

## 杭の2次設計の必要性 と方法例

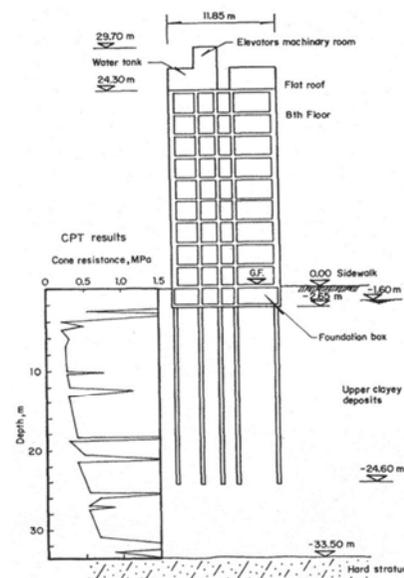
建築研究所 新井 洋

- 杭の2次設計の必要性
- 静岡県指針7.3 杭基礎の設計
  - 7.3.3 水平力に対する検討
  - 5 杭の2次設計
    - (1) 杭の2次設計が必要な建物
    - (2) 保有水平耐力
    - (3) 必要保有水平耐力
- 応答変位法による杭応力の計算例

### 杭の2次設計の必要性 (1)



8名が死亡した杭基礎建物  
(1985年メキシコ地震)  
軟弱粘性土地盤の非線形化  
→杭の周面摩擦抵抗の低下  
とP- $\Delta$ 効果により転倒

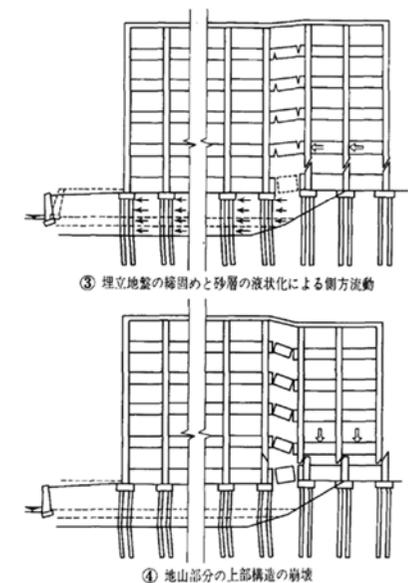


田村(2015), AIJ大会基礎構造PD

### 杭の2次設計の必要性 (2)



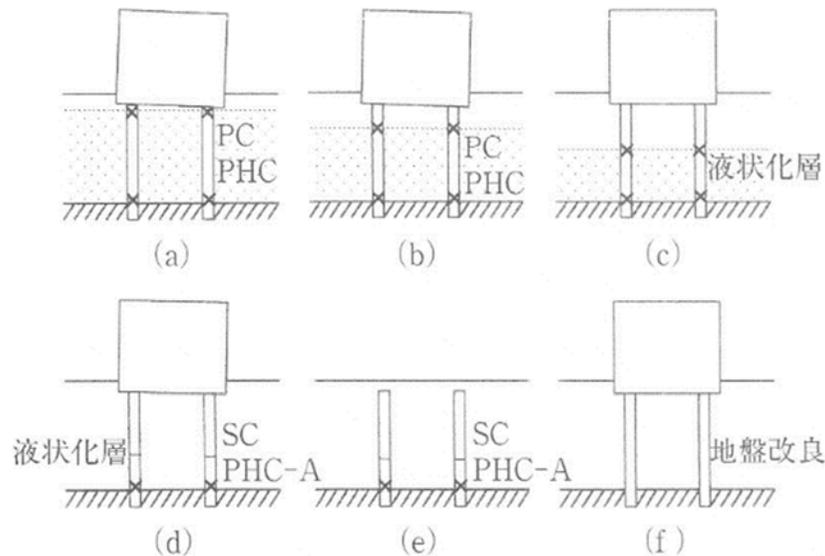
自然地盤と盛土地盤をまたぐ  
杭基礎建物の被害  
(1995年兵庫県南部地震)



田村(2015), AIJ大会基礎構造PD

# 液状化地域の杭基礎建物の被害形態

1995年兵庫県南部地震



時松(2015), 地震・津波ハザードの評価, 朝倉書店

# 杭の2次設計の必要性 (3)

- 人命保護の観点においても建物の基礎の2次設計は不要と本当に言えるか？
- 大地震後の修復性や継続使用に対する社会的要請（官庁施設，消防や警察，病院や学校，超高層建物など）
- レベル2以上の地震動：地盤変位の影響が大 → 1次設計で想定していない被害 → 上部構造に損傷がなくても建物が沈下傾斜して使用不能 → 解体（資産の喪失に等しい）

## 静岡県指針7.3 杭基礎の設計

### 7.3.3 水平力に対する検討

#### 5 杭の2次設計

5 高さ31mを超える建物及び杭の破壊により転倒の危険性がある建物で杭基礎を用いる場合は、杭の二次設計（保有水平耐力の検討）を行う。

## (1) 杭の2次設計が必要な建物

- 高さ31mを超える建物  
← 杭の破壊が先行するのは危険
- 杭破壊により転倒の危険性がある建物  
例えば，
  - 1) 塔状比が4を超える建物  
※転倒モーメントが大
  - 2) 軟弱な地盤に建設する建物  
※地盤変位が大 → 杭の地中破壊

なお、これらに該当しない建物であっても、杭基礎の被害軽減のため、例えば、**基礎構造の耐震診断指針（案）（ベターリビング、2013）**の1次診断および2次診断の手法に基づいて、杭の地震時安全性の検討を行うことが**望ましい**（付5.3参照）。

## (2) 保有水平耐力

2次設計のクライテリア  
**必要保有水平耐力 < 保有水平耐力**

基礎構造の「保有水平耐力」とは何か？  
 明確な定義は、まだない。



上部構造の必要保有水平耐力時の杭・地盤の応力 < **杭・地盤の強度（限界値）**

## 基礎構造の限界状態

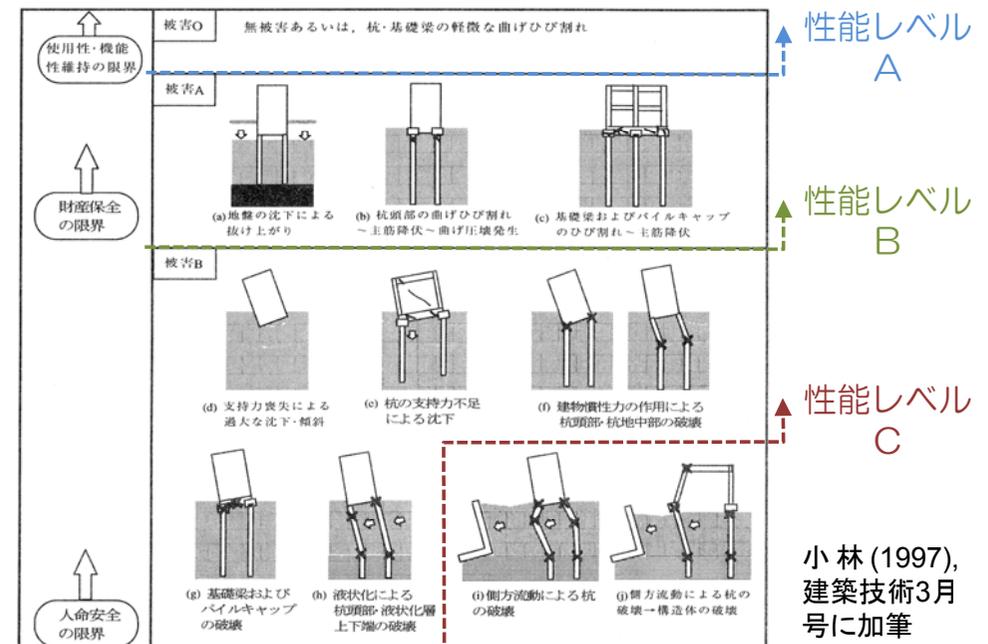
- 基礎構造の**使命**：上部構造の鉛直支持  
 → 地震荷重の**レベル**：上部構造と同様  
 例えば、**損傷限界状態**／**安全限界状態**



