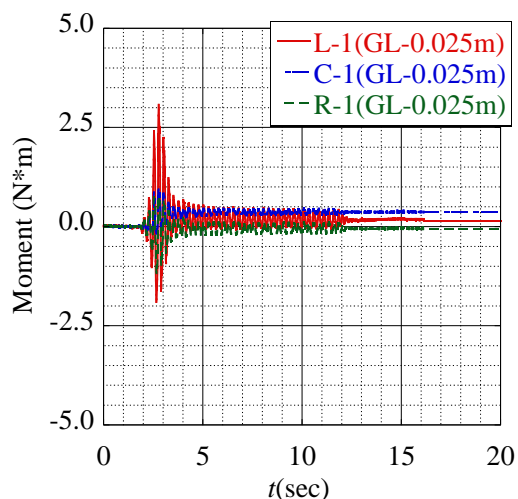
### 2.2.6 まとめ

本研究では 1G 場での振動台実験装置を用いて、杭基礎耐震補強における杭周辺地盤の部分的な固化について、改良範囲を様々に変えて実験を行った。

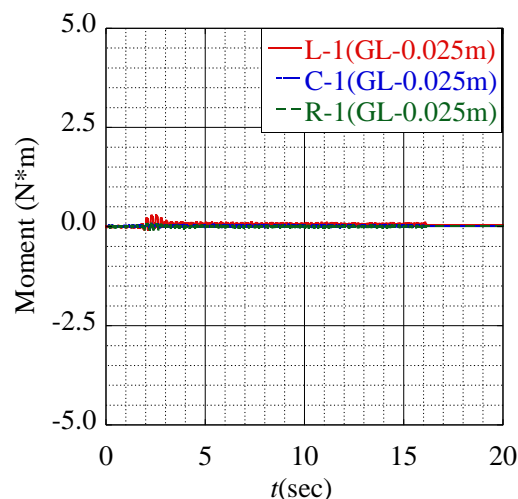
Fig. 2.2.24～Fig. 2.2.28 に GL-0.025m, GL-0.125m, GL-0.175m, GL-0.275m, GL-0.375m における各ケースの曲げモーメントを示す。また、Fig. 2.2.29 に加速度が安定した 5 秒後以降における最大曲げモーメント分布図を示す。以下に知見を述べる。

- ・ 拘束圧が非常に小さい 1G 場での振動台実験のため、定量的に曲げモーメントを比較するには至らなかったが、Case 1～Case 3 における全ての改良ケースにおいて、補強による曲げモーメントの抑制効果が見られ、杭頭部での曲げモーメントを大きく抑制している。ただし、改良体下端部においては杭を固定するために、曲げモーメントが大きくなる傾向にある。これは、拘束圧が小さいことと、改良体が大きな塊としての慣性力を杭に与えたためだと考えられるが、実際の地盤では周囲の地盤の抵抗により改良体が自由に振動することはないため、定量的に改良効果を期待できると考えられる。
- ・ 杭周辺地盤が、加振に伴う杭の振動によって密になり、杭周辺部における地盤の受動土圧が増大し、杭の曲げモーメントが時間の経過とともに収束する傾向が全ケースで確認された。
- ・ 1 層の改良範囲が大きいブロック状改良よりも、1 層が薄く広範囲に改良した多段式改良のほうが改良効果は高いことが確認できた。
- ・ 改良体から離れている GL-0.375m（計測地点 8）においては、多少計測誤差はあるものの、ほぼ同じ挙動をしていると言える。

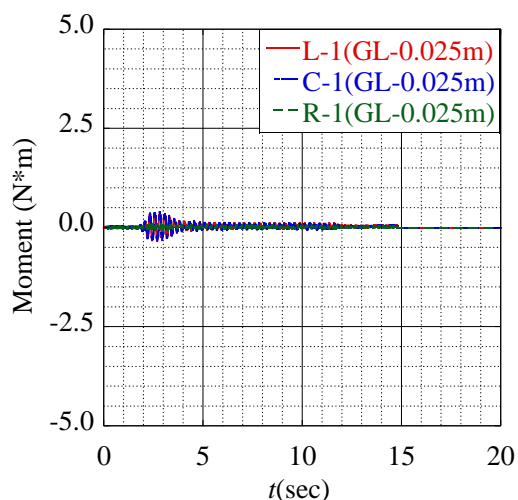
以上、種々の改良仕様における部分的な地盤改良を想定した 1G 場での振動台模型実験を行った結果、各改良仕様により杭基礎構造物に与える挙動の違いを明らかにした。しかし、1G 場での振動台実験では拘束圧が非常に小さく、また改良体自身が周囲の地盤を押しつけながら大きな慣性力を受けたと推測されるため、定量的な改良効果については比較を行うまでに至らなかった。よって、1G 場での振動台実験では改良効果については定性的な比較にとどめ、定量的な改良効果については、以降に示す数値解析によって比較を行う。



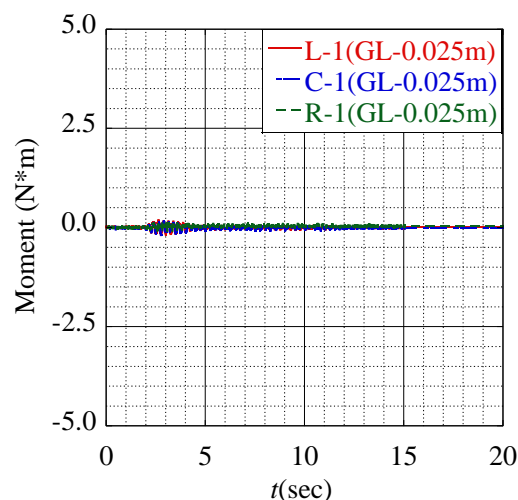
(a)Case 0 : 無補強



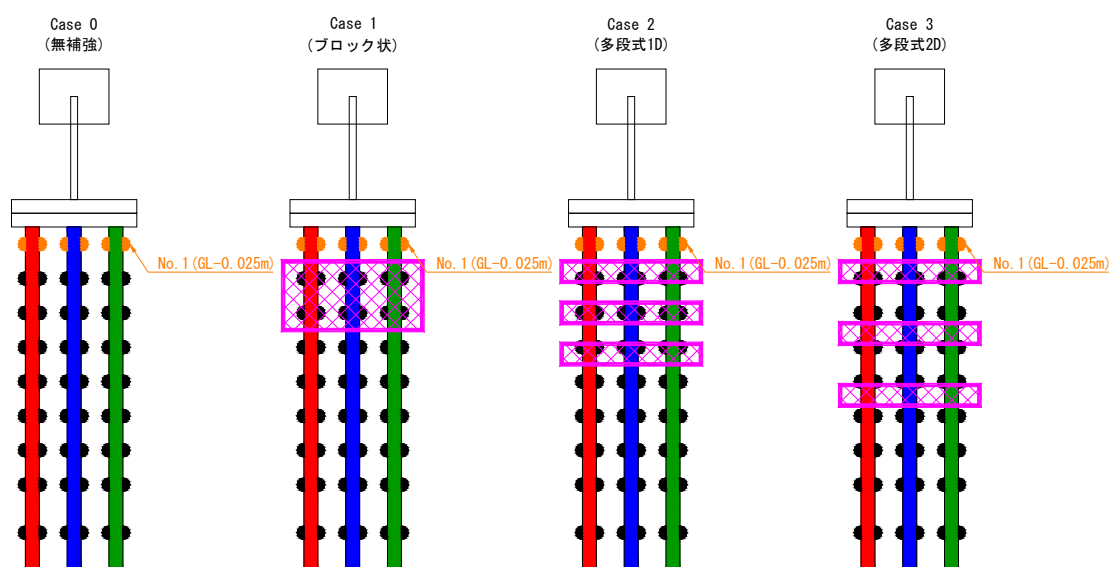
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

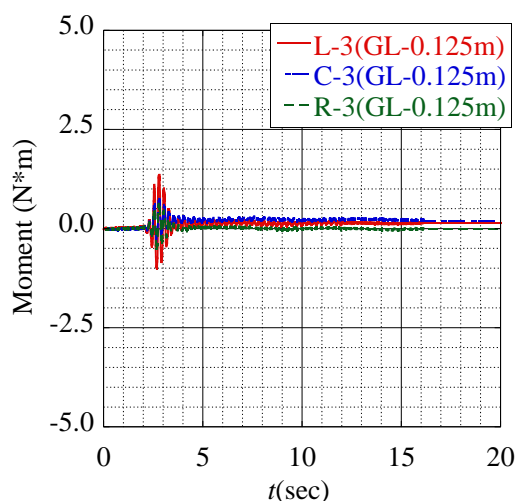


(d)Case 3 : 多段式改良(2D)

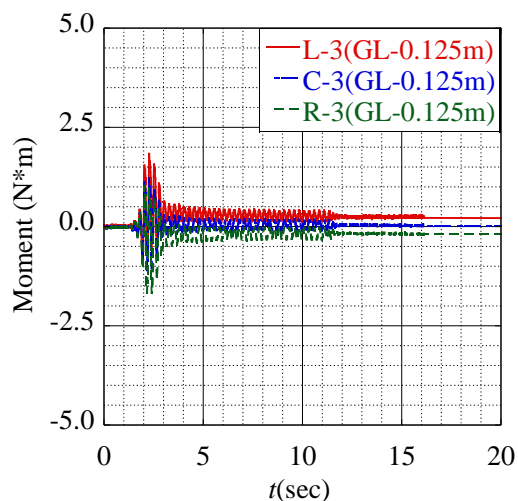


(e)応力計測地点

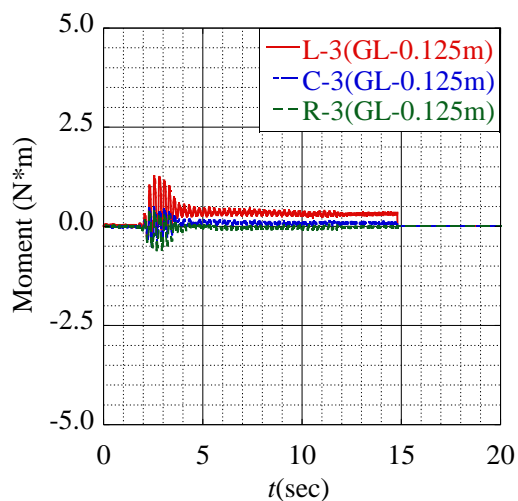
Fig. 2.2.24 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 1 : GL-0.025m)



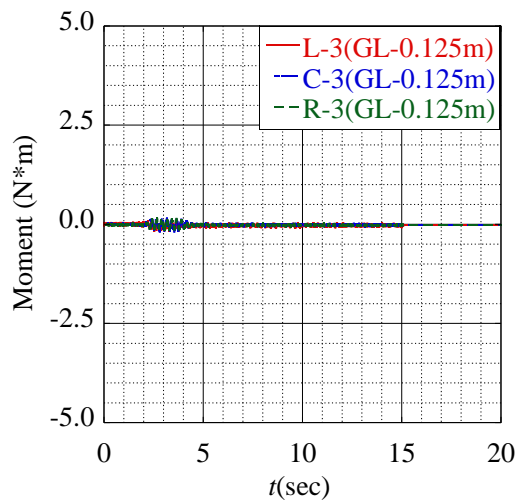
(a)Case 0 : 無補強



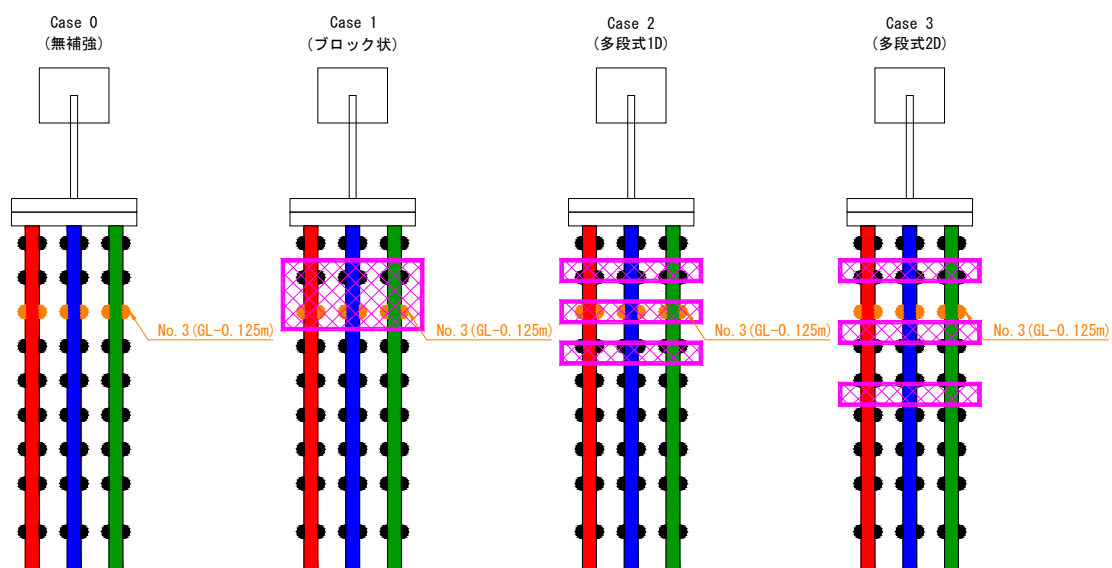
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

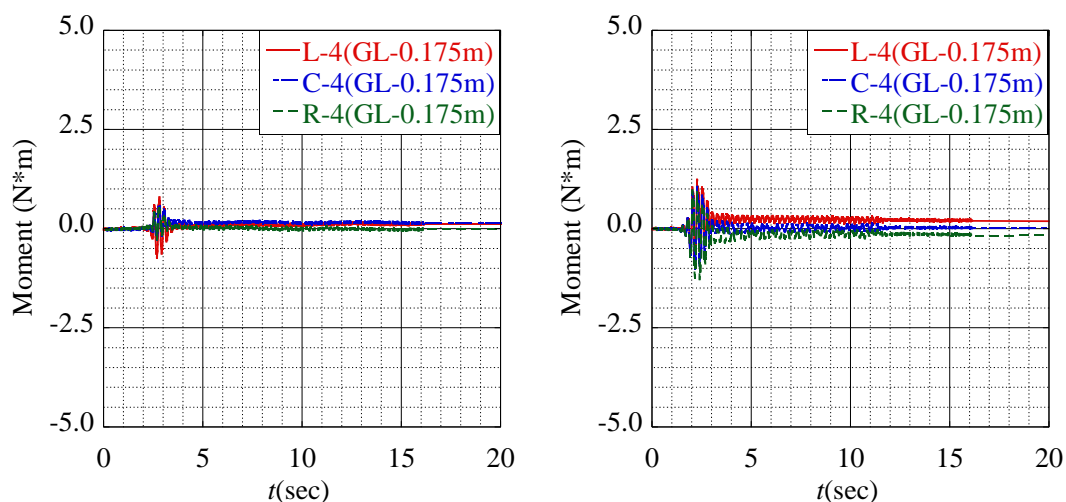


(d)Case 3 : 多段式改良(2D)



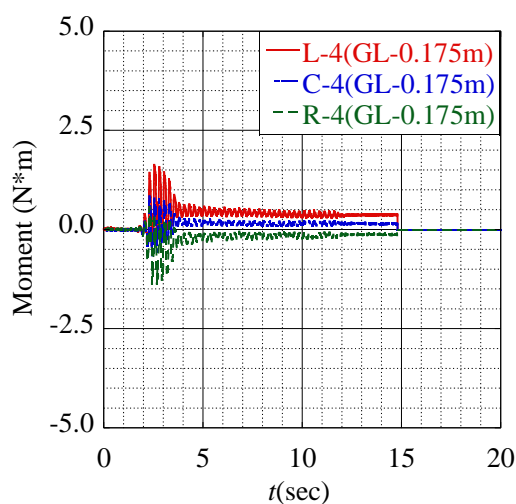
(e)応力計測地点

Fig. 2.2.25 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 3 : GL-0.125m)

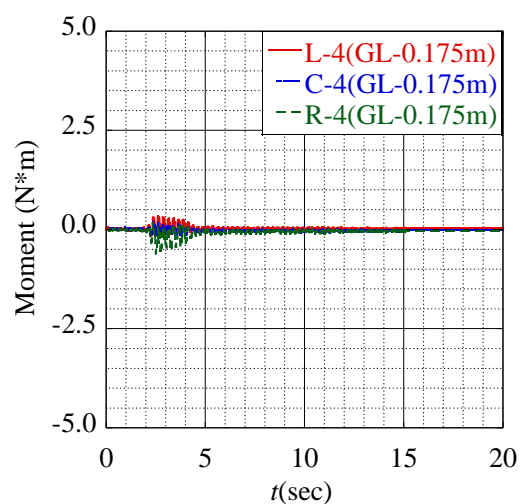


(a)Case 0 : 無補強

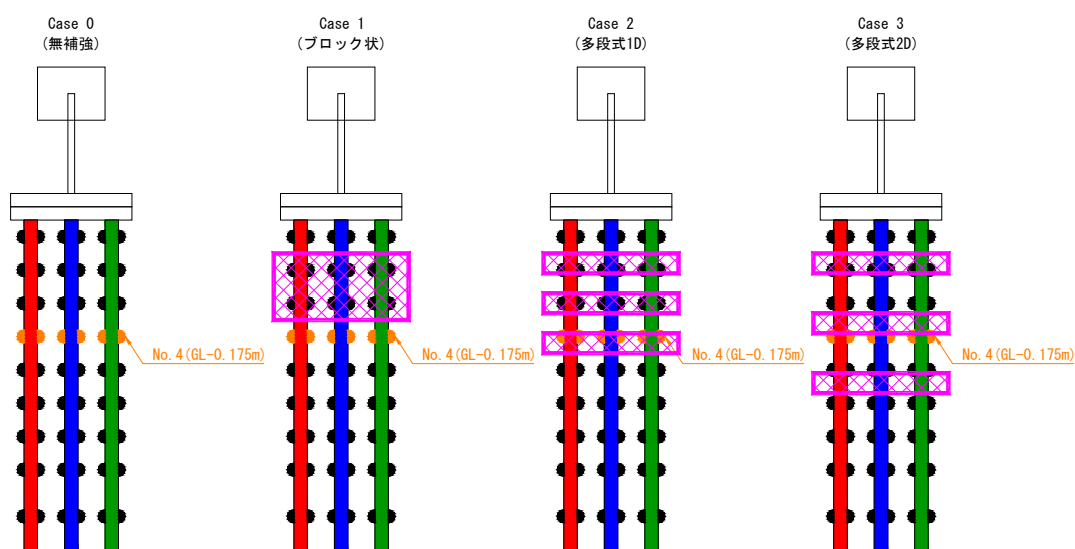
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

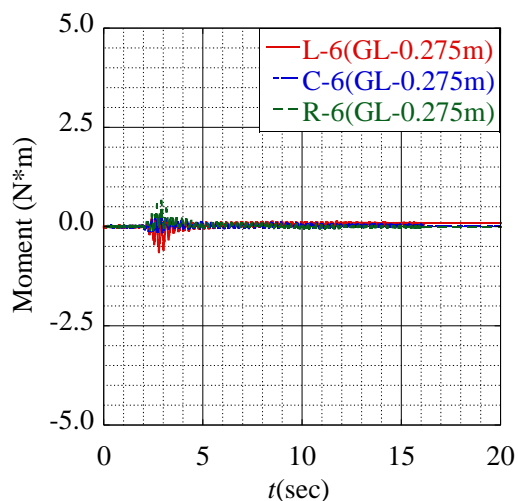


(d)Case 3 : 多段式改良(2D)

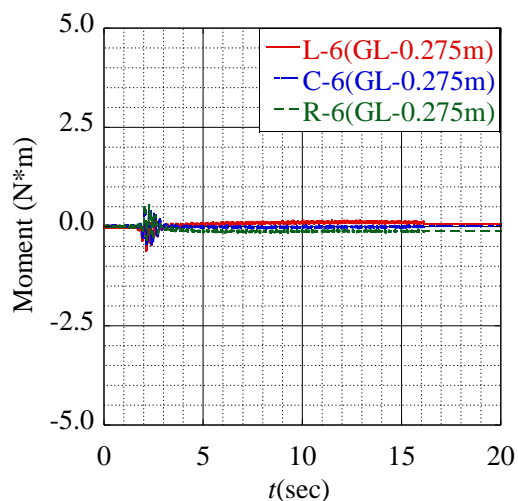


(e)応力計測地点

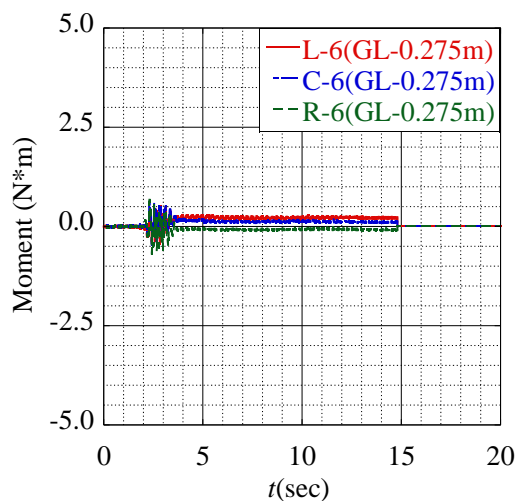
Fig. 2.2.26 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 4 : GL-0.175m)



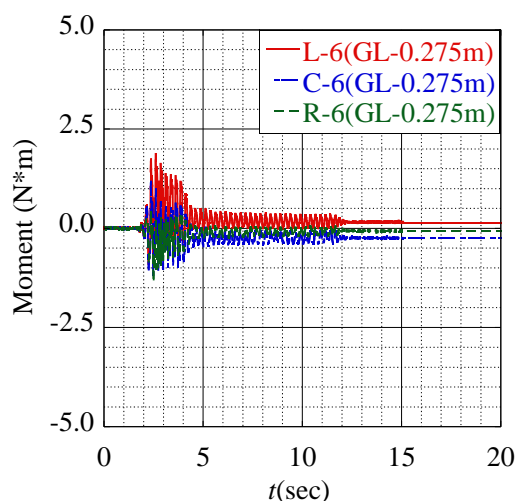
(a)Case 0 : 無補強



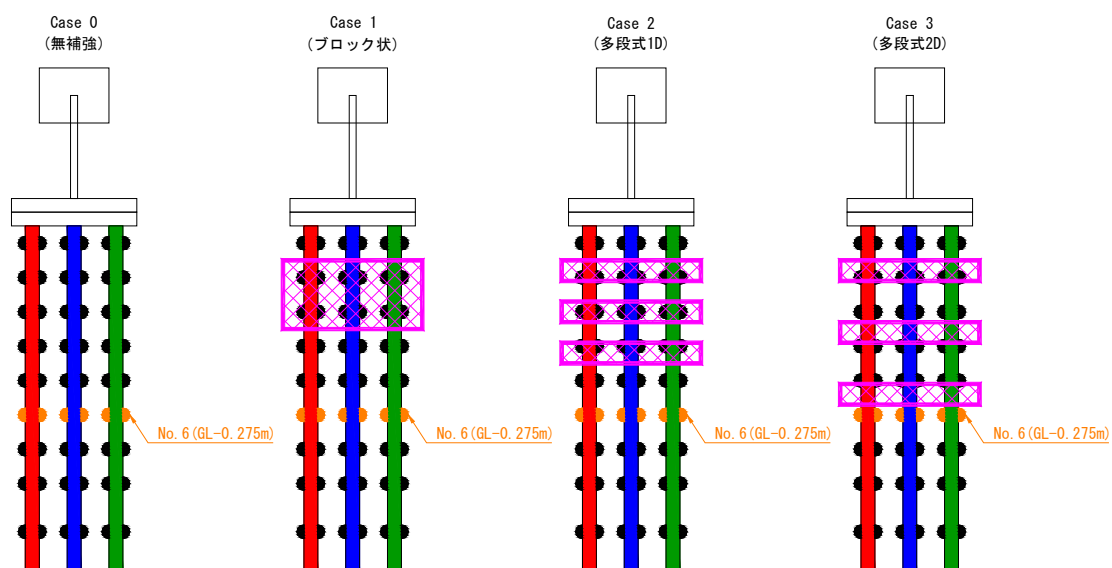
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

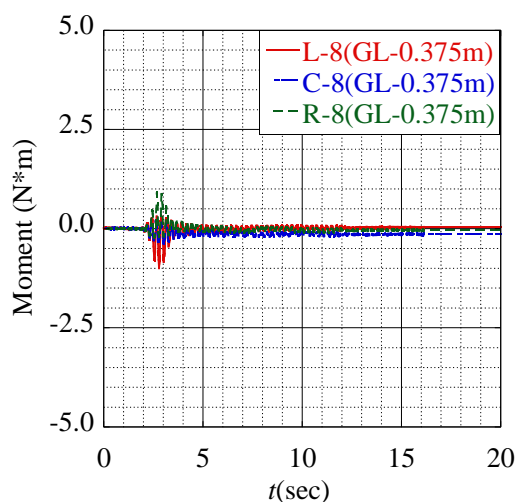


(d)Case 3 : 多段式改良(2D)

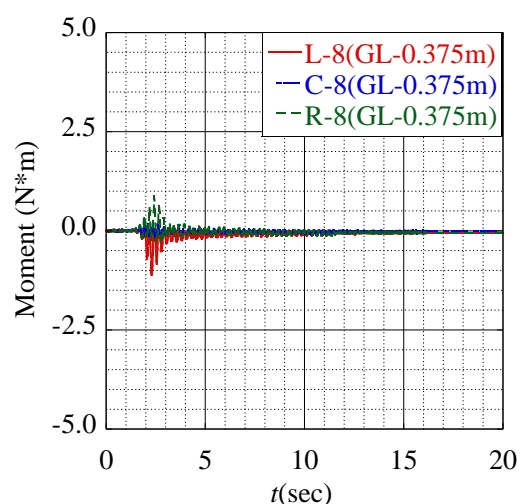


(e)応力計測地点

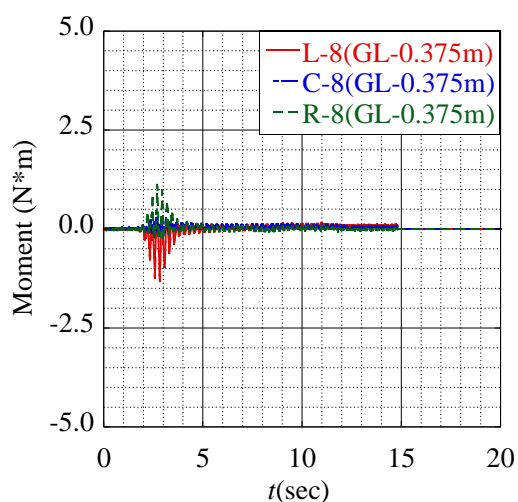
Fig. 2.2.27 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 6 : GL-0.275m)



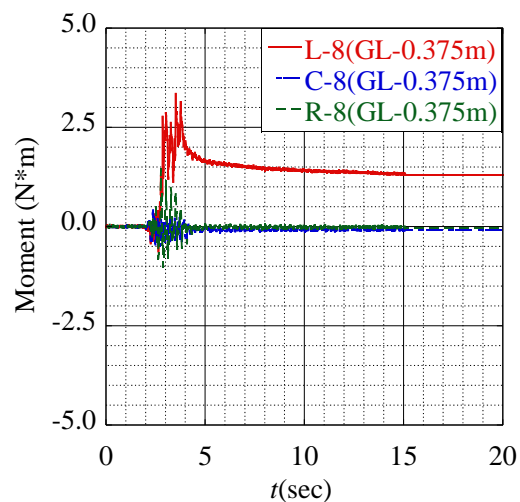
(a)Case 0 : 無補強



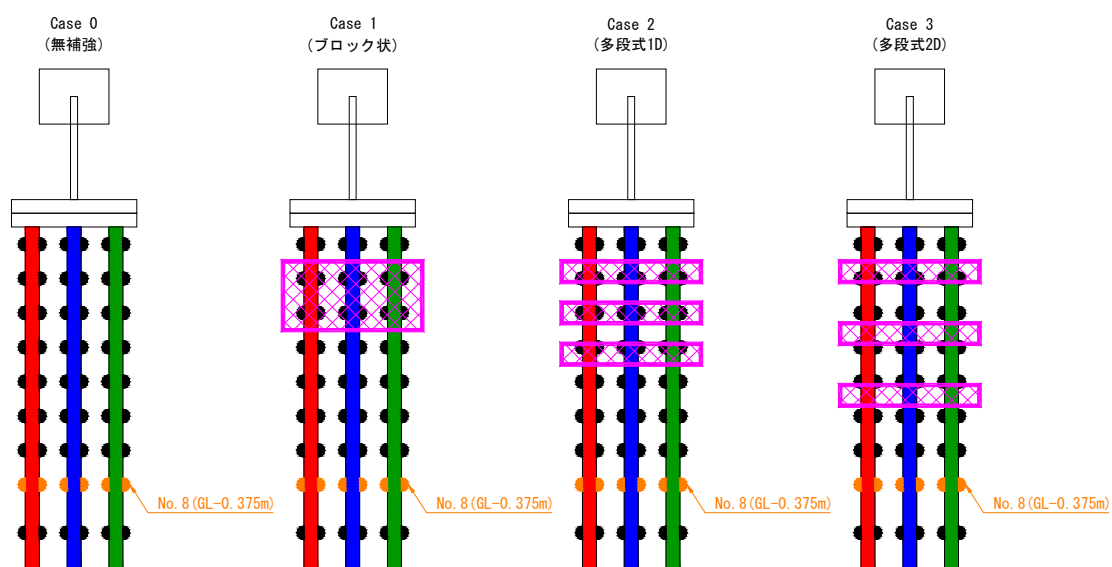
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)



(d)Case 3 : 多段式改良(2D)



(e)応力計測地点

Fig. 2.2.28 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 8 : GL-0.375m)



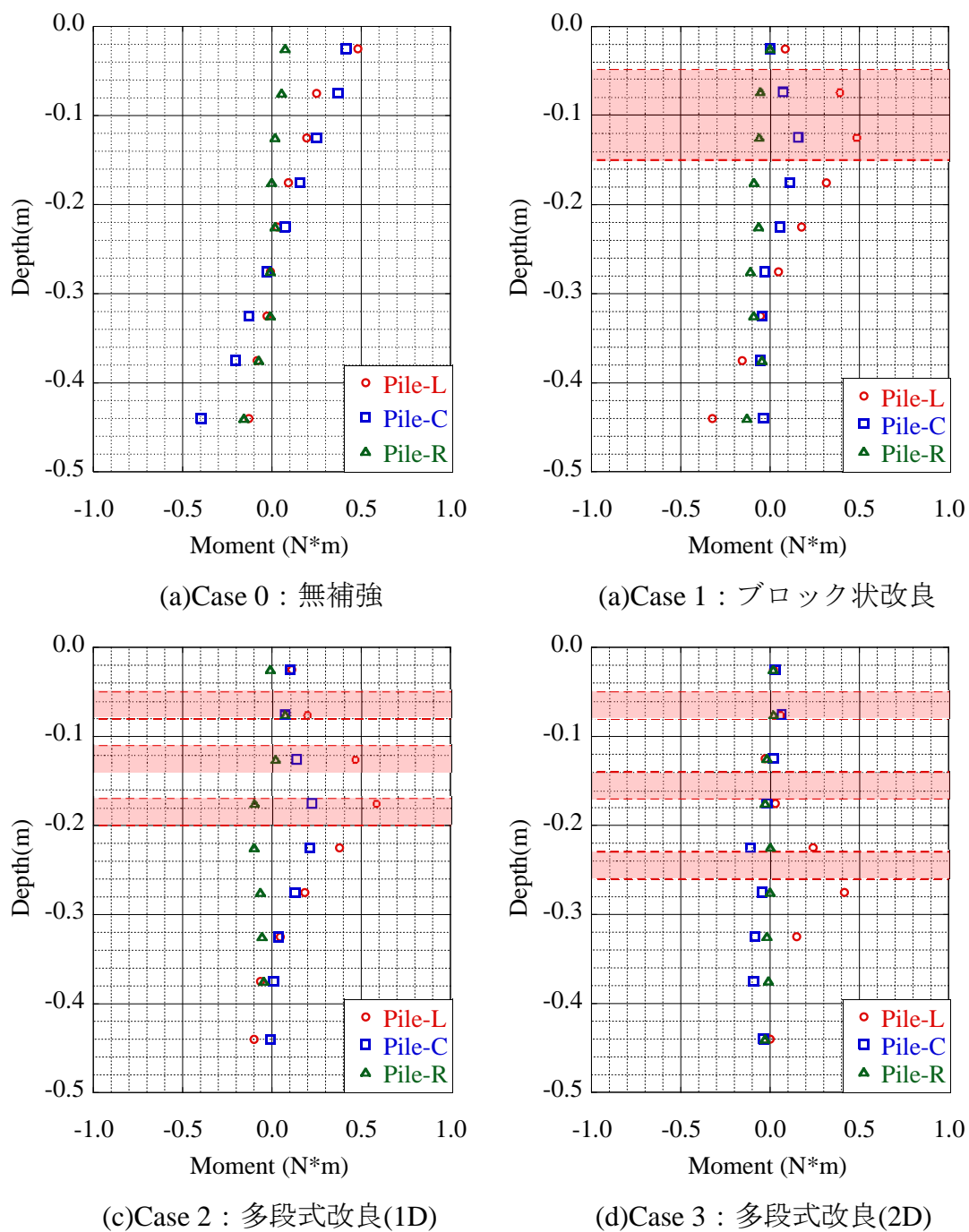


Fig. 2.2.29 最大曲げモーメントの比較



### 3. 動的有限要素解析を用いた杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証

#### 3.1 解析概要

2章では1G場での振動台実験装置を用いて、杭基礎周辺部の部分的な固化（地盤改良）による耐震補強について定性的な比較を行い、その効果を検証した。検証の結果、全ての改良仕様において杭頭部での曲げモーメントの抑制に成功し、また、多段式改良においては広範囲にわたり曲げモーメントの抑制に成功した。一方で、改良体下端部で固定端のような境界条件となり、また拘束圧の低い土層内で改良体に慣性力が生じるため、改良体下端部付近で曲げモーメントが大きくなる傾向にあった。

そこで本章では3次元条件下での弾塑性有限要素解析を行い、振動台実験結果と比較・検証を行うとともに、定量的に最大曲げモーメントの比較を行うことにより、その効果の検証を行う。

##### 3.1.1 解析モデル

###### 1) モデルの定式化

解析は回転硬化型弾塑性構成式「Cyclic mobility model (Zhang et al., 2007)」による土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES (Ye, 2007)」を用いる。「DBLEAVES」は、地盤－基礎－構造物の相互作用を扱う3次元の非線形動的有限要素解析プログラムであるDGPILE-3D (Zhang et al., 2002)に基づいて開発された繰返し静的・動的の土・水連成の境界値問題 (BVP) を解くことが可能なプログラムである。

ここで、「Cyclic mobility model」は土の力学挙動に大きな影響を与える土の密度や過圧密比、自然堆積過程に形成された構造、および各種応力履歴を受けることで発生した土の応力誘導異方性を一つのモデルでパラメータを変えことなく表現することを目的に開発された構成式である。また、杭については「AFD model」を用いている。AFD modelは、杭の軸力変動による曲げ剛性への影響や、鉄筋および、コンクリートの非線形性を考慮することが可能であるという利点を持つ。

Zhang et al.(2007)は下負荷面の概念(Hashiguchi et al., 1977)及び、上負荷面の概念(Asaoka et al., 1998)に基づき、Fig. 3.1.1 示す平均主応力  $p$  ～軸差応力  $q$  面上での新たな降伏曲面を提案した。このモデルの特徴の一つは限界状態線（以下 C.S.L）の勾配が異方性の発展によらず一定となり、楕円形の降伏曲面の扁平率が一定ではなく、サイクリックモビリティを示すような状態では異方性の大きさに依存して楕円の扁平率が変化する。すなわち応力誘導異方性が大きくなるほど、楕円の扁平率が大きくなることを特徴とする。ここで、 $\zeta$  軸 ( $\zeta < M$ ) はせん断履歴により、静水圧軸である  $p$  軸から  $\zeta_1$ ,  $\zeta_2$  へと変化する。

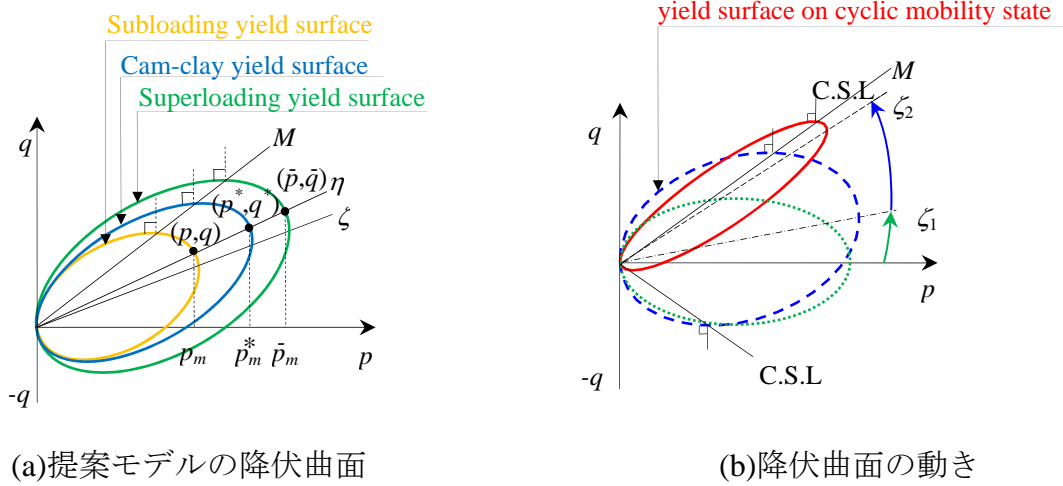


Fig. 3.1.1 Cyclic mobility model の降伏曲面

一般応力状態での下負荷面は次式のようにになる。

$$f = \ln \frac{p}{p_0^*} + \ln \frac{M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}}{M^2 - \zeta^2} + \ln R^* - \ln R - \frac{\varepsilon_v^p}{C_p} = 0 \quad (3.1.1)$$

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{ii}, \quad q = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}}, \quad S_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij} \quad (3.1.2)$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \hat{\eta}_{ij} \hat{\eta}_{ij}}, \quad \hat{\eta}_{ij} = \eta_{ij} - \beta_{ij}, \quad \eta_{ij} = \frac{S_{ij}}{p} = \frac{\sigma_{ij} - p \delta_{ij}}{p} \quad (3.1.3)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{3}{2} \eta_{ij} \eta_{ij}}, \quad \zeta = \sqrt{\frac{3}{2} \beta_{ij} \beta_{ij}}, \quad C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \quad (3.1.4)$$

$$\begin{cases} p = R \bar{p} \\ q = R \bar{q} \end{cases}, \quad 0 < R \leq 1, \quad R = \frac{1}{\text{OCR}} \quad (3.1.5)$$

$$\begin{cases} p^* = R^* \bar{p} \\ q^* = R^* \bar{q} \end{cases}, \quad 0 < R^* \leq 1 \quad (3.1.6)$$

ここで、 $(p, q)$ ,  $(p^*, q^*)$ ,  $(\bar{p}, \bar{q})$  は Subloading yield surface, Cam-clay yield surface, Superloading yield surface 上での平均主応力と軸差応力であり、 $p_0^*$  は初期基準状態での  $p_m^*$  (Fig. 3.1.1),  $S_{ij}$  は偏差応力テンソル,  $\beta_{ij}$  は異方性応力テンソルである。ここで、適合条件式は以下のようにになる。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} + \frac{1}{R^*} dR^* - \frac{1}{R} dR - \frac{1}{C_p} d\varepsilon_v^p = 0 \quad (3.1.7)$$

## 2) 応力誘導の異方性応力テンソルの発展則

応力誘導異方性は過去の応力履歴に依存し、特に砂のような粒状体において、粒子の配列が土の挙動、特にせん断強度だけではなく、ダイレタンシーにも多大な影響を与える。砂がサイクリックモビリティの挙動を示すと、非排水せん断過程において、せん断方向が変わると、砂の体積変化特性が急激にせん断膨張から圧縮、あるいは圧縮から膨張に転じることによって、間隙水圧が急激に変化し（非排水の場合は体積変化が許されない）、平均有効応力が増減する。これは明らかに限界状態線(C.S.L)の付近において、応力誘導異方性が発達していて、その変化も激しくなることを意味する。従って、異方性応力比 $\zeta$ が C.S.L の勾配  $M$  を上回らないよう、応力誘導異方性テンソルの発展則は以下のように定式化される。ここで、 $b_r$ は応力誘導異方性の発展速度である  $d\beta_{ij}$  の大きさをコントロールするパラメータである。

$$d\beta_{ij} = \Lambda \frac{\sqrt{6}Mb_r(M - \zeta)\hat{\eta}_{ij}}{C_p(M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2})p} \quad (3.1.8)$$

## 3) 構造喪失の発展則

Asaoka et al.(1998)は合理性に富んだ構造喪失の発展則を提案しており、その概念をそのまま利用する。ただし、異方性の影響を考慮する必要があるので、構造喪失の発展則  $dR^*$ は次式になる。ここで、 $a$  は構造  $R^*$ の喪失速度である  $dR^*$ の大きさをコントロールするパラメータである。

$$dR^* = \Lambda \frac{2aMR^*(1 - R^*)\eta^*}{C_p(M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2})p} \quad (3.1.9)$$

## 4) 過圧密比解消の発展則

今まで提案されてきた下負荷面を用いている構成式の多くにおいて、過圧密比の増大は弾性除荷時に下負荷面が小さくなることによりのみ表現されてきたが、室内試験において、砂がサイクリックモビリティ領域に入ると、繰返しせん断過程において応力経路が V の字のようになり、有効応力がゼロに近づき、過圧密比が増加する現象が見られる。Cyclic mobility model は過圧密の変化速度を塑性ストレッチングテンソルと応力誘導異方性の二つの要因によってコントロールしている。過圧密の発展則は次式で表される。ここで、 $m$  は過圧密の解消速度である  $dR$  の大きさコントロールするパラメータである。

$$dR = \Lambda \frac{-m \cdot M \ln R \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M^2 - \eta^2)^2}}{C_p(M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2})p} \left\{ \frac{(p/p_0)^2}{(p/p_0)^2 + 1} \right\}^2 + R \frac{\eta}{M} \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} \quad (3.1.10)$$

### 5) Cyclic mobility model の特徴

- ① 土の力学挙動を表現している 8 つのパラメータの内、5 つのパラメータ ( $\lambda$ ,  $k$ ,  $M$ ,  $N$ ,  $\nu$ ) はカムクレイモデルと全く同じであり、室内三軸試験により決められる。他の 3 つのパラメータ ( $a$ ,  $m$ ,  $b_r$ ) はそれぞれ構造喪失の速度、過圧密解消の速度、および応力誘導異方性の発展速度をコントロールするパラメータである。実験結果より、サイクリックモビリティ状態では応力比が C.S.L の勾配とほぼ同じであり、異方性応力は  $\zeta < M$  を常に満足させ、決して C.S.L を超えない。
- ② 塑性圧縮と塑性膨張の境界である限界状態線はいかなる載荷過程での有効応力経路において不変である。
- ③ 緩い砂の場合はサイクリックモビリティなしで液状化が起きるが、中密の砂の場合はサイクリックモビリティが起きながら液状化に至る。サイクリックモビリティを伴った液状化は主に応力誘導異方性の発展によって引き起こされる。一方、密な砂は液状化が起きにくい。これらの密度の異なる砂の全ての挙動は同じ材料パラメータを用いて表現できる。
- ④ 過剰間隙水圧が消散した後に強い動作を受けた場合に、再び液状化する現象も表現できる。
- ⑤ 応力誘導異方性の発達速度は、砂質土のサイクリックモビリティ発生までの繰り返し回数に影響を及ぼす。異方性の発達速度が速ければ速いほど、土のサイクリックモビリティがより起きやすくなる。

### 3.1.2 解析条件

Fig. 3.1.2 に数値解析に用いた有限要素解析メッシュ（節点数 23690, 要素数 21132）を示す。地盤は、乾燥状態の均一な豊浦砂とし、対称性を考慮して半断面の 3D メッシュとした。地盤寸法は、実験に用いたせん断土槽と同様の幅 1.2m, 奥行き 1.0m(0.5m), 地盤高さ 0.5m をモデル化し、フーチング、および上部工構造物についても実験と同様の寸法でモデル化している。

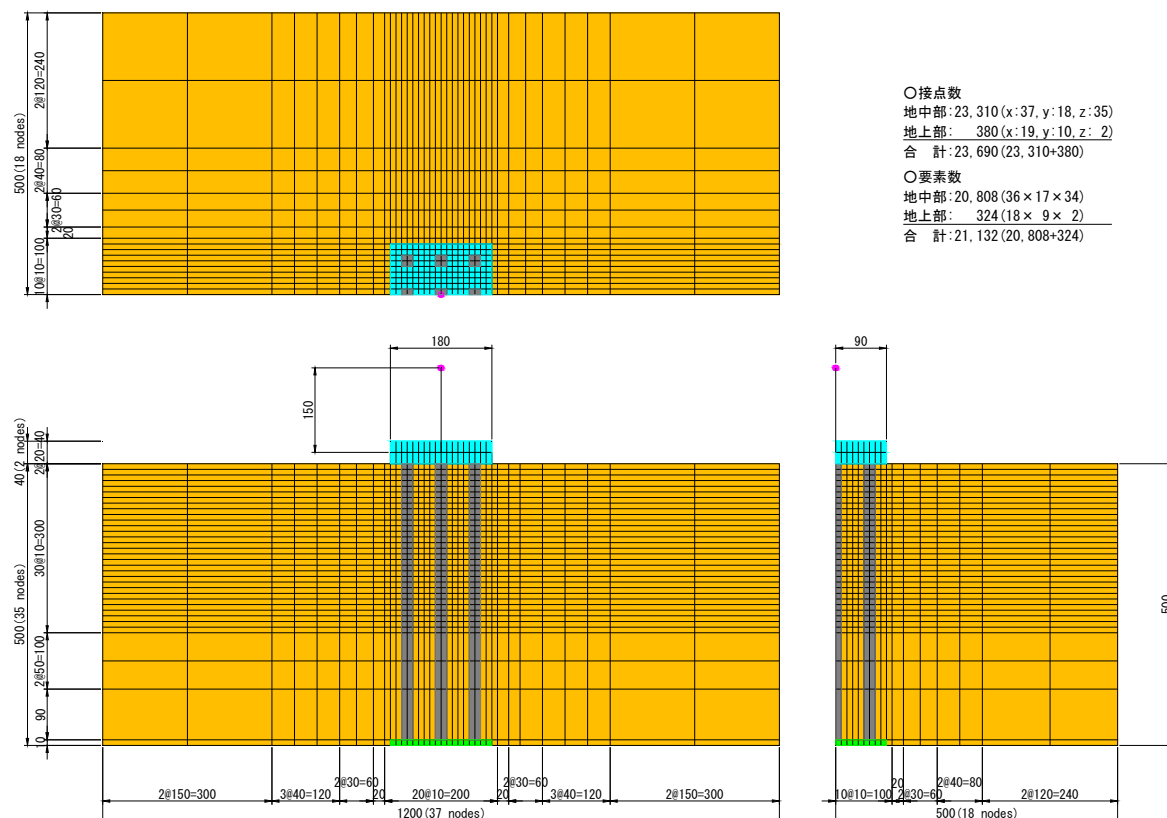


Fig. 3.1.2 解析メッシュ

- 地盤

底面                      全方向変位：固定 ( $x, y, z$ ), 全回転角：固定 ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ )

左・右側面              全方向変位：等変位 ( $x_L = x_R, y_L = y_R, z_L = z_R$ )

前・後面                 $y$  方向変位：固定

- フーチングおよび杭

前面                       $y$  方向変位：固定

ただし、半断面として解析を行うため、杭の半断面境界では載荷によりねじれが生じてしまう。そのため手前の杭（3本）は回転角： $\theta_x$  固定としている。また、杭下端については回転角： $\theta_z$  のみの回転固定とした。

### 3.1.3 解析パラメータ

#### 1) 地盤材料パラメータ

地盤材料パラメータは回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model を用いて、が実施した豊浦標準砂の排水三軸圧縮試験（Nakai and Hinokio ., 2007）に基づいて行った要素シミュレーションより決定した。ここで、密度と初期間隙比については、予備実験より得られた結果を用いた。複数回の予備実験より、平均相対密度は  $D_r=80\%$  であったため、過圧密比については、豊浦標準砂を用いて行った三軸試験結果から推測される「相対密度と過圧密比の関係」より算出した値（相対密度 80% に対する  $OCR \approx 7.5$ ）を用いている。Table. 3.1.1 に地盤材料のパラメータを示す。ここで、杭下端治具はアルミニウム製であるため弾性体（ $E=1.0 \times 10^7 \text{ kPa}$ ）としてモデル化した。

Table. 3.1.1 材料パラメータ（地盤材料）

名称	豊浦標準砂
Compression index $\lambda$	0.0500
Swelling index $\kappa$	0.0064
Stress ratio at critical state $M$	1.302
Void ratio $e_0$ ( $p'=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	0.870
Poisson's ratio $\nu$	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state $m$	0.100
Degradation parameter of structure $a$	2.200
Evolution parameter of anisotropy $b_r$	1.500
wet unit weight $\gamma_t (\text{kN/m}^3)$	15.47
(under water)	( 5.47)
Permeability $k$ (m/sec)	5.77E-4
Initial structure $R_0^*$	0.800
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	3.000
Initial anisotropy $\zeta_0$	0.000

## 2) 杭の材料パラメータ

杭は AFD モデル、およびハイブリッド要素を用いてモデル化した。ここで実験には、杭の模型として直径 2cm、厚さ 1mm のアルミパイプを用いたため、入力条件上は、コンクリートの断面係数の非常に小さい RC 杭としてモデル化した。杭の寸法を Table. 3.1.2 に示し、Table. 3.1.3, Table. 3.1.4 に杭の材料パラメータ (Column 要素, Beam 要素) を示す。フーチングはアルミ製であるため、弾性体 ( $E=7.0 \times 10^7 \text{kPa}$ ) とした。

Table. 3.1.2 杭の寸法

Parameter of Aluminum Piles		Value
Elastic modulus	$E(\text{kPa})$	7.0E+07
Thickness	$t(\text{m})$	0.001
Outer diameter	$D(\text{m})$	0.020
Pile length	$L(\text{m})$	0.500
Density	$\rho(\text{t/m}^3)$	2.700

Table. 3.1.3 材料パラメータ (杭の Column 要素)

Column element		Value
Elastic modulus	$E(\text{kPa})$	1.42E+06
Poisson's ratio	$\nu$	0.330
Density	$\rho(\text{t/m}^3)$	0.040

Table. 3.1.4 材料パラメータ (杭の Beam 要素)

Beam element		Value
Elastic modulus of concrete	$E(\text{kPa})$	1.0
Compressive strength of concrete	$\sigma_c(\text{kPa})$	2.5E+04
Tension strength of concrete	$\sigma_t(\text{kPa})$	2.5E+03
Poisson's ratio of concrete	$\nu$	0.2
Elastic modulus of steel	$E(\text{kPa})$	6.3E+07
Yield strength of steel	$\sigma_y(\text{kPa})$	5.0E+04
Poisson's ratio of steel	$\nu$	0.3
Number of steel	-	32
Covering depth of concrete	$d_c(\text{m})$	0.0005
Density	$\rho(\text{t/m}^3)$	2.430

### 3) 上部工構造物の材料パラメータ

橋梁については橋脚部をトリリニアモデル、橋脚より上部の桁、および床版等による重量物（以下、上部工）は質点によりモデル化した。実験では、橋脚は直径 2cm のアルミニウムパイプ、上部工には約 6kg の鉄塊を用いたため、解析でも同様の物性値を用いて再現する。ここで上部工として 6kg の質点を与え、橋脚を対象としたトリリニアモデルに用いる剛性低下係数はアルミ板の  $M-\phi$  関係により求めた。トリリニアモデルは、Fig. 3.1.3 に示すような  $M-\phi$  関係を示す材料に用いられ、アルミでは  $M_y = M_u$  となるため、剛性低下係数  $\alpha_2$  を非常に小さい値 (0.0001) とした。また、剛性低下係数  $\alpha_1$  は  $M_y = 0.9M_u$  として計算により求め、 $\alpha_1 = 0.4239$  とした。

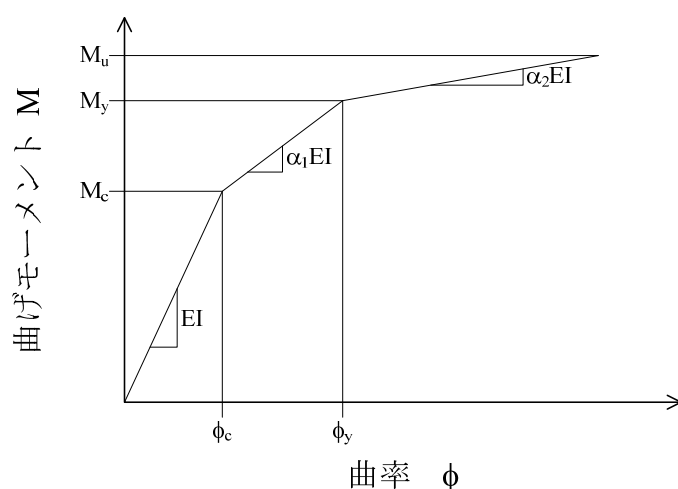


Fig. 3.1.3 トリリニアモデル

### 4) 改良体の材料パラメータ

実験に用いた改良体はソイルセメント（土＋セメント）であり、解析では Table. 3.1.5 に示す弾性体としてモデル化した。なお、Table. 3.1.5 の材料パラメータは一軸圧縮強度試験等により得られたものである。

Table. 3.1.5 材料パラメータ（改良体：ソイルセメント）

Parameter of Soil Cement		Value
Elastic modulus	$E(\text{kPa})$	1.0E+05
Poisson's ratio	$\nu$	0.2
Density	$\rho (\text{t/m}^3)$	1.99



### 3.1.4 解析ケース

解析に用いた入力加速度は実際に振動台実験で得られた入力加速度（無補強）を用いた。入力加速度を Fig. 3.1.4 に示す。また、解析ケースは Fig. 3.1.5 に示す振動台実験と同様の4 ケースとした。以下にメッシュ図を示す。

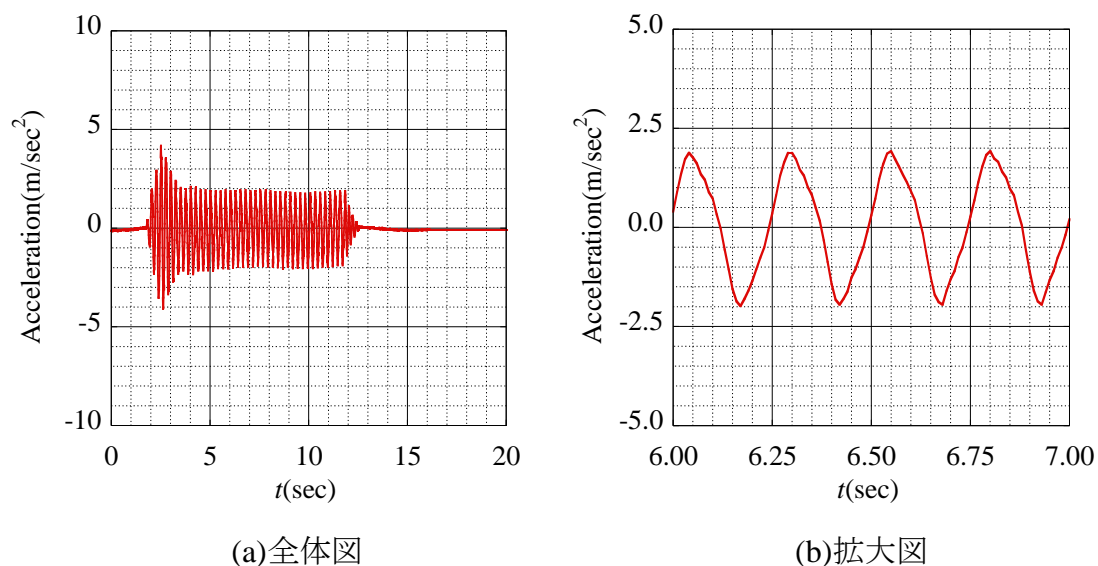


Fig. 3.1.4 入力加速度

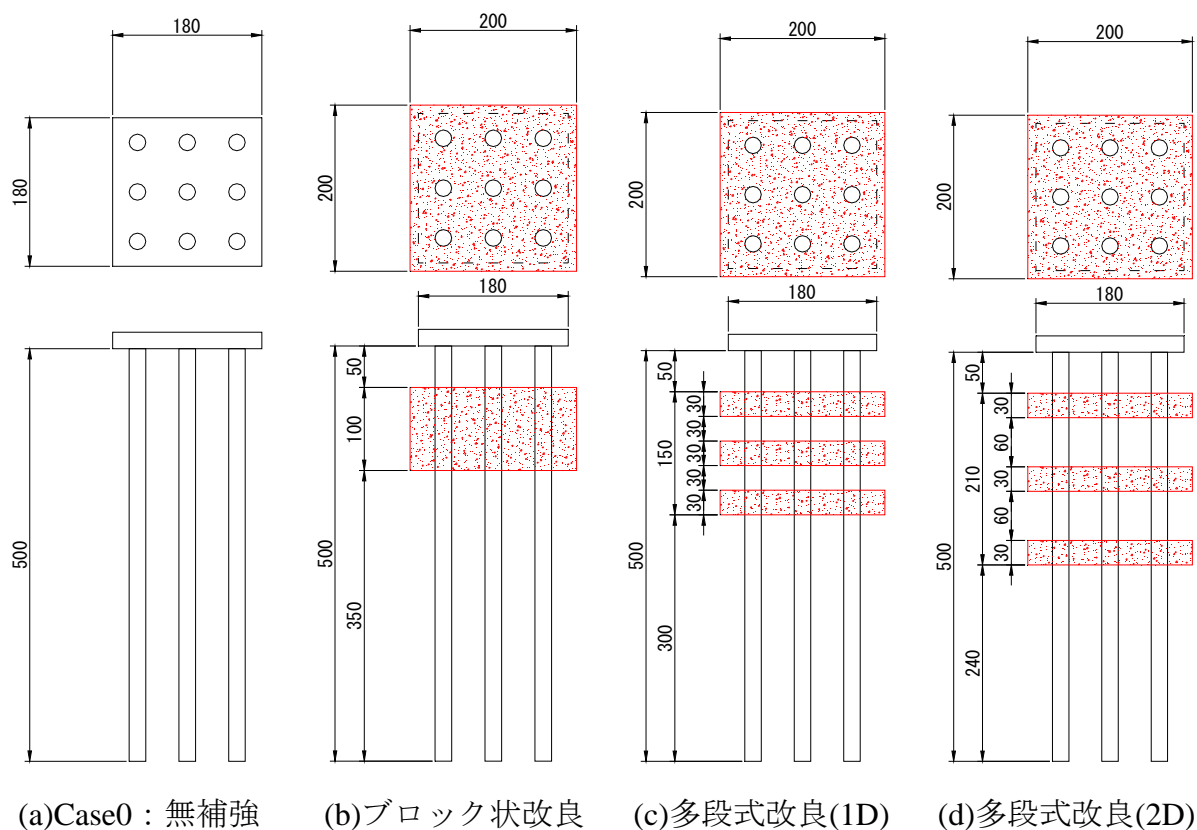


Fig. 3.1.5 解析ケース

## 杭

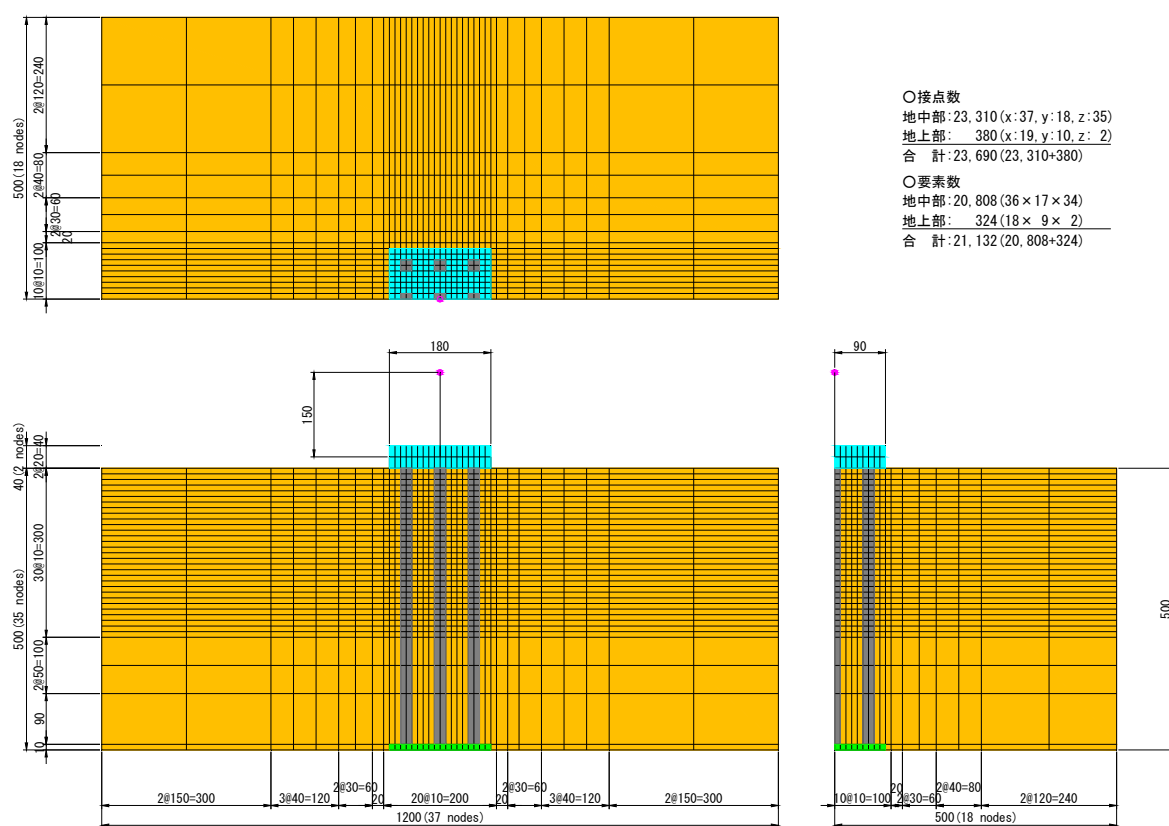
長さ  $l=0.50\text{m}$ 

Fig. 3.1.6 解析メッシュ：無補強

● Case 1 : ブロック状改良

改良天端

GL-0.05m

改良下端

GL-0.15m

改良層厚

$D=0.10\text{m}$

改良範囲

□ $0.20\text{m}\times 0.20\text{m}$

改良率

$a_s=100\%$

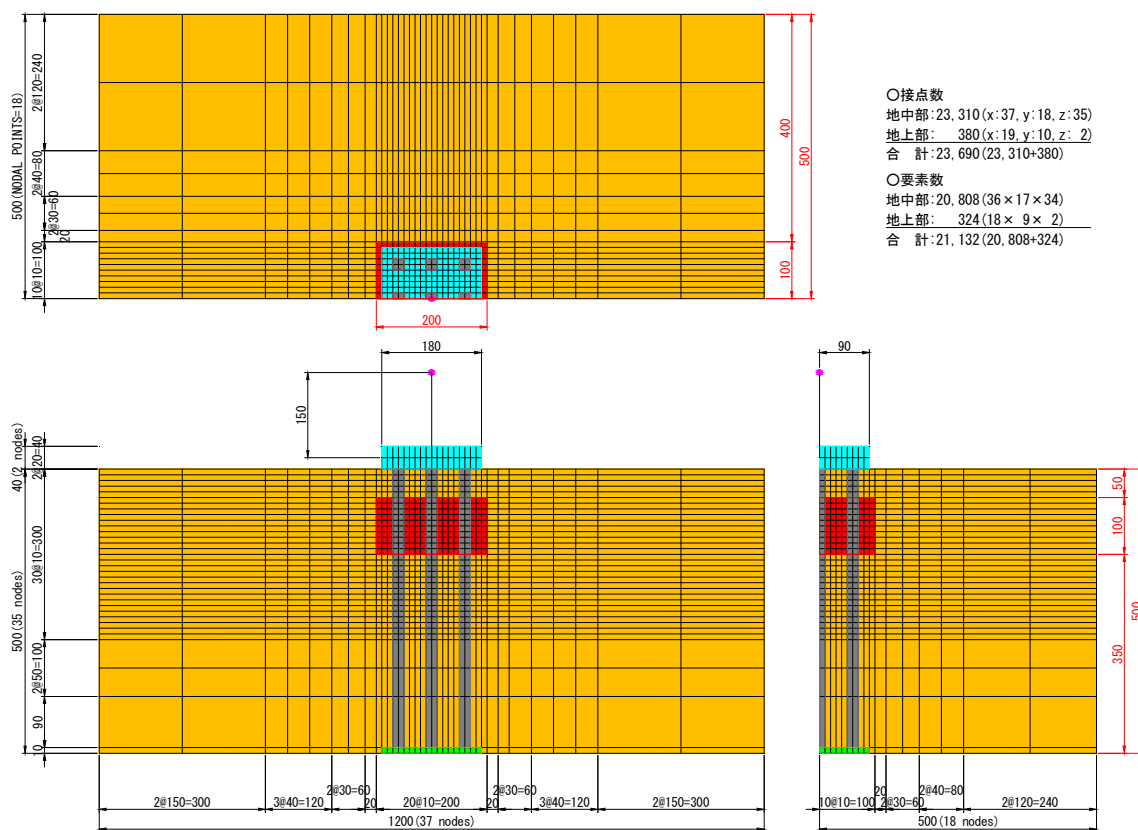


Fig. 3.1.7 解析メッシュ：ブロック状改良

● Case 2：多段式改良（改良体間隔 1D）

改良天端

GL-0.05m

改良下端

GL-0.20m

改良層厚

$D=0.03\text{m} \times 3$  段

改良範囲

$\square 0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$

改良率

$a_s=100\%$  ( $a_s'=60.0\%$ )

$$a_s' = \frac{0.03 \times 3}{0.03 \times 3 + 0.03 \times 2} \times 100$$

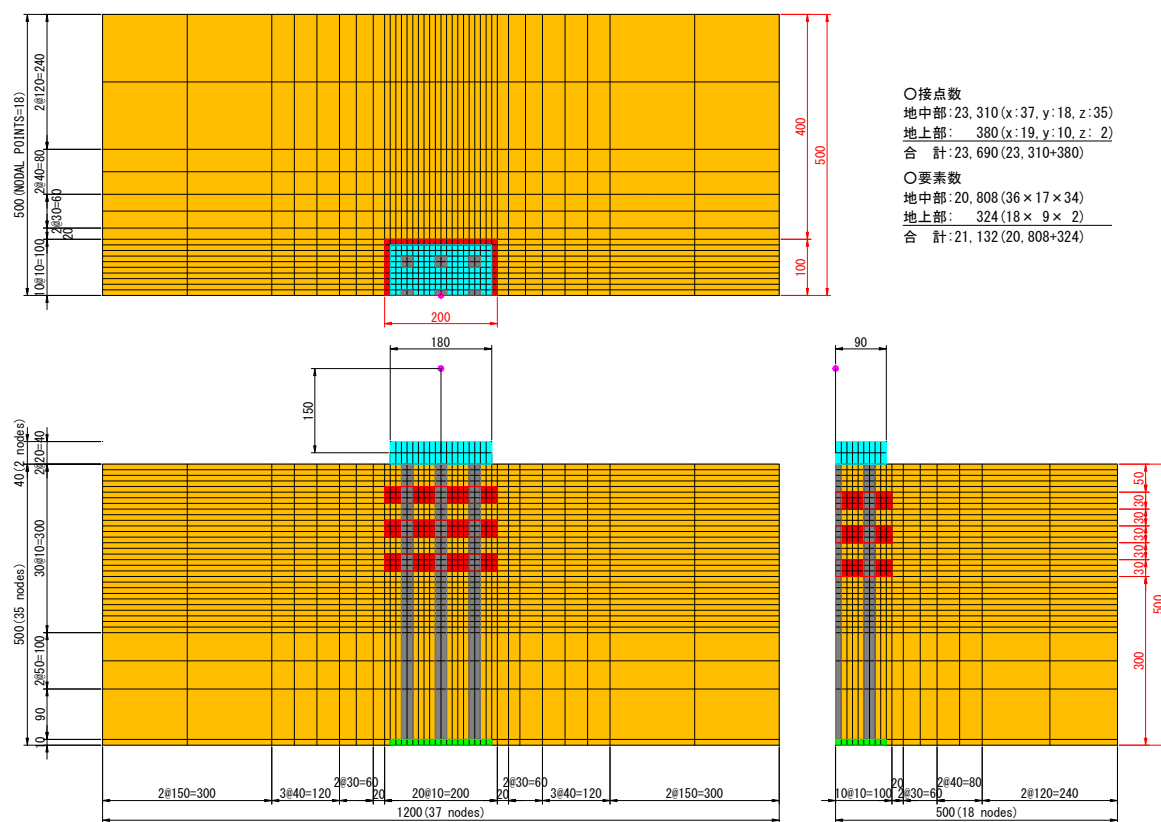


Fig. 3.1.8 解析メッシュ：多段式改良（1D）

● Case 3 : 多段式改良 (改良体間隔 2D)

改良天端

GL-0.05m

改良下端

GL-0.26m

改良層厚

$D=0.03\text{m} \times 3$  段

改良範囲

$\square 0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$

改良率

$a_s=100\%$  ( $a_s'=42.9\%$ )

$$a_s' = \frac{0.03 \times 3}{0.03 \times 3 + 0.06 \times 2} \times 100$$

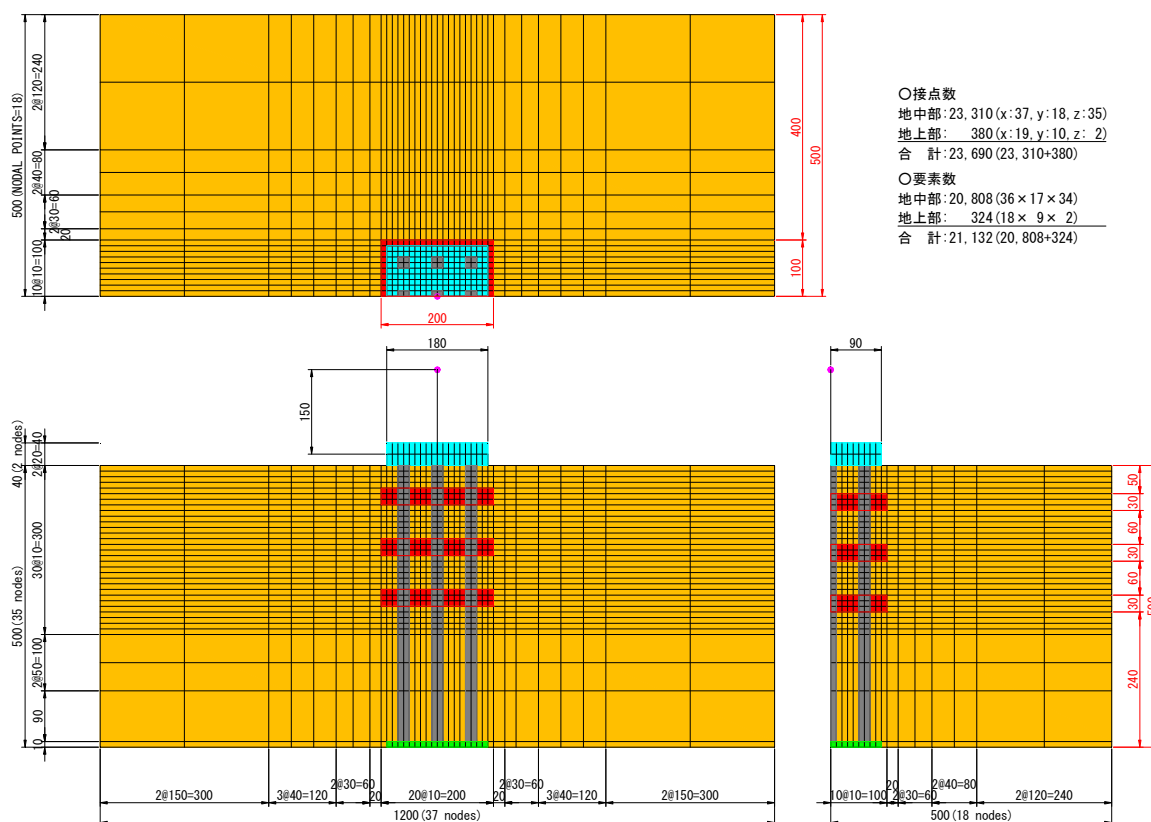


Fig. 3.1.9 解析メッシュ：多段式改良 (2D)

## 3.2 解析結果と考察

### 3.2.1 応答加速度（Case 0：無補強）

Fig. 3.2.1, Fig. 3.1.4（再掲）に加速度の計測地点，及び入力加速度（振動台上で計測された加速度）を示す。また，Fig. 3.2.2 に地点別の応答加速度を示す。

地盤内の中央（A）と端部（B）での応答加速度を比較すると，両者はほぼ一致していることがわかる。計測地点 A（中央）と計測地点 B（端部）の応答加速度を比較すると，実験結果と同様に同深度における両者の挙動はほぼ一致している。

次に深度別の応答加速度を Fig. 3.2.3 に示す。実験結果と同様に応答加速度の大きさは  $GL-0.40m < GL-0.10m < \text{上部工構造物}$  の順に大きくなっており，計測深度が浅くなるほど応答加速度が増幅されていることがわかる。以上の結果より，解析結果は実験結果と同様の傾向が得られた。

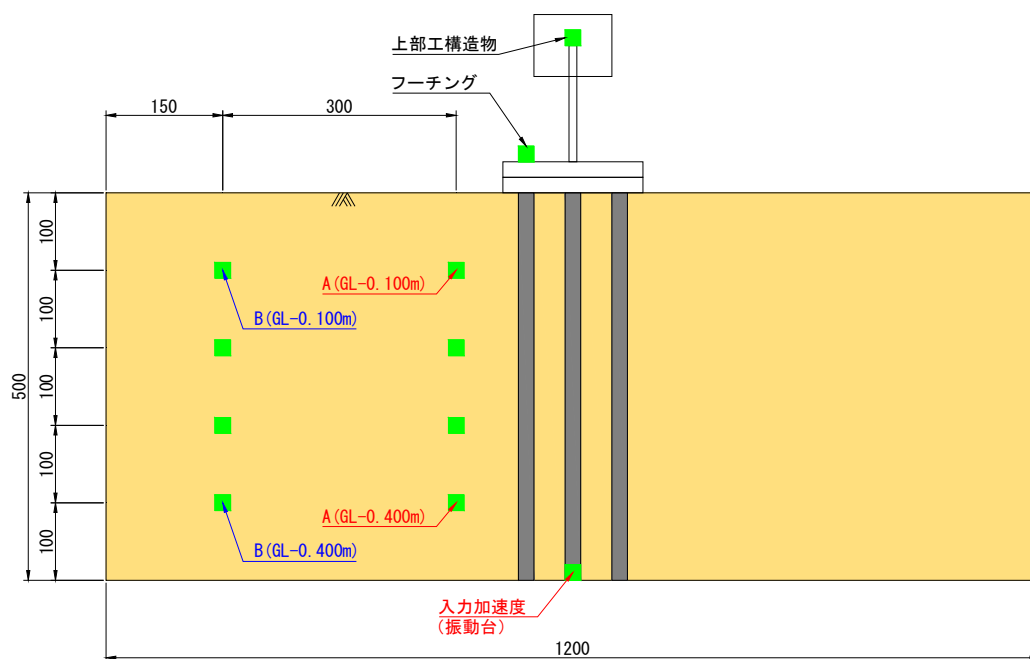


Fig. 3.2.1 加速度の計測地点

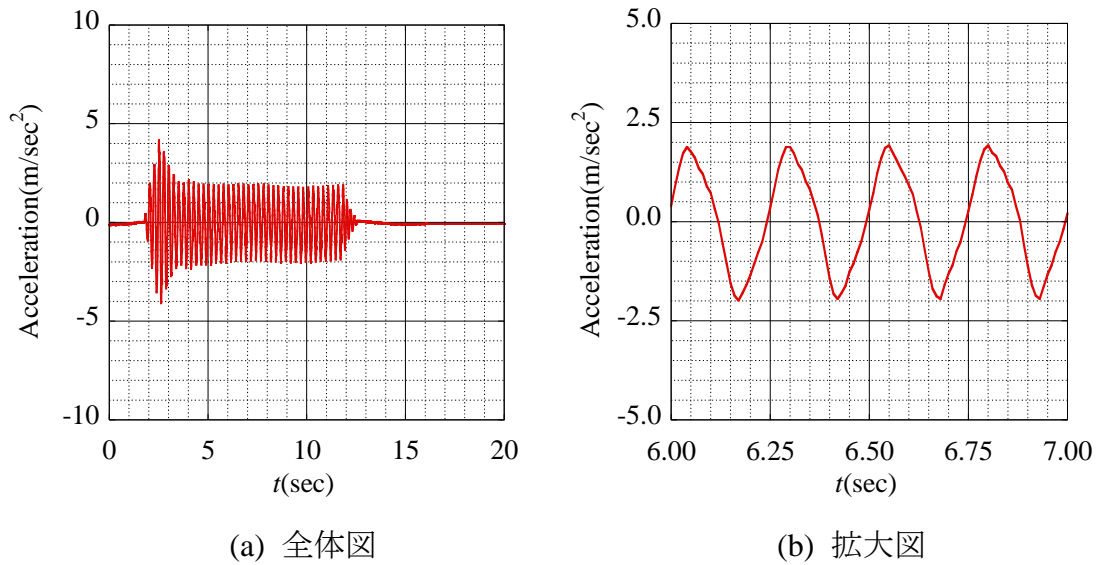


Fig. 3.1.4 入力加速度（再掲）

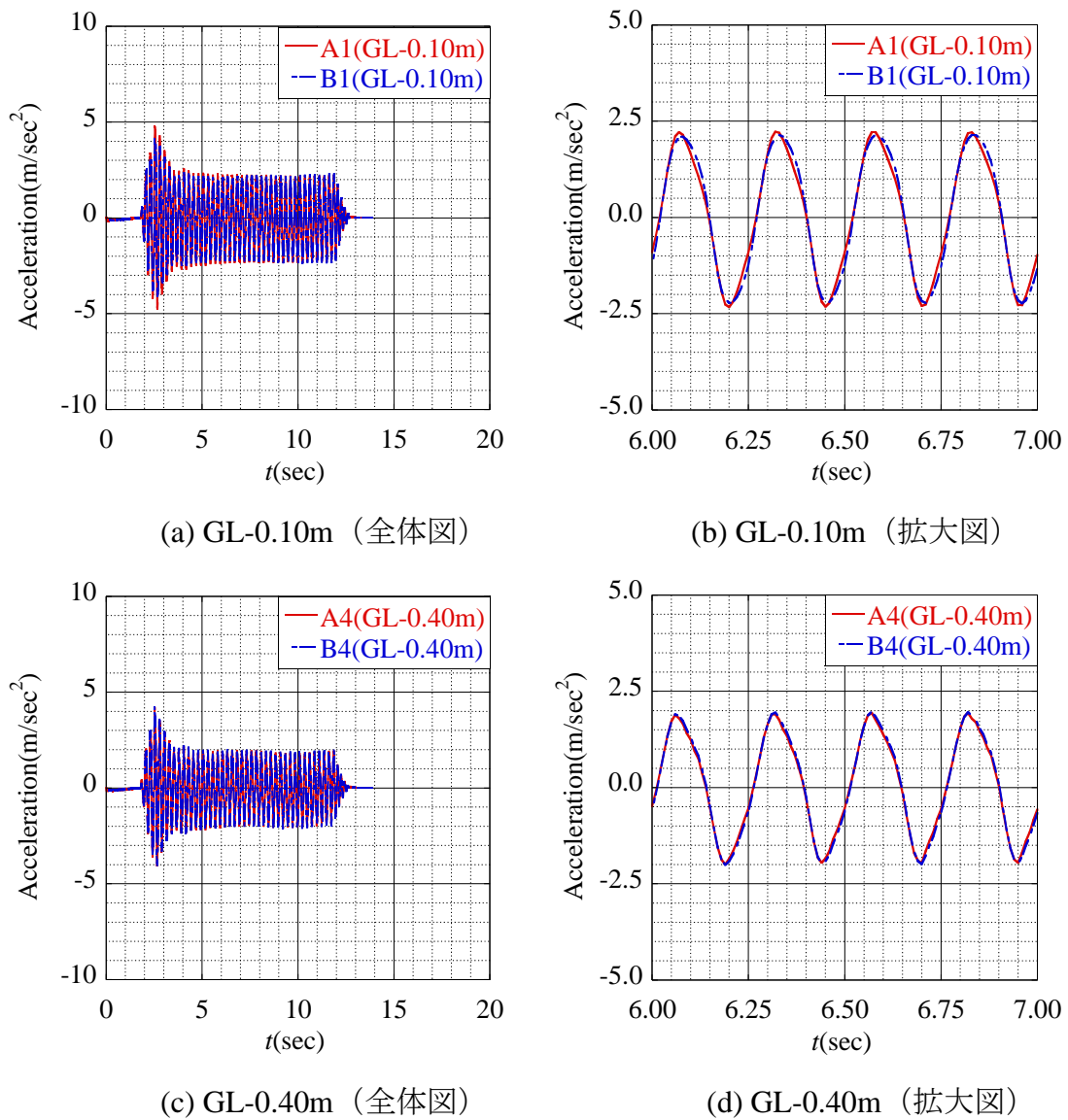
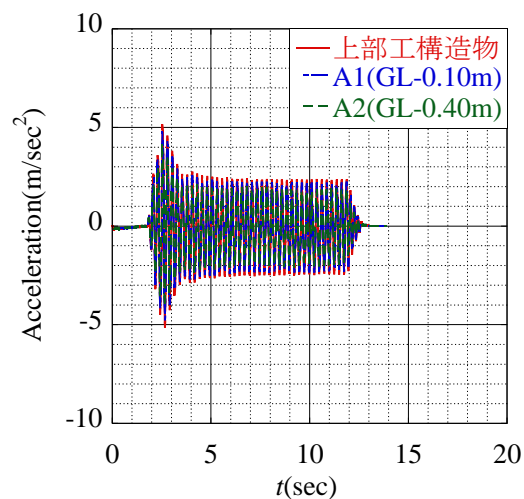
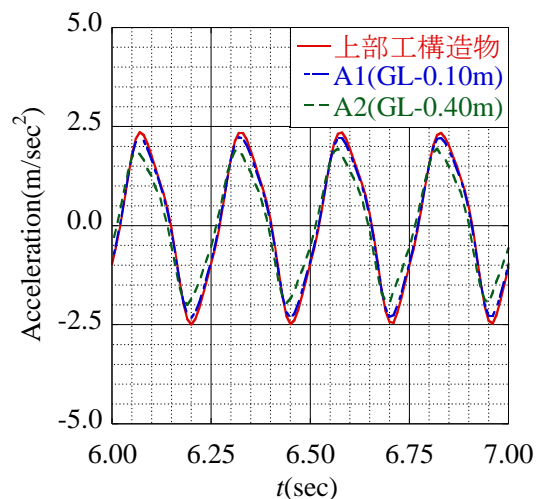


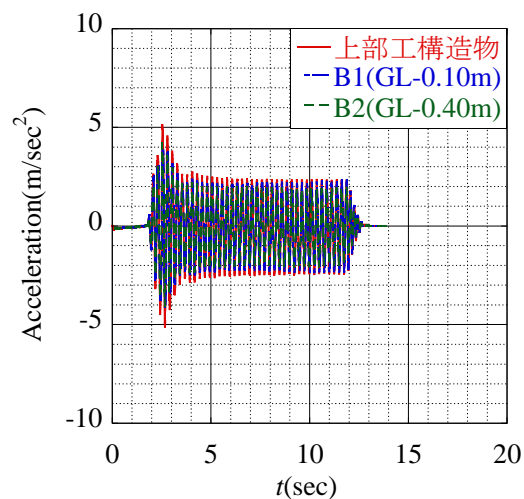
Fig. 3.2.2 地点別応答加速度



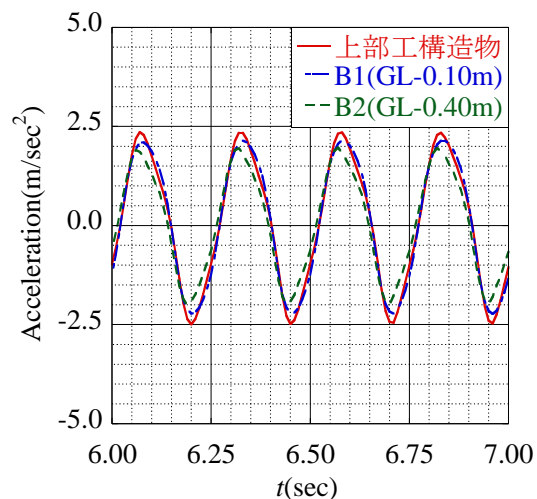
(a) 計測地点 A (全体図)



(b) 計測地点 A (拡大図)



(c) 計測地点 B (全体図)



(d) 計測地点 B (拡大図)

Fig. 3.2.3 深度別応答加速度



### 3.2.2 Case 0 : 無補強

Fig. 3.2.4, Fig. 3.1.4 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 3.2.5~Fig. 3.2.6 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。なお, 解析に用いた入力加速度は振動台実験 (Case 0 : 無補強) で計測された振動台上での応答加速度である。また, Fig. 3.2.7 に入力加速度が安定する時刻以降 (およそ加振 5 秒後) における全ての杭 (L 杭, C 杭, R 杭) のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。以下に知見を述べる。

- Fig. 3.2.5 より, 実験とは異なり加振により発生した曲げモーメントは小さな値に収束する傾向は見られなかった。これは加振による過圧密比の増大がほとんどないためだと考えられる。
- Fig. 3.2.5~Fig. 3.2.6 より, 解析結果は実験結果よりも大きな曲げモーメント, 軸力を示している。これは, 低拘束圧条件下では, パラメータの精度が落ちる傾向があり, 非線形性が著しくなるためだと考えられる。各パラメータの非線形性を改善すれば, 解析の精度は向上すると考えられるが, 現状では難しい課題である。
- Fig. 3.2.5~Fig. 3.2.6 より, 解析結果は実験結果と同様に L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては C 杭を境に L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, 解析結果は実験結果と同様に, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化を明確に表していると言える。
- Fig. 3.2.6 より, 加速度が右向き (正) の場合は L 杭が, また加速度が左向き (負) の場合は R 杭が圧縮杭となっている。すなわち, 加速度とは逆方向に慣性力が働き, 慣性力が働いている方向の杭が押し込み杭となる実現象を精度よく表現できていると言える。
- Fig. 3.2.7 より, 解析結果は実験結果と同様に杭頭部での曲げモーメントが最大となっており, 解析は定性的に実験時の傾向を満足していると考えられる。
- Fig. 3.2.7 より, 解析結果は実験結果と同様に, 全ての杭において深度方向に同程度の軸力が発生していることがわかる。これより, 解析は定性的に実験時の傾向を満足していると考えられる。

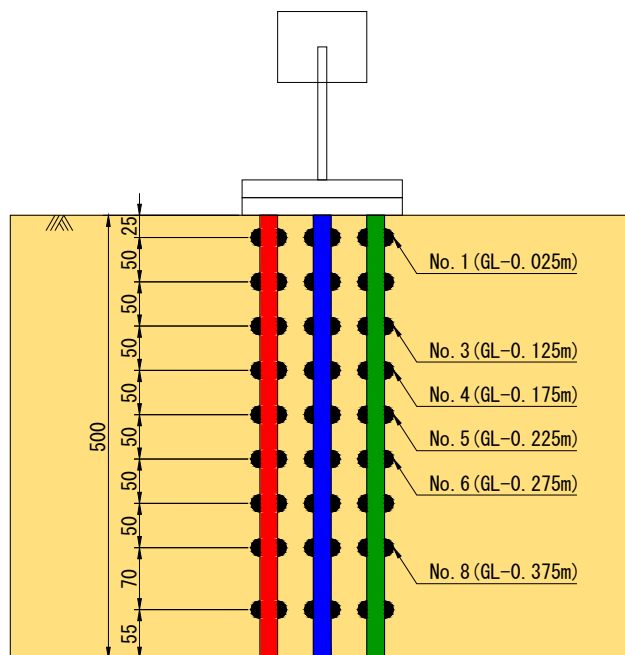
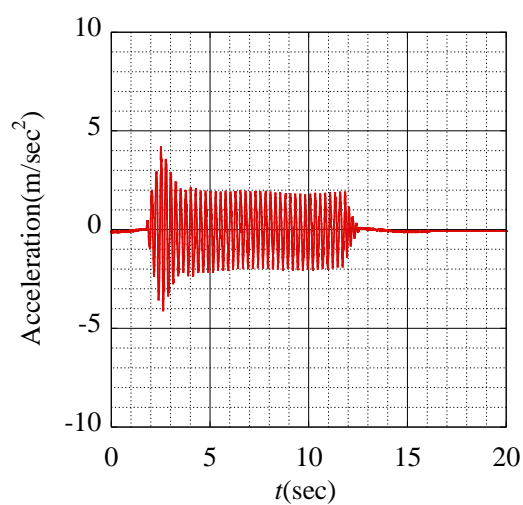
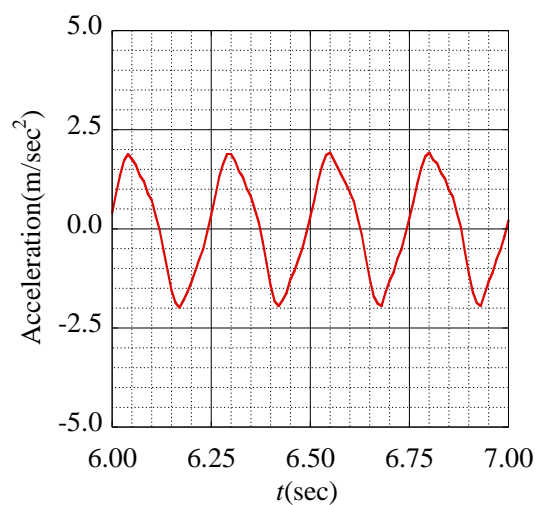