1964年新潟地震の液状化による建物杭被害(河村ら, 1985)

一方で、**基礎構造の耐震性能残存率 ≠ 1 - 損傷度**  
 → **建物支持の限界状態と杭や地盤の限界値をどう考えるか？**

## 基礎構造の限界状態と要求性能の例

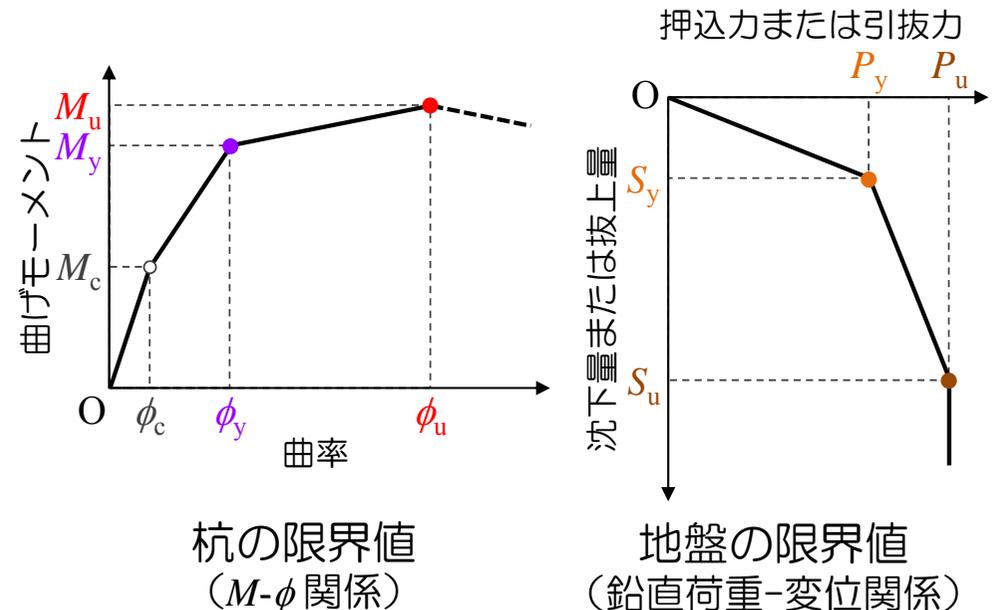


# 杭・地盤の限界値の考え方の例(1)

	性能レベルA	性能レベルB	性能レベルC
杭体	半数以上が降伏曲げモーメント $M_y$ を超えない、かつ1箇所でも許容せん断力 $Q_{as}$ を超えない	全数が $M_y$ を超えない、かつ半数以上が終局曲げモーメント $M_u$ に達しない、かつ1箇所でも終局せん断耐力 $Q_u$ に達しない	半数以上が深度方向2箇所 $M_y$ を超えない、かつ半数以上で $M_u$ および $Q_u$ に達しない
基礎ばり パイル キャップ	同上	同上	同上
地盤	押込側・引抜側それぞれ2箇所以上で降伏支持力 $P_y$ を超えない	押込側・引抜側それぞれ半数以上で極限支持力 $P_u$ に達しない	押込側・引抜側いずれかの全数が $P_u$ に達しない

ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案)

# 杭・地盤の限界値の考え方の例(2)



## 杭の曲げ耐力の設定例

	場所打ちコンクリート杭	場所打ち鋼管コンクリート杭・SC杭	PHC・PRC杭
$M_c-\phi_c$	コンクリートのひび割れ		
$M_y-\phi_y$	最外端鉄筋の降伏	最外端鋼管の降伏またはコンクリートの降伏	最外端コンクリート, PC鋼材または鉄筋の降伏
$M_u-\phi_u$	圧縮側コンクリートの限界ひずみ (0.35%)	鋼管の塑性局部座屈または圧縮側コンクリートの限界ひずみ (0.5%)	圧縮側コンクリートの限界ひずみ (PHC杭 (せん断補強筋・中詰あり) およびPRC杭: 0.35%, PHC杭中詰なし: 0.25%)

	鋼管杭 (中詰めなし)	鋼管杭 (中詰めあり)
$M_y-\phi_y$	鋼管最外端の降伏	鋼管最外端の降伏
$M_u-\phi_u$	鋼管の塑性局部座屈 (限界ひずみ $0.22t/r \times 10^2\%$ )	$\sigma_{cmax} \times 85\%$

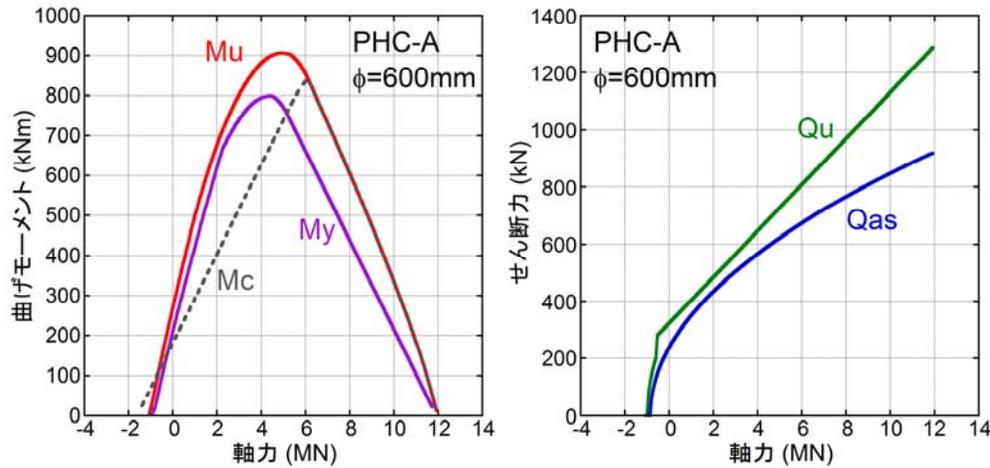
ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案)

## 杭のせん断耐力の設定例

- ①場所打ちコンクリート杭：  
等価矩形断面に対して修正荒川min式(軸力項を累加)を準用
- ②場所打ち鋼管コンクリート杭, SC杭：  
鋼管部分のせん断耐力 (④鋼管杭に同じ)
- ③PHC杭, PRC杭：COPITAの式
- ④鋼管杭：  
鋼材の短期許容せん断応力度×腐食代を考慮した有効断面積/2