Fig. 3.2.4 応力計測位置 (Case 0 : 無補強)



(a) 入力加速度 (全体図)



(b) 入力加速度 (拡大図)

Fig. 3.1.4 入力加速度 (再掲)

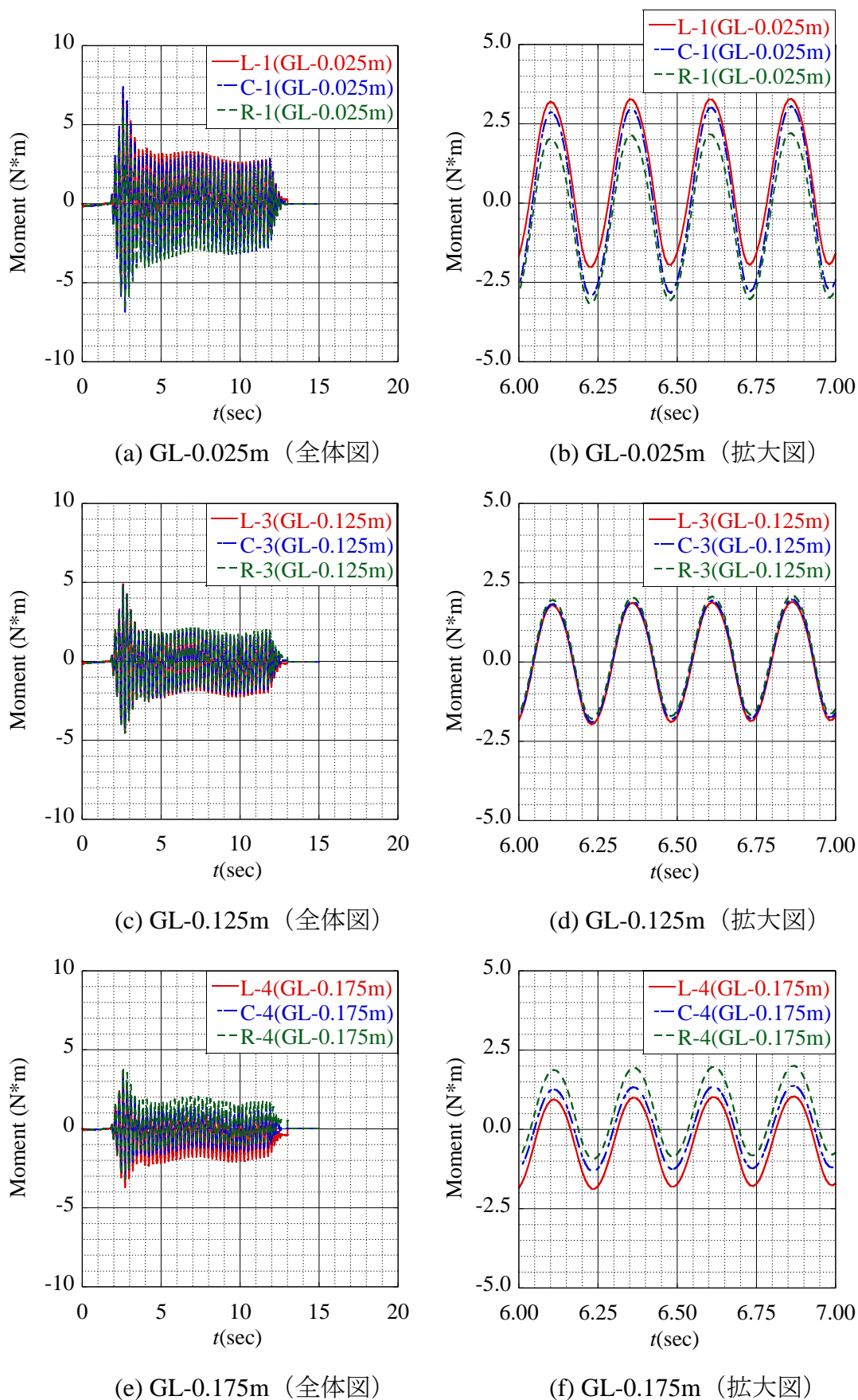
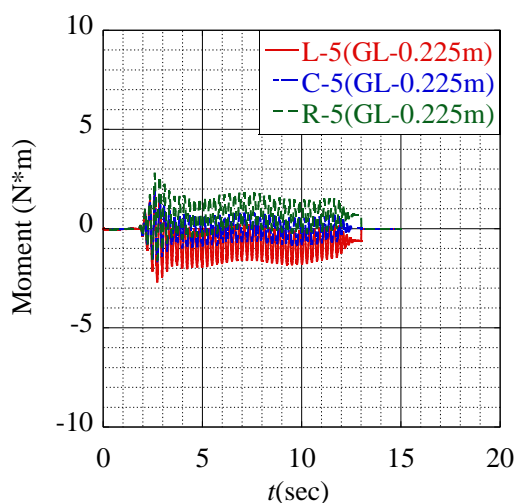
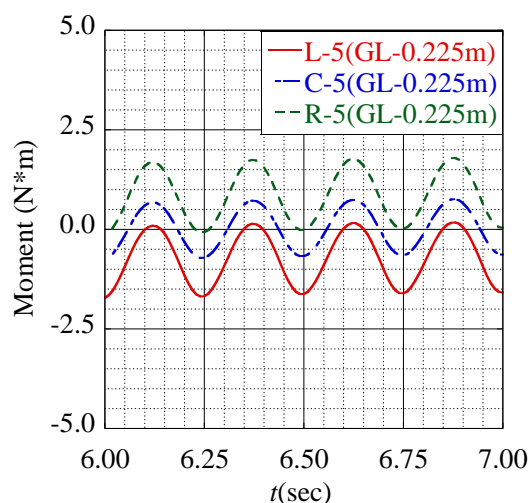


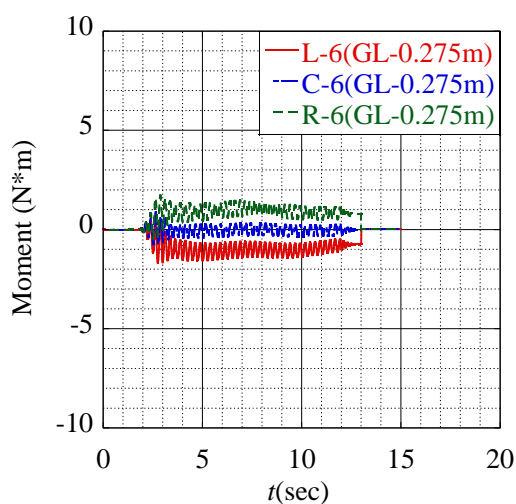
Fig. 3.2.5 曲げモーメント (Case 0 : 無補強)



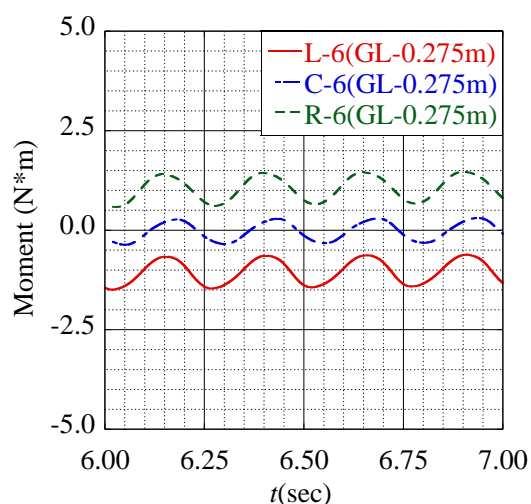
(g) GL-0.225m (全体図)



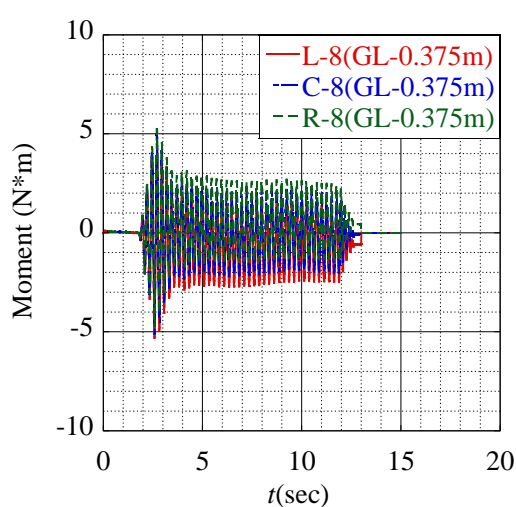
(h) GL-0.225m (拡大図)



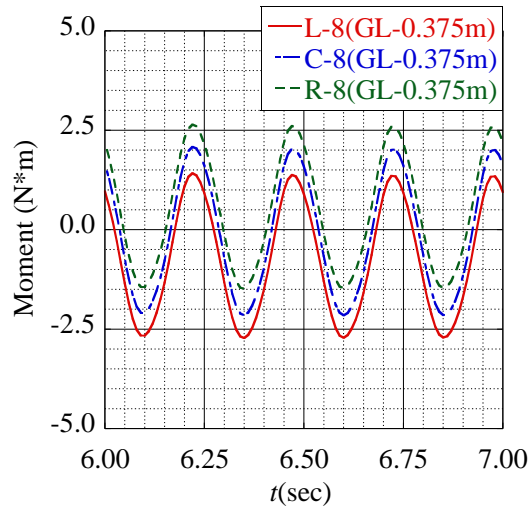
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)

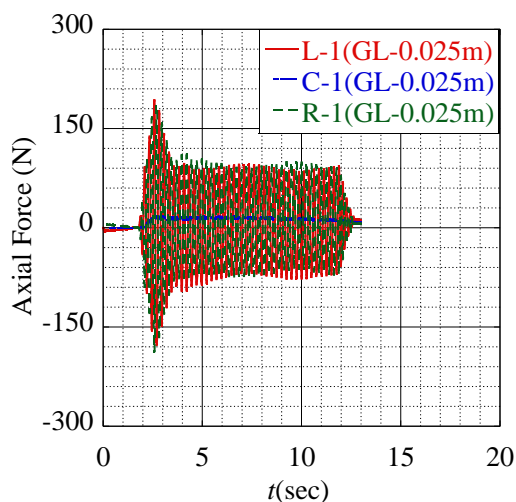


(k) GL-0.375m (全体図)

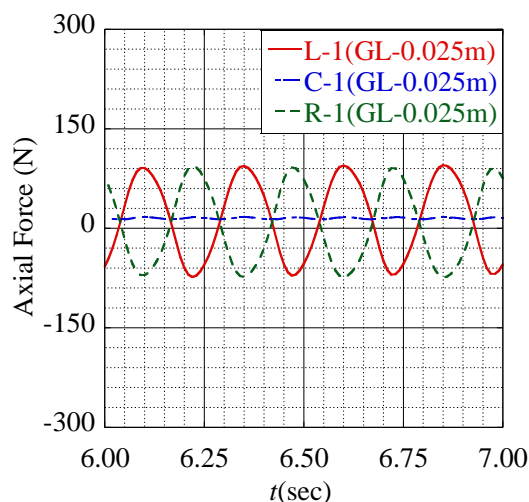


(l) GL-0.375m (拡大図)

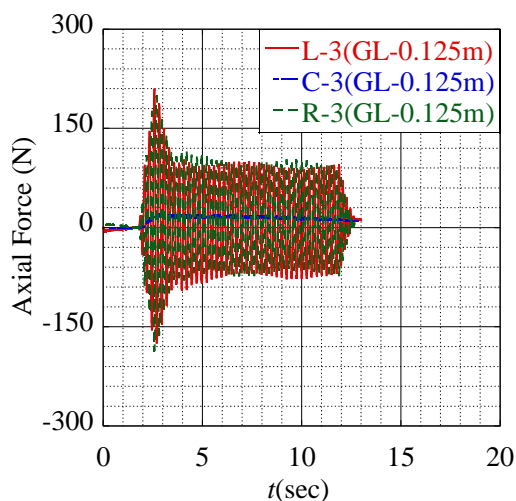
Fig. 3.2.5 曲げモーメント (Case 0 : 無補強)



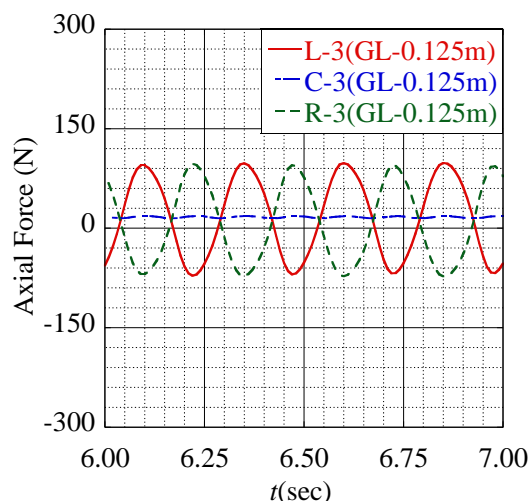
(a) GL-0.025m (全体図)



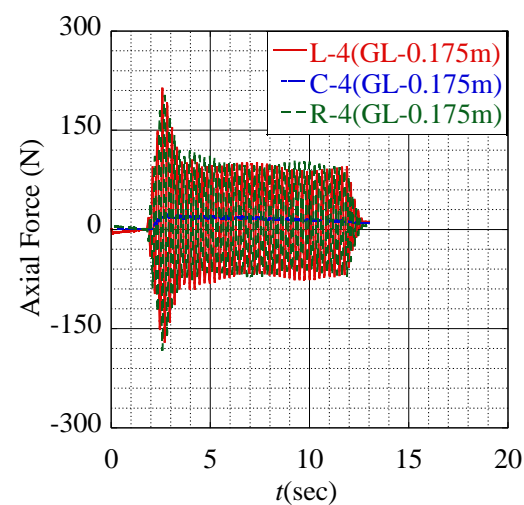
(b) GL-0.025m (拡大図)



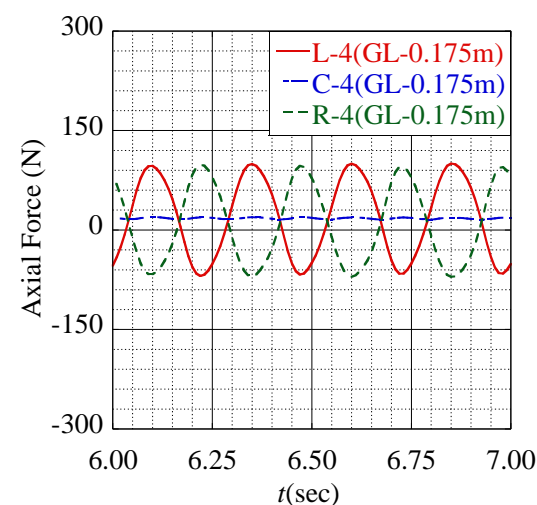
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

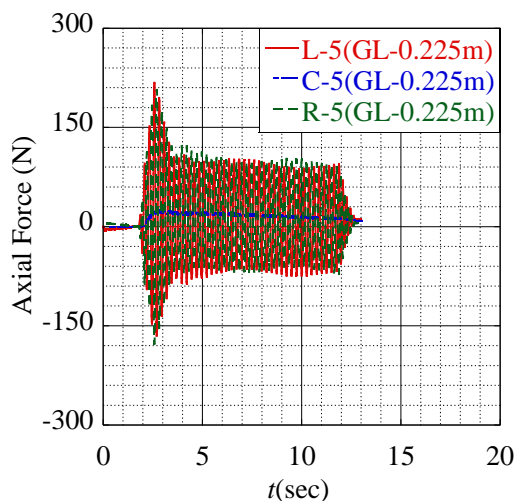


(e) GL-0.175m (全体図)

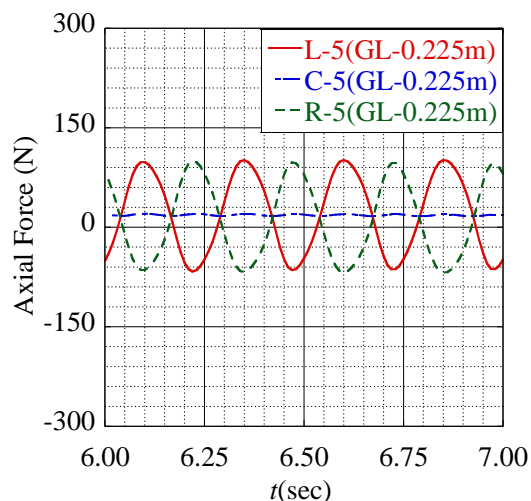


(f) GL-0.175m (拡大図)

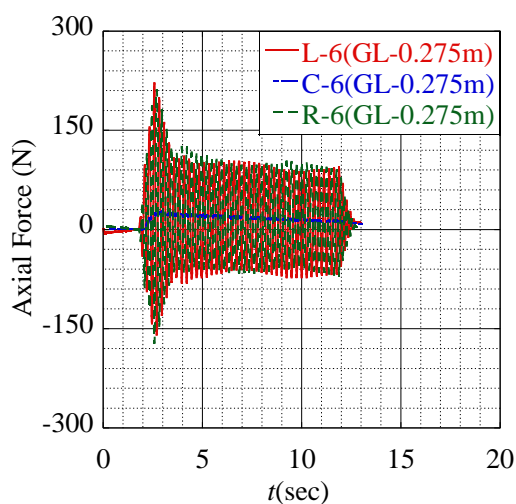
Fig. 3.2.6 軸力 (Case0 : 無補強)



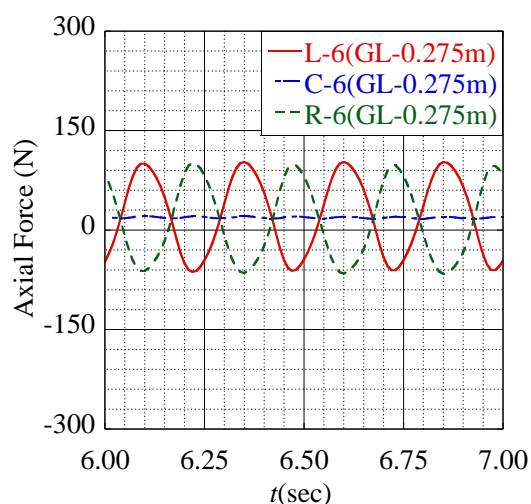
(g) GL-0.225m (全体図)



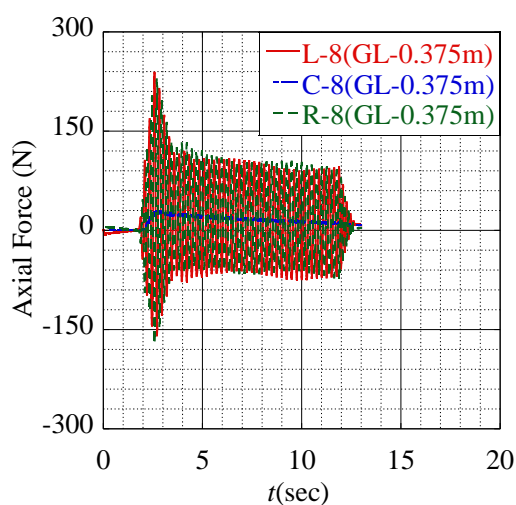
(h) GL-0.225m (拡大図)



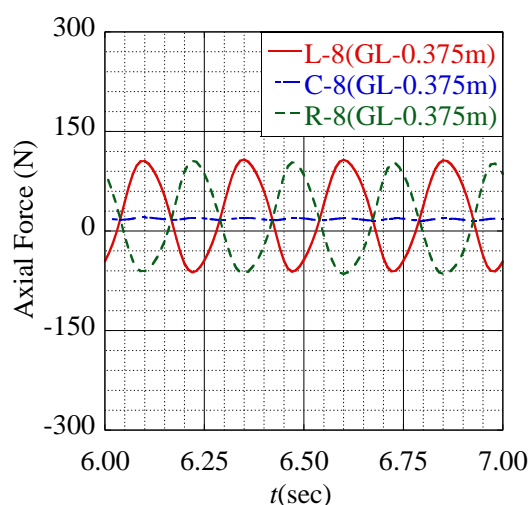
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)



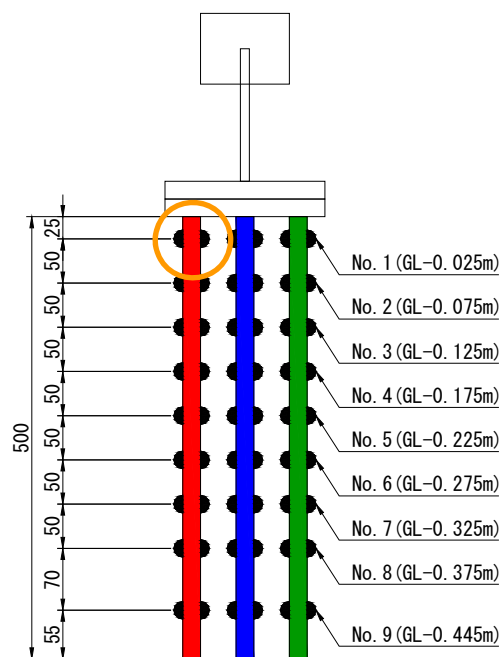
(k) GL-0.375m (全体図)



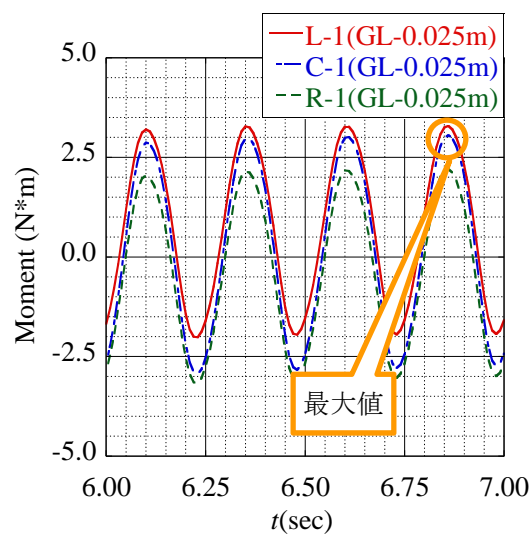
(l) GL-0.375m (拡大図)

Fig. 3.2.6 軸力 (Case0 : 無補強)

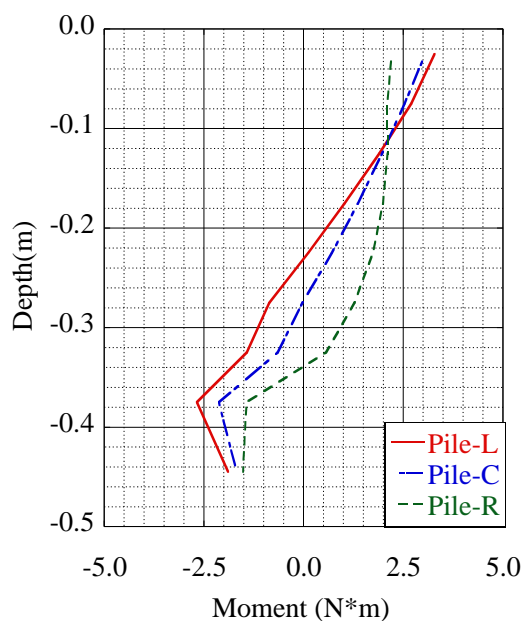




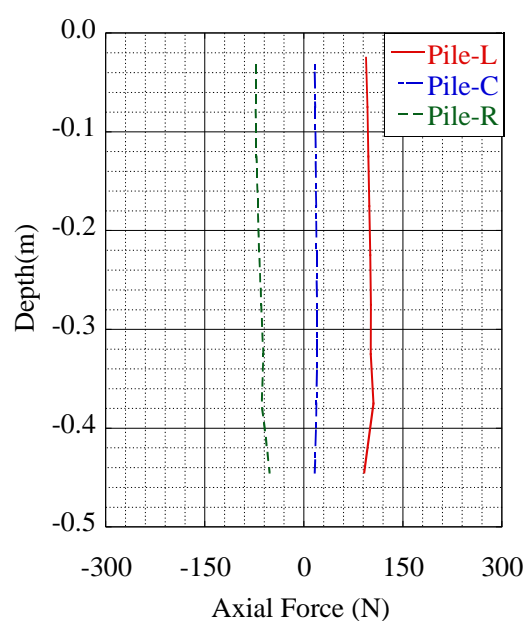
(a) 最大曲げモーメント計測箇所



(b) GL-0.025m (再掲)



(c) 曲げモーメント分布



(d) 軸力分布

Fig. 3.2.7 曲げモーメント・軸力分布 (Case 0 : 無補強, 6.86sec)

### 3.2.3 Case 1 : ブロック状改良

Fig. 3.2.8, Fig. 3.2.9 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 3.2.10～Fig. 3.2.11 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。なお, 解析に用いた入力加速度は振動台実験 (Case 0 : 無補強) で計測された振動台上での応答加速度である。また, Fig. 3.2.12 に入力加速度が安定する時刻以降 (およそ加振 5 秒後) における全ての杭 (L 杭, C 杭, R 杭) のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。以下に知見を述べる。

- Fig. 3.2.10 より, Case 0 と同様に実験とは異なり加振により発生した曲げモーメントは小さな値に収束する傾向は見られなかった。これは加振による過圧密比の増大がほとんどないためだと考えられる。
- Fig. 3.2.10～Fig. 3.2.11 より, Case 0 と同様に解析結果は実験結果よりも大きな曲げモーメント, 軸力を示している。これは, 低拘束圧条件下では, パラメータの精度が落ちる傾向があり, 非線形性が著しくなるためだと考えられる。各パラメータの非線形性を改善すれば, 解析の精度は向上すると考えられるが, 現状では難しい課題である。
- Fig. 3.2.10～Fig. 3.2.11 より, 解析結果は実験結果と同様に L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては C 杭を境に L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, 解析結果は実験結果と同様に, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化を明確に表していると言える。
- Fig. 3.2.11 より, 加速度が右向き (正) の場合は L 杭が, また加速度が左向き (負) の場合は R 杭が圧縮杭となっている。すなわち, 加速度とは逆方向に慣性力が働き, 慣性力が働いている方向の杭が押込み杭となる実現象を精度よく表現できていると言える。
- Fig. 3.2.12 より, 解析結果は実験結果と同様に, 改良体下端部での曲げモーメントが最大となっており, 解析は定性的に実験時の傾向を満足していると考えられる。
- Fig. 3.2.12 より, 全ての杭において, 改良体下端より上側は曲げモーメントも軸力も同様に減少していることがわかる。これは, 改良体が杭にとって壁 (固定端) のようになり, 杭をその位置で大きく拘束していることから, 改良体より上側は応力が減少し, 破壊が起きにくいことを意味している。



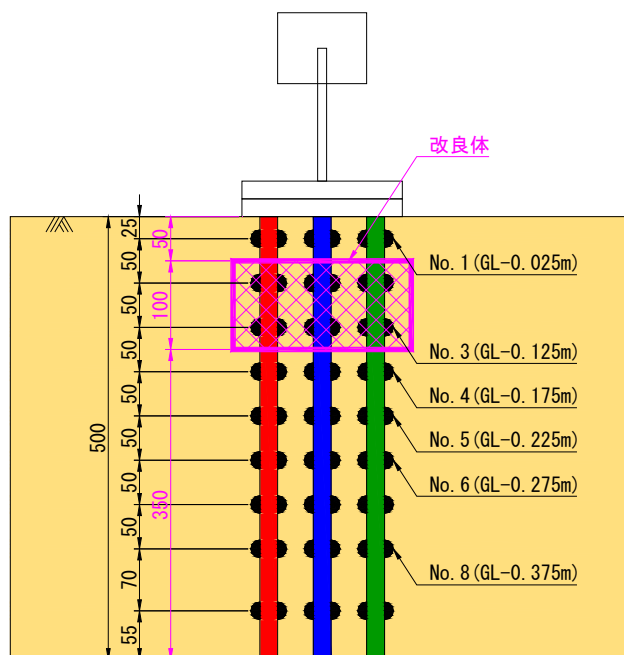
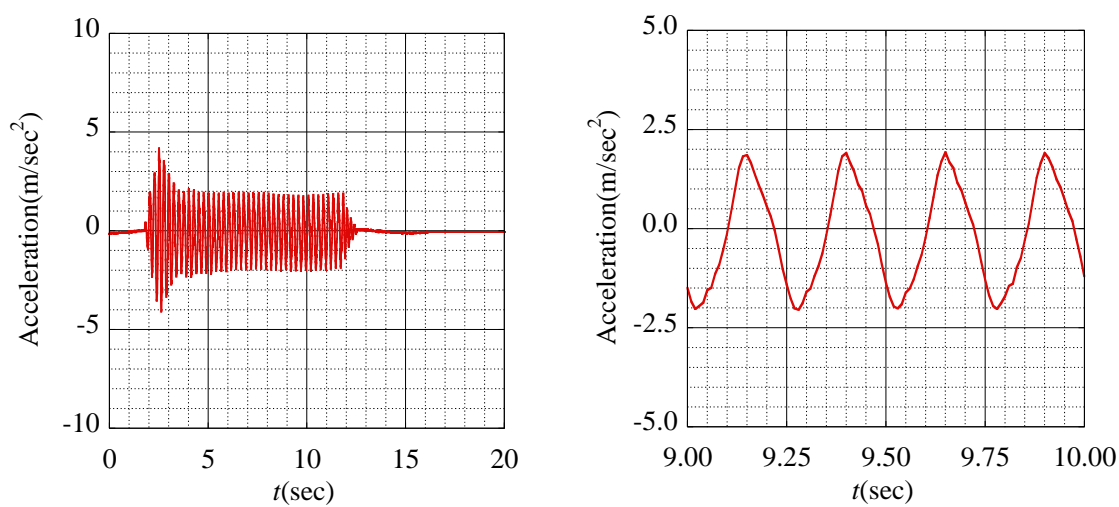


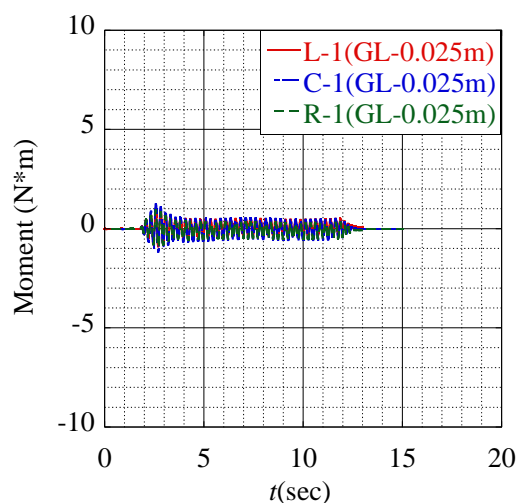
Fig. 3.2.8 応力計測位置 (Case 1 : ブロック状改良)



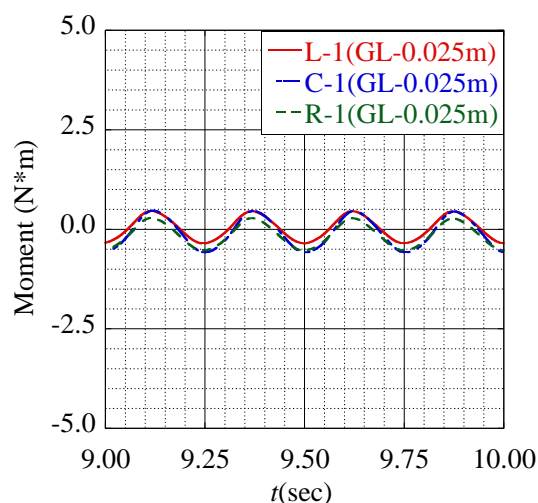
(a) 入力加速度 (全体図)

(b) 入力加速度 (拡大図)

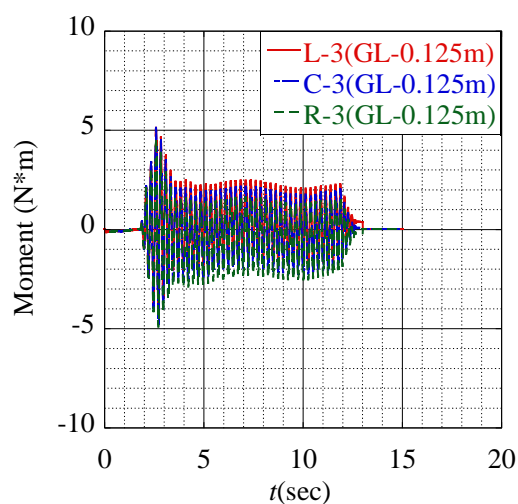
Fig. 3.2.9 入力加速度



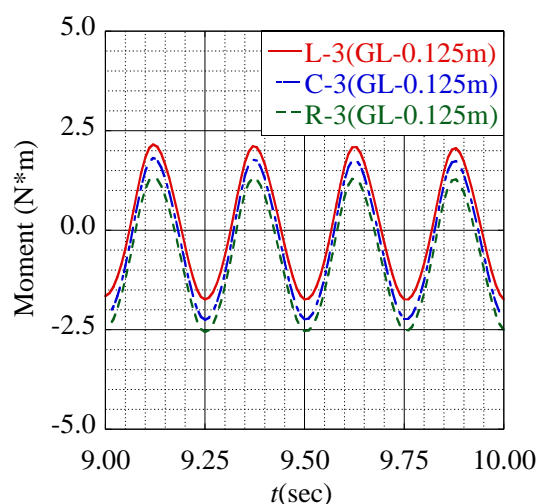
(a) GL-0.025m (全体図)



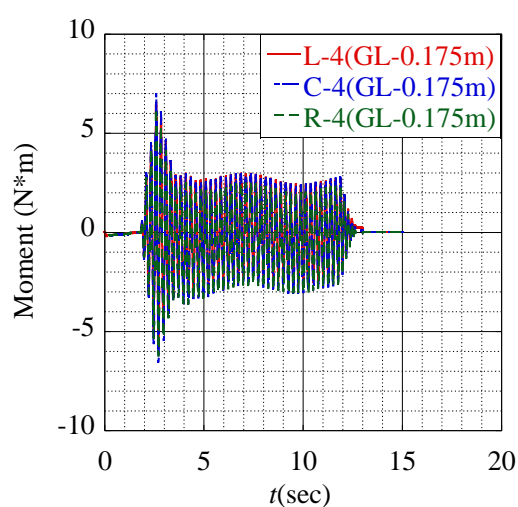
(b) GL-0.025m (拡大図)



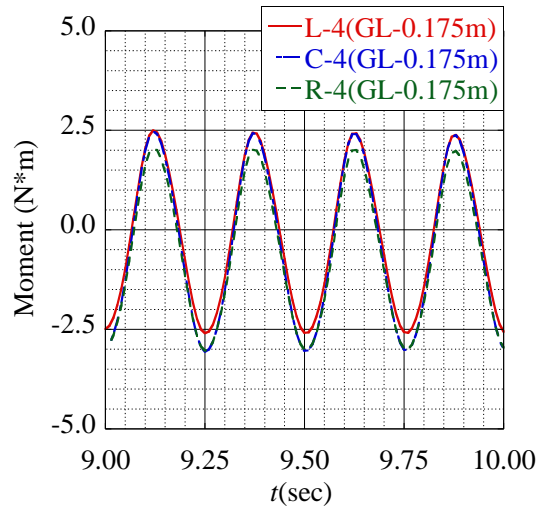
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

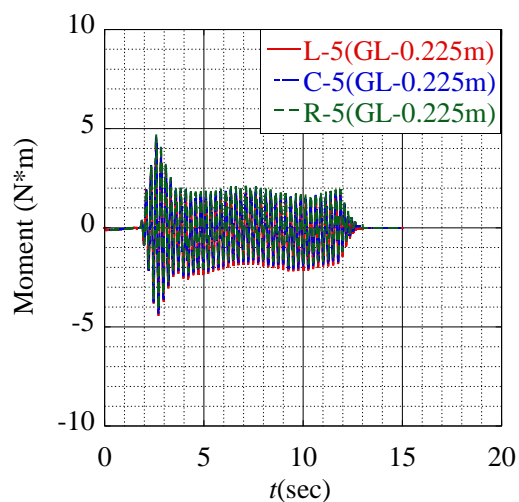


(e) GL-0.175m (全体図)

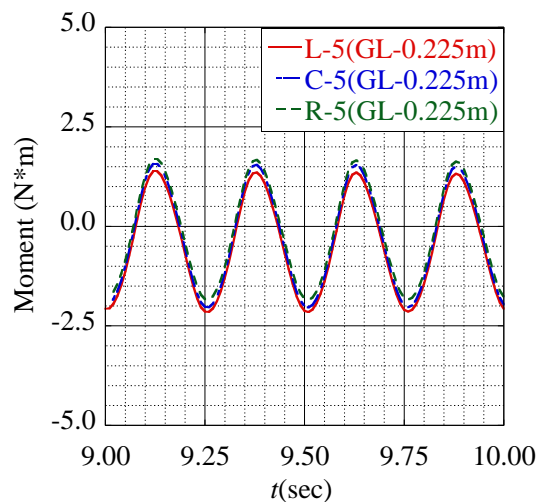


(f) GL-0.175m (拡大図)

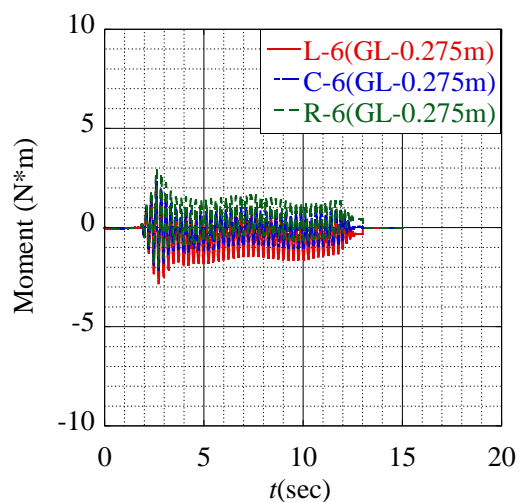
Fig. 3.2.10 曲げモーメント (Case1 : ブロック式改良)



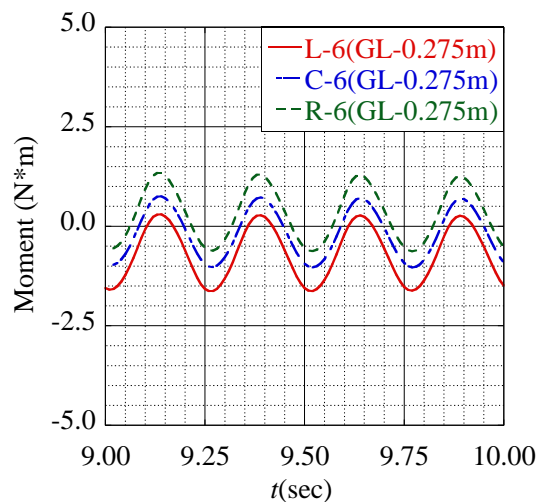
(g) GL-0.225m (全体図)



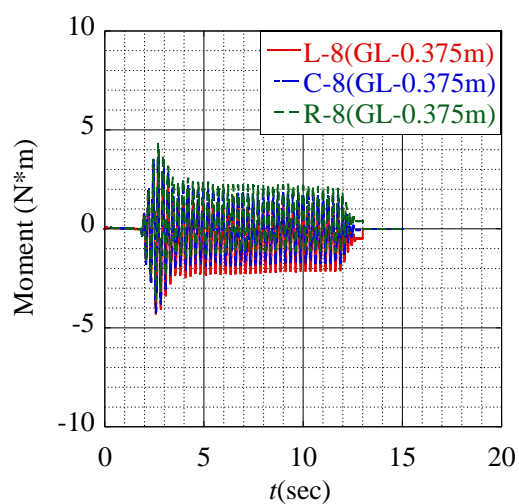
(h) GL-0.225m (拡大図)



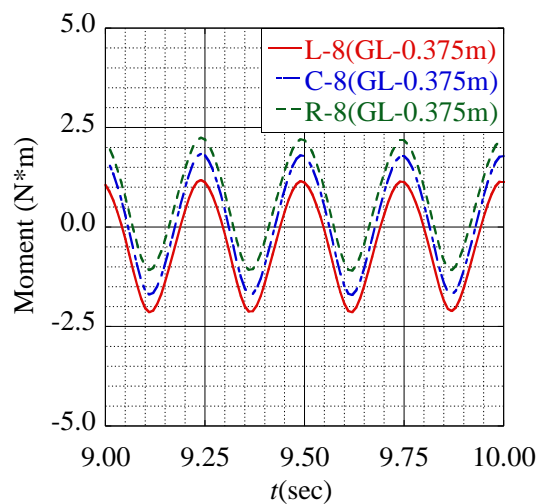
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)

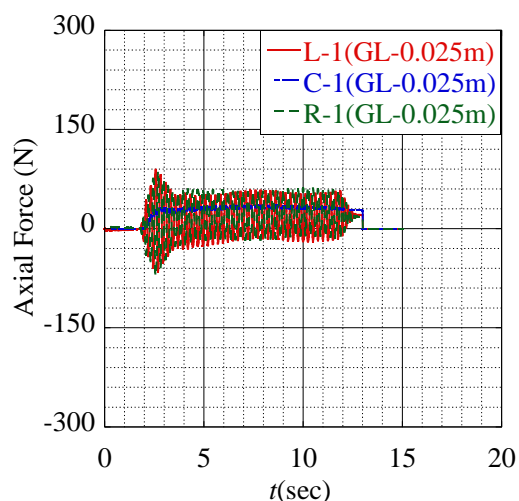


(k) GL-0.375m (全体図)

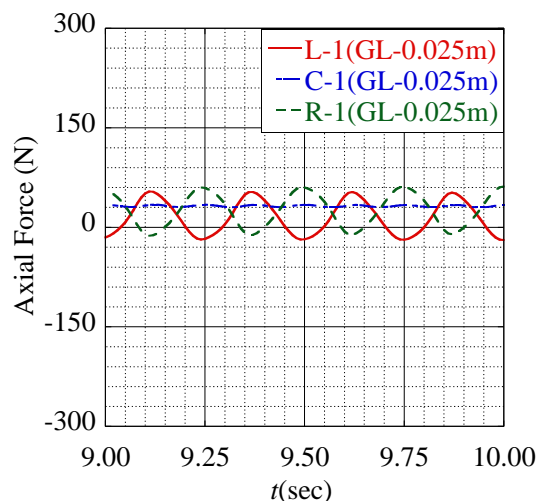


(l) GL-0.375m (拡大図)

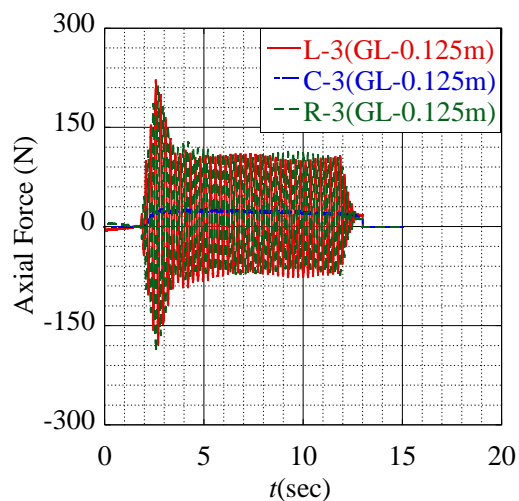
Fig. 3.2.10 曲げモーメント (Case1: ブロック式改良)



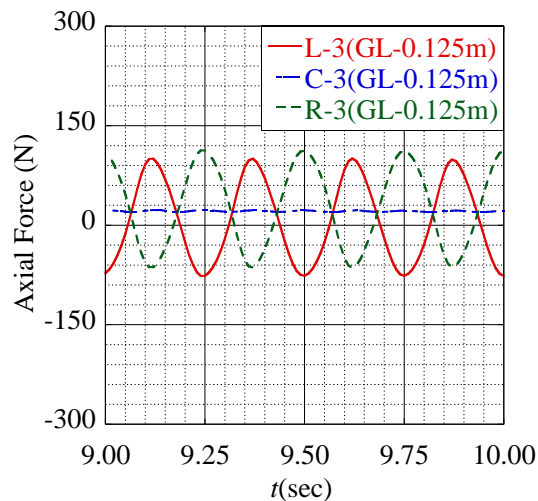
(a) GL-0.025m (全体図)



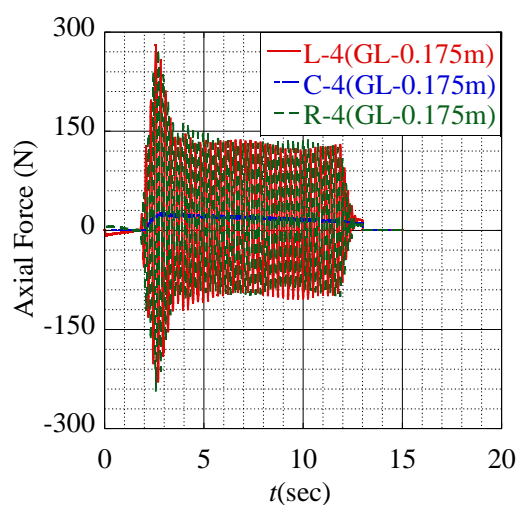
(b) GL-0.025m (拡大図)



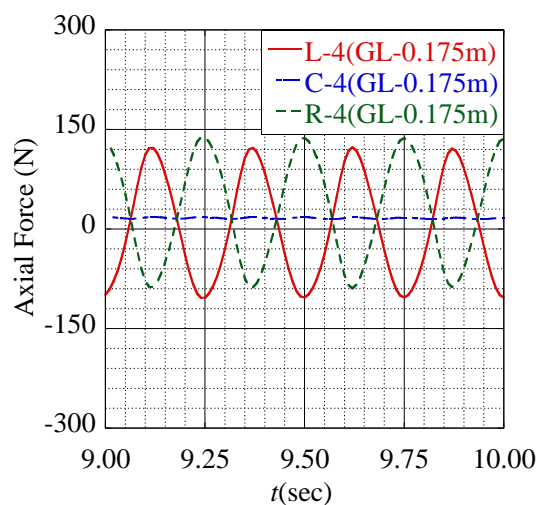
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

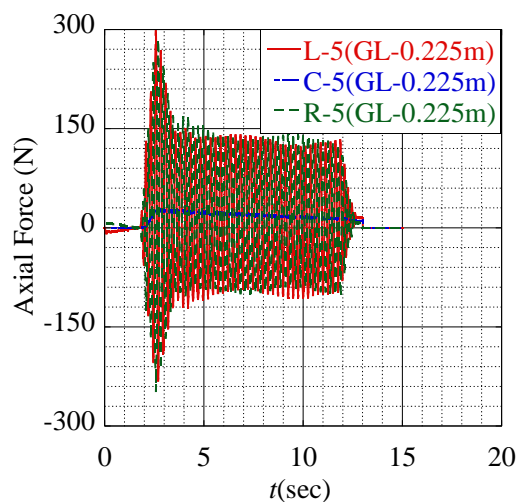


(e) GL-0.175m (全体図)

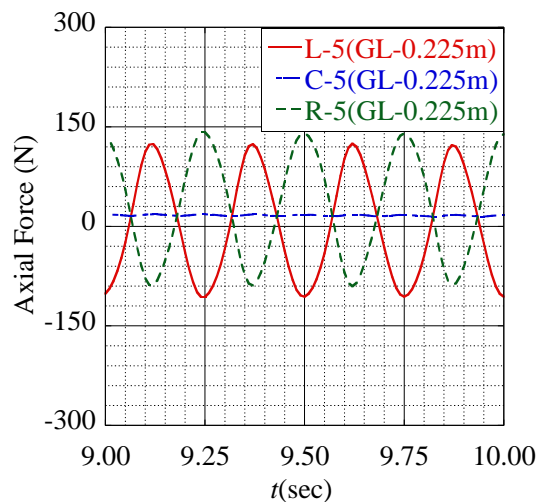


(f) GL-0.175m (拡大図)

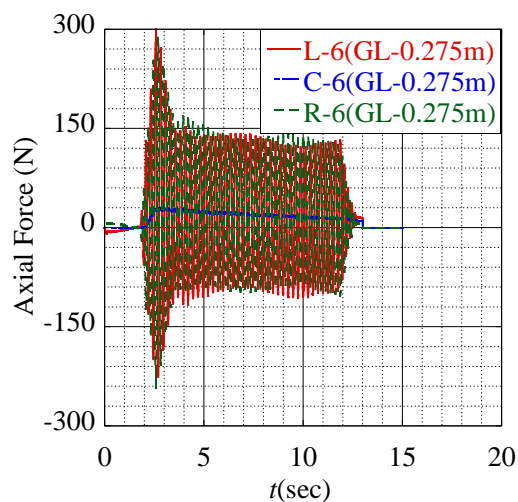
Fig. 3.2.11 軸力 (Case1 : ブロック式改良)



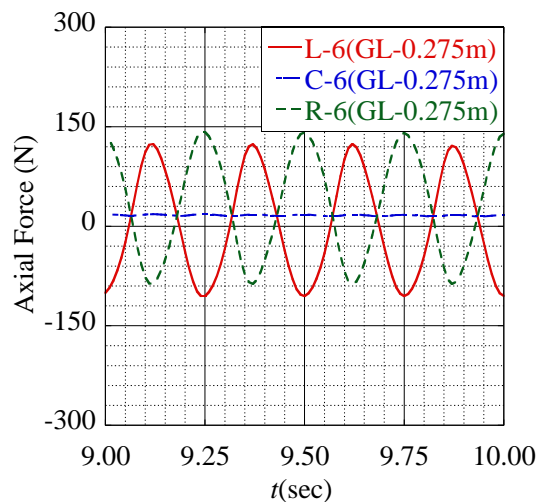
(g) GL-0.225m (全体図)



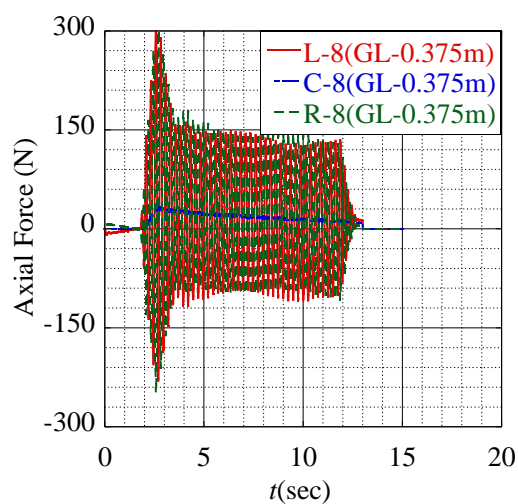
(h) GL-0.225m (拡大図)



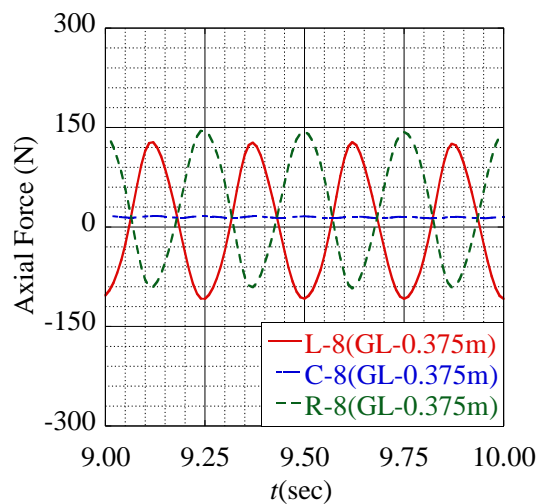
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)



(k) GL-0.375m (全体図)



(l) GL-0.375m (拡大図)

Fig. 3.2.11 軸力 (Case1 : ブロック式改良)

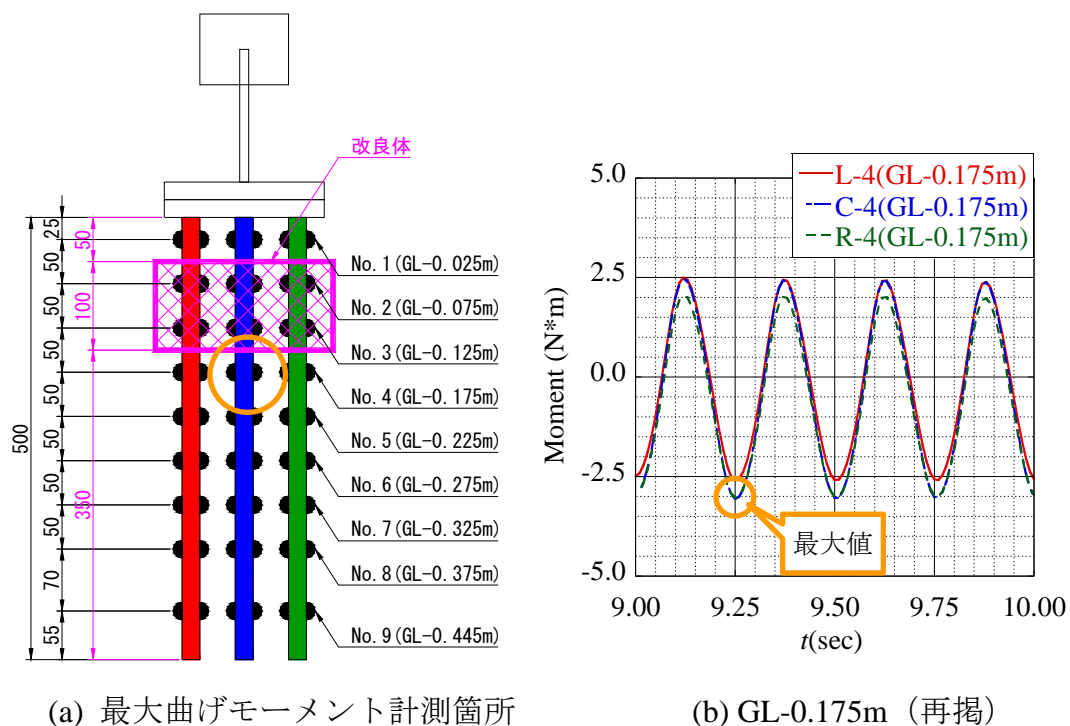


Fig. 3.2.12 曲げモーメント・軸力分布 (Case 1 : ブロック式改良, 9.25sec)



### 3.2.4 Case 2 : 多段式改良（改良体間隔 1D）

Fig. 3.2.13, Fig. 3.2.14 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 3.2.15～Fig. 3.2.16 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。なお, 解析に用いた入力加速度は振動台実験 (Case 0 : 無補強) で計測された振動台上での応答加速度である。また, Fig. 3.2.17 に入力加速度が安定する時刻以降 (およそ加振 5 秒後) における全ての杭 (L 杭, C 杭, R 杭) のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。以下に知見を述べる。

- Fig. 3.2.15 より, 他のケースと同様に実験とは異なり加振により発生した曲げモーメントは小さな値に収束する傾向は見られなかった。これは加振による過圧密比の増大がほとんどないためだと考えられる。
- Fig. 3.2.15～Fig. 3.2.16 より, 他のケースと同様に解析結果は実験結果よりも大きな曲げモーメント, 軸力を示している。これは, 低拘束圧条件下では, パラメータの精度が落ちる傾向があり, 非線形性が著しくなるためだと考えられる。各パラメータの非線形性を改善すれば, 解析の精度は向上すると考えられるが, 現状では難しい課題である。
- Fig. 3.2.15～Fig. 3.2.16 より, 他のケースと同様に解析結果は実験結果と同様に L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては C 杭を境に L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, 解析結果は実験結果と同様に, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化を明確に表していると言える。
- Fig. 3.2.16 より, 他のケースと同様に解析結果は加速度が右向き (正) の場合は L 杭が, また加速度が左向き (負) の場合は R 杭が圧縮杭となっている。すなわち, 加速度とは逆方向に慣性力が働き, 慣性力が働いている方向の杭が押し込み杭となる実現象を精度よく表現できていると言える。
- Fig. 3.2.17 より, 解析結果は実験結果と同様に, 改良体下端部での曲げモーメントが最大となっており, 解析は定性的に実験時の傾向を満足していると考えられる。
- Fig. 3.2.17 より, Case 1 のブロック状改良と同様に全ての杭において, 改良体下端より上側は曲げモーメントも軸力も同様に減少していることがわかる。これは, 改良体が杭にとって壁 (固定端) のようになり, 杭をその位置で大きく拘束していることから, 改良体より上側は応力が減少し, 破壊が起きにくいことを意味している。また, 多段式改良ではブロック状改良よりも改良領域が広いことから, 実験結果と同様に広範囲にわたり曲げモーメント, 軸力を抑制している。

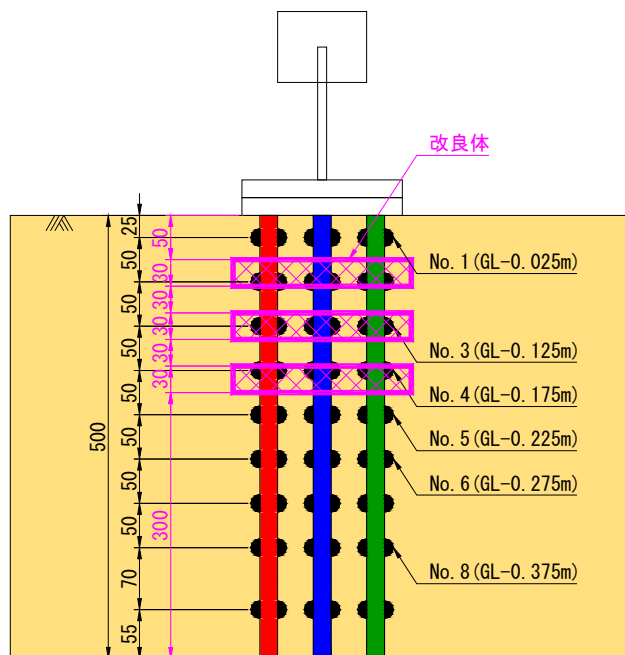


Fig. 3.2.13 応力計測位置 (Case 2 : 多段式改良 1D)

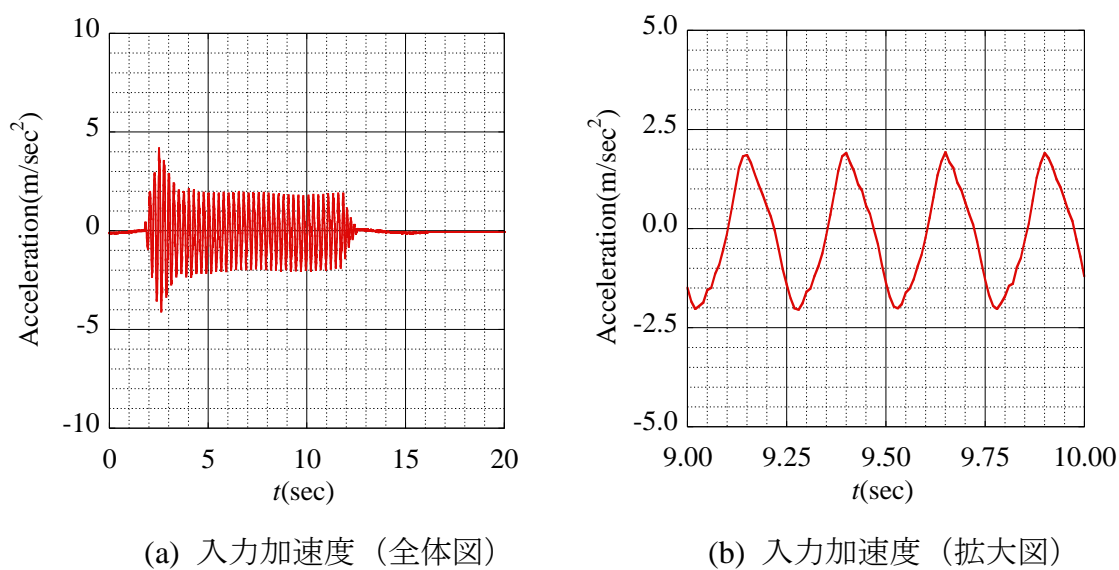
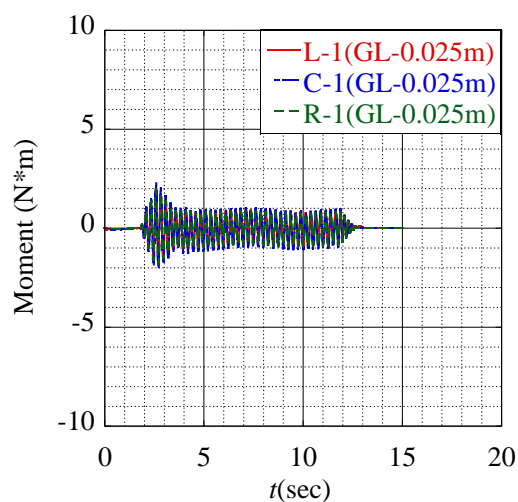
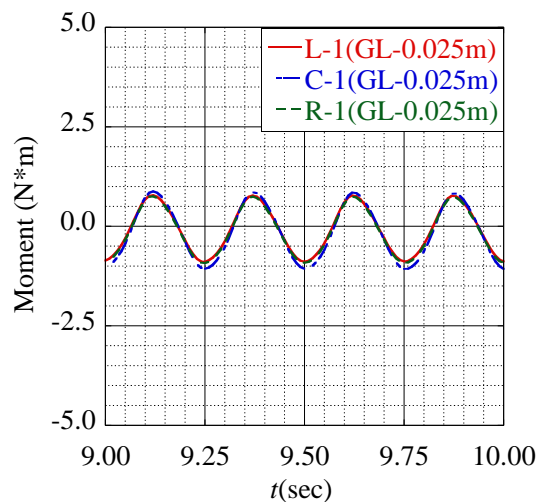


Fig. 3.2.14 入力加速度

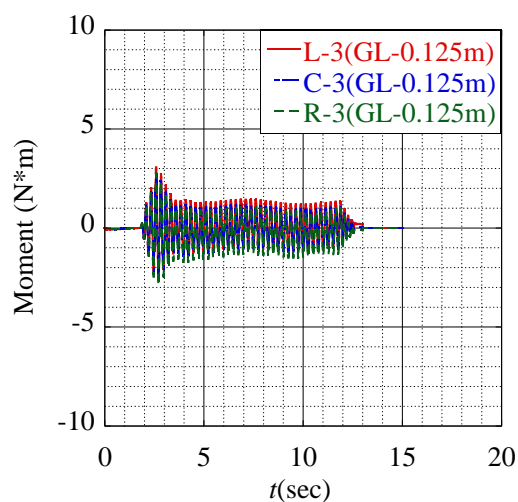




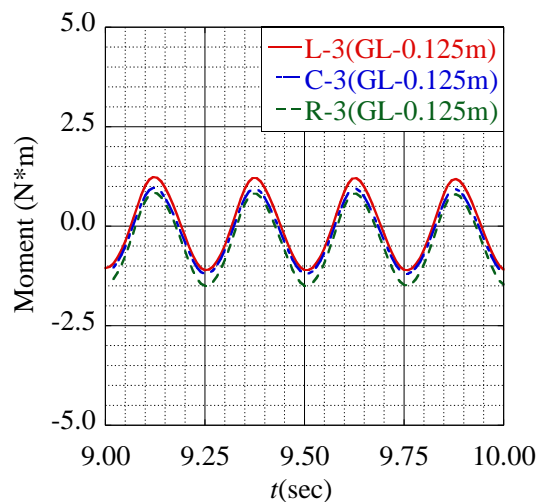
(a) GL-0.025m (全体図)



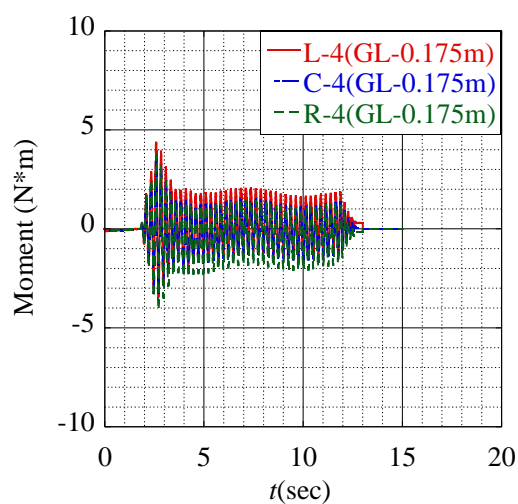
(b) GL-0.025m (拡大図)



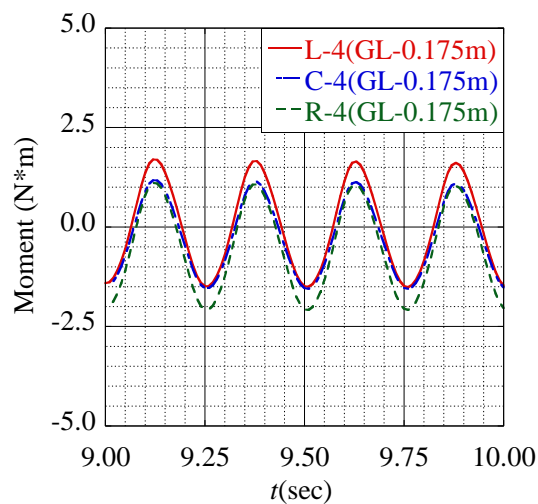
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

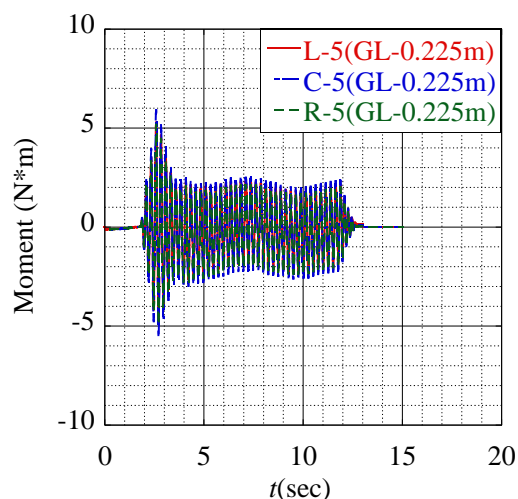


(e) GL-0.175m (全体図)

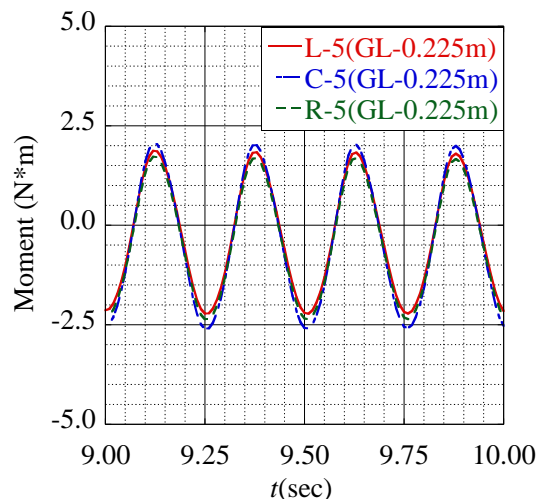


(f) GL-0.175m (拡大図)

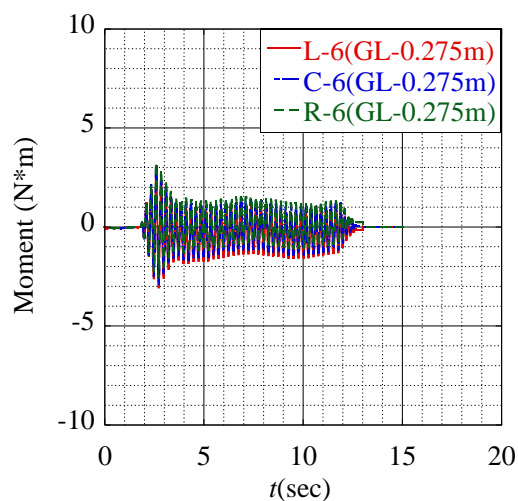
Fig. 3.2.15 曲げモーメント (Case 2: 多段式改良 1D)



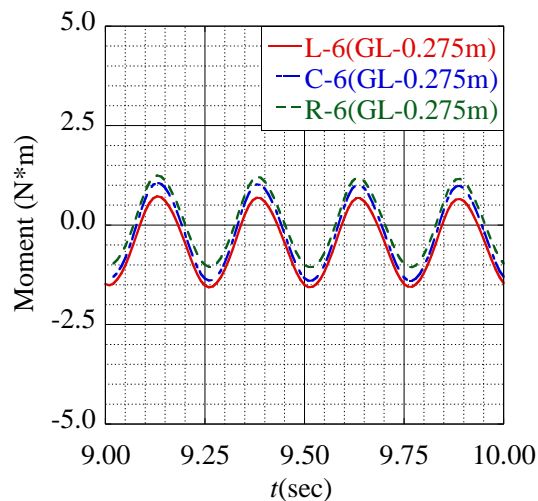
(g) GL-0.225m (全体図)



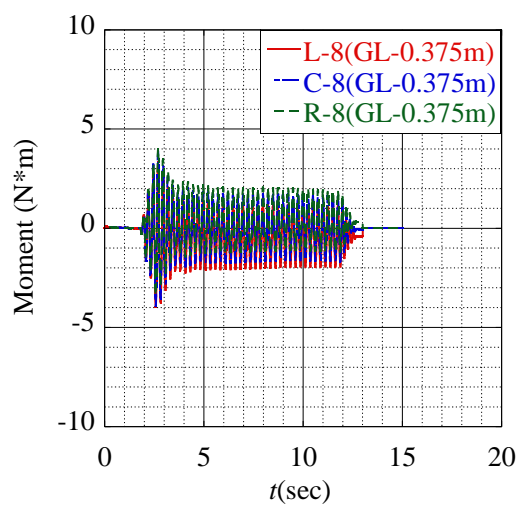
(h) GL-0.225m (拡大図)



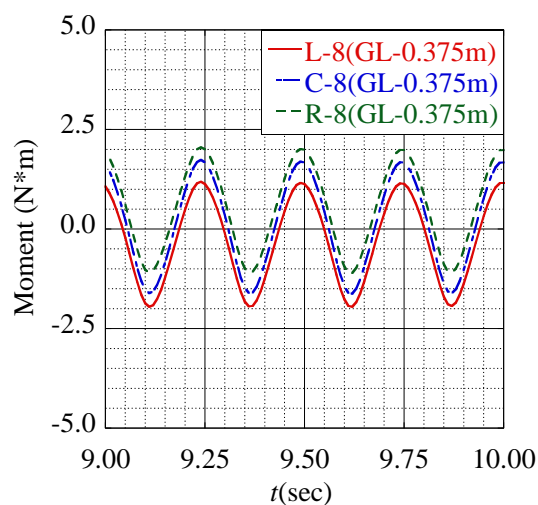
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)

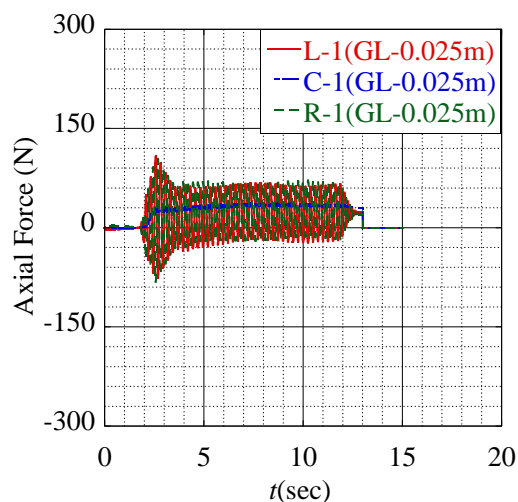


(k) GL-0.375m (全体図)

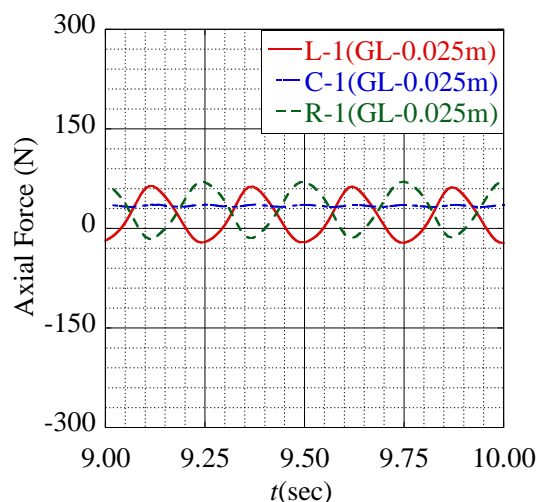


(l) GL-0.375m (拡大図)

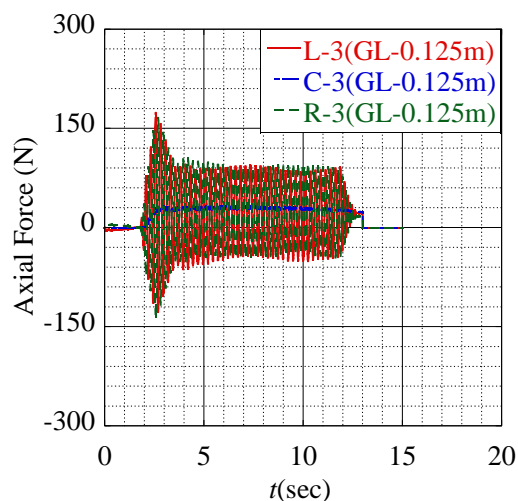
Fig. 3.2.15 曲げモーメント (Case 2 : 多段式改良 1D)



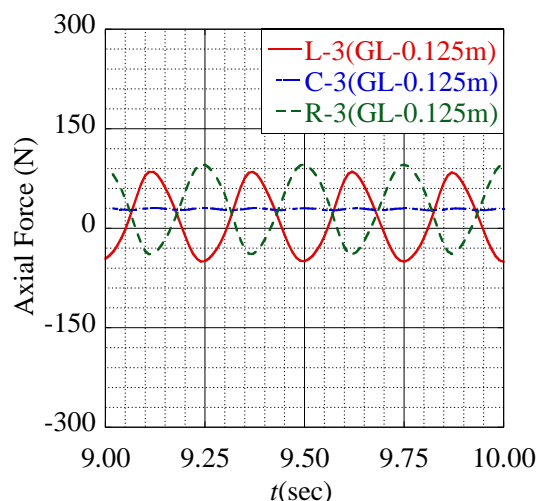
(a) GL-0.025m (全体図)



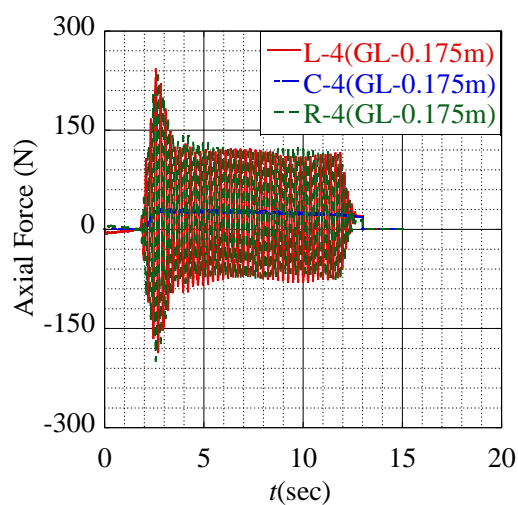
(b) GL-0.025m (拡大図)



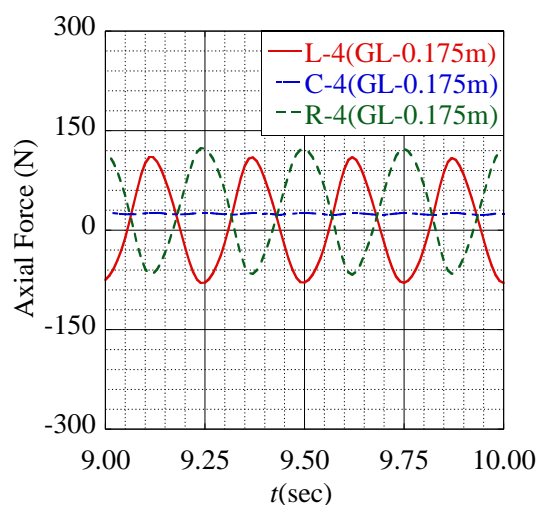
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

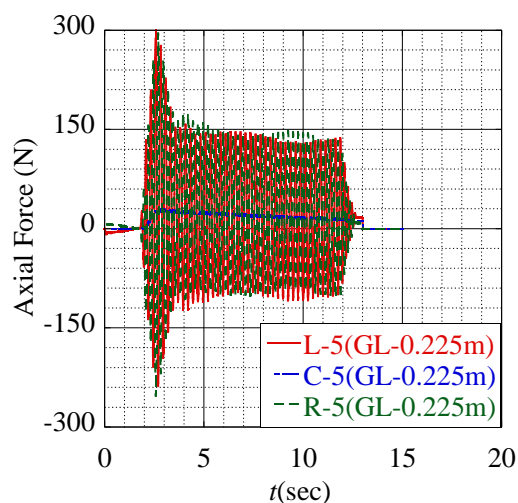


(e) GL-0.175m (全体図)

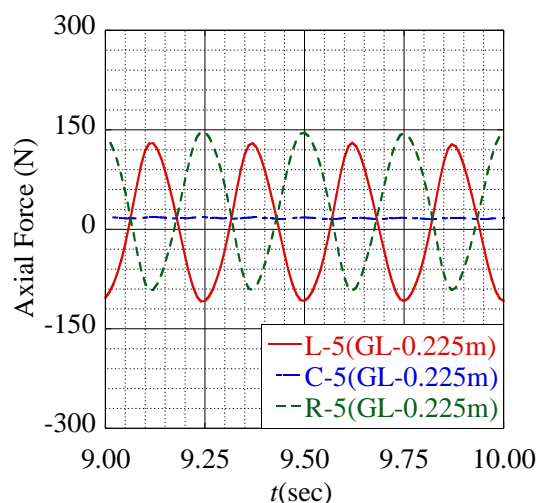


(f) GL-0.175m (拡大図)

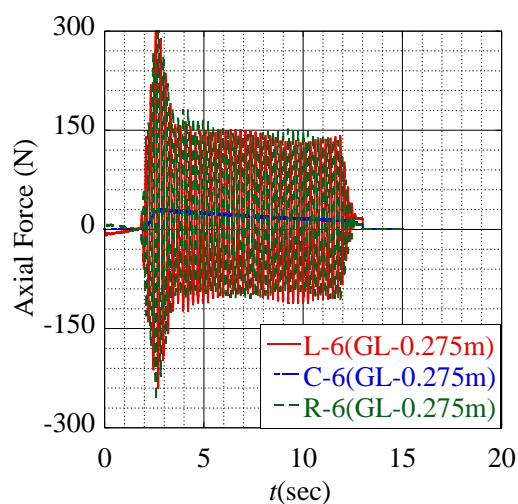
Fig. 3.2.16 軸力 (Case 2 : 多段式改良 1D)



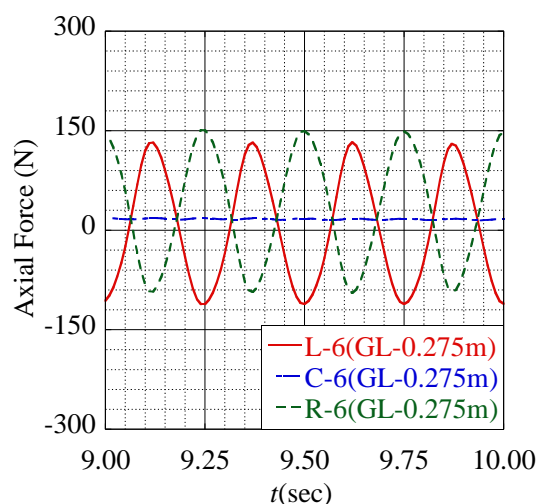
(g) GL-0.225m (全体図)



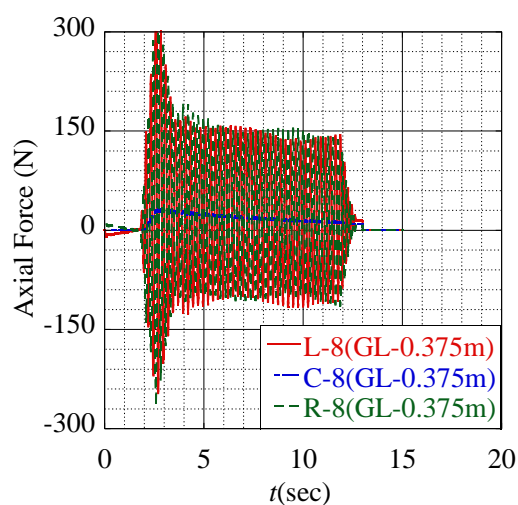
(h) GL-0.225m (拡大図)



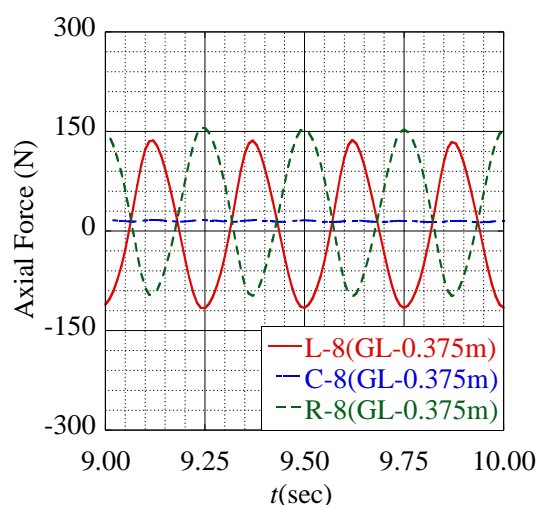
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)

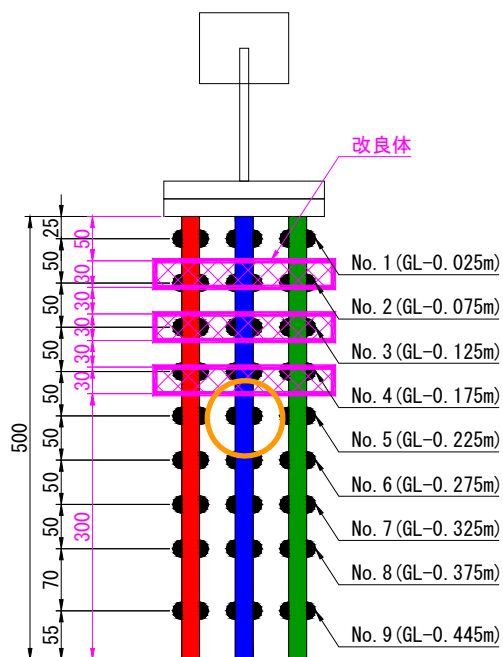


(k) GL-0.375m (全体図)

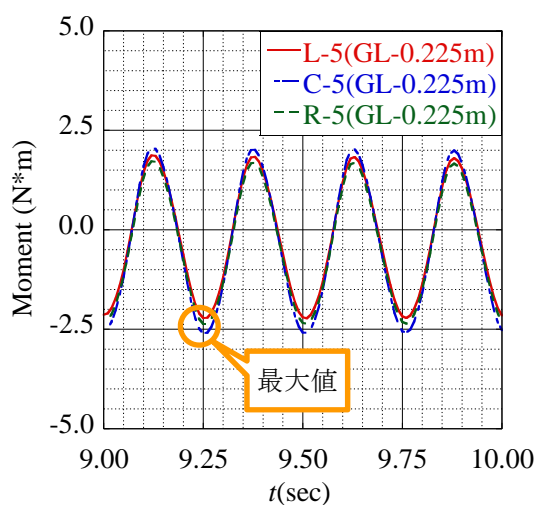


(l) GL-0.375m (拡大図)

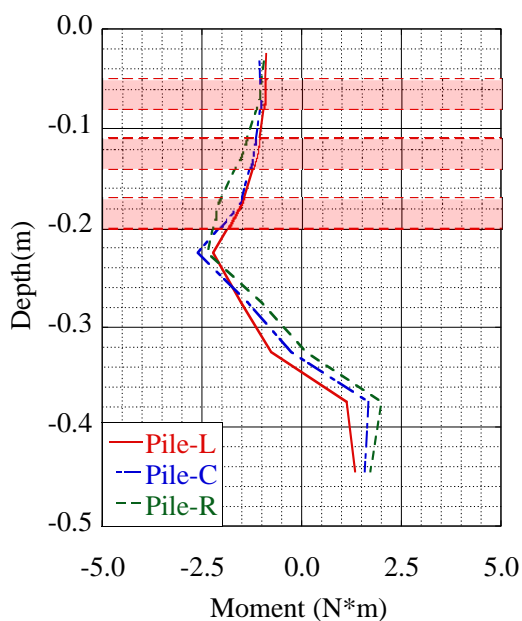
Fig. 3.2.16 軸力 (Case 2 : 多段式改良 1D)



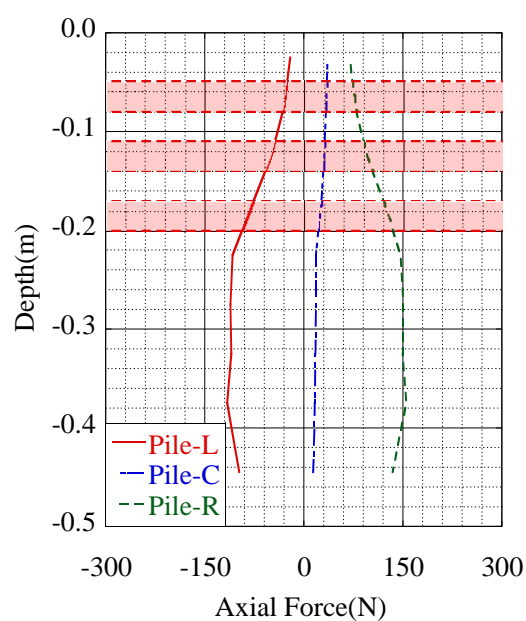
(a) 最大曲げモーメント計測箇所



(b) GL-0.225m (再掲)



(c) 曲げモーメント分布



(d) 軸力分布

Fig. 3.2.17 曲げモーメント・軸力分布 (Case 2 : 多段式改良 1D, 9.25sec)

### 3.2.5 Case 3 : 多段式改良（改良体間隔 2D）

Fig. 3.2.18, Fig. 3.2.19 に応力計測箇所と入力加速度を, Fig. 3.2.20～Fig. 3.2.21 に曲げモーメント, 及び軸力の時刻歴を示す。なお, 解析に用いた入力加速度は振動台実験 (Case 0 : 無補強) で計測された振動台上での応答加速度である。また, Fig. 3.2.22 に入力加速度が安定する時刻以降 (およそ加振 5 秒後) における全ての杭 (L 杭, C 杭, R 杭) のうち, 最大曲げモーメントを計測した時刻における曲げモーメント, 及び軸力の分布図を表わす。以下に知見を述べる。

- Fig. 3.2.20 より, 他のケースと同様に実験とは異なり加振により発生した曲げモーメントは小さな値に収束する傾向は見られなかった。これは加振による過圧密比の増大がほとんどないためだと考えられる。
- Fig. 3.2.20～Fig. 3.2.21 より, 他のケースと同様に解析結果は実験結果よりも大きな曲げモーメント, 軸力を示している。これは, 低拘束圧条件下では, パラメータの精度が落ちる傾向があり, 非線形性が著しくなるためだと考えられる。各パラメータの非線形性を改善すれば, 解析の精度は向上すると考えられるが, 現状では難しい課題である。
- Fig. 3.2.20～Fig. 3.2.21 より, 他のケースと同様に解析結果は実験結果と同様に L 杭, C 杭, R 杭の各杭がそれぞれ異なる挙動を示しており, 特に杭の軸力においては C 杭を境に L 杭と R 杭に作用する軸力が圧縮側と引張側に交互に作用しており, 解析結果は実験結果と同様に, 加振に伴う各杭における荷重分担率の変化を明確に表していると言える。
- Fig. 3.2.21 より, 他のケースと同様に解析結果は加速度が右向き (正) の場合は L 杭が, また加速度が左向き (負) の場合は R 杭が圧縮杭となっている。すなわち, 加速度とは逆方向に慣性力が働き, 慣性力が働いている方向の杭が押込み杭となる実現象を精度よく表現できていると言える。
- Fig. 3.2.22 より, 解析結果は実験結果と同様に, 改良体下端部での曲げモーメントが最大となっており, 解析は定性的に実験時の傾向を満足していると考えられる。
- Fig. 3.2.22 より改良体間隔を広げても, 他の改良仕様と同様に全ての杭において, 改良体下端より上側は曲げモーメントも軸力も同様に減少していることがわかる。これは, 改良体が杭にとって壁 (固定端) のようになり, 杭をその位置で大きく拘束していることから, 改良体より上側は応力が減少し, 破壊が起きにくいことを意味している。また, 多段式改良 1D よりもさらに改良領域が広いことから, 実験結果と同様に広範囲にわたり曲げモーメント, 軸力を抑制している。



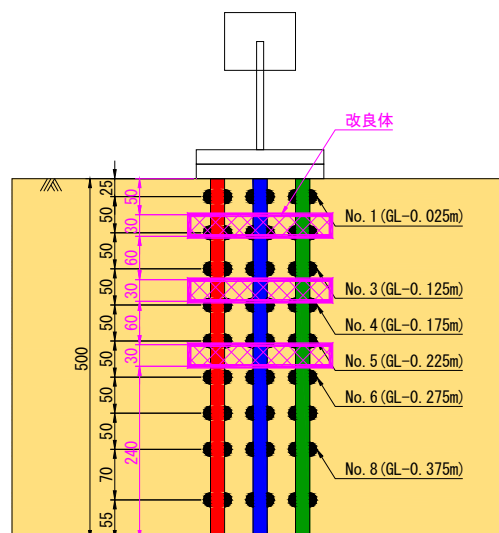


Fig. 3.2.18 応力計測位置 (Case 3 : 多段式改良 2D)

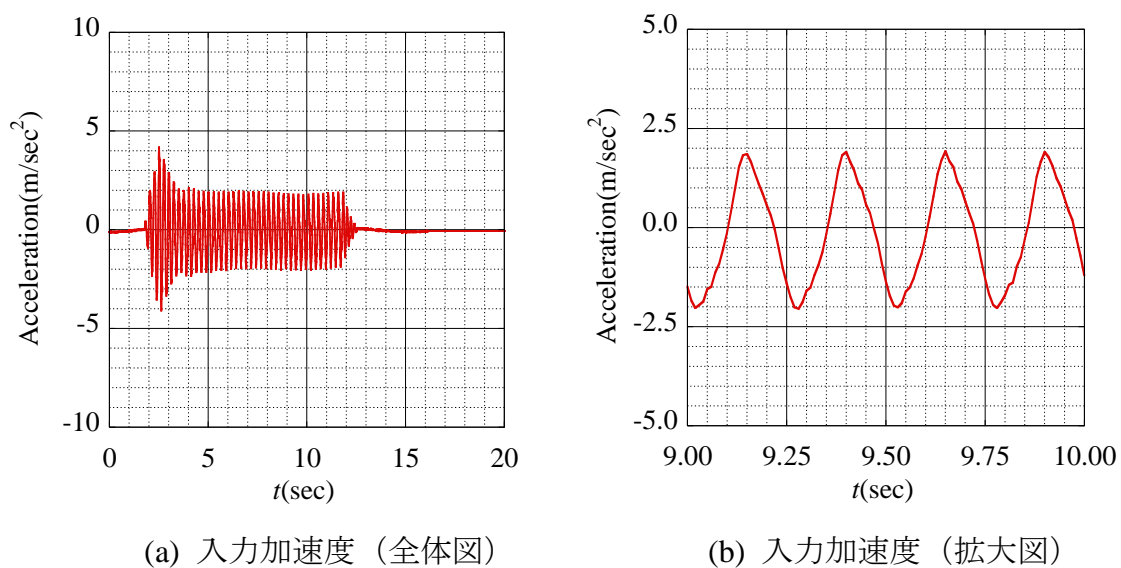
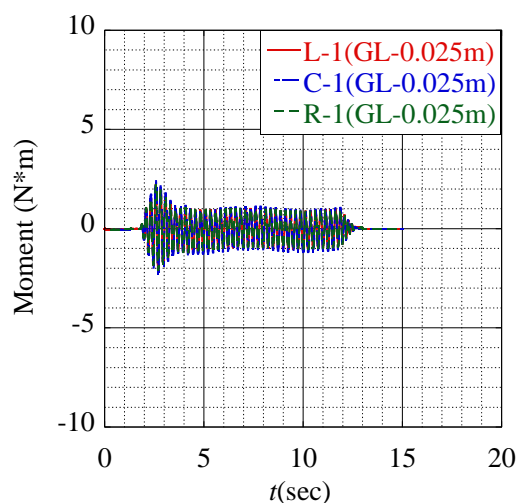
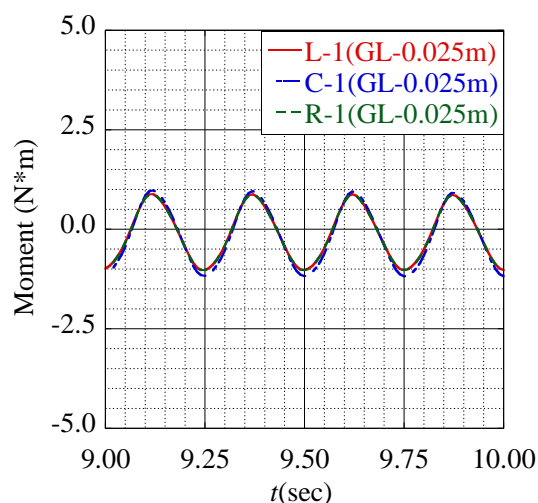


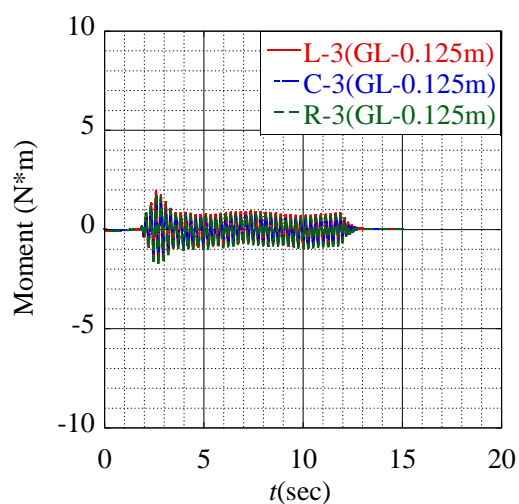
Fig. 3.2.19 入力加速度



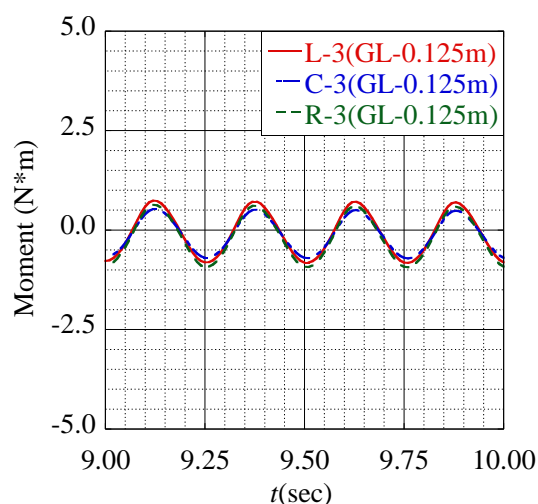
(a) GL-0.025m (全体図)



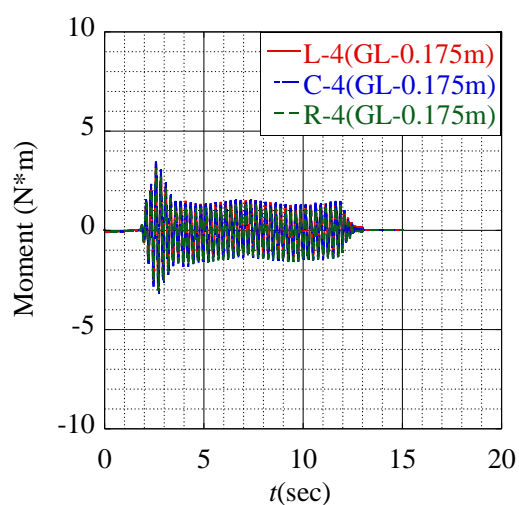
(b) GL-0.025m (拡大図)



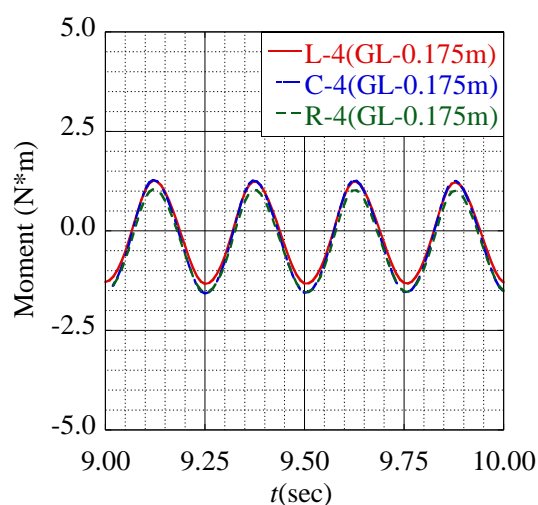
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)



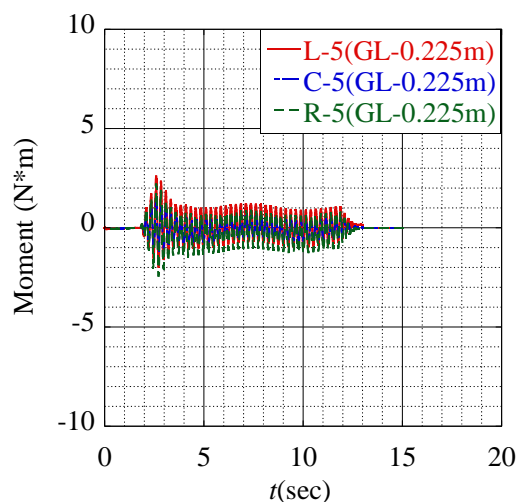
(e) GL-0.175m (全体図)



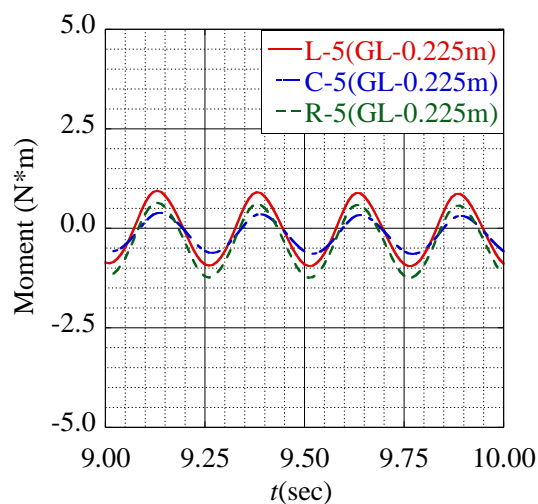
(f) GL-0.175m (拡大図)

Fig. 3.2.20 曲げモーメント (Case 3 : 多段式改良 2D)

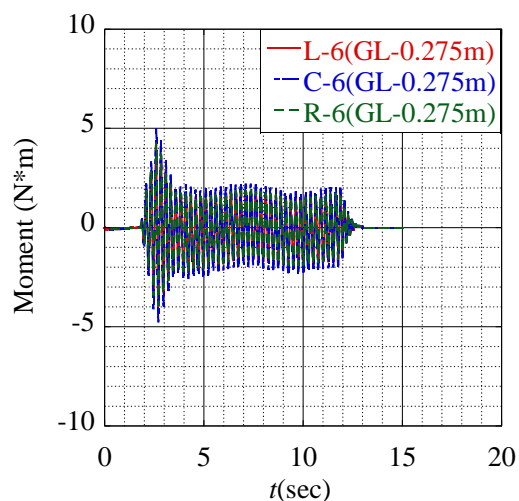




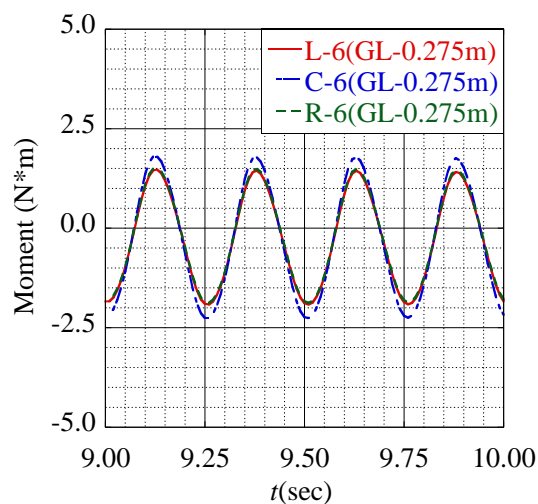
(g) GL-0.225m (全体図)



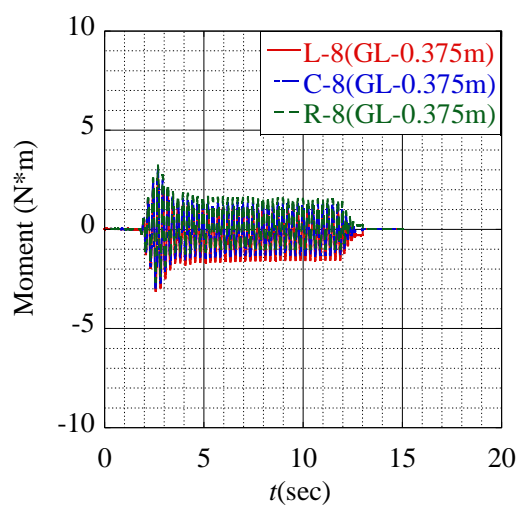
(h) GL-0.225m (拡大図)



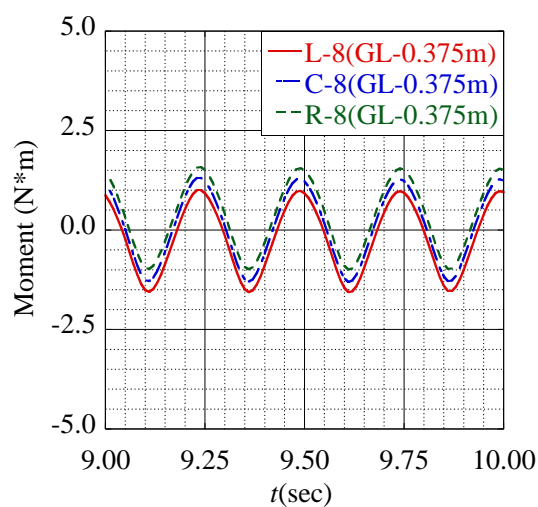
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)

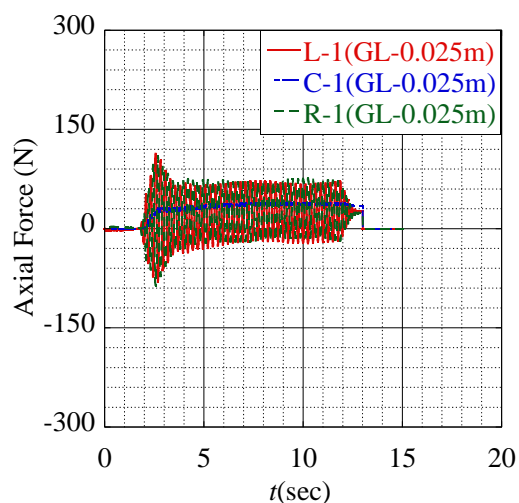


(k) GL-0.375m (全体図)

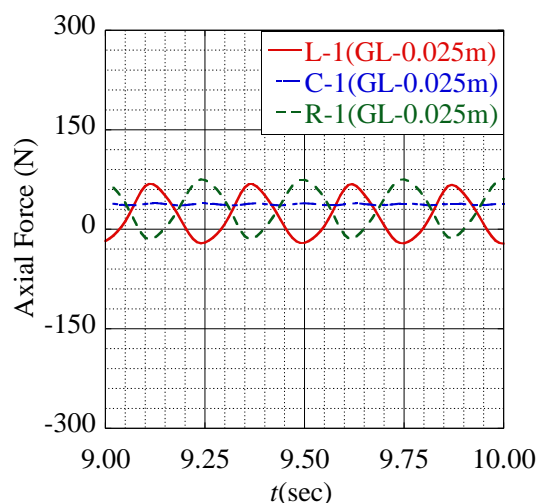


(l) GL-0.375m (拡大図)

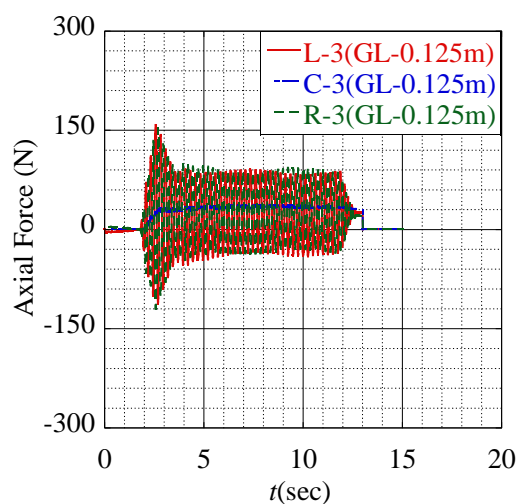
Fig. 3.2.20 曲げモーメント (Case 3 : 多段式改良 2D)



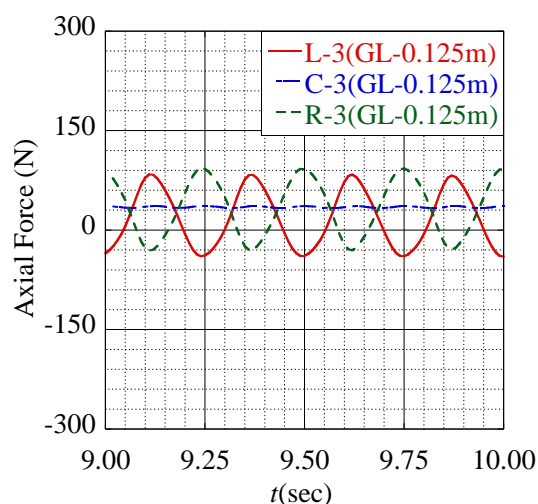
(a) GL-0.025m (全体図)



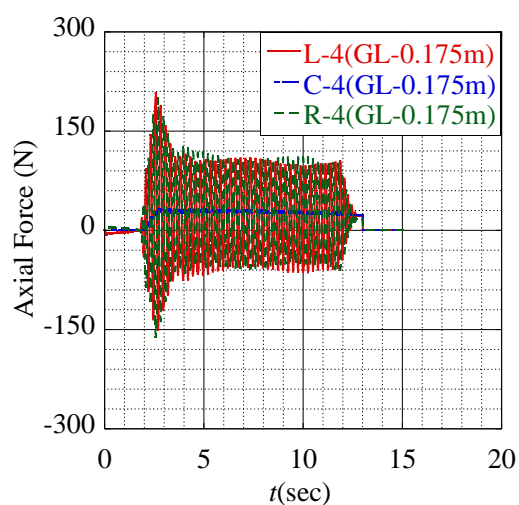
(b) GL-0.025m (拡大図)



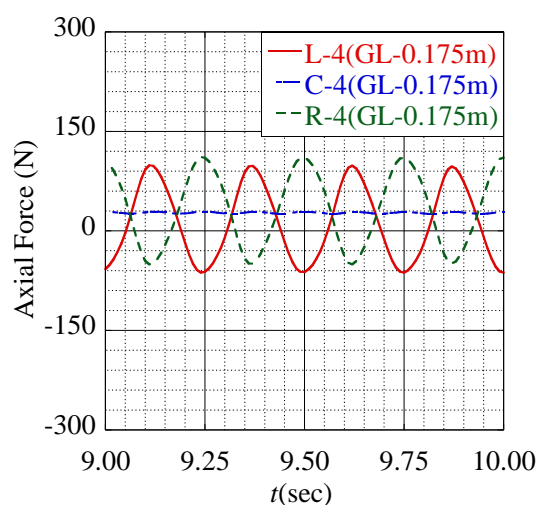
(c) GL-0.125m (全体図)



(d) GL-0.125m (拡大図)

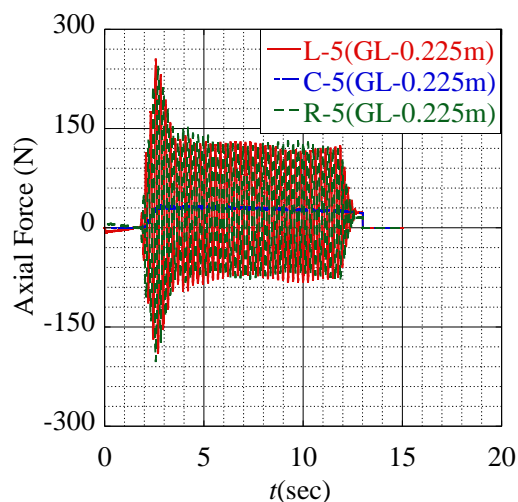


(e) GL-0.175m (全体図)

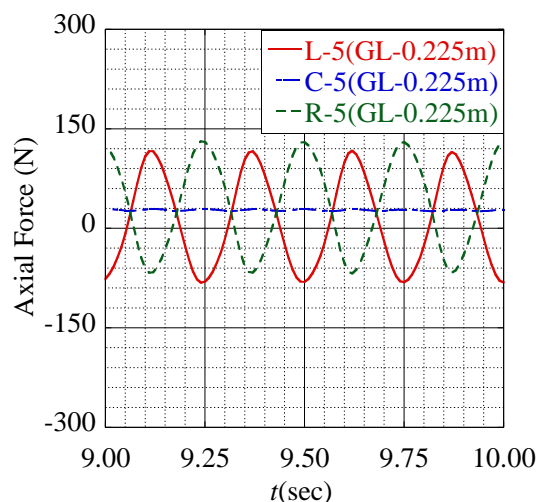


(f) GL-0.175m (拡大図)

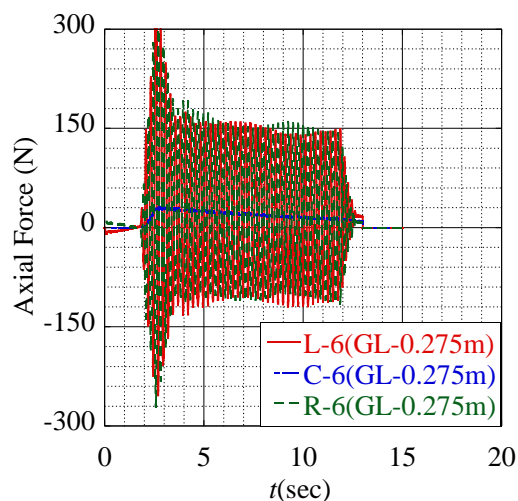
Fig. 3.2.21 軸力 (Case 3 : 多段式改良 2D)



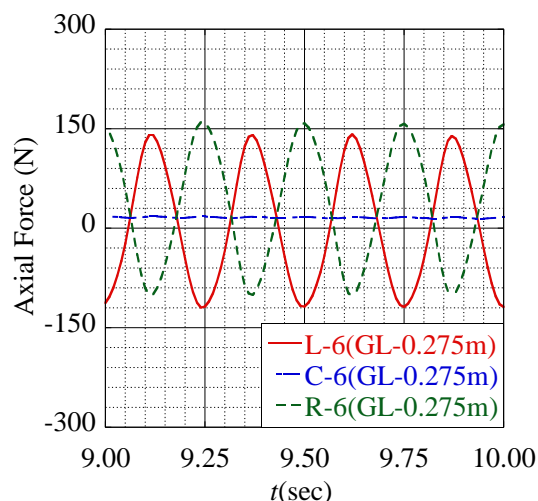
(g) GL-0.225m (全体図)



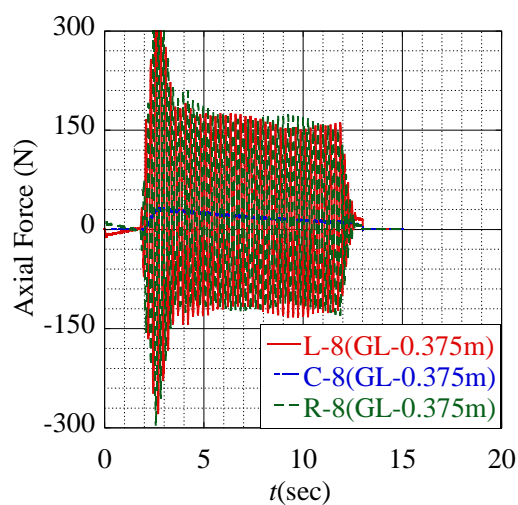
(h) GL-0.225m (拡大図)



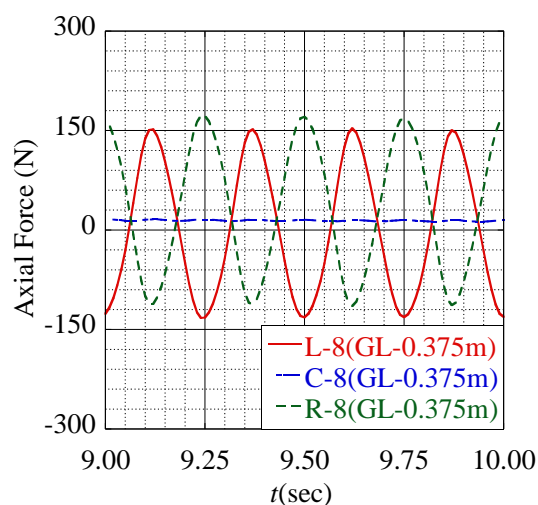
(i) GL-0.275m (全体図)



(j) GL-0.275m (拡大図)



(k) GL-0.375m (全体図)



(l) GL-0.375m (拡大図)

Fig. 3.2.21 軸力 (Case 3 : 多段式改良 2D)

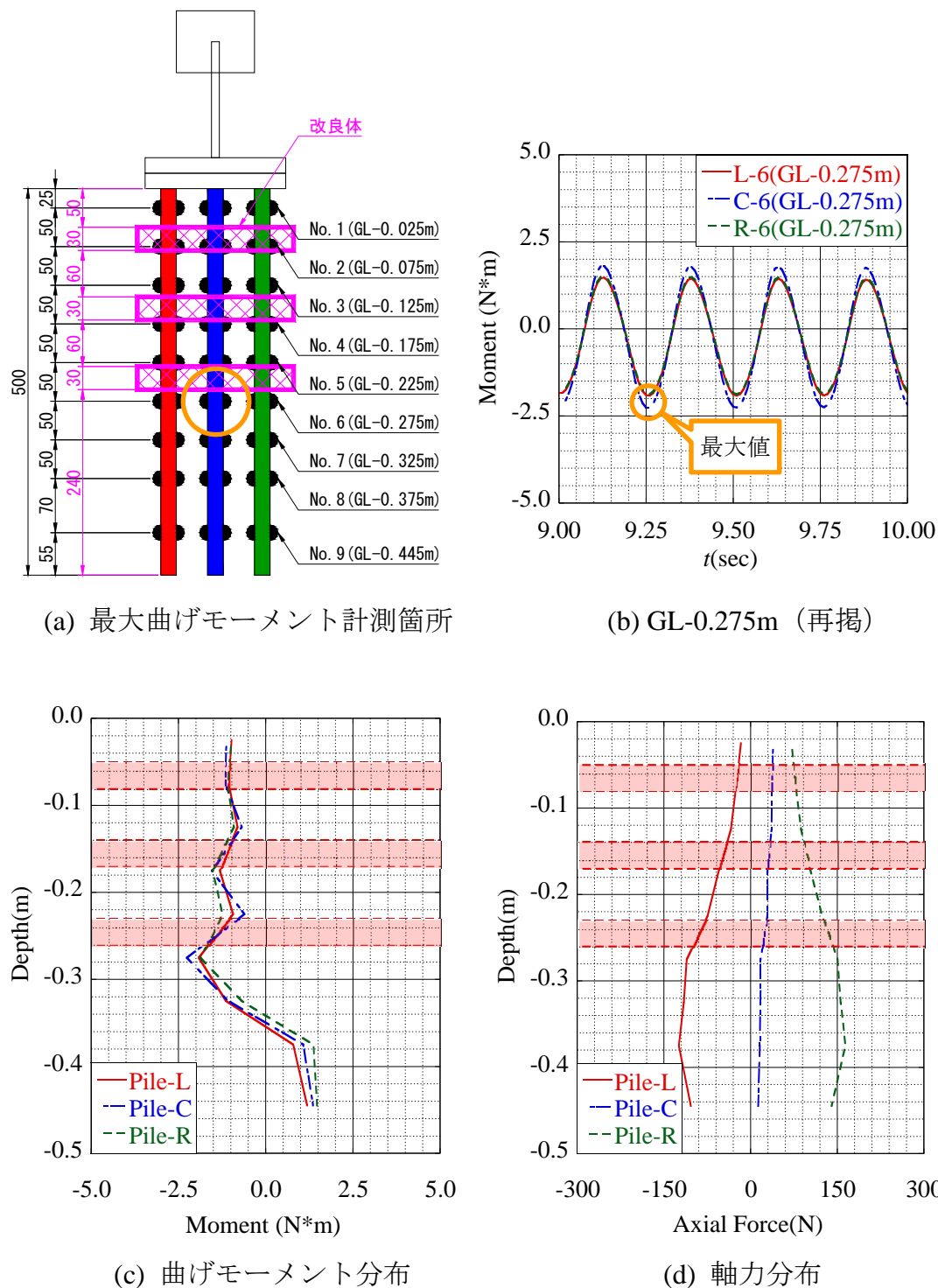


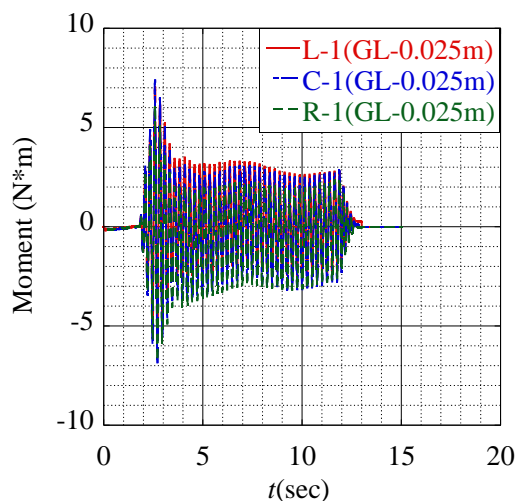
Fig. 3.2.22 曲げモーメント・軸力分布 (Case 3 : 多段式改良 2D, 9.25sec)

### 3.2.6 まとめ

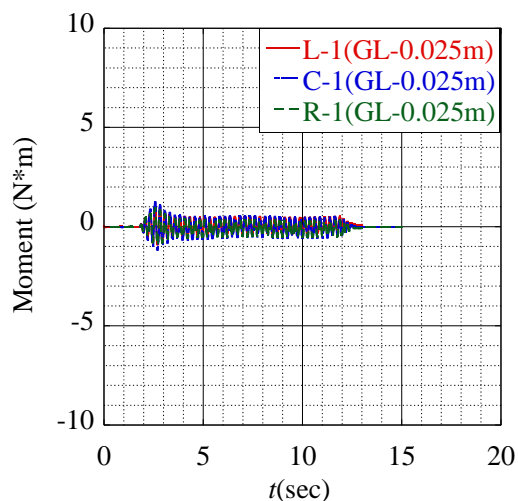
本章では2章に示す1G場での振動台実験装置を用いた杭基礎耐震補強実験についての再現解析を示した。Fig. 3.2.23～Fig. 3.2.28にGL-0.025m, GL-0.125m, GL-0.175m, GL-0.225m, GL-0.275m, GL-0.375mにおける各ケースの曲げモーメントを示す。また、Fig. 3.2.29に加速度が安定した5秒後以降における最大曲げモーメント分布図、Fig. 3.2.30に最大曲げモーメント時における軸力分布を示し、Fig. 3.2.31～Fig. 3.2.33に各杭における最大曲げモーメント比率を示す。以下に知見を述べる。

- GL-0.025m（杭頭部付近）において、解析結果は実験結果と同様に、全ての改良ケース（Case 1～Case 3）において改良効果が得られた。
- 解析結果は実験結果と同様に、ブロック状改良（1層の改良範囲が大きい）よりも、多段式改良（1層が薄く改良範囲が広範）のほうが改良効果は高く、また、多段式改良においても、改良体間隔が大きいほど補強効果が高いことが確認できた。このことはGL-0.125mの曲げモーメントに着目しても明らかのように、Case 2とCase 3では同じように改良範囲内部にあるのかかわらず、Case 3のほうが曲げモーメントも軸力も小さい。また、全ての改良ケースにおいて、改良下端より上側においては、曲げモーメントも軸力も小さな値に収束する傾向にあるため、改良範囲が広いほど杭全体として改良効果が得られると考えられる。
- 改良体から離れているGL-0.375m（計測地点8）においては、Case 0を除けばほぼ同程度の曲げモーメントとなっており、改良体より下部においては、その離隔に応じて改良体による曲げモーメントの増大などの影響が小さくなり、杭下端部には悪影響が生じないと考えられる。
- 全ての改良ケースにおいて、改良体下端部においては発生する曲げモーメントが無補強の場合と同程度かそれ以上となる傾向にあるが、杭全体での最大曲げモーメント比率はCase 1（ブロック状改良）で平均95%程度、Case 2（多段式改良1D）で平均75%程度、Case 3（多段式改良2D）では平均62%程度まで減少させることに成功した。

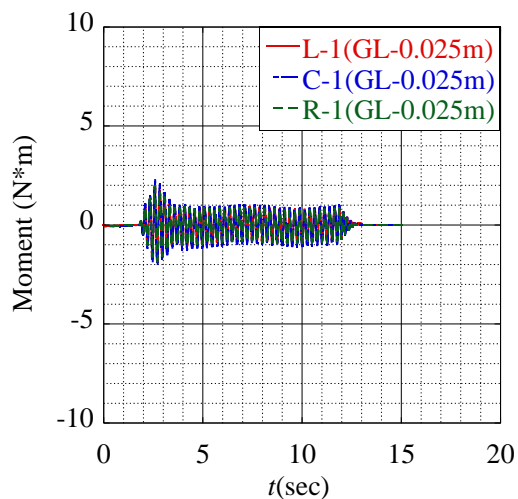
以上、2章に示す部分的な地盤改良を想定した振動台模型実験の再現解析を行った結果、各改良仕様により杭基礎構造物に与える挙動の違いを明らかにした。さらに、2章に示す1G場での振動台実験では確認できなかった最大曲げモーメントの定量的な比較を行った結果、無補強に比べてCase 3（多段式改良2D）では平均38%程度の曲げモーメントの減少に成功した。よって、耐震設計基準が古い時代に建設された杭基礎構造物（既設、供用中）においても、同様の改良を行うことにより現行の耐震設計基準を満足することが可能であると考えられる。



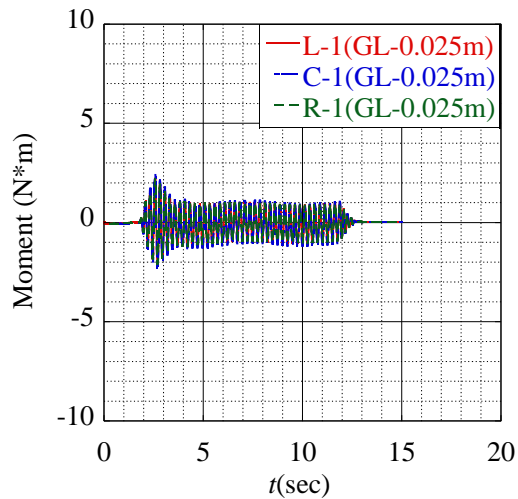
(a)Case 0 : 無補強



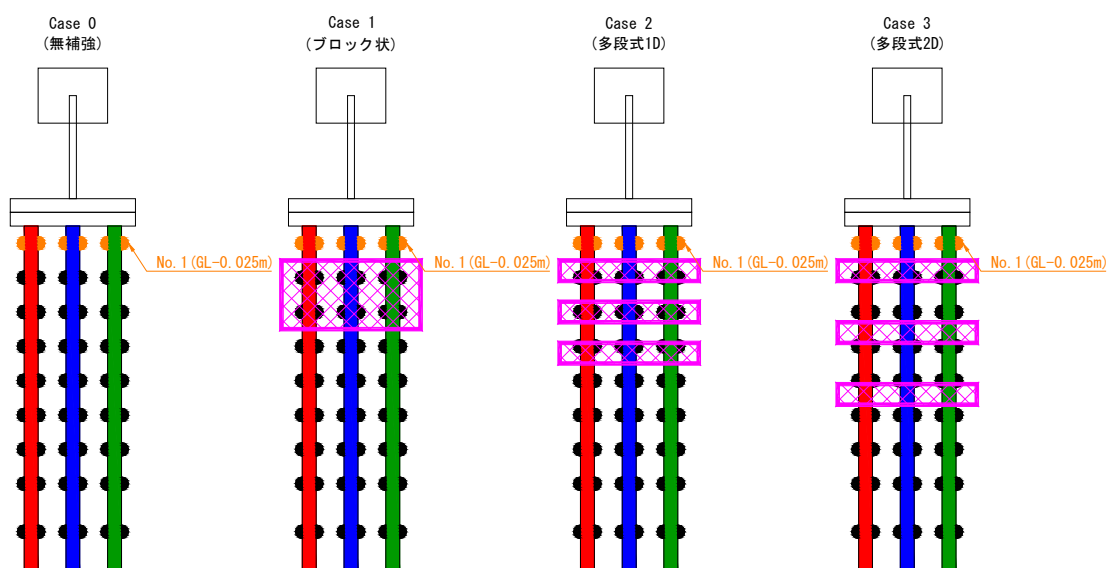
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)



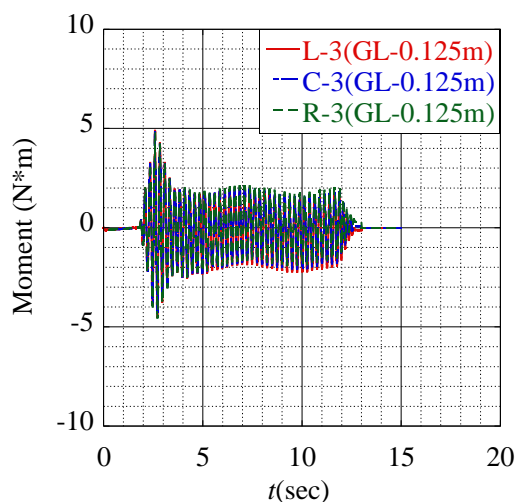
(d)Case 3 : 多段式改良(2D)



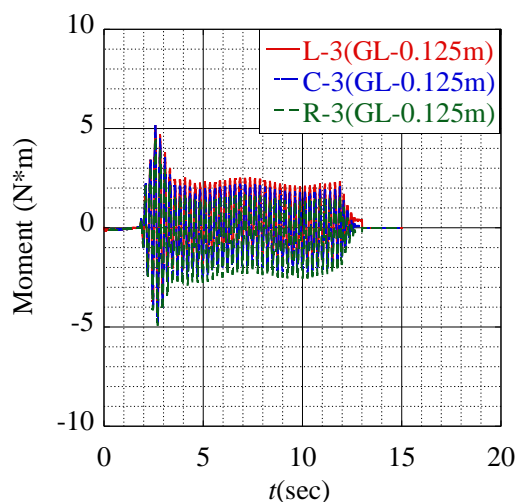
(e)応力計測地点

Fig. 3.2.23 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 1 : GL-0.025m)

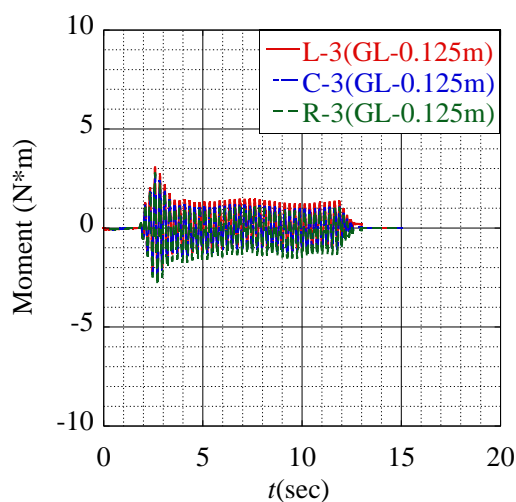




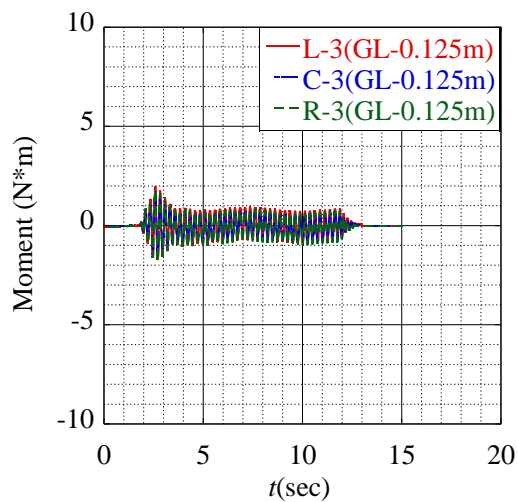
(a)Case 0 : 無補強



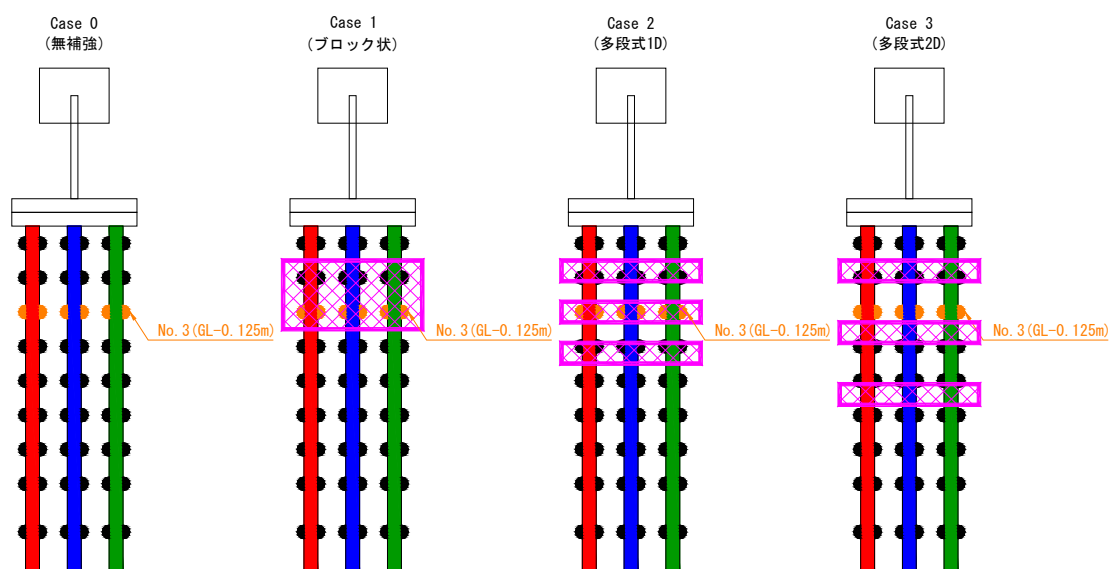
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

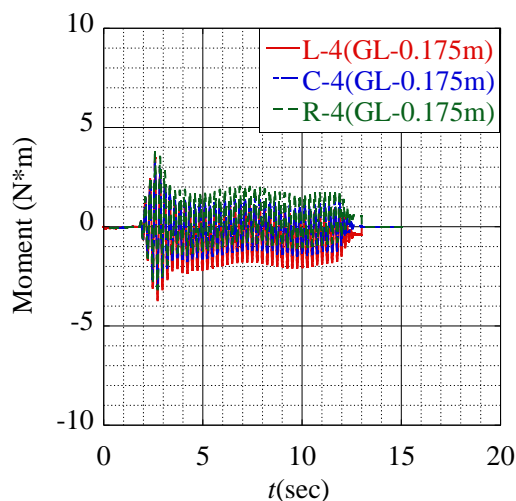


(d)Case 3 : 多段式改良(2D)

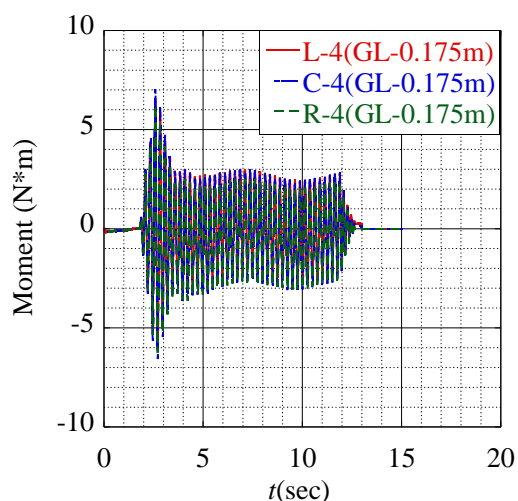


(e)応力計測地点

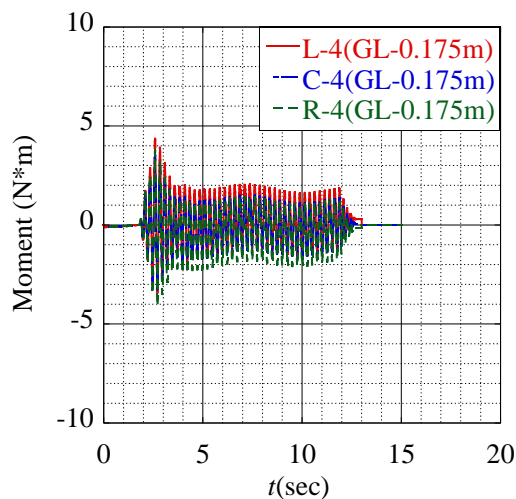
Fig. 3.2.24 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 3 : GL-0.125m)



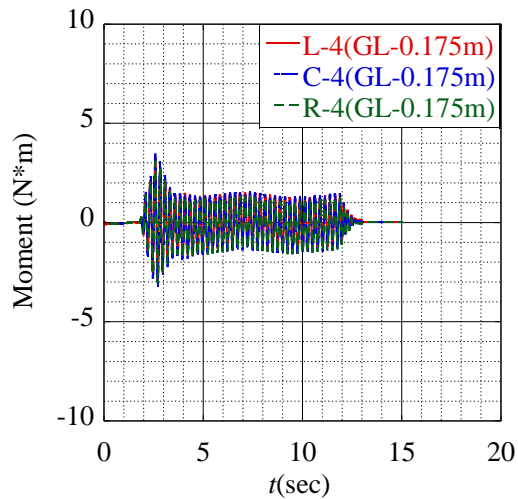
(a)Case 0 : 無補強



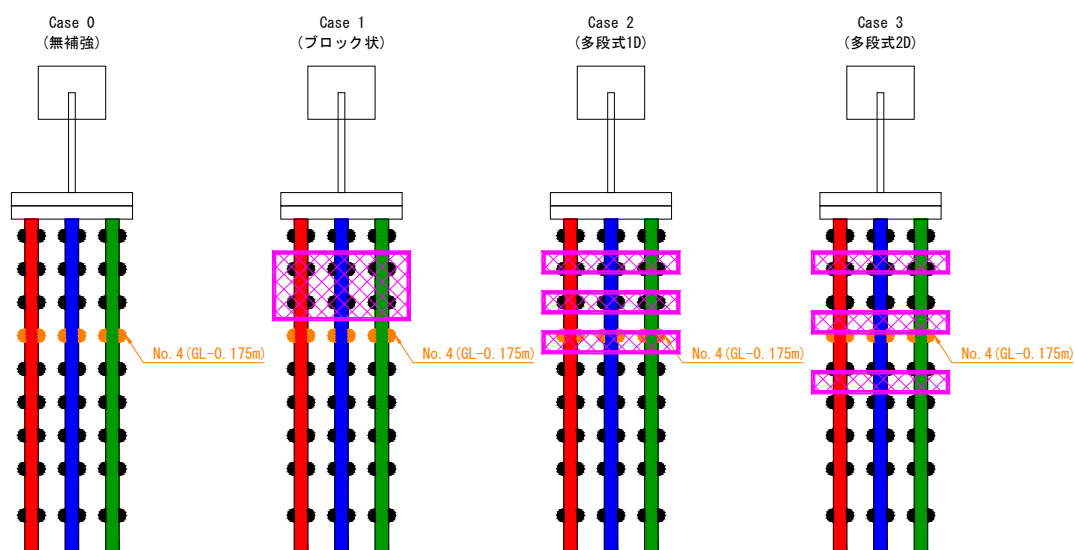
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)



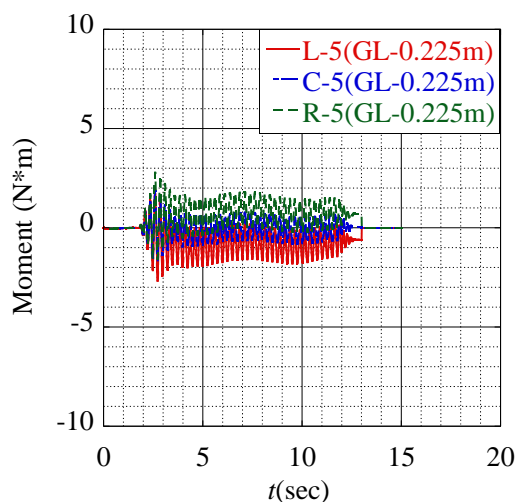
(d)Case 3 : 多段式改良(2D)



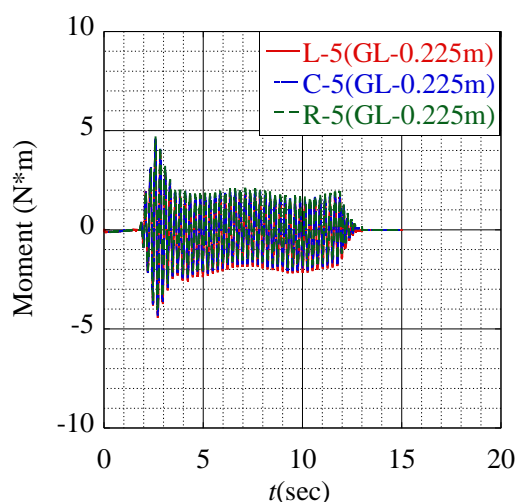
(e)応力計測地点

Fig. 3.2.25 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 4 : GL-0.175m)

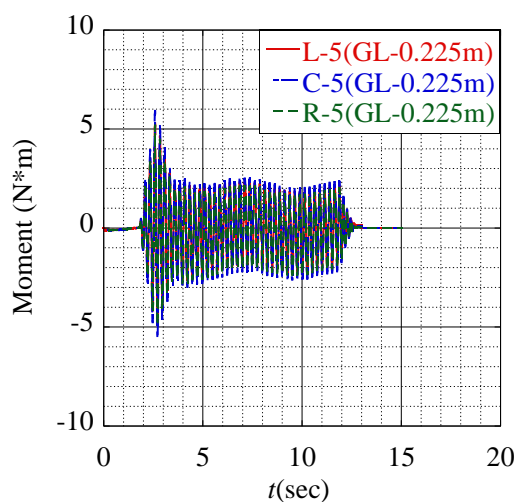




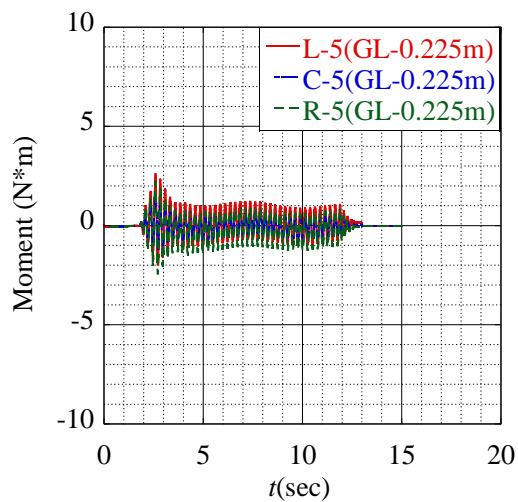
(a)Case 0 : 無補強



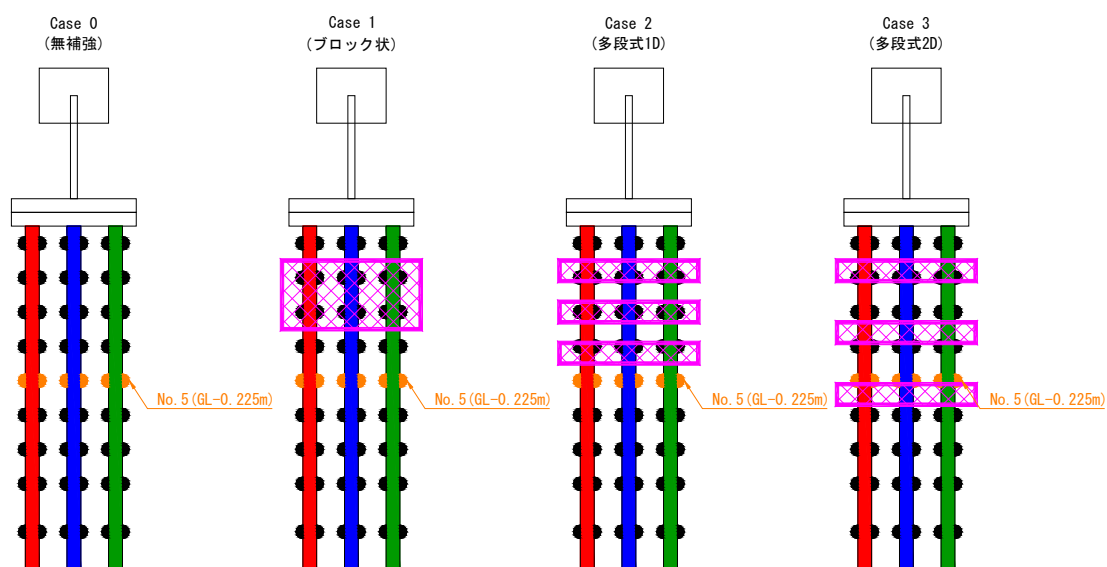
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

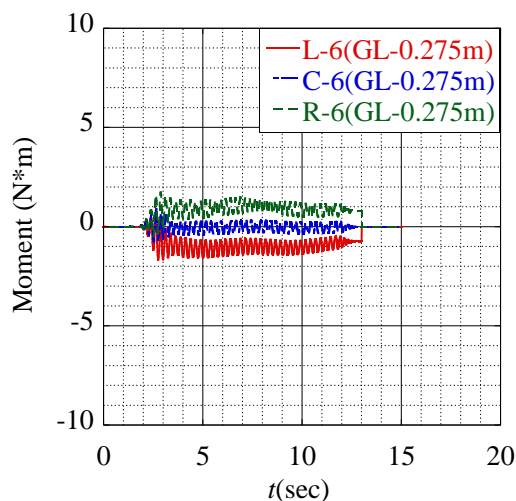


(d)Case 3 : 多段式改良(2D)

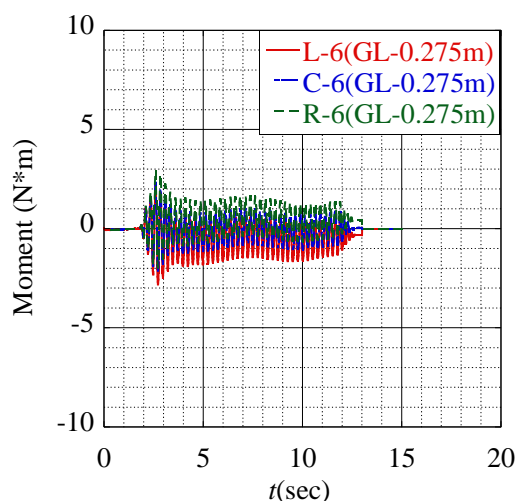


(e)応力計測地点

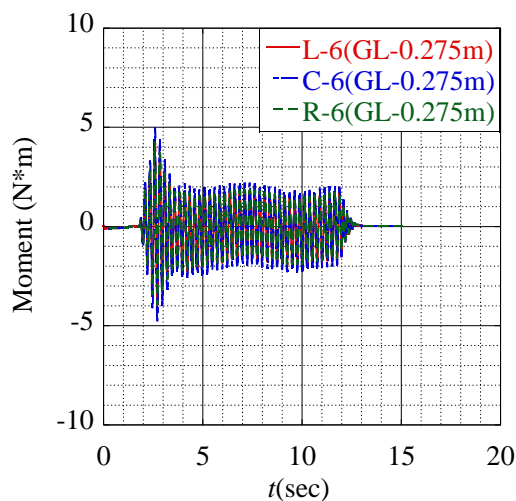
Fig. 3.2.26 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 5 : GL-0.225m)



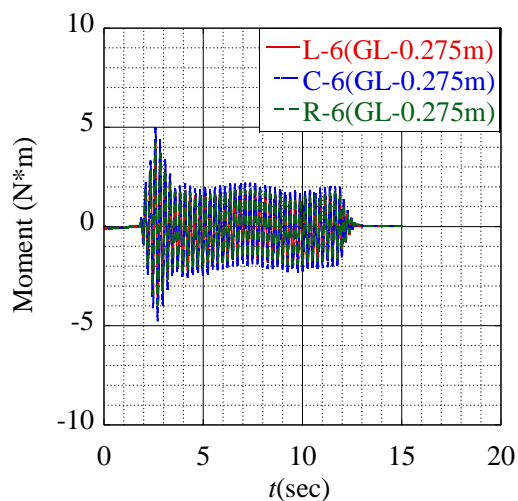
(a)Case 0 : 無補強



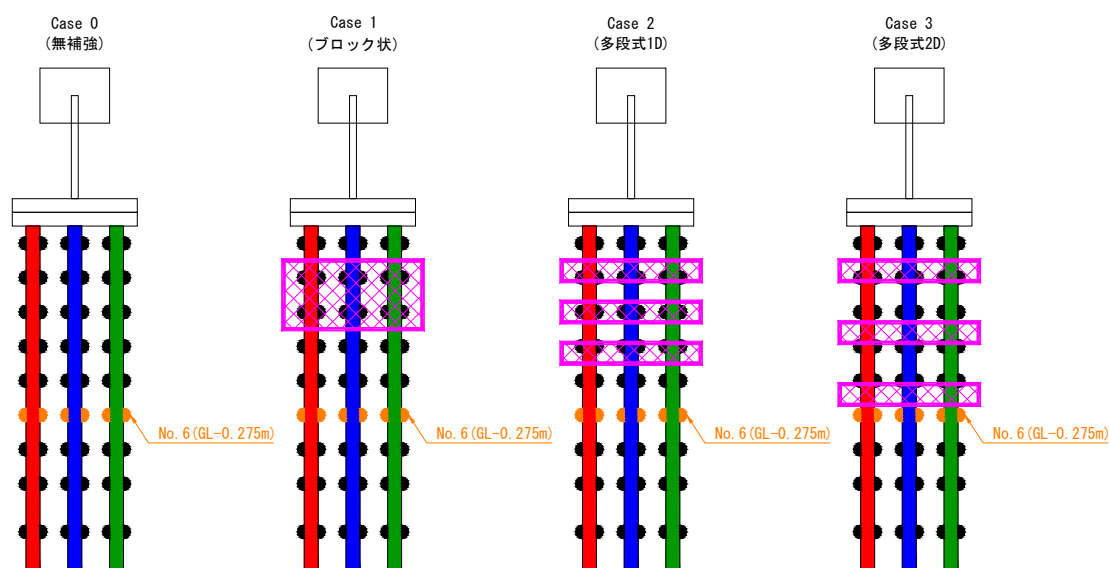
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

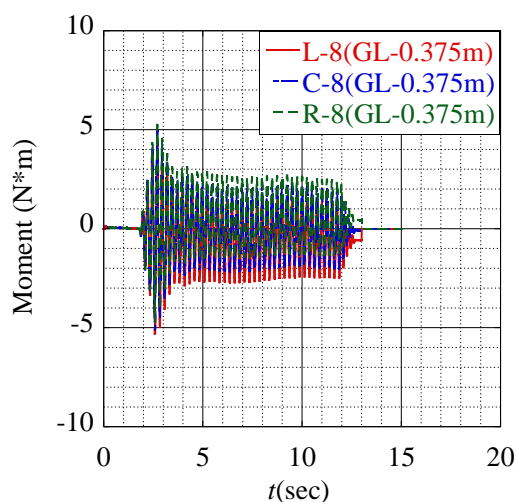


(d)Case 3 : 多段式改良(2D)

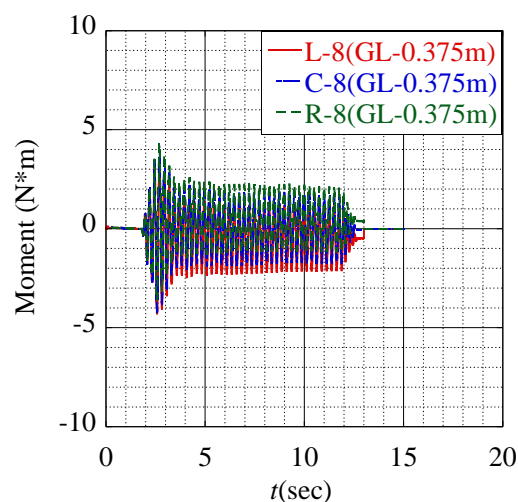


(e)応力計測地点

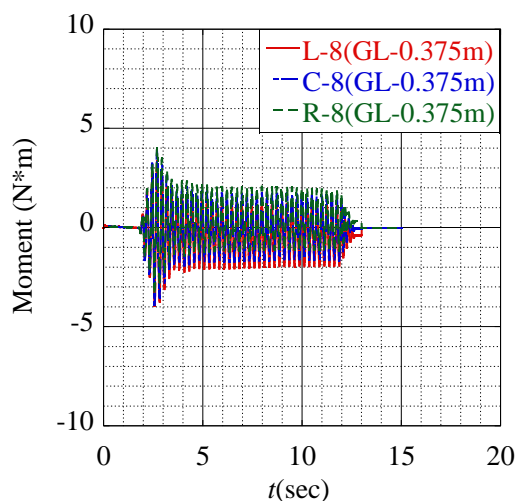
Fig. 3.2.27 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 6 : GL-0.275m)



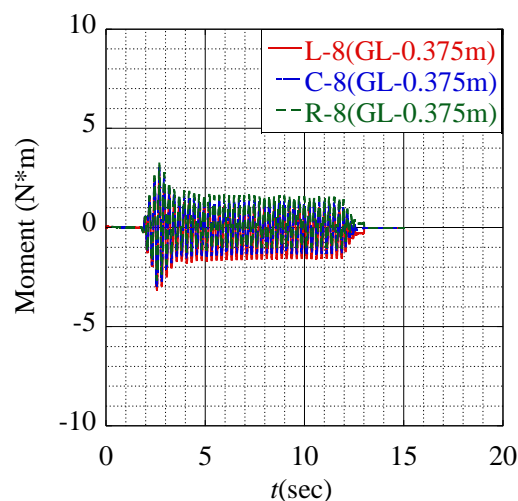
(a)Case 0 : 無補強



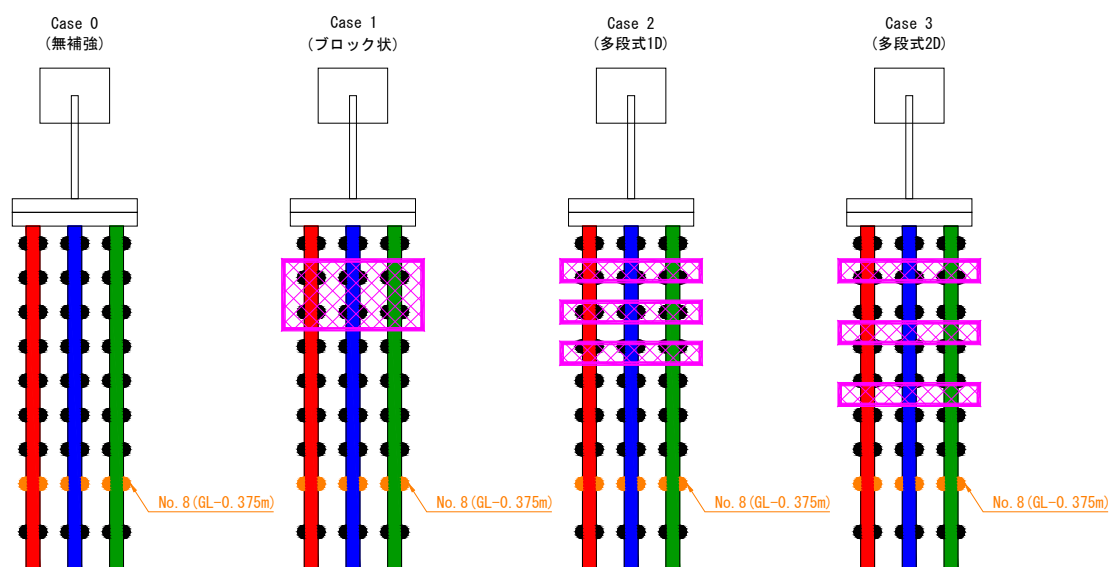
(a)Case 1 : ブロック状改良



(c)Case 2 : 多段式改良(1D)



(d)Case 3 : 多段式改良(2D)



(e)応力計測地点

Fig. 3.2.28 各ケースにおける曲げモーメント(計測地点 8 : GL-0.375m)

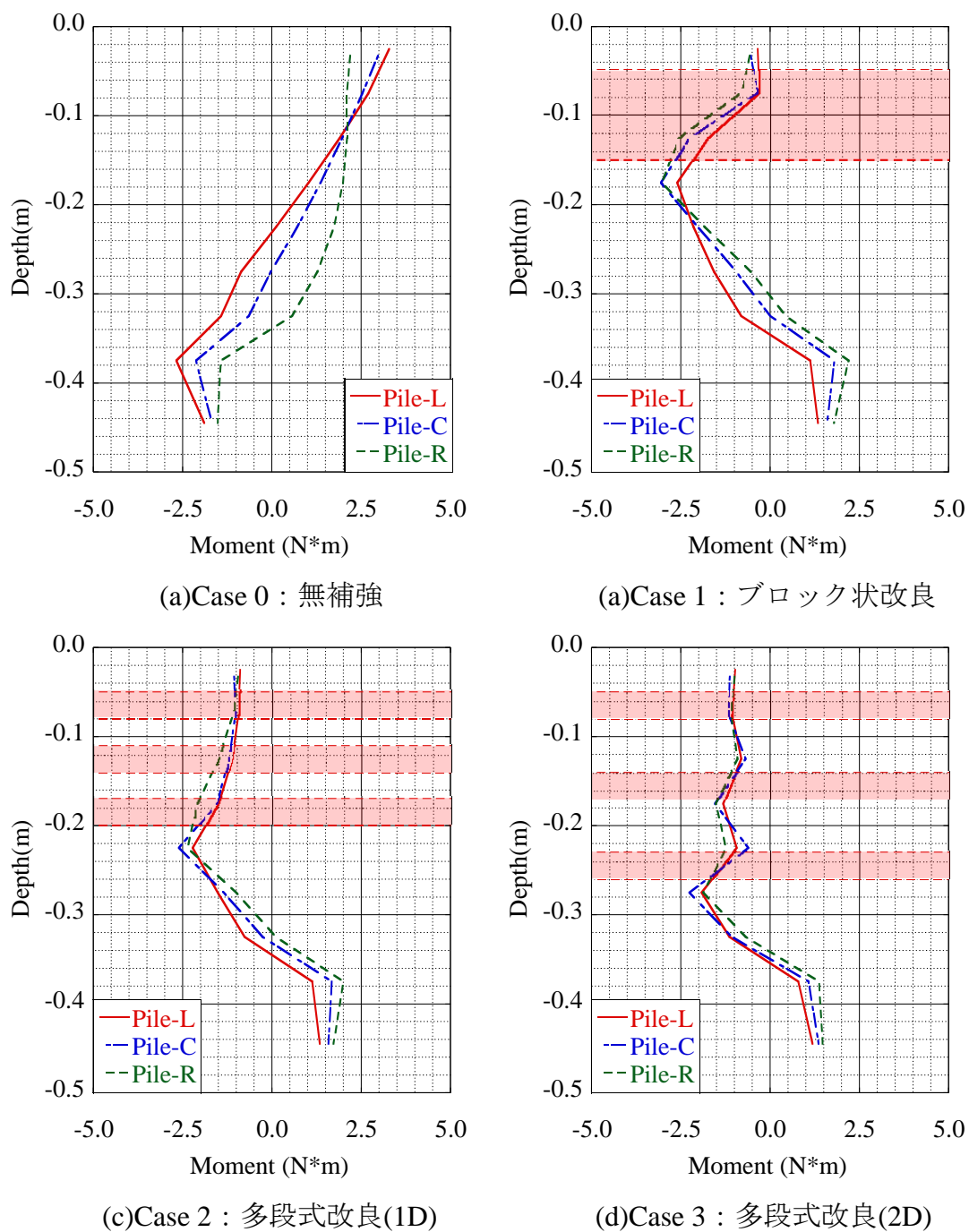
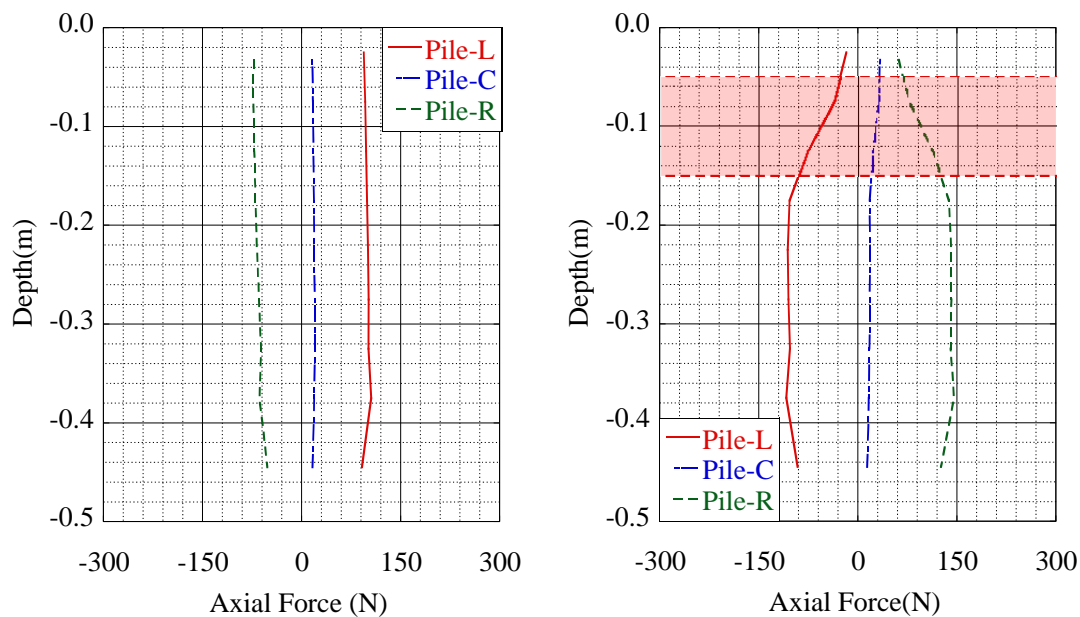
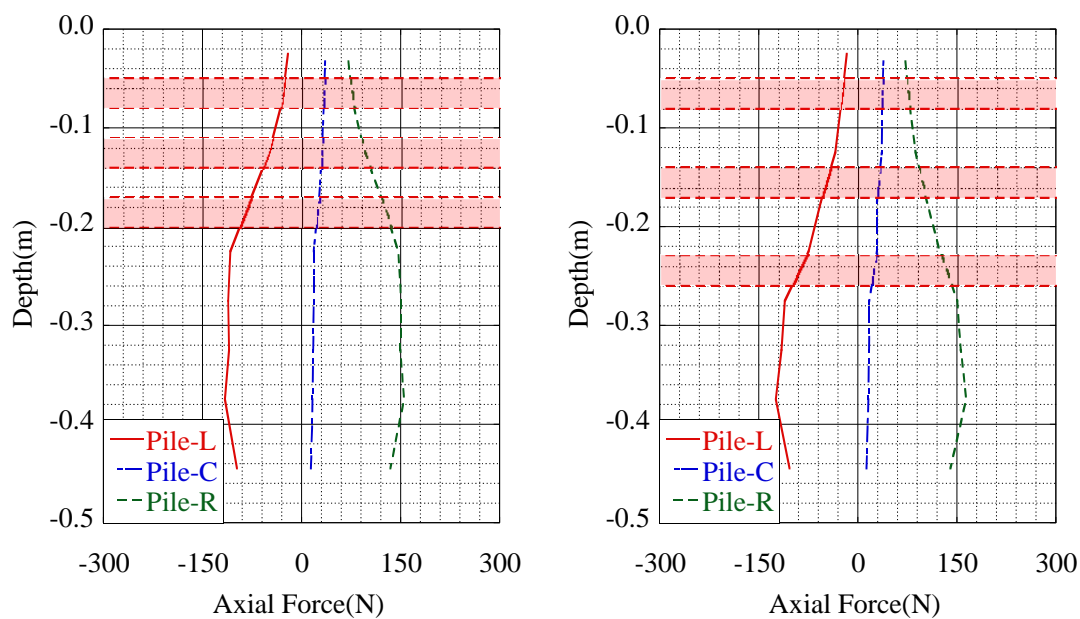


Fig. 3.2.29 最大曲げモーメントの比較



(a)Case 0 : 無補強

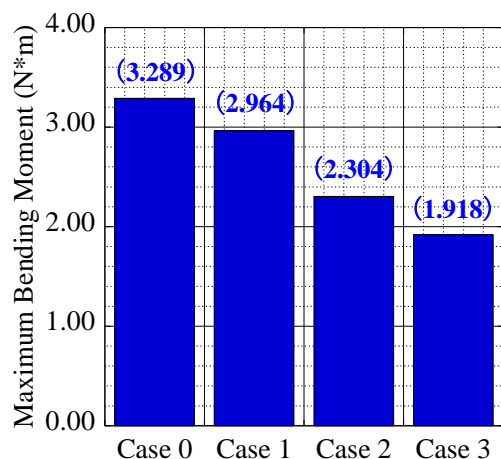
(a)Case 1 : ブロック状改良



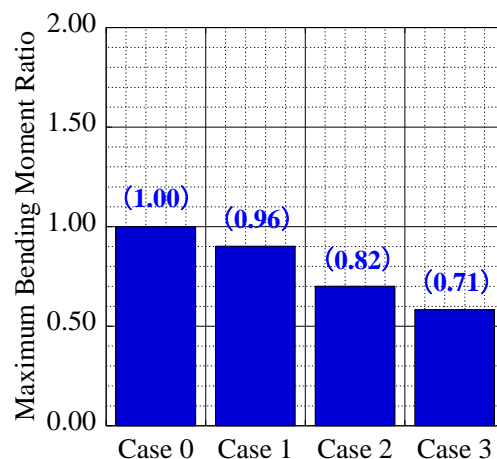
(c)Case 2 : 多段式改良(1D)

(d)Case 3 : 多段式改良(2D)

Fig. 3.2.30 軸力（最大曲げモーメント時）の比較

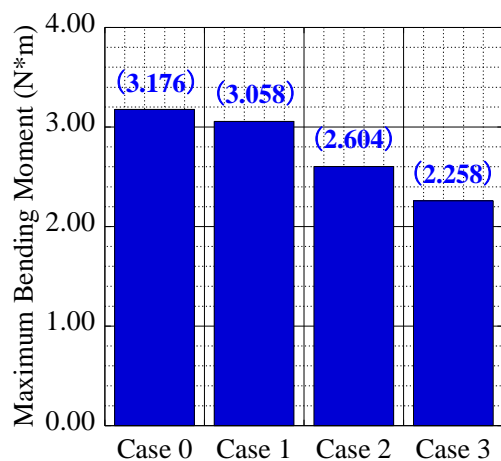


(a)最大曲げモーメント

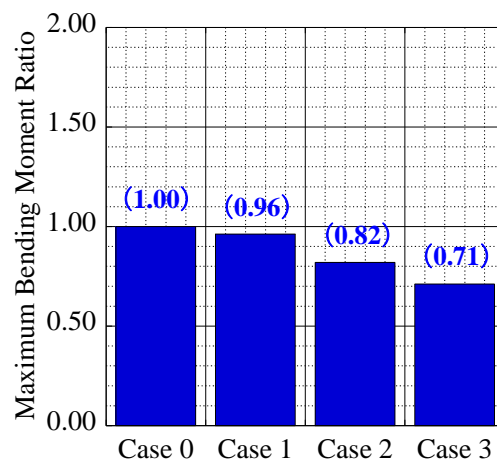


(b)最大曲げモーメント比率

Fig. 3.2.31 最大曲げモーメント比率 (L 杭)

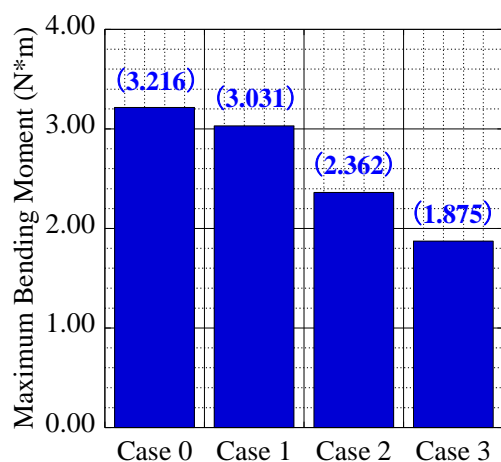


(a)最大曲げモーメント

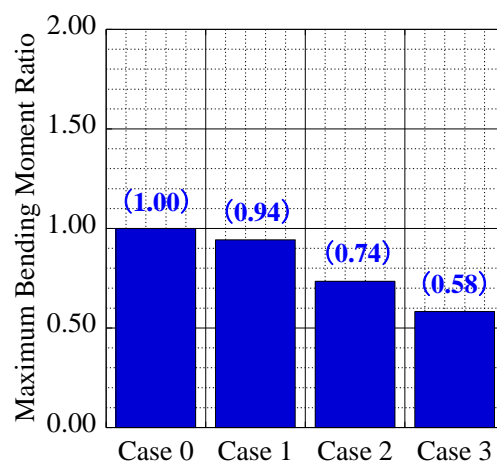


(b)最大曲げモーメント比率

Fig. 3.2.32 最大曲げモーメント比率 (C 杭)



(a)最大曲げモーメント



(b)最大曲げモーメント比率

Fig. 3.2.33 最大曲げモーメント比率 (R 杭)



### 3.3 実験結果と解析結果の比較・考察

これまでに杭基礎構造物を対象とした周辺地盤の部分固化による耐震補強について振動台実験（2章），及び振動台実験の再現解析（3.1章～3.2章）による検証を行った。本節では両者を比較することにより，実験等の問題点や課題についての考察を述べる。参考までに Fig. 3.3.1 に多段式改良 2D（Case 3）の軸力分布，Fig. 3.3.2～Fig. 3.3.3 に無補強（Case 0）と多段式改良 2D（Case 3）の曲げモーメント分布を示す。

軸力（Fig. 3.3.1）に着目すると，実験結果ではバラツキが多く，L 杭，C 杭，R 杭において押込み杭と引抜き杭における荷重分担率が確認できなかったが，解析結果では押込み杭と引抜き杭における荷重分担率の違いが確認できた。実験結果はひずみゲージの接着状況や杭の状況などによる誤差も大きいためだと考えられる。また，軸力の大きさは解析結果が実験結果の 6 倍程度と非常に大きな値となった。

次に曲げモーメント（Fig. 3.3.2～Fig. 3.3.3）に着目すると，実験結果では改良体下端部で曲げモーメントが大きくなる傾向にあるが，改良体より上側においては曲げモーメントを大きく抑制することに成功した。また，解析結果も同様の傾向が得られている。しかし，軸力結果と同様に曲げモーメントの大きさは，解析結果が実験結果の 6 倍程度と非常に大きな値となった。

以上より，実験結果と解析結果は定性的に良い関係にあると言えるが，定量的には異なる結果となり「1G 場での実験の限界」を示唆している。よって，実験により定性的に効果を判断することに加え，数値解析により定量的な比較を行うことは非常に重要であり，効果的な評価手段であると考えられる。

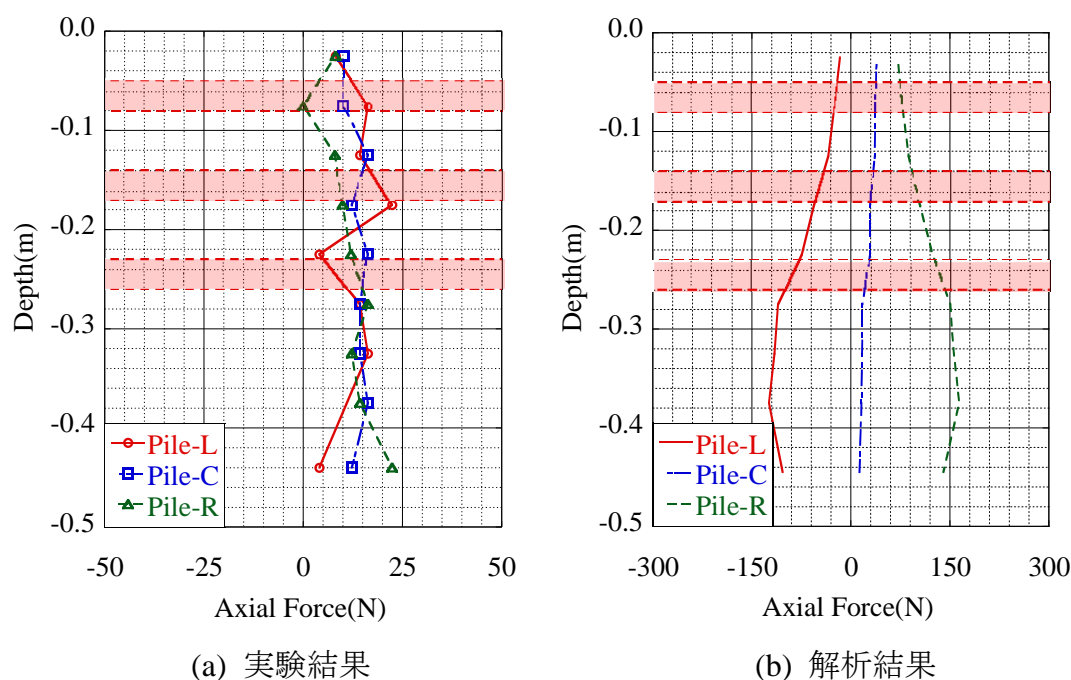


Fig. 3.3.1 軸力分布（Case 3：多段式改良 2D）

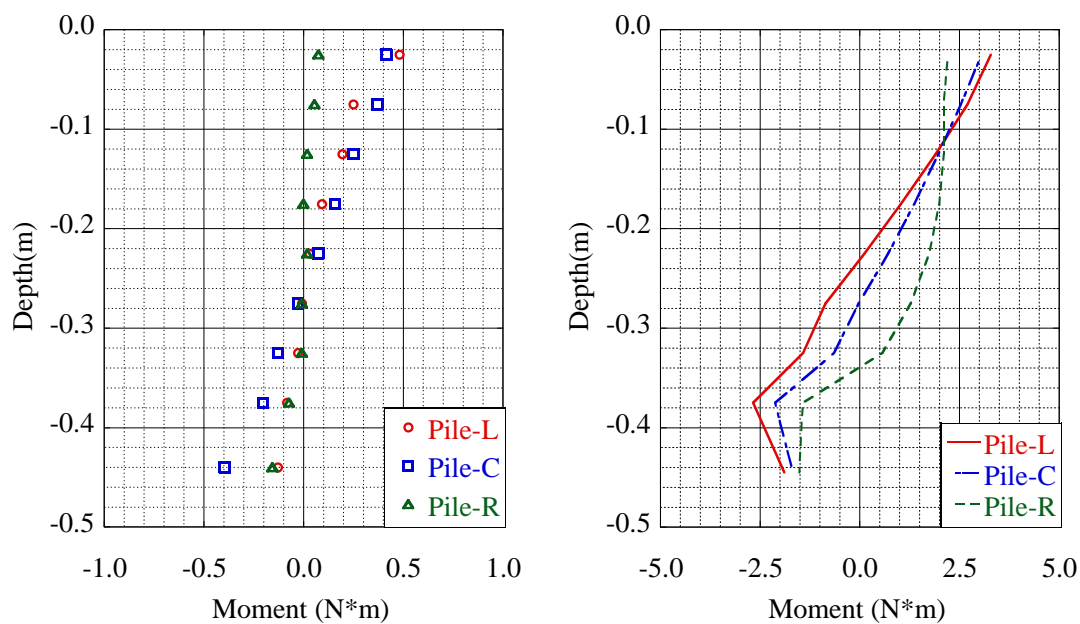


Fig. 3.3.2 曲げモーメント分布 (Case 0 : 無補強)

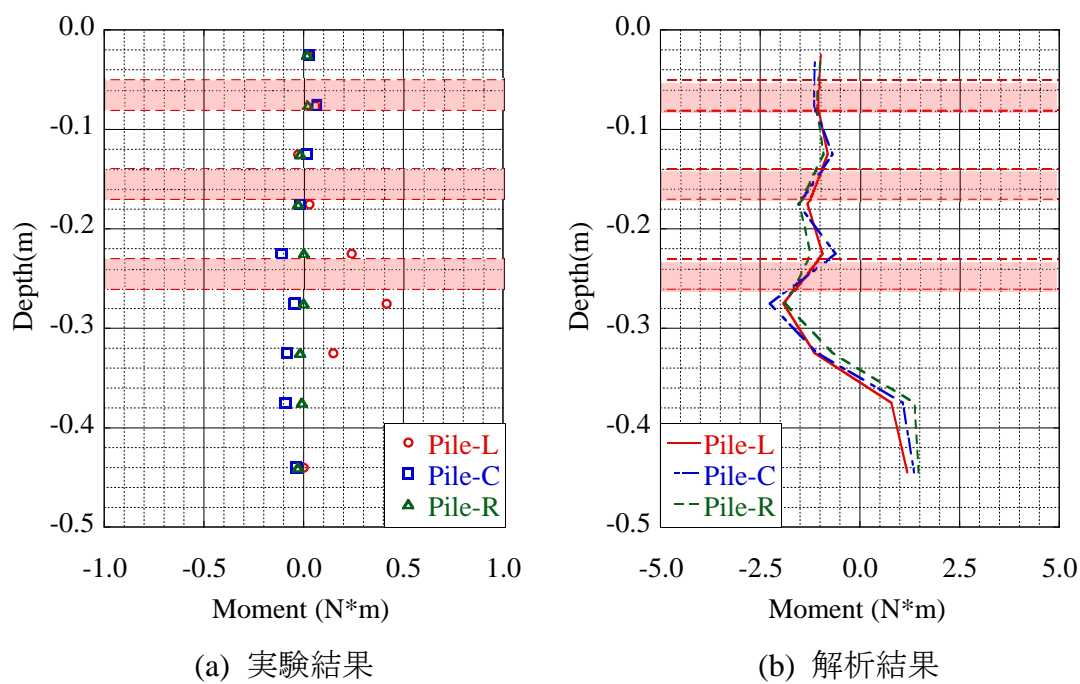


Fig. 3.3.3 曲げモーメント分布 (Case 3 : 多段式改良 2D)



## 4. 静的有限要素解析を用いた杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証

### 4.1 解析概要

3章では2章を基にした1G場での振動台実験（乾燥砂）の再現解析を行い、耐震補強について定性的・定量的な比較を行った。本章では3章で得られた結果を基に、湿潤状態の豊浦砂を対象とした実地盤スケールでの静的単調載荷条件下での有限要素解析を行った。なお、解析にモデル等については3章を参照されたい。

#### 4.1.1 解析条件

Fig. 4.1.1 に数値解析に用いた有限要素解析メッシュ（節点数 23690、要素数 21132）を示す。地盤は地下水位を GL-1.00m とした湿潤状態の豊浦砂とし、対称性を考慮して半断面の 3D メッシュとした。構造物の各寸法は、3章で示した構造物寸法の 50 倍とした。フーチングは幅 9m、奥行き 4.5m、厚さ 2m とし、杭は直径 1m、厚さ 0.014m、長さ 50m、杭中心間隔 3m の鋼管杭（SKK490）とした。杭下端は支持層に根入れをしている。

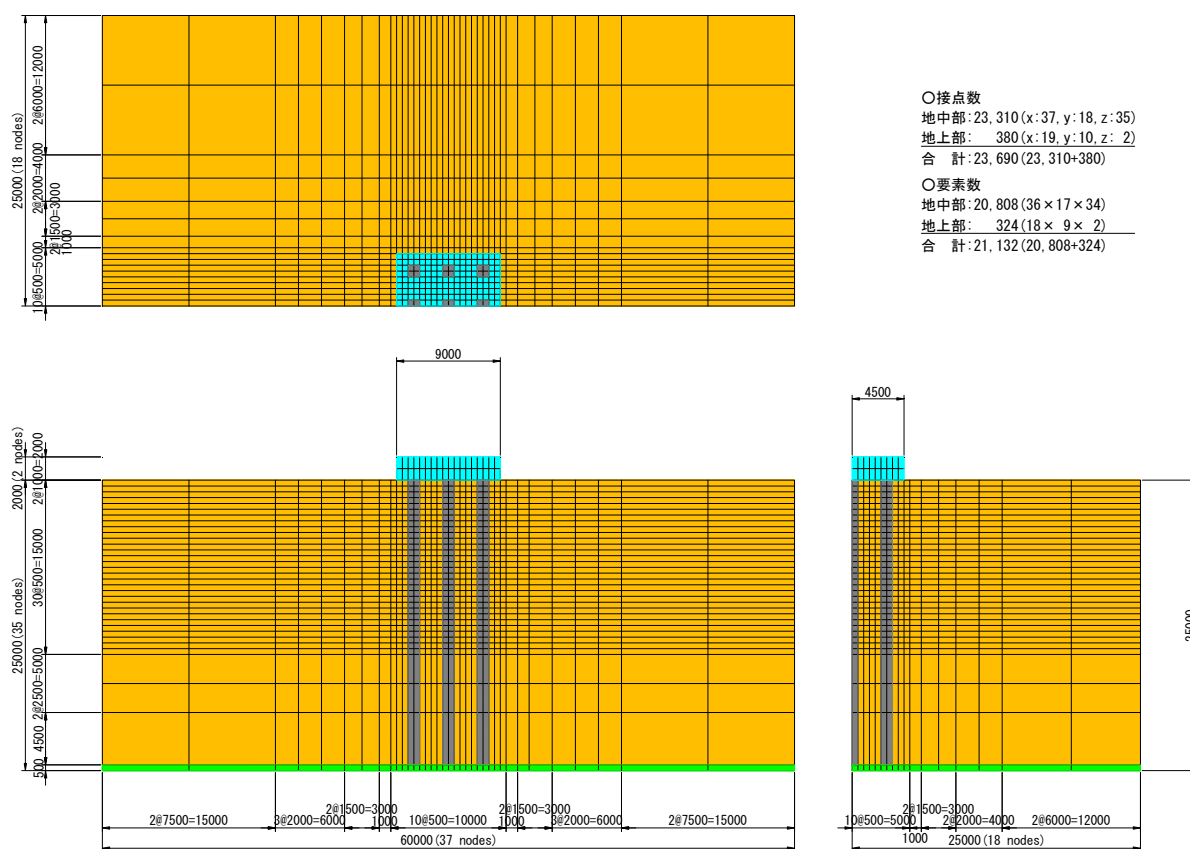


Fig. 4.1.1 解析メッシュ

- 地盤

底面 全方向変位：固定 ( $x, y, z$ ), 全回転角：固定 ( $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ )

左・右側面  $x$  方向変位：固定

前・後面  $y$  方向変位：固定

- フーチングおよび杭

前面  $y$  方向変位：固定

ただし、半断面として解析を行うため、杭の半断面境界では載荷によりねじれが生じてしまう。そのため手前の杭（3本）は回転角： $\theta_x$  固定としている。また、杭下端については回転角： $\theta_z$  のみの回転固定とした。

#### 4.1.2 解析パラメータ

##### 1) 地盤材料パラメータ

地盤材料パラメータは3章に示した豊浦標準砂の値を基本とした。ただし、本章では3章とは異なり、乾燥状態ではなく湿潤状態を仮定した。Table. 4.1.1 に地盤材料のパラメータを示す。ここで、支持層は非常に硬いDc層を想定し、弾性体( $E=1.0 \times 10^7 \text{kPa}$ )としてモデル化を行った。

Table. 4.1.1 材料パラメータ（地盤材料）

名称	豊浦標準砂
Compression index $\lambda$	0.0500
Swelling index $\kappa$	0.0064
Stress ratio at critical state $M$	1.302
Void ratio $e_0$ ( $p'=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	0.870
Poisson's ratio $\nu$	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state $m$	0.100
Degradation parameter of structure $a$	2.200
Evolution parameter of anisotropy $b_r$	1.500
wet unit weight $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	15.47
(under water)	(5.47)
Permeability $k$ (m/sec)	5.77E-4
Initial structure $R_0^*$	0.800
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	7.500
Initial anisotropy $\zeta_0$	0.000

## 2) 杭の材料パラメータ

杭は3章と同じく、AFDモデル、およびハイブリッド要素を用いてモデル化した。ここで、モデル化の際に鋼管杭を表現するため、コンクリートの断面係数の非常に小さいRC杭としてモデル化した Fig. 4.1.2 に杭の断面モデルを示す。Table. 4.1.2 に杭の寸法, Fig. 4.1.3 にモデル化した杭におけるコラム要素のパラメータ, Table. 4.1.4 にモデル化した杭におけるビーム要素のパラメータをそれぞれ示す。フーチングはコンクリートを仮定し、弾性係数  $E=1.0 \times 10^5 \text{kPa}$  の弾性体とした。

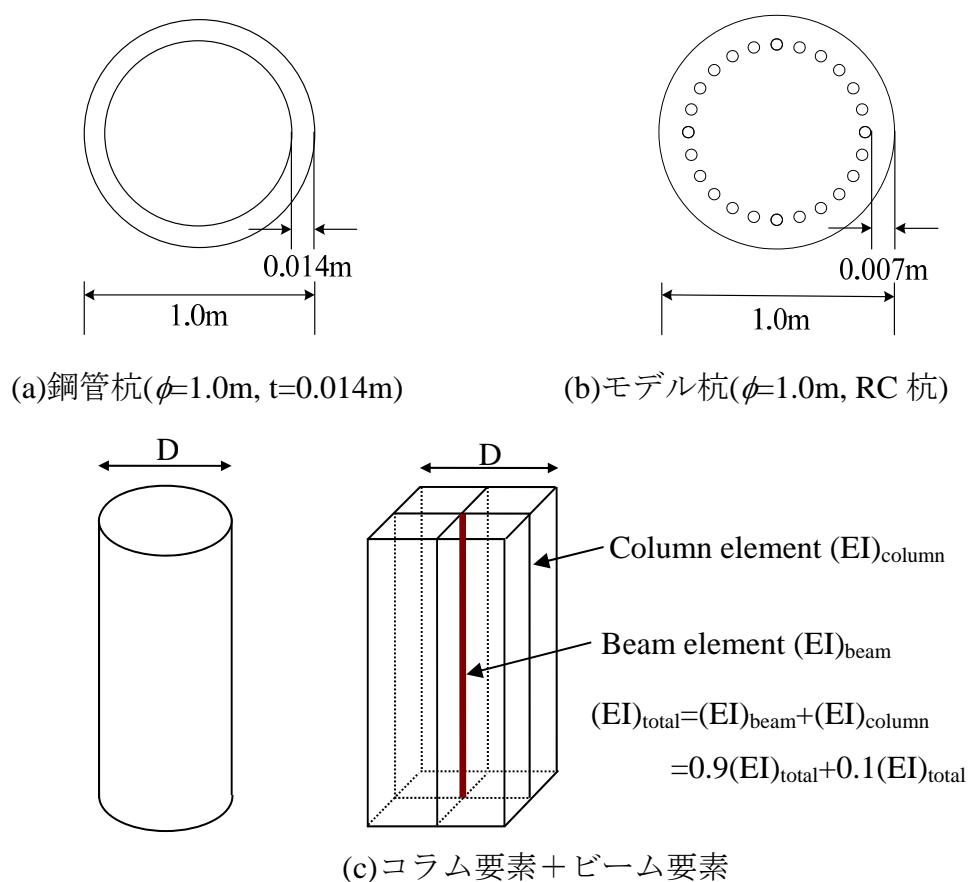


Fig. 4.1.2 ハイブリッド要素

Table. 4.1.2 杭の寸法

Parameter of Aluminum Piles		Value
Elastic modulus	$E(\text{kPa})$	2.1E+08
Thickness	$t(\text{m})$	0.014
Outer diameter	$D(\text{m})$	1.000
Pile length	$L(\text{m})$	25.00
Density	$\rho(t/\text{m}^3)$	7.850

Table. 4.1.3 材料パラメータ（杭の Column 要素）

Column element		Value
Elastic modulus	$E(\text{kPa})$	1.33E+06
Poisson's ratio	$\nu$	0.3
Density	$\rho (\text{t/m}^3)$	0.034

Table. 4.1.4 材料パラメータ（杭の Beam 要素）

Beam element		Value
Elastic modulus of concrete	$E(\text{kPa})$	1.0
Compressive strength of concrete	$\sigma_c(\text{kPa})$	2.5E+04
Tension strength of concrete	$\sigma_t(\text{kPa})$	2.5E+03
Poisson's ratio of concrete	$\nu$	0.2
Elastic modulus of steel	$E(\text{kPa})$	1.89E+08
Yield strength of steel	$\sigma_y(\text{kPa})$	4.9E+05
Poisson's ratio of steel	$\nu$	0.3
Number of steel	-	32
Covering depth of concrete	$d_c(\text{m})$	0.007
Density	$\rho (\text{t/m}^3)$	7.87

### 3) 改良体の材料パラメータ

改良体はソイルセメント（土＋セメント）を想定し、解析では Fig. 4.1.5 に示す弾性体としてモデル化した。

Table. 4.1.5 材料パラメータ（改良体：ソイルセメント）

Parameter of Soil Cement		Value
Elastic modulus	$E(\text{kPa})$	3.0E+05
Poisson's ratio	$\nu$	0.35
Density	$\rho (\text{t/m}^3)$	1.983

### 4.1.3 解析ケース

Fig. 4.1.3 に単調載荷試験における載荷位置を示す。載荷位置と同一平面上にある全接点は方向( $x, y, z$ )について等変位境界として扱い、載荷荷重は中心の一点（図中の赤矢印に示す高さ 1m の位置）に水平載荷として与えた。半断面を考慮して最大 25MN までを合計 3600 ステップ：1 時間のステップで載荷した（1step/sec, 3600steps）。地盤の初期応力については、杭の影響を考慮しない成層地盤における自重圧密によって求めた。解析ケースを以下に示す。

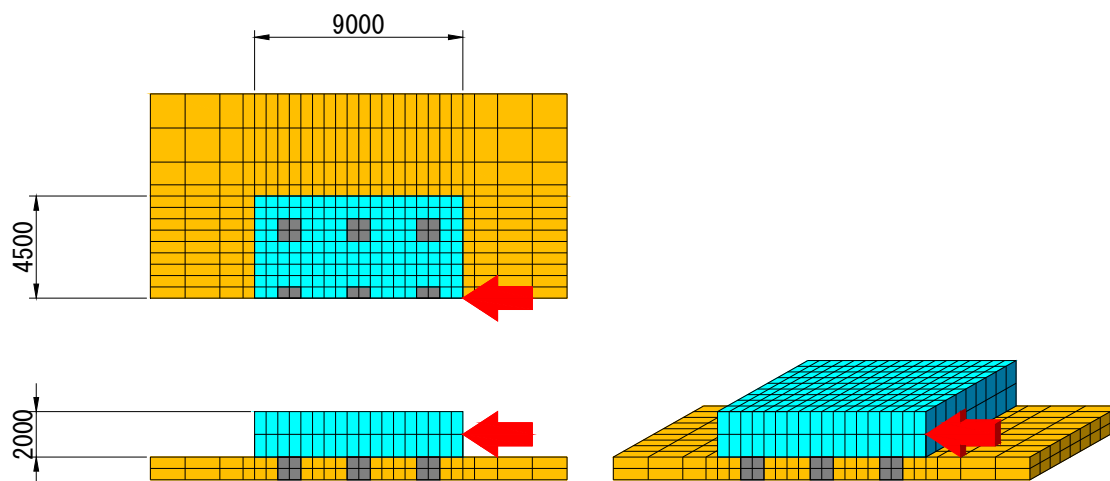
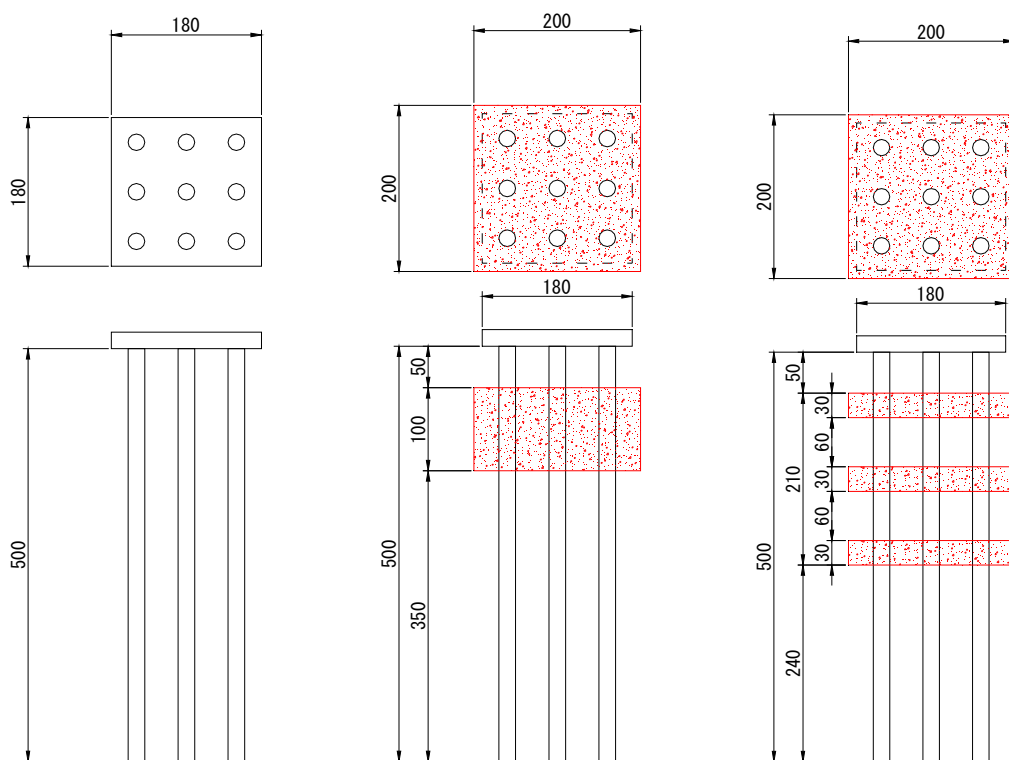


Fig. 4.1.3 入力加速度



(a)Case 0：無補強 (b)Case 1：ブロック状改良 (c)Case 2：多段式改良(2D)

Fig. 4.1.4 解析ケース

## ● Case 0 : 無補強

フーチング範囲

□9.00m×9.00m

杭

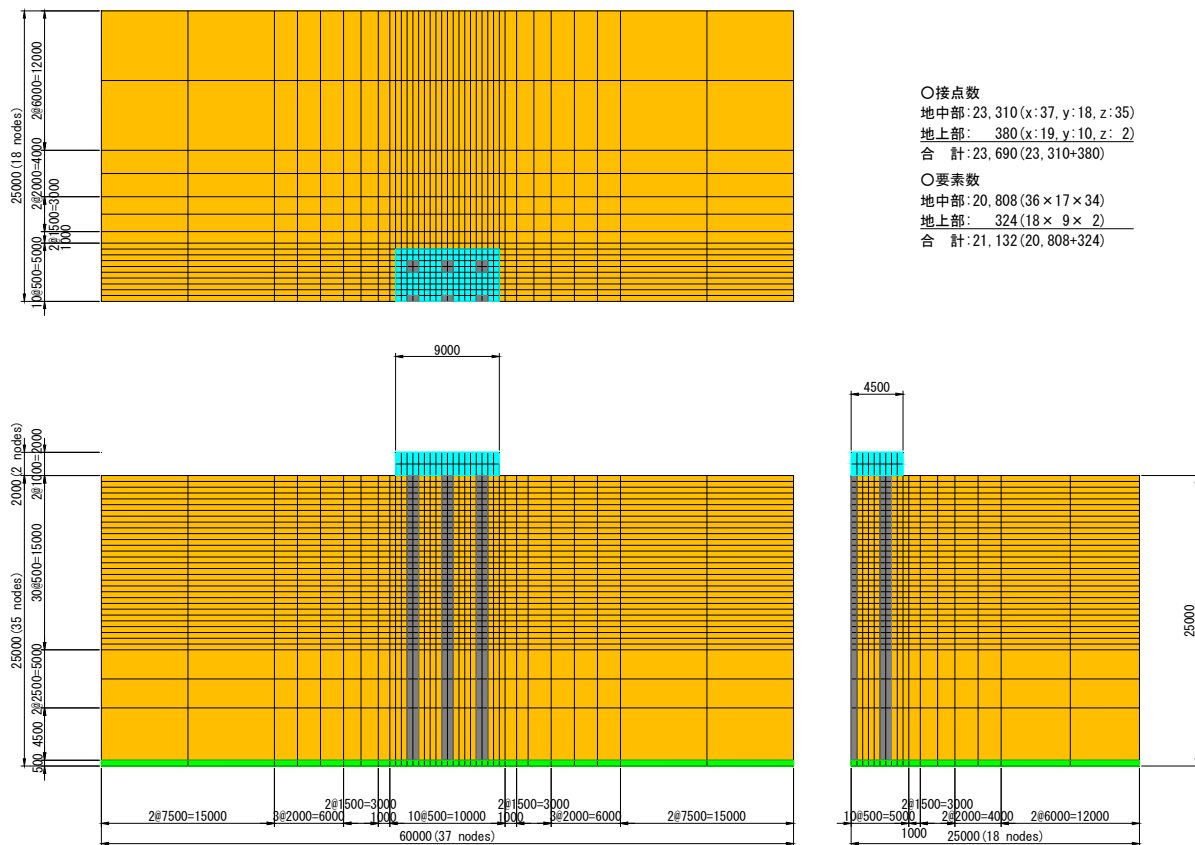
外径  $d=1.00\text{m}$ 内径  $t=0.90\text{m}$ 長さ  $l=25.0\text{m}$ 

Fig. 4.1.5 解析メッシュ：無補強

## ● Case 1 : ブロック状改良

改良天端

GL-2.50m

改良下端

GL-7.50m

改良層厚

 $D=5.00\text{m}$ 

改良範囲

□10.0m×10.0m

改良率

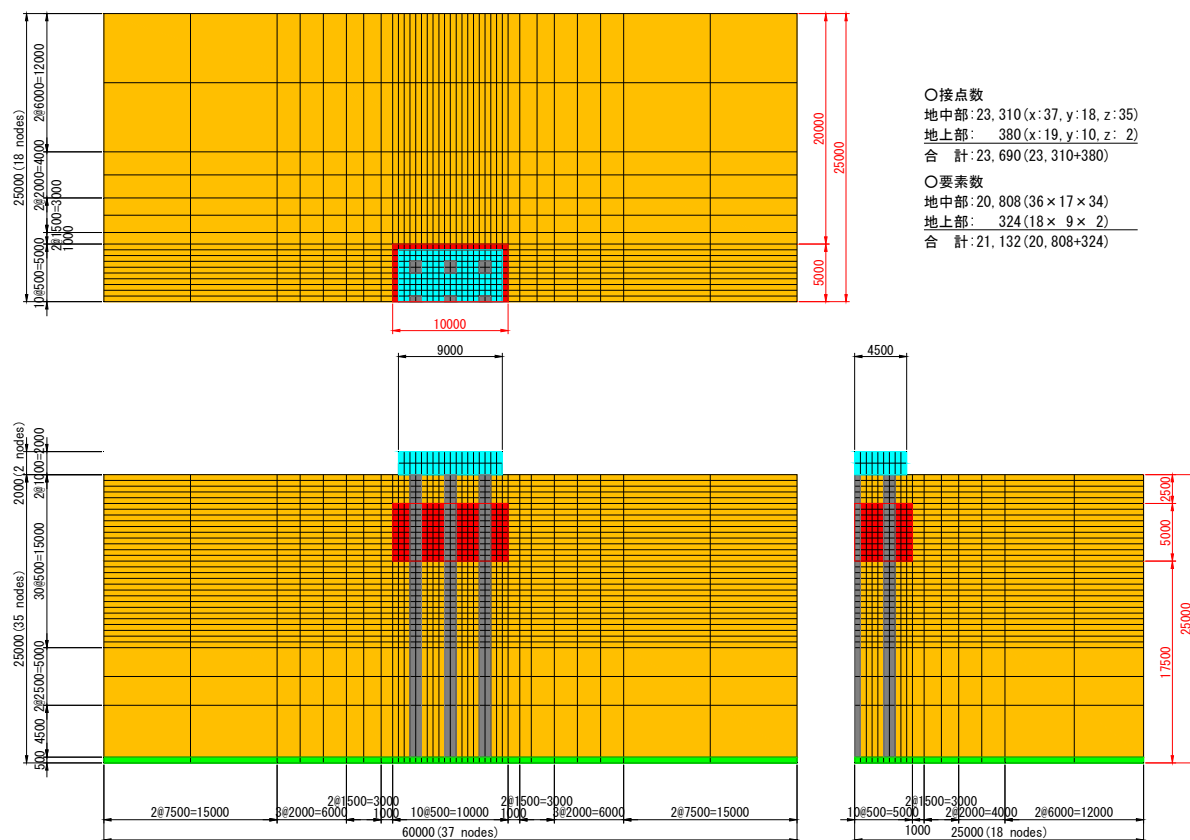
 $a_s=100\%$ 

Fig. 4.1.6 解析メッシュ：ブロック状改良

● Case 2 : 多段式改良 (改良体間隔 1D)

改良天端

GL-2.50m

改良下端

GL-13.00m

改良層厚

$D=0.03\text{m} \times 3 \text{ 段}$

改良範囲

$\square 0.20\text{m} \times 0.20\text{m}$

改良率

$a_s=100\%$  ( $a_s'=42.9\%$ )

$$a_s' = \frac{0.03 \times 3}{0.03 \times 3 + 0.06 \times 2} \times 100$$

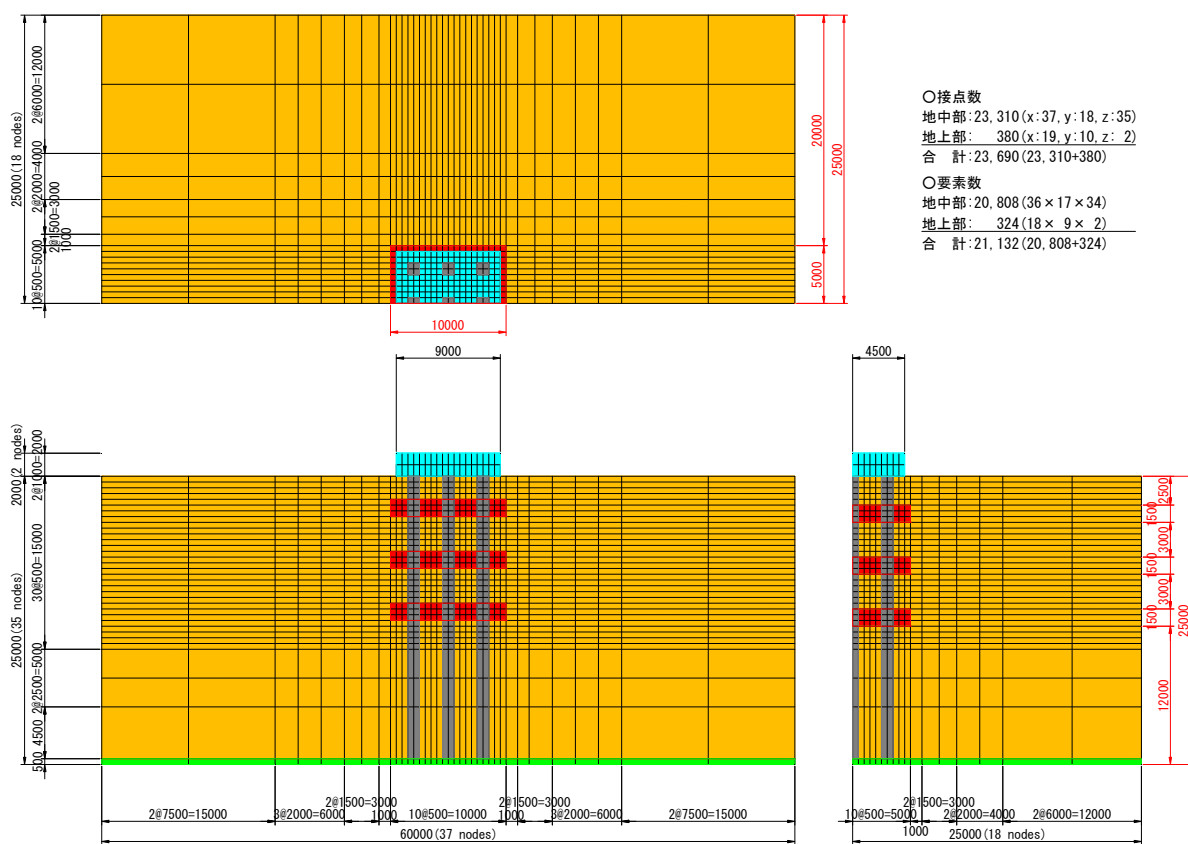


Fig. 4.1.7 解析メッシュ：多段式改良 (2D)



## 4.2 解析結果と考察

### 4.2.1 水平変位

Fig. 4.2.1 にフーチング部における、載荷荷重～水平変位関係を示す。解析結果より、Case 0（無補強）において、50MN の載荷終了時における変位量は  $d_{\text{Case0}}=1.96\text{m}$  であった。これに対し地盤改良を行った Case 1（ブロック状改良）では  $d_{\text{Case1}}=0.64\text{m}$ （無補強の 33% 程度）、Case 2（多段式改良 2D）についても  $d_{\text{Case2}}=0.78\text{m}$ （無補強の 44% 程度）であり、非常に大きな変位抑制効果が得られた。しかし、Case 2 は Case 1 に比べ、改良体位置が載荷位置から離れる傾向にあり、その結果改良効果は若干低下している。よって、集中荷重が作用する場合は、載荷位置（最大変位の位置）に近い部分を載荷したほうが効果が得られると考えられる。

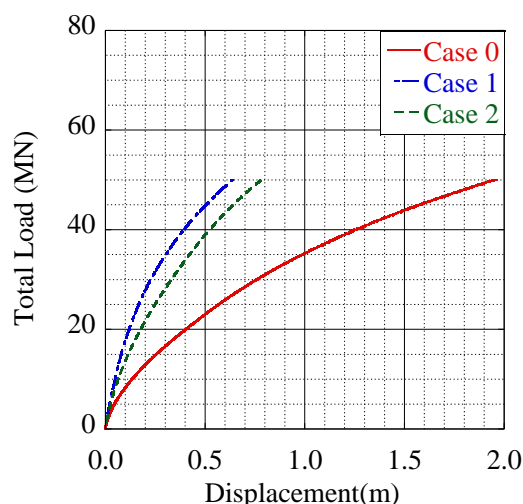


Fig. 4.2.1 荷重～変位関係

### 4.2.2 曲げモーメント分布と軸力分布

Fig. 4.2.2 に 50MN 載荷時の曲げモーメント分布を示す。解析結果より、Case 0（無補強）において、50MN の載荷終了時における最大曲げモーメントは  $M_{\text{Case0}}=6.93\text{MN}\cdot\text{m}$  であり、杭頭部でも大きな曲げモーメントが発生した。これに対し地盤改良を行った Case 1 では  $M_{\text{Case1}}=4.16\text{MN}\cdot\text{m}$ 、Case 2 では  $M_{\text{Case1}}=4.99\text{MN}\cdot\text{m}$  であり、3 章に示した動的解析と同様に無補強に比べ改良効果が確認できた。

また、地盤改良を行った Case 1（ブロック状改良）、及び Case 2（多段式改良 2D）において、2 章、及び 3 章で示した振動台実験やその再現解析と同様に杭頭部における曲げモーメントを大きく抑制できたといえる。また、改良体下端部で曲げモーメント大きくなる傾向も動的解析や振動台実験結果と同様であった。このことから、動的・静的な荷重の両面において、杭全体として変位量や曲げモーメントを低減するこ

とを目的に、広範囲に杭を拘束することは有効であると考えられる。

Fig. 4.2.3 に軸力分布を示す。構造体上部（フーチング）より集中荷重を載荷した場合において、改良を行った Case 1 と Case 2 について、改良体より下側において Case 0 よりも大きな軸力が生じている。一方で、改良体より上側においては動的解析と同様に、軸力が減少していることがわかる。

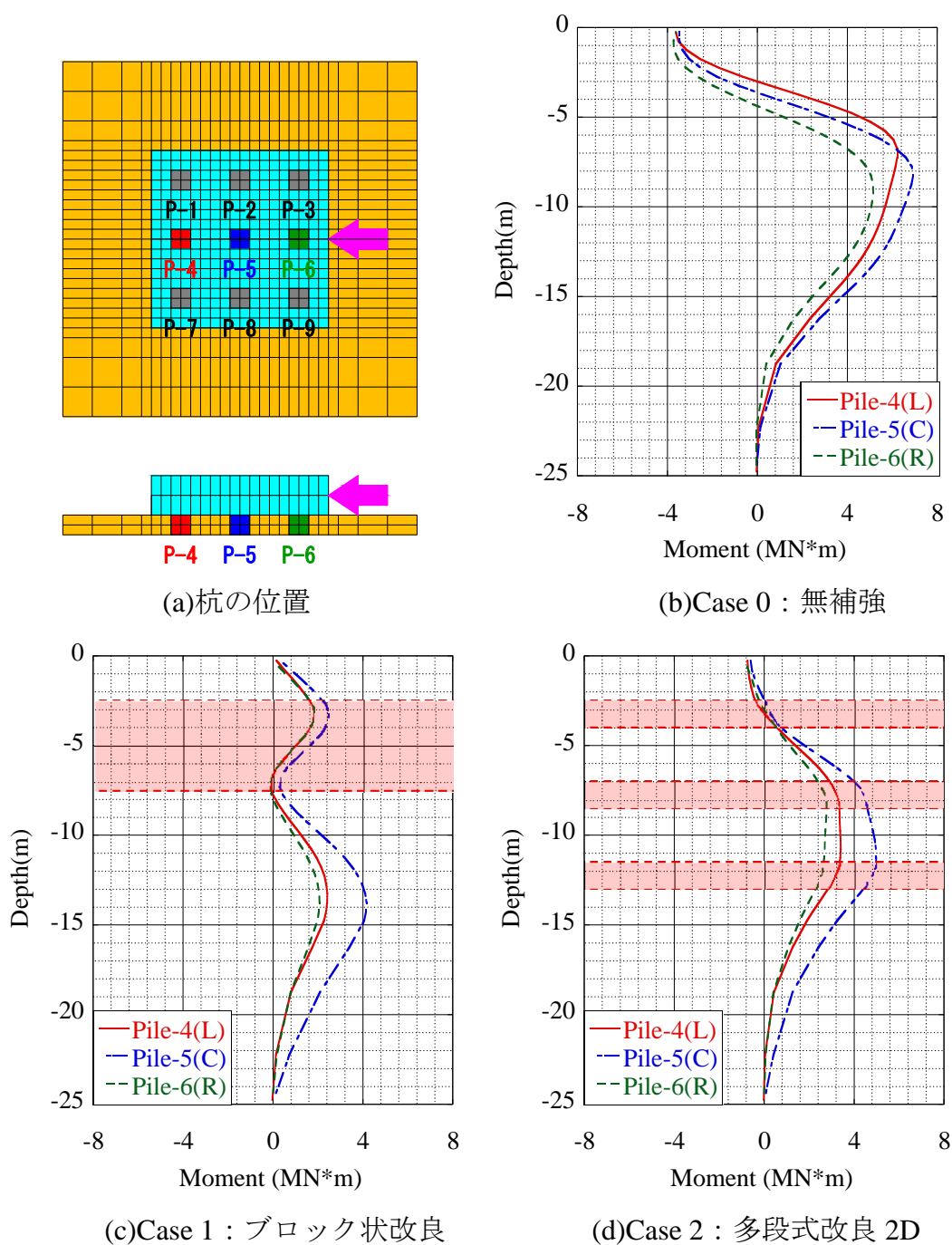


Fig. 4.2.2 曲げモーメント分布

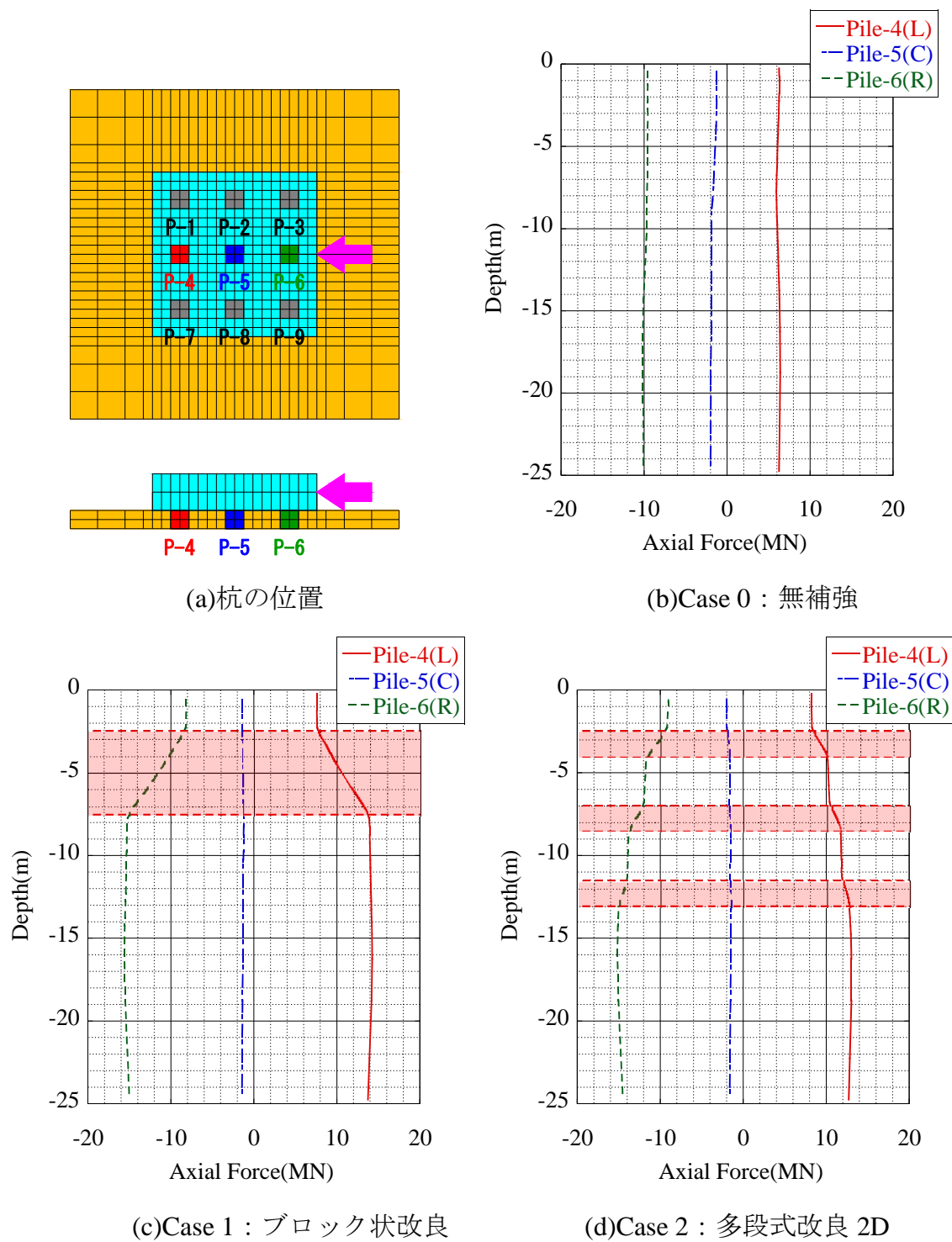


Fig. 4.2.3 軸力分布

### 4.2.3 まとめ

本章では3章で示した振動台実験の再現解析をベースに、湿潤状態の豊浦砂を対象とした実地盤スケールでの静的単調載荷条件下での有限要素解析を行った。静的条件下で単純化した挙動を基に、以下に知見をまとめる。

- 各ケースにおける最大曲げモーメントを比較すると、3章に示した動的解析と同様に地盤改良を行った **Case 1**（ブロック状改良）、及び **Case 2**（多段式改良 2D）の最大曲げモーメントは、**Case 0**（無補強）よりも大幅に低下しており、またその結果最大変位量も大きく抑制することができた。
- 振動台実験結果（2章）や動的解析結果（3章）と同様に、地盤改良を行う場合、杭頭部の曲げモーメントを大幅に抑制することが可能である。一方で、改良体下端部は曲げモーメントが大きくなる傾向にあるが、杭全体での最大曲げモーメントは減少する。

## 5. 被災事例を基にした再液状化現象の再現解析

### 5.1 解析概要

平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分 18 秒、太平洋三陸沖を震源とするマグニチュード 9.0 という日本国内観測史上最大の東北地方太平洋沖地震が発生した。死者・行方不明者は 2 万人以上にのぼり、また工場や農場等の生産施設やそれらを支えるエネルギー供給施設も甚大な被害を受け、今や国家全体を揺るがす深刻な事態になっており、現在の日本経済のみならず日本国の成長や我々の未来にも大きな傷跡を残した。この地震の特徴として、「地震動の長周期性」、「津波による浸食・洗掘」、「短期間における複数回にわたる大きな地震動」等が考えられ、その被害は今までの代表的な震災である「地震動による建物の倒壊」や「液状化による構造物の損傷」のみならず、地震が引き起こした巨大津波による被害も甚大であった。

本章では Fig. 5.1.1 に示すように、非常に大きな本震の後、地盤が健全な状態に戻る前にマグニチュード 7.0 を超える非常に大きな余震を複数回受けることにより、地盤の再液状化や異方性の発達、過剰間隙水圧の上昇などによる地盤の不安定化の促進、それに伴う構造物の不安定化による被害の増大に着目した。そこで従来のように本震のみを対象とした単独地震動による解析・評価のみではなく、余震も含めた複数回の地震動による弾塑性動的有限要素解析を行い、単独地震動との比較を行うことにより、異方性の発達・再液状化やその後の圧密沈下等についての影響を考察した。

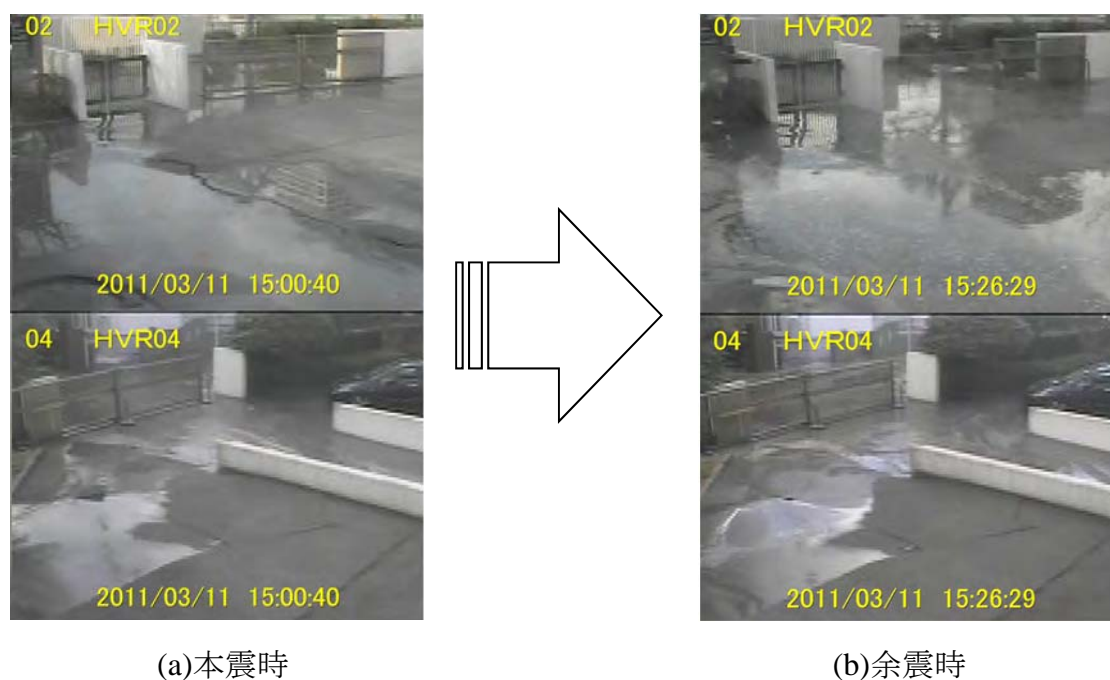


Fig. 5.1.1 液状化被害の様子（浦安市液状化対策技術検討調査委員会 第二回委員会）

## 5.2 余震を含めた液状化解析（3次元1コラム地盤）

### 5.2.1 解析条件

#### 1) 解析メッシュ

解析メッシュは千葉県浦安市のボーリングデータ（千葉県地質環境インフォメーションバンク）を参考に、幅 1.0m，奥行き 1.0m の 3 次元領域とした。解析に用いられるプログラムは DBLEAVES (Bin, 2007) であり，水土連成有限要素解析手法を用いている。解析方法については 3 章を参照されたい。深度方向のメッシュ間隔は 1m を基本とし，Fig. 5.2.1 に示す 50m のモデル土層を解析の対象とした。ここで，メッシュ下部は  $x$ ， $y$ ， $z$  方向の変位固定，また同一平面上の 4 接点は  $x$ ， $y$ ， $z$  方向の等変位境界とした。水理境界は下面，および側面は非排水境界，上面は排水境界とした。なお，地下水位は地表面と仮定した。また初期応力は，自重圧密解析により与えた。透水係数は土工指針等に示されている一般的と考えられる値を用いた。

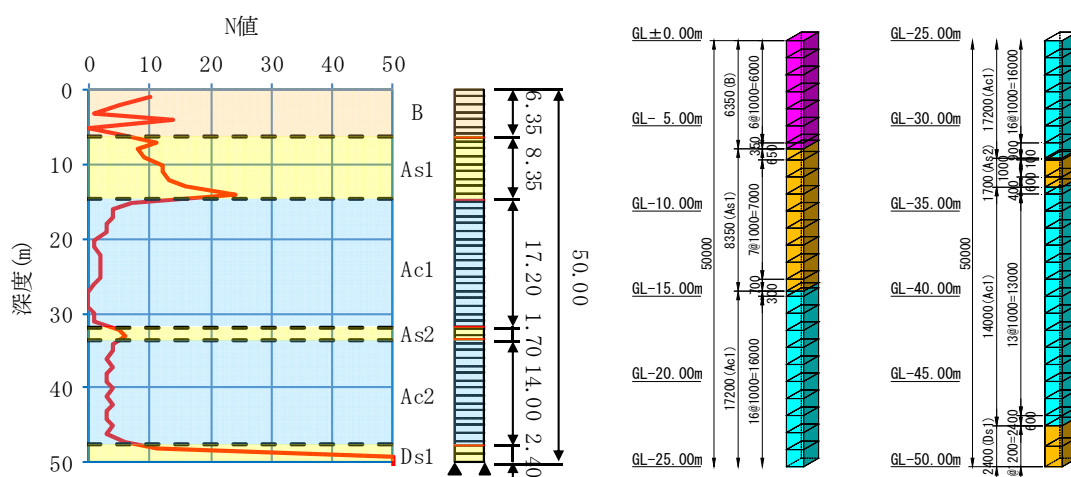


Fig. 5.2.1 柱状図・メッシュ図

Table 5.2.1 モデル土層

土層の種類	深度 (m)	層厚(m)	平均 N 値
埋土 (B 層)	0.00～ 6.35	6.35	6 程度
細砂 (As1 層)	6.35～14.70	8.35	13 程度
シルト (Ac1 層)	14.70～31.90	17.20	2 程度
細砂 (As2 層)	31.90～33.60	1.70	5 程度
シルト (Ac2 層)	33.60～47.60	14.00	3 程度
砂層 (Ds1 層)	47.60～50.00	2.40	50 以上



## 2) 解析ケース

入力地震動は Kik-net 下総（千葉県）において、設置深度 2300m で観測されたマグニチュード 7.0 以上の地震動 3 波（本震と 2 つの余震）を用いて、N-S 方向、および E-W 方向の 2 方向より同時に入力した。Fig. 5.2.2 に入力地震動の時刻歴を示す。ここで、地震動間隔は実際の地震動観測時刻より決定し、各地震間には同じモデル・パラメータを用いて連続的に静的圧密解析を行った。Fig. 5.2.3 に各地震動における N-S 方向、および E-W 方向での加速度の詳細を示す。観測された最大加速度は本震である第 1 波目が約  $0.85\text{m/sec}^2$ 、第 2 波目（第 1 波目終了から約 24 分後）では約  $0.25\text{m/sec}^2$ 、第 3 波目（第 2 波目終了から約 6 分後）では約  $0.04\text{m/sec}^2$  程度であった。

解析は Fig. 5.2.2, Fig. 5.2.3 に示す地震動 3 波全てを考慮し、加震後に 50 年間の圧密を行ったものを Case 1（基本パターン）、本震後（第 1 波）に余震を与えず圧密を行ったものを Case 2、本震を与えず第 2 波のみによる動的解析を Case 3 とした。Table. 5.2.2～Table. 5.2.4 に各解析ケースにおける解析ステップを示す。

ここで、静的解析と動的解析の定義は釣り合い式「 $m\ddot{x} + C\dot{x} + kx = f(x)$ 」より与えられており、慣性項  $m\ddot{x}$  と粘性項  $C\dot{x}$  がゼロではない時には動的解析、ゼロの場合は静的解析となる。通常の液状化解析や液状化後の挙動については、動的解析プログラムと静的解析プログラムを使い分ける場合が多々あるが、本解析では統一のプログラム、統一の構成式、統一のパラメータを用いて動的解析と静的解析を連続的に行っている。

また、静的解析と動的解析での時間積分方法も同様である。なお、本解析では初期剛性比例型のレリー減衰を使用しており、減衰係数  $h$  の値は全地盤において一律  $h=0.05$  としている。

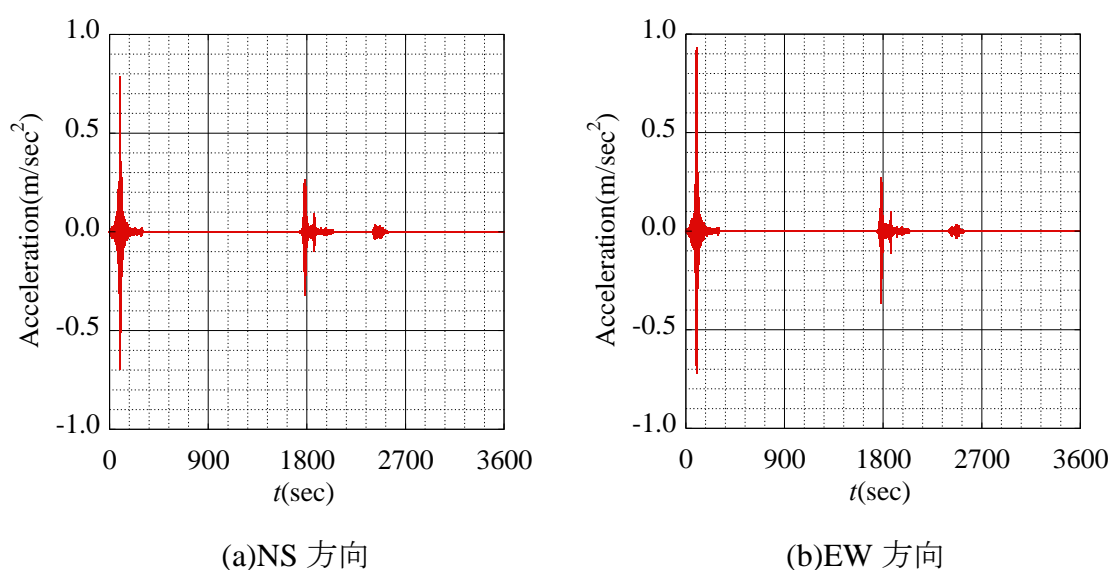
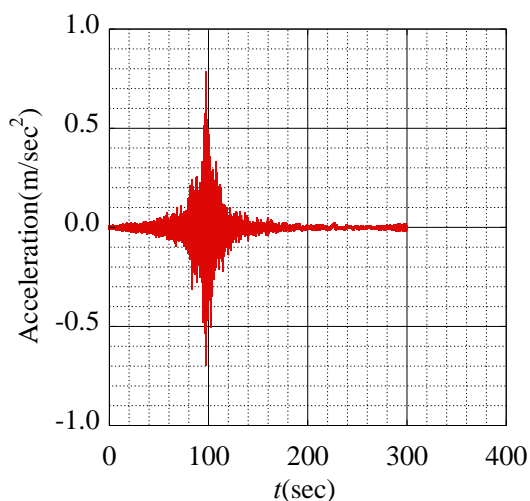
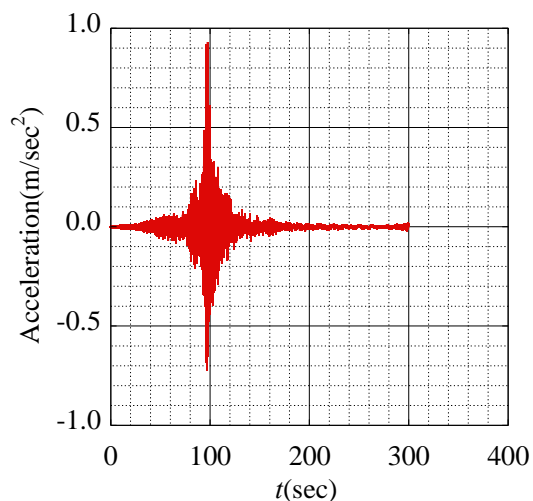


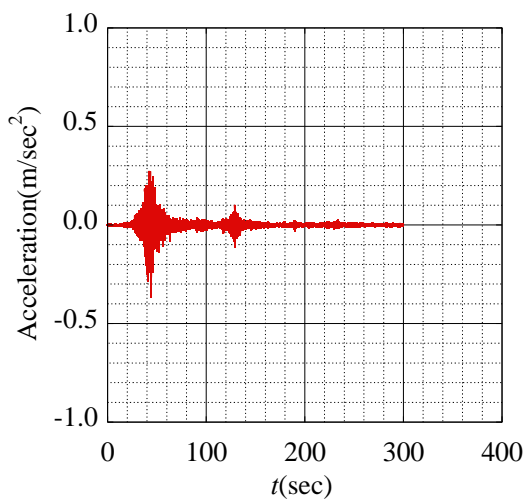
Fig. 5.2.2 入力地震動の時刻歴



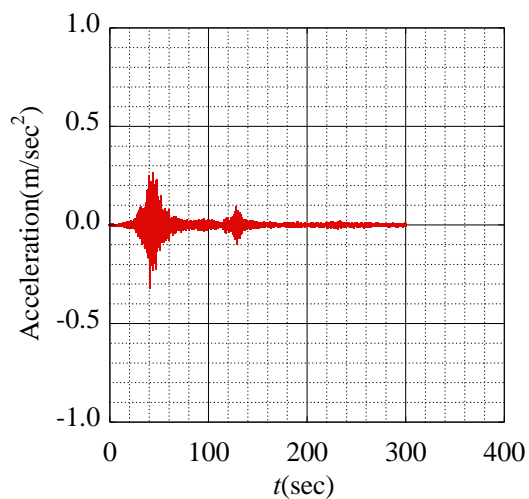
(a)第1波 (NS 方向)



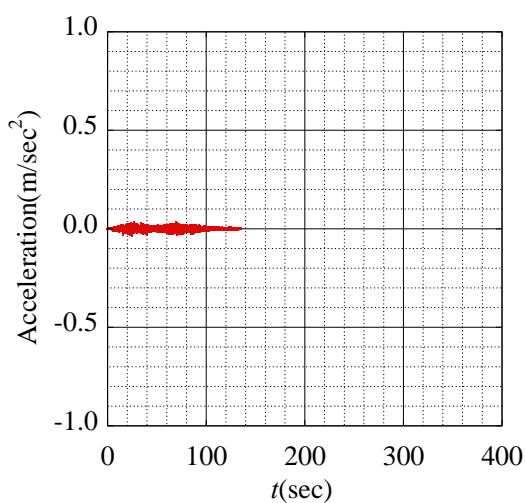
(a)第1波 (EW 方向)



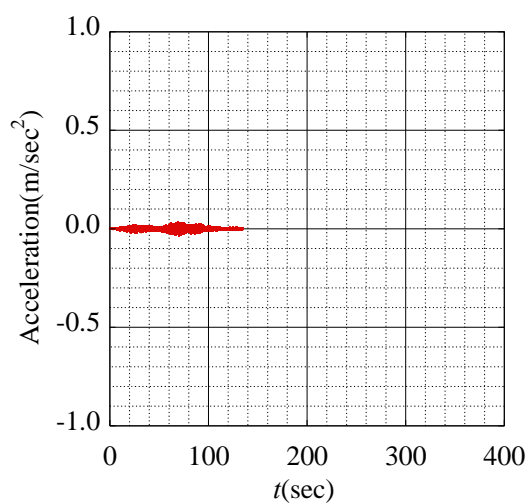
(b)第2波 (NS 方向)



(c)第2波 (EW 方向)



(b)第3波 (NS 方向)



(c)第3波 (EW 方向)

Fig. 5.2.3 入力地震動



Table. 5.2.2 解析ステップ (Case 1)


Step	解析の種類	地震動の種類	解析時間(sec)	
1	動的解析	第 1 波 (本震)	300( 5.00min)	
2	静的解析	(圧密)	1440(24.00min)	
3	動的解析	第 2 波 (余震)	300(5.00min)	
4	静的解析	(圧密)	360(6.00min)	
5	動的解析	第 3 波 (余震)	135( 2.25min)	
6	静的解析	(圧密)	約 50 年	

Table. 5.2.3 解析ステップ (Case 2)

Step	解析の種類	地震動の種類	解析時間(sec)	
1	動的解析	第 1 波のみ	300( 5.00min)	
2	静的解析	(圧密)	約 50 年	

Table. 5.2.4 解析ステップ (Case 3)

Step	解析の種類	地震動の種類	解析時間(sec)	
1	動的解析	第 2 波のみ	300(5.00min)	

### 5.2.2 材料パラメータ

解析パラメータは室内試験結果等が入手できなかったため、N 値より As 層は一般的な緩い砂層、Ac 層は緩い粘土層、B 層はある程度締め固められた埋土と判断し、過去に行われた豊浦標準砂、および藤の森粘土の解析を参考に Table. 5.2.5 に示すようにパラメータを仮定した。Fig. 5.2.4 に繰返し応力振幅比（繰返し軸差応力の片振幅の 1/2 を有効拘束圧で除した値）を 0.075 とした場合における各層（要素）の非排水繰返し載荷時の解析例を示す。B 層、及び As 層において繰返し回数とともにひずみ ( $\varepsilon_{11}$ ) が増大し、サイクリックモビリティなどが適切に表現されていることが分かる。また、基盤である Ds 層は、非常に硬い弾性体材料(弾性係数  $E=100\text{MPa}$ )と仮定した。

Table. 5.2.5 材料パラメータ

名称	B	As1, As2	Ac1, Ac2
Compression index $\lambda$	0.0500	0.0500	0.1040
Swelling index $\kappa$	0.0064	0.0064	0.0010
Stress ratio at critical state $M$	1.407	1.407	1.200
Void ratio $e_0$ ( $p'=98\text{kPa}$ on N.C.L)	0.870	0.870	0.920
Poisson's ratio $\nu$	0.300	0.300	0.200
Degradation parameter of overconsolidation state $m$	0.100	0.100	2.200
Degradation parameter of structure $a$	2.200	2.200	0.100
Evolution parameter of anisotropy $b_r$	1.500	1.500	0.100
wet unit weight $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	18.00	18.00	17.00
(under water)	( 8.00)	( 8.00)	( 7.00)
Permeability $k$ (m/sec)	1.00E-4	1.00E-4	1.00E-9
Initial structure $R_0^*$	0.800	0.800	0.600
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	4.000	2.500	1.500
Initial anisotropy $\zeta_0$	0.000	0.000	0.000

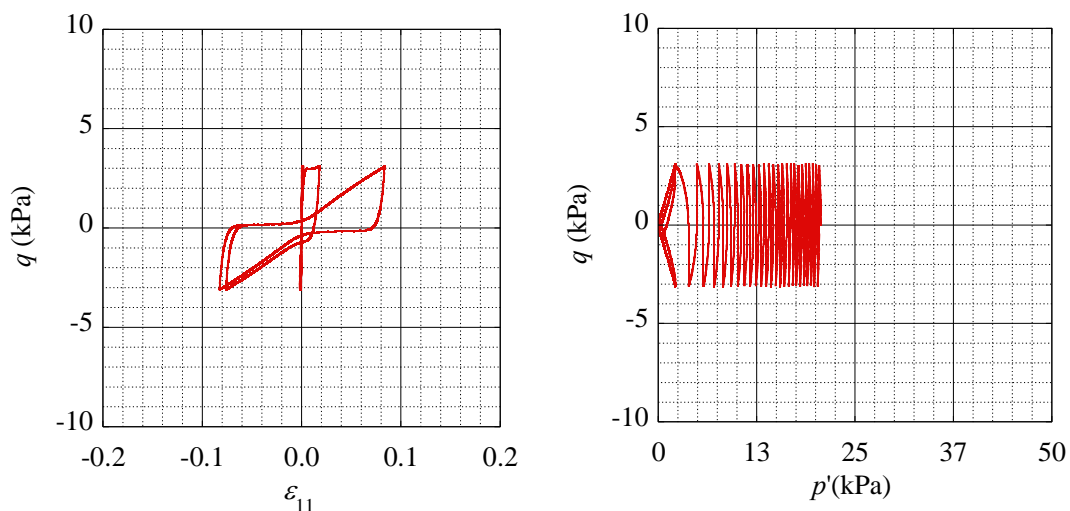
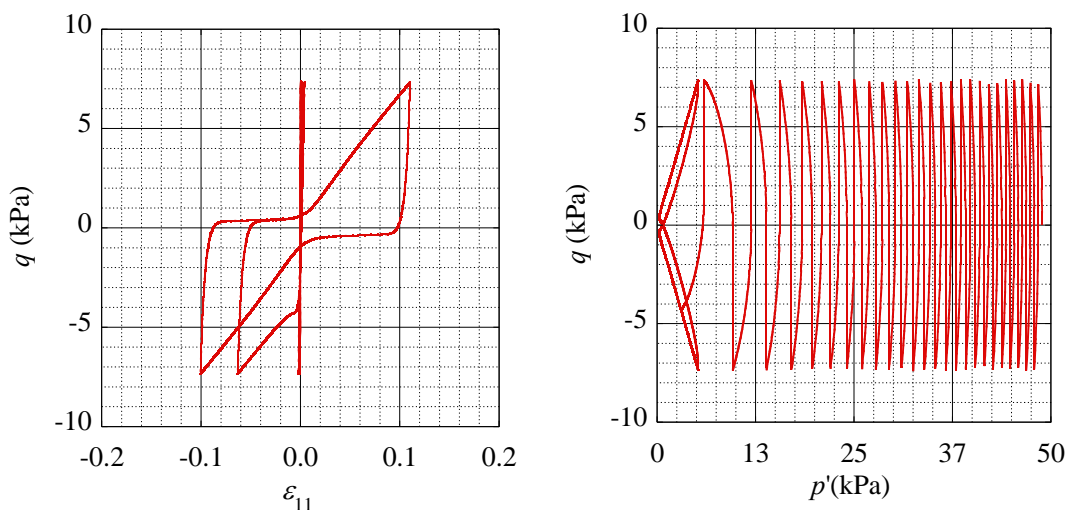
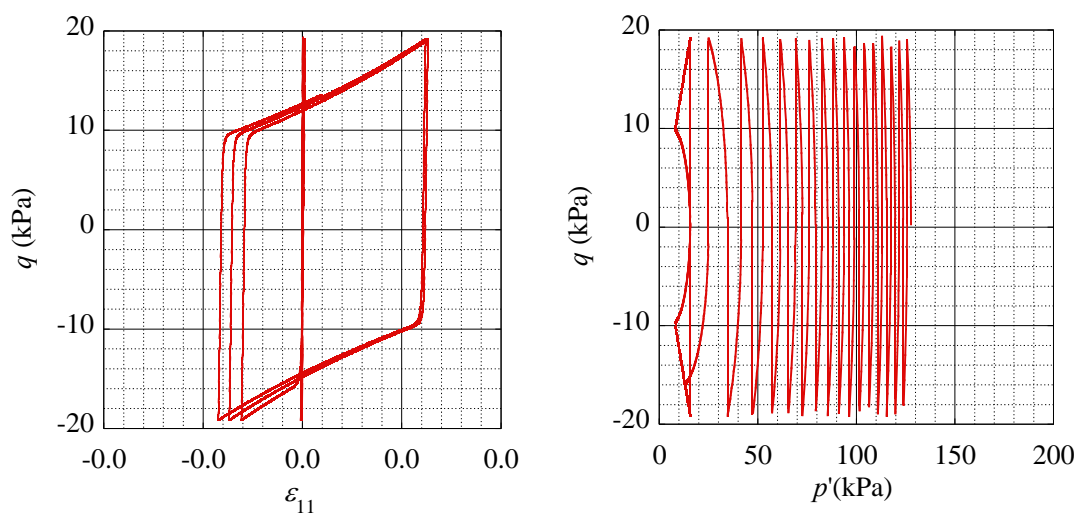
(a)  $\varepsilon_{11} \sim q$  関係(B 層 : GL-3.5m 付近)(b)  $p' \sim q$  関係(B 層 : GL-3.5m 付近)(c)  $\varepsilon_{11} \sim q$  関係(As 層 : GL-10.5m 付近)(d)  $p' \sim q$  関係(As 層 : GL-10.5m 付近)(e)  $\varepsilon_{11} \sim q$  関係(Ac 層 : GL-22.5m 付近)(f)  $p' \sim q$  関係(Ac 層 : GL-22.5m 付近)

Fig. 5.2.4 材料パラメータ

### 5.2.3 解析結果と考察

#### 1) 間隙水圧, 過剰間隙水圧比

最初に Case 1 の第 1 波に着目し, 第 1 波時における過剰間隙水圧, 過剰間隙水圧比, 平均有効応力を Fig. 5.2.5 に示す。図中の薄赤色で着色された部分が加震部を示す。解析結果より, As1 層は Ac1 層からの水圧の伝搬により, 加震終了後も過剰間隙水圧が若干上昇している。また拘束圧の小さい B 層は液状化しており, As1 層では間隙水圧比が約 40%, Ac1 層では約 30%程度上昇している。また加振終了後( $t=300\text{sec}$ ), 15 分経っても有効応力はあまり回復していないことが分かる。

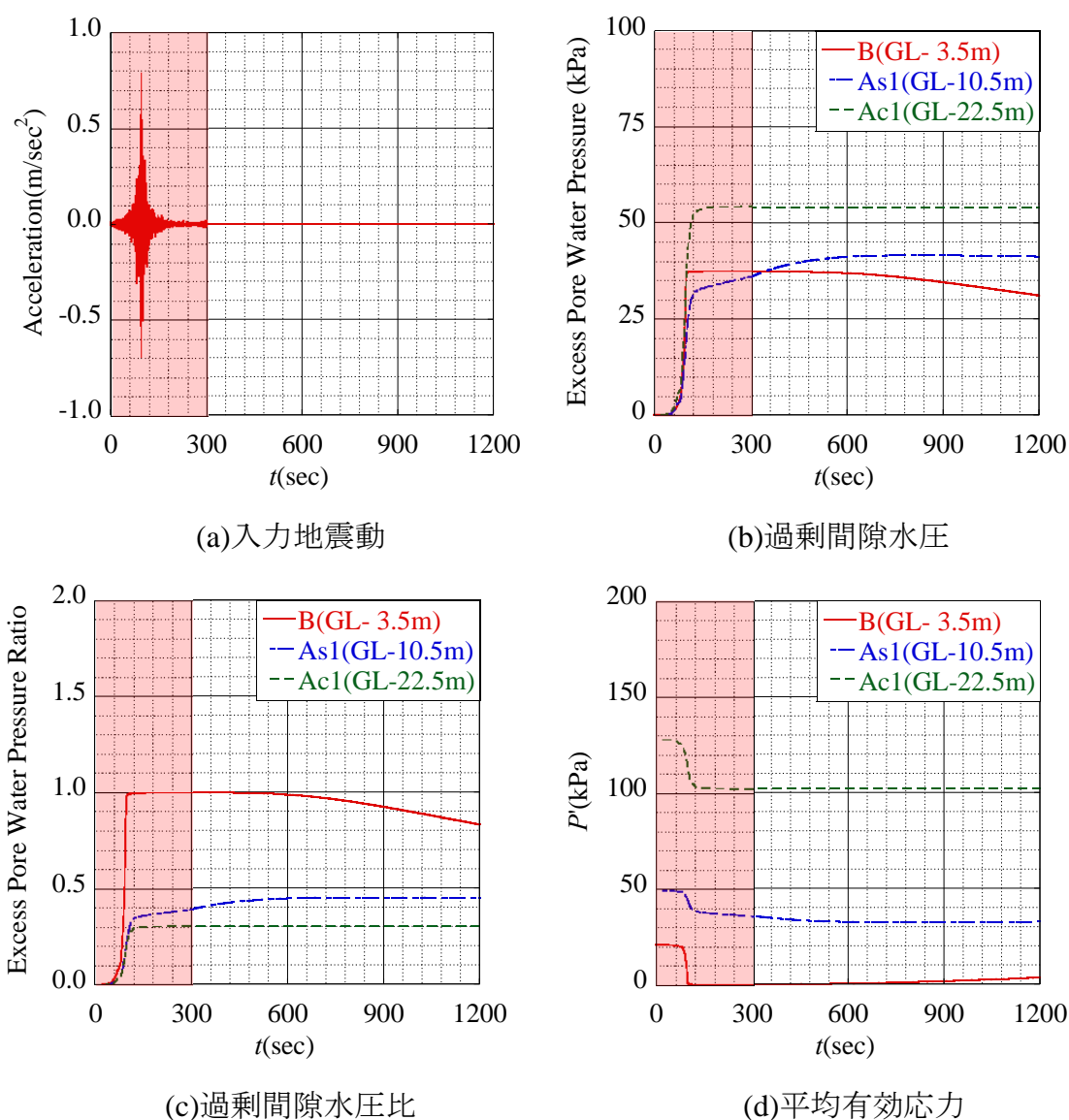


Fig. 5.2.5 解析結果 (Case 1 : 本震時)

次に第1波加振中( $t=150\text{sec}$ ), および第2波加振直前( $t=1740\text{sec}$ )における過剰間隙水圧, および過剰間隙水圧比の分布を Fig. 5.2.6, Fig. 5.2.7 に示す。ここで Fig. 5.2.6, 及び Fig. 5.2.7 は断面方向から見た各深度(要素)における分布であり, 1つの要素内における過剰間隙水圧等は一様である。過剰間隙水圧は深い深度にある粘性土層で大きく上昇しているが, 過剰間隙水圧比は前述したように拘束圧の低いB層付近で高くなり液状化に至っている。また, 若干ではあるが過剰間隙水圧, および過剰間隙水圧比ともに第2波直前までに消散している傾向が見られるが, 第2波加振直前においても第1波目の影響が強く残っており, 地盤が健全な状態には戻っていないことが分かる。

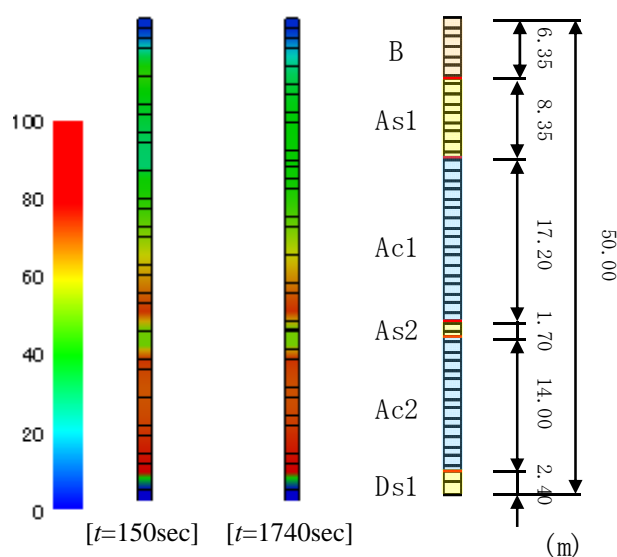


Fig. 5.2.6 過剰間隙水圧分布 (Case 1)

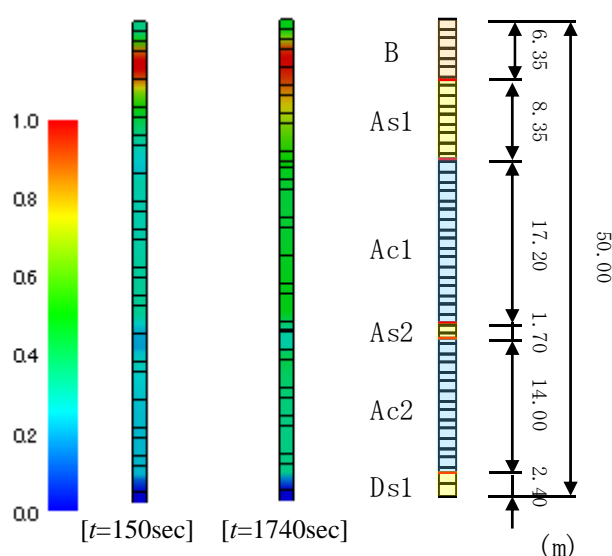


Fig. 5.2.7 過剰間隙水圧比分布 (Case 1)

次に Case 1 について、余震（第 2 波以降）に着目する。過剰間隙水圧、過剰間隙水圧比、平均有効応力を Fig. 5.2.8 に示す。また、第 2 波（余震）のみに着目した Case 1（本震履歴有り）と Case 3（本震履歴無し）との比較を Fig. 5.2.9 に示す。解析結果より、本震履歴の無い Case 3 においては、入力地震動が小さい第 2 波では過剰間隙水圧の上昇等による影響は非常に小さく、液状化も起こっていない。しかし、本震履歴のある Case 1 においては全層にわたり再び過剰間隙水圧が大きく上昇し、B 層においては再液状化に至っている。よって本解析により過去の履歴により異方性が発達した地盤や、過剰間隙水圧の消散が完了していない地盤においては、普通ならば影響が非常に小さな地震動でも、過剰間隙水圧の上昇や再液状化現象が起きやすいことが明確に表れた。

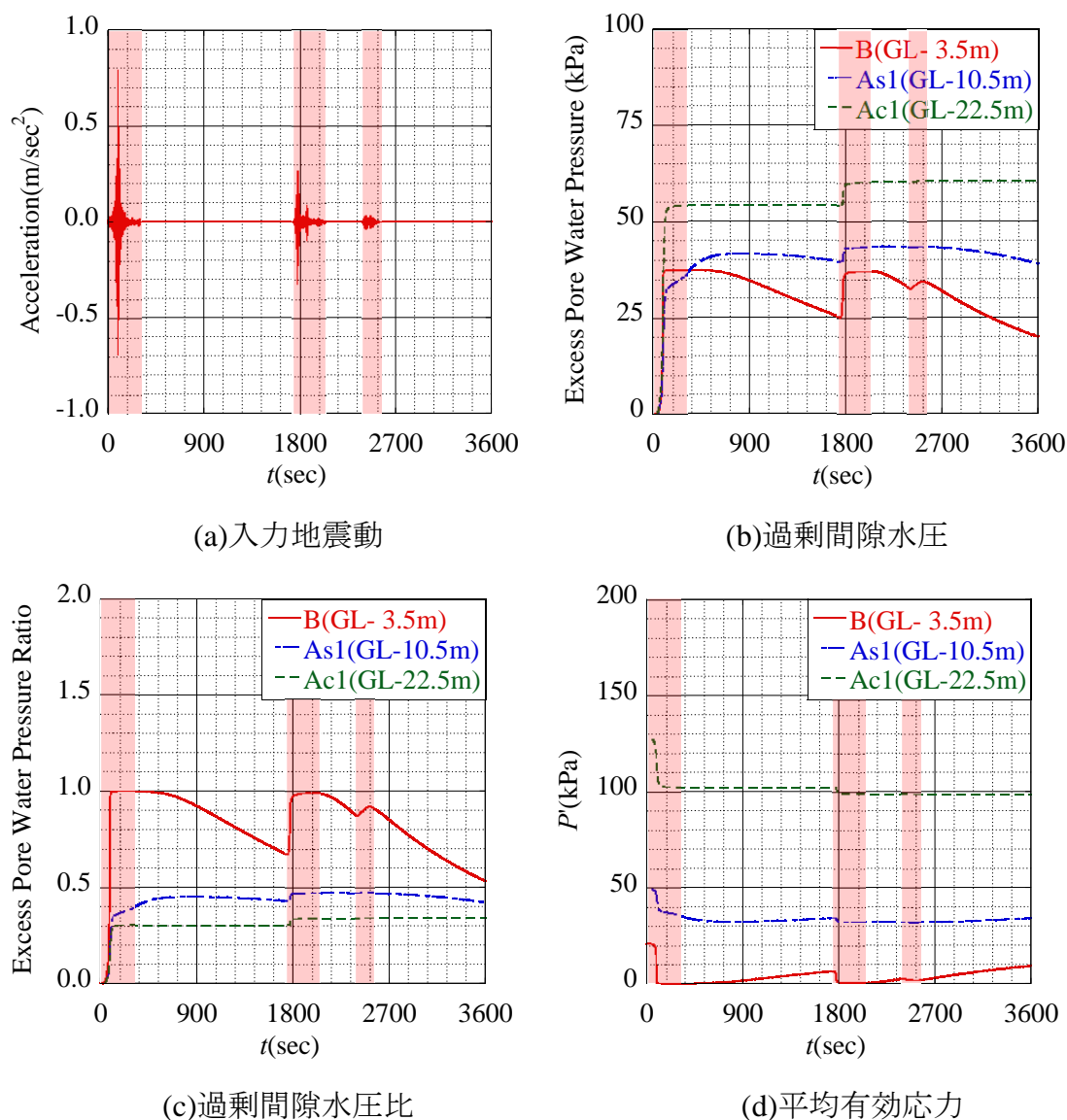
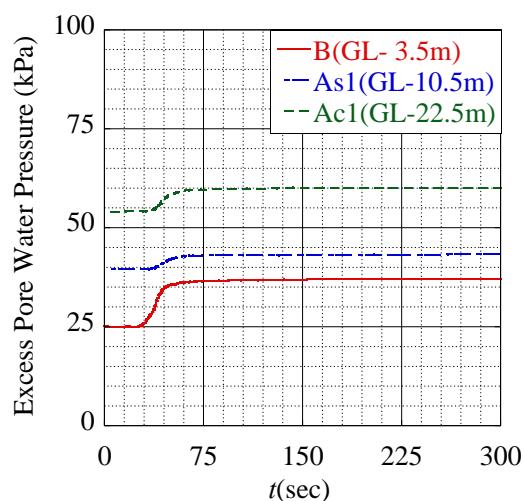
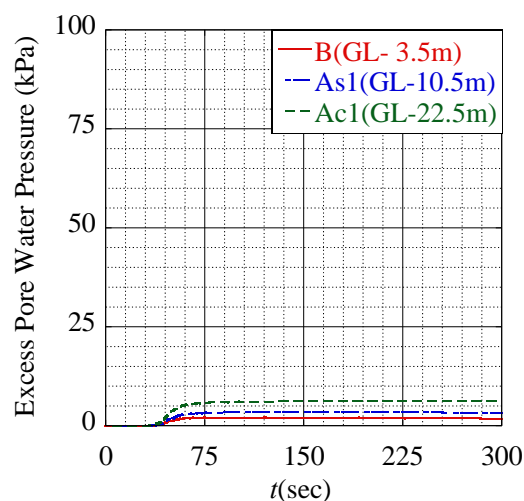


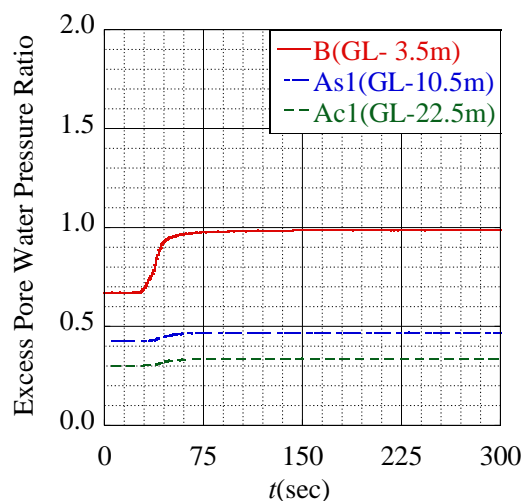
Fig. 5.2.8 解析結果（Case 1：本震～余震）



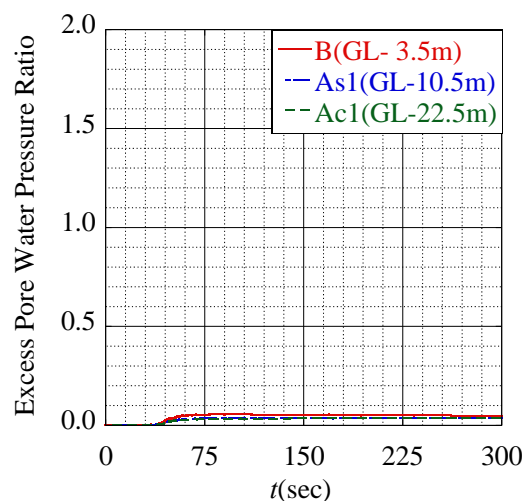
(a) 過剰間隙水圧 (Case 1 : 本震有り)



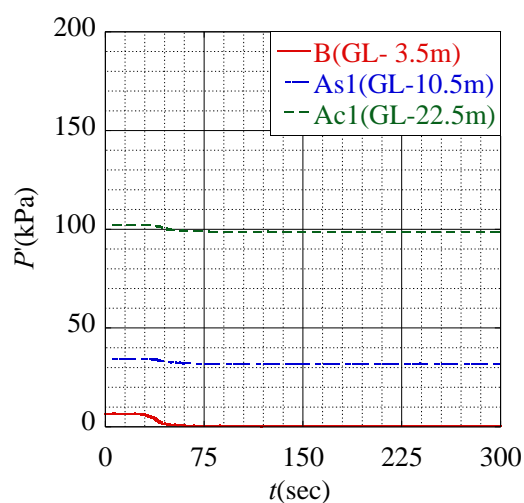
(b) 過剰間隙水圧 (Case 3 : 本震無し)



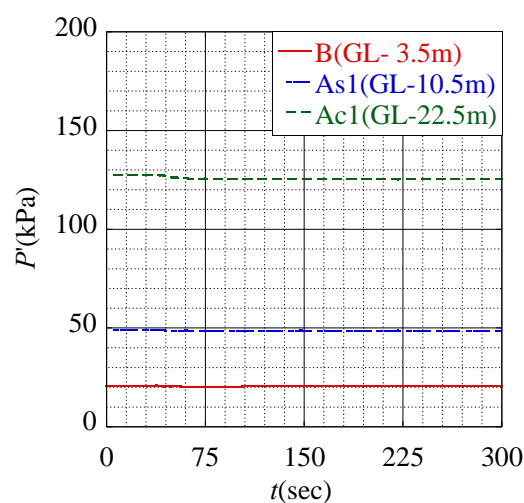
(c) 過剰間隙水圧比 (Case 1 : 本震有り)



(d) 過剰間隙水圧比 (Case 3 : 本震無し)



(e) 平均有効応力 (Case 1 : 本震有り)



(f) 平均有効応力 (Case 3 : 本震無し)

Fig. 5.2.9 第2波 (余震時) の比較

## 2) 地表面沈下量

Fig. 5.2.10 に Case 1（余震履歴有り）、および Case 2（余震履歴無し）における鉛直変位量（沈下量）を示す。解析結果より、Case 1、及び Case 2 とも、本震発生から約 3 時間後までに沈下速度が急激に減少しており、その後は粘性土層（Ac 層）の圧密沈下が卓越しているといえる。また、Case 1、および Case 2 を比較すると、最終沈下量は最大で 0.70m（Case 1：50 年後）にもなり、本震後の余震が沈下量に与える影響は本震開始後 60 分で約 0.06m、24 時間後で約 0.11m、50 年後で約 0.13m であり、決して無視することのできない大きな影響となった。前述したように、余震のみによる過剰間隙水圧の上昇は本震に比べて非常に小さいと考えられるが、先行して発生した大きな本震による異方性の発達や過剰間隙水圧の上昇により健全度を失った地盤に対しては、比較的小さな余震でも過剰間隙水圧の上昇や、過剰過激水圧の上昇が原因となるその後の沈下量に大きな影響を与える結果となった。以上より、余震が数十年単位にわたる長期沈下問題や水平変位量に与える影響は少なくないため、地震動は大きな本震のみではなく、比較的小さな余震も含め適切に考慮する必要があると言える。

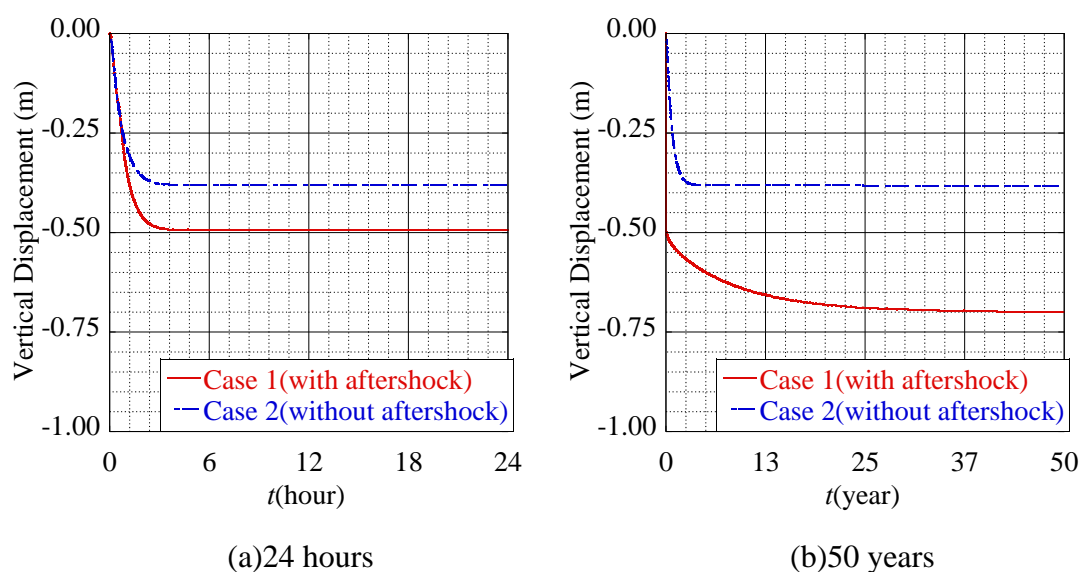


Fig. 5.2.10 地表面沈下量の比較



### 3) 異方性の発達

Fig. 5.2.11 に異方性の発達具合を示す。加振とともに液状化の発生した B 層や、有効応力が大きく低下した As1 層は異方性が大きく発達し、加震終了後においても液状化状態がしばらく続いている状態では、あるいは過剰間隙水圧に変化がない（下がらない）状態においては、発達した異方性が保持されている。つまり液状化や有効応力低下等により一度発達した異方性は圧密過程においてほぼそのまま保持され、再液状化等の危険性が高いことを示している。また、Case 1 において加震から 600sec 後に、完全液状化状態だった B 層において有効応力の回復と同時に異方性の発展が見られる。このように、応力履歴は異方性の発達に影響を与え、そして異方性の発達は後の挙動に大きな影響を与えることから、応力履歴の影響は適切に考慮する必要がある。また、砂地盤の液状化現象は緩い砂の場合に見られるサイクリックモビリティを伴わない液状化と、中密な砂に見られるサイクリックモビリティを伴う液状化の場合があるが、本解析の結果をみると、液状化後の異方性が高い数値を維持したままとなっていることから、前者にあたと推定できる。

また、Fig. 5.2.9 を見てもわかるように、Case 3（本震履歴無し）では第 2 波（余震）のみではそれほど間隙水圧が上昇していない（過剰間隙水圧比で約 0.05 上昇）が、Case 1（本震履歴有り）では本震による異方性の発達の影響で過剰間隙水圧が大きく上昇している（過剰間隙水圧比で約 0.30 上昇）。したがって、残留水圧のみの影響だけでなく、異方性の発達により小さい地震であっても再液状化を引き起こす可能性があることが示された。

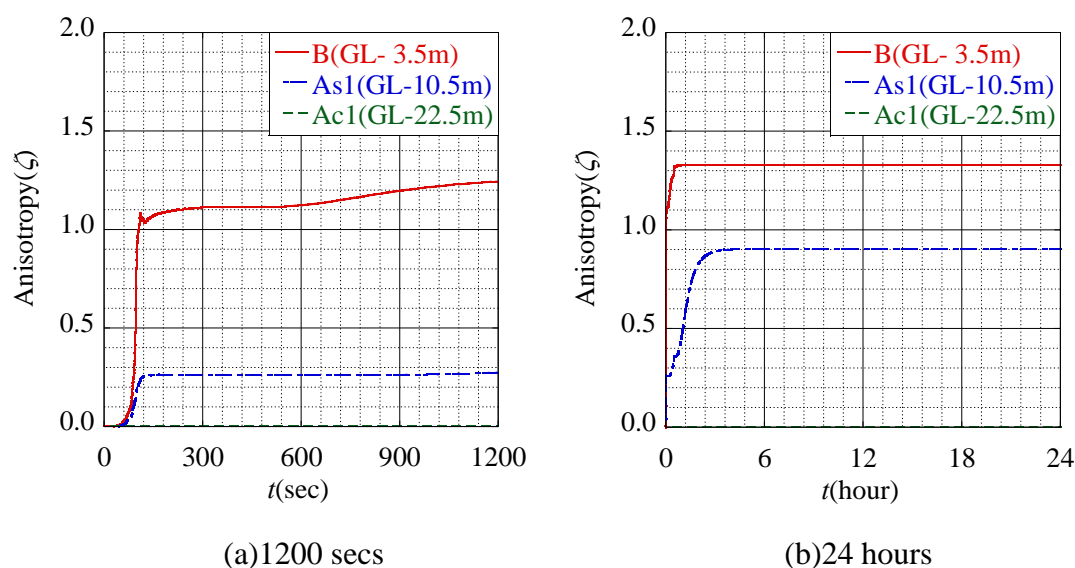


Fig. 5.2.11 異方性の発達

### 5.2.4 まとめ

移動硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model を有する土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」を用いて本震後の余震も含めた複数の地震動による動・静的解析を行った結果、以下の結論を得た。

- ・ 応力履歴（先行した地震動）により発達した異方性の影響により、後発地震動が小さい場合でも過剰間隙水圧が上昇しやすく、再液状化等が起こりやすい場合がある。
- ・ 大きな本震波のみで計算した場合と、本震後に余震を与えた場合では短期・長期において沈下量に大きな違いが生じる可能性がある。
- ・ 応力履歴は異方性の発達に影響を与え、そして異方性の発達はその後の挙動に大きな影響を与えることから、応力経路（地震動等）が複雑な場合でもその経路を適切に表現する必要がある。
- ・ 粘性土層は本震により上昇した過剰間隙水圧がたまりやすい傾向にあり、粘性土層上部層への水圧の長期供給、粘性土層下部層に対する水圧消散の阻害、粘性土層の長期圧密沈下など、更なる注意が必要である。

### 5.3 余震を含めた液状化解析（3次元地盤）

5.2 章では 3 次元 1 コラム地盤を対象に、余震を含めた動的解析を行い、再液状化や液状化後の圧密沈下等について示した。そこで、本章では、実際のボーリング柱状図や各種土質試験結果を参考に 3 次元地盤における動的解析を行った。

#### 5.3.1 解析条件

##### 1) 解析メッシュ

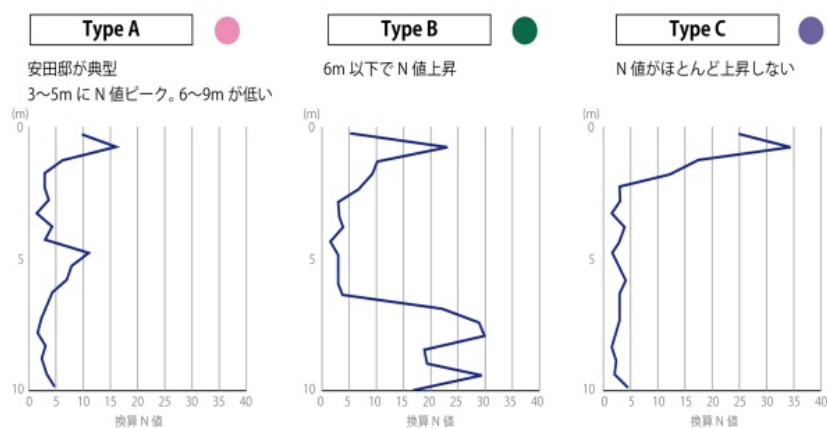
解析の対象となる地盤は場所を特定するものではないが、震災後に被害調査を行った実際の都市を想定し、東北地方太平洋沖地震において本震だけでなく、余震においても地盤が激しい液状化が発生した地域である。Fig. 5.3.1 に示す地震後のスウェーデン式サウンディング試験などによる地盤調査結果により、対象地域(概ね 300m×400m)において、地層が起伏していることを把握したため、正確な解析を行うために、3 次元モデルを用いることとした。また、Fig. 5.3.2 に示すサンプリングコアの X 線 CT 像の結果から、液状化が生じた層（図中ピンク色の部分）の深度は概ね 7m～9m であることも分かった。解析に用いられるプログラムは DBLEAVES (Bin, 2007) であり、水土連成有限要素解析手法を用いている。解析方法については 3 章を参照されたい。

解析は 1 辺が 20.0m の正方形からなる 300m×400m（対象地域の大きさ）の範囲に設定したが、被災により全ての測量杭が損傷を受け、Fig. 5.3.3 に示す柱状図は標高が不明だったため、土層区分はアンケート調査結果や事後調査結果 (Fig. 5.3.1, Fig. 5.3.2) を参考にし、解析断面、及びメッシュ図を Fig. 5.3.4, Fig. 5.3.5 に示す Area A～Area C の 3 種類のエリア（土層区分）に区分けした。ここで、各エリア内では起伏の無い成層地盤として扱い、各エリア間の土層は 20.0m×2=40.0m で擦り付けを行った。Area A と Area B との擦りつけ区間を Area AB, Area AB と Area AC との擦りつけ区間を Area ABAC とし、Fig. 5.3.4 上部の記号（AB, AC 等）は各エリアを意味する。また、深度方向の解析メッシュ幅は 1.0m を基本とし、ほぼ単一シルト層となる GL-16.0m 以深においては 1 辺を 2.0m とした。