建築学会(1990), 建築耐震設計における保有耐力と変形性能  
ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案)

# 杭の曲げ・せん断耐力の軸力依存性



曲げ耐力：断面力解析による  
せん断耐力：既往の部材評価式を準用

# 地盤の限界値の設定例 建築学会基礎指針：杭の極限支持力・摩擦力

	極限先端支持力度 $q_p$ (kN/m <sup>2</sup> )		極限周面摩擦力度 (kN/m <sup>2</sup> )	
	砂質土	粘性土	砂質土 $\tau_c$	粘性土 $\tau_c$
打込み杭	$q_p = 300 \bar{N}$ $\bar{N}$ : 杭先端から下に1d, 上に4d間の平均N値 (d: 杭径)	$q_p = 6 c_u$ $c_u$ : 土の非排水せん断強さ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_c = 2.0 N$ N: 杭周面地盤の平均N値 (上限 N = 50)	$\tau_c = \beta \cdot c_u$ $\beta = \alpha_p \cdot L_p$ $\alpha_p = 0.5 \sim 1.0$ $L_p = 0.7 \sim 1.0$ (上限 $c_u = 100$ kN/m <sup>2</sup> )
	上限値 $q_p = 18000$ kN/m <sup>2</sup>			
場所打ちコンクリート杭	$q_p = 100 \bar{N}$ $\bar{N}$ : 杭先端から下に1d, 上に1d間の平均N値	$q_p = 6 c_u$	$\tau_c = 3.3 N$ (上限 N = 50)	$\tau_c = c_u$ (上限 $c_u = 100$ kN/m <sup>2</sup> )
	上限値 $q_p = 7500$ kN/m <sup>2</sup>			
埋込み杭	$q_p = 200 \bar{N}$ $\bar{N}$ : 杭先端から下に1d, 上に1d間の平均N値	$q_p = 6 c_u$	$\tau_c = 2.5 N$ (上限 N = 50)	$\tau_c = 0.8 \cdot c_u$ (上限 $c_u = 125$ kN/m <sup>2</sup> )
	上限値 $q_p = 12000$ kN/m <sup>2</sup>		ただし、杭周固定液を使用する場合に限る	

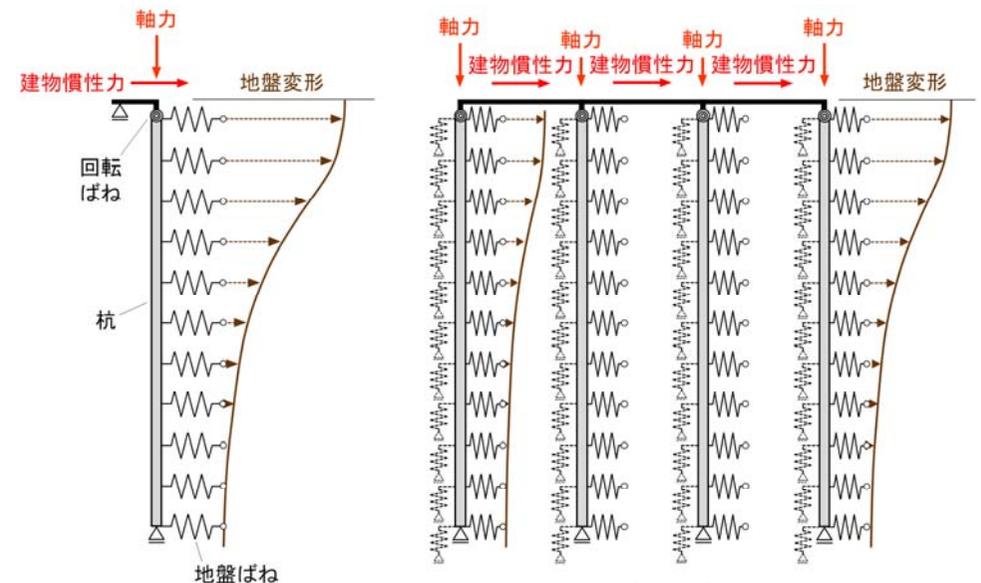
ただし、 $c_u = q_u/2$  ( $q_u$ : 土の一軸圧縮強さ) としてよい。

## (3) 必要保有水平耐力

原則として応答変位法により算定

- 解析モデル, 基本式と解法, 境界条件
- 杭の非線形性, 地盤ばねの非線形性
- 2次設計用の地震外力
  - 地震荷重の規定位置
  - 地盤応答の評価, 液状化の扱い
  - 建物慣性力の評価, 動的相互作用の扱い, 地下部分の土圧摩擦力の扱い
  - 建物慣性力と地盤変位の組合せ
- 市販プログラムの例

## 応答変位法の解析モデル(1)



簡易法(単杭モデル)

詳細法  
(基礎ばりー杭の骨組みモデル)

## 応答変位法の解析モデル(2)

簡易法を採用できる場合

- 建物全体で杭の仕様や負担軸力に大きな差がなく、地震時の挙動が全ての杭で概ね同じと思われる場合
- 杭の仕様や負担軸力についてグルーピングを行って、代表となる杭を選定できる場合

詳細法を採用すべき場合

- アスペクト比が大きい建物の場合
- 連層耐震壁直下など地震時の変動軸力が大きい杭が多数となる場合

ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案)

21

## 応答変位法の解析モデル(3)

グルーピングの方法

- ① 杭の仕様：杭径・杭長・杭種・鋼管厚
- ② 地震時軸力（常時±変動軸力）：  
  • 載荷方向ごとに大・中・小に分類（軸力を求められない場合は建物形状から推定）
- ③ 杭の配置：隅角部・外端・内部
- ④ その他：
  - 布基礎，べた基礎下に杭が分散して配置  
→ 柱の支配範囲ごとに代表杭を選定
  - 1フーチングに多数の杭 → 1本を代表杭

ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案)

22

## 応答変位法の基本式（単杭）と解法

【参考資料1】

$$\frac{d^2}{dz^2} \left( EI \frac{d^2 y}{dz^2} \right) + k_h B (y - y_G) = 0$$

$EI$ : 杭の曲げ剛性,  $y$ : 杭の変位,  $B$ : 杭径,  $z$ : 地盤の深度,  
 $y_G$ : 地盤変位,  $k_h$ : 水平地盤反力係数

- FEMやFDMによる空間離散化 + 杭両端の境界条件 → 多元連立1次方程式  $[A]\{y\} = \{g\}$
- $EI$  と  $k_h$  の非線形性（いわゆる  $M-\phi$ ,  $p-y$  関係）  
→ 荷重増分解析（ $[A]\{\Delta y\} = \{\Delta g\}$ ）または等価線形解析（直接反復法）

23

## 基礎ばり一杭の骨組みモデルの解法

- 基本的に単杭の場合と考え方や手順は同じだが、建物形状を考慮して、基礎全体または通り全体を2次元ないし3次元にモデル化
- 空間離散化の方法にはFEMを用いる場合が多い（地盤ばね：ばね要素，杭：梁要素，基礎梁：剛床仮定とし，各杭の杭頭を剛梁要素で連結するか，杭頭の水平変位同一条件を課す
- 各杭の非線形化に伴う負担水平力の再配分や除荷になる場合の影響を適切に考慮するため，荷重増分解析が望ましい