境界条件については、メッシュ下部を  $x$ ,  $y$ ,  $z$  方向の変位固定、また同一平面上の端部においては  $x$ ,  $y$ ,  $z$  方向の等変位境界とした。水理境界については下面、および側面を非排水境界とし、地下水位は GL-1.0m と仮定した。初期応力は、同じ構成式を用いて、自重圧密解析により与えた。



(a)地層分布平面図



(b)各地層における推定 N 値の傾向

Fig. 5.3.1 地層区分図

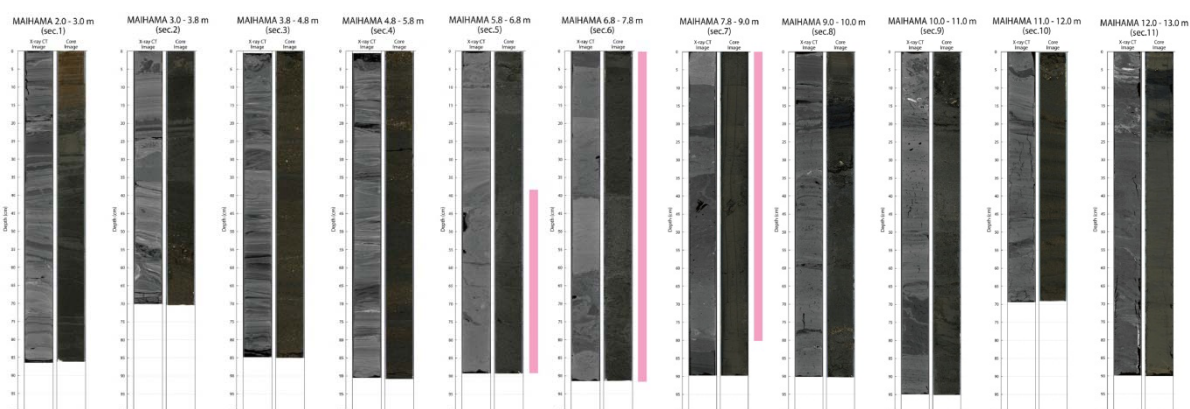


Fig. 5.3.2 採取コアの X 線 CT 像結果

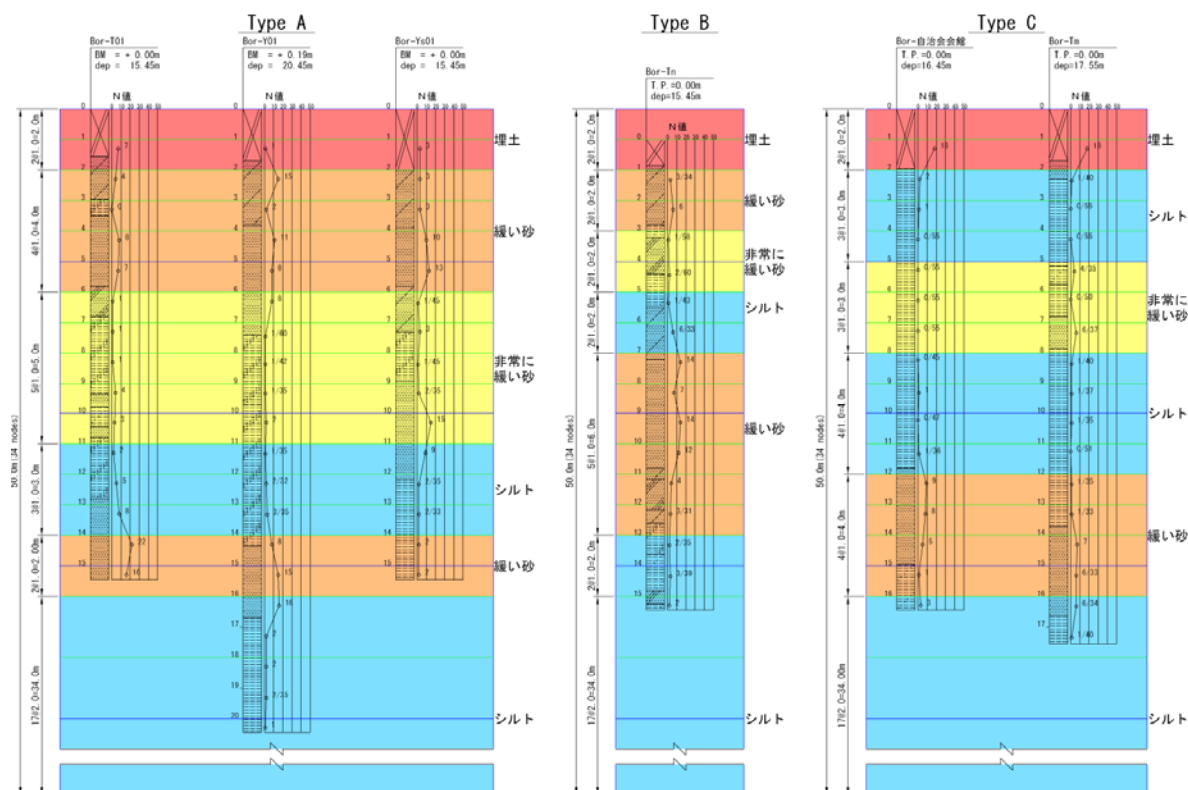


Fig. 5.3.3 ボーリング柱状図

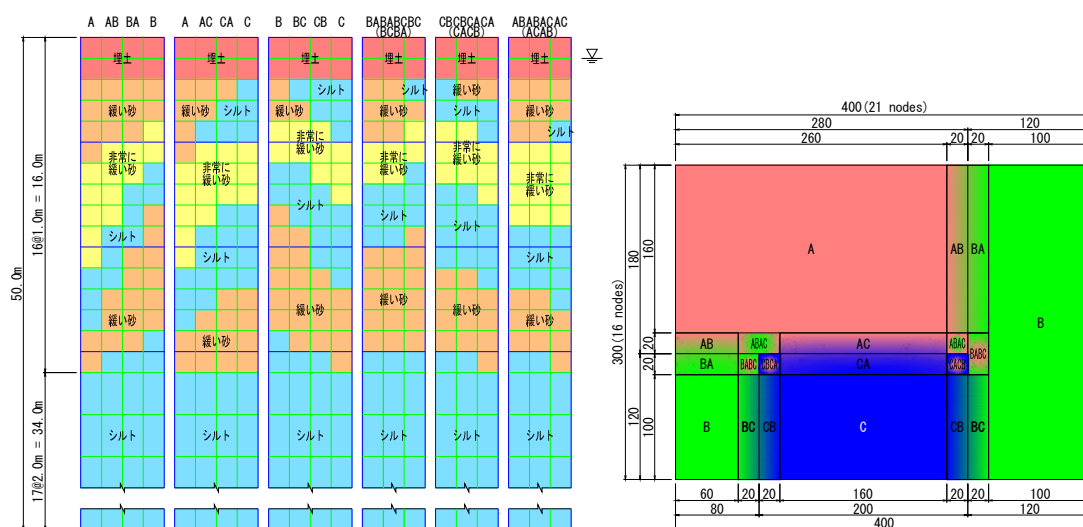


Fig. 5.3.4 モデル断面図

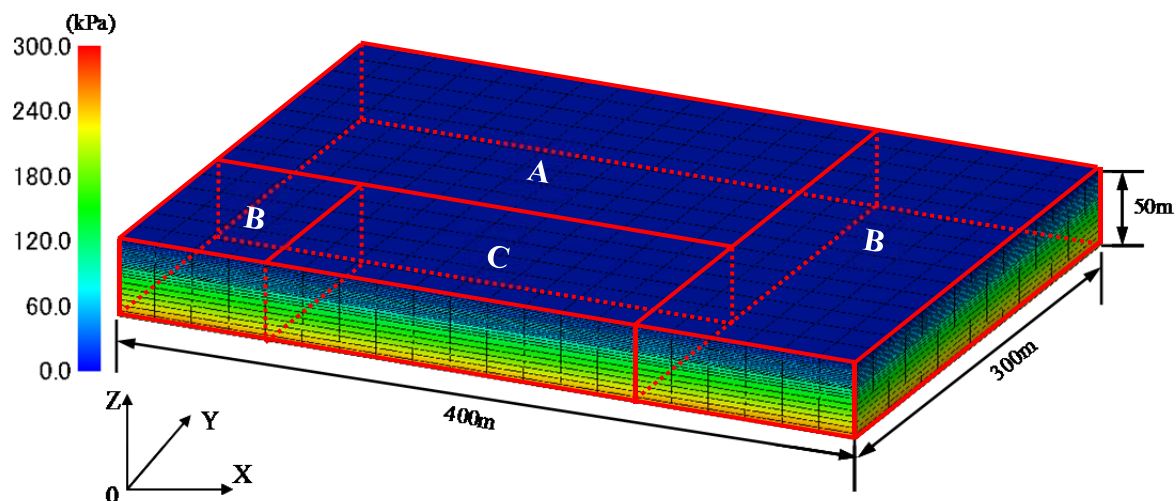


Fig. 5.3.5 メッシュ図 (初期有効応力図)

## 2) 解析ケース

入力地震動は 5.2 章「余震を含めた液状化解析 (3 次元 1 コラム地盤)」と同様に Kik-net 下総 (千葉県) において、設置深度 2300m で観測されたマグニチュード 7.0 以上の地震動 3 波 (本震と 2 つの余震) を用いて、N-S 方向、および E-W 方向の 2 方向より同時に入力した。Fig. 5.3.6, Fig. 5.3.7, Table. 5.3.1 に入力地震動の時刻歴, 各地震動における加速度の詳細, そして解析ステップを示す。

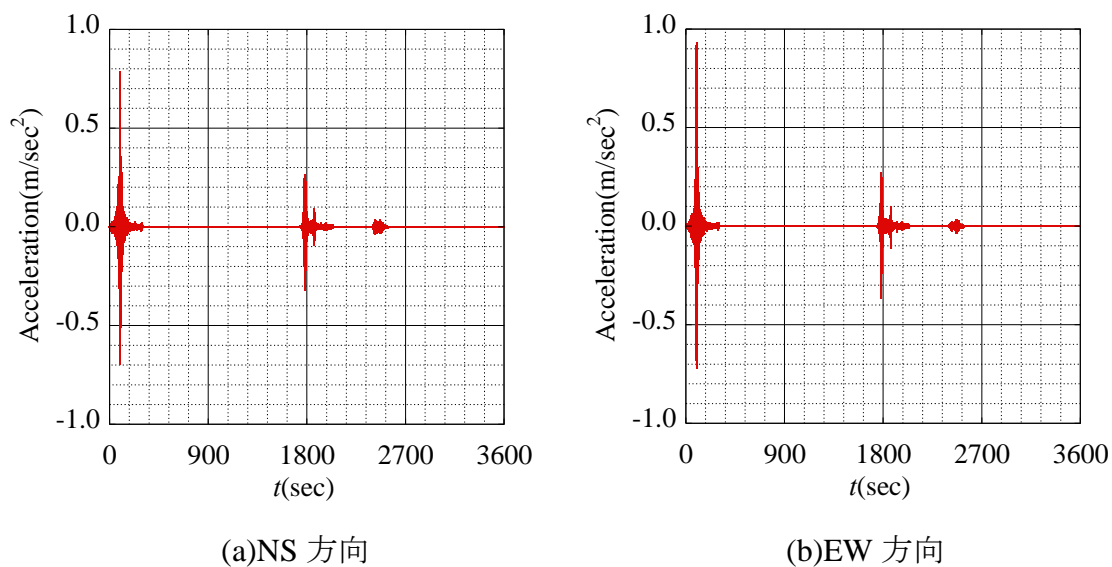


Fig. 5.3.6 入力地震動の時刻歴



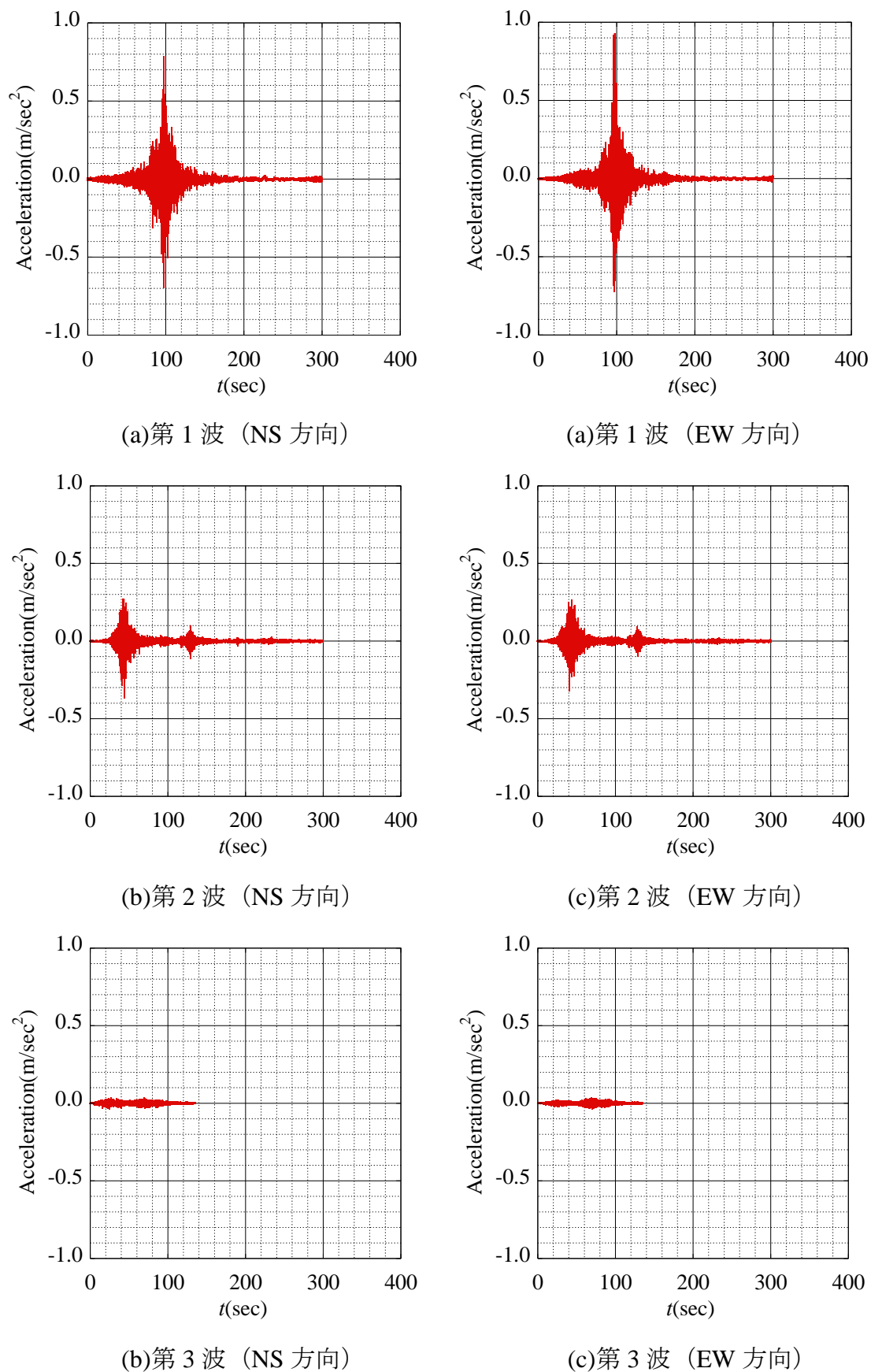



Fig. 5.3.7 入力地震動

Table. 5.3.1 解析ステップ

Step	解析の種類	地震動の種類	解析時間(sec)	
1	動的解析	第 1 波 (本震)	300( 5.00min)	
2	静的解析	(圧密)	1440(24.00min)	
3	動的解析	第 2 波 (余震)	300(5.00min)	
4	静的解析	(圧密)	360(6.00min)	
5	動的解析	第 3 波 (余震)	135( 2.25min)	
6	静的解析	(圧密)	約 50 年	

### 5.3.2 材料パラメータ

材料パラメータは以下のように設定した。

#### 1) 単位体積重量

各種報告書等を参考に飽和単位体積重量は Table. 5.3.2 のように定義する。

Table. 5.3.2 飽和単位体積重量

土層名	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}(\text{kN/m}^3)[\text{t/m}^3]$
埋土層	17.6[1.80]
ゆるい砂層	18.0[1.84]
非常にゆるい砂層	17.0[1.73]
シルト層	15.4[1.57]
下部シルト層	17.7[1.81]

#### 2) 限界状態での主応力比 $R_f$

一般的に砂質土の場合、限界状態での主応力比  $R_f$  は砂の内部摩擦角  $\phi'$  を用いて次式で表わされる。

$$R_f = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (5.3.1)$$

内部摩擦角  $\phi'$  は通常排水三軸試験(CD 試験)によって求めるのが望ましいが、大崎により N 値を用いて以下の式が提案されている。また、建築基礎構造設計指針も同式を用いており、精度的な問題点からも  $\phi'$  の上限を 40 としている。



$$\phi = \sqrt{20N} + 15 \quad (5.3.2)$$

ここで解析に用いる内部摩擦角は  $\phi=40^\circ$  と仮定すると、限界状態での主応力比は式(5.3.1)より  $R_f=4.60$  となる。また、粘性土の有効応力状態での  $\phi$  を求めるのは困難であるため、限界状態での主応力比は過去に行われた藤ノ森粘土等における実験結果より  $R_f=3.50$  程度と仮定する。

Table. 5.3.3 限界状態での主応力比

土層名	限界状態での主応力比 $R_f$
埋土層	4.60
ゆるい砂層	4.60
非常にゆるい砂層	4.60
シルト層	3.50
下部シルト層	3.50

### 3) 圧縮指数( $\lambda$ )と膨潤指数( $\kappa$ )

#### ① 粘性土

日本国内では液性限界を用いて“常用対数”による圧縮指数( $C_c$ )は以下の式が提案されている。また一般的に  $C_s/C_c=1/(4\sim5)$ とされている。

$$C_c = 0.014(\omega_L - 34) \quad : \text{港湾} \quad (5.3.3)$$

$$C_c = 0.014(\omega_L - 20) \quad : \text{道路} \quad (5.3.4)$$

よって、圧密試験結果等が無い場合には、式(5.3.3)、式(5.3.4)に示した提案式により“常用対数”での圧縮指数( $C_c$ )、及び膨潤指数( $C_s$ )をもとめ、次式によって“自然対数”を用いた圧縮指数( $\lambda$ )と膨潤指数( $\kappa$ )を求める。

$$\lambda = 0.434 C_c \quad : \text{圧縮指数} \quad (5.3.5)$$

$$\kappa = 0.434 C_s \quad : \text{膨潤指数} \quad (5.3.6)$$

$$C_s = (0.2\sim0.25)C_c \quad (5.3.7)$$

ここで、Ac層の液性限界を  $\omega_L=64\%$  と仮定し、本解析における圧縮指数( $\lambda$ )と膨潤指数( $\kappa$ )は以下のように仮定する。

$$C_c = 0.014(\omega_L - 34) = 0.014(68.0 - 34) = 0.476 \quad (5.3.8)$$

$$C_s = 0.2C_c = 0.2 \times 0.476 = 0.095 \quad (5.3.9)$$

$$\lambda = 0.434C_c = 0.434 \times 0.476 = 0.207 \quad (5.3.10)$$

$$\kappa = 0.434C_s = 0.434 \times 0.095 = 0.041 \quad (5.3.11)$$

また、「(社) 日本道路協会 道路土工 軟弱地盤対策工指針」では、圧密圧力と間隙比の関係について、自然含水比ごとに Fig. 5.3.8 の関係を示している。ここで、Ac 層の含水比を $\omega=47\%$ とすると、基準圧( $P=98\text{kPa}$ )での間隙比  $e_{NC}=1.10$  程度となる。

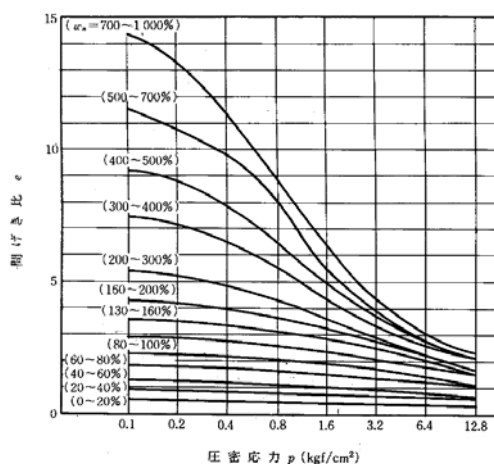


Fig. 5.3.8  $e$ - $\log P$  関係 (粘性土)

## ② 砂質土

「(社) 地盤工学会 地盤工学ハンドブック」では、圧密圧力と間隙比の関係について、N 値ごとに Fig. 5.3.9 の関係を示している。Fig. 5.3.9 より「ゆるい砂」、および「非常にゆるい砂」における圧縮指数( $\lambda$ )と膨潤指数( $\kappa$ )は以下のように仮定する。

### ● ゆるい砂

$$C_c = -\frac{0.65 - 0.72}{\log 10.0 - \log 1.0} = 0.070 \quad (5.3.12)$$

$$C_s = 0.2C_c = 0.2 \times 0.070 = 0.014 \quad (5.3.13)$$

$$\lambda = 0.434C_c = 0.434 \times 0.070 = 0.030 \quad (5.3.14)$$

$$\kappa = 0.434C_s = 0.434 \times 0.014 = 0.006 \quad (5.3.15)$$

● 非常にゆるい砂

$$C_c = -\frac{0.78 - 0.88}{\log 10.0 - \log 1.0} = 0.100 \quad (5.3.16)$$

$$C_s = 0.2C_c = 0.2 \times 0.100 = 0.020 \quad (5.3.17)$$

$$\lambda = 0.434C_c = 0.434 \times 0.100 = 0.043 \quad (5.3.18)$$

$$\kappa = 0.434C_s = 0.434 \times 0.020 = 0.009 \quad (5.3.19)$$

また,  $e_{NC}=0.88$  程度となる。Table. 5.3.4 に圧縮指数と膨潤指数をまとめる。

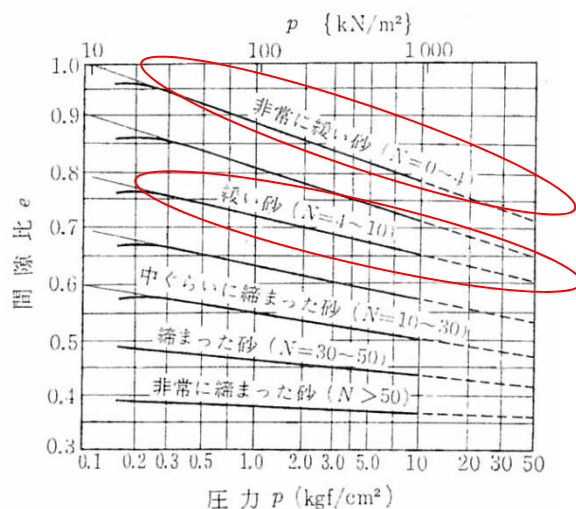


Fig. 5.3.9  $e$ - $\log P$  関係 (砂質土)

Table. 5.3.4 圧縮指数と膨潤指数

土層名	$\lambda$	$\kappa$	$e_{NC}$
埋土層	0.030	0.006	0.720
ゆるい砂層	0.030	0.006	0.720
非常にゆるい砂層	0.043	0.009	0.880
シルト層	0.207	0.041	1.100
下部シルト層	0.207	0.041	1.100

4) 透水係数

透水係数は Creager の式により, 20%粒径(D20)を用いてに Table. 5.3.5 示す。また, Table. 5.3.6 に「(社)日本道路境界：道路土工－排水工指針」に記載されている代表的な透水係数を示す。

Table. 5.3.5  $D_{20}$  と透水係数

$D_{20}(\text{mm})$	$k(\text{cm/sec})$	土質分類	$D_{20}(\text{mm})$	$k(\text{cm/sec})$	土質分類
0.005	3.00E-06	粗粒粘土	0.180	6.85E-03	微粒砂
0.010	1.05E-05	細粒シルト	0.200	8.90E-03	
0.020	4.00E-05	粗粒シルト	0.250	1.40E-02	
0.030	8.50E-05		0.300	2.20E-02	中粒砂
0.040	1.75E-04		0.350	3.20E-02	
0.050	2.80E-04		0.400	4.50E-02	
0.060	4.60E-04	極微粒砂	0.450	5.80E-02	
0.070	6.50E-04		0.500	7.50E-02	粗粒砂
0.080	9.00E-04		0.600	1.10E-01	
0.090	1.40E-03		0.700	1.80E-01	
0.100	1.75E-03		0.800	2.15E-01	
0.120	2.60E-03	微粒砂	0.900	2.80E-01	
0.140	3.80E-03		1.000	3.60E-01	
0.160	5.10E-03		2.000	1.80E+00	細礫

Table. 5.3.6 代表的な透水係数

代表的な土	透水係数 (cm/sec)	透水性
礫	0.1以上	透水性が高い
砂	$0.1 \sim 1 \times 10^{-3}$	中位の透水性
砂質土	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5}$	透水性が低い
粘質土	$1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-7}$	非常に透水性が低い
粘土	$1 \times 10^{-7}$ 以下	不透水性

Table. 5.3.5, および Table. 5.3.6 を参考に、解析に用いる透水係数を Table. 5.3.7 のように仮定する。

Table. 5.3.7 解析に用いる透水係数

土層名	$D_{20}$	$k(\text{cm/sec})$
埋土層	0.007～0.120	1.00E-03
ゆるい砂層	0.007～0.120	1.00E-03
非常にゆるい砂層	0.040～0.140	1.00E-04
シルト層	0.005～0.020	1.00E-05
下部シルト層	-	1.00E-05

### 5) 過圧密比

過圧密比は三軸試験により求めるのが望ましい。ここで、一般的に軟弱層である沖積粘性土層の過圧密比は正規圧密に近いと考えられる。しかし、砂質土に限っては予想することは難しい。そこで参考までに豊浦標準砂を用いて行った3種類の異なる相対密度での三軸試験結果、および要素シミュレーション結果を Fig. 5.3.10 に示す。ここで、Fig. 5.3.10(d)より計算によって決定した過圧密比(OCR)は相対密度と良い相関関係にあり、これは相対密度より過圧密比が有る程度推測できることを意味する。

また、参考として Meyehof の式より算出した  $N$  値と相対密度の関係を Fig. 5.3.11 に示す。

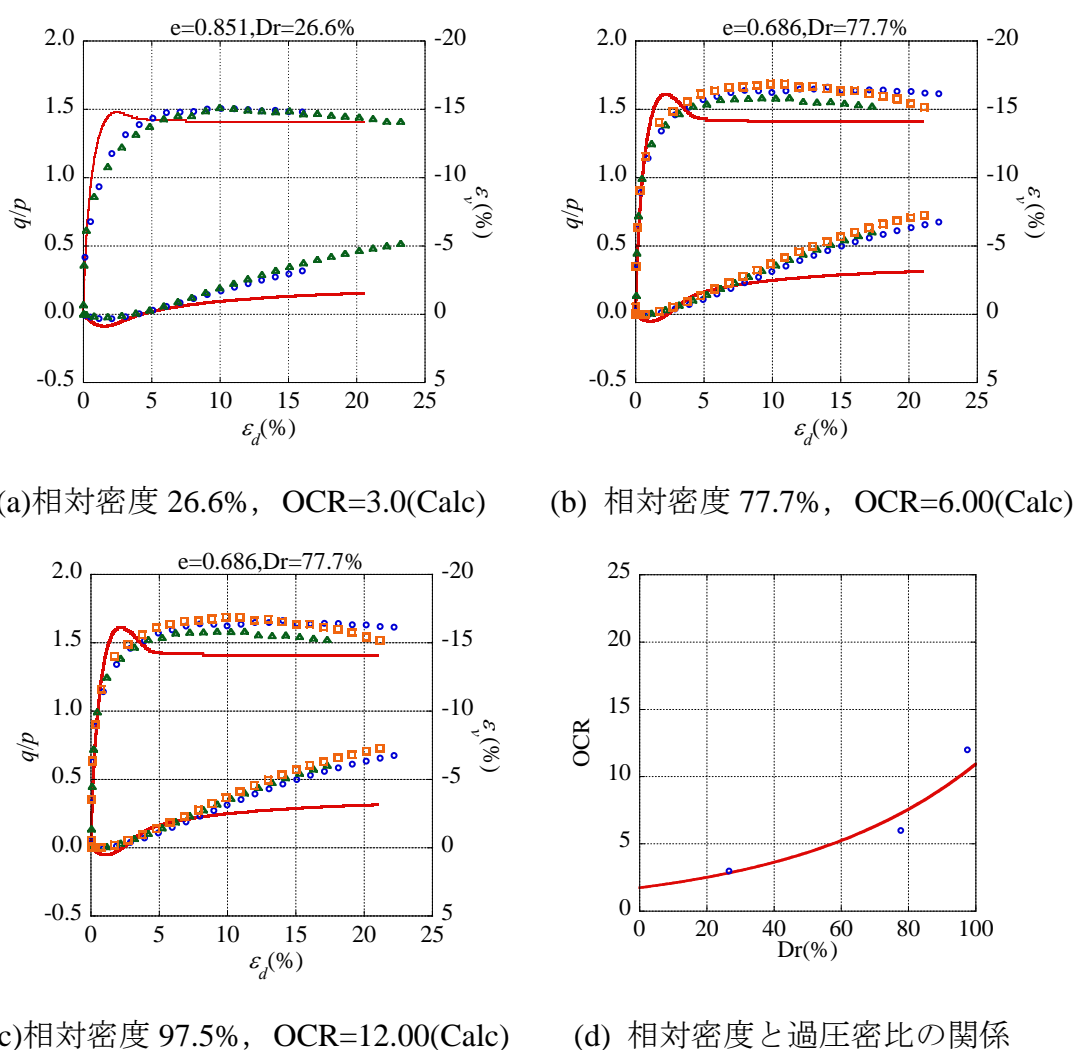


Fig. 5.3.10 豊浦標準砂による三軸圧縮試験結果

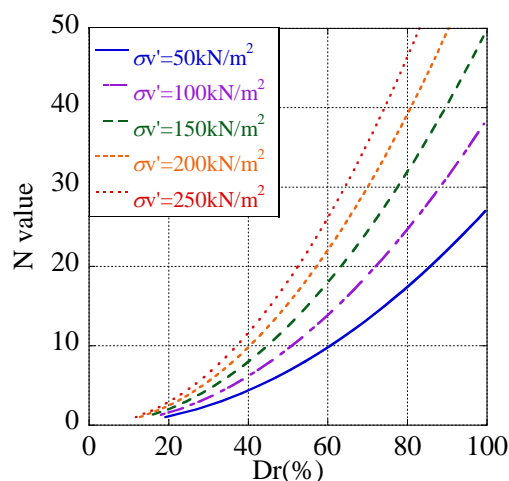


Fig. 5.3.11 N 値と相対密度（参考値）

## ① ゆるい砂層

埋土層の層厚を 2.0m 程度, ゆるい砂層の層厚を 4.0m, 平均 N 値は 8 程度とすると,

$$\sigma'_v = 2.0 \times 7.6 + \frac{4.0}{2} \times 8.0 = 31.2 \quad (5.3.20)$$

となり, Dr=60%程度と仮定できる。よって, OCR=5.0 と仮定する。

## ② 非常にゆるい砂層

埋土層の層厚を 2.0m 程度, ゆるい砂層の層厚を 4.0m, 非常にゆるい砂層の層厚を 5.0m 程度, 平均 N 値を 3.0 程度とすると,

$$\sigma'_v = 2.0 \times 7.6 + 4.0 \times 8.0 + \frac{5.0}{2} \times 7.0 = 64.7 \quad (5.3.21)$$

となり, Dr=30%程度と仮定できる。よって, OCR=3.0 と仮定する。

## ③ シルト層

シルト層の過圧密比は上記方法による決定が困難であるため, 非常にゆるい砂層より若干小さい OCR=2.5 と仮定する。

## 6) その他のパラメータ

その他のパラメータについては要素シミュレーション等で求めるのが望ましいため、過去に行った解析を参考値に以下のように定める。

- ・ ポアソン比： $\nu$  B 層, As 層=0.300, Ac 層=0.350
- ・ 過圧密比の発展則パラメータ： $m$  B 層, As 層=0.100, Ac 層=3.800
- ・ 構造の発展則パラメータ： $a$  B 層, As 層=2.200, Ac 層=0.100
- ・ 初期構造パラメータ： $R_0^*$  B 層, As 層=0.800, Ac 層=0.600
- ・ 異方性の発展則パラメータ： $b_r$  B 層, As 層=1.500, Ac 層=0.100
- ・ 初期異方性パラメータ： $\zeta_0$  B 層, As 層=0.000, Ac 層=0.000

## 7) 材料パラメータ一覧

以上の仮定を基に設定した材料パラメータを Table. 5.3.8 に示す。

Table. 5.3.8 材料パラメータ一覧

名称	埋土	緩い砂	非常に 緩い砂	シルト (上部)	シルト (下部)
Compression index $\lambda$	0.030	0.030	0.043	0.207	0.207
Swelling index $\kappa$	0.006	0.006	0.009	0.041	0.041
Stress ratio at critical state $R$	4.600	4.600	4.600	3.500	3.500
Void ratio $e_0$ ( $p'=98\text{kPa}$ on N.C.L)	0.720	0.720	0.880	1.100	1.100
Poisson's ratio $\nu$	0.300	0.300	0.300	0.350	0.350
Degradation parameter of overconsolidation state $m$	0.100	0.100	0.100	3.800	3.800
Degradation parameter of structure $a$	2.200	2.200	0.100	0.100	0.100
Evolution parameter of anisotropy $b_r$	1.500	1.500	0.100	0.100	0.100
wet unit weight $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	17.60	18.00	17.00	15.40	17.70
(under water)	( 7.60)	( 8.00)	( 7.00)	( 5.40)	( 7.70)
Permeability $k$ (m/sec)	1.00E-5	1.00E-5	1.00E-6	1.00E-7	1.00E-7
Initial structure $R_0^*$	0.800	0.800	0.600	0.600	0.600
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	5.000	5.000	3.000	2.500	2.500
Initial anisotropy $\zeta_0$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

## 8) 要素シミュレーション結果

Fig. 5.3.12 に繰返し応力振幅比を 0.10 とした場合の非排水繰返し載荷時の要素シミュレーション結果を示す。埋土層、緩い砂層、及び非常に緩い砂層において、荷重の繰返し回数とともにひずみが増大し、サイクリックモビリティを伴いながら液状化に至っている。また、シルト層においては液状化に至らないまでも、有効応力が減少（過剰間隙水圧が上昇）していることが分かる。

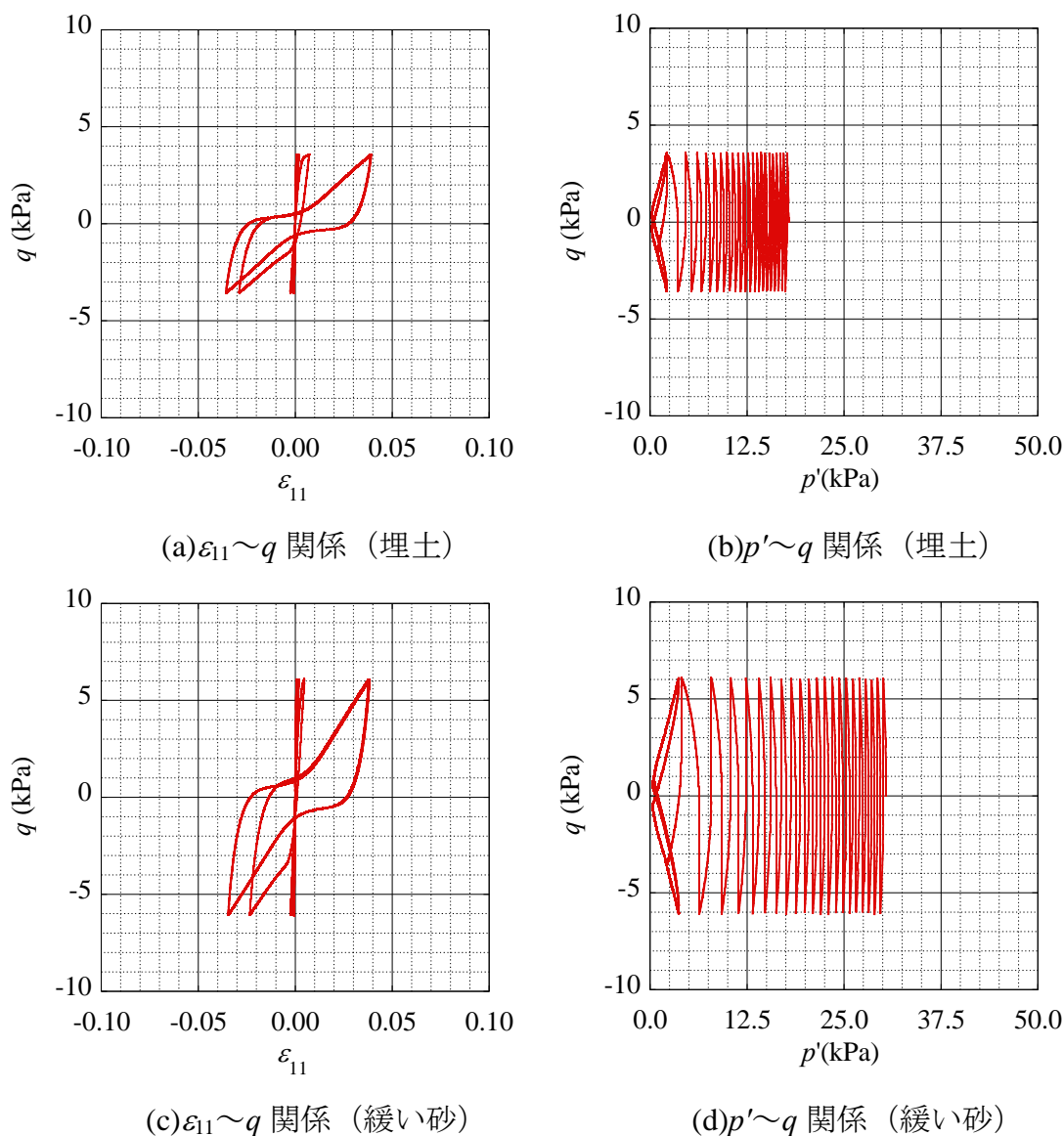


Fig. 5.3.12 材料パラメータ



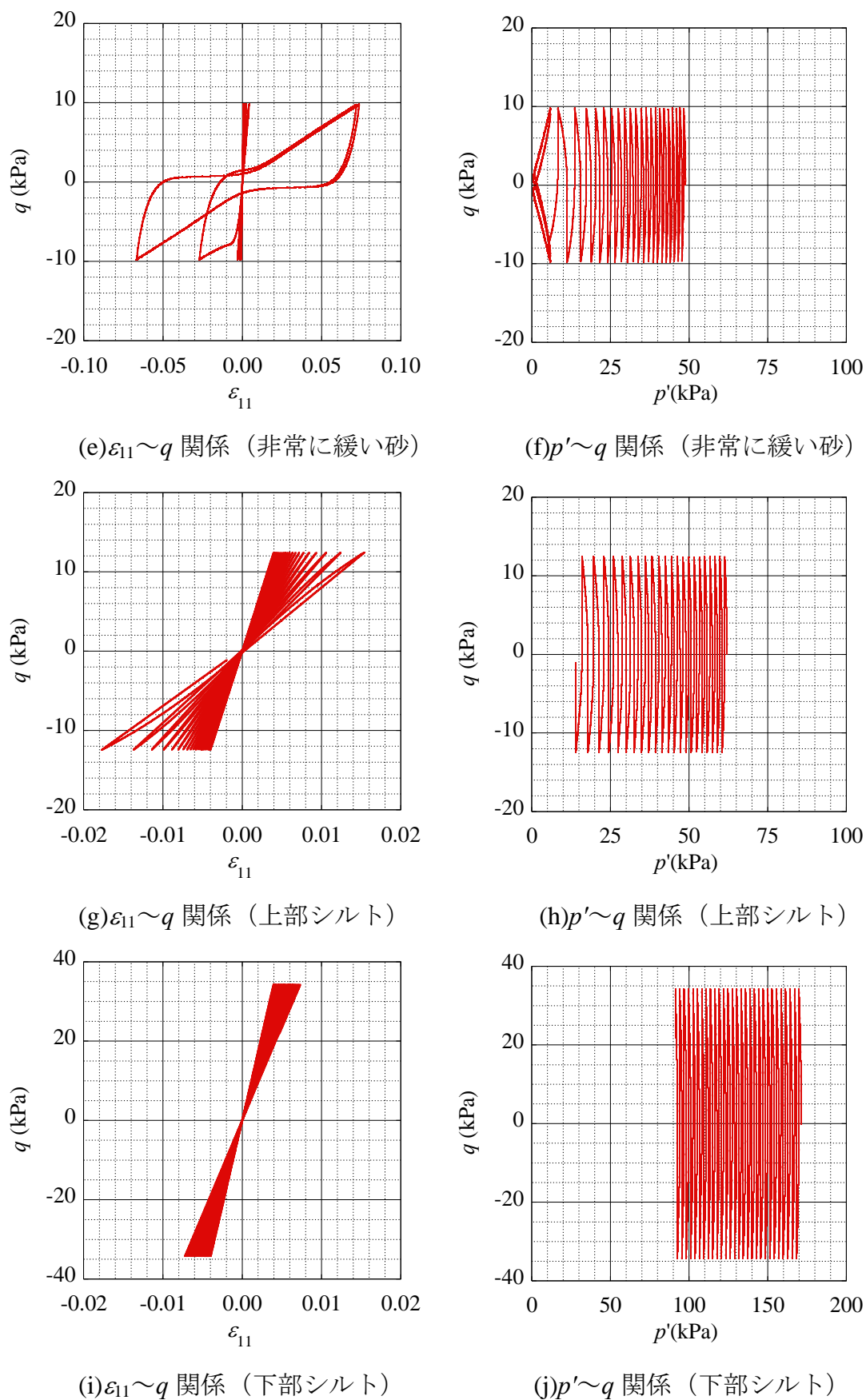


Fig. 5.3.12 材料パラメータ

### 5.3.3 解析結果と考察

#### 1) 過剰間隙水圧比

各土層における過剰間隙水圧比を Fig. 5.3.13 に示す。

Fig. 5.3.13 (a)に示す「緩い砂層（上部）」に着目すると Area A においては本震では液状化に至らなかったものの、過剰間隙水圧が上昇し異方性が発達しているため、本震よりも小さい余震時において、過剰間隙水圧比が本震よりも大きく 1.0 近くまで上昇し、ほぼ液状化にいたっている。また Area B においては、本震後に過剰過激水圧比が低下しているものの、余震において再液状化に至っていることが分かる。

Fig. 5.3.13 (b)図に示す「非常に緩い砂層」に着目すると、Area A、および Area B において、本震時には液状化が生じていないのにもかかわらず、本震後の余震時には過剰間隙水圧比が 1.0 程度まで上昇し、液状化が生じていることが分かる。また Area C においては、上下を透水係数の低いシルト層で囲まれているため、過剰間隙水圧の消散が終わらないうちに再液状化に至っている。

Fig. 5.3.13 (c)に示す「緩い砂層（下部）」に着目すると、各エリアにおいて深度の差、つまりは初期有効応力に差があるため、過剰間隙水圧の上昇に伴う過剰間隙水圧比の変化にも差が生じているが、全エリアにおいて本震よりも比較的小さい余震時に本震と同程度の過剰間隙水圧比となっている。

Fig. 5.3.13 (d)に示す「シルト層（上部）」に着目すると、本震・余震終了後にシルト層下部からの過剰間隙水圧の伝搬により、余震終了後においても過剰間隙水圧比が上昇し続けていることがわかる。

次に各深度における過剰間隙水圧比の分布を Fig. 5.3.14 に示す。解析結果より、第 1 波（本震）に着目すると、過剰間隙水圧の上昇により Area A、および Area B エリアにおいて、GL-4.0m 付近で過剰間隙水圧比が 1.0 に近づき液状化に至っていることが分かる。また、Area C エリアも同様に GL-6.0m 付近で液状化に至っている。次に第 2 波（余震時）に着目すると、GL-6.0m～GL-8.0m において、第 1 波では液状化に至っていなかった部分までも、広範囲で液状化に至っており、本震よりも小さな余震において実現象と同様に液状化の被害が拡大されていることが確認できる。この原因として、応力履歴（先行した地震動）により地盤の異方性がかなり発達した影響（図には示していないが）で、後発地震動が小さい場合でも過剰間隙水圧が上昇しやすく、再液状化等が起こりやすい状態にあることが考えられる。

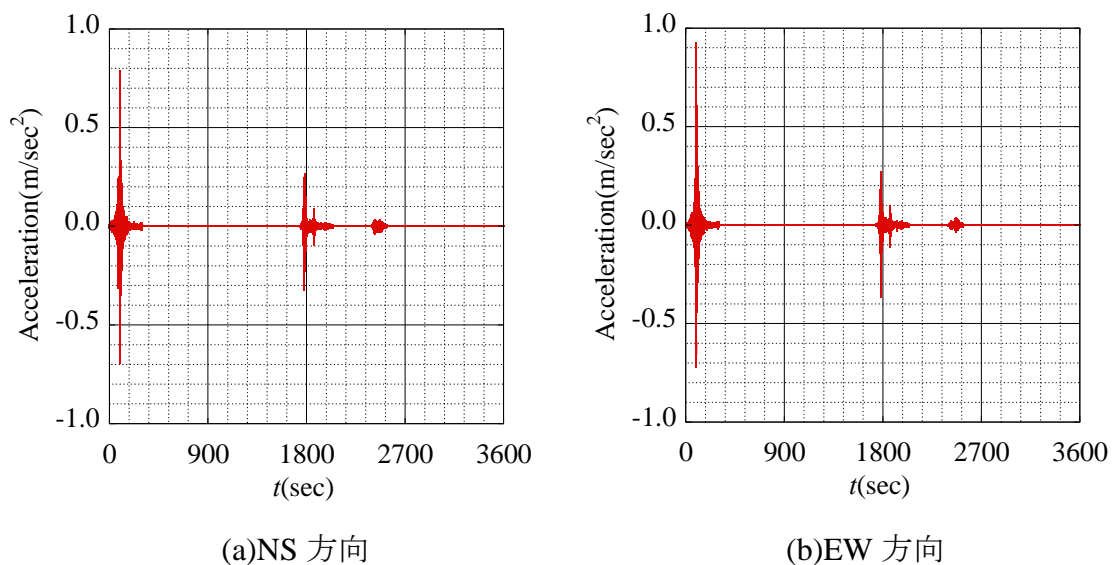


Fig. 5.3.6 入力地震動の時刻歴（再掲）

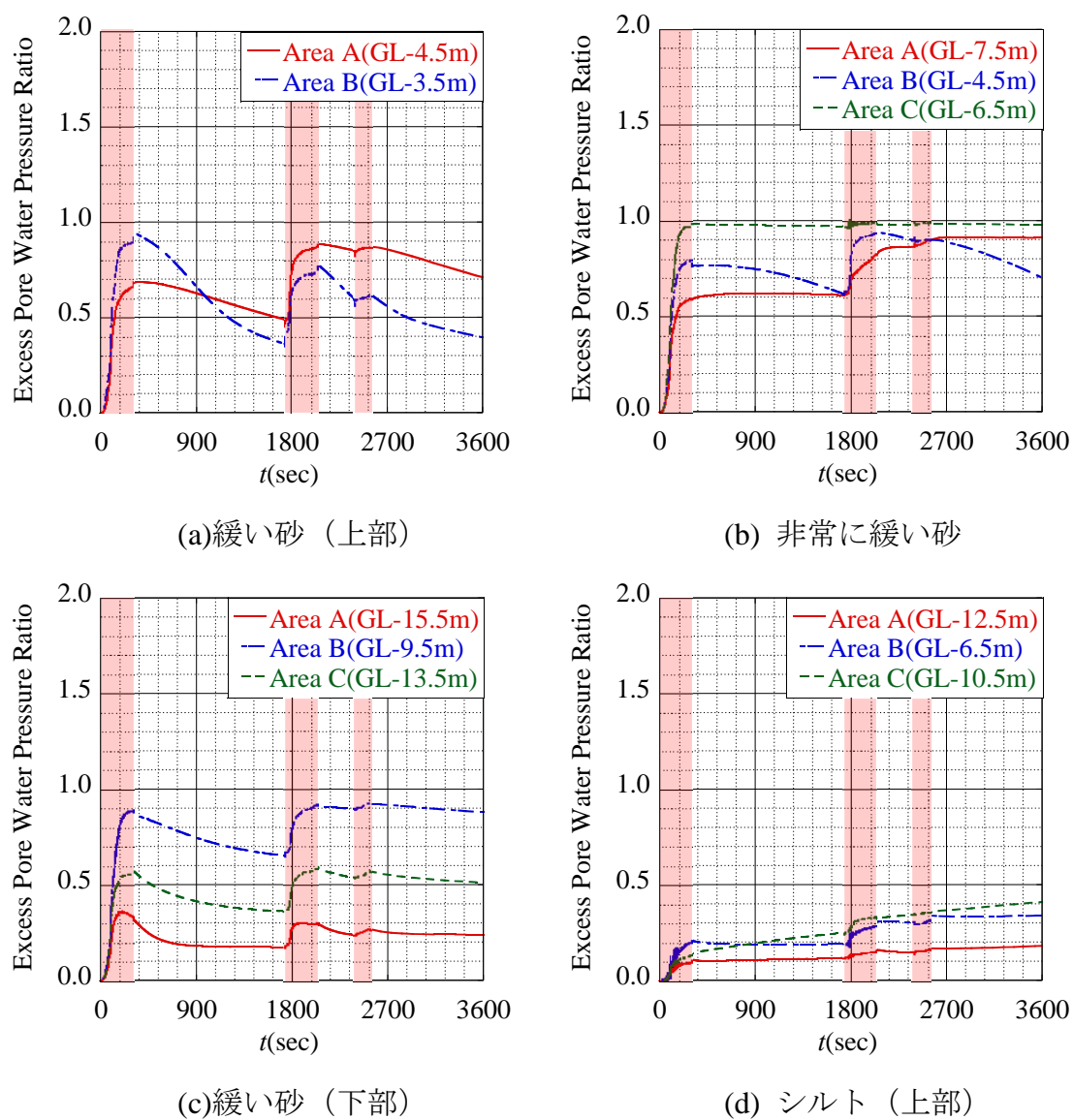


Fig. 5.3.13 過剰間隙水圧比

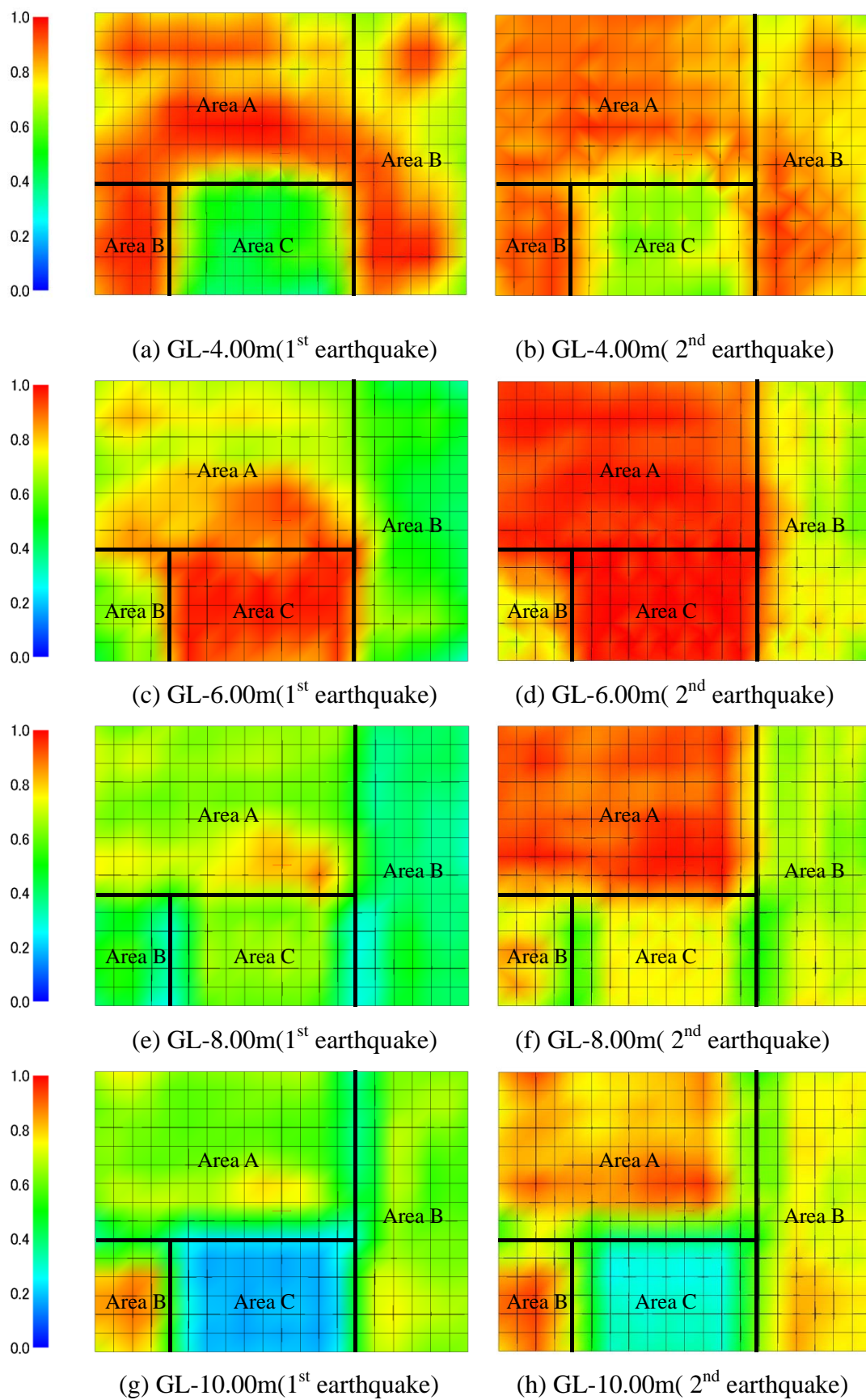


Fig. 5.3.14 過剩間隙水圧比分布

## 2) 地表面沈下量

Fig. 5.3.15 に全エリアにおける余震終了後における沈下量を示す。解析結果より、余震終了後から6時間後に Area C では最大0.4m程度の隆起現象が起きているが、Area A エリアや Area B では0.5m程度沈下しており、激しい不陸となっていることが分かる。そして時間の経過とともに圧密沈下が進行し、約26日後では最大沈下量が0.5m程度、51年後では0.9m程度と非常に大きな圧密沈下を生じている。

実際の沈下量や隆起量は、測量杭等の被災や液状化に伴う噴砂等により測定はできていないが、Fig. 5.3.16 に示すように、各被災地（場所を限定するものではない）においても、0.5m程度隆起や沈下は生じており、解析結果はある程度妥当であったと考えられる。

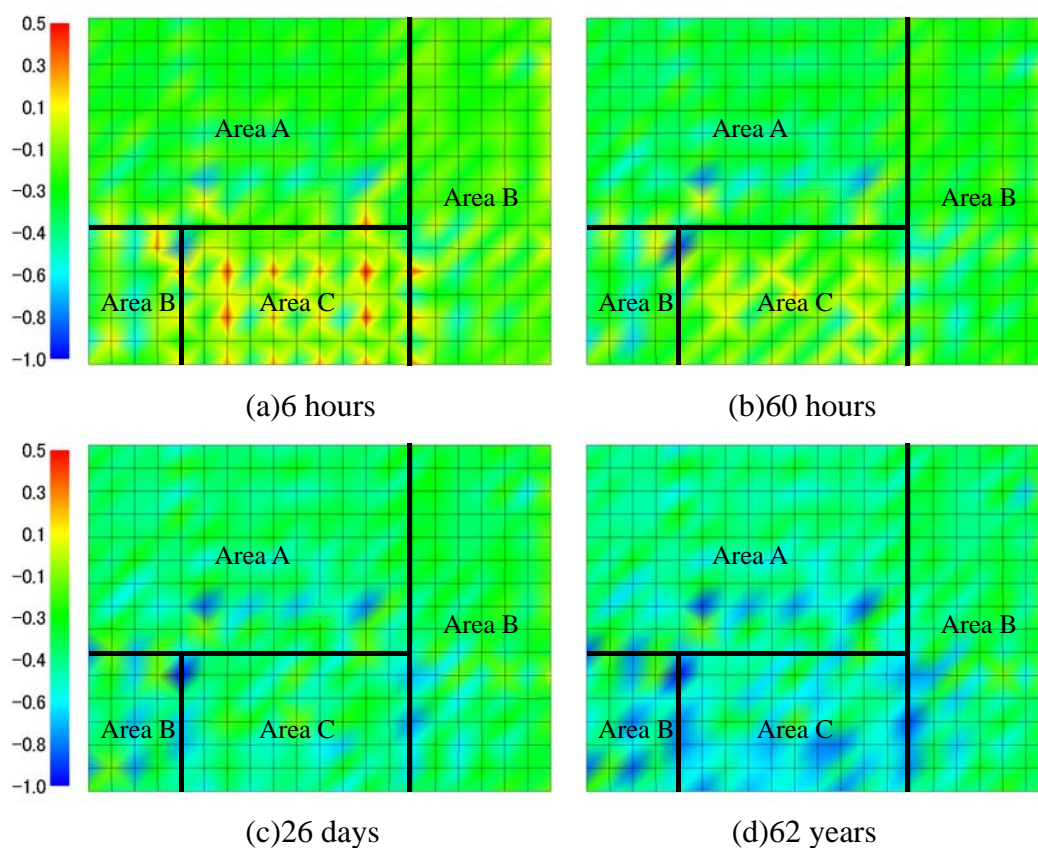


Fig. 5.3.15 地表面沈下量





Fig. 5.3.16 被害状況写真

#### 5.3.4 まとめ

- ・ 応力履歴（先行した地震動）により発達した異方性の影響により、後発地震動が小さい場合でも過剰間隙水圧が上昇しやすく、再液状化等が起こりやすい。
- ・ 大きな本震波のみで計算した場合と、本震後に余震を与えた場合では短期・長期において沈下量に大きな違いが生じる可能性がある。
- ・ 本震後の余震（応力履歴）が与える影響など、応力履歴は異方性の発達に影響を与え、そして異方性の発達はその後の沈下量や再液状化などの挙動に大きな影響を与えることから、応力経路（地震動等）が複雑な場合でもその経路を適切に表現する必要がある。
- ・ 起伏する地盤においては、その地盤の不均一さによって、液状化の発生パターンが異なっている。Area A の地盤においては、本震の場合が液状化しなかったものの余震では激しい液状化が発生した。この事実（再液状化）は Fig. 5.3.16 でも示した通り、現実の現象とも整合していると考えられる。

## 5.4 余震を含めた液状化解析（2次元地盤）

5.2 章，5.3 章では 1 コラム地盤（3 次元），3 次元地盤を対象に，余震を含めた動的解析を行い，再液状化や液状化後の圧密沈下等について示した。

本章では，5.3 章と同様に実際のボーリング柱状図や各種土質試験結果を参考にした仮想地盤を対象に，水位低下等の液状化対策の効果を検討するため，2 次元地盤における動的解析を行った。

### 5.4.1 解析条件

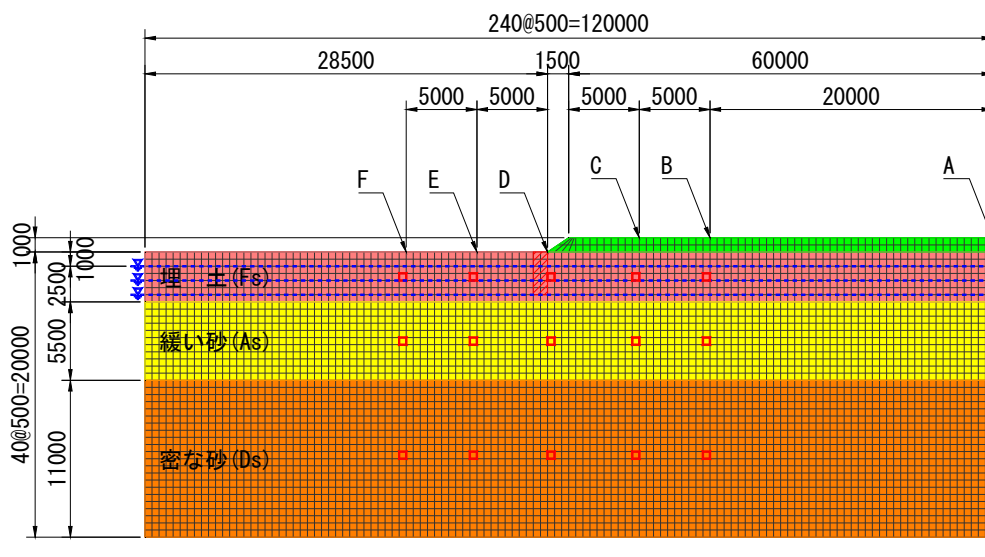
#### 1) 解析メッシュ

解析断面は深度 20.0m，幅 120.0m の範囲を想定し，また住宅地として幅 60.0m，高さ 1.0m の盛土層を仮定した。ここで，解析断面内に砂層（As 層）を多く含む断面を Case A とし，逆に粘性土層（Ac 層）を多く含む断面を Case B とした。なお，地下水位は基本ケースとして GL-1.0m と仮定し，地下水位低下工法により地下水位を 1.0m，あるいは 2.0m ほど低下させた場合を液状化対策後の断面として仮定した。また，地下水位は低下させずに，盛土法尻部（63.0m 間隔）に幅 1.0m，深度 3.0m ほどの排水層を設けた断面についても解析を行った。

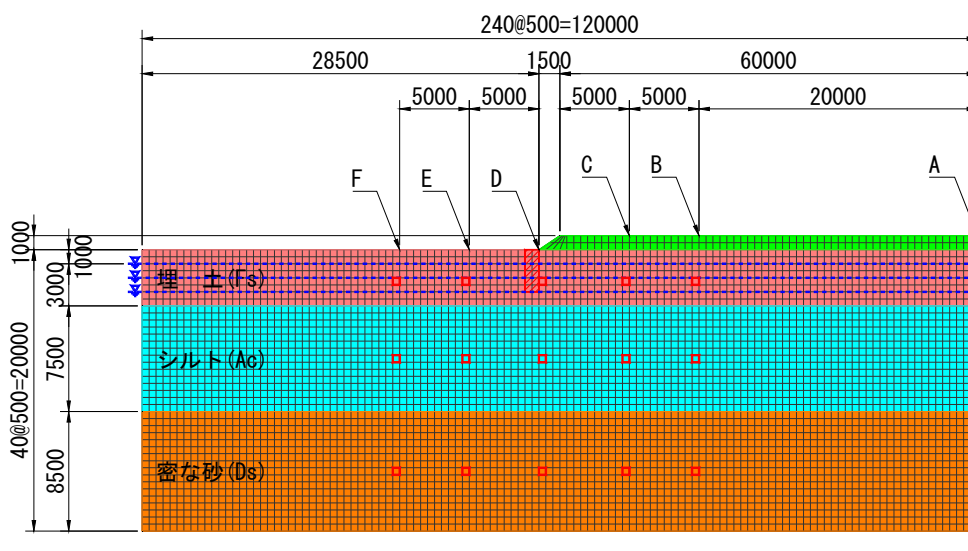
解析断面（基本ケース）を Fig. 5.4.1 に示す。ここで，Fig. 5.4.1 は用紙の都合上，半断面のみを記載しているが，実際の解析は全断面において解析を行っている。

解析に用いられるプログラムは DBLEAVES (Bin, 2007) であり，水土連成有限要素解析手法を用いている。解析方法については 3 章を参照されたい。

境界条件については，メッシュ下部を  $x$ ， $z$  方向の変位固定，また同一平面（同一深度）上の端部においては  $x$ ， $z$  方向の等変位境界とした。水理境界については下面，および側面を非排水境界とした。初期応力は，同じ構成式を用いて，自重圧密解析により与えた。



(a)解析断面 A



(b)解析断面 B

Fig. 5.4.1 解析断面



## 2) 解析ケース

Fig. 5.4.2, Fig. 5.4.3 に入力地震動, 及び各地震動の詳細を示す。ここで, 各地震動の最大加速度は本震である第 1 波目が約  $0.60\text{m/sec}^2$  であり, 本震よりも震源地に近い場合を想定した第 2 波目 (第 1 波目終了から約 24 分後) の最大加速度は約  $0.90\text{m/sec}^2$  である。

Table. 5.4.1～Table. 5.4.3 に各解析ステップ, 解析ケースを示す。解析は Fig. 5.4.1, Table. 5.4.3 に示す 2 種類の断面 (解析断面 A, 解析断面 B) において, 地下水位を GL-1.00m～GL-3.00m で変化させ, また, 地下水位は変化させずに排水層 (幅 1.00m, 深度 3.0m) を設けたケースにおいて行った。ここで, 地震波は本震 (第 1 波) のみを与えたものと, 本震後に余震 (第 2 波) を与えたもので解析を比較した。

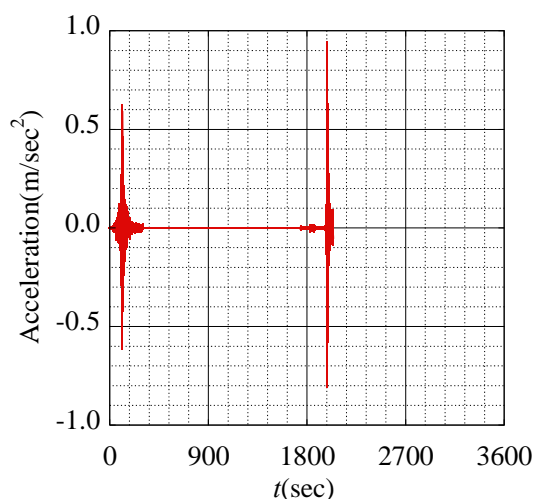


Fig. 5.4.2 入力地震動の時刻歴

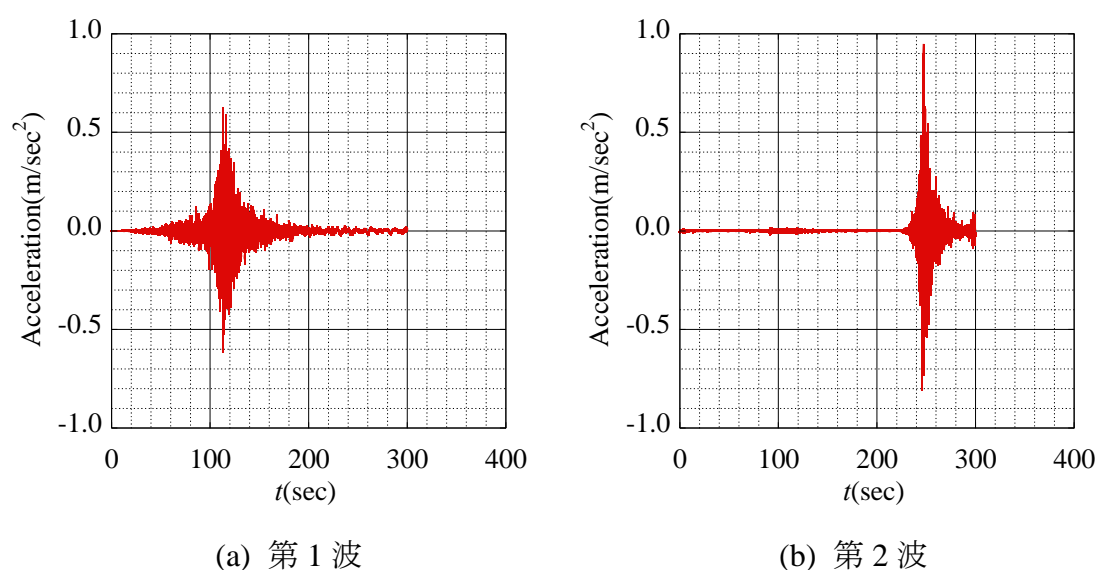


Fig. 5.4.3 入力地震動

Table. 5.4.1 解析ステップ（余震有り）

Step	解析の種類	地震動の種類	解析時間(sec)	
1	動的解析	第 1 波（本震）	300( 5.00min)	
2	静的解析	（圧密）	1440(24.00min)	
3	動的解析	第 2 波（余震）	300(5.00min)	
4	静的解析	（圧密）	約 50 年	

Table. 5.4.2 解析ステップ（余震無し）

Step	解析の種類	地震動の種類	解析時間(sec)	
1	動的解析	第 1 波のみ	300( 5.00min)	
2	静的解析	（圧密）	約 50 年	

Table. 5.4.3 解析ケース

Case	解析断面	地下水位	排水ドレーン	地震波
Case A1(1wave)	A	GL-1.00m	×	1 wave
Case A1(2wave)				2 waves
Case A2(1wave)		GL-2.00m		1 wave
Case A2(2wave)				2 waves
Case A3(1wave)		GL-3.00m		1 wave
Case A3(2wave)				2 waves
Case A1D(1wave)		GL-1.00m	○	1 wave
Case A1D(2wave)				2 waves
Case B1(1wave)	B	GL-1.00m	×	1 wave
Case B1(2wave)				2 waves
Case B2(1wave)		GL-2.00m		1 wave
Case B2(2wave)				2 waves
Case B3(1wave)		GL-3.00m		1 wave
Case B3(2wave)				2 waves
Case B1D(1wave)		GL-1.00m	○	1 wave
Case B1D(2wave)				2 waves

### 5.4.2 材料パラメータ

材料パラメータは以下のように設定した。

#### 1) 単位体積重量

各種報告書等を参考に飽和単位体積重量は Table. 5.4.4 のように定義する。

Table. 5.4.4 飽和単位体積重量

土層名	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}(\text{kN/m}^3)[\text{t/m}^3]$
盛 土	18.6[1.90]
埋 土 層 【Fs 層】	19.2[1.96]
緩い砂層 【As 層】	19.3[1.97]
シルト層 【Ac 層】	16.4[1.67]
固い砂層 【Ds 層】	17.8[1.82]
排水層	18.6[1.90]

#### 2) 限界状態での主応力比 $R_f$

一般的に砂質土の場合，限界状態での主応力比  $R_f$  は砂の内部摩擦角  $\phi'$  を用いて次式で表わされる。

$$R_f = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5.4.1)$$

内部摩擦角  $\phi'$  は通常排水三軸試験(CD 試験)によって求めるのが望ましいが，大崎により  $N$  値を用いて以下の式が提案されている。また，建築基礎構造設計指針も同式を用いており，精度的な問題点からも  $\phi$  の上限を 40 としている。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15 \quad (5.4.2)$$

ここで参考にした地域付近の既往報告書より，緩い砂層の内部摩擦角を  $\phi=35.9^\circ$  と仮定する。また，埋め土層，及び固い砂層については，それぞれ  $N$  値を 10 程度，40 程度と仮定すると，内部摩擦角はそれぞれ  $\phi=29.1^\circ$ ，及び  $\phi=40^\circ$  となる。ここで，盛土の内部摩擦角は  $\phi=30^\circ$  とした。また，粘性土における限界状態での主応力比は過去の実験結果を参考に， $R_f=3.00$  程度と仮定する。以上の仮定より，限界状態での主応力比を Table. 5.4.5 のように定める。

Table. 5.4.5 限界状態での主応力比

土層名	限界状態での主応力比 $R_f$
盛 土	3.00
埋 土 層【Fs 層】	2.89
緩い砂層【As 層】	3.84
シルト層【Ac 層】	3.00
固い砂層【Ds 層】	4.60
排水層	4.60

3) 圧縮指数( $\lambda$ )と膨潤指数( $\kappa$ )

## ① 粘性土

参考にした既往報告書より，Ac 層の圧縮指数（常用対数）は  $C_c=0.46$ ， $P=98\text{kPa}$  の間隙比は  $e_{NC}=1.40$  であった。また一般的に  $C_s/C_c=1/(4\sim5)$ とされている。よって，次式によって“自然対数”を用いた圧縮指数( $\lambda$ )と膨潤指数( $\kappa$ )を求める。

$$\lambda = 0.434C_c = 0.434 \times 0.460 = 0.200 \quad (5.4.3)$$

$$\kappa = C_s / 5 = 0.200 / 5 = 0.040 \quad (5.4.4)$$

## ② 砂質土

「(社) 地盤工学会 地盤工学ハンドブック」では，圧密圧力と間隙比の関係について，N 値ごとに Fig. 5.4.4 の関係を示している。Fig. 5.4.4 より Ds 層，As 層，Fs 層における圧縮指数( $\lambda$ )と膨潤指数( $\kappa$ )は以下ようになる。また，盛土層と埋土層，および排水層と Ds 層は等価とした。

## ● DS 層 (N=30～50)

$$C_c = -\frac{0.43-0.47}{\log 10.0 - \log 1.0} = 0.040 \quad (5.4.5)$$

$$C_s = 0.2C_c = 0.2 \times 0.104 = 0.008 \quad (5.4.6)$$

$$\lambda = 0.434C_c = 0.434 \times 0.040 = 0.017 \quad (5.4.7)$$

$$\kappa = 0.434C_s = 0.434 \times 0.008 = 0.003 \quad (5.4.8)$$

$$e_{NC} = 0.470 \quad (5.4.9)$$

## ● As 層 (N=10～30)

$$C_c = -\frac{0.50-0.55}{\log 10.0 - \log 1.0} = 0.050 \quad (5.4.10)$$

$$C_s = 0.2C_c = 0.2 \times 0.050 = 0.010 \quad (5.4.11)$$

$$\lambda = 0.434C_c = 0.434 \times 0.050 = 0.022 \quad (5.4.12)$$

$$\kappa = 0.434C_s = 0.434 \times 0.010 = 0.004 \quad (5.4.13)$$

$$e_{NC} = 0.550 \quad (5.4.14)$$

● Fs 層 (N=10)

$$C_c = -\frac{0.58 - 0.64}{\log 10.0 - \log 1.0} = 0.060 \quad (5.4.15)$$

$$C_s = 0.2C_c = 0.2 \times 0.060 = 0.012 \quad (5.4.16)$$

$$\lambda = 0.434C_c = 0.434 \times 0.060 = 0.026 \quad (5.4.17)$$

$$\kappa = 0.434C_s = 0.434 \times 0.012 = 0.005 \quad (5.4.18)$$

$$e_{NC} = 0.640 \quad (5.4.19)$$

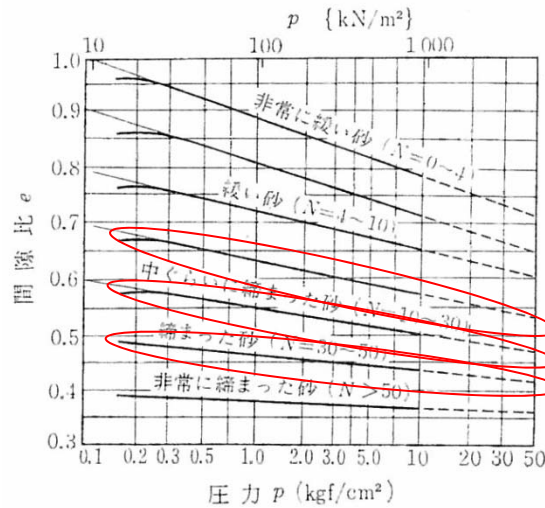


Fig. 5.4.4  $e$ -log $P$  関係 (砂質土)

以上より，解析に用いる圧縮指数と膨潤指数を Table. 5.4.6 に示す。

Table. 5.4.6 圧縮指数と膨潤指数

土層名	$\lambda$	$\kappa$	$e_{NC}$
盛 土	0.026	0.005	0.640
埋 土 層【Fs 層】	0.026	0.005	0.640
緩い砂層【As 層】	0.022	0.004	0.550
シルト層【Ac 層】	0.200	0.040	1.400
固い砂層【Ds 層】	0.017	0.003	0.470
排水層	0.017	0.003	0.470

## 4) 透水係数

Table. 5.4.7 に「(社)日本道路境界：道路土工－排水工指針」に記載されている代表的な透水係数を示す。Table. 5.4.7 を参考に、解析に用いる透水係数を Table. 5.4.8 のように仮定する。

Table. 5.4.7 代表的な透水係数

代表的な土	透水係数 (cm/sec)	透 水 性
礫	0.1以上	透水性が高い
砂	$0.1 \sim 1 \times 10^{-3}$	中位の透水性
砂質土	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5}$	透水性が低い
粘質土	$1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-7}$	非常に透水性が低い
粘土	$1 \times 10^{-7}$ 以下	不透水性

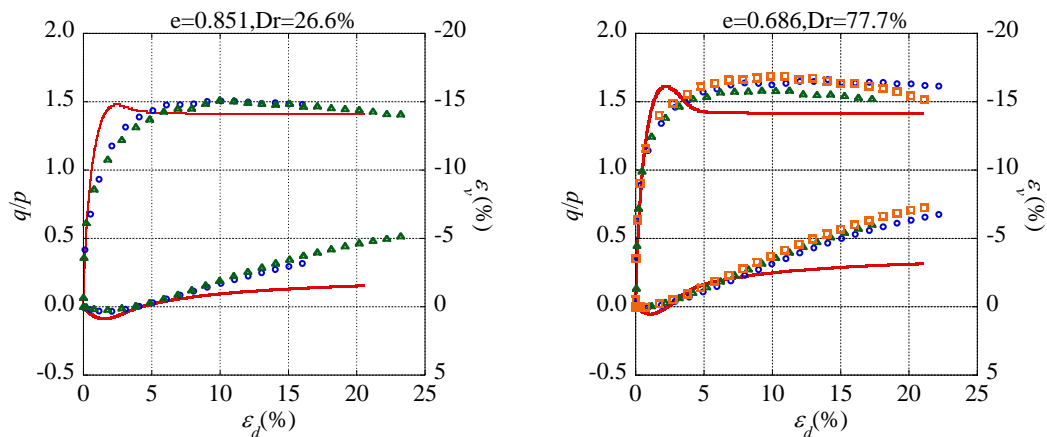
Table. 5.4.8 解析に用いる透水係数

土層名	$k(\text{cm/sec})$
盛 土	5.00E-03
埋 土 層【Fs 層】	5.00E-03
緩い砂層【As 層】	5.00E-03
シルト層【Ac 層】	1.00E-06
固い砂層【Ds 層】	5.00E-03
排水層	5.00E-01

## 5) 過圧密比

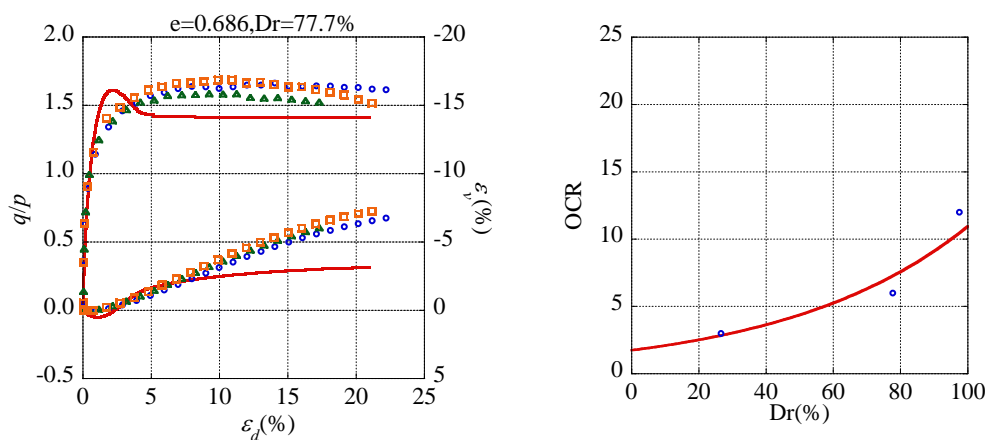
過圧密比は三軸試験により求めるのが望ましい。ここで、一般的に軟弱層である沖積粘性土層の過圧密比は正規圧密に近いと考えられる。しかし、砂質土に限っては予想することは難しい。そこで参考までに豊浦標準砂を用いて行った3種類の異なる相対密度での三軸試験結果、および要素シミュレーション結果を Fig. 5.4.5 に示す。ここで、Fig. 5.4.5 (d)より計算によって決定した過圧密比(OCR)は相対密度と良い相関関係にあり、これは相対密度より過圧密比が有る程度推測できることを意味する。

また、参考として Meyehof の式より算出した N 値と相対密度の関係を Fig. 5.4.6 に示す。



(a) 相対密度 26.6%, OCR=3.0(Calc)

(b) 相対密度 77.7%, OCR=6.00(Calc)



(c) 相対密度 97.5%, OCR=12.00(Calc)

(d) 相対密度と過圧密比の関係

Fig. 5.4.5 豊浦標準砂による三軸圧縮試験結果

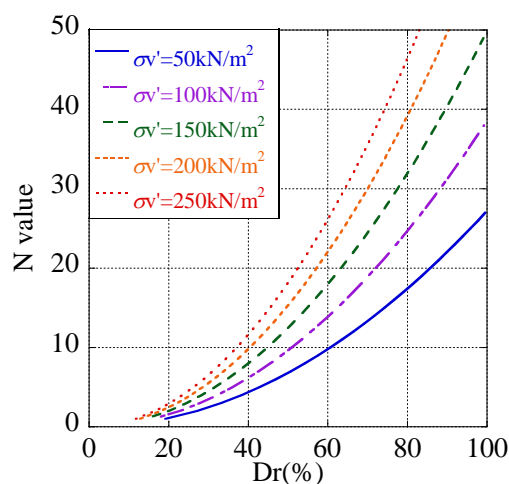


Fig. 5.4.6 N 値と相対密度 (参考値)

## ① Ds 層

Ds 層の層厚は 11.0m, As 層の層厚は 5.5m, Fs 層の層厚は 3.5m, 平均 N 値は 40 程度あるため,

$$\sigma_v = 1.96 \times 1.00 + 0.96 \times 2.50 + 0.97 \times 5.50 + 0.82 \times 5.50 = 14.21 \text{tf/m}^2 \Rightarrow 139.26 \text{kN/m}^2$$

となり, Dr=90%程度と仮定できる。よって, Fig. 5.4.5 より OCR=10.0 と仮定する。

## ② As 層

As 層の層厚は 5.5m, Fs 層の層厚は 3.5m, 平均 N 値は 20 程度あるため,

$$\sigma_v = 1.96 \times 1.00 + 0.96 \times 2.50 + 0.97 \times 2.75 = 7.03 \text{tf/m}^2 \Rightarrow 64.19 \text{kN/m}^2$$

となり, Dr=80%程度と仮定できる。よって, Fig. 5.4.5 より OCR=8.0 と仮定する。

## ③ Fs 層

Fs 層の層厚は 3.5m, 平均 N 値は 10 程度あるため,

$$\sigma_v = 1.96 \times 1.00 + 0.96 \times 1.25 = 3.16 \text{tf/m}^2 \Rightarrow 30.97 \text{kN/m}^2$$

となり, Dr=80%程度と仮定できる。よって, Fig. 5.4.5 より OCR=8.0 と仮定する。

## ④ シルト層

Ac 層の層厚は 5.5m, Fs 層の層厚は 4.0m であるため,

$$\sigma_v = 1.96 \times 1.00 + 0.96 \times 2.50 + 0.97 \times 2.75 = 6.68 \text{tf/m}^2 \Rightarrow 65.46 \text{kN/m}^2$$

となり, 平均主応力は  $p = 65.46 \times 2 \div 3 = 43.64 \text{kN/m}^2$  と仮定できる。また, 既往報告書より圧密降伏応力は  $P_c = 97.54 \text{kN/m}^2$  であるため, 過圧密比は  $\text{OCR} = 97.54 \div 43.64 = 2.24$  と仮定する。

以上より, 解析に用いる過圧密比を Table. 5.4.9 に示す。

Table. 5.4.9 解析に用いる過圧密比

土層名	OCR
盛 土	6.00
埋 土 層【Fs 層】	6.00
緩い砂層【As 層】	8.00
シルト層【Ac 層】	2.24
固い砂層【Ds 層】	10.00
排水層	10.00



## 6) その他のパラメータ

その他のパラメータについては要素シミュレーション等で求めるのが望ましいため、過去に行った解析を参考値に以下のように定める。

- ・ ポアソン比： $\nu$  B 層, As 層=0.300, Ac 層=0.350
- ・ 過圧密比の発展則パラメータ： $m$  B 層, As 層=0.100, Ac 層=3.800
- ・ 構造の発展則パラメータ： $a$  B 層, As 層=2.200, Ac 層=0.100
- ・ 初期構造パラメータ： $R_0^*$  B 層, As 層=0.800, Ac 層=0.600
- ・ 異方性の発展則パラメータ： $b_r$  B 層, As 層=1.500, Ac 層=0.100
- ・ 初期異方性パラメータ： $\zeta_0$  B 層, As 層=0.000, Ac 層=0.000

## 7) 材料パラメータ一覧

以上の仮定を基に設定した材料パラメータを Table. 5.4.10 に示す。

Table. 5.4.10 材料パラメータ一覧

名称	盛土	埋土層 (Fs)	緩い砂層 (As)	シルト層 (Ac)	固い砂層 (Ds)
Compression index $\lambda$	0.026	0.026	0.022	0.200	0.017
Swelling index $\kappa$	0.005	0.005	0.004	0.040	0.003
Stress ratio at critical state $R$	3.000	2.890	3.840	3.000	4.600
Void ratio $e_0$ ( $p'=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	0.550	0.640	0.550	1.400	0.470
Poisson's ratio $\nu$	0.300	0.300	0.300	0.200	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state $m$	0.100	0.100	0.100	2.200	0.100
Degradation parameter of structure $a$	2.200	2.200	2.200	0.100	2.200
Evolution parameter of anisotropy $b_r$	1.500	1.500	1.500	0.100	1.500
wet unit weight $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	19.00	19.60	19.70	16.70	18.20
(under water)	(9.00)	(9.60)	(9.70)	(6.70)	(8.20)
Permeability $k$ (m/sec)	5.00E-5	5.00E-5	5.00E-5	1.00E-8	5.00E-5
Initial structure $R_0^*$	0.800	0.800	0.800	0.600	0.800
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	6.000	6.000	8.000	2.240	10.000
Initial anisotropy $\zeta_0$	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

## 8) 要素シミュレーション結果

Fig. 5.4.7 に繰返し応力振幅比を 0.10 とした場合の非排水繰返し載荷時の要素シミュレーション結果を示す。埋土層 (Fs), 緩い砂層 (As) において, 荷重の繰返し回数とともにひずみが増大し, サイクリックモビリティを伴いながら液状化に至っている。また固い砂層 (Ds) 層やシルト層においては液状化に至らないまでも, 有効応力が減少 (過剰間隙水圧が上昇) していることが分かる。