24

# 杭頭と杭先端の境界条件

## 杭頭

- **回転拘束(固定)** : 撓み角ゼロ, せん断力  $Q=Q_0$  (外力)
- **曲げモーメント拘束(回転許容)** : 曲げモーメント  $M=M_0$  (任意), せん断力  $Q=Q_0$  (外力)

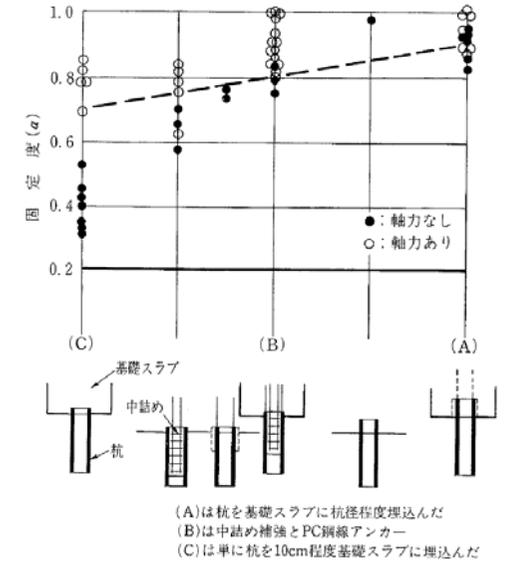
## 杭先端

- **ピン** :  $M=0$ , 変位ゼロ
- **フリー** :  $M=0$ ,  $Q=0$

# 杭頭の回転を許容する場合

先ず, **杭頭回転拘束(固定)**の条件で解き, その**杭頭曲げモーメント  $M_{of}$** を求める.

次に, 実情に基づいて**杭頭固定度  $\alpha$** を設定し, **杭頭曲げモーメント拘束 ( $M_0 = \alpha M_{of}$  : 回転許容)**の条件で解き, 杭応力を得る.

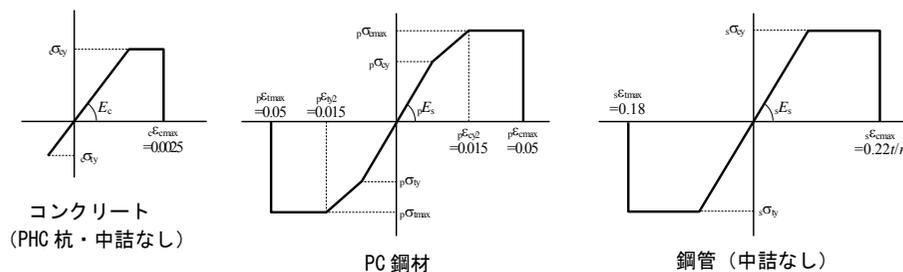


ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案)

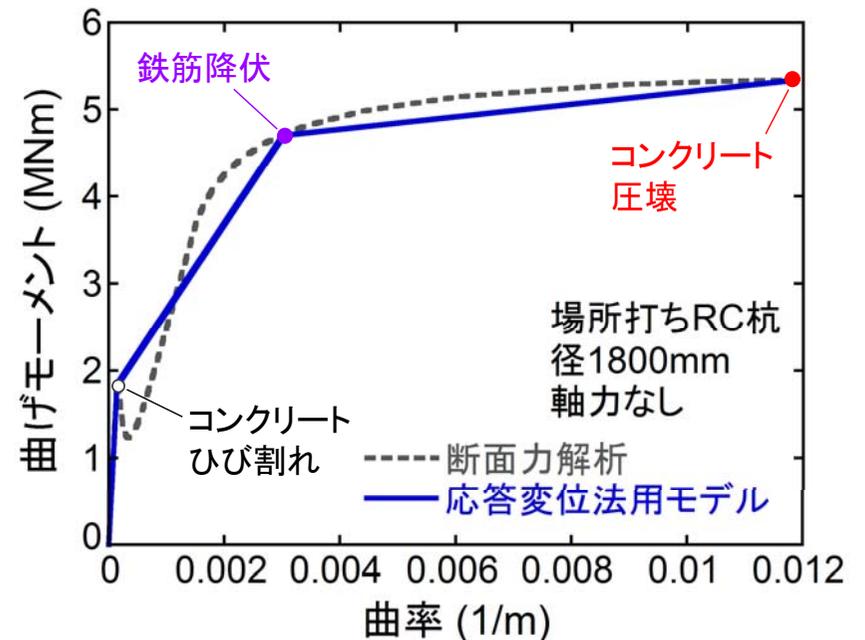
# 杭の非線形性 : $M-\phi$ 関係 (1)

- **曲げ材**または**曲げせん断材**として扱う.
- 杭材 (コンクリート, 鋼など) の**応力  $\sigma$ -ひずみ  $\varepsilon$**  関係を用いて, **平面保持仮定**の下, **断面力解析**を行って, **曲げモーメント  $M$ -曲率  $\phi$**  関係を設定する.

※【参考資料2】やCOPITAのツールなど



# 杭の非線形性 : $M-\phi$ 関係 (2)



# 地盤ばねの非線形性：p-y 関係

## 水平地盤ばね

- 建築学会**基礎指針\***の地盤ばねを推奨  
液状化地盤に対応可  
※現在改定中(2019年度刊行)
- その他の地盤ばね：弾性論に基づくもの、  
道路橋示方書，鉄道標準など

## 鉛直地盤ばね：付けないことを推奨

- ← 地震応答に与える影響は大きい
- ← 適切な地盤ばねがない
- ← 解析が非常に煩雑になる

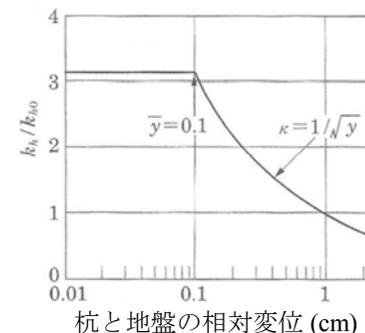
# 基礎指針の水平地盤ばね (1)

## 水平地盤反力係数 $k_h$

$$k_h = \begin{cases} \sqrt{10} \times k_{h0} & (\bar{y} \leq 0.1\text{cm}) \\ k_{h0} / \sqrt{\bar{y}} & (\bar{y} > 0.1\text{cm}) \end{cases}$$

$\bar{y}$  : 杭と地盤の相対変位

$k_h \bar{y} < p_{\max}$  : 塑性水平地盤反力



## 基準水平地盤反力係数 $k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-0.75}$

※実地盤の単杭の杭頭水平載荷試験で相対変位1cmの状態に基づいて設定

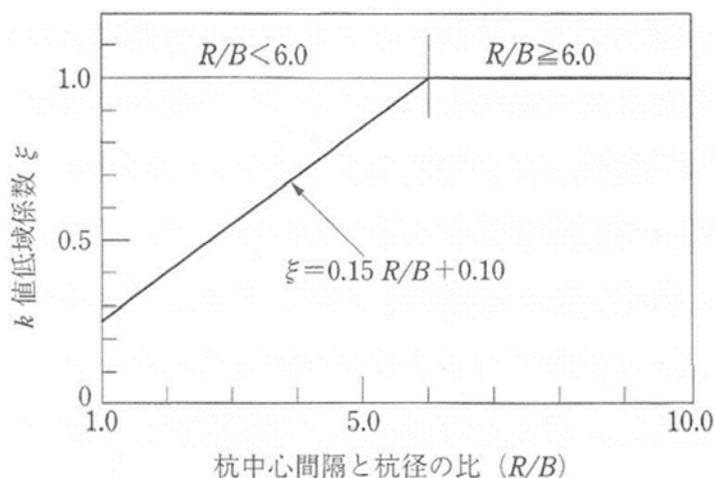
$\alpha$ :  $E_0$ の決め方と土質により決まる定数,  $B$ : 杭径,