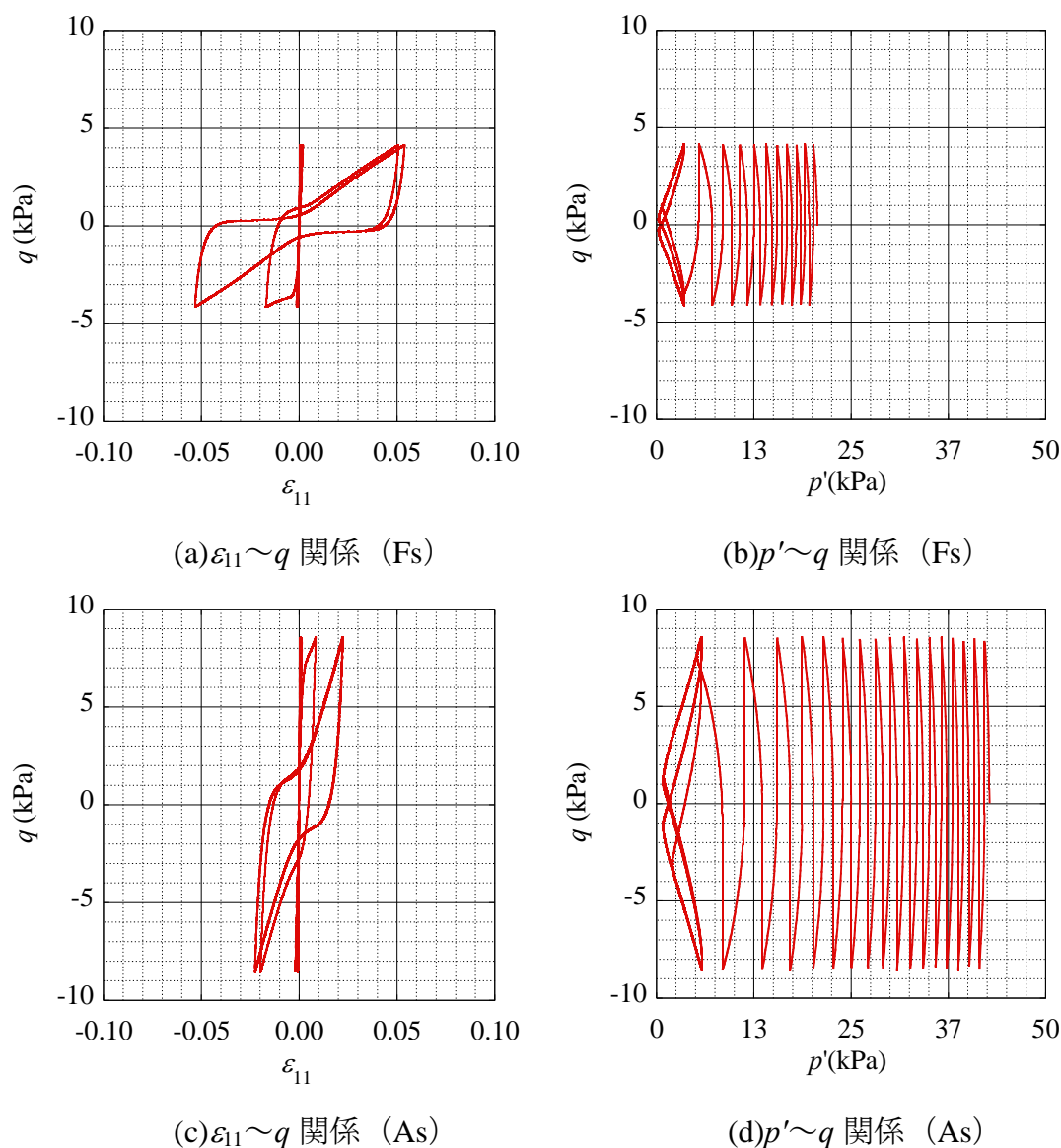


Fig. 5.4.7 材料パラメータ

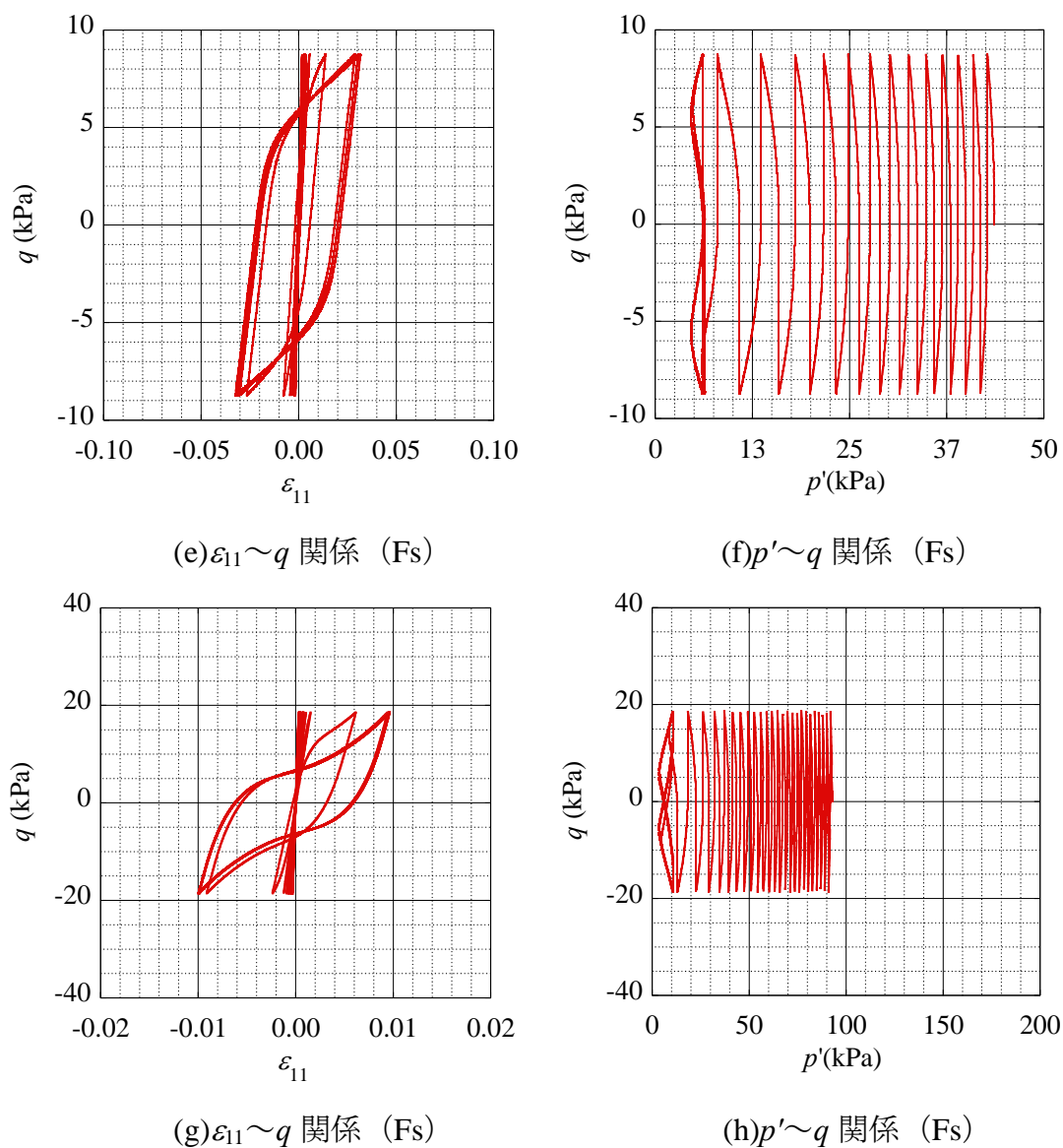


Fig. 5.4.7 材料パラメータ

### 5.4.3 解析結果と考察

解析結果は Fig. 5.4.1 に示す Point A～Point B において、Fs 層、As 層、Ac 層、Ds 層の中間点で整理した。ここで、各計測位置は以下のとおりである。

No.A：盛土中央部

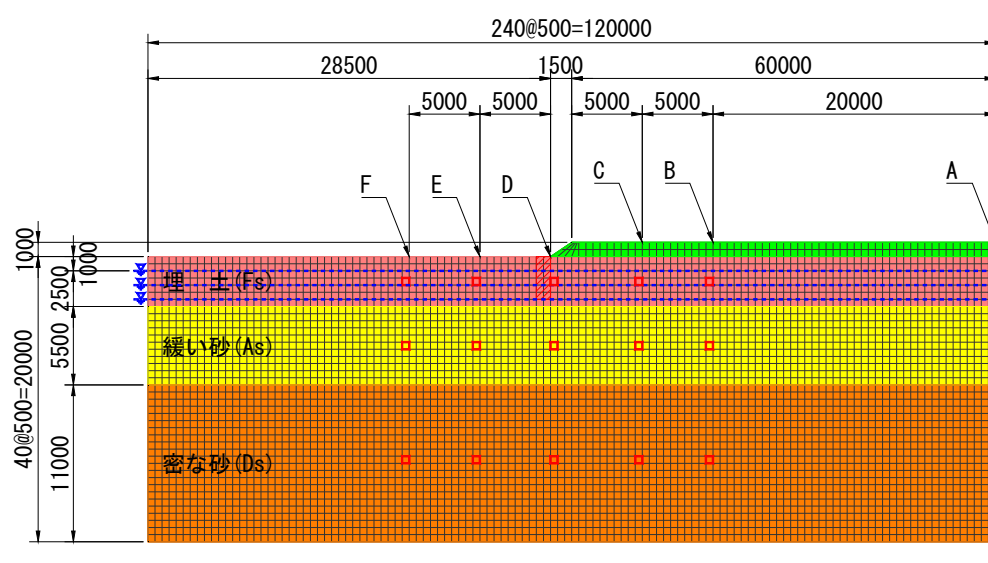
No.B：法肩から 10.0m

No.C：法肩より 5.0m

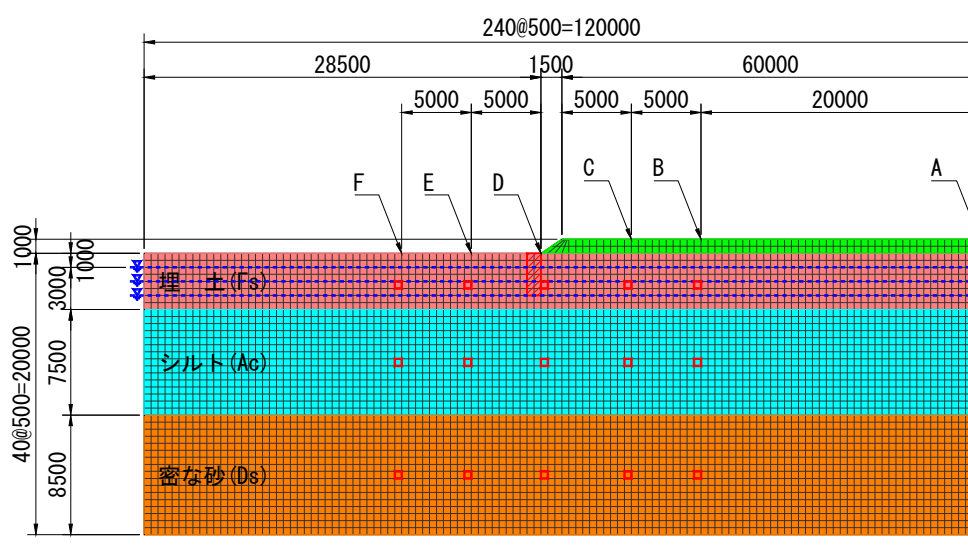
No.D：法尻部

No.E：法尻より 5.0m

No.F：法尻より 10.0m



(a)解析断面 A



(b)解析断面 B

Fig. 5.4.1 解析断面（再掲）

### 1) 過剰間隙水圧比（解析断面 A）

粘性土層の無い解析断面 A (Fig. 5.4.8) における過剰間隙水圧比分布を Fig. 5.4.9～Fig. 5.4.12 に示す。解析結果より、盛土下部においては盛土荷重により初期有効応力が大きいこともあり、盛土法尻部より外側に比べ、過剰間隙水圧比の上昇が小さい傾向にある。また全ケースにおいて本震に続く余震（第 2 波）により、液状化範囲が  $x$  方向（平面方向）、及び  $z$  方向（深度方向）において拡大されていることが分かる。

次に Fig. 5.4.13～Fig. 5.4.16 に示す各観測点・各層に着目すると、本震後に過剰間隙水圧が消散し、過剰間隙水圧比の低下、つまりは有効応力が時間とともに回復しているが、有効応力が完全に回復しない状態で第 2 波が発生することにより、過剰間隙水圧が急激に再上昇し、再液状化が生じていることがわかる。この時、比較的深度が深く  $A_s$  に比べて固い  $D_s$  層においても、余震時には本震よりも大きな過剰間隙水圧比になり、有効応力が大きく低下していることがわかる。

地下水位低下による影響（Case A1～Case A3）を比較すると、地下水位が低下した場合、排水距離が短くなることにより過剰間隙水圧が上昇しにくく、かつ消散しやすくなり、結果として液状化の範囲が小さくなり、一定上の効果が得られていることがわかる（当然ながら地下水位以上の要素は液状化しない）。また、排水ドレーン（ $H=3.00\text{m}$ ）を設置した場合（地下水位は  $GL-1.00\text{m}$ ）、排水による過剰間隙水圧の消散効果はドレーン周辺しか期待できないことがわかる。よって、粘性土層の無い解析断面 A においては、地下水を恒久的に低下させることが可能であれば、液状化の範囲が縮小できる可能性が高いと考えられる。

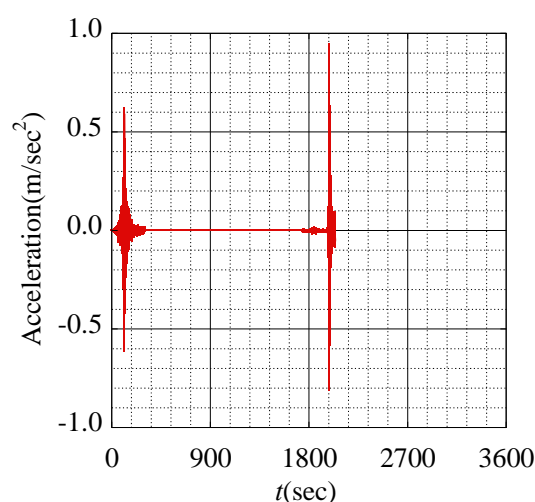


Fig. 5.4.2 入力地震動の時刻歴（再掲）

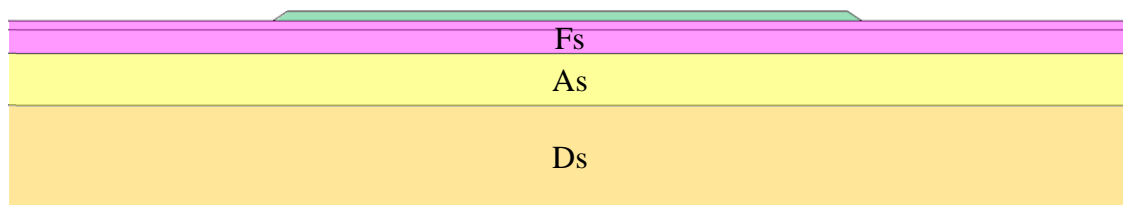


Fig. 5.4.8 解析断面(CaseA)

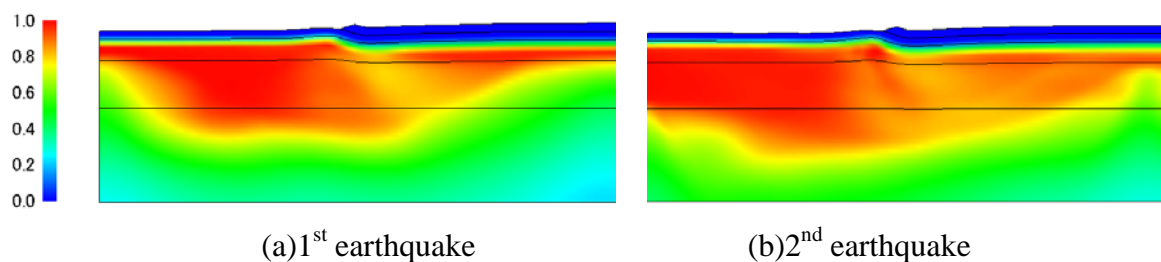


Fig. 5.4.9 過剰間隙水圧比分布 : Case A1 (地下水位 : GL-1.00m)

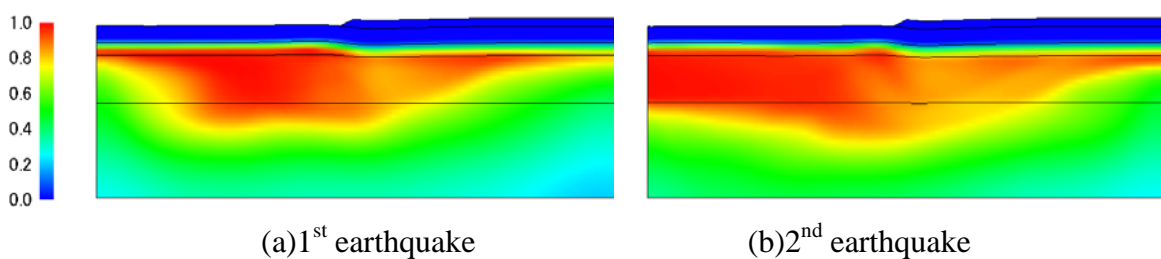


Fig. 5.4.10 過剰間隙水圧比分布 : Case A2 (water level is GL-2.00m)

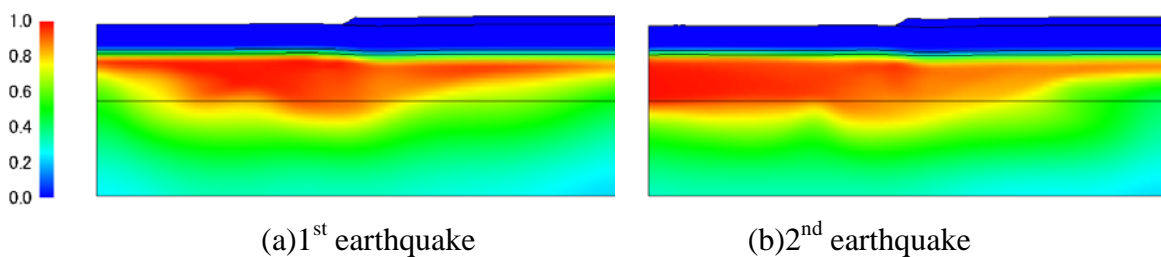


Fig. 5.4.11 過剰間隙水圧比分布 : Case A3 (地下水位 : GL-3.00m)

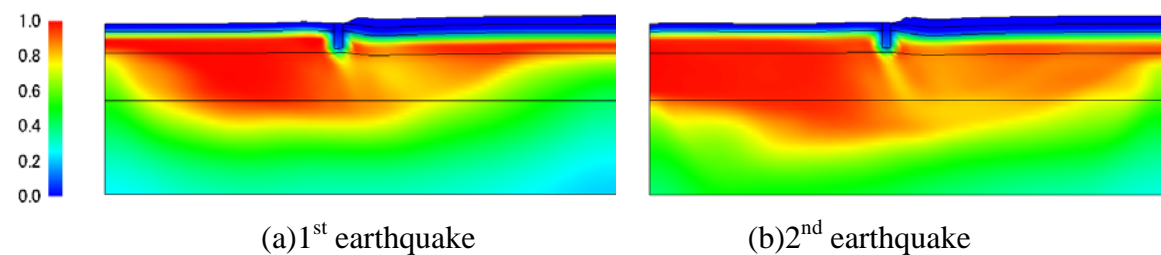


Fig. 5.4.12 過剰間隙水圧比分布 : Case A1D (地下水位 : GL-1.00m)

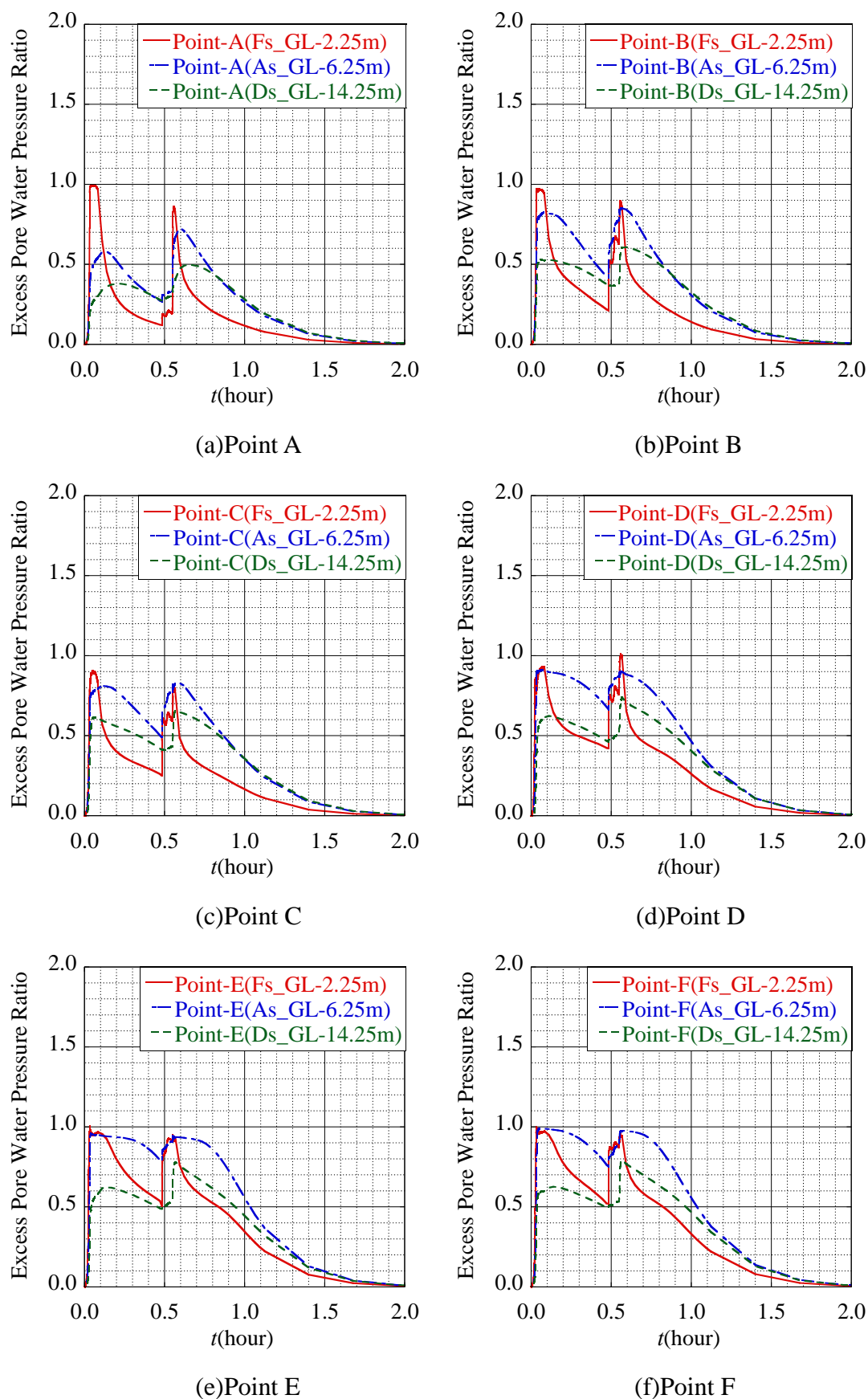


Fig. 5.4.13 過剰間隙水圧比：Case A1（地下水位：GL-1.00m）

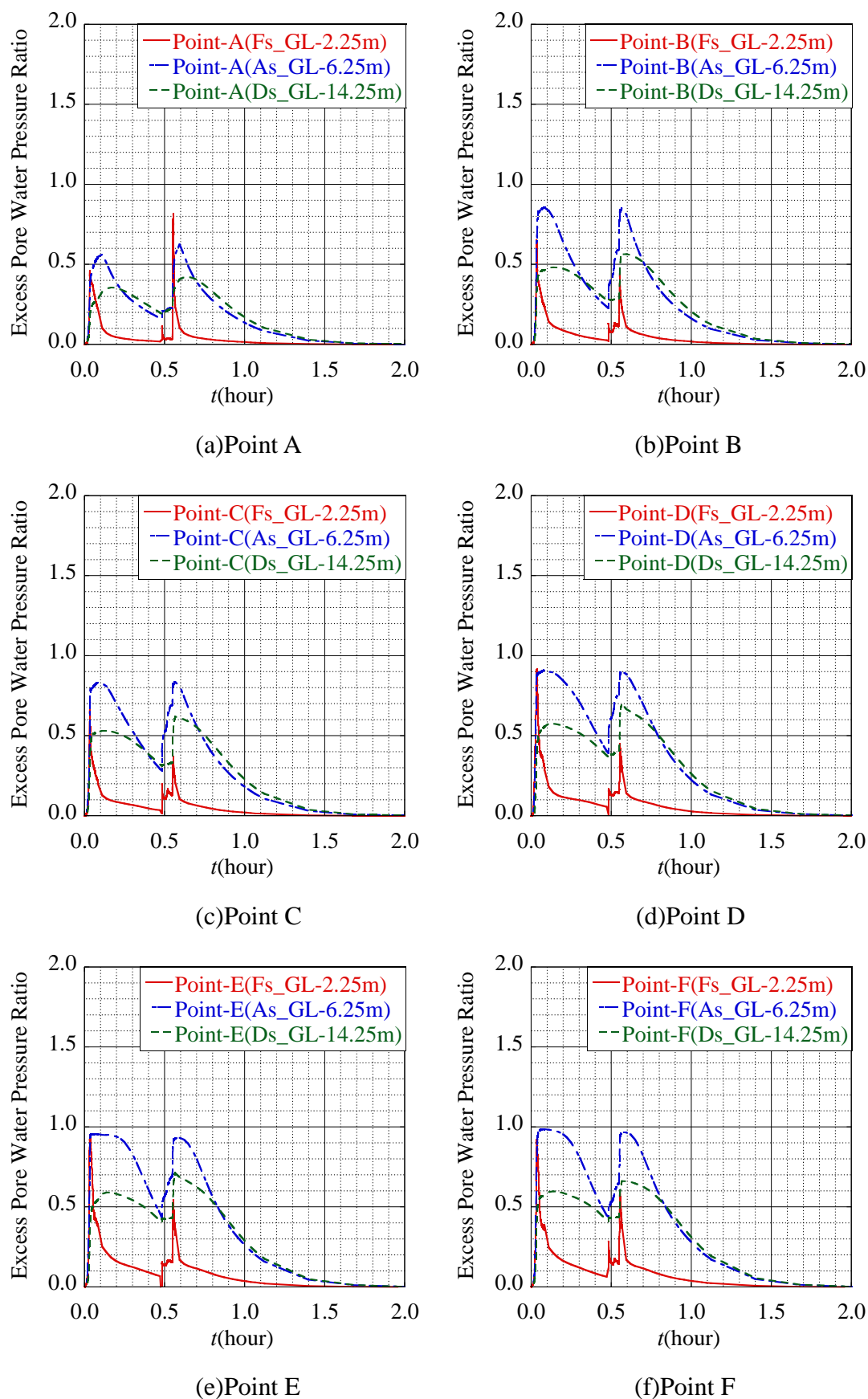


Fig. 5.4.14 過剰間隙水圧比：Case A2（地下水位：GL-2.00m）



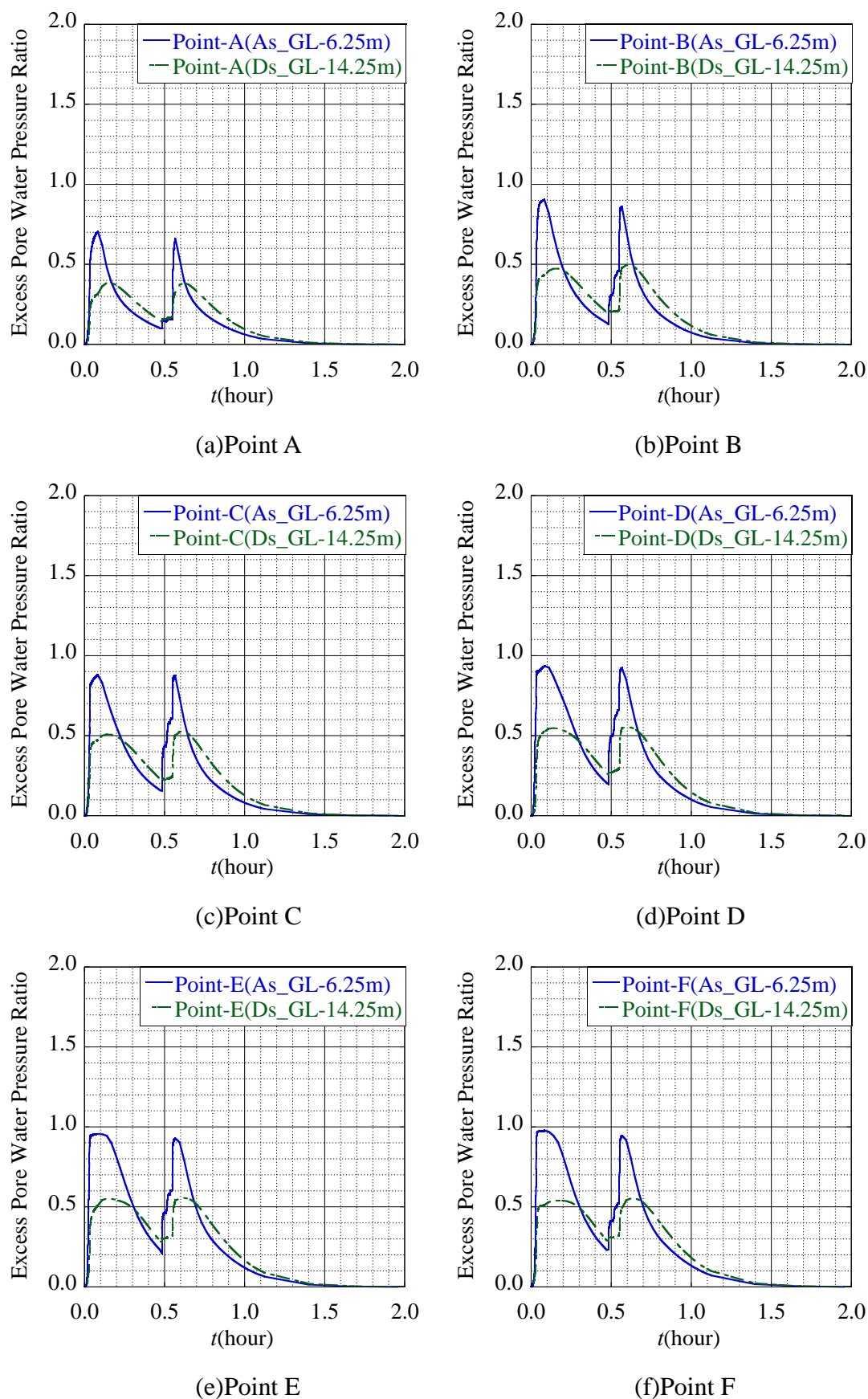


Fig. 5.4.15 過剰間隙水圧比：Case A3（地下水位：GL-3.00m）

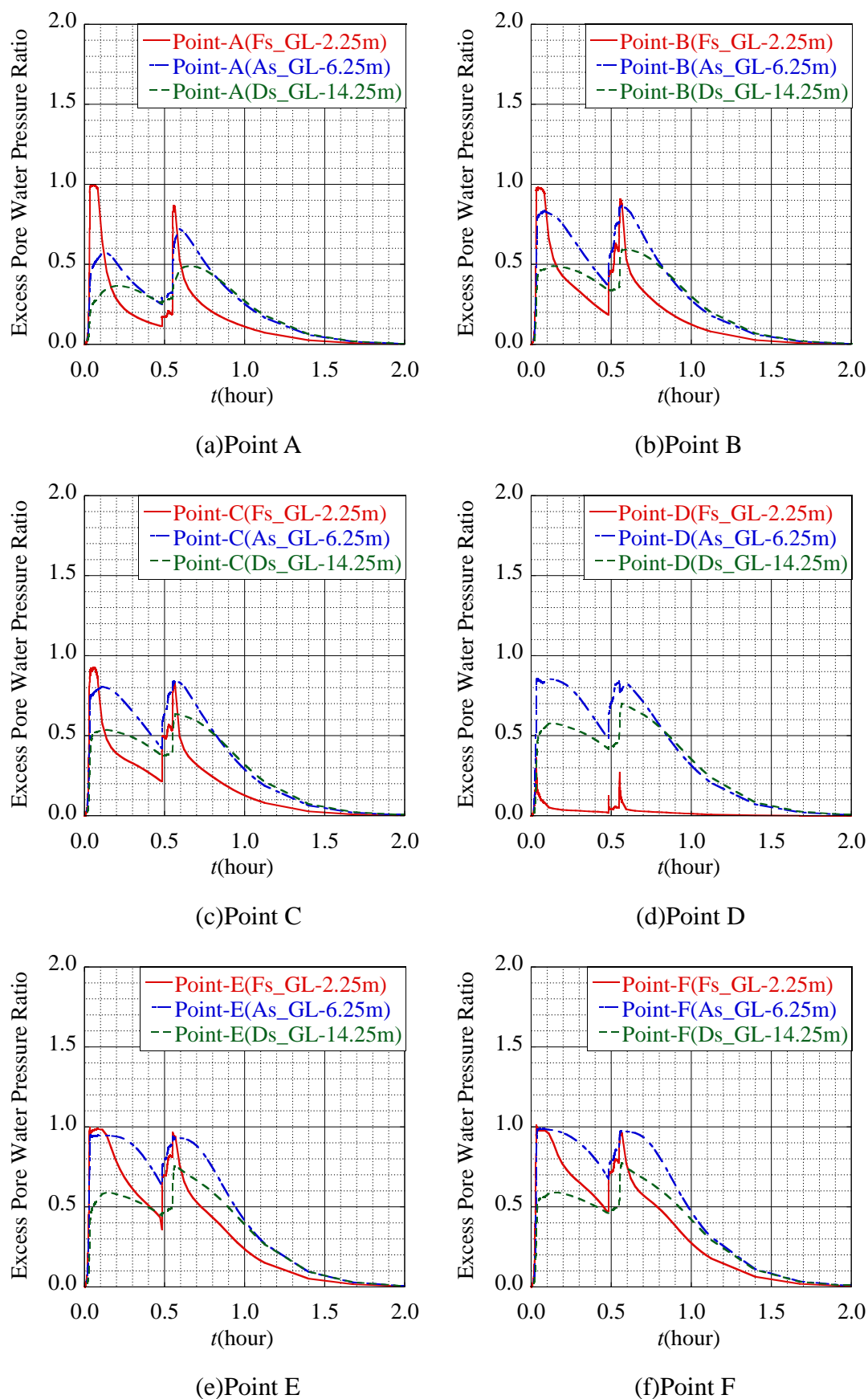


Fig. 5.4.16 過剰間隙水圧比：Case A1D（地下水位：GL-1.00m，排水層有り）

## 2) 過剰間隙水圧比（解析断面 B）

解析断面 A とは異なり，中間に粘性土層がある解析断面 B（Fig. 5.4.17）における過剰間隙水圧比分布を Fig. 5.4.18～Fig. 5.4.21 に示す。解析結果より Fs 層は本震により液状化に至っており，シルト層内においても一部液状化が発生していることがわかる。また解析断面 A と同様に，本震に続く余震（第 2 波）により，液状化範囲が  $x$  方向，及び  $z$  方向において拡大され，上部を透水係数の低い Ac 層で覆われている Ds 層においても過剰間隙水圧が消散することができず，過剰間隙水圧が大きく上昇していることが分かる。

また，Case B1～Case B3 において，過剰間隙水圧比の上昇はほぼ同じであり，粘性土層の場合，地下水位を下げ排水距離を短くしたとしても，粘性土層自体が水圧を保持してしまい，更には粘性土層下部の土層（Ds）においても蓋の役割となり過剰間隙水圧を消散させることができないため，液状化対策としての効果があまり期待できないと考えられる。これは Fig. 5.4.22～Fig. 5.4.25 に示す各観測点に着目しても明らかな用に，Ac 層や Ds 層では本震後に過剰間隙水圧比がほとんど低下せず，そのままの状態第 2 波が発生し，本震よりも高い過剰間隙水圧比になっていることがわかる。

以上の結果より，今まで液状化は緩い砂層のみ考えられてきたが，シルト層等においても液状化の危険性は十分に考えられ，さらには過剰間隙水圧の消散，つまりは有効応力の回復には相当の時間を要するため，場合によっては砂地盤よりも厄介であると考えられる。沈下問題においても，地震による過剰間隙水圧の上昇に伴い，粘土層厚によっては数十年規模での大規模沈下を引き起こす可能性があり，①締固めなどにより過剰間隙水圧を上昇させにくくする，②過剰間隙水圧が消散しやすくする，あるいは③固化等によって過剰間隙水圧を上昇させないなどの対策が必要不可欠であると考えられる。

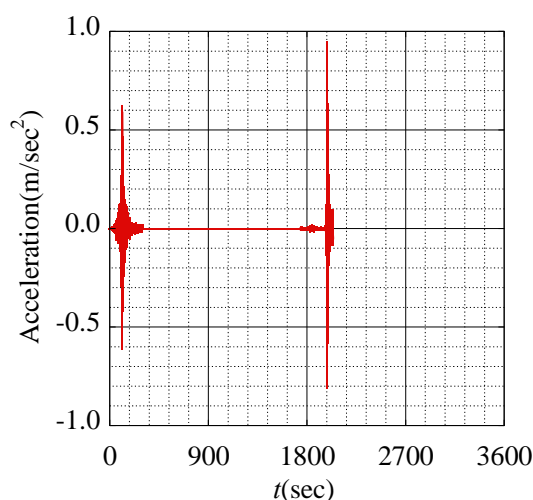


Fig. 5.4.2 入力地震動の時刻歴（再掲）

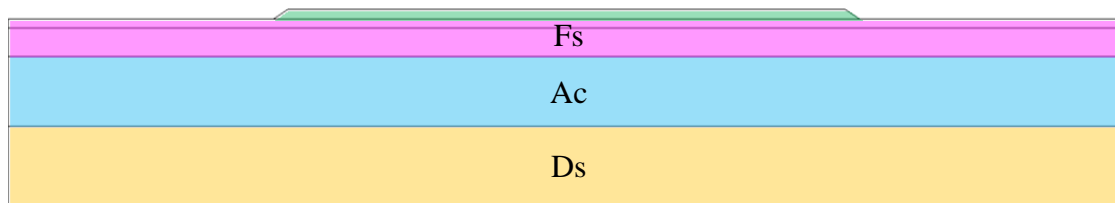


Fig. 5.4.17 解析断面(CaseB)

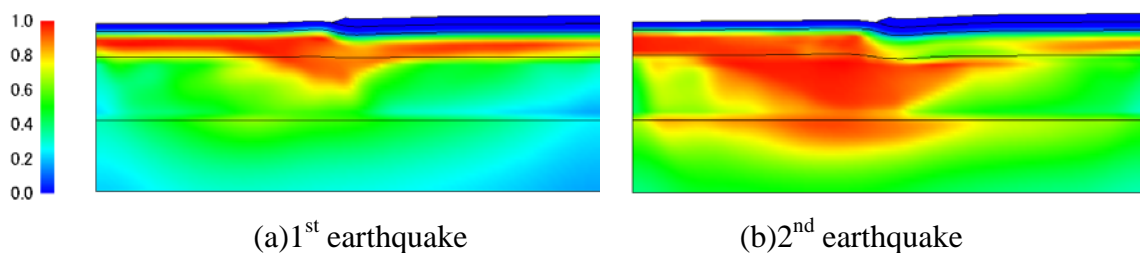


Fig. 5.4.18 過剰間隙水圧比分布 : Case B1 (地下水位 : GL-1.00m)

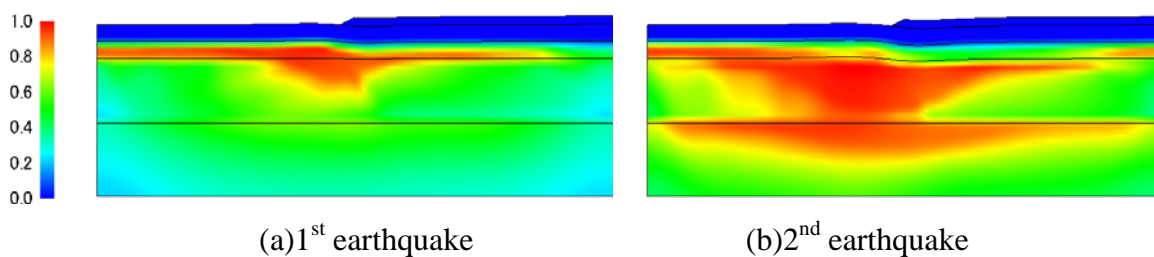


Fig. 5.4.19 過剰間隙水圧比分布 : Case B2 (water level is GL-2.00m)

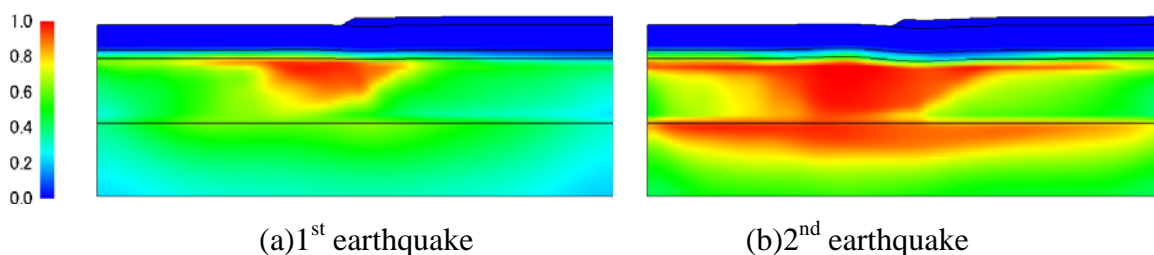


Fig. 5.4.20 過剰間隙水圧比分布 : Case B3 (地下水位 : GL-3.00m)

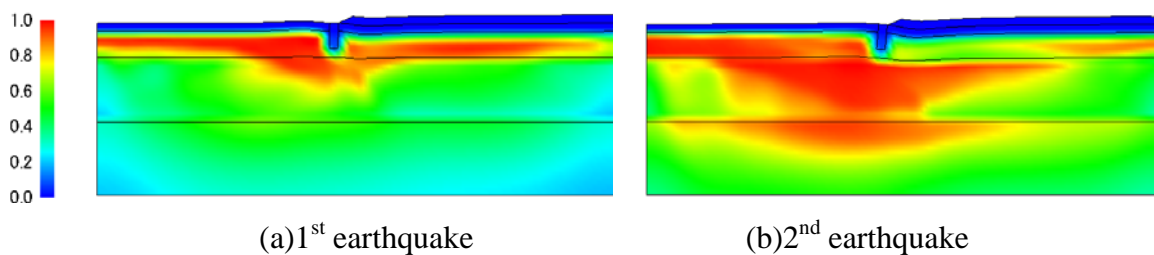


Fig. 5.4.21 過剰間隙水圧比分布 : Case B1D (地下水位 : GL-1.00m)

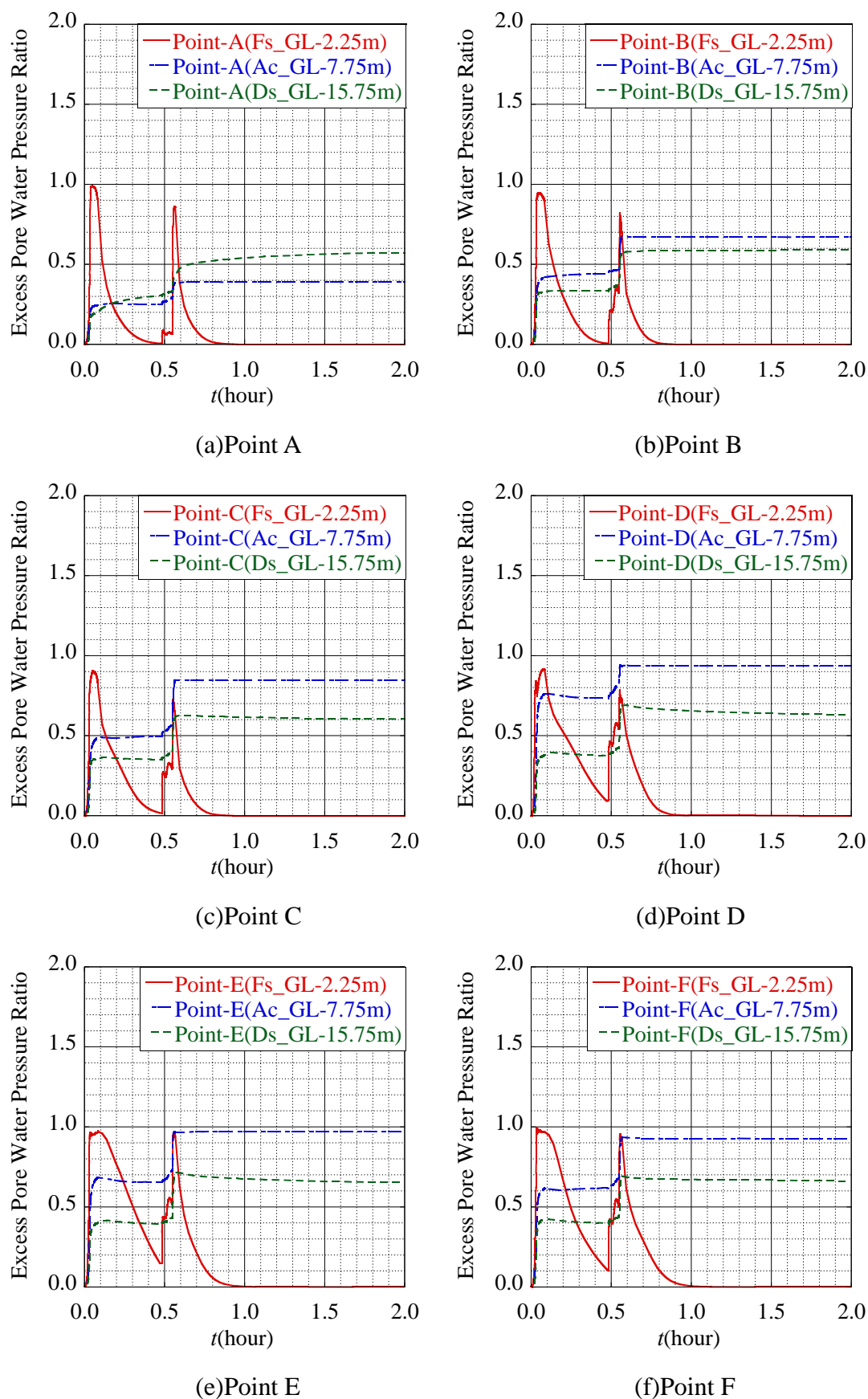


Fig. 5.4.22 過剰間隙水圧比：Case B1（地下水位：GL-1.00m）

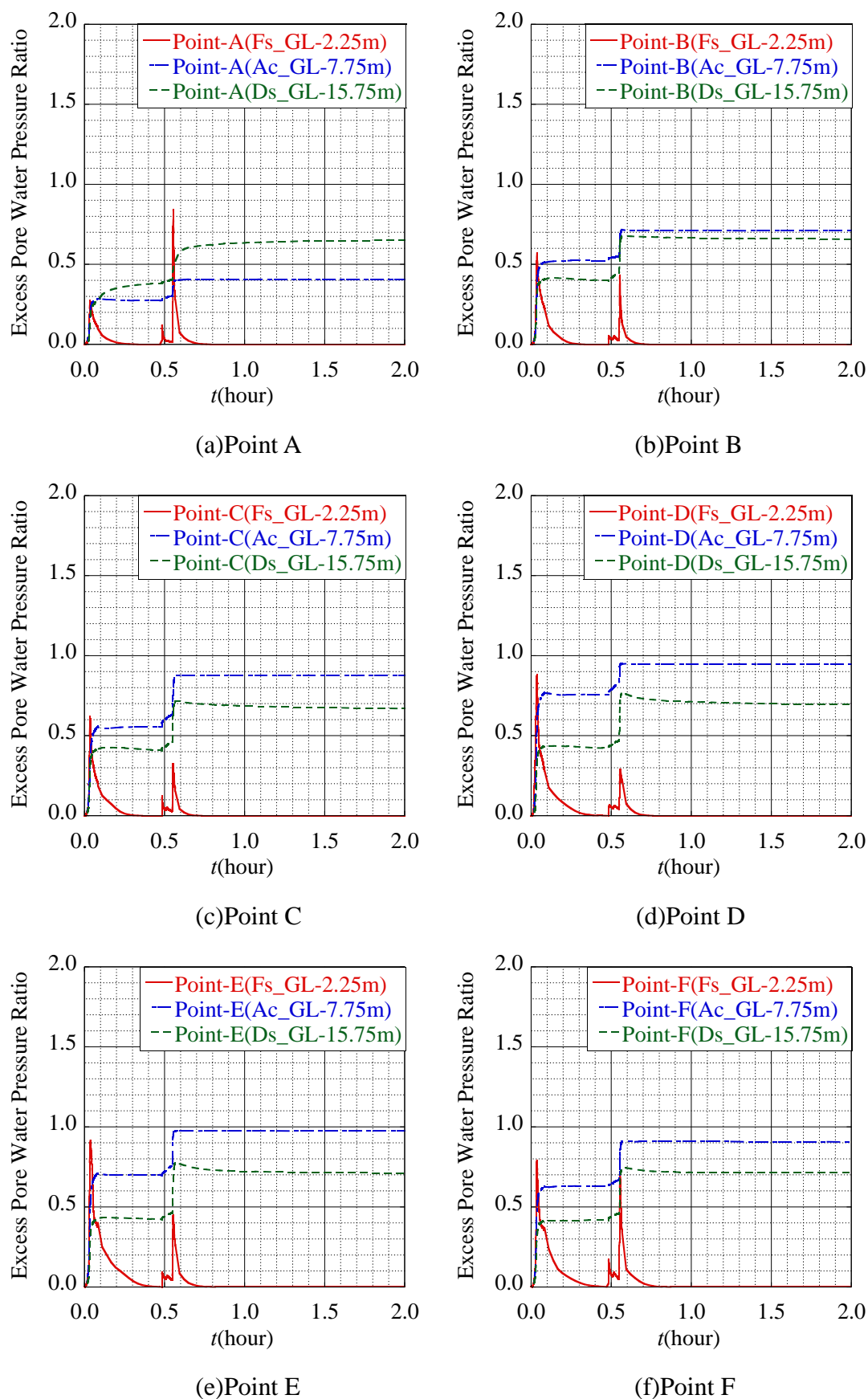


Fig. 5.4.23 過剰間隙水圧比：Case B2（地下水位：GL-2.00m）



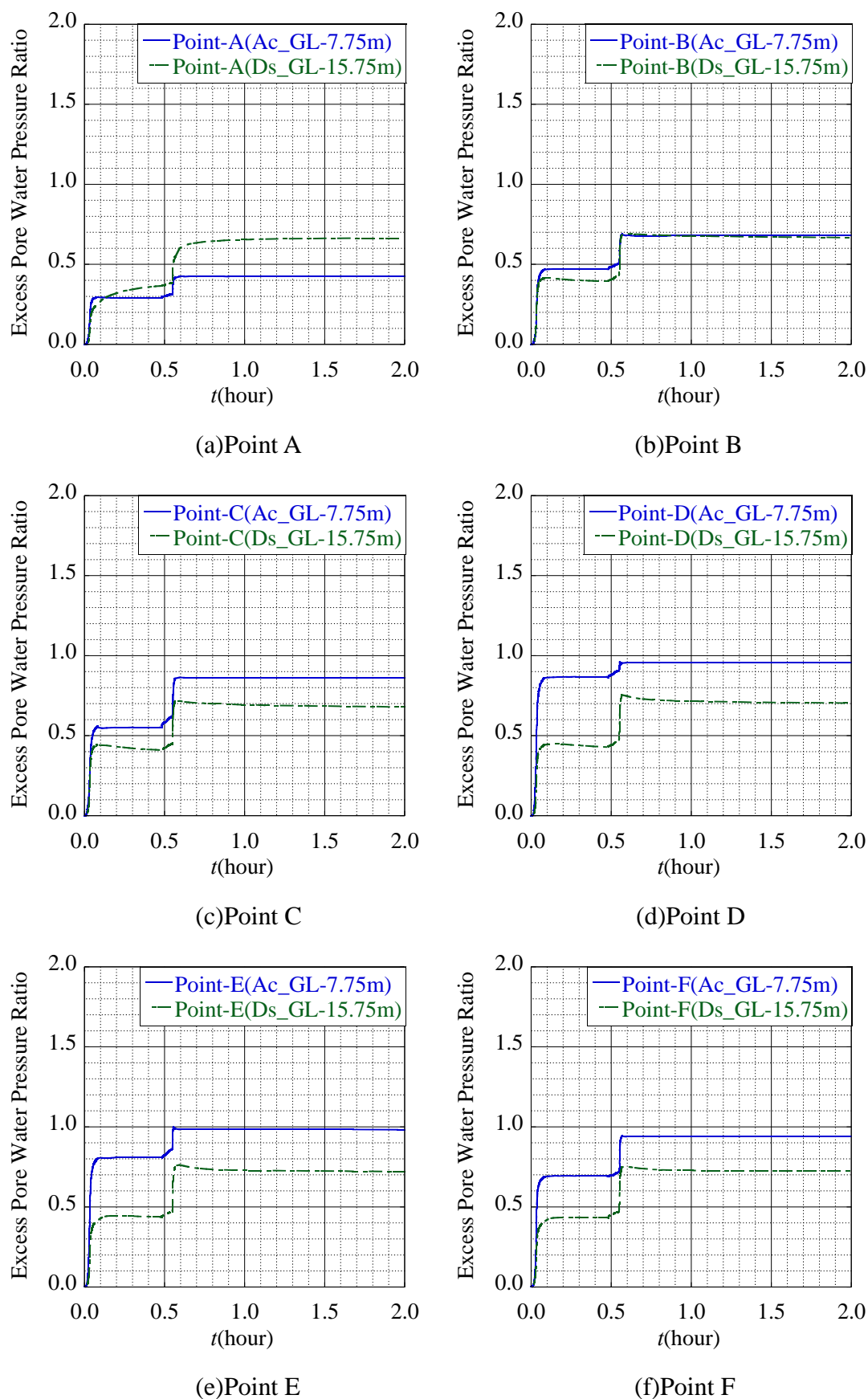


Fig. 5.4.24 過剰間隙水圧比：Case B3（地下水位：GL-3.00m）

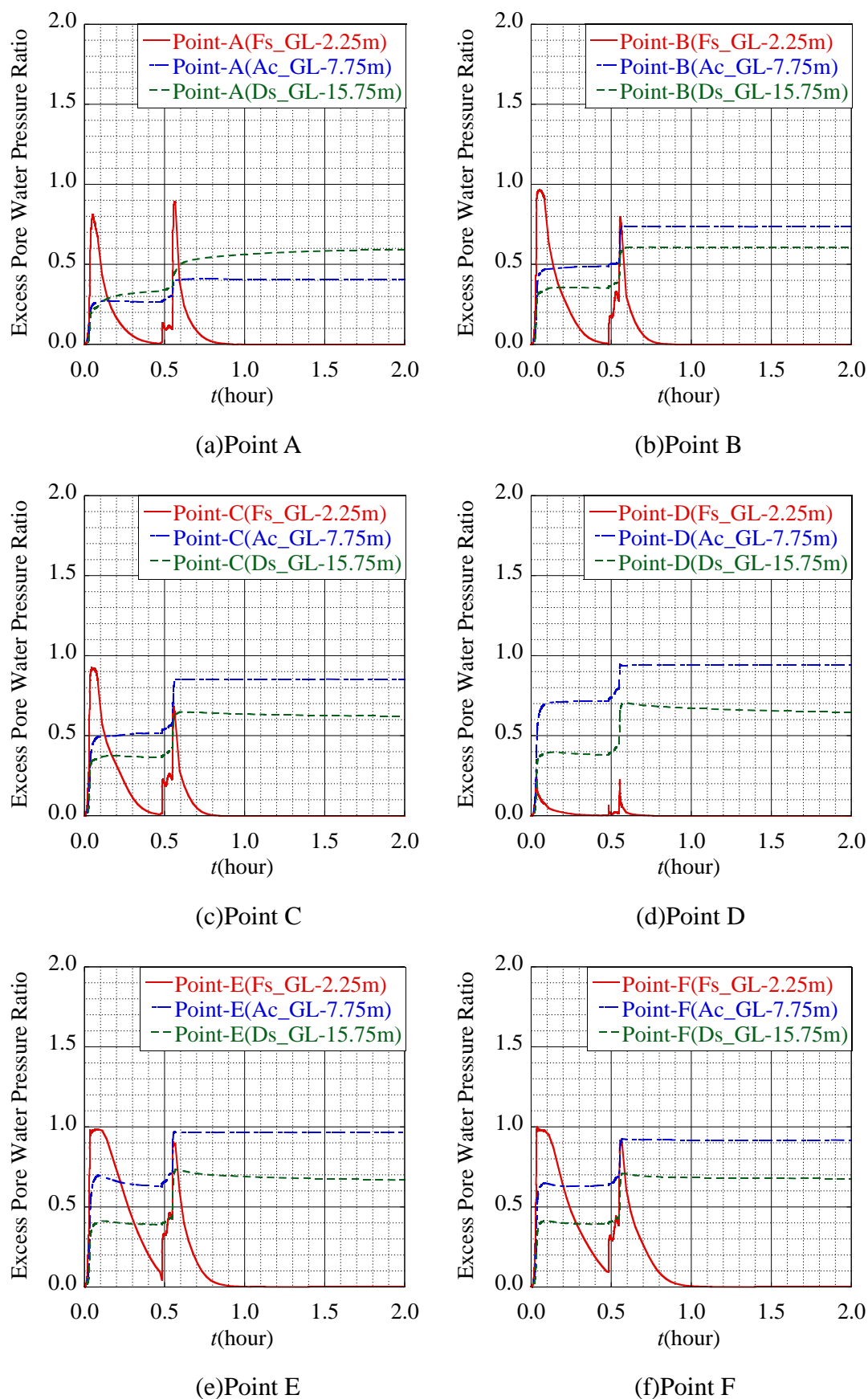


Fig. 5.4.25 過剰間隙水圧比：Case B1D（地下水位：GL-1.00m，排水層有り）



## 3) 地表面沈下量（解析断面 A）

解析断面 A における地表面沈下量を Table. 5.4.11～Table. 5.4.12, 及び Fig. 5.4.26～Fig. 5.4.28 に示す。

まず余震履歴の無いケースに着目すると、粘性土層の無い解析断面 A においては、加振後 30 分程度でほぼ沈下が収束していることがわかる。また、Case A1 に着目すると、法尻部付近において加振直後に大きな隆起現象が生じており、その後時間の経過とともに過剰間隙水圧の消散に伴う沈下減少が生じていることがわかる。これは法肩部の沈み込みによるものだと考えられる。また、加振直後の隆起量や、その後の沈下量については、地下水位を下げた場合に小さくなる傾向にあり、液状化を完全に防止するまでには至らないまでも、地下水位低下は減災に効果的であると考えられる。

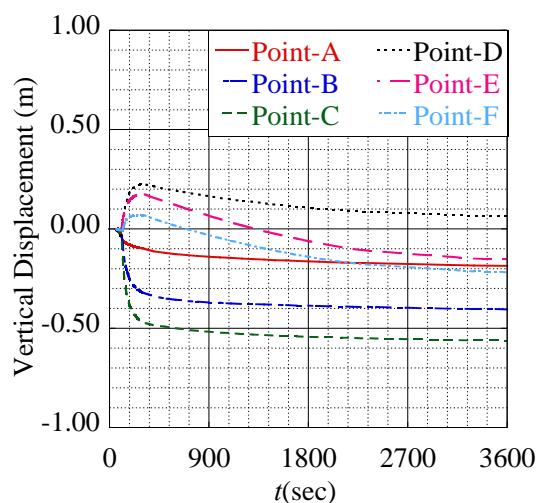
次に余震があるケースと余震がないケースが比較すると、余震により再隆起現象やさらなる沈下減少が生じ、その後の沈下量も大きく増大していることがわかる。

Table. 5.4.11 地表面沈下量：解析断面 A（24 hours）

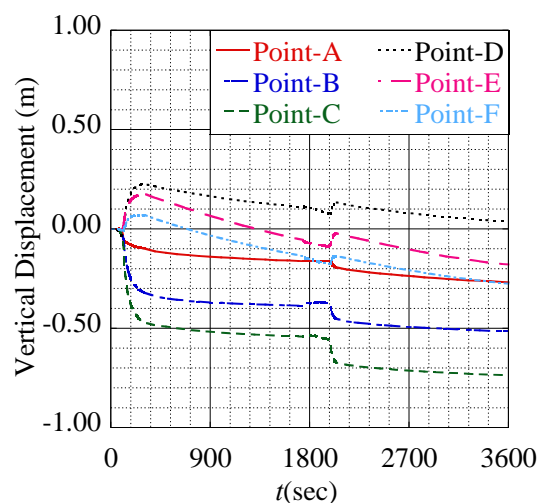
Case		Point A	Point B	Point C	Point D	Point E	Point F
Case A1	1 wave	-0.193	-0.411	-0.569	0.054	-0.168	-0.232
	2 waves	-0.295	-0.536	-0.759	0.004	-0.229	-0.323
Case A2	1 wave	-0.187	-0.326	-0.454	-0.201	-0.160	-0.240
	2 waves	-0.286	-0.432	-0.579	-0.302	-0.252	-0.336
Case A3	1 wave	-0.217	-0.297	-0.401	-0.262	-0.188	-0.224
	2 waves	-0.298	-0.397	-0.504	-0.363	-0.292	-0.328
Case A1D	1 wave	-0.192	-0.368	-0.550	-0.093	-0.114	-0.236
	2 waves	-0.295	-0.494	-0.711	-0.175	-0.216	-0.330

Table. 5.4.12 地表面沈下量：解析断面 A（10 years）

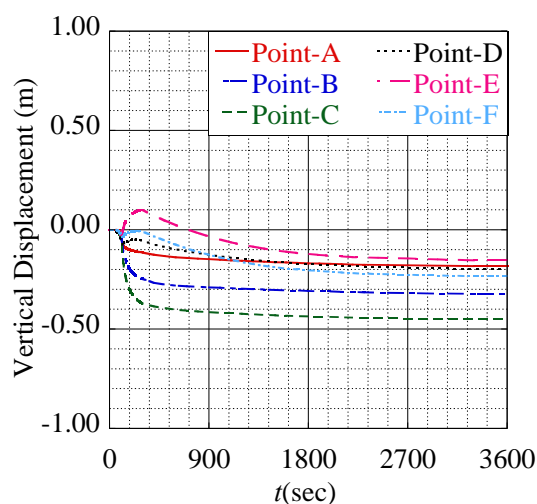
Case		Point A	Point B	Point C	Point D	Point E	Point F
Case A1	1 wave	-0.193	-0.411	-0.569	0.054	-0.168	-0.232
	2 waves	-0.295	-0.536	-0.759	0.004	-0.229	-0.323
Case A2	1 wave	-0.187	-0.326	-0.454	-0.201	-0.160	-0.240
	2 waves	-0.286	-0.432	-0.579	-0.302	-0.252	-0.336
Case A3	1 wave	-0.217	-0.297	-0.401	-0.262	-0.188	-0.224
	2 waves	-0.298	-0.397	-0.504	-0.363	-0.292	-0.328
Case A1D	1 wave	-0.192	-0.368	-0.550	-0.093	-0.114	-0.236
	2 waves	-0.295	-0.494	-0.711	-0.175	-0.216	-0.330



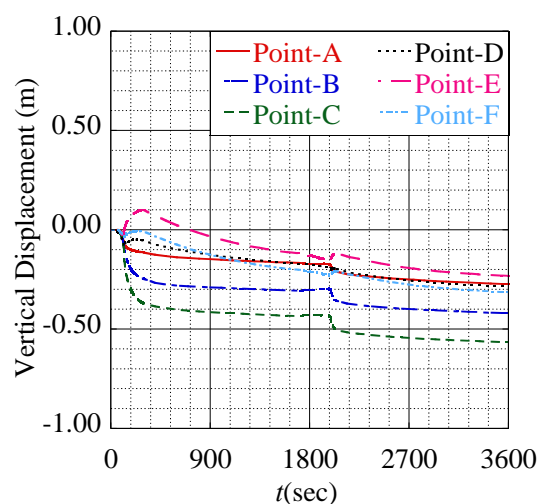
(a) Case A1(1wave)



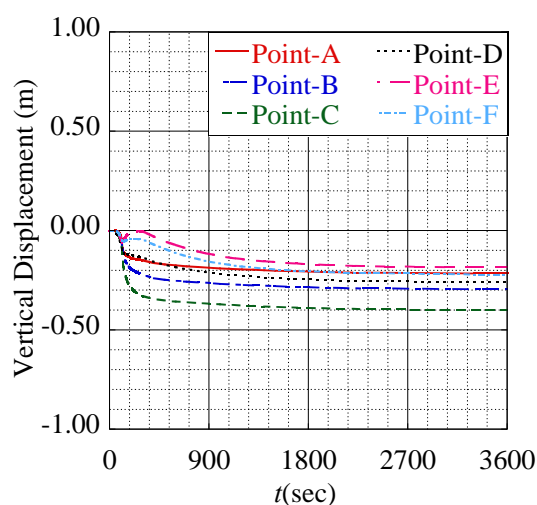
(b) Case A1(2wave)



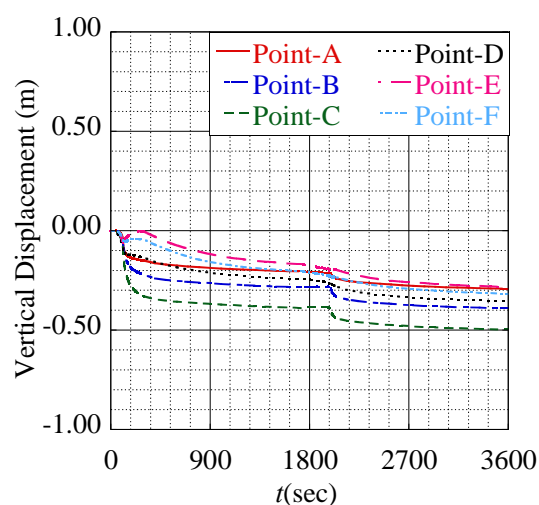
(c) Case A2(1wave)



(d) Case A2(2wave)

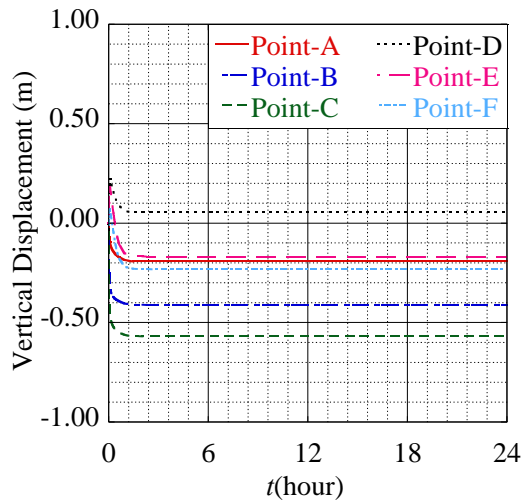


(e) Case A3(1wave)

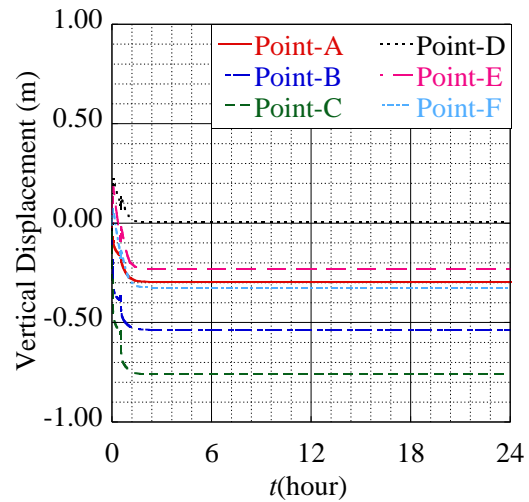


(f) Case A3(2wave)

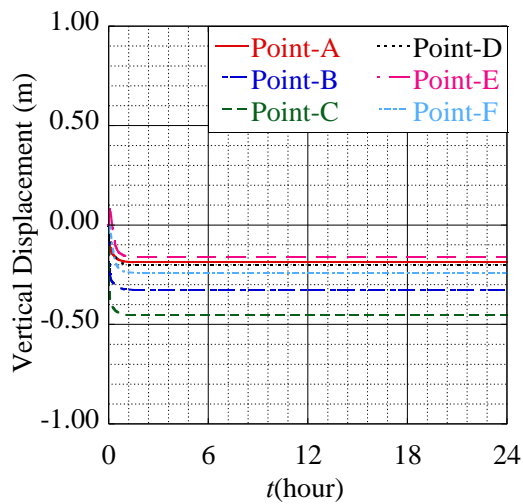
Fig. 5.4.26 地表面沈下量：3600 sec



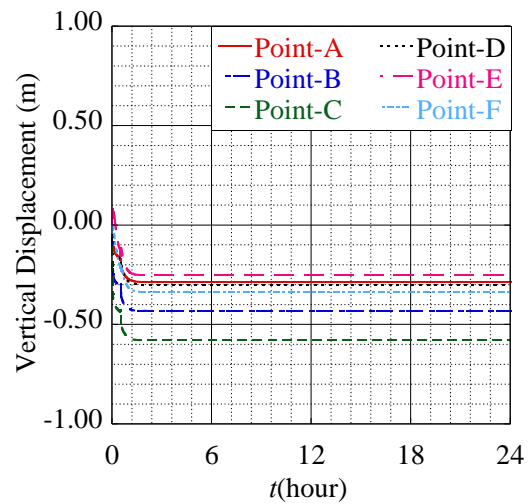
(a) Case A1(1wave)



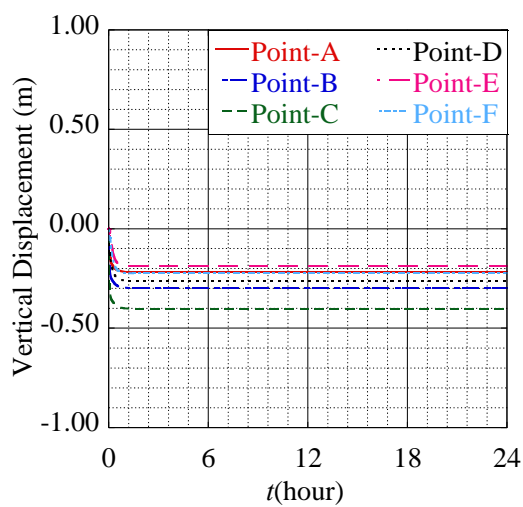
(b) Case A1(2wave)



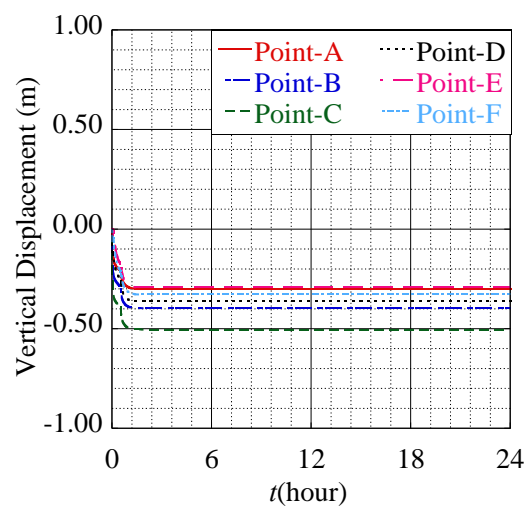
(c) Case A2(1wave)



(d) Case A2(2wave)



(e) Case A3(1wave)



(f) Case A3(2wave)

Fig. 5.4.27 地表面沈下量：24 hours

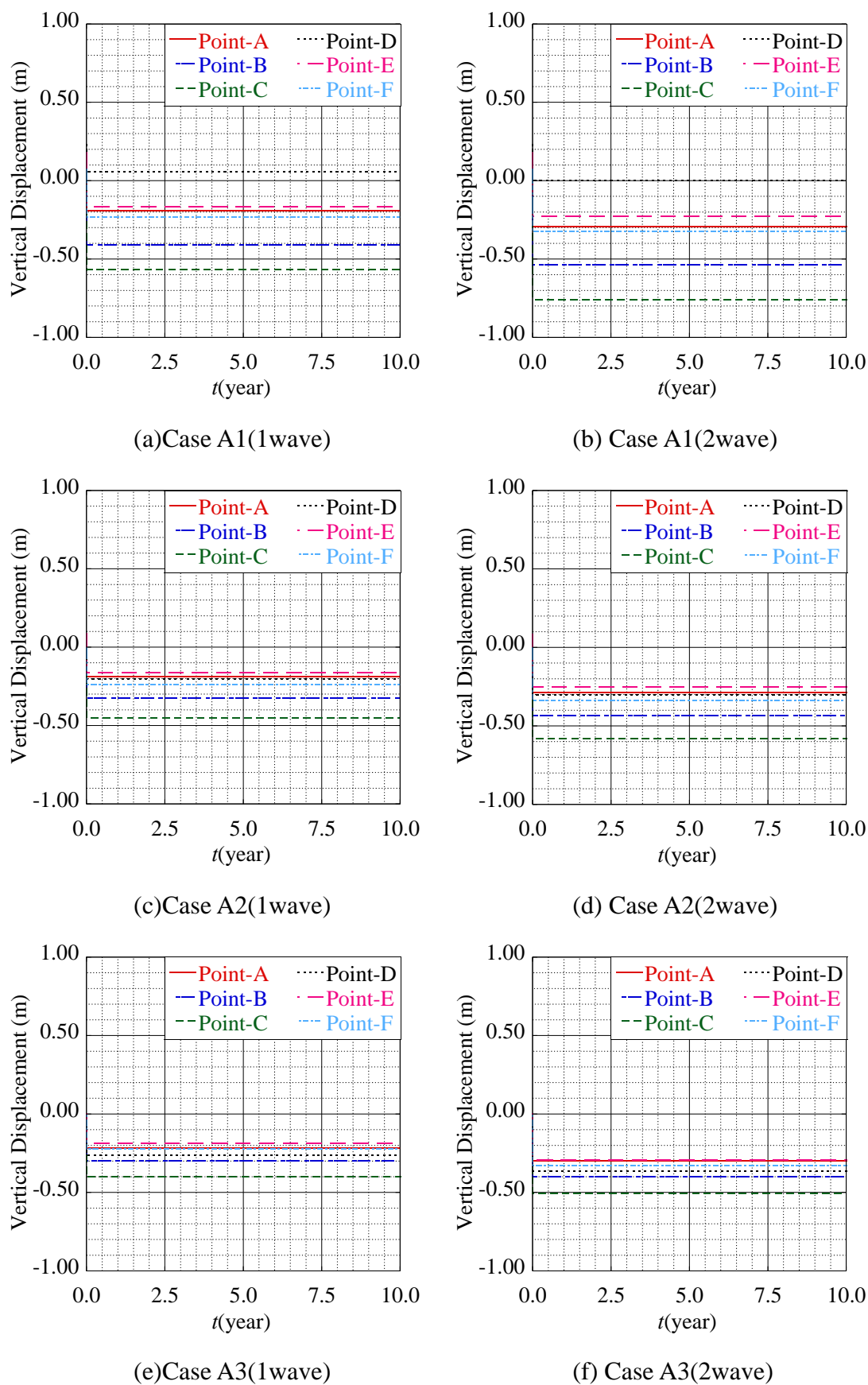


Fig. 5.4.28 地表面沈下量：10 years

## 4) 地表面沈下量（解析断面 B）

解析断面 B における地表面沈下量を Table. 5.4.13～Table. 5.4.14, 及び Fig. 5.4.29～Fig. 5.4.31 に示す。

まず余震履歴の無いケースに着目すると、粘性土層のある解析断面 B においては、Ac 層の圧密沈下により加振後約 1 年間にわたり沈下が発生していることがわかる。また、Case A1 に着目すると、解析断面 A と同様に法尻部付近において加振直後に隆起現象が生じており、その後時間の経過とともに過剰間隙水圧の消散に伴う沈下減少が生じていることがわかる。また解析断面 A の場合とは異なり、地下水位を下げた場合でも沈下量に大きな差は見られず、過剰間隙水圧の発生と同様に粘性土層には地下水低下工法はあまり効果がないと考えられる。

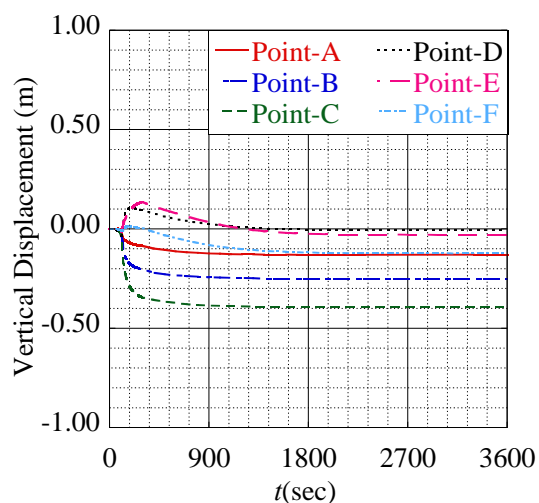
次に余震履歴がある場合は解析断面 A と同様に沈下量が増大し、Case B1（地下水位 GL-1.00m）においては最大沈下量が約 0.95m と非常に大きな沈下となっている。

Table. 5.4.13 地表面沈下量：解析断面 B（24 hours）

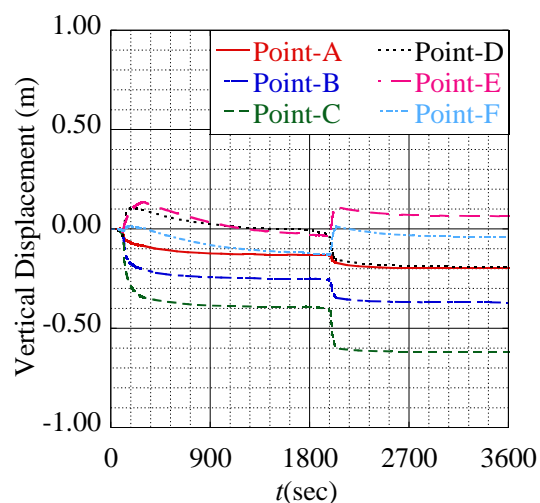
Case		Point A	Point B	Point C	Point D	Point E	Point F
CaseB1	1wave	-0.131	-0.255	-0.400	-0.016	-0.039	-0.130
	2waves	-0.199	-0.380	-0.632	-0.205	0.050	-0.052
CaseB2	1wave	-0.120	-0.227	-0.323	-0.180	-0.081	-0.129
	2waves	-0.213	-0.338	-0.528	-0.274	0.020	-0.053
CaseB3	1wave	-0.135	-0.209	-0.298	-0.224	-0.118	-0.144
	2waves	-0.205	-0.317	-0.502	-0.299	-0.001	-0.041
CaseB1D	1wave	-0.122	-0.249	-0.382	-0.082	-0.019	-0.111
	2waves	-0.222	-0.371	-0.608	-0.177	0.045	-0.055

Table. 5.4.14 地表面沈下量：解析断面 B（10 years）

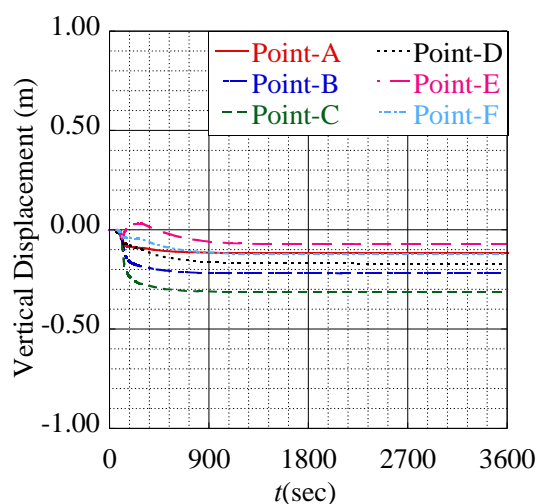
Case		PointA	PointB	PointC	PointD	PointE	PointF
CaseB1	1wave	-0.237	-0.396	-0.574	-0.259	-0.278	-0.339
	2waves	-0.378	-0.644	-0.952	-0.622	-0.403	-0.484
CaseB2	1wave	-0.241	-0.391	-0.520	-0.440	-0.336	-0.343
	2waves	-0.421	-0.635	-0.875	-0.716	-0.453	-0.490
CaseB3	1wave	-0.257	-0.369	-0.508	-0.527	-0.424	-0.391
	2waves	-0.418	-0.607	-0.846	-0.758	-0.499	-0.498
CaseB1D	1wave	-0.234	-0.401	-0.562	-0.324	-0.265	-0.329
	2waves	-0.411	-0.659	-0.942	-0.597	-0.408	-0.485



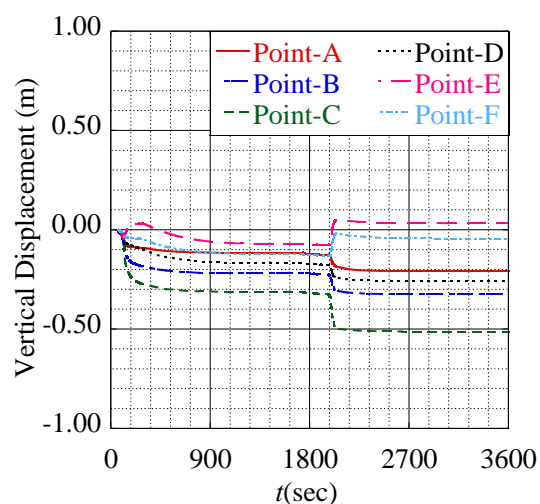
(a) Case A1(1wave)



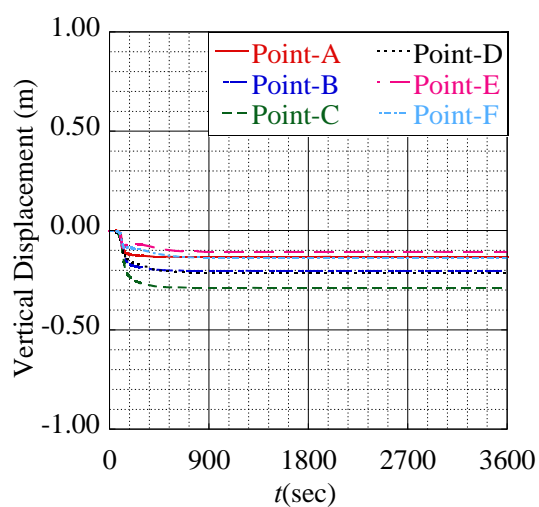
(b) Case A1(2wave)



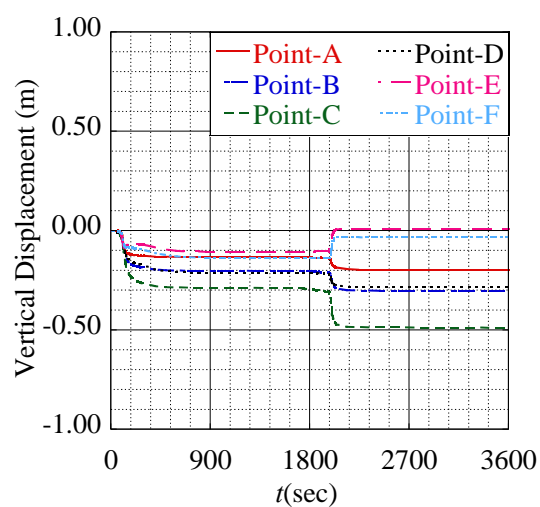
(c) Case A2(1wave)



(d) Case A2(2wave)



(e) Case A3(1wave)



(f) Case A3(2wave)

Fig. 5.4.29 地表面沈下量：3600 sec

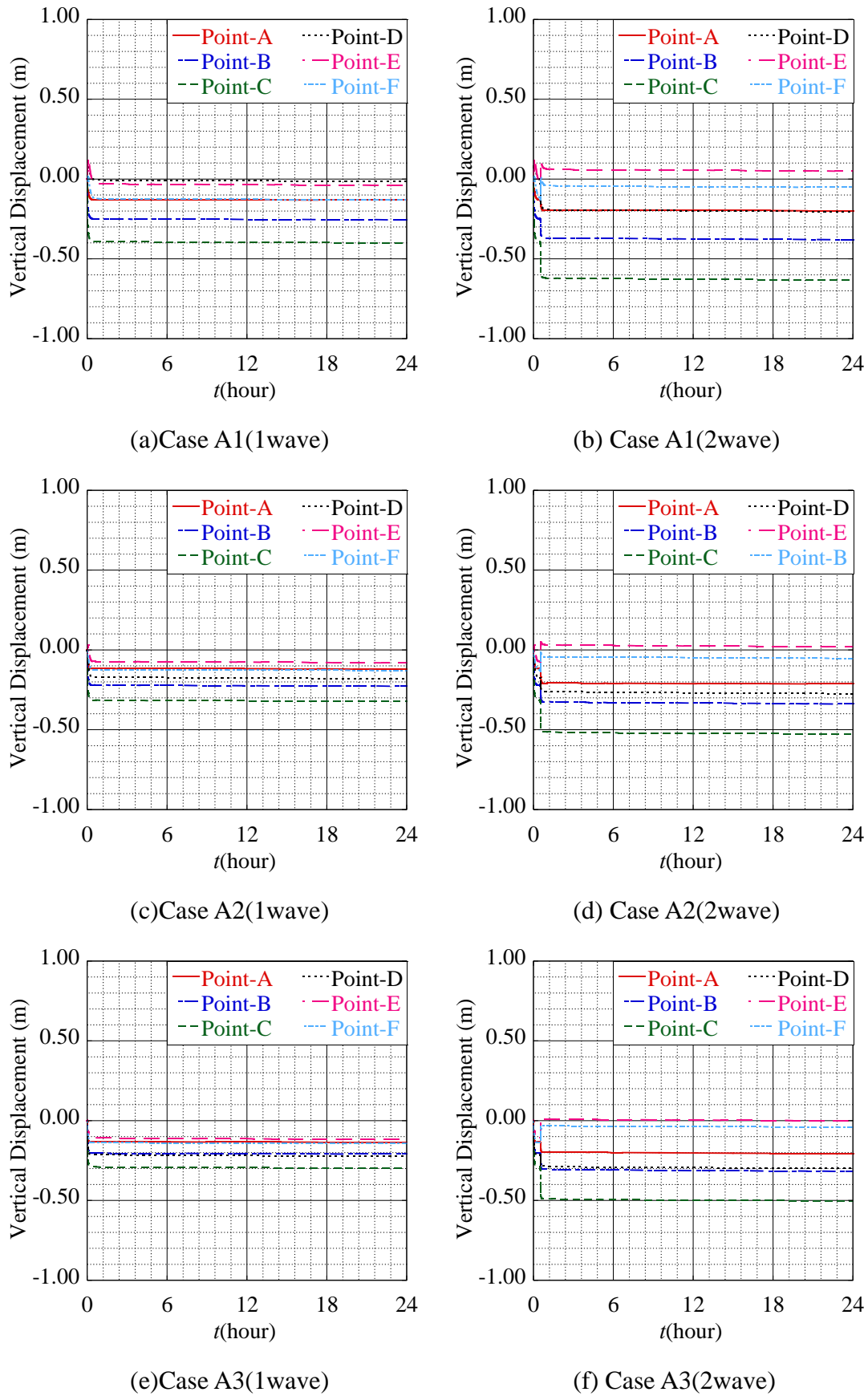


Fig. 5.4.30 地表面沈下量：24 hours

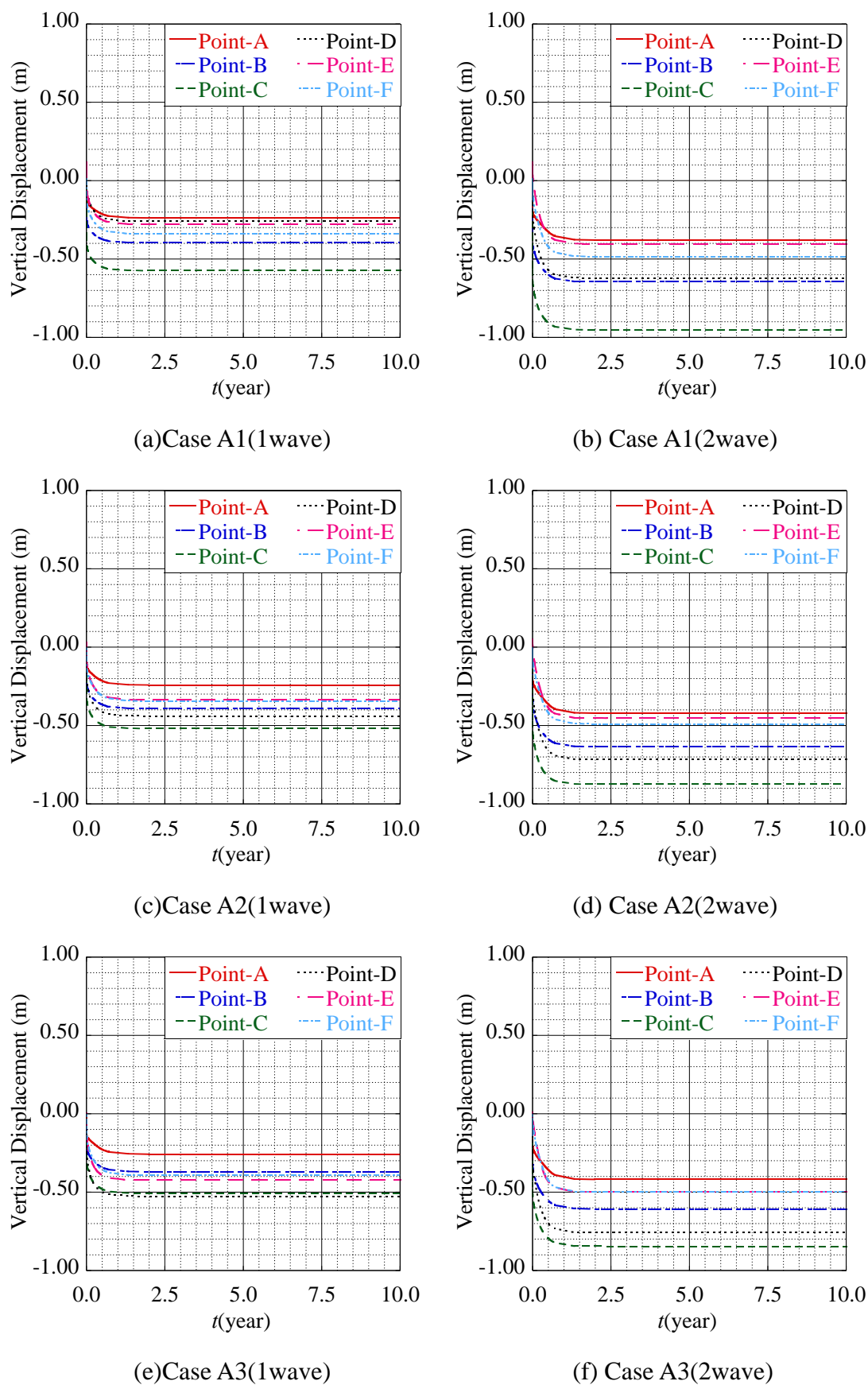


Fig. 5.4.31 地表面沈下量：10 years



#### 5.4.4 まとめ

粘性土層の無い解析断面 A と中間に粘性土層のある解析断面 B において解析を行った。その結果, 5.2 章や 5.3 章の結果と同様に, 余震による被害の拡大が確認できた。