$E_0$ : 変形係数(ヤング率),  $\xi$ : 群杭係数(単杭で1)

$E_0 = 700N$  ( $N$ : 標準貫入試験 $N$ 値)が多用される

# 基礎指針の水平地盤ばね (2)

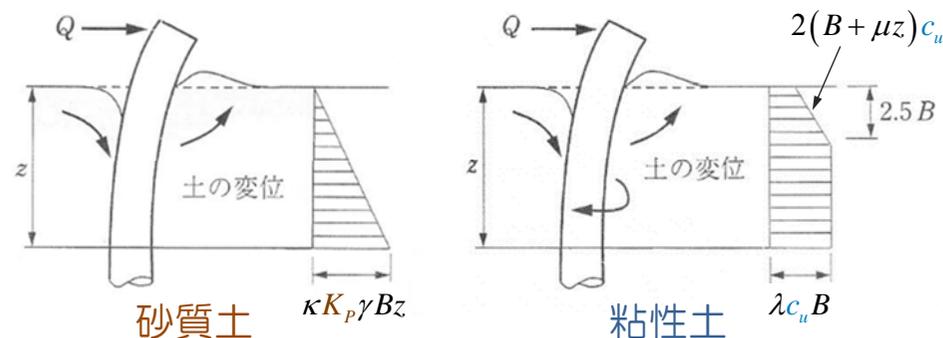
## $k_{h0}$ の群杭係数 $\xi$



※実地盤の群杭 (2本杭, 3本杭, 2×2本杭, 3×3本杭) の杭頭水平載荷試験等に基づいて設定

# 基礎指針の水平地盤ばね (3)

## 塑性水平地盤反力 $p_{\max}$



$K_p$ : 受働土圧係数,  $\gamma$ : 単位体積重量,  $c_u$ : 非排水せん断強度

← 内部摩擦角  $\phi$  ←  $N$ 値

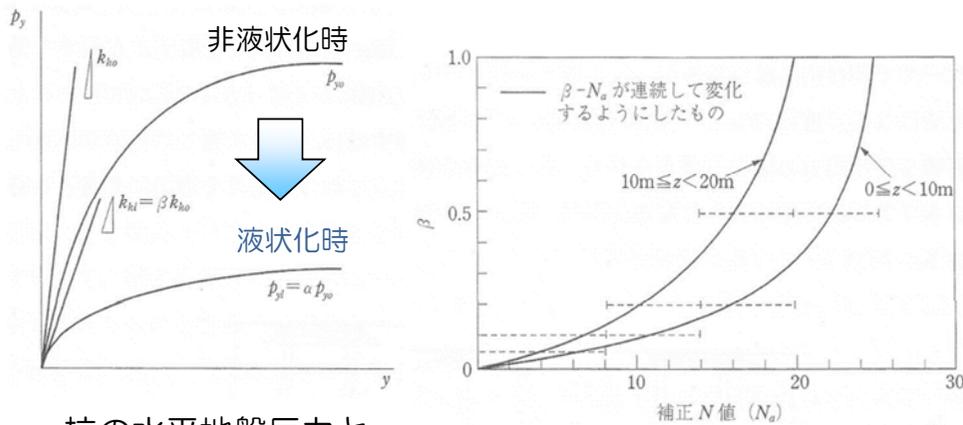
= 一軸圧縮強度  $q_u / 2$

## $p_{\max}$ の群杭係数 (省略)

$\kappa$  (単杭で3),  $\lambda$  (単杭で9),  $\mu$  (単杭で1.4)

# 基礎指針の水平地盤ばね (4)

液状化による  $k_h$  と  $p_{max}$  の低減 ( $\alpha = \beta$ )



杭の水平地盤反力と変位関係のモデル化

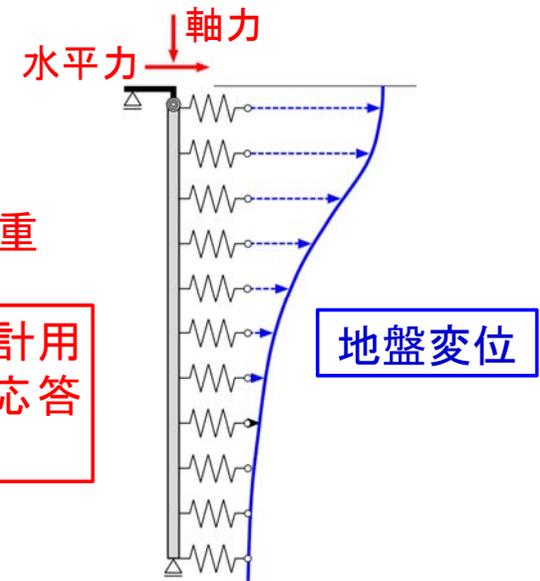
水平地盤反力係数の低減率  $\beta$

# 応答変位法の2次設計用の地震外力

- 上部構造の必要保有水平耐力に対応する荷重

建物慣性力  
← 建物の地震荷重

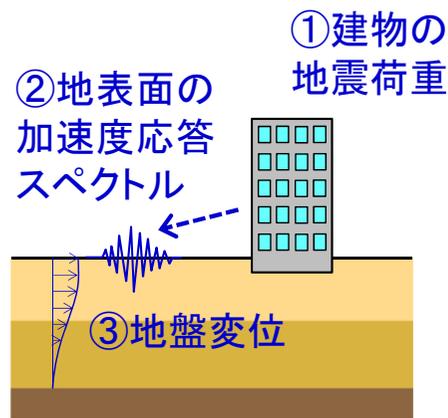
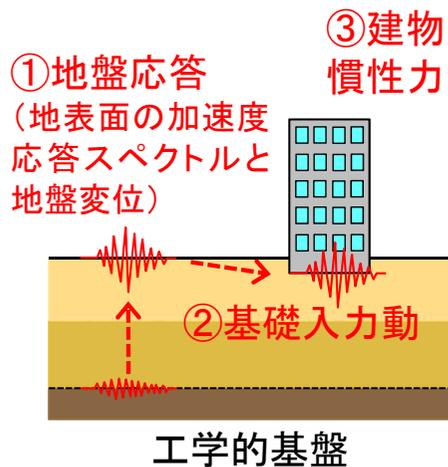
地表面における設計用  
地震動の加速度応答  
スペクトル



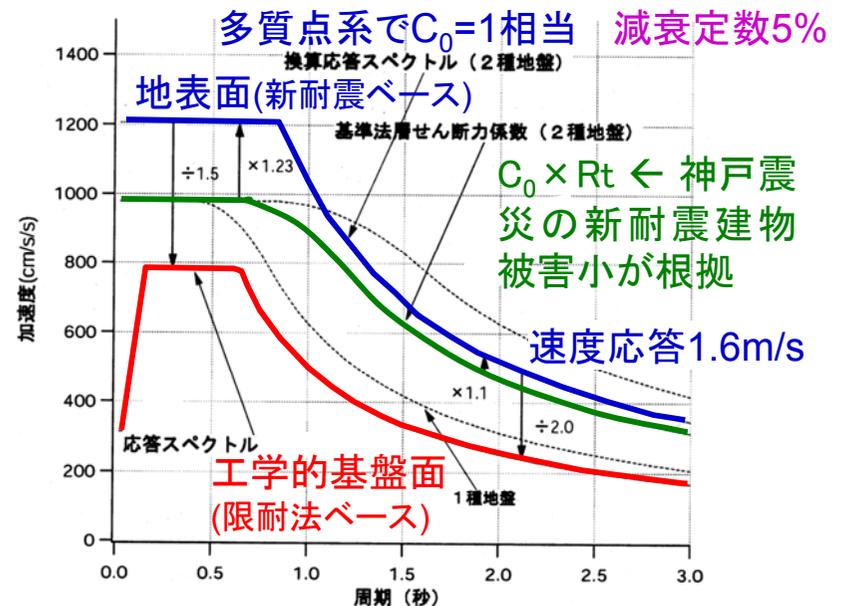
# 地震荷重(設計用地震動)の規定位置

工学的基盤面  
(限耐法ベース)

地表面  
(新耐震ベース)



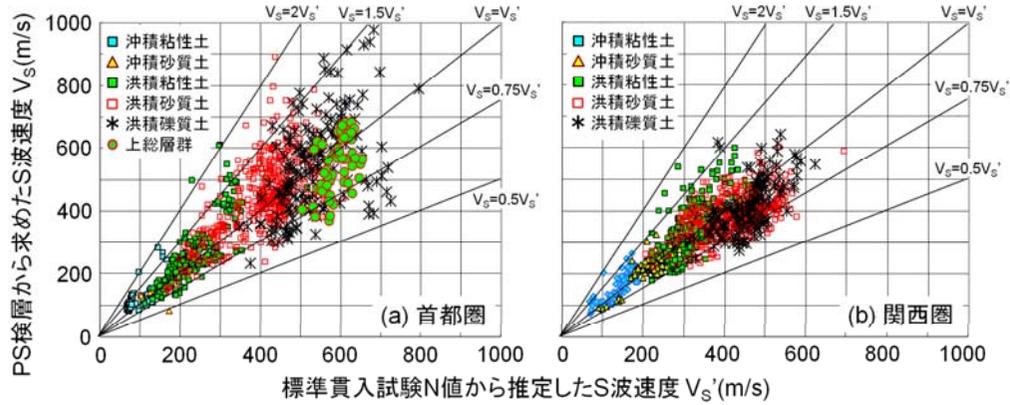
# 設計用地震動の加速度応答スペクトル (限耐法と新耐震の2次設計レベル)





例えば、太田・後藤(1976)の式

$$V_s' = 68.79 N^{0.171} H^{0.199} \text{ (土質係数)(年代係数)}$$

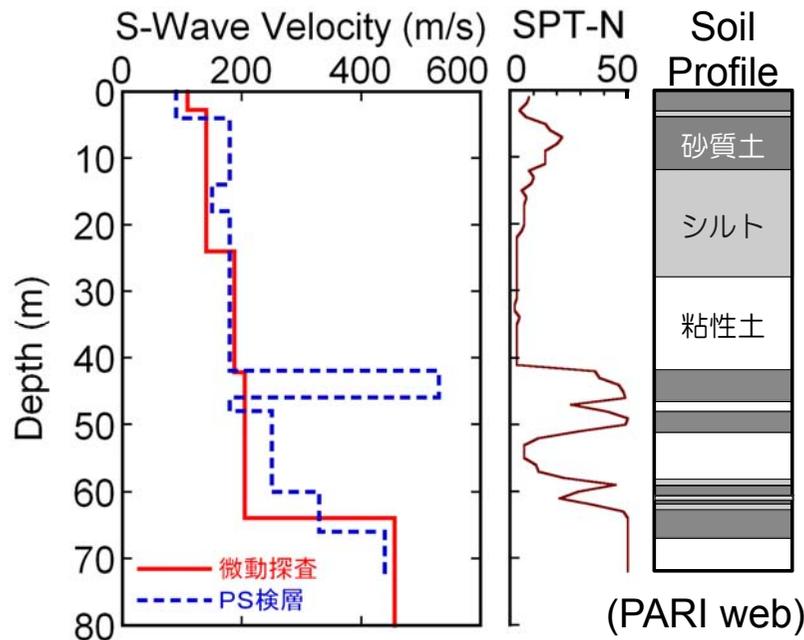


経験式の元データの地域や数量による  
推定結果の信頼性や適用範囲の差異

## 地盤のS波速度構造の評価法(3) 微動(表面波)探査

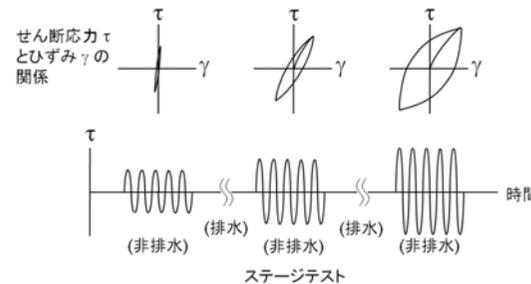
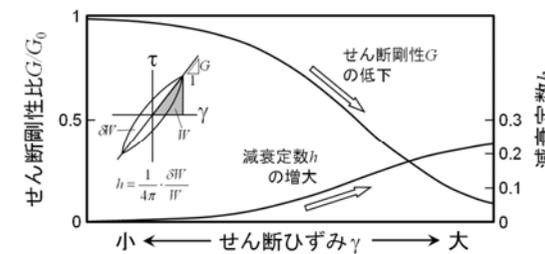