解析断面 A においては加振に伴う沈下の収束も数時間と非常に早く, 地下水位低下工法により, 液状化領域の縮小や沈下量の減少といった一定の効果を確認することができた。

一方で粘性土層のある解析断面 B においては, 加振終了後も粘性土層(Ac)に過剰間隙水圧を長期にわたり保持する結果となり, その結果上部層への水圧の供給やその後の長期間にわたる圧密沈下を発生している。また, 粘性土層下部の Ds 層においても, 過剰間隙水圧の消散が抑制されてしまい, 第 2 波において液状化範囲が大きく拡大し被害が増大していると言える。さらには地下水位低下工法による効果もほとんどないため砂層のみの解析断面 A に比べて多くの問題を抱えていると言える。

## 5.5 余震を含めた液状化解析のまとめ

通常的设计では余震による被害は検討されていないが、東日本大震災でも明らかとなったように本震により地盤がダメージを受けた状態では、その後に発生する複数回の余震を受けることにより、本震以上の被害となることが確認されている。そこで実際の土層断面や地盤調査結果等を参考に再現解析を行い、再液状化による被害の拡大、また今まで問題視されていなかったその後の圧密沈下による被害についての検討、およびその対策について動的解析を行った。以下に知見を述べる。

- ・ 本震により過剰間隙水圧が上昇し、異方性が発達した状態、また過剰間隙水圧が消散しきっていない地盤が不健全な状態では、例え小さくともその後の余震により液状化被害は大きく拡大する。
- ・ 余震による被害とは液状化領域の拡大のみにとどまらず、その後の沈下量にも大きく影響するため、余震は決して無視することのできない大きなファクターであると考えられる。
- ・ 粘性土層がある場合、加振により粘性土層内に長期にわたり過剰間隙水圧が溜まることにより、周辺地盤への水圧の供給はもとより、その後長期にわたり圧密沈下を引き起こす原因となる。また、粘性土層より下部地盤の過剰間隙水圧の消散を抑制し、液状化被害の拡大を促す可能性もあることから、粘性土層は地震による被害を拡大させる可能性がある。
- ・ 地下水位低下工法により地下水位を低下する場合、砂質地盤には液状化範囲の減少や、沈下量の減少といったある一定以上の効果を得ることが可能だと考えられる。しかし、粘性土地盤の場合においてはその効果を発揮することは困難である。

## 6. 振動台実験装置を用いた排水性材料による液状化対策の検証

### 6.1 実験概要

1964年6月16日の午後1時2分に発生した新潟地震以来、日本では液状化による被害が多々報告されている。5章でも示した通り、液状化は構造物自体の破壊を引き起こさないとしてもその要求される性能を著しく低下させてしまう。例えば Fig. 6.1.1 に示すように構造物の躯体重量で安定性を確保している重力式等は支持力不足による沈下や転倒による不安定化を引き起こし、また単位体積重量の軽い埋設物（マンホール）などは浮上りなどの被害が生じてしまう。そして土木構造物のみならず、我々が存続していく上で必要不可欠である「衣・食・住」のうち、「住」にあたる部分までもが、使用不能なまでに被害を受けてしまう。

そこで本章では、排水性材料を用いた液状化対策に着目し、液状化防止工法（排水ドレーン）、及び埋設物の埋戻し材への適用を試みた。なお、実験装置等については2章を参照されたい。



Fig. 6.1.1 液状化による被害

## 6.2 排水ドレーン（液状化対策）への適用

### 6.2.1 実験条件

#### 1) 地盤材料

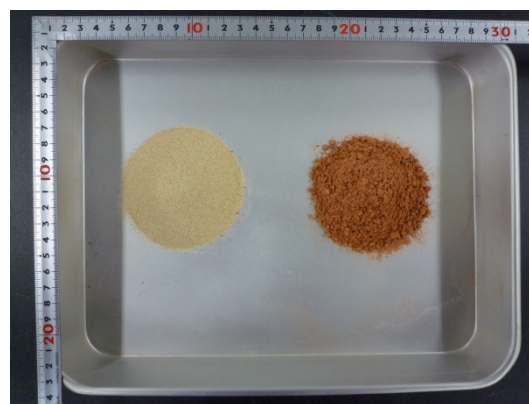
振動台実験には2章と同じく豊浦標準砂（飽和状態）を地盤材料として使用し、また排水性材料として環境に有用であると考えられる破砕瓦（リサイクル資材）を用いた。Table. 6.2.1 に豊浦標準砂と破砕瓦の物理特性を示し、Fig. 6.2.1 に破砕瓦を示す。

Table. 6.2.1 豊浦標準砂の物理特性

項目			豊浦標準砂	破砕瓦
最大・最小密度試験	最小密度	$\rho_{\text{dmin}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.353	1.042
	最大密度	$\rho_{\text{dmax}}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.642	1.374
	最大間隙比	$e_{\text{min}}$	0.959	1.457
	最小間隙比	$e_{\text{max}}$	0.614	0.863
	土粒子の密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.65	2.56
ふるい分け試験	最大粒径	$D_{\text{max}}$ (mm)	0.250	2.000
	60%	$D_{60}$ (mm)	0.191	1.532
	50%	$D_{50}$ (mm)	0.173	1.196
	30%	$D_{30}$ (mm)	0.142	0.644
	10%	$D_{10}$ (mm)	0.116	0.227
	均等係数	$U_c$	1.6	6.7
	曲率係数	$U_c'$	0.9	1.2
透水係数	透水係数	$k$ (cm/s)	5.77E-02	2.76E-01



(a) 破砕瓦

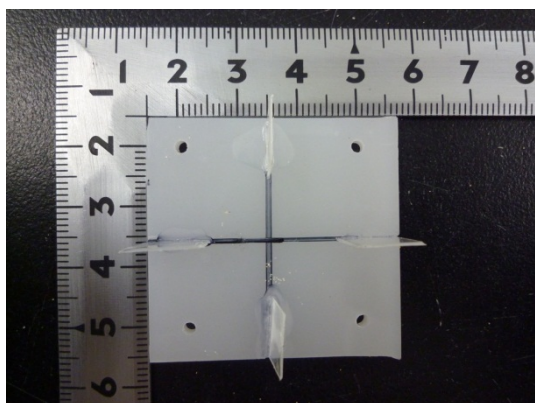


(b) 豊浦砂との比較

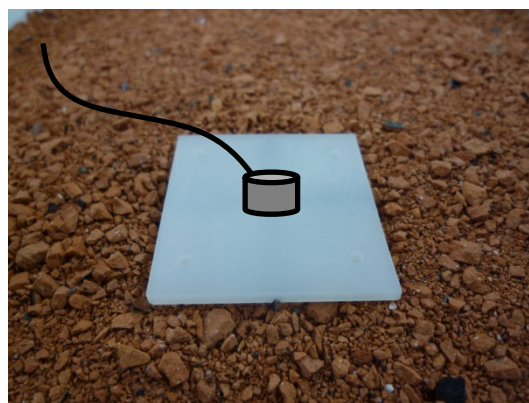
Fig. 6.2.1 使用材料

## 2) 計測機器設置方法

計測機器は過剰間隙水圧計，及び加速度計を用いた。本実験では飽和状態の豊浦標準砂を用いるため，計測機器周辺での不自然な水圧変動を避けるために加振による沈下に計測機器も追従する必要があると考えた。そこで，アクリル板下部に「下駄」を設置した間隙水圧計設置治具を用いて 2 章に示した方法とは異なり，タコ糸等で吊るさずに計測機器を設置した。ただし，加速度計については重量が重く，加振中に大きく沈下する恐れがあるため，2 章と同じくアクリル板をタコ糸で連結し，せん断土層上部より吊り下げる方法を採用した。Fig. 6.2.2 に計測機器設置状況を示す。



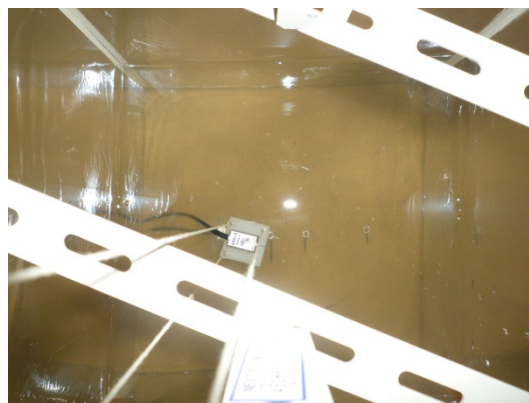
(a) 間隙水圧計設置治具



(b) 計測機器設置方法



(c) 間隙水圧計設置状況



(d) 加速度計，間隙水圧計設置状況

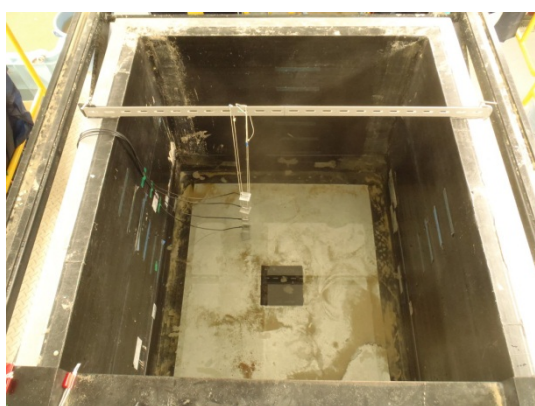
Fig. 6.2.2 計測機器設置状況



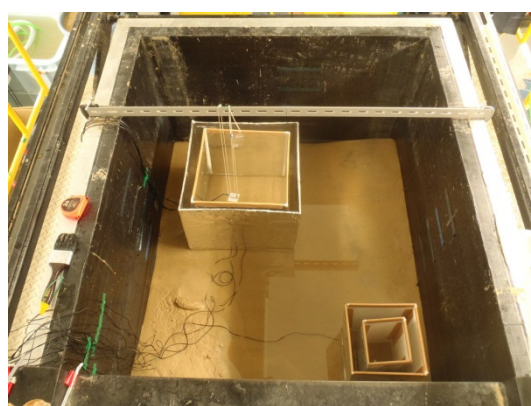
### 3) 地盤の作成方法

実験は水中落下方式により、0.10m ごと地盤を作製して行った。地盤の作製手順を以下に示す。また、地盤作成状況を Fig. 6.2.3 に示す。

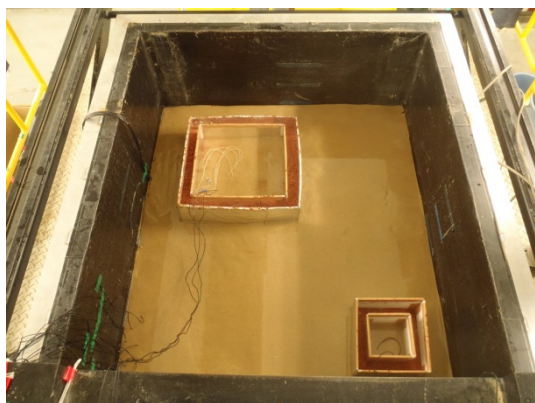
- ① せん断土槽に、各計測器および、構造物を設置する。
- ② 所定の高さまで水中落下方式にて地盤を作成し、型枠を静置・固定する。
- ③ 所定の地盤高になるまで、豊浦標準砂、排水性材料（破碎瓦）を用いて地盤を作成する。
- ④ 土層完成後に型枠を引き抜き、地表面を整地して表面の水を取り除く。



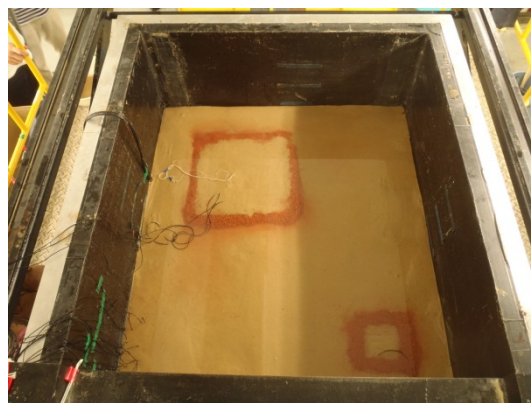
(a) Step 1 : 水位調整，計測器設置



(b) Step 2 : 所定の高さで型枠設置



(c) Step 3 : 所定の高さまで土層作成



(d) Step 4 : 型枠を引抜き整地

Fig. 6.2.3 地盤作成状況

ここで、水中落下方式では試料が飽和しているため、実験ごとに砂の質量のみを測定し相対密度を計算することは非常に困難である。よって、本実験と同様の方法で相対密度測定用の比較的小さな土層を作成し、投入砂を炉乾燥して相対密度を求めた。Fig. 6.2.4, Fig. 6.2.5 に豊浦砂と破砕瓦の平均相対密度と平均単位体積重量を示す。

予備試験の結果、豊浦砂と破砕瓦の平均相対密度はそれぞれ  $D_{r-T}=24.24\%$ 、 $D_{r-S}=23.70\%$ 、相対密度の標準偏差はそれぞれ  $\sigma_T=3.49\%$ 、 $\sigma_S=3.29\%$ であった。また、平均単位体積重量はそれぞれ  $\gamma_{T-T}=18.50\text{kN/m}^3$ 、 $\gamma_{T-S}=16.85\text{kN/m}^3$ 、単位体積重量の標準偏差はそれぞれ  $\sigma_T=0.05\text{kN/m}^3$ 、 $\sigma_S=0.04\text{kN/m}^3$ であった。本実験では、この相対密度の誤差を許容範囲とし、毎回同じ相対密度の地盤であると判断して実験を行う。

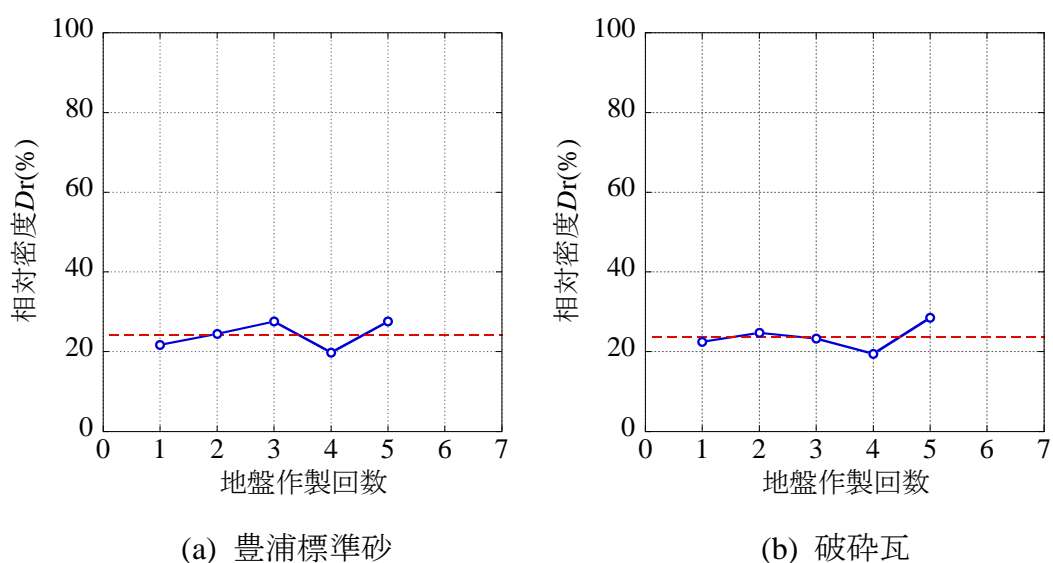


Fig. 6.2.4 平均相対密度

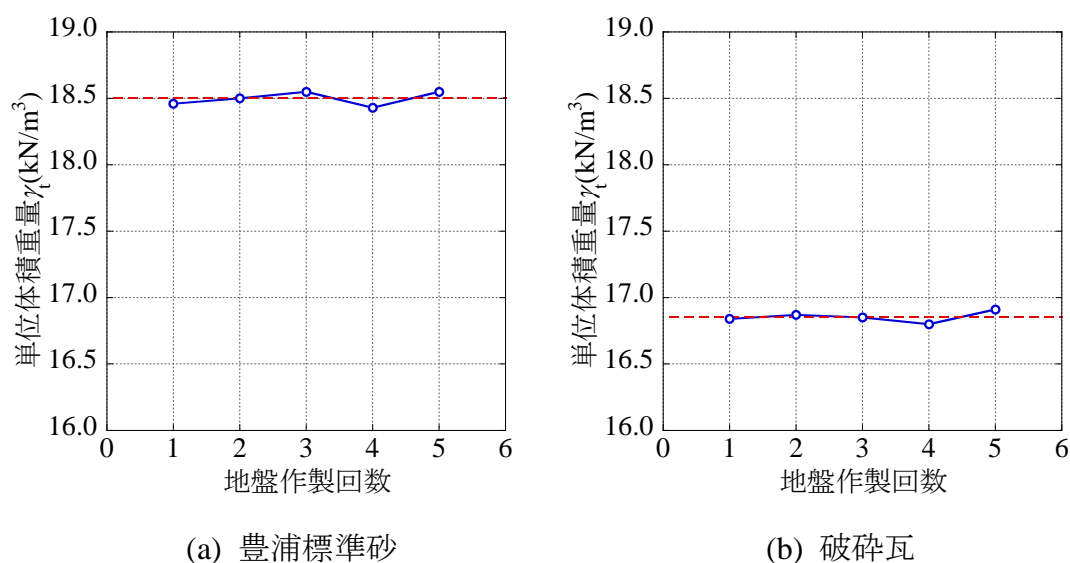


Fig. 6.2.5 平均単位体積重量

### 6.2.2 実験ケース

実験は Table. 6.2.2, Fig. 6.2.6 に示すように改良率  $a_s=43.8\%$  にあたる Case 1, 改良率  $a_s=21.0\%$  にあたる Case 2 について, Fig. 6.2.7 に示すように同一土層内で同時に実験を行った。ここで改良率  $a_s$  は式(6.2.1)で定義される。

$$a_s = \frac{A \times B - (A - 2 \cdot t/2) \times (B - 2 \cdot t/2)}{A \times B} = \frac{t(A + B - t)}{A \times B} \quad (6.2.1)$$

ここで, Case 1 は小規模な住宅, Case 2 は小規模な街区(小規模住宅×4 棟)を想定し, Case 2 の範囲(400mm×400mm)は Case 1(200mm×200mm)の範囲を 2 倍した範囲とした。なお, 排水層の厚さは一律  $t=40\text{mm}$  としている。

ここで過剰間隙水圧計は Fig. 6.2.7 に示すように, Case 1 における排水壁間の中心にある Point A (壁から 60mm), 未改良区域の Point B, Case 2 における壁間中心の Point C (壁から 160mm), Point D (壁から 120mm), E (壁から 60mm) とした。また, 加速度計は, Case 2 における Point D と対象である排水壁から 120mm の地点とした。なお, 全計測器において設置深度は GL-0.10m, GL-0.20m, GL-0.30m, GL-0.40m である。

Table. 6.2.2 実験ケース

項目		Case 1	Case 2	無補強部
改良範囲	内側	120mm×120mm	320mm×320mm	—
	外側	200mm×200mm	400mm×400mm	—
改良深度	$H(\text{mm})$	200mm		—
改良壁厚	$t(\text{mm})$	40mm		—
改良率	$a_s(\%)$	43.8%	21.0%	—
計測機器位置	加速度計	—	D'(壁から 120mm)	—
	過剰間隙水圧計	Point A (壁から 60mm)	C(壁から 160mm) D(壁から 120mm) E(壁から 60mm)	B



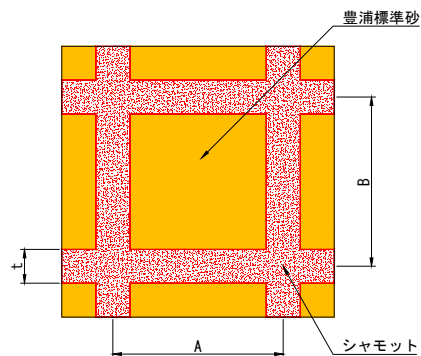


Fig. 6.2.6 改良率

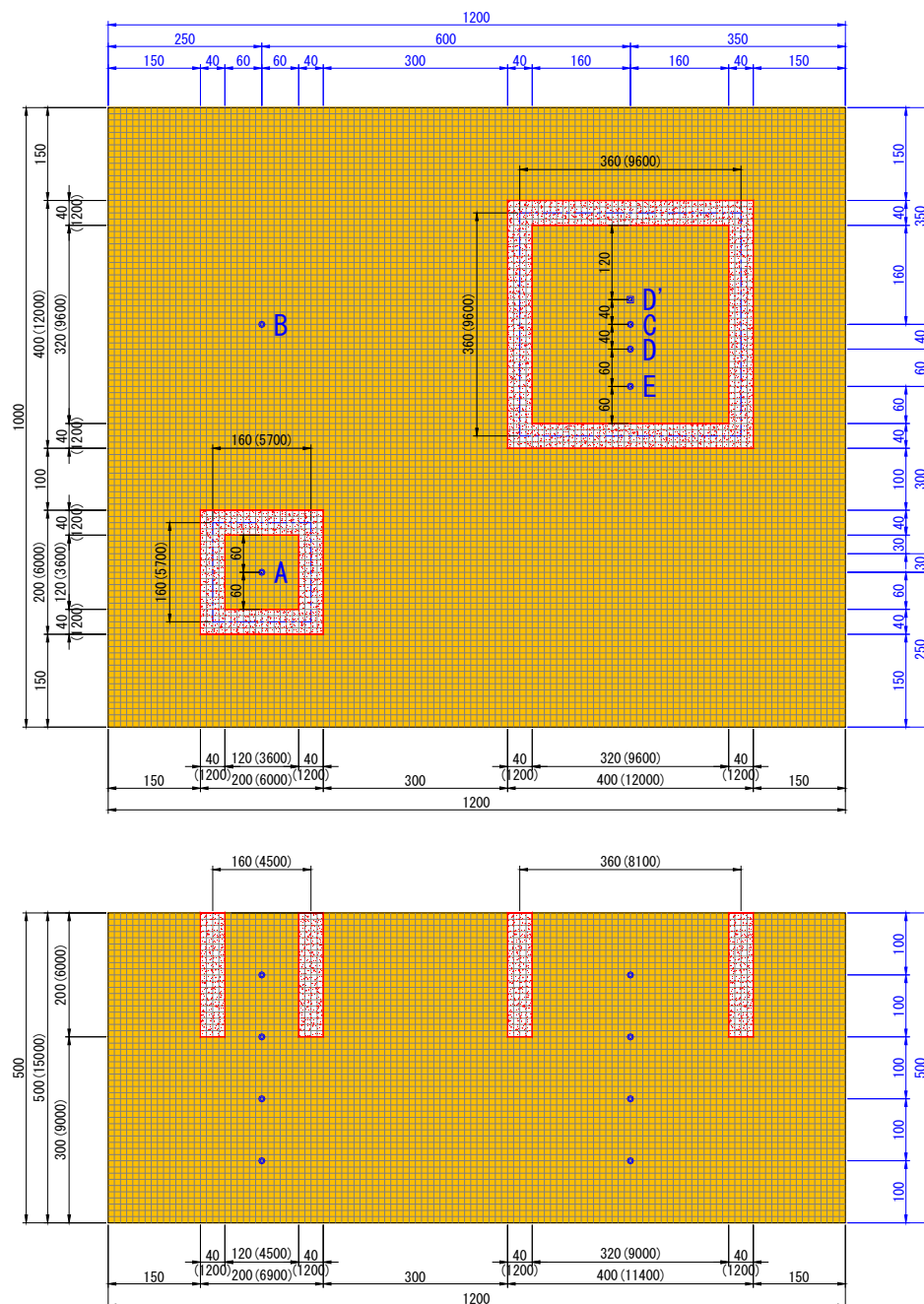


Fig. 6.2.7 実験土層

### 6.2.3 実験結果と考察

Fig. 6.2.8, Fig. 6.2.9 に入力加速度, 及び地盤中の応答加速度を示し, Fig. 6.2.10, Fig. 6.2.11 に過剰間隙水圧, 及び過剰間隙水圧比を示す。図中の赤着色の範囲は加振時間であり, Table. 6.2.3, Fig. 6.2.12 に加振終了後における沈下量, 及び噴砂状況を示す。ここで, Fig. 6.2.12 に示す噴砂状況は, 1 回目の加振が終了した後に透水壁の健全度を確認することを目的に行った2回目の加振が終了した時点での噴砂状況である。

計測箇所は6.2.2章(Fig. 6.2.7)で示した Point A～Point E の5地点における GL-0.10m, GL-0.20m, GL-0.30m, GL-0.40m の4深度であり, また, 破碎瓦による透水壁の深度は GL-0.00m～GL-0.20m である。ここで, 過剰間隙水圧比 (EPWPR) は過剰間隙水圧 (EPWP) を初期有効上載圧  $\sigma_{v0}'$  で除した値であり, 初期土圧や加振に伴う計測器の沈下等の影響などにより, その値が1前後となる場合もあるが, サイクリックモビリティの発生に伴う一定の幅での変動を伴いながら, 時間軸に対し1前後を平行移動している場合は液状化と見なすこととする。

Fig. 6.2.10 (過剰間隙水圧), Fig. 6.2.11 (過剰間隙水圧比) に着目すると, 実験土層の相対密度や拘束圧が低いため, 全ての計測地点 (Point A～Point E における全深度) において加振直後から過剰間隙水圧比が急上昇し, 液状化が発生 ( $EPWPR \approx 1.0$ ) していることがわかる。このことは Fig. 6.2.9 を見ても明らかであり, 加振直後に計測機器のブレ等により非常に大きな加速度を計測しているものの, 全体を通して地盤中の応答加速度は入力加速度に比べて非常に小さく, 過剰間隙水圧に連動して小刻みに小さな加速度 ( $0.3\text{m/sec}^2$  程度) が発生しているのは, 液状化中のサイクリックモビリティ現象を示している。

また, Point B 以外では加振終了 18 秒以降 (実験開始から 30 秒後以降) に全深度で過剰間隙水圧が 0 に戻っていないことがわかる。これは, Table. 6.2.3 でも明らかなように, 無補強部 (Point B) 以外では 2～3% の沈下量 (沈下は概ね等沈下) が発生しており, 計測機器が沈下した影響で静水圧が変化したためだと考えられる。ここで, 加振後における沈下の発生は加振からの排水現象を意味するため, ここでも透水壁の効果を確認できたと言える。以上の事実より, 計測機器の沈下に伴う静水圧の増加分だけ実際の計測地点の過剰間隙水圧に加算されてしまっているため, 実際の計測地点の過剰間隙水圧 (過剰間隙水圧比) の発生量は, 試験結果よりも小さいと考えられる。

ここで, 水圧計の設置誤差や初期地盤の影響等に伴う過剰間隙水圧の定量的な差は除くと, Point A～Point E において透水壁 (GL-0.20m) より下部においては, 過剰間隙水圧の発生具合や消散具合は全地点で概ね同様の傾向である。しかし, Fig. 6.2.10(e), Fig. 6.2.11(e) に示すように透水壁に囲まれている Point A, 及び Point C～Point E 地点の GL-0.10m においては, 透水壁に囲まれていない Point B に比べ加振後における過剰間隙水圧の消散が 3 秒以上も早く, 特に透水壁に最も近い Point A, 及び Point E におい

ては加振中においても消散が始まっていることが確認できる。これは透水壁を設置した場合、液状化を未然に防ぐことは困難なものの、発生後の早期消散が可能であり、被害の拡大を防ぐ可能性（減災）を示していると言える。

また、Fig. 6.2.12 に示すように 2 回目の加振においても透水壁（破碎瓦）の排水性は周囲の水圧を引き寄せるほど健全であり、1 回目の加振終了後もその機能を保持していると考えられる。これは透水壁自体が液状化に至っておらず、さらに透水壁直近の砂地盤においても透水壁により有効応力の極端な低下（液状化）を免れ、結果として透水壁が自らを支える周囲の地盤を助けながら一体となって崩壊を防いだ結果であると考えられる。つまりは、破碎瓦等を用いたとしても、杭構造体では一体性に乏しいため透水杭の破壊に至る可能性があるが、面構造となることにより周囲の砂を巻き込み一体化し、比較的強い構造体となった可能性を示唆している。

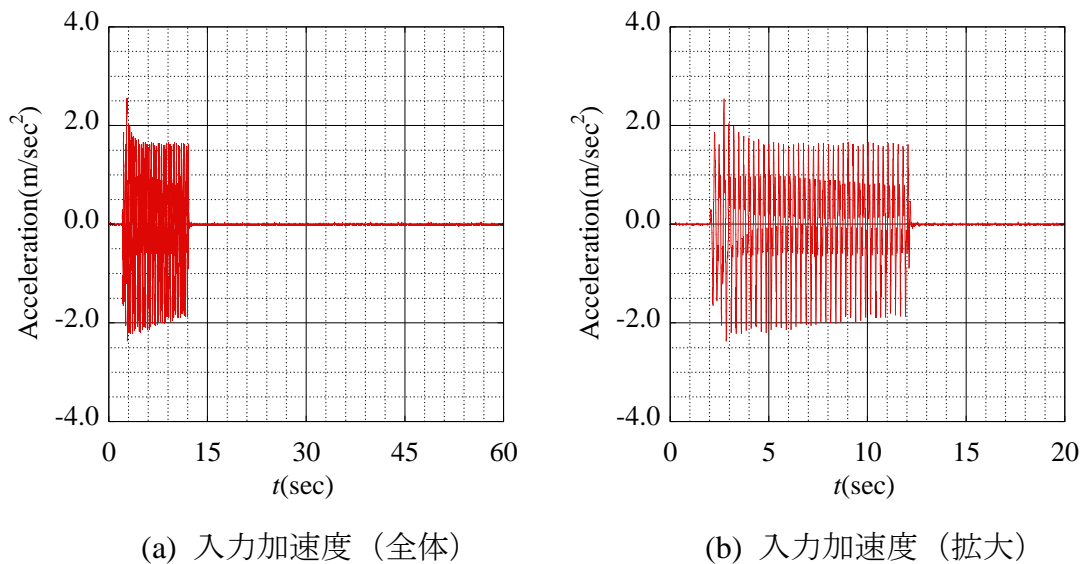


Fig. 6.2.8 入力加速度

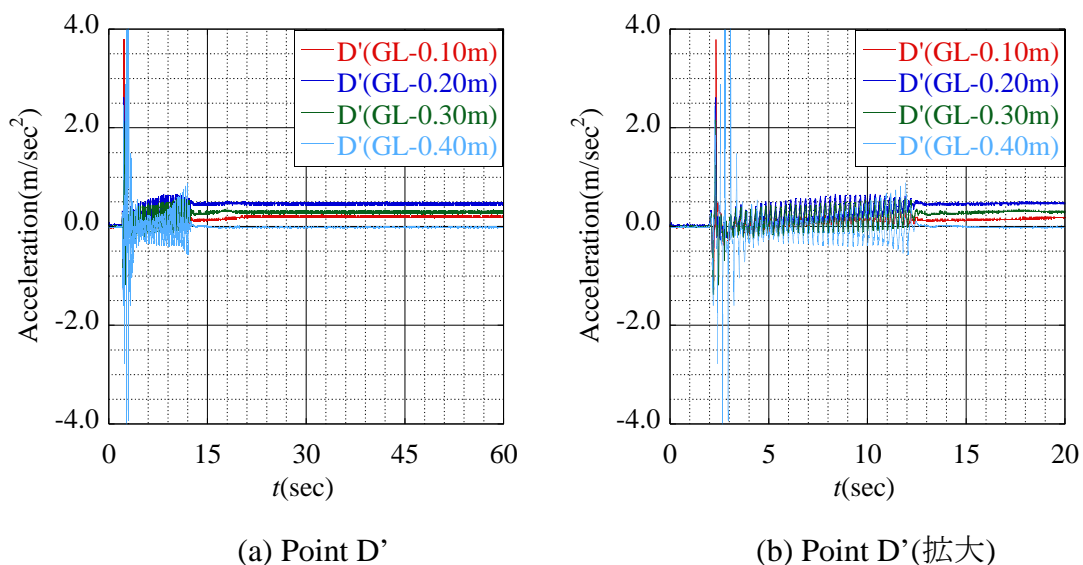


Fig. 6.2.9 応答加速度

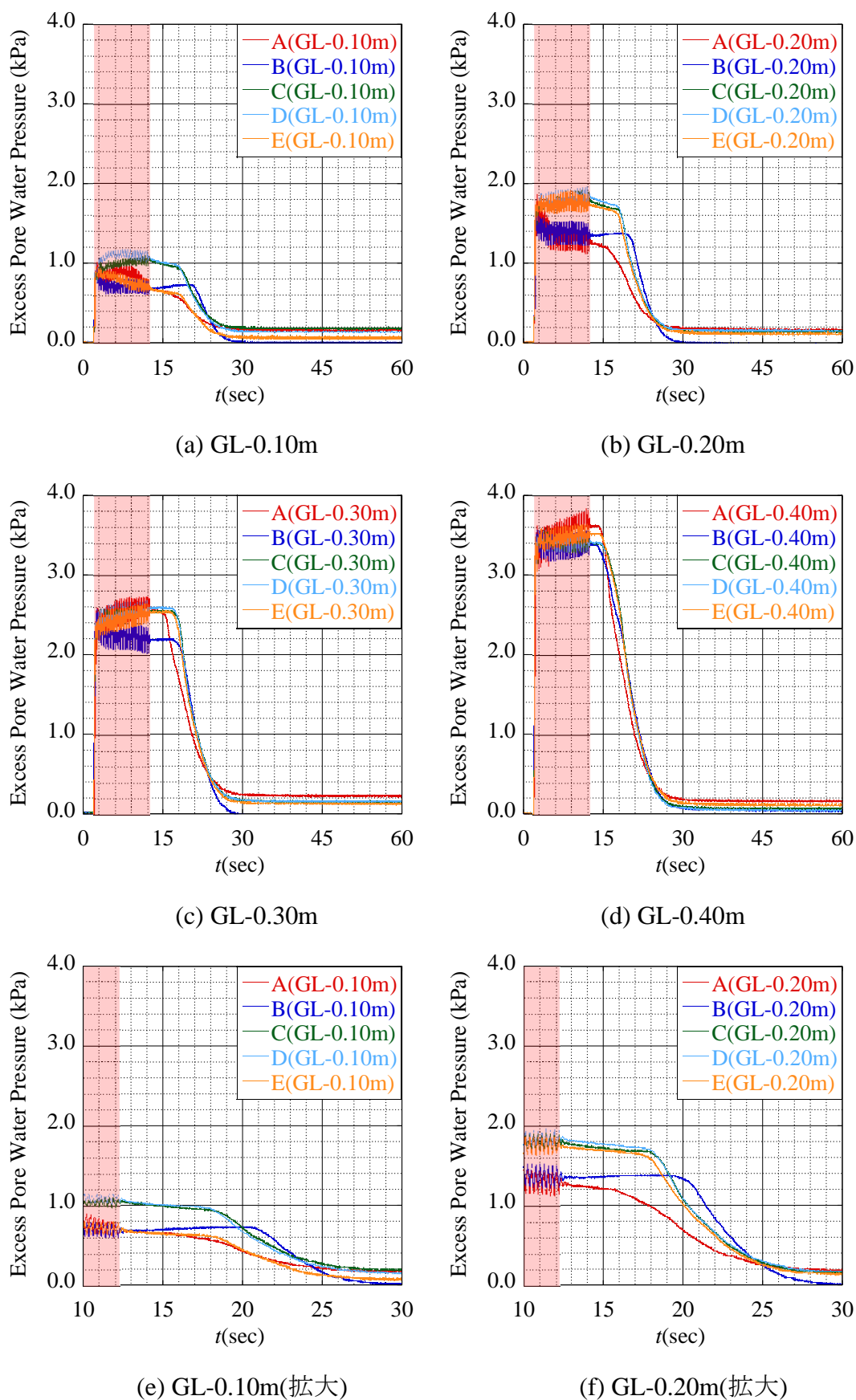


Fig. 6.2.10 過剰間隙水圧

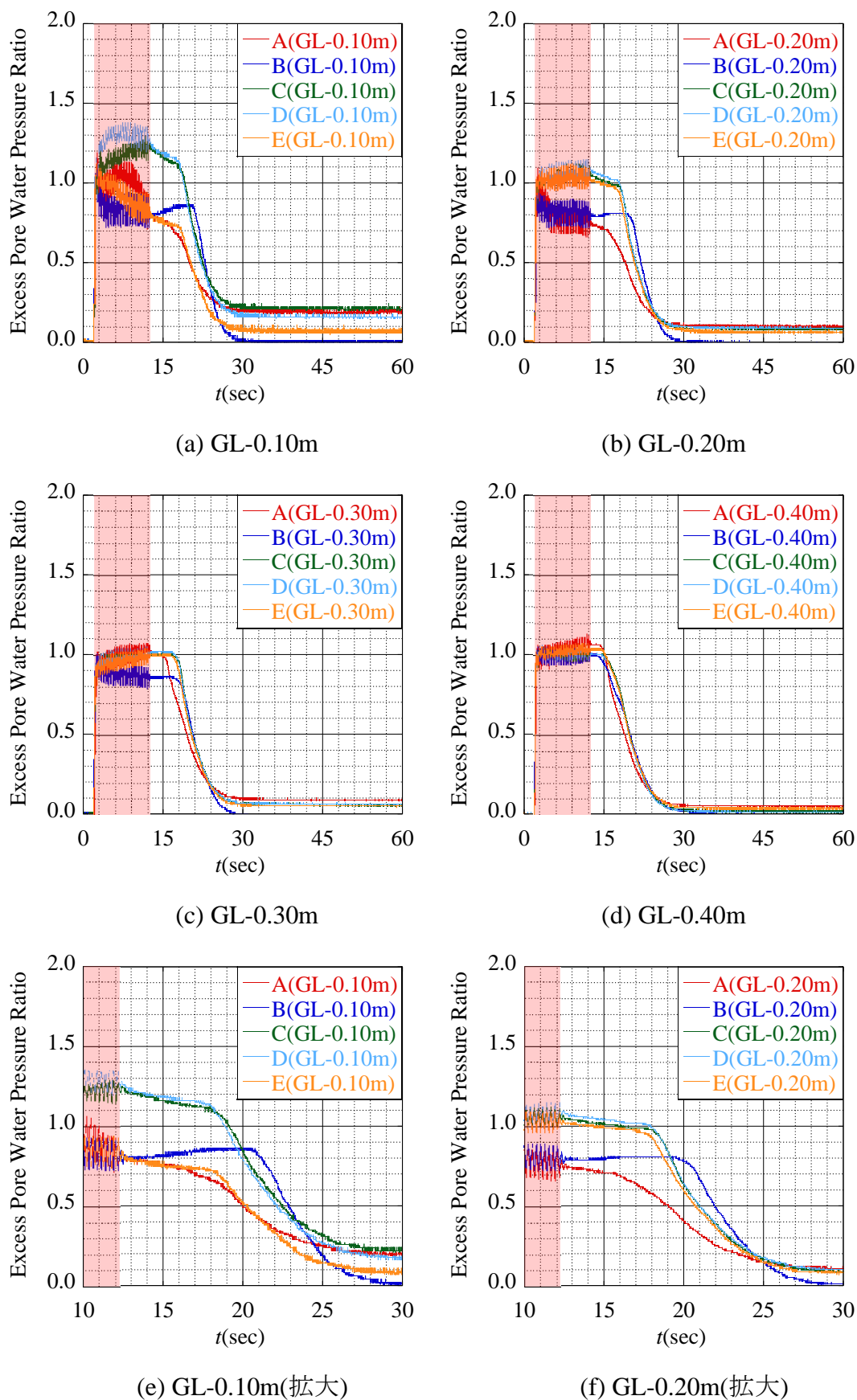
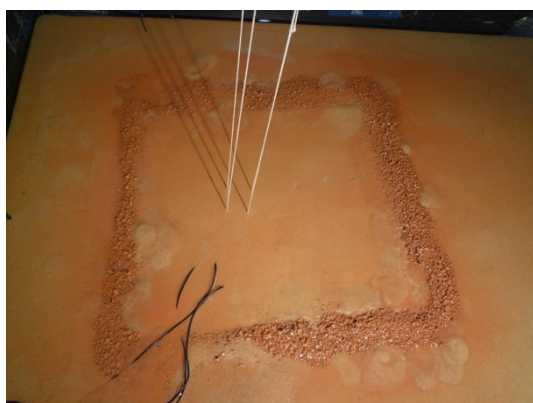


Fig. 6.2.11 過剰間隙水圧比



Table. 6.2.3 沈下量

項目			Case 1	Case 2	無補強部
加振前	地盤高	$H_0(\text{mm})$	496	492	481
	相対密度	$D_{r0}(\%)$	24.24 (予備実験値)		
	湿潤単位体積重量	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	18.50 (予備実験値)		
加振後	地盤高	$H_1(\text{mm})$	482	482	480
	相対密度	$D_{r0}(\%)$	57.59	48.61	26.63
	湿潤単位体積重量	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	19.03	18.88	18.54
	沈下量	$\Delta H(\text{mm})$	14	10	1
	沈下率( $\Delta H / H_0$ )	(%)	3.23	2.03	0.21



(a) Case 2 付近



(b) Case 2 付近(拡大)

Fig. 6.2.12 加振後の噴砂状況

#### 6.2.4 まとめ

本章では破碎瓦を利用した透水壁による液状化対策について、振動台実験により検証した。以下に結論を示す。

- ・ 地盤の拘束圧に対し入力加速度が大きいと、液状化の未然防止は困難であったが、加振後における過剰過激水圧の消散が早く、減災効果を確認できた。
- ・ 透水壁内部では水圧の消散による排水を伴った沈下が発生するものの概ね等沈下であり、透水壁により側方流動等に伴う不等沈下を減少できる可能性がある。
- ・ 透水壁は排水を促進させる一方で沈下を促進させるため、適用する場合には点整備ではなく、自治体等が一体となって面的に整備を行うことが望ましい。
- ・ 透水構造物は杭構造ではなく面構造（壁構造）とすることにより、複数回の地震動に対してもその効果を維持できると考えられる。

## 6.3 埋設物の埋戻し材（浮上り防止）への適用

### 6.3.1 実験条件

#### 1) 地盤材料

振動台実験には 6.2 章と同様に、地盤材料として豊浦標準砂（飽和状態）、排水性材料として破碎瓦を用いた。ここで、地盤作成方法やの設置方法とも 6.2 章と同様である。詳細については 6.2 章を参照されたい。

#### 2) 埋設物

埋設物は人孔（マンホール）を想定した。ここで人孔の単位体積重量は水の 1.2 倍程度（静水圧時における浮上りに対する安全率=1.2）， $\gamma_M \doteq 11.76 \text{ kN/m}^3 (=1.2 \text{ tf/m}^3)$  と仮定した。模型人孔は Fig. 6.3.1 に示すように直径 0.10m，高さ 0.30m のアクリルパイプを用いて作成し，内部に砂を入れることにより単位体積重量を調整した。

ここで，模型人孔の体積は  $V=10^2 \times \pi / 4 \times 30.6 = 2,403.3 \text{ cm}^3$  であり，人孔の見かけ比重を 1.2 と仮定すると，その重量は  $W=2,403.3 \times 1.2 = 2884.0 \text{ g}$  となる。

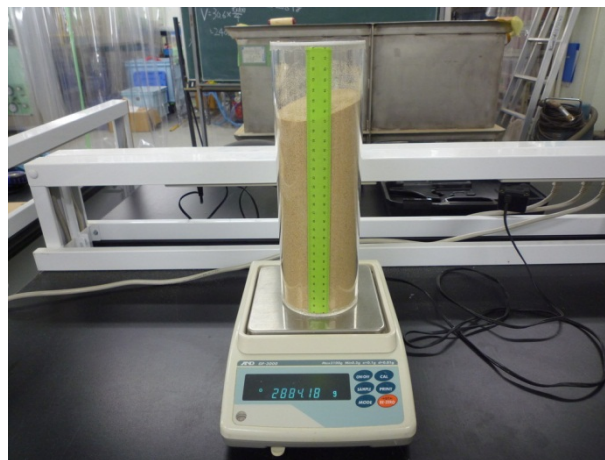


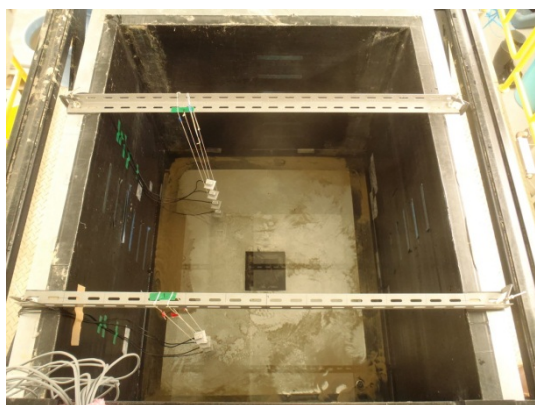
Fig. 6.3.1 模型人孔



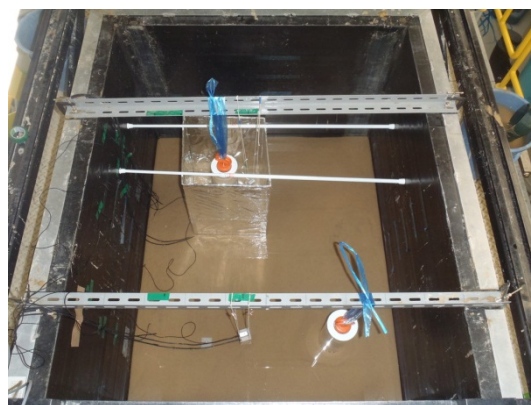
### 3) 地盤の作成方法

実験は 6.2 章と同様に水中落下方式により、0.10m ごと地盤を作製して行った。地盤の作製手順を以下に示す。また、地盤作成状況を Fig. 6.3.2 に示す。

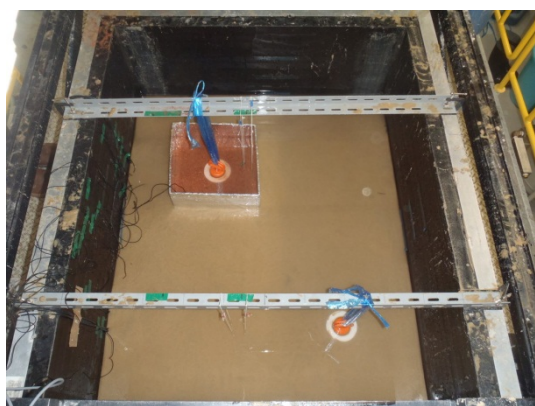
- ① せん断土槽に、各計測器および、構造物を設置する。
- ② 所定の高さまで水中落下方式にて地盤を作成し、模型人孔、及び型枠等を静置・固定する。
- ③ 所定の地盤高になるまで、豊浦標準砂、排水性材料（破碎瓦）を用いて地盤を作成する。
- ④ 土層完成後に型枠を引き抜き、地表面を整地して表面の水を取り除く。



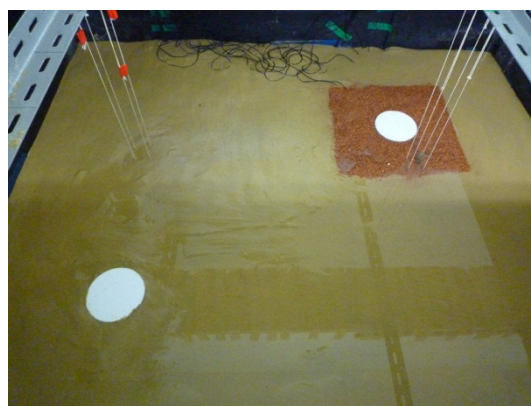
(a) Step 1 : 水位調整, 計測器設置



(b) Step 2 : 所定の高さで人孔, 型枠設置



(c) Step 3 : 所定の高さまで土層作成



(d) Step 4 : 型枠を引抜き整地

Fig. 6.3.2 地盤作成状況

### 6.3.2 実験ケース

実験は Fig. 6.3.3, Fig. 6.3.4 に示すように埋設物周辺を排水性材料（破碎瓦）による置換率  $a_s=0\%$ （未対策）で行う Case 0, 置換率  $a_s=91.3\%$  にあたる Case 1 について、同一土層内で同時に実験を行った。置換率  $a_s$  は式(6.3.1)で定義される。

ここで、破碎瓦は液状化対策型の埋設材料を想定しており、また通常埋設物の敷設は①掘削⇒②敷設⇒③埋戻しの工程で行われるため、埋設物下部においては豊浦標準砂のままとし、埋設部の周囲のみを破碎瓦で埋戻した。なお、Case 0 は無補強を想定しているので埋設物周辺、及び埋設物下部ともに豊浦標準砂のみで構成されている。最も埋設物下部まで液状化対策型材料で埋戻す方がより効果的であると考えられるが、施工上あまり現実的ではないため対策効果が危険側（対策効果が過剰に発揮される場合）とならないように最小限度の改良で最も被害の出やすい状況を想定した。

$$a_s = \frac{A \times B - (100^2 \times \pi / 4)}{A \times B} \quad (6.3.1)$$

ここで過剰間隙水圧計は Fig. 6.3.4 に示すように、Case 1 において排水層中心にある Point A, 排水層直近にある Point B, 未改良区域における Point C とした。また、加速度計は Point A', 及び Point C' の位置とした。なお、全計測器において設置深度は GL-0.10m, GL-0.20m, GL-0.30m, GL-0.40m である。

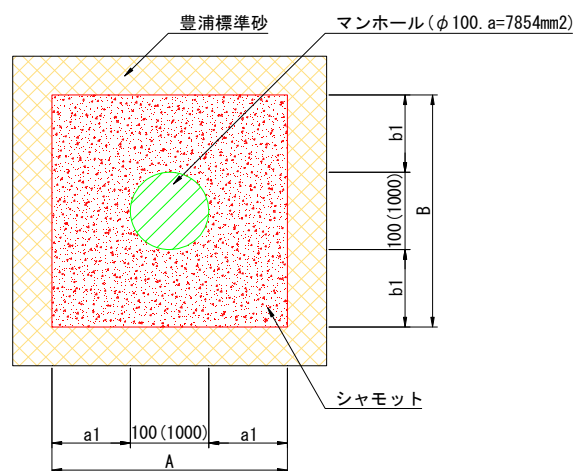
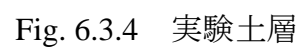


Fig. 6.3.3 置換率（改良率）



### 6.3.3 実験結果と考察

Table. 6.2.1 に地表面地下量と埋設物浮上り量, Fig. 6.3.5～Fig. 6.3.6 に入力加速度, 及び応答加速度を示す。また, Fig. 6.3.7～Fig. 6.3.8 に過剰間隙水圧, 及び過剰間隙水圧比を示し, Fig. 6.3.9 に加振終了後の状況を示す。ここで, Fig. 6.3.9(d)は本震後の余震想定した 2 回目の加振終了後 (本震と同程度の入力加速度) の状況を示す。

Fig. 6.3.6 より Point A'(Case 1), 及び Point C'(Case 0)ともに GL-0.40m において不安定な加速度が計測されている。これは, 豊浦標準砂層の液状化に伴う加速度計の傾斜等によるものであり, 実際の加速度が正確に計測不可能であったと考えられる。他の深度については, 両ケースともに入力加速度より応答加速度は小さくなっており, 両社ともに地盤剛性が低下したと考えられる。

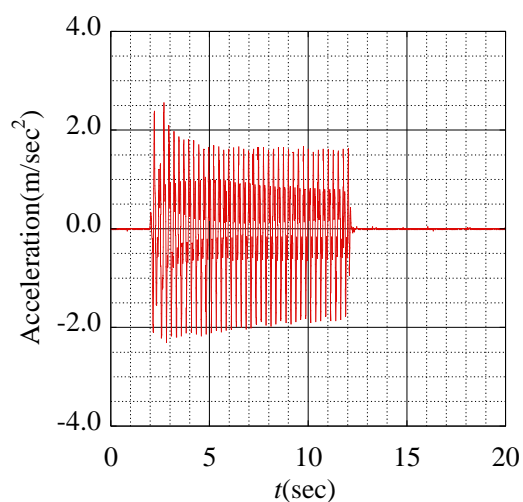
Fig. 6.3.7～Fig. 6.3.8 より, Point A において, 加振直後に大幅に過剰間隙水圧が低下しており, 破碎瓦層は透水係数が高いため, 過剰間隙水圧の消散が極端に早く, また液状化しにくい材料であるといえる。また, 破碎瓦層付近である Point B (豊浦標準砂部) においても Point A と同様に過剰間隙水圧が早々に消散されており, 6.2 章でも述べたように透水壁が透水壁周囲の砂を剛性回復させ, さらに剛性回復した周囲の砂が透水壁を支持する支えあう構造体となっていると考えられる。

Table. 6.2.1, Fig. 6.3.9 より, 1 回目の加振において Case 0 (未対策) では埋設物がその高さの 1/3 にもあたる 96mm も浮上っており, 破碎瓦で埋め戻した Case 1 では浮上り量は 37mm と Case 0 の 1/3 程度に収まっている。ここで上述したように Case 1 では現実的な改良を想定したため改良範囲 (改良下端は埋設物の下端) は限られているため, 埋設物下部からの泥水圧の伝搬により 37mm の浮き上がりが生じてしまったと考えられる。また, 破碎瓦層自体も加振後に隆起しており, これも破碎瓦の粒径が比較的大きいため, 過剰間隙水圧の上昇に伴い破碎瓦層を持ち上げたと考えられる。

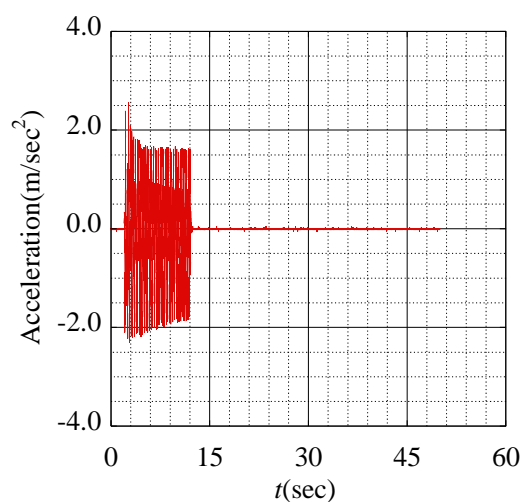
また, 余震を想定した Fig. 6.3.9(d)に着目すると, Case 0 では埋設物が完全に浮いて転倒破壊してしまっているが, Case 1 では浮き上がりこそ許容しているものの, 転倒や傾斜などはほぼ認められない。すなわち, 埋設管路等を含む埋設物の埋戻しにおいて, 液状化時に管路勾配や傾斜に変化が起きにくいと考えられる破碎瓦による埋戻しは, 本震は当然ながら余震に対しても効果的であると言える。

Table. 6.3.1 地表面沈下量と埋設物浮上り量

項目			Case 0	Case 1
加振前	地盤高	$H_0(\text{mm})$	509	505
	相対密度	$D_{r0}(\%)$	24.24	23.70
	湿潤単位体積重量	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	18.50	16.85
	埋設物天端高	$H_{M0}(\text{mm})$	505	510
加振後	地盤高	$H_1(\text{mm})$	491	516
	相対密度	$D_{r0}(\%)$	65.63	層が隆起
	湿潤単位体積重量	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	19.17	層が隆起
	沈下量高	$\Delta H(\text{mm})$	18	-11 (隆起)
	沈下率( $\Delta H / H_0$ )	(%)	3.53	-2.18 (隆起)
	埋設物天端	$H_{M1}(\text{mm})$	600	541
	埋設物浮上り量	$dH_M(\text{mm})$	95	31

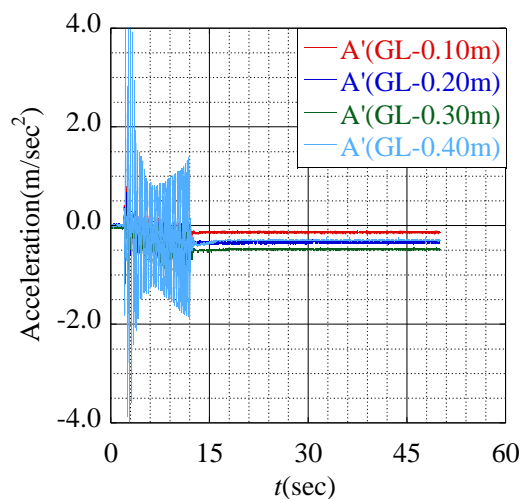


(a) 入力加速度 (全体)

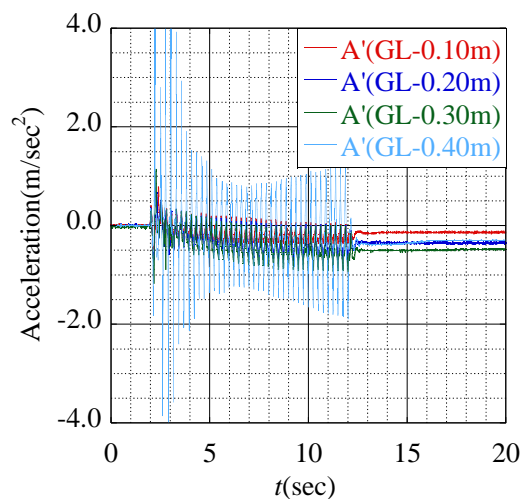


(b) 入力加速度 (拡大)

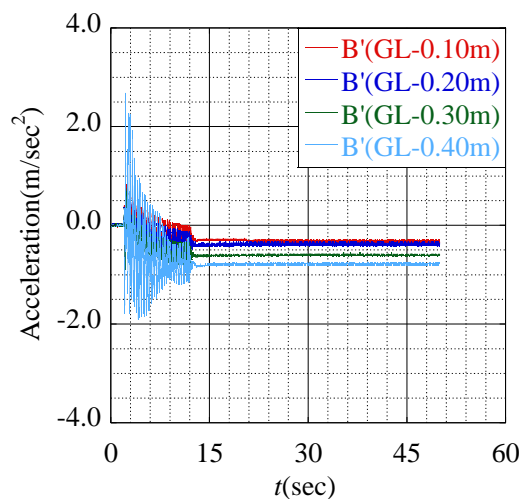
Fig. 6.3.5 入力加速度



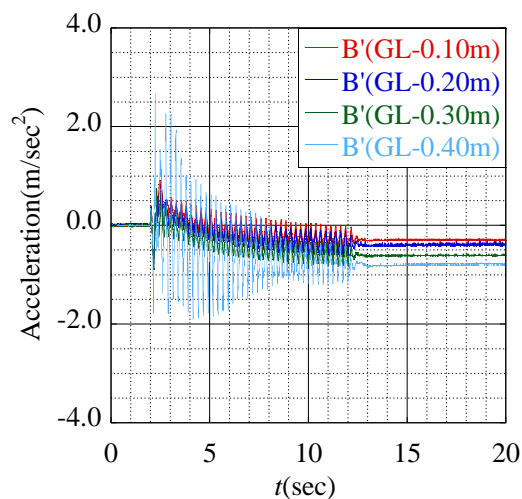
(a) Point A'



(b) Point A' (拡大)



(c) Point C'



(d) Point C' (拡大)

Fig. 6.3.6 応答加速度



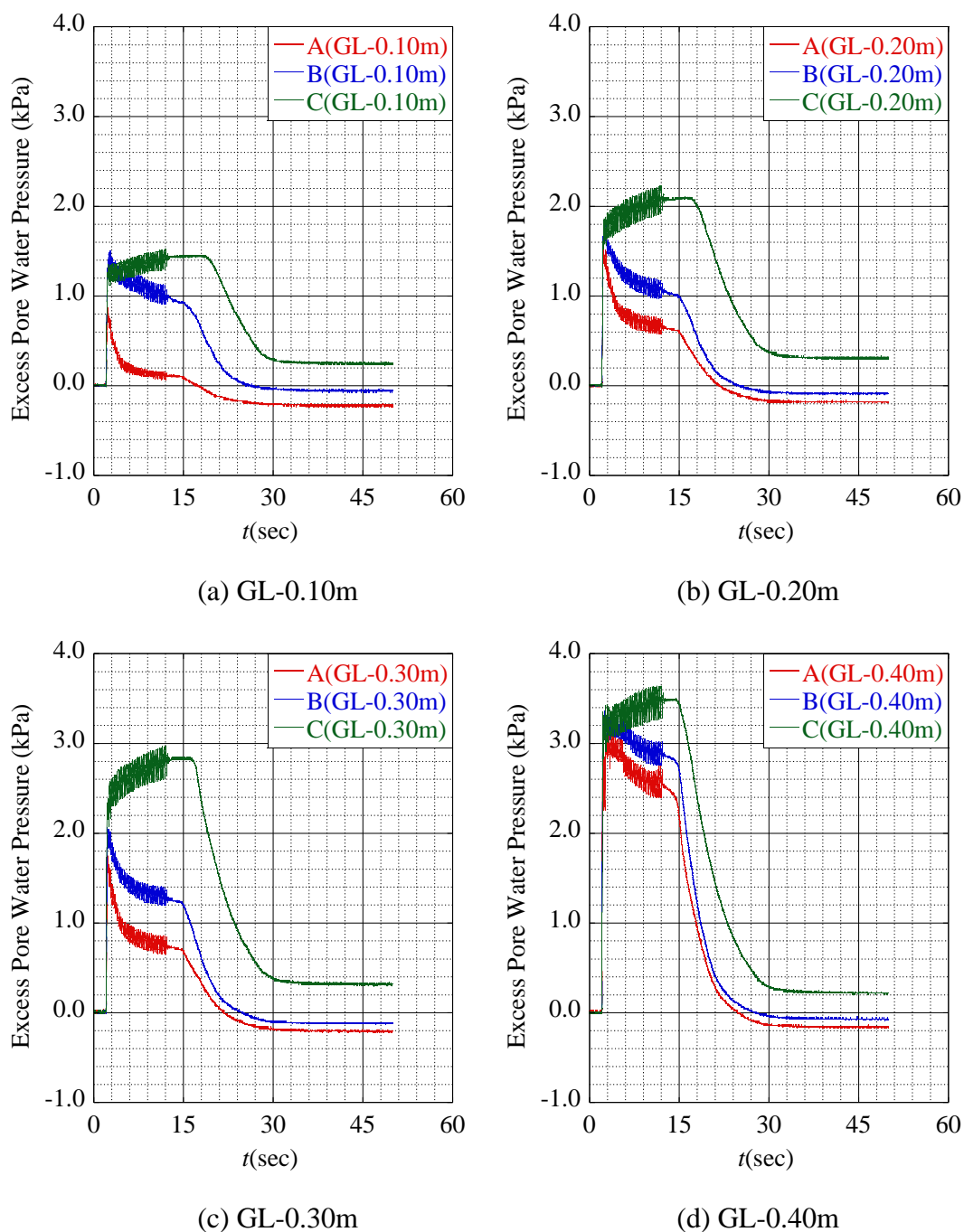


Fig. 6.3.7 過剰間隙水圧



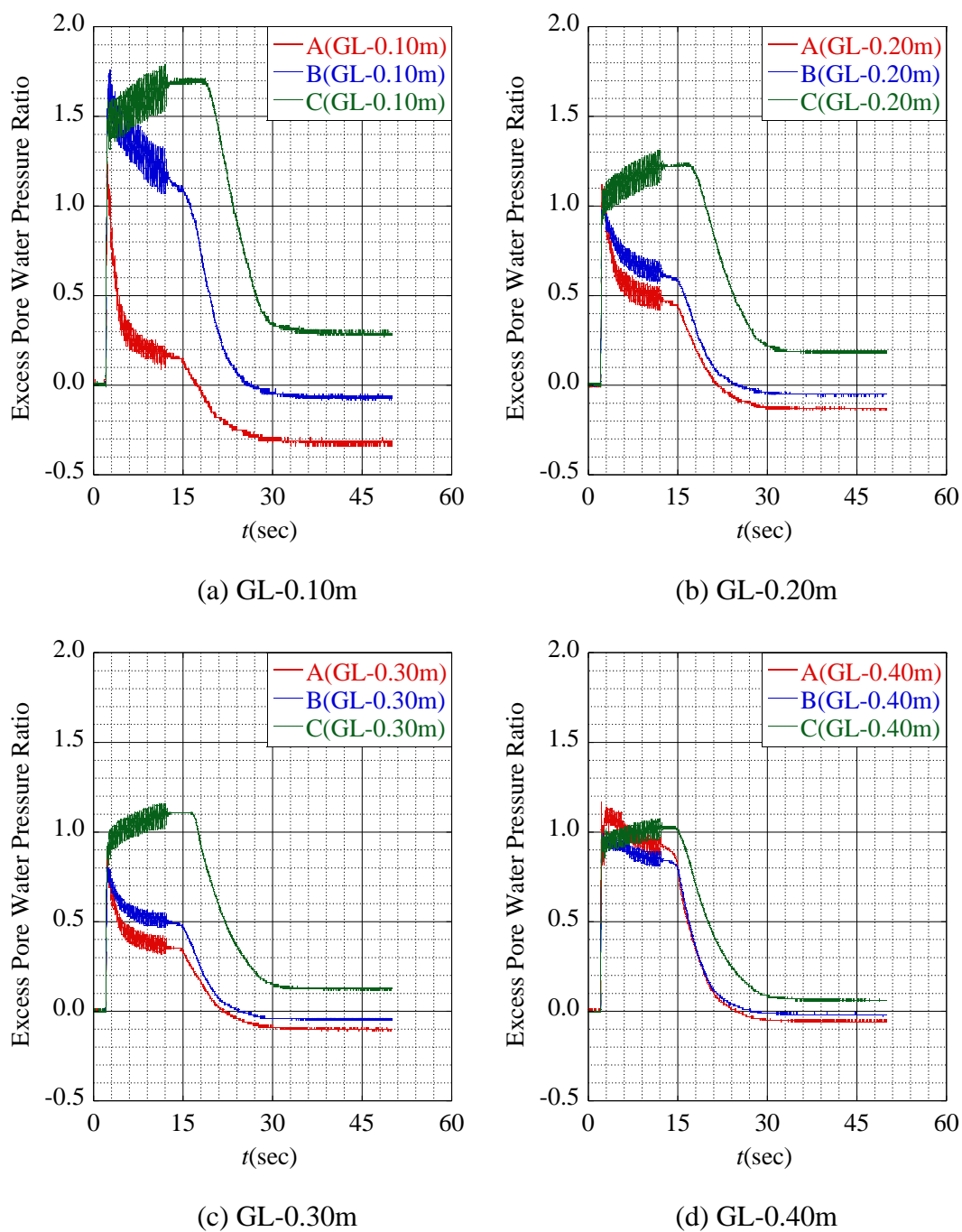


Fig. 6.3.8 過剰間隙水圧比

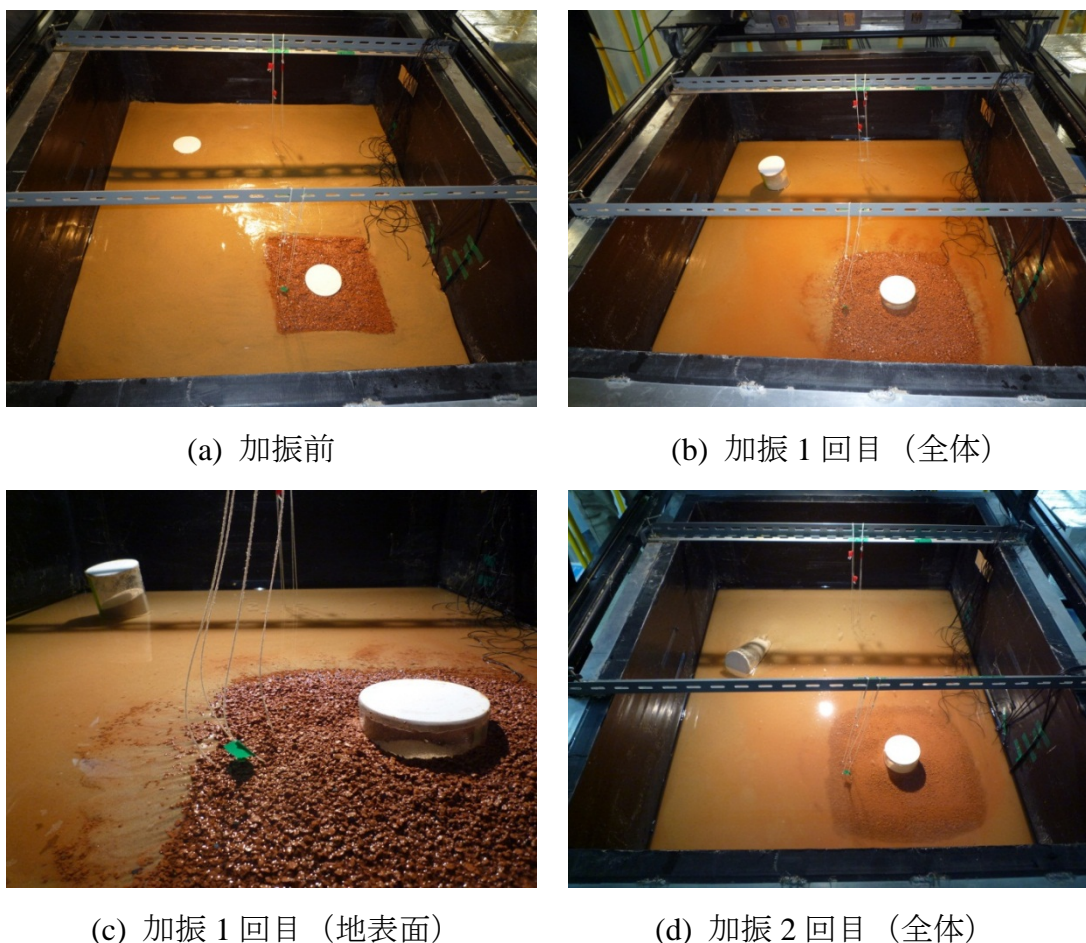


Fig. 6.3.9 加振後の状況 (1 回目の加振 : 本震, 2 回目の加振 : 余震)

#### 6.3.4 まとめ

本章では破碎瓦を利用した液状化対策型の埋戻しによる液状化時の埋設構造物の挙動を検証した。以下に結論を示す。

- ・ 地盤の拘束圧に対し入力加速度が大きく、また破碎瓦下部は未改良(豊浦標準砂)であったため完全な浮上り防止は困難であったが、浮上り量は未対策の 1/3 程度であり、明確に減災効果を確認できた。
- ・ 破碎瓦内部、また破碎瓦周囲の砂地盤において、加振後における過剰過激水圧の消散が早く、液状化に対して非常に強い材料であることが確認できた。
- ・ 破碎瓦による埋戻し材は 6.2 章で示した透水壁と同様に周囲の地盤の剛性回復に寄与し、剛性が回復した周囲の地盤が破碎瓦を支持するといった支えあう構造体であると考えられる。
- ・ 破碎瓦で埋設物を埋め戻した際に、余震において浮上りこそは認められるものの埋設物に傾斜等は認められず、本震、及び余震において効果的であると言える。

## 7. 動的有限要素解析を用いた透水性材料による液状化対策の検証

### 7.1 解析概要

6章では1G場での振動台実験装置を用いて、Fig. 7.1.1に示すような透水壁（破碎瓦）を用いた液状化対策の検証を行った。検証の結果、モデル地盤の拘束圧が低く、入力加速度が大きかったこともあり、透水層内の液状化を防ぐには至らなかった。しかし液状化中、或いは液状化後において過剰間隙水圧の消散を促進することに成功した。そこで本章では2次元条件下での弾塑性有限要素解析を行い、振動台実験結果と比較・検証を行う。

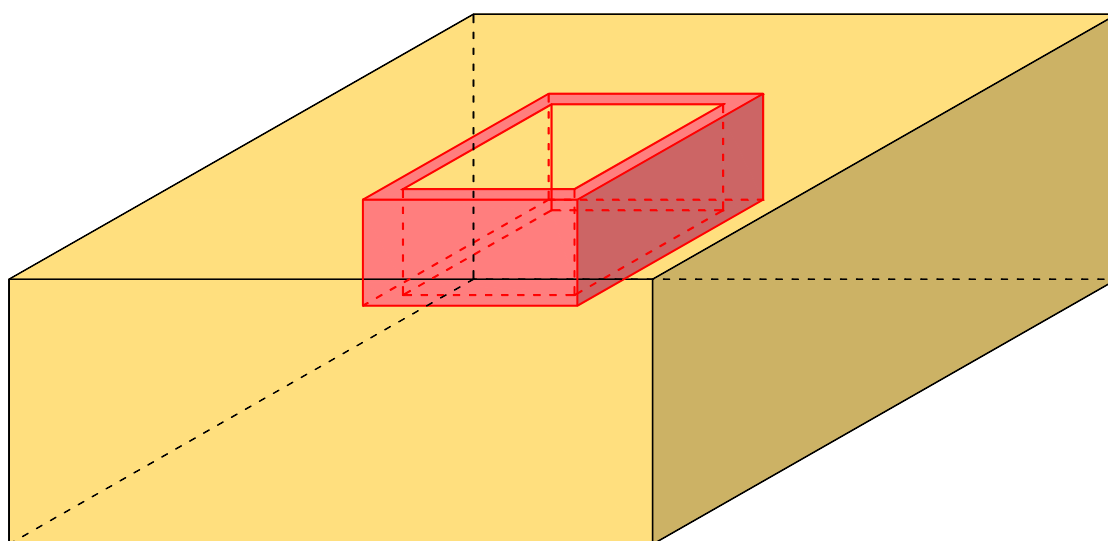


Fig. 7.1.1 透水壁実験（イメージ）

### 7.1.1 解析条件

解析は 6.2 章で示した未改良地盤 (Case 0), 透水壁間隔が 120mm (Case 1), 透水壁間隔が 320mm (Case 2) の 3 ケースについて行った。解析に用いられるプログラムは DBLEAVES (Bin, 2007) であり, 水土連成有限要素解析手法を用いている。解析方法については 3 章を参照されたい。ここで, 解析に用いる入力加速度は振動台実験で得られた振動台上での応答加速度を用いるのが基本であるが, 実験に用いた入力加速度は試験機の制約上, 拘束圧に比べ非常に大きい値 (250gal) となってしまったため, 数値計算を安定させるために解析には実験時の 4 割 (約 100gal) 程度の入力加速度とした。Fig. 7.1.2 に解析用の入力加速度, Fig. 7.1.3 に数値解析で用いた有限要素解析メッシュを示す。境界条件については, メッシュ下部を  $x, z$  方向の変位固定, また同一平面 (同一深度) 上の端部においては  $x, z$  方向の等変位境界とした。水理境界については下面, および側面を非排水境界とした。

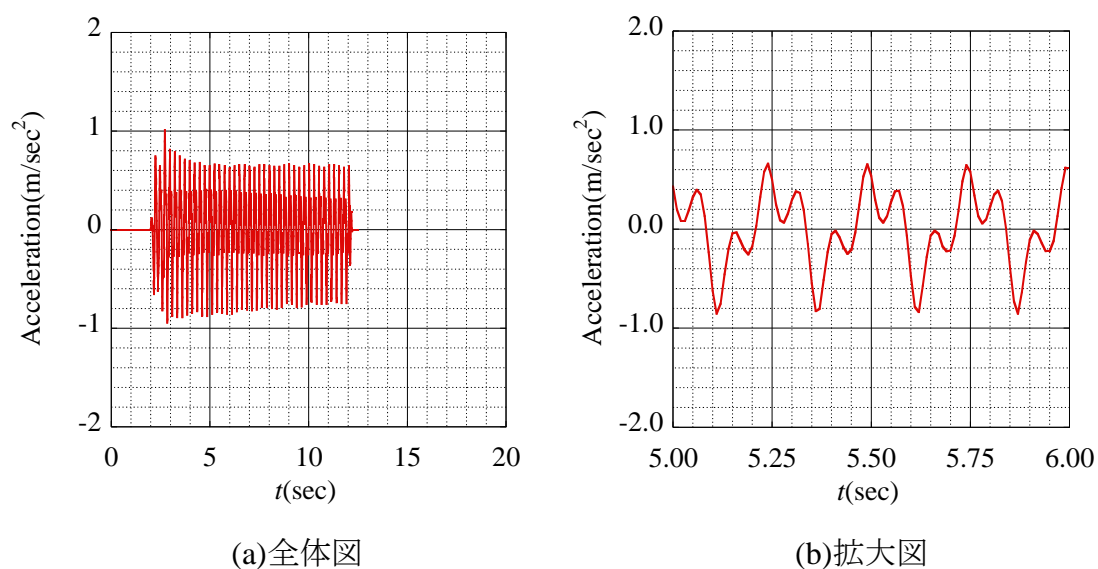
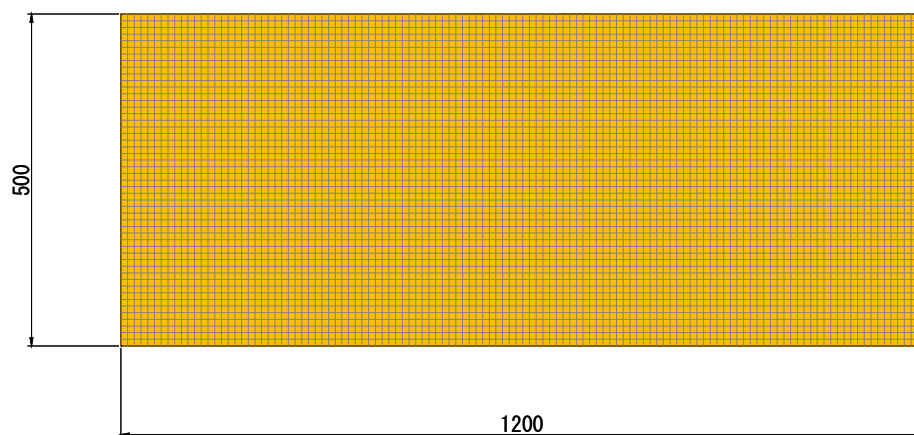
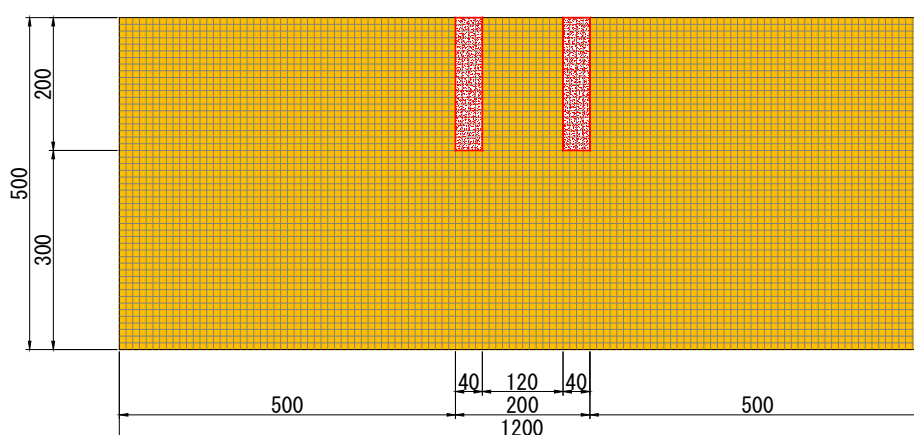


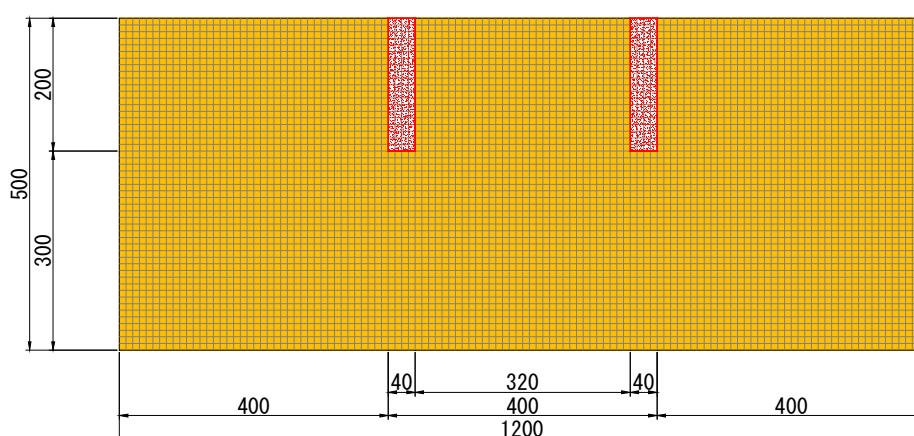
Fig. 7.1.2 入力加速度



(a) Case 0 【未改良】



(b) Case 1 【透水壁間隔：120mm】



(c) Case 2 【透水壁間隔：320mm】

Fig. 7.1.3 解析メッシュ

### 7.1.2 解析パラメータ

地盤材料パラメータは4章に示した湿潤の豊浦標準砂とし、単位体積重量や透水係数は実験で得られた結果を用いた。また、破碎瓦については三軸圧縮試験（排水条件）、及び動的三軸試験（非排水条件）を行い、これらの試験結果を基にパラメータを決定した。単位体積重量や透水係数は豊浦標準砂と同様に、実験で得られた結果を用いた。材料パラメータを Table. 7.1.1 に示す。

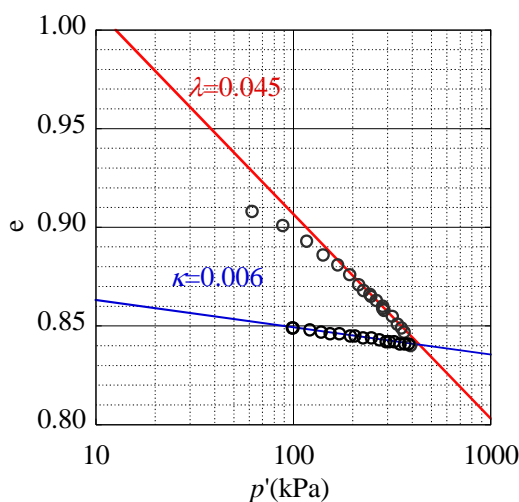
Table. 7.1.1 材料パラメータ（地盤材料）

名称	豊浦標準砂	破碎瓦
Compression index $\lambda$	0.0500	0.0450
Swelling index $\kappa$	0.0064	0.0060
Stress ratio at critical state $M$	1.301	1.714
Void ratio $e_0$ ( $p'=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	0.870	1.300
Poisson's ratio $\nu$	0.300	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state $m$	0.100	0.050
Degradation parameter of structure $a$	2.200	2.200
Evolution parameter of anisotropy $b_r$	1.500	1.500
wet unit weight $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	18.50	16.85
(under water)	( 8.50)	( 6.85)
Permeability $k$ (m/sec)	5.77E-4	2.76E-3
Initial structure $R_0^*$	0.800	0.800
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	3.000	3.000
Initial anisotropy $\zeta_0$	0.000	0.000

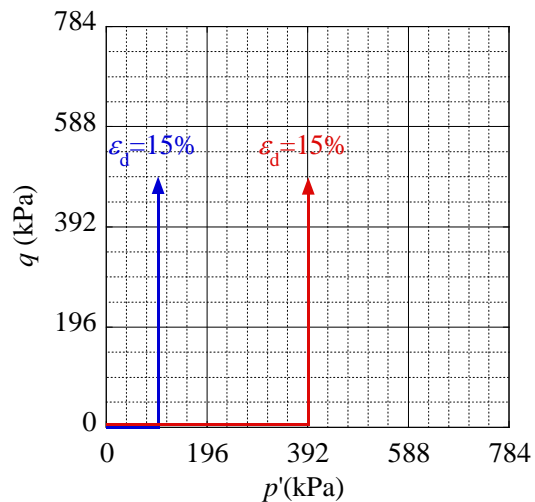


Fig. 7.1.4 に破碎瓦を用いた等方圧密試験における  $e-\ln P$  関係, 及び平均主応力一定条件下での単調せん断試験（排水条件）の結果を示す。なお, 図中の間隙比は予備圧密時 ( $p=49\text{kPa}$ ) での間隙比である。

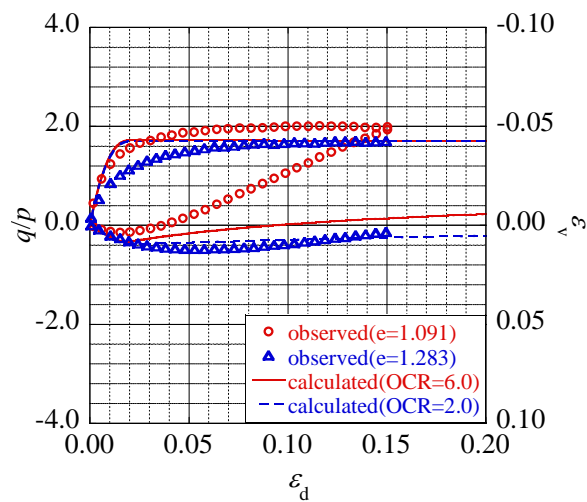
試験結果より破碎瓦は初期間隙比に因らず明確なピーク強度( $q/p$ )を示さないが, 間隙比が小さい場合は正のダイレイタンシーが発生する砂と同様な材料であることがわかる。また, 解析結果は体積ひずみを過少評価する傾向にあるが, 応力比～偏差ひずみ関係は実験結果と良い対応関係にあると言える。



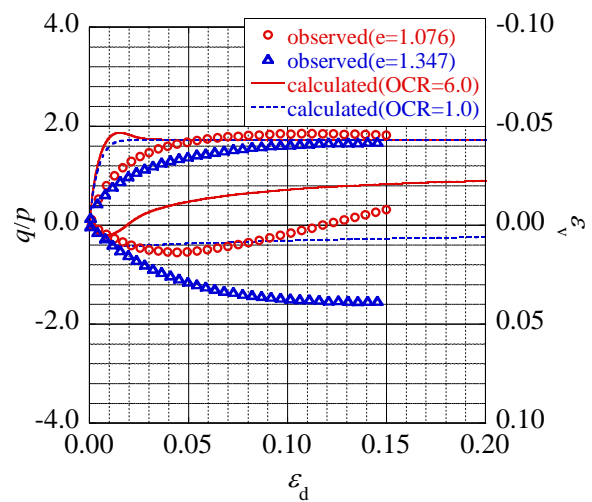
(a)  $e-\ln P$  関係（等方圧密・除荷）



(b) 応力経路（排水単調せん断）



(c) 単調せん断試験結果 ( $p=98\text{kPa}$ )



(d) 単調せん断試験結果 ( $p=392\text{kPa}$ )

Fig. 7.1.4 三軸圧縮試験結果（排水条件）



Fig. 7.1.5 に繰返し応力振幅比 ( $q/2p$ ) を 0.10 とした場合の非排水条件下における動的三軸試験結果 (DA=10%) を示す。試験結果より、破碎瓦は豊浦標準砂に比べて繰返し载荷による有効応力の減少やひずみの増大が少なく、豊浦標準砂より液状化強度が高いことが分かる。また、実験結果にバラツキはあるものの、解析結果は実験結果と良い対応関係にあると言える。

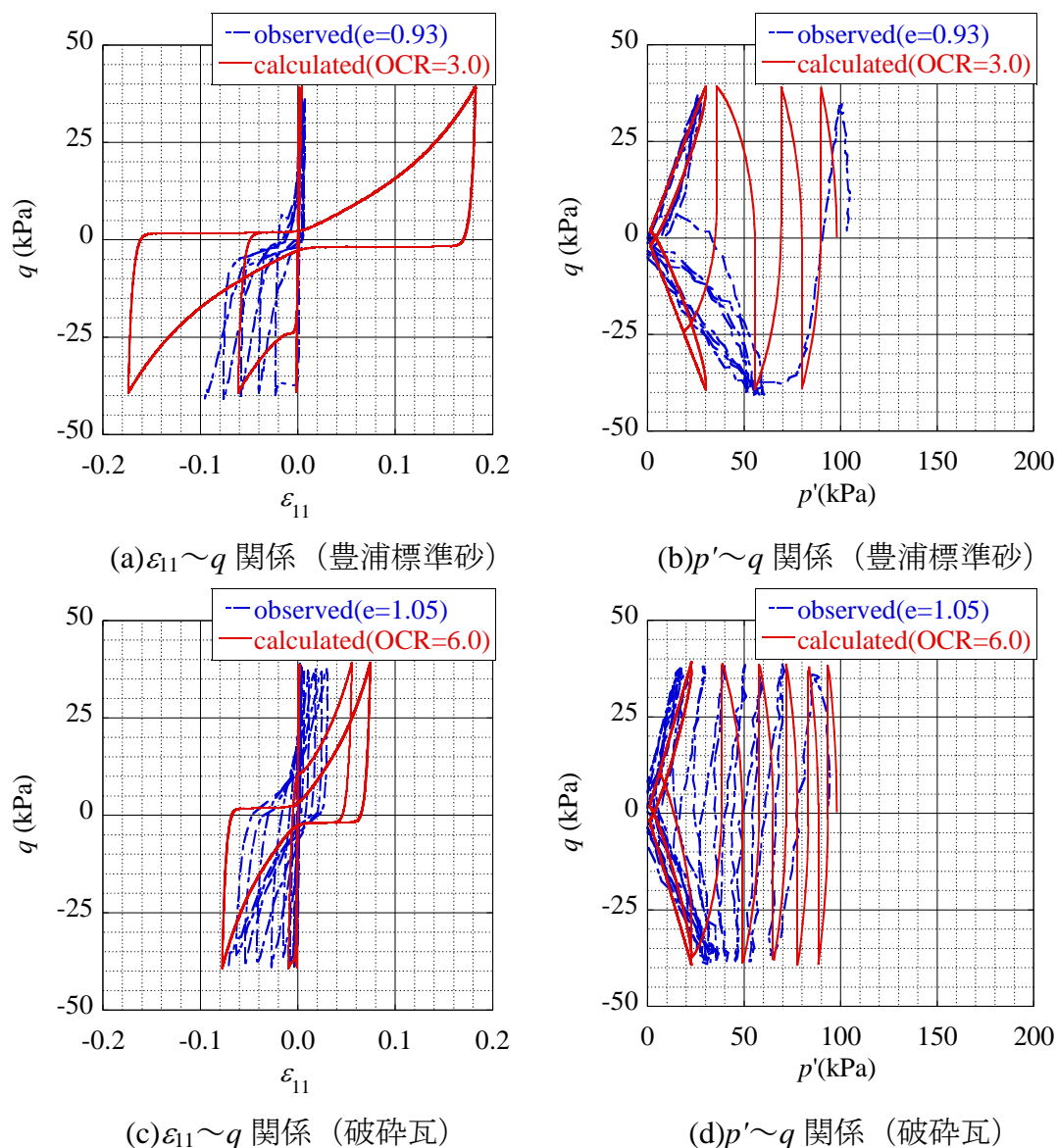


Fig. 7.1.5 動的三軸試験 (非排水条件, DA=10%)