探査範囲の地盤は水平成層構造であること



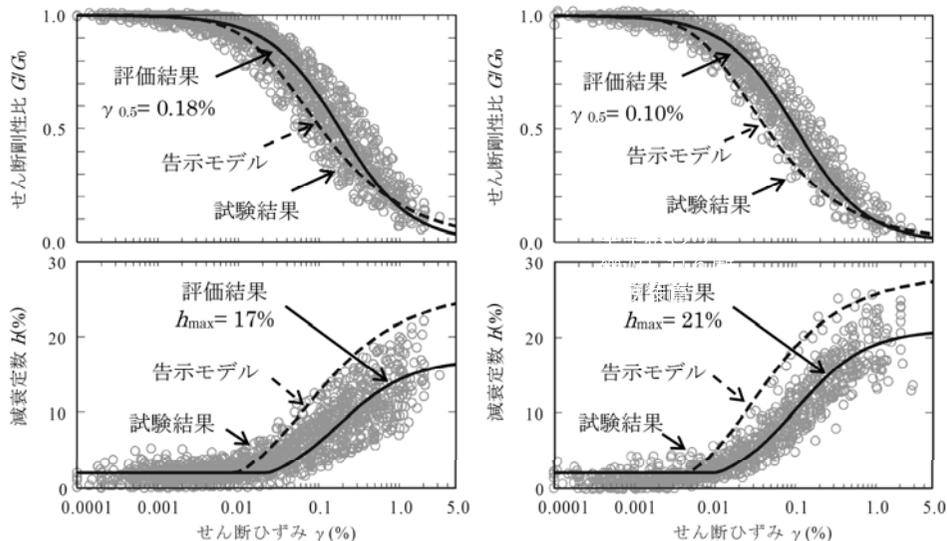
地震応答に影響の小さい薄層等は推定困難

## 地盤の動的変形特性の評価法(1) 土試料の室内試験



# 地盤の動的変形特性の評価法(2)

## 数式モデルによる試験データの回帰式

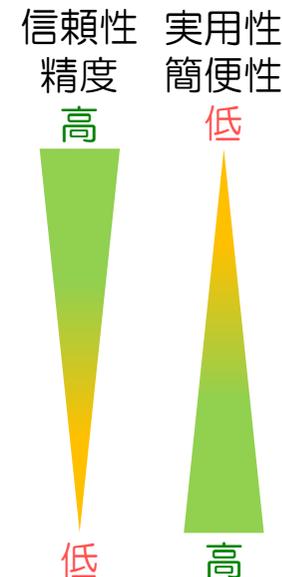


H-Dモデルの例：古山田ら(2003), 地盤工学会大会

# 地盤応答の評価法

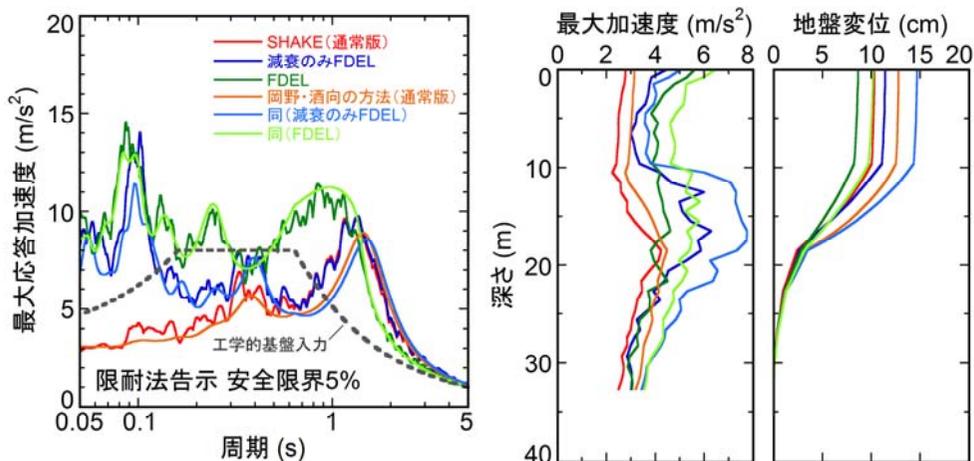
工学的基盤で地震荷重を規定する場合：限耐法ベース

- 時刻歴非線形解析：  
高難度→設計で使える？
- 重複反射理論による等価線形解析  
※いわゆる「SHAKE」
- 限耐法の地盤増幅：  
固有値解析は必要



# 重複反射理論による等価線形解析も

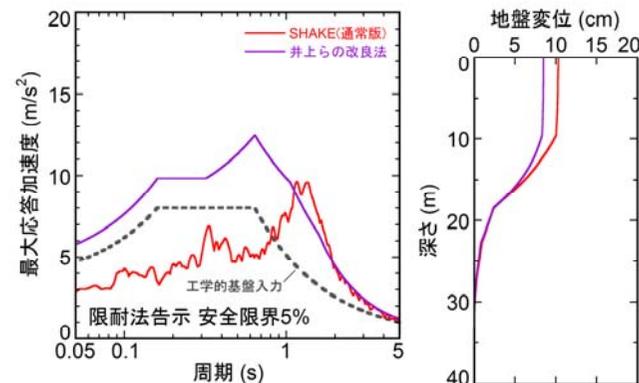
いろいろ (建築基礎設計例集の地盤例)



S波速度構造と動的変形特性は同一(古山田H-D)

# 限耐法の地盤増幅は要改良

- 告示どおりに安全限界の計算をすると
    - 固有周期の精度が悪い場合が多い
    - 変位が2-3倍異なる場合がある
- 井上ら(2010)の改良法【参考資料3】



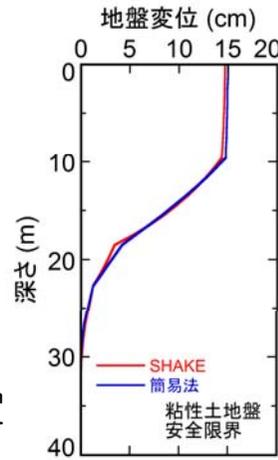
# 地盤変位の評価法

(地表面で地震荷重を規定する場合：新耐震ベース)

- 重複反射理論による等価線形解析：  
安全限界で発散の危険性が高い

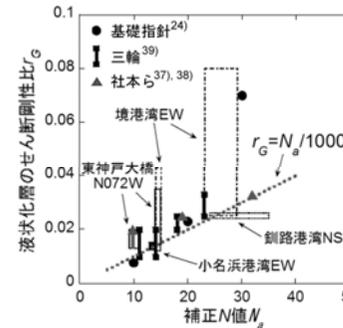
→ 応答スペクトルから  
単純な四則演算により  
地表変位を概算  
+インピーダンス逆数で  
重み付けしたVs構造の  
モード解析

【参考資料4】 AIJ大会発表予定



# 液状化の扱い

- 地盤変位：建築学会基礎指針の液状化判定による動的水平変位 $D_{cy}$ を加算
- 地表面の加速度応答スペクトル：  
(工学的基盤で地震荷重を規定する場合)  
液状化を考慮しない場合の結果



等価線形解析を利用した簡易評価法も提案されているが、液状化層の等価剛性・等価減衰の適切な設定が難しい。  
小林ら(2015), 建築学会技報, No.48

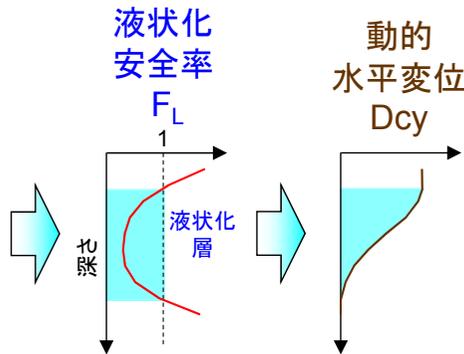
# 基礎指針の液状化判定

## 地盤情報

土質, 単位体積重量,  
標準貫入試験N値,  
細粒分含有率,  
地下水位

## 地震動情報

地表面加速度,  
マグニチュードM

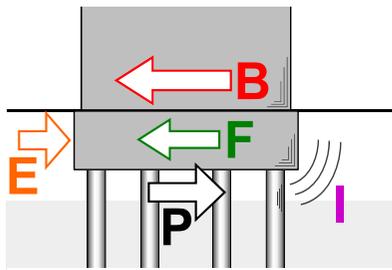


設計用地震動の規定位置	地表面加速度	M
工学的基盤面 (限耐法ベース)	地盤応答解析の結果 ※加速度応答スペクトルの 短周期側の値	7.5
地表面(新耐震ベース)	3-4m/s <sup>2</sup>	