## 7.2 解析結果と考察

本章では 6.2 章に示す 1G 場での振動台実験装置を用いた透水壁による液状化対策実験についての再現解析を行った。Fig. 7.2.1 に過剰間隙水圧比（土層中央部），及び地表面沈下量（土層中央部）を示す。また，Fig. 7.2.2～Fig. 7.2.4 に各ケースにおける過剰間隙水圧比分布を示す。

以下に知見を述べる。

- Fig. 7.2.1(a)～Fig. 7.2.1(d)より，解析結果は実験結果と同様に透水壁の設置により液状化そのものを防止することは困難であるが，透水壁に囲まれた範囲では過剰間隙水圧の消散が早く，その効果は透水壁以深でも確認できた。また，透水壁までの距離が長い Case 2 に比べ，Case 1 のほうが早く消散している。
- Fig. 7.2.1(e)より，解析結果は実験結果と同様に周囲の地盤（豊浦標準砂）が液状化しているにもかかわらず，破砕瓦内部においては過剰間隙水圧比が 0.8 程度までしか上昇しておらず液状化が生じていない。つまり，周囲の液状化の有無にかかわらずに透水性材料内部では過剰間隙水圧の上昇を抑えることが可能なため，6.3 章に示した通り埋設物等の浮上り対策として有効であると考えられる。
- Fig. 7.2.1(f)より，Case 1 では透水壁との距離も近く水圧の強制消散のために，わずかではあるが隆起が生じている。しかし，全体としては全てのケースにおいてあまり沈下量に差は生じていない。よって，透水壁の設置により過剰間隙水圧を早期に消散したとしても，沈下量等の 2 次的な被害に与える影響は微小であると考えられる。
- Fig. 7.2.2～Fig. 7.2.4 より，透水壁を設置した Case 1，及び Case 2 においては，未対策の Case 0 に比べ過剰間隙水圧の消散が早く，またその影響範囲も透水壁の下部や外側まで広範囲となっている。また，Case 1 では Case 2 に比べて透水壁内部での過剰間隙水圧比の消散が早いため，透水壁間隔が短いほど，また地盤の透水係数が小さいほど透水壁の効果が得られると考えられる。

6 章に示した実験結果，及び本章で示した解析結果より，解析結果は実験結果と定性的に良い対応関係にあり，透水壁を設置により液状化の防止が困難であったとしても，過剰間隙水圧の早期消散（有効応力の早期回復）が可能であり，特に透水係数が低い地表面付近においては減災効果が期待できると考えられる。

また，透水壁内部では過剰間隙水圧を大きく抑制可能なため，埋設物の埋戻し材としての適用（浮上り対策）においても有効であると考えられる。

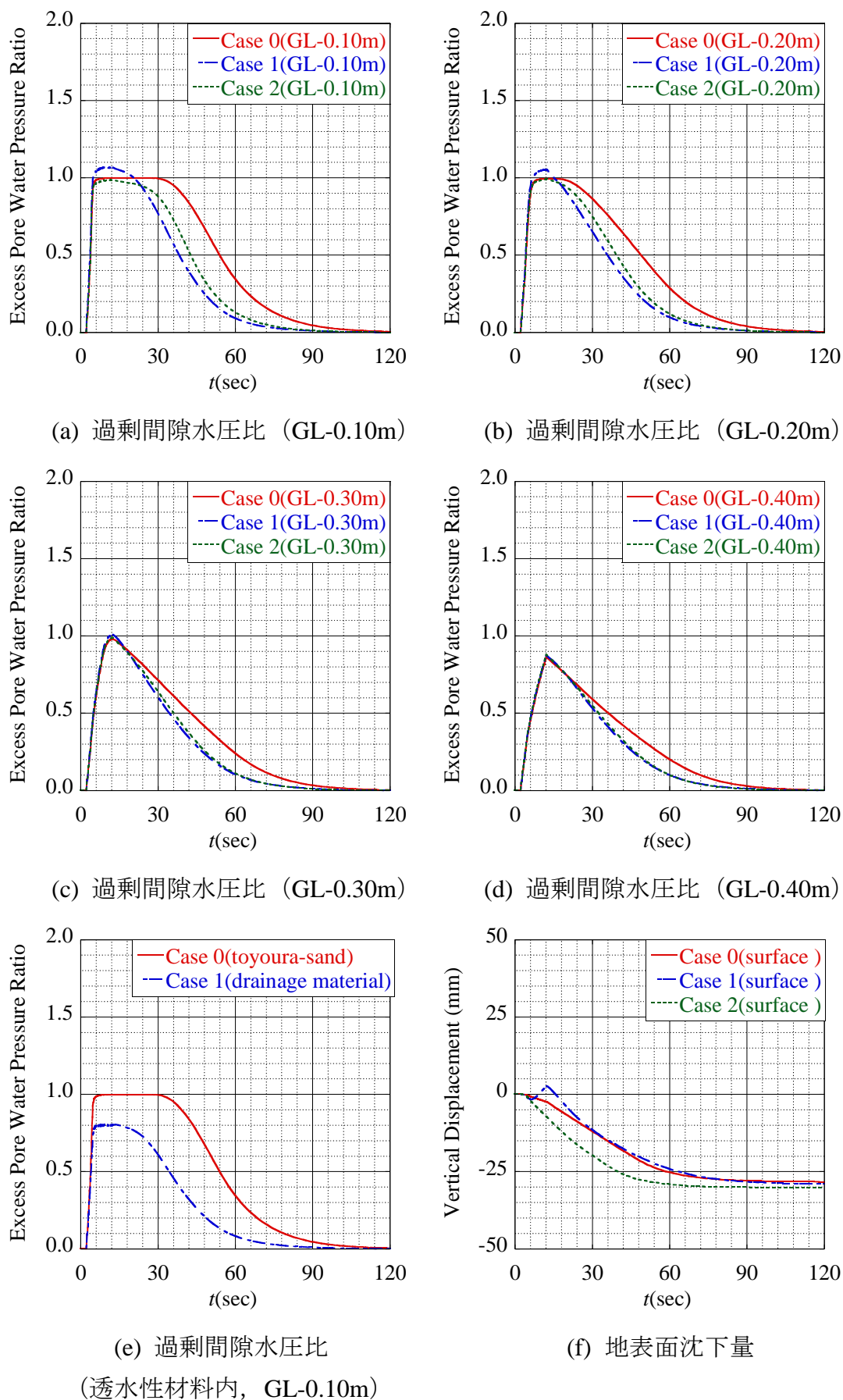


Fig. 7.2.1 解析結果

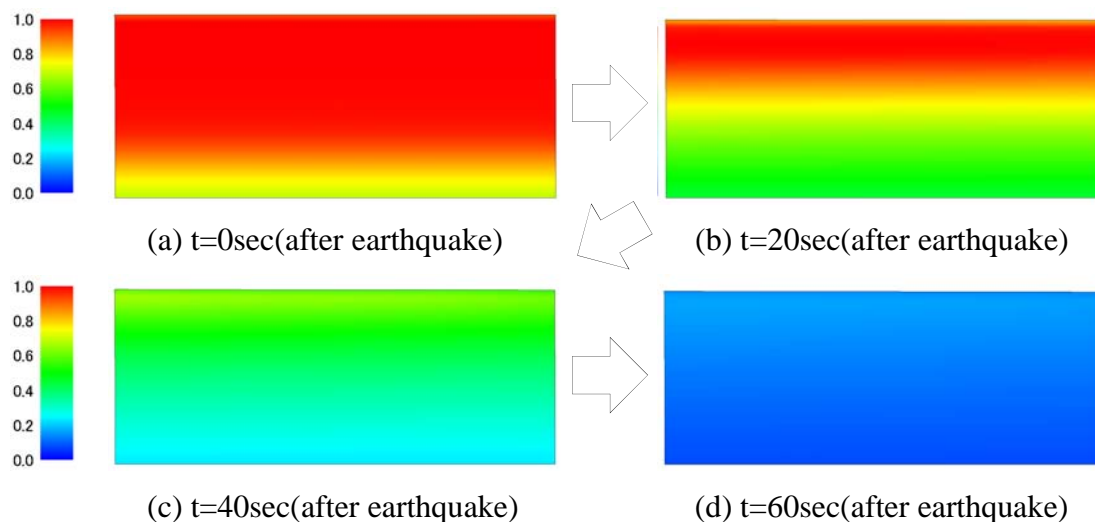


Fig. 7.2.2 過剰間隙水圧比分布(Case 0 : 未改良)

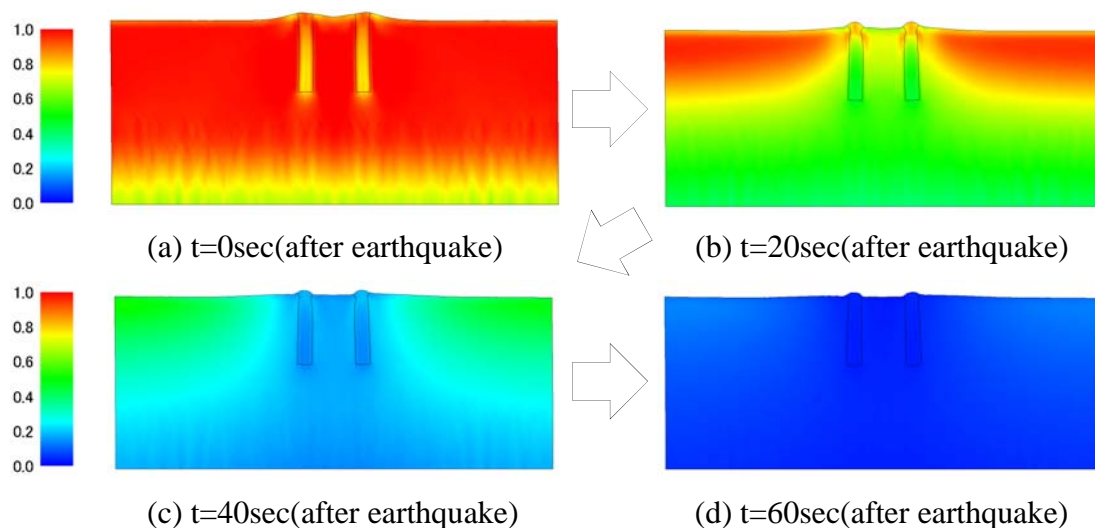


Fig. 7.2.3 過剰間隙水圧比分布(Case 1 : 透水壁間隔 120mm)

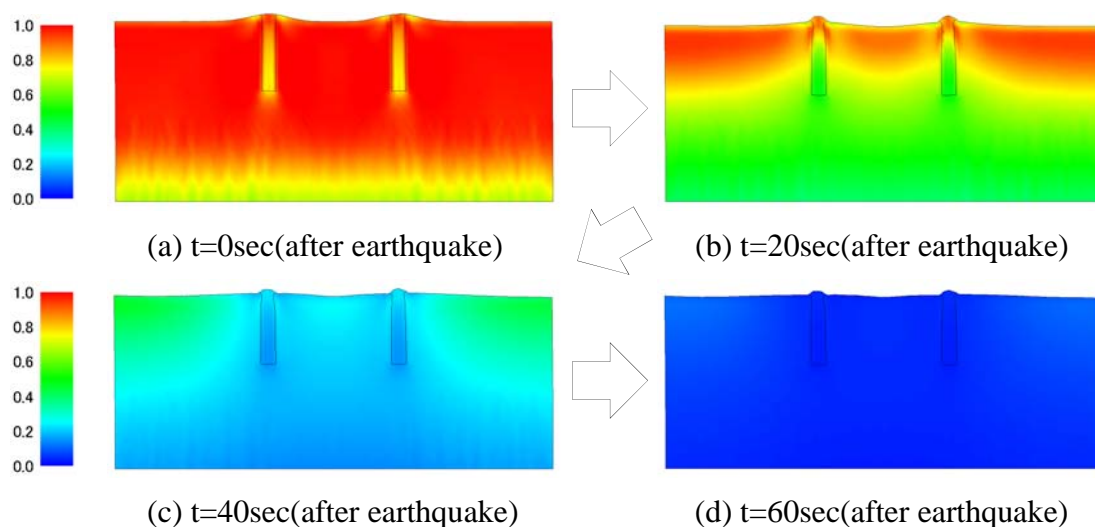


Fig. 7.2.4 過剰間隙水圧比分布(Case 2 : 透水壁間隔 320mm)

### 7.3 まとめ

本章では破碎瓦を利用した透水壁による液状化対策について、6.2 章に示した振動台実験の再現解析として動的有限要素解析により検証した。なお上述したように、振動台実験では実験機の制約上、地盤の拘束圧に対し入力加速度（250gal 程度）が非常に大きかったため、解析に用いた入力加速度は振動台実験で得られた振動台上での応答加速度の 4 割（100gal 程度）として解析を行った。以下に結論を示す。

- ・ 解析結果は実験結果と同様に、透水壁を設置した場合は透水壁の周囲において過剰過剰水圧の消散が早く、地盤の有効応力が回復しやすい結果となった。
- ・ 透水壁は粒子間でのかみ合わせが良く、また過剰間隙水圧が消散しやすいため、透水壁の周囲が液状化していたとしても、透水壁内部では液状化しにくい。
- ・ 透水性材料（破碎瓦）は砂地盤（豊浦砂）に比べ液状化しにくいため、埋戻し材料としての適用は浮上り対策として有効であると考えられる。このことは 6.3 章の振動台実験でも実証されている。

## 8. ジオシンセティックスを用いた地盤の補強効果の検証

### 8.1 実験概要

我が国は全国的に軟弱地盤が多く、特に表層における支持力不足は設計・施工者をよく悩ませる。支持力補強工法としては、「地盤改良」や「良質土への置換え」が今日よく用いられている。しかし、「地盤改良」や「良質土への置換え」は施工費の増大を招き、また施工条件上での制約を受けやすい。特に市街地内の宅地等の場合、セメントを用いること自体が嫌厭されやすく施工費も高い地盤改良を宅地に適用することは困難であり、また良質土への置換えは矢板土留等の仮設構造物の設置が必要なことも多々あるため、実際に適用するのは困難な場合が多い。

そこで、本研究では「ジオシンセティックスを用いた地盤補強方法」に着目した。ジオシンセティックス工法とは、繊維材等からなる補強材を敷設することによる地盤補強工法であり、上載荷重に対して補強材に引張力が作用し、その引張力により地盤に作用する地盤反力度の低減を図るものである。

その特徴を以下に示す。

- ・ 環境への負荷が小さい
- ・ 他工法に比べ、コスト面で有利である
- ・ 工期の短縮化が図れる
- ・ 施工規模、労力の省力化が図れる（施工ヤードや重機等が不要である）

さて、住宅基礎の補強方法として基礎下方に補強材を敷設する工法（ジオクロス工法）が実用化されている。この工法では、敷設した補強材の端部をフックで固定する点が特徴である。同工法は効果があることが実務でも実証されているが、適切な敷設深さや敷設面積等に関して合理的な解釈はされていなかった。

ここで、Fig. 8.1.1 に示すイメージ図を見ても分かるように、支持力増加のため補強材に求められることは、補強材の緊張である。つまりは、補強材が弛んでいる（遊んでいる）うちは補強効果を発揮せず、補強材が緊張して初めて基礎直下の土の側方への流動を抑制する。これが支持力の増大することの源と考えられている。

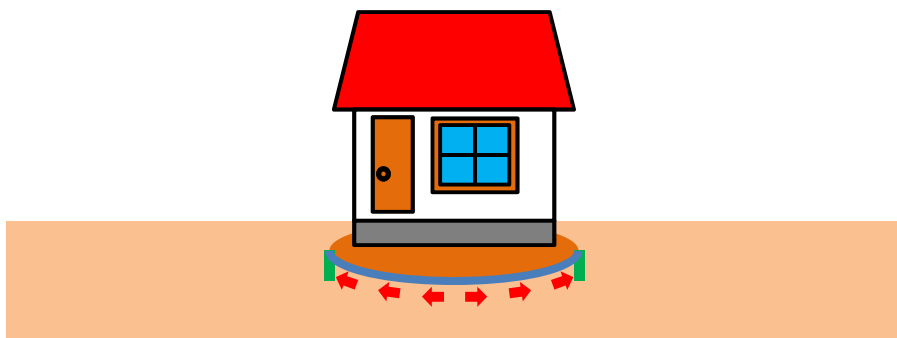


Fig. 8.1.1 ジオシンセティックスのイメージ

しかし、ジオシンセティックスは構造物ではなく、またジオシンセティックスを用いた補強方法は地盤改良などのように直接地盤を固化（強度増加）させるものではないため、その評価が非常に難しいのが現状である。先にも述べたようにジオシンセティックスを用いた補強方法は、補強材が緊張して初めて効果を発揮するがゆえに、その緊張度合いによりその補強効果も変化するため、定量的に支持力の増加分を定義することが困難なことが原因である。

ここで「(社) 社団法人日本道路協会一道路橋示方書 IV 下部構造編」によれば、設計上の支持力公式は式(7.1.1)で表される。式(7.1.1)を見ても明らかなように、現状の設計法では載荷荷重の傾斜や形状寸法、寸法効果、根入れ効果等は加味されているものの、補強材料に関する評価の項目は存在しない。このことは通常的设计法ではジオシンセティックスを用いた補強方法による支持力増加を見込めないことを意味する。

$$q_a = \alpha \cdot \kappa \cdot C \cdot N_c \cdot S_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma + \kappa \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \cdot S_q \quad (8.1.1)$$

- $\kappa$  : 支持層への根入れ効果に対する割り増し係数
- $D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ
- $\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数
- $B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅
- $N_c, N_q, N_\gamma$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
- $S_c, S_q, S_\gamma$  : 支持力係数の寸法効果に対する補正係数

そこで本研究では「ジオシンセティックスを用いた補強効果」について、設計指針への反映の一步となることを目的とし、遠心載荷模型試験装置を用いて 50G の遠心力場における補強材効果の検証を行った。また、遠心模型実験の結果を用いて重力場でのアルミ棒積層体による 2 次元載荷試験を行い、種々の補強パターンによる補強効果について、定性的に効果の検証を行った。



## 8.2 遠心模型実験

### 8.2.1 実験装置

#### 1) 遠心载荷装置

実験は清水建設株式会社（技術研究所）の協力の基に行われた。実験は Fig. 8.2.1 に示す遠心载荷装置を用いて行った。同装置は最大 200G まで遠心加速度を作用させることが可能であり、また、搭載能力は 750kg/100G まで搭載可能である。

本実験は内径  $\phi=0.50\text{m}$ 、深さ  $h=0.50\text{m}$  の剛性の高い円筒模型を用いて、50G 場での遠心力場で行われた。ここで、回転中心軸から模型地盤までの回転半径を  $R=3.30\text{m}$  とすると、回転数を 116.40rpm（角速度  $\omega=12.189\text{ rad/sec}$ ）にすることにより、遠心加速度は  $490.287\text{m/s}^2$  となり、重力加速度  $9.806\text{m/s}^2$  との比は 50.0(50G)となる。

なお、試験に用いた計測機器は加速度計（遠心加速度）、ロードセル（基礎の载荷荷重）、非接触型レーザー変位系（基礎の沈下量）、ベンダーエレメントである。

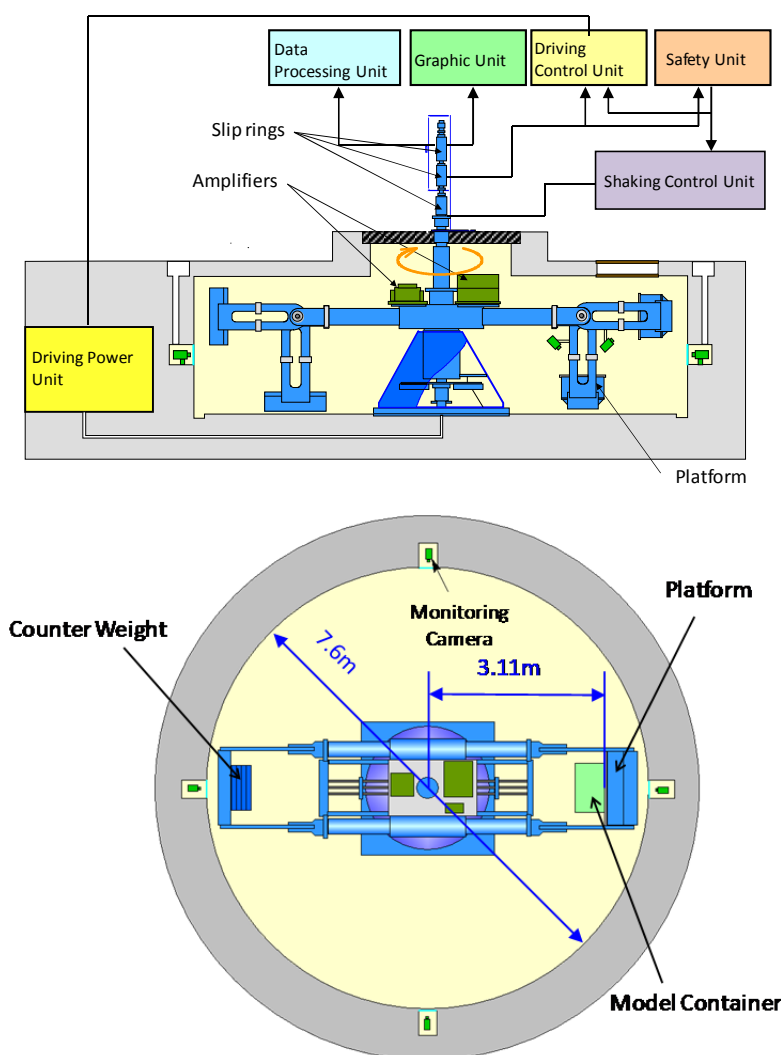


Fig. 8.2.1 実験装置概要

## 2) 载荷装置

载荷装置, 及び基礎模型を Fig. 8.2.2, Fig. 8.2.3 に示す。基礎模型はステンレス板 (100mm×100mm×20mm) とし, 電動ジャッキに設置されているロードセル (許容荷重: 19.6kN) に固定することにより一定の変位速度で载荷を行った。変位速度は 0.5mm/min とした。

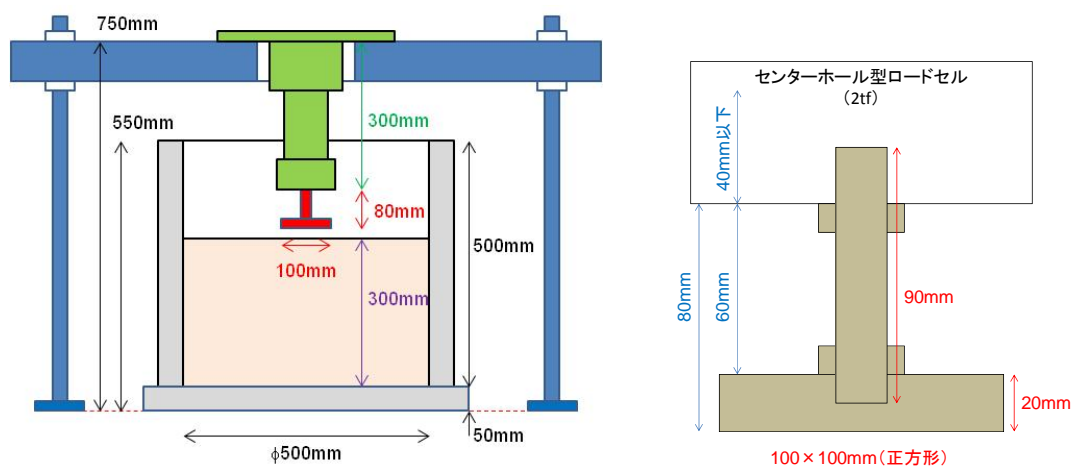


Fig. 8.2.2 载荷装置概要



(a) 载荷試験装置



(b) 補強材

Fig. 8.2.3 基礎模型

### 3) 補強材料

実際に用いられている補強材料を用いて長さ 20cm、幅 5cm の試験片を対象に引張試験を行った。試験結果を Fig. 8.2.4 に示す。ここで、補強材料は繊維方向とその直角方向では引張強度が異なるため、実施工では縦方向と横方向を重ねて用いている。よって、実際に用いられている補強材の引張強度は、補強材の引張強度（合成）＝引張強度（縦）＋引張強度（横）となる。

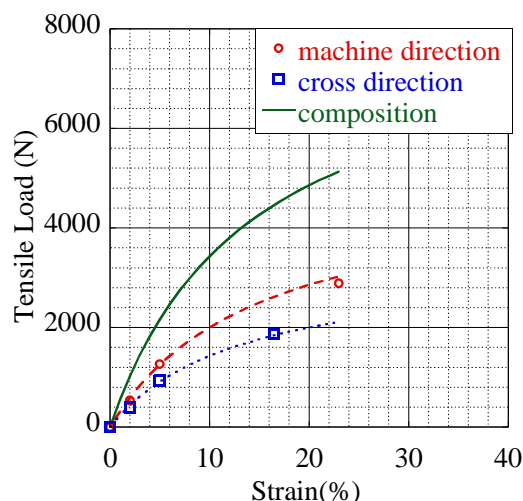


Fig. 8.2.4 補強材引張試験（実物）

また本実験では 50G 場での遠心载荷試験を想定しているため、模型実験と実物で用いている補強材との間に「引張応力～ひずみ」関係を満足させることが望ましい。しかし、実物でさえ薄い補強材の厚みをさらに 1/50 のサイズにすることは困難である。

そこで、本実験では「引張荷重～ひずみ」関係を満足させることとする。ここで Fig. 8.2.4 より、実際の補強材料（試験片：20cm×5cm、厚さは 50t と仮定）において  $\varepsilon=16.5\%$  での引張強度（合成）は  $T=4460\text{N}$  である。これを、縦 2.5m×横 2.5m×厚さ 50t の大きさに換算すると、引張荷重  $T$  と応力  $\sigma$  は以下ようになる。

$$T = 4460\text{N} \times (2500\text{mm}/50\text{mm}) = 223,000 \quad [\text{N}] \quad (8.2.1)$$

$$\sigma = 223,000\text{N} / (2500\text{mm} \times 50\text{t}) = 1,784/t \quad [\text{N}/\text{mm}^2] \quad (8.2.2)$$

また、式(7.2.2)より、実物大スケール：縦 2.5m×横 2.5m×厚さ 50t の補強材を、縮尺 1/50 の模型スケール：縦 0.05m×横 0.05m×厚さ  $t$  に換算すると、引張荷重は以下のようになる。

$$T = 1,784/t \times (0.05 \times t) = 89.2 \quad [\text{N}] \quad (8.2.3)$$

したがって、Fig. 8.2.4 に示す試験片（20cm×5cm）での引張強度と式(7.2.3)に示す模型スケールでの補強材の引張強度比は、 $4460/89.2=50$  となる。この考え方に基づき、遠心模型実験に用いる補強材の引張強度は Fig. 8.2.4 に示す試験片の引張強度（合成）の  $1/50$  程度とする。

以上の仮定を基に、Fig. 8.2.5 にナイロンメッシュ No.508 の引張試験結果を示す。試験結果より、5%ひずみ程度までは理想値と良い対応関係を示していると言える。

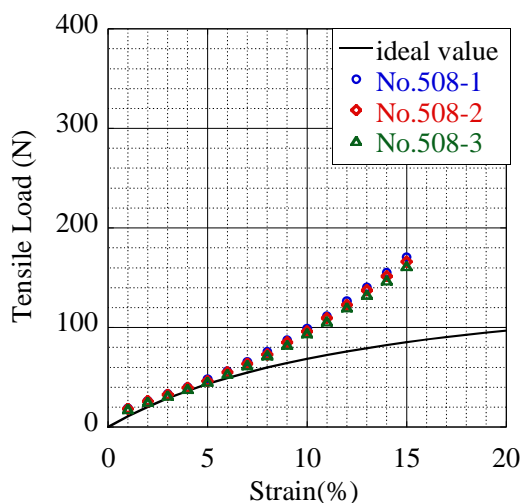


Fig. 8.2.5 補強材引張試験（模型試験）

ナイロンメッシュ No.508 の規格値は以下に示す。

- ・ メッシュ数 508 本/inch
- ・ オープニング(OP)  $20\mu\text{m}$
- ・ オープニングエリア 16%
- ・ 線径(D)  $30\mu\text{m}$
- ・ 厚さ(T)  $60\mu\text{m}$

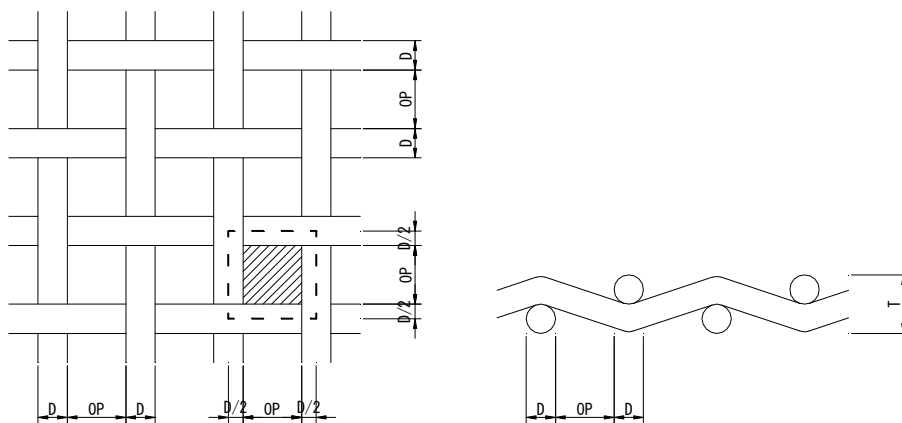


Fig. 8.2.6 ナイロンメッシュ寸法

## 8.2.2 実験条件

### 1) 実験ケース

実験は遠心加速度 50G 場における静的載荷実験とした。Table. 8.2.1 に模型寸法の概略を示す。

Table. 8.2.1 模型寸法と相似則

	実物大 (Full scale)	遠心模型実験 (Centrifuge)
加速度	1G	50G
基礎寸法	$B \times L = 5.00\text{m} \times 5.00\text{m}$	$B \times L = 0.1\text{m} \times 0.1\text{m}$
基礎の設置面積	$A = 25\text{m}^2$	$A = 0.01\text{m}^2$
補強材寸法	$1.2B \times 1.2L = 6.00\text{m} \times 6.00\text{m}$	$1.2B \times 1.2L = 0.12\text{m} \times 0.12\text{m}$
	$1.5B \times 1.5L = 7.50\text{m} \times 7.50\text{m}$	$1.5B \times 1.5L = 0.15\text{m} \times 0.15\text{m}$
補強材設置深度	$D = 0.1B = 0.5\text{m}$	$D = 0.1B = 0.01\text{m}$

補強材には前述したナイロンメッシュ No.508 を用いて Fig. 8.2.7 に示す補強材を作成した。ここで、補強材表面摩擦による影響を排除するため、補強材表面には土層と同じ豊浦標準砂をスプレーのりで塗布し、土と同等の摩擦係数とした。

補強材幅  $L$  は基礎幅 ( $B=10\text{cm}$ ) に対し  $L/B=1.2$  ( $12\text{cm} \times 12\text{cm}$ )、或いは  $L/B=1.5$  ( $15\text{cm} \times 15\text{cm}$ ) の 2 種類とし、補強材緊張力を保持することを目的に端部にアルミニウム板 ( $h_e=10\text{mm}$ ,  $t_e=2\text{mm}$ ) を設置した場合と、補強材端部を設置せずに補強材のみを敷設した場合について試験を行い、端部を地盤に固定したことによる影響について検証した。さらに、補強材幅  $L/B=1.2$  のみ、補強材表面に豊浦標準砂を塗布しない、摩擦係数の小さい補強材も用いた。Table. 8.2.2 に実験ケースを示す。

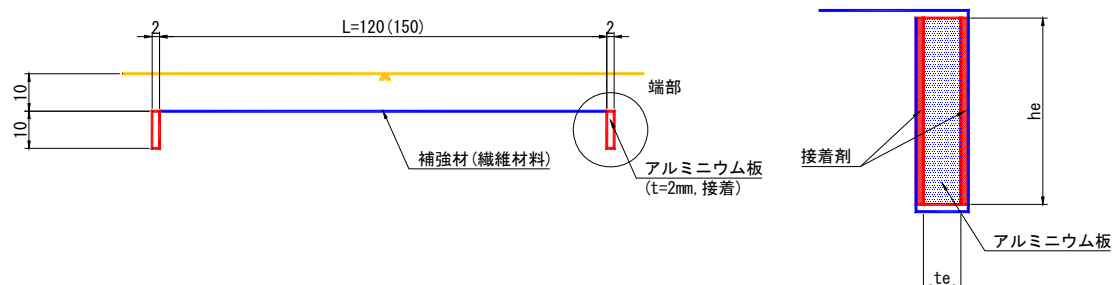


Fig. 8.2.7 補強材寸法

Table. 8.2.2 実験ケース (3次元遠心場模型試験)

実験ケース	補強材寸法	補強材端部	表面摩擦
Case 0	—	—	—
Case 1.2Fix	120mm×120mm	○	○
Case 1.2Free		×	
Case 1.2Fix-Low		○	×
Case 1.5Fix	150mm×150mm	○	○
Case 1.5Free		×	

## 2) 土層の作成方法

地盤の作成には乾燥状態の豊浦標準砂を用いた。土層作成方法を Fig. 8.2.8 に示す。まず、所定の高さ ( $H_1=0.10\text{m}$ ) まで漏斗を用いた空中落下方式にて土層を作成する。ここで、漏斗先端にはコックが設けてあり、砂の落下高さや落下量を自由にコントロールすることが可能であり、土層端部～中心部にかけて、層厚に関係なく均一な土層を作成することが可能である。土層高さが所定の高さに達したら、地盤密度を測定するためのベンダーエレメントを設置する。ベンダーエレメントの設置が終了したら、Step 2 として補強材設置深さまで引続き土層を作成する。補強材の設置は土層に圧力を与えないように、端部のアルミ板を地盤に刺すように、ゆっくりと丁寧に補強材を整地した。補強材の設置が完了したら、Step 3 として最後まで土層を作成し、遠心載荷装置のプラットホームに実験土層を固定する。この時、地盤重量を計測しておき、相対密度を計算により求め、地盤の精度を確認する。

作成した地盤の平均相対密度は  $D_r=54.1\%$  (標準偏差  $\sigma=2.8\%$ )、平均単位体積重量は  $\gamma=14.56\text{kN/m}^3$  (標準偏差  $\sigma=0.09\text{kN/m}^3$ ) であった。

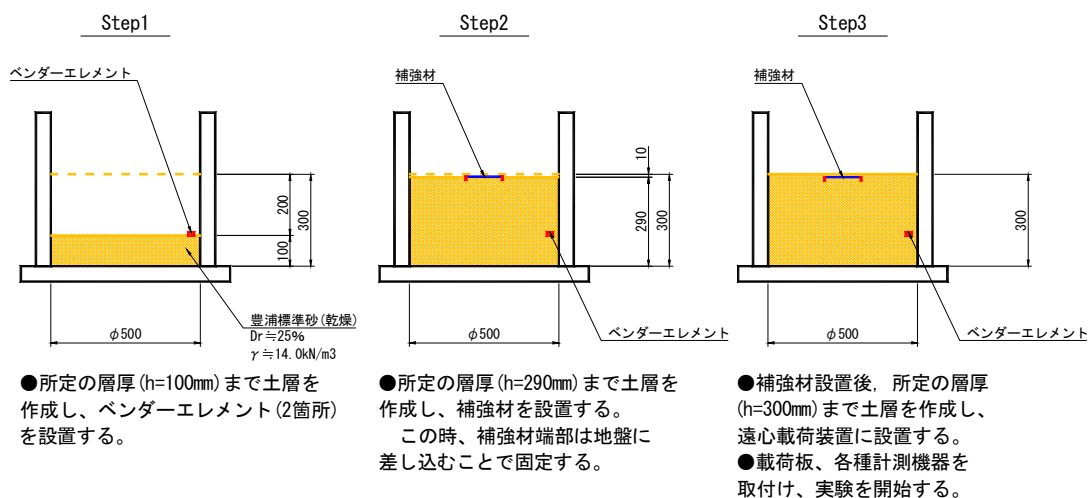


Fig. 8.2.8 土層作成方法

### 8.2.3 実験結果

Fig. 8.2.9 に実験結果を示す。ここで支持力  $p$  は鉛直力  $P_V$  を基礎面積  $A_F$  (幅  $B \times$  奥行  $L$ ) で除した値であり、支持剛性は鉛直力  $P$  の増分を沈下量  $S$  の増分で除した値である。

Fig. 8.2.9(a)より、端部を固定した Case 1.2Fix, 及び Case 1.5Fix については沈下量に応じて無補強に比べ支持力が増加する傾向にある。これは、沈下に伴い補強材に緊張力が発生したためだと考え、また、 $L/B=1.2$  の結果と  $L/B=1.5$  の結果がほぼ同一であることから、 $L/B=1.2$  程度で十分効果を発揮すると考えられる。

一方で、端部を固定しない Case 1.2Free, Case 1.5Free, 及び端部は固定するものの表面摩擦を期待しない Case 1.2Fix-Low においては、無補強の Case 0 とほぼ同じ挙動を示しており、改良効果が発揮できなかった。

Fig. 8.2.9(b)より、この結果からも端部を固定した場合のみ沈下初期から高い剛性を有しており、端部を固定しない場合、また表面摩擦の無い場合については無補強の場合とほぼ同等であり、効果はあまりなかったと言える。

以上の結果より、ジオシンセティックスによる補強材効果は、補強材の緊張力を保つことが非常に重要であり、狭い補強材の設置面積で補強材の緊張力を保つためには端部を固定する必要があると考えられる。

効果的な端部の固定方法については、次章以降に示す重量場でのアルミ棒積層体実験を参考されたい。

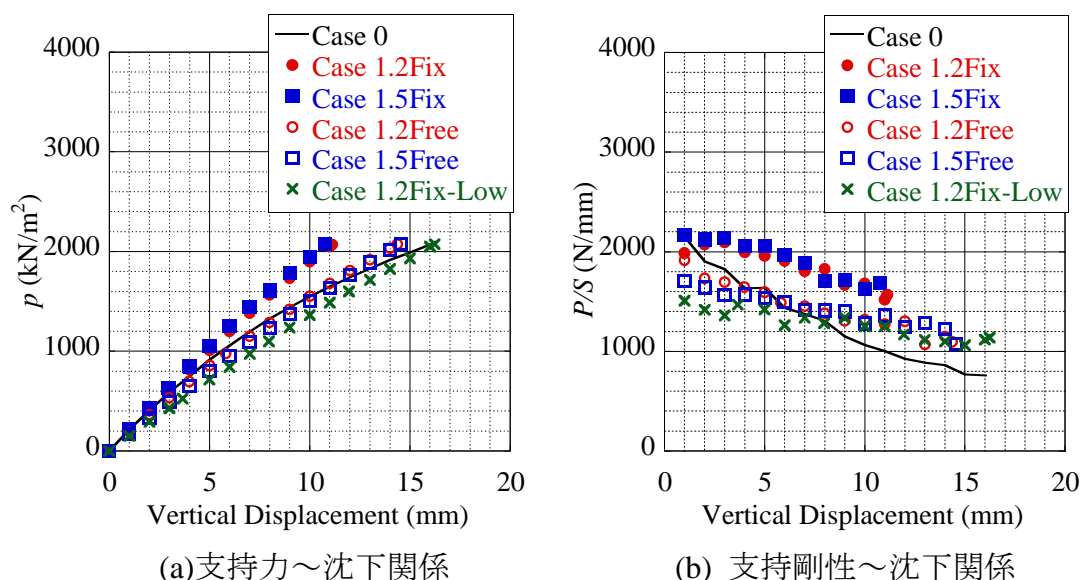


Fig. 8.2.9 実験結果 (3次元遠心場模型試験)



### 8.3 重力場でのアルミ棒積層体実験

#### 8.3.1 実験装置

##### 1) 2次元モデル試験機

Fig. 8.3.1 にモデル試験機の概要図を示す。アルミ棒積層体のモデル土層は幅 100cm, 奥行き 5cm であり, 土層高さは任意に設定できるが, 通常の試験では  $H=50\text{cm}$  程度としている。

縮尺は実地盤の 1/100 程度のスケールを想定し各種小型模型を用いて重力場における実験を実施している。このようなタイプの模型実験機は縮尺が小さいことが危惧されるが, 土層内に積み上げられたアルミ棒土層は自立していることから, 任意の変位, 或いは載荷状態ごとに試験を中断, 撮影が可能であるため, 粒子の動きをトレースしやすい特徴を持っており, 解析の妥当性を検証するには十分な性能を発揮する。また, 地盤底面や側面の変位固定境界については, 作用土圧が大きく変化しても一定の境界条件を保持するために, 十分な剛性を確保する仕様とした。

一定の変位速度での載荷を可能にするため, 載荷装置はモーターを用いて強制変位を与え, 先端部に取り付けたロードセルにより荷重を計測している。このとき, 基礎両端に鉛直に取り付けた変位計により鉛直変位および回転角を計測する。また, 載荷中に基礎が自由に水平方向へ移動可能にするため, ロードセルと載荷装置の接合部にはスライダーを設けている。

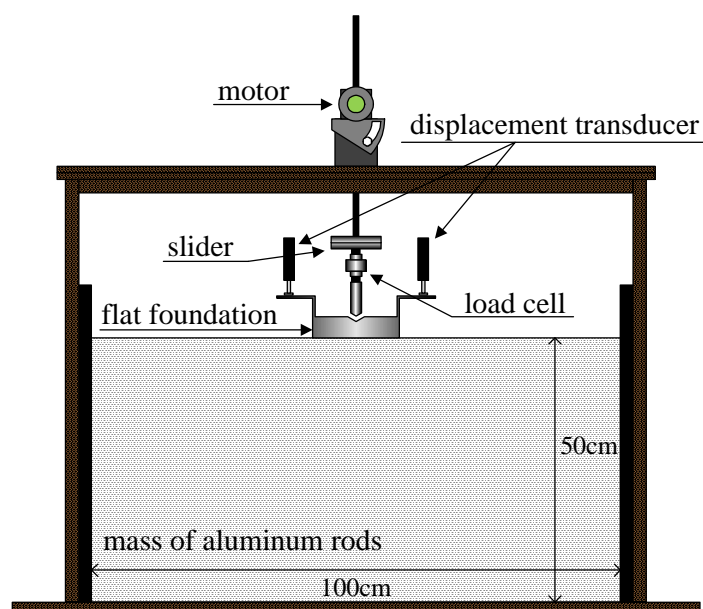


Fig. 8.3.1 2次元モデル試験機

## 2) 模型構造物

2次元モデル試験で用いた直接基礎を Fig. 8.3.2 に示す。模型基礎はアルミニウム製で、幅  $B=12\text{cm}$ 、高さ  $H=3\text{cm}$ 、奥行き  $L=5\text{cm}$  である。ここでアルミニウム基礎の底面は摩擦係数が小さいため、実際のコンクリート基礎と同様に一定以上の摩擦係数を確保することを目的に、基礎底面に#150 のサンドペーパーを張り付けている。また、載荷位置には、角度が  $120$  度の溝を設けることにより、ロッドの先端を中心に基礎の平面的な回転を可能としている。

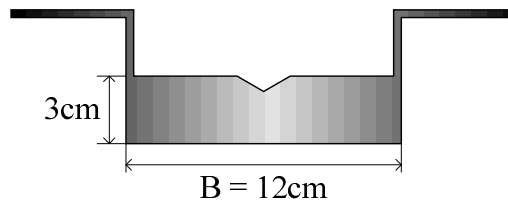


Fig. 8.3.2 直接基礎（模型）

## 3) モデル試験の計測方法

基礎に作用する鉛直荷重  $P_V$  は載荷ロッドに取り付けられたロードセルにより計測を行い、基礎底面積を用いて地盤の支持力  $q_v = V/A$  を得る。実験結果の評価はこの支持力 ( $\text{N/mm}^2$ ,  $\text{kN/m}^2$ ) を地盤の単位体積重量  $\gamma$  と基礎幅  $B$  により無次元化した支持力係数に相当する荷重係数  $2q_v / \gamma B$  (無次元量) を用いて行う。ここで Fig. 8.3.3 に示すように基礎の沈下量  $dv$  や回転角  $\theta$  は基礎左右に設置された変位計 ( $dl, dr$ )、またスライダーに取り付けられた水平変位計 ( $dh$ ) より算出し、下式により求められる。

$$\tan \theta = \frac{dr - dl}{L} \quad (8.3.1)$$

$$dv = \frac{(L/2 + dh)dr + (L/2 + dh)dl}{L} \quad (8.3.2)$$

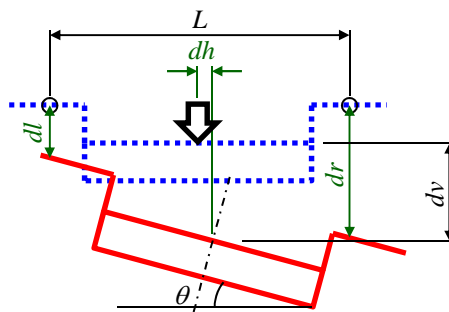


Fig. 8.3.3 基礎の沈下量と回転角

#### 4) 補強材料

補強材には、7.2 章で示した遠心載荷試験と同様に、引張り剛性はあるものの、曲げ剛性のほとんどないトレーシングペーパー( $40\text{g/m}^2$ )を用いる。しかしトレーシングペーパーの表面摩擦はほとんど期待できないため、実際のジオシンセティックス材料の摩擦効果を再現するために、トレーシングペーパー表裏両面に直径  $1.6\text{mm}$  のアルミ棒を  $1\text{cm}$  間隔で貼り付けることによって、約  $20^\circ$  の摩擦を考慮している。

補強材の幅  $L$  (トレーシングペーパーの幅) は実験の目的ごとに任意に設定し、奥行きはアルミ棒積層体と同じ  $B_G=5\text{cm}$  とする。また、補強材端部の固定方法は厚さ  $t_e=2\text{mm}$ 、奥行  $B=5\text{cm}$  (補強材と同等)、高さ  $h_e=1\text{cm}$ ,  $1.5\text{cm}$  の 2 種類のアルミニウム板を用いて行った。Fig. 8.3.4 に補強材を示す。

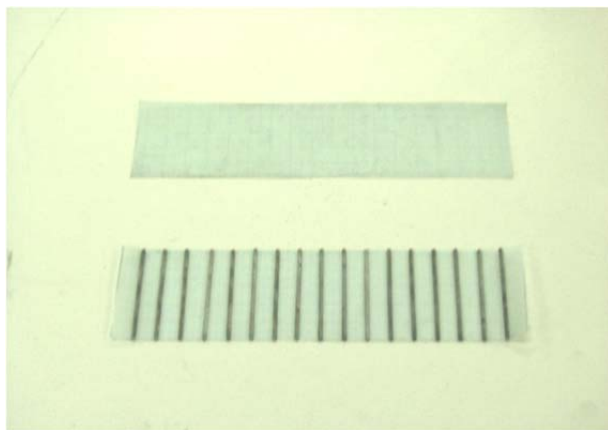


Fig. 8.3.4 ジオシンセティックス補強材 (模型)

### 8.3.2 実験条件

#### 1) 実験ケース

実験は遠心模型実験で有用性が確認された「摩擦有り＋端部固定」において、補強効率の有利だった  $L/B=1.2$  の条件で行った。Table. 8.3.1 に実験ケースを示す。

実験は無補強である Case 0, 端部固定材料に高さ  $H_G=10\text{mm}$  の材料を用いた Case 10, 厚さや奥行は Case 10 と同様で高さのみを  $H_G=15\text{mm}$  とした Case 15 とした。ここで各ケースにおいて、「D」や「UD」は端部の向きを示し、「0.05～0.40」は設置深度比 ( $D/B$  : 設置深度  $D$  を基礎幅  $B$  で除したもの) を表す。

Table. 8.3.1 実験ケース (2次元重力場模型試験)

実験ケース	補強材寸法	補強材深度	補強材端部高さ	補強材端部方向
Case 0	—	—	—	—
Case 10-D-0.10	144mm×5mm ( $L/B=1.2$ )	12mm( $D/B=0.10$ )	10mm	下 10mm
Case 10-UD-0.10		12mm( $D/B=0.10$ )		上 5mm 下 5mm
Case 15-UD-0.05		6mm( $D/B=0.05$ )	15mm	上 5mm 下 10mm
Case 15-UD-0.10		12mm( $D/B=0.10$ )		
Case 15-UD-0.20		24mm( $D/B=0.20$ )		
Case 15-UD-0.40		48mm( $D/B=0.40$ )		

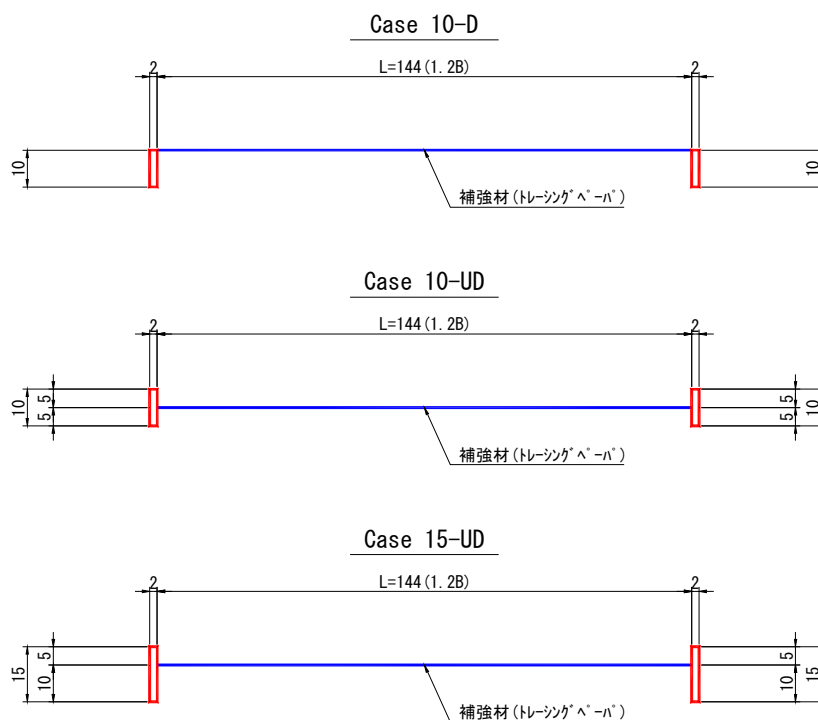


Fig. 8.3.5 補強材端部 (模型)

## 2) 地盤材料

地盤材料にはアルミ棒積層体を用いる。アルミ棒積層体は、長さ 50.0mm、直径 1.6mm と 3.0mm の 2 種類のアルミ棒を、重量比 3 : 2 で混合したものを積み上げたものである。地盤の特性としては、粘着力  $c$  が非常に小さく、単位体積重量が  $\gamma = 20.4 \text{ kN/m}^3$  の中密な砂に近い応力ひずみ特性を示す。アルミ棒積層体を用いる利点は以下に示すようなことが挙げられる。

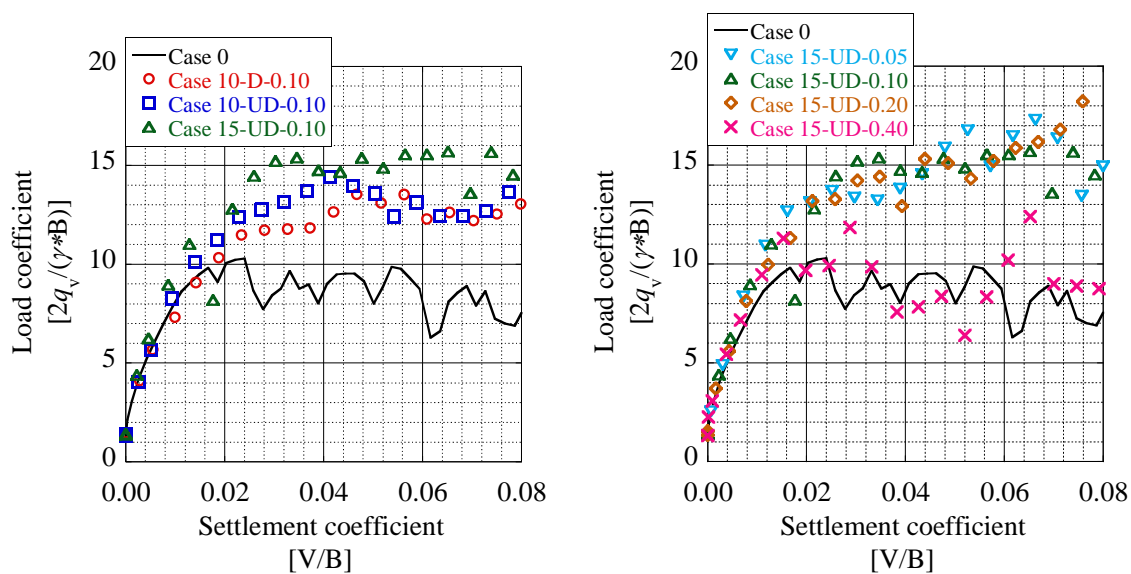
- ① 積層体は前後側面を壁体で支えることなく自立するため、試料と壁面間の摩擦が皆無である。
- ② 側方からアルミ棒を容易に写真撮影できるため、PIV 法など画像解析手法を利用した地盤内の変位・変形挙動の観察が可能である。
- ③ 前述の混合比（重量比 3 : 2）の積層体は、粒径加積曲線が豊浦砂のそれと相似粒度に近い。
- ④ アルミ棒積層体はマスとしては中密な砂に似た強度・変形特性を呈するため、一般的な土の 2 次元モデルとみなすことができる。
- ⑤ 繰返し実験を行っても粒度特性が変化しない（破碎や細粒分の飛散がない）ため、実験の再現性が高い。

### 8.3.3 実験結果

Fig. 8.3.6 に実験結果を示す。ここで(a)図は端部補強方法の比較であり、(b)図は Case15 における補強材の設置深度における比較である。縦軸は荷重係数(支持力係数)、横軸は沈下係数(沈下量を基礎幅で除した値)を示す。また、Fig. 8.3.7 に  $D/B=0.05$  の時における Case 10-D-0.10, 及び Case 15-D-0.10 の沈下状況を示す。

端部補強方法を比較した(a)図に着目すると、全補強ケースで  $V/B$  が 0.02 以上から荷重係数が Case 0 を大きく上回り補強効果が確認できた。これは Fig. 8.2.9 に示す遠心模型実験と同様の傾向であり、沈下により補強材が緊張し、その効果を発揮することを意味する。また、Case 10-D-0.10 と Case 10-UD-0.10 において、端部固定方法による明確な差(支持力係数)は認められないが、Case 15 においては Case 10 より支持力係数が高い結果となっている。つまり  $\text{Case 10-D-0.10} < \text{Case 15-UD-0.10}$  となっており、補強材の端部は下側のみではなく、上側にも突き出した構造が有利であると言える。つまり、緊張効果を効果的に得るためには、補強材(ジオシンセティックス材料)をしっかりと地盤に固定する必要がある、そのためには下側だけでなく上側にも固定部を延長し、「補強材端部の固定部が沈下とともに外側へ開こうとするのを防ぐ機構」にしたほうが端部で固定に有利となり、高い緊張効果を発揮し効果を得ることが可能だと考えられる。

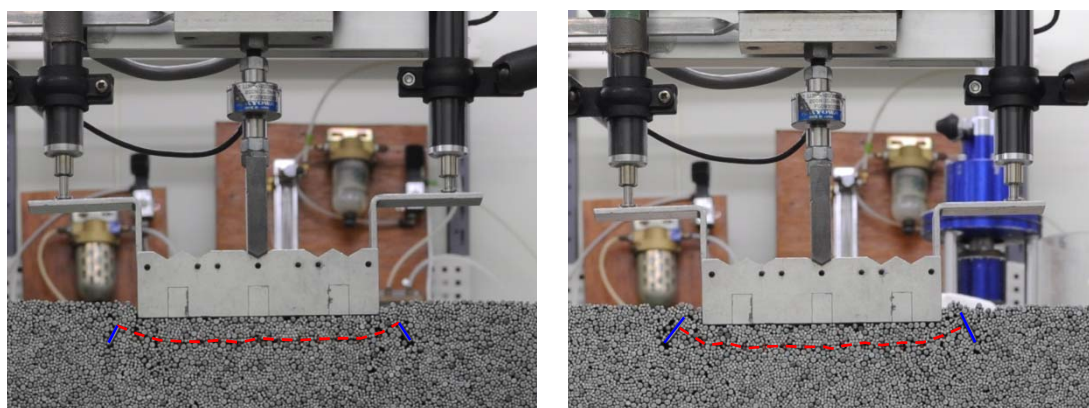
次に Fig. 8.3.6(a)図から最も効果的であると考えられる Case 15-UD において、補強材設置深度を比較した Fig. 8.3.6 (b)図に着目すると、設置深度比が  $D/B < 0.20$  以下で補強効果がほぼ一定となる。すなわち、ある程度の深さがあれば、その効果に大きな差はない結果となった。ただし、最も設置深度比が大きい  $D/B > 0.40$  では無補強とほぼ同様の結果となった。これより、補強材の設置深度はある基礎により締固め効果が得られるある程度浅い深度のほうがその効果を発揮しやすく、また浅い深度での補強材設置は施工費の減少にもつながることから、その費用対効果もより高くなると考えられる。



(a)補強材端部の比較

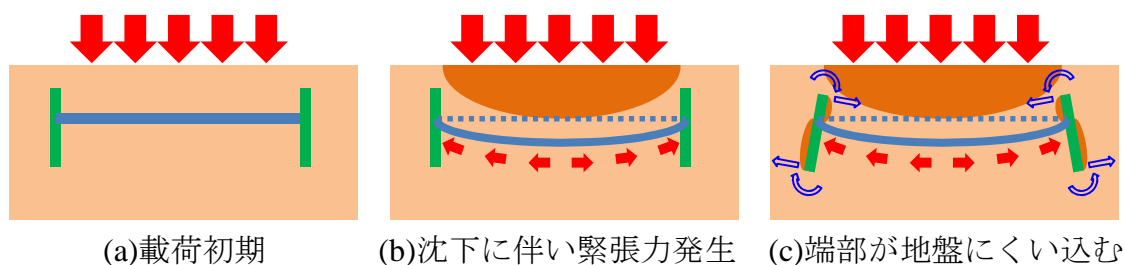
(b)補強材深度の比較

Fig. 8.3.6 実験結果 (2次元重力場模型試験)



(a)Case 10-D-0.10 (上側無し)

(b) Case 15-UD-0.10 (上側有り)

Fig. 8.3.7 補強材端部変位状況( $D/B=0.05$ )

(a)载荷初期

(b)沈下に伴い緊張力発生

(c)端部が地盤に食い込む

Fig. 8.3.8 補強効果 (イメージ)



## 8.4 まとめ

本章では遠心模型試験，及び重力場でのアルミ棒積層体実験により，ジオシンセティックスを用いた支持力についての検証を行った。先行して行われた遠心模型試験により，端部固定の無い補強材ではあまり補強効果が発揮されず，また端部固定がある場合でも表面摩擦の無い補強材においては補強効果が得られなかった。

そして，遠心模型実験の結果をもとに，重力場でのアルミ棒積層体実験により種々の端部固定方法の検証を行った。Table. 8.4.1, Fig. 8.4.1, Fig. 8.4.2 に残留強度を示す。また，以下にジオシンセティックスを用いた補強効果の結論を示す。

- ・ 端部固定方法は下側のみに突き刺した構造ではなく，上側にも突き出したほうが補強材の緊張を維持しやすく，またその補強効果を得やすい。
- ・ 補強材の設置深度はある程度の深度があればその効果に大きな差はないが，補強材設置深度が  $D/B > 0.20$  以上では補強効果が得られにくい。

Table. 8.4.1 残留強度

実験ケース		残留支持力	残留支持力比
A	Case 0	8.41	1.00
B	Case 10-D-0.10	12.87	1.53
C	Case 10-UD-0.10	13.23	1.57
D	Case 15-UD-0.05	15.63	1.86
E	Case 15-UD-0.10	14.96	1.78
F	Case 15-UD-0.20	15.77	1.87
G	Case 15-UD-0.40	8.90	1.06

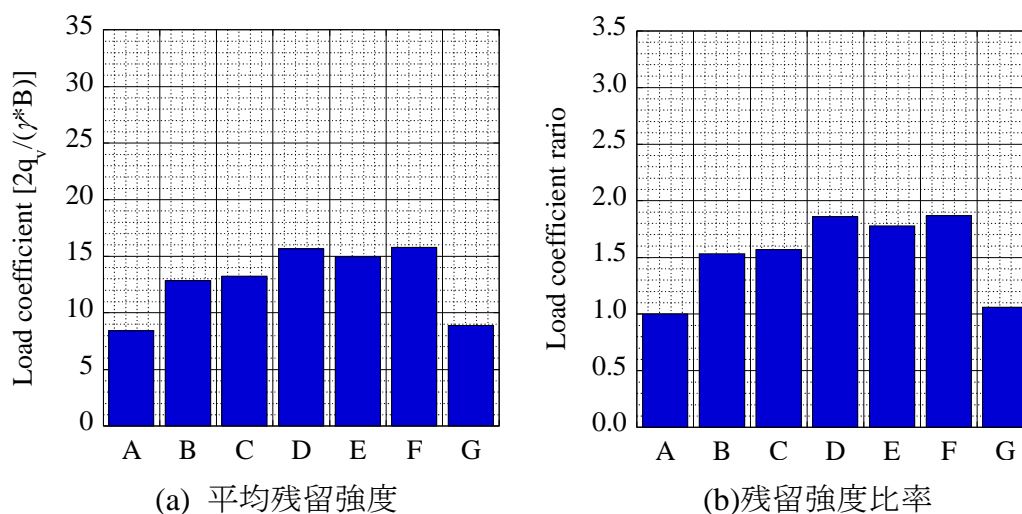


Fig. 8.4.1 残留強度の比較

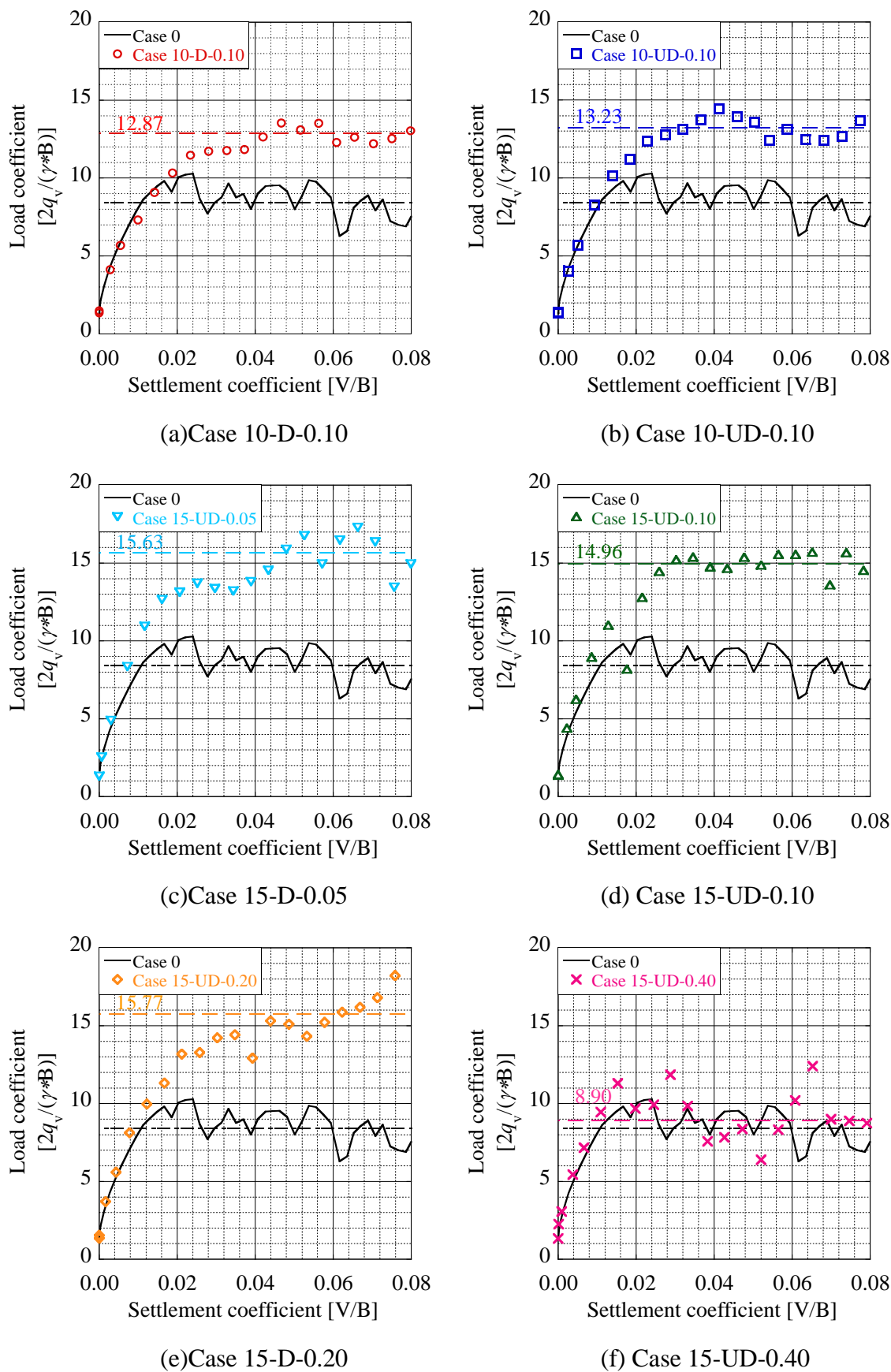


Fig. 8.4.2 残留強度

## 9. 結論と今後の展望

### 9.1 結論

現在の技術力では地震を完全に予知したり地震による被害を完全に防いだりすることは非常に困難であるが、被害を減少させたり早期に復旧したりすることは可能であり、本論文は特に地震における被害に対し防災や減災を目標としている。

#### ◆ 第2章～第4章：杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証

- ・ 実験結果，解析結果より，改良体下端部で曲げモーメントが大きくなる傾向にあるが，改良体より上部においては曲げモーメント，及び軸力を低減可能である。
- ・ 実験結果，解析結果より，1点集中改良型であるブロック状改良よりも，薄層広範囲改良型である多段式改良のほうが改良効果は高く，ある程度改良体間隔が大きいほど補強効果が高い。
- ・ 解析結果より，全ての改良ケースにおいて，改良体下端部においては発生する曲げモーメントが無補強の場合と同程度かそれ以上となる傾向にあるが，杭全体での最大曲げモーメントを最大で60%程度まで減少させることに成功した。

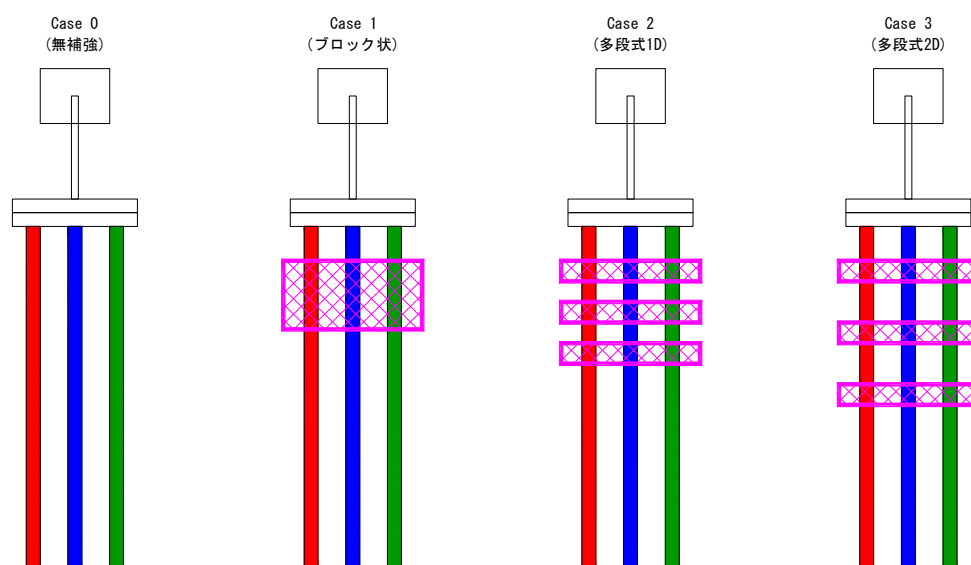


Fig. 9.1.1 杭基礎構造物の耐震補強

◆ 第5章：被災事例を基にした再液状化現象の再現解析

- 本震により過剰間隙水圧が上昇し、異方性が発達した状態、また過剰間隙水圧が消散しきっていない地盤が不健全な状態では、例え小さくともその後の余震により液状化被害は大きく拡大する。また、余震はその後の沈下量にも大きく影響するため、余震は被害にとって大きなファクターである。
- 粘性土層がある場合、加振により粘性土層内で長期にわたり過剰間隙水圧が溜まるため、周辺地盤への水圧の供給はもとより、その後長期にわたり圧密沈下を引き起こす原因となる。また、粘性土層より下部地盤の過剰間隙水圧の消散を抑制し、液状化被害の拡大を促す可能性もあることから、粘性土層は地震による被害を拡大させる可能性がある。
- 砂地盤を対象に地下水位を低下させる場合、液状化範囲の減少や、液状化後における沈下量の減少が可能である。しかし、粘性土地盤に対しては、粘性土自体の透水係数が低いため、地下水低下による対策効果が発揮されにくい。

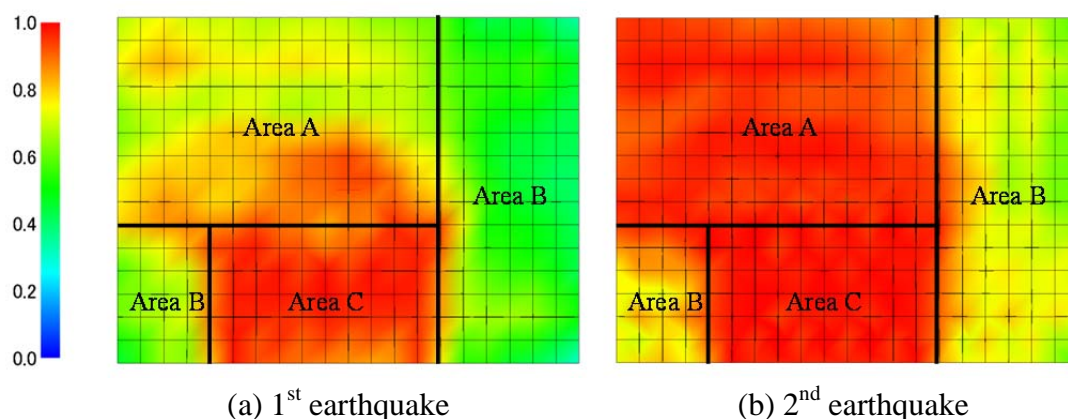


Fig. 9.1.2 過剰間隙水圧比分布 (3次元解析, GL-6.00m)

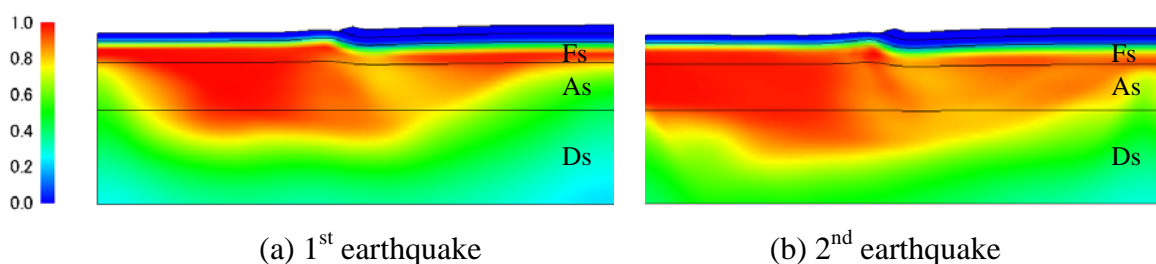


Fig. 9.1.3 過剰間隙水圧比分布 (2次元解析, 中間層: 砂質土)

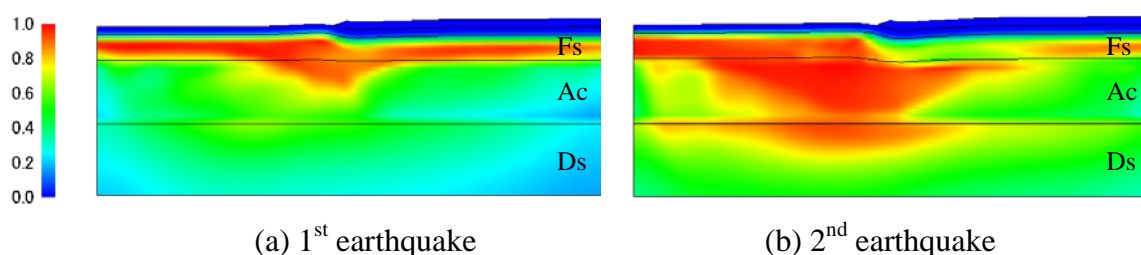


Fig. 9.1.4 過剰間隙水圧比分布 (2次元解析, 中間層: 粘性土)

◆ 第6章～第7章：排水性材料による液状化対策の検証

- ・ 実験結果，解析結果より，透水壁を設置した場合は透水壁の周囲において過剰間隙水圧の消散が早く，地盤の有効応力が回復しやすい。
- ・ 透水性材料（破碎瓦）は粒子間でのかみ合わせが良く，また透水係数が高く過剰間隙水圧が消散しやすいため，透水壁の周囲が液状化していたとしても，透水性材料内部では液状化しにくい。
- ・ 実験結果より，埋設物（マンホール）周辺を透水性材料（破碎瓦）で埋め戻した場合，その浮上り量は未対策の 1/3 程度であり，明確に減災効果を確認できた。また，余震において浮上りこそは認められるものの埋設物に傾斜等は認められず，本震，及び余震においても透水性材料による埋戻しは効果的であると言える。
- ・ 解析結果より，透水性材料は砂地盤に比べ液状化しにくいため，埋戻し材料としての適用は浮上り対策として有効であると考えられる。このことは上述した振動台実験でも実証されている。



(a) 加振 2 回目



(b) 加振 1 回目

Fig. 9.1.5 埋設物の浮上り対策

◆ 第8章：ジオシンセティックスを用いた地盤の補強効果の検証

- ・ 遠心模型実験，及び重力場でのアルミ棒積層体実験により，端部固定の無い補強材では支持力に対しあまり補強効果が発揮されず，また端部固定がある場合でも表面摩擦の無い補強材においては補強効果が得られない。
- ・ 端部固定方法は下側のみに突き刺した構造ではなく，上側にも突き出したほうが補強材の緊張を維持しやすく，またその補強効果を得やすい。
- ・ 補強材の設置深度はある程度の深度があればその効果に大きな差はないが，補強材設置深度が  $D/B > 0.20$  以上では補強効果が得られにくい。



## 9.2 今後の展望

本論文は自身の中で防災研究としてのスタートであり、決して満足しきるものでもなく、研究対象として終わりを迎える分野でもない。本当の意味で防災、減災にたどり着いたときに防災研究はめでたく研究対象としての役目を終えるであろう。以下に自身の中で始まったばかりの本研究テーマの展望を述べる。

また兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震に代表される大震災では非常に多くの犠牲が発生してしまったが、犠牲をただの犠牲で終わらせずに次世代への防災・減災への第1歩とし、これからも経験から得られる学問「工学」の名に恥じぬよう防災・減災研究を行っていく所存である。

### ◆ 杭基礎構造物を対象とした耐震補強の検証

本論文には間に合わなかったが、飽和状態の地盤を対象とした振動台実験は既に着手されており、研究成果も乾燥砂と同様に補強効果が明確に表れている。飽和地盤では地震による慣性力に加え周辺地盤の液状化も生じるため、排水工法との併用やアンカー等に代表される緊張性材料等をも視野に入れ、構造物被害の減少に尽力したい。また、砂地盤のみならず粘性土地盤への適用も視野に入れ、オールマイティな補強方法の確立していきたい。

### ◆ 地震による被害予測

実現象の再現解析により、粘性土地盤は多層への水圧供給や有効応力回復の阻害、また圧密沈下にも多大なる影響を与えることが判明した。よって、今後は液状化が危惧されている“緩い砂地盤”のみではなく、今まであまり問題視されていなかった“ある程度細粒分を含んだ地盤”も対象にし、地震の実被害全般を包括する形で被害予測やその対策等を検証、提案していきたい。

### ◆ 液状化対策

過剰間隙水圧を発生させない、あるいは過剰間隙水圧が発生したとしても早期に消散させることが可能であるにもかかわらず、今まであまりその有効性が評価されてこなかった排水工法について、その効果の再評価に関する研究を進めていきたい。排水工法は盛土や港湾施設など大規模な範囲のみならず、個人住宅等などの小規模な範囲にまで幅広く比較的安価で適用可能であり、防災分野では非常に重要な存在であると考えている。また、すでに液状化対策として確立されている「格子状改良（せん断変形抑制）」にセメント改良土ではなくせん断剛性の高いレキ材などの排水性材料を適用し、せん断変形を抑えつつ格子内部での過剰間隙水圧を低下させることが可能な安価で効果的な液状化対策を提案していきたい。

## 参考文献

## REFERENCES

- Adachi, T., and Oka, F. (1982): Constitutive equation for normally consolidated clays based on elasto/viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, 57-70.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1998): Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98*, 232-242.
- Bao, X., Morikawa, Y., Kondo, Y., Nakamura, K. and Zhang, F. (2012): Shaking table test on reinforcement effect of partial ground improvement for group-pile foundation and its numerical simulation, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.6 (in printing).
- Bao, X., Morikawa, Y., Maeda, K., Imase, T., and Zhang, F. (2012): Liquefaction analysis considering re-liquefaction due to aftershock in the 2011 Great East Japan Earthquake, *Proc. of JS-Seoul 2012, International Joint Symposium on Urban Geotechnics for Sustainable Development*, CD-ROM (In printing).
- Bao, X. (2012): Modeling of water-air-soil three-phase material and its application to geotechnical disaster including liquefaction, *Doctoral Dissertation*, Nagoya Institute of Technology.
- Hashiguchi, K. and Ueno, M. (1977): Elastoplastic constitutive laws of granular material, *Constitutive Equations of Soils*, *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses. 9*, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, 73-82.
- Jin, Y. (2009): Unified modeling of sand under different conditions and its application to numerical simulation of boundary value problems, *Doctoral Dissertation*, Nagoya Institute of Technology.
- Morikawa, Y., Bao, X., Zhang, F., Sakaguchi, H., and Taira, A. (2012): Mechanism of liquefaction in repeated earthquake vibration, *Proc. Of 5th China-Japan Geotechnical Symposium*, CD-ROM (In printing).
- Morikawa, Y., Bao, X., Zhang, F., Taira, A., and Sakaguchi, H. (2012): Explanation of liquefaction due to repeated earthquake vibration using 3D FEM analysis, *Proc. of IWS-Takayama 2012, 6th International Workshop on New Frontiers in Computational Geotechnics*, CD-ROM (In printing).
- Nakai, T., and Mihara, Y. (1984): A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.2, 82-94.
- Nakai, T., and Matsuoka, H. (1986): A generalized elastoplastic constitutive model for clay in a three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, 81-89.



- Nakai, T. (1989): An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol.29, No.1, 119-137.
- Nakai, T., Fujii, J. and Taki, H. (1989): Kinematic extension of an isotropic hardening model for sand, *Proceeding on 3<sup>rd</sup> International Symposium on Numerical Method in Geomechanics*, Niagara Falls, 36-56
- Nakai, T., and Hinokio, M. (2004): A simple elastoplastic model for normally and overconsolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol.44, No.2, 53-70.
- Nakai, T., Shahin, H. M., Kikumoto, M., Kyokawa, H., Zhang, F. and Farias, M.M. (2011): A simple and unified three-dimensional model to describe various characteristics of soils, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.6, 1149-1168.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-Clay Model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, 771-790.
- Oka, F. (1992): A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proceedings of Fourth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, 105-114.
- Oka, F., Yashima, A., Kato, M. and Sekiguchi, K. (1992): A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, *Proc. 10th World Conf. Earthquake Engineering*, Madrid, Vol.5, Balkema, 2529-2534.
- Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato M. and Uzuoka, R. (1994): FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, 209-245.
- Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. (1999): A cyclic elastoplastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, 661-680.
- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968): *Critical state soil mechanics*, London McGraw-Hill.
- Sekiguchi, H. (1977): Rheological characteristics of clays. *Proceeding of 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Tokyo, 1: 289-292.
- Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive equations of soils*, *Proceeding of Specialty Session 9, 9<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Tokyo, 229-238.

- Yashima, A., Oka, F., Shibata, T., and Uzuoka, R. (1991): Liquefaction analysis by LIQCA, Proceedings of JGS Conference on Liquefaction of Ground and its Counter measure, 165-174 (in Japanese).
- Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University.
- Ye, B., Ye, G., Zhang, F. and Yashima, A. (2007): Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, Soils and Foundations, Vol.47, No.3, 547-558.
- Ye, B., Ye, G. and Zhang, F. (2012): Numerical modeling of changes in anisotropy during liquefaction using a generalized constitutive model, Computers and Geotechnics, 42, 62-72.
- Zhang, F. and Kimura, M. (2002): Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.77-92.
- Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007): Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, pp.635-648.
  
- 足立有史 (2009) : 杭基礎の地盤時被災メカニズムと耐震補強工法の開発に関する研究, 豊橋技術科学大学 博士論文
- 天木雄太 (2008) : 振動台実験を用いた液状化地盤と杭基礎の動的相互作用に関する研究, 岐阜大学 卒業論文
- 渦岡良介 (2000) : 地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究, 岐阜大学 博士論文
- 加藤満 (1995) : 多次元液状化解析法とその応用に関する研究, 岐阜大学 博士論文
- 菊池喜昭 (2002) : 軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究, 東京大学 博士論文
- 近藤伴彦 (2004) : 振動台実験装置を用いた液状化現象の実験的研究, 岐阜大学 卒業論文
- 近藤祥光 (2010) : 振動台実験を用いた杭基礎の地盤改良による耐震補強効果の検証および数値解析, 名古屋工業大学 修士論文
- 関口光一, 上野正実, 陳忠平 (1996) : 下負荷面および回転硬化の概念に基づく土の弾塑性構成式, 土木学会論文集, No.547/III-36, 127-144.
- 仙頭紀明 (2005) : 液状化による地震後の地盤の浸透流動的変形予測, 東北大学 博士論文

- 田口洋輔 (1997) : 液状化による地盤・基礎構造物の 3 次元挙動に関する研究 : 岐阜大学 博士論文
- 中村圭佑 (2011) : 振動台実験による杭基礎地盤部分改良工法の耐震補強効果の実験検証および数値解析, 名古屋工業大学 修士論文
- 森竜彦 (2007) : 振動台実験装置を用いた液状化地盤と杭基礎構造物の動的相互挙動の把握, 岐阜大学 卒業論文
- 森河由紀弘, 包小華, 前田健一, 今瀬達也, 張鋒 (2012) : 余震による再液状化を考慮した液状化評価の重要性, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.2, 389-397.
- 山崎浩之 (2010) : 液状化対策としての締固め工法の設計法に関する研究, 名古屋工業大学 博士論文
- 余川弘至 (2005) : 振動台実験装置を用いた砂地盤・構造物相互作用に関する研究, 岐阜大学 卒業論文
- 余川弘至 (2009) : 地盤と構造物の動的相互作用に着目した液状化対策工法に関する研究, 岐阜大学 博士論文
- 千葉県地質環境インフォメーションバンク  
<http://www.pref.chiba.lg.jp/pbgeogis/servlet/infobank.index>
- 防災科学技術研究所 基盤強震観測網 KiK-net:  
<http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>
- 日本道路協会 : 道路土工 軟弱地盤対策工指針, 1986
- 日本道路協会 : 道路土工 排水工指針, 1987
- 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2002
- 地盤工学会 : 地盤工学ハンドブック, 1983

## 謝 辞

私は2003年4月から2005年3月まで名古屋工業大学名誉教授・中井照夫先生のもとで土質力学や地盤工学を学び、卒業後も地盤改良専門業者へ入社するなど、本格的に地盤の道へ足を踏み入れてから9年になります。

そして、博士課程・本論文の作成に当たり、皆様方には公私にわたりご指導ご鞭撻を賜り、ありがたく厚く御礼申し上げます。まことに僭越ながらこの場をお借りして、謝辞を記させていただきます。

## ● 大学関係の皆様

## ✓ 張鋒先生（名古屋工業大学：教授）

張先生には私の力量不足からいつもご迷惑をおかけしながらも、いつも厚い（熱い）ご指導を賜り、心から感謝しております。また、研究以外にも餃子パーティなど学生にいつも優しく接していただき、非常に環境の良い研究室でした。

## ✓ 中井照夫先生（名古屋工業大学：名誉教授）

中井先生には地盤の道を示していただき、今日の私があるのも先生のご指導のおかげです。先生の退職は寂しい反面、これからは我々若手が新たな時代を築いて行かねばと感じました。これからは今までほど接する機会もなくなりますが、先生には同じ道の大先輩としてこれからもご活躍いただければ我々もうれしい限りです。今後よろしくお願いします。

## ✓ 前田健一先生（名古屋工業大学：教授）

前田先生には知識不足が否めない私に対しいつも丁寧にご説明いただいたり、また研究室運営がうまくいかないときには相談に乗っていただいたりと、研究以外でもお世話になり、誠にありがとうございます。今後もしばしばお世話になると思います。不束者ですが、末永く宜しくお願い致します。

## ✓ 中野正樹先生（名古屋大学：教授）

中野先生には副査（外部審査）をお願いした経緯もあり、お目汚しとも思える内容の学位論文に対してありがたいご指導を賜りました。今後も名古屋大学、名古屋工業大学が手を取り合い、中部地方の活性化と防災技術の向上を進めていけたら幸いです。

## ✓ Hossain Md. Shahin 先生（名古屋工業大学：准教授）

シャヒン先生とはあまり研究内容で接することはありませんでしたが、ジオシンセティックスなどでご協力をいただきました。今後は解析を進め、新たな地盤補強効果・評価につなげていただければ幸いです。

✓ 佐藤智範様（名古屋工業大学：技官）

佐藤技官には同じ部屋でいつも昼食をとりながら色々なお話をいただき、また研究室運営を全面的にバックアップしていただき、とても感謝しております。これからも名工大地盤工学研究室を見守っていただければ幸いです。

✓ 学生の皆様（名古屋工業大学）

私が入学してから多数の学生の協力の基、本論文を完成させることができました。振動台班が発足してから、近藤祥光君（名古屋鉄道株式会社）、中村圭佑君（四日市市役所）、三井翔平君（M2）、長田辰弥君（M1）達には特に実験を進行するに当たり、非常によく頑張ってください助かりました。また、前田研究室の松田達也君（旧姓：今瀬君、D2）や近藤明彦君（D1）達にも夜の研究室運営会議らで活発な議論をさせていただき、また良い協力関係の中で研究を進められたことを感謝しております。全員分の名前を書ききれないのが残念ですが、研究室の全ての方に感謝の意を表します。

● （独）港湾空港技術研究所、みらい建設グループ、三信建設工業株式会社

港湾空港技術研究所の山崎様には、博士課程入学前に液状化対策における共同研究で多大なるご指導を賜りました。共同研究での経験があったからこそ、博士課程入学後もスムーズに振動台実験を軌道に乗せることができました。

みらい建設グループの皆様には「地盤改良のい・ろ・は」をご指導いただき、また退社後もよい関係を維持していただき誠にありがとうございます。特に永遠の上司ともいえる小西武様には公私にわたりご厚情に預かりましてとても感謝しております。また、村沢譲様、足立雅樹様、佐久間孝夫様、高橋但様、岡見強様には生意気な私をいつも受け止めていただき、ここに厚く御礼申し上げます。

また三信建設工業の新坂様には退社後においても研究会や色々な場面でのご指導やご紹介をいただき、今後もより良い関係を築かせていただけたら幸いです。

最後に、私が二足の草鞋を履き続けられたのも、経済面や生活面で支えてくれた家族がいたからこそだと感謝しております。

また、東北地方太平洋沖地震で被災された方々に心からご冥福をお祈りするとともに、土木技術者として皆様の犠牲を決して無駄にせず、より良い日本を築いていく決意をここに表明させていただき、本論文の最後とさせていただきたく存じます。

*Yukihiro Morikawa*

Nagoya Institute of Technology

December 2012