# 有効応力解析を推奨しない理由

- 土のせん断応力-ひずみ関係とダイレイタンスーに伴う過剰間隙水圧およびサイクリックモビリティなどを表現する構成則が複雑かつ多種多様
- 地盤のモデル化や境界条件, 運動方程式の解法などの理解, 構成則と, そのパラメタ設定に関する適切な知識と経験が必要 (再現解析など実問題への適用に関する習熟)
- プログラムで用いる構成則のパラメタ設定に必要な液状化試験データが必要

# 建物慣性力の評価法 (限耐法ベース)



**B: 上部構造の慣性力**  
**基礎入力動** (地表面地震動 × **相互作用係数**) の加速度  
 応答スペクトルから  
 (限耐法や荷重指針など)

**I: 建物と地盤の動的相互作用** 後述

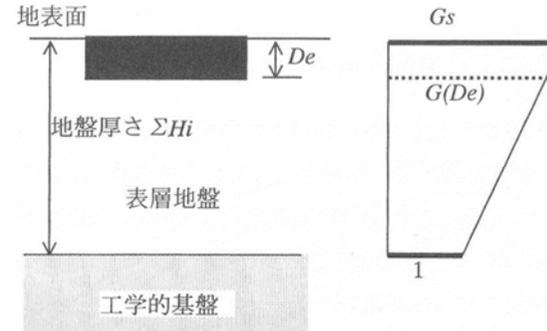
**F: 地下部分の慣性力** ※深さ方向に低減しない  
**基礎入力動**の最大加速度(加速度応答スペクトルの短周期側の値)から

**E: 地下部分に作用する土圧力と摩擦力** 後述

# 動的相互作用の扱い(1)

• **限耐法の相互作用係数  $\beta$  (簡易式)**

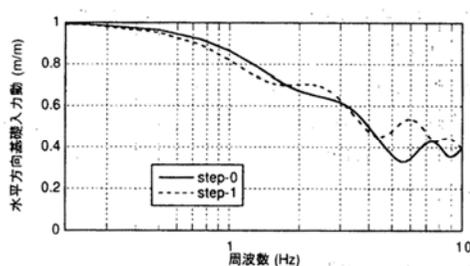
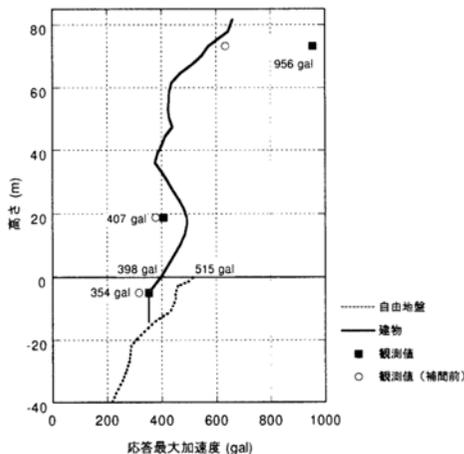
$$\beta = \frac{K_{hb} \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{1}{G_s} \right) \frac{D_e}{\sum H_i} \right\} + K_{he}}{K_{hb} + K_{he}} \quad \text{ただし } \beta > \frac{3}{4}$$



$K_{hb}$ : 地下部分の底面の水平地盤ばね定数  
 $K_{he}$ : 地下部分の側面の水平地盤ばね定数  
 ※地盤ばね定数はコーンモデルによる

# 動的相互作用の扱い(2)

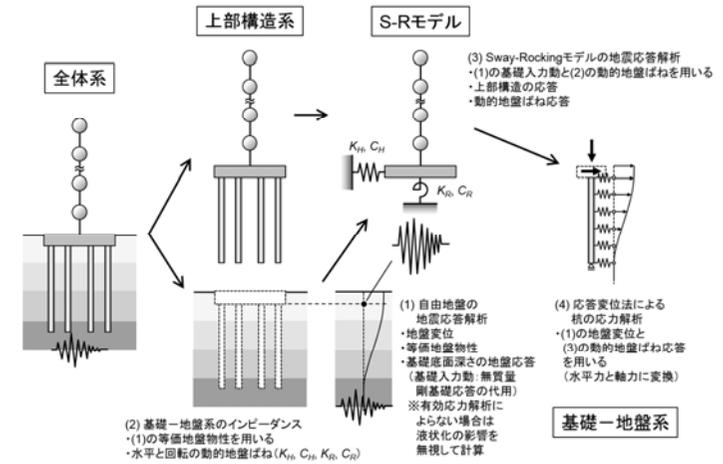
- 短周期が落ちる → 地震荷重と関係薄
- **基礎底深さの自由地盤応答 (E+F) を基礎入力動**の代用としてもよい



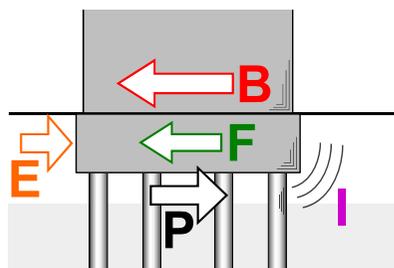
強震記録に基づく新長田建物の基礎入力動(安井ら, 1998)

# 動的相互作用の扱い(3) S-Rモデル

- 応答変位法の地盤ばねとの整合性?
- 上部構造の地震荷重で考慮しているか
- 時刻歴非線形解析をするのか



## 地下部分の土圧摩擦力の扱い(1)



BCJ指針：地下部分側面土の水平力分担率  $\alpha (< 0.7)$

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{\text{地上高さ}}}{\sqrt[4]{\text{根入れ深さ}}}$$

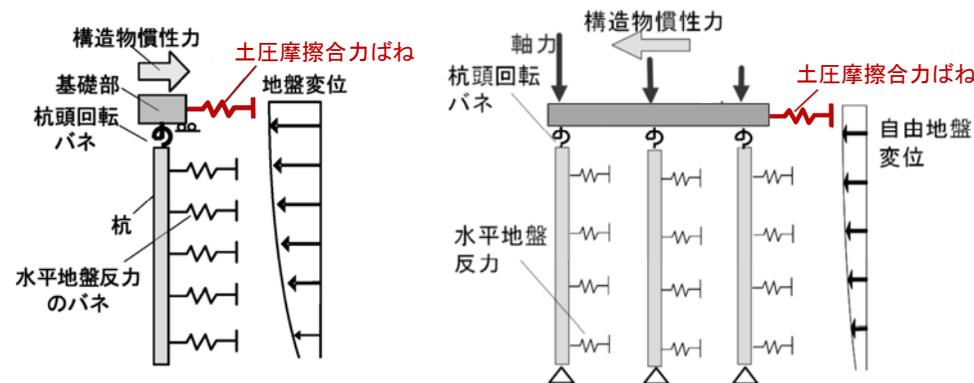
$E = -\alpha \times (B+F)$ ：必ず**受働抵抗**になる  
 $\rightarrow P = B+F+E = (1-\alpha) \times (B+F)$

導入当時の仮定：設計水平震度0.2，地盤変位の影響なし，静的弾性論の抵抗メカニズム  
 杉村先生曰く「この分担率 $\alpha$ が現在の設計でも用いられているのは問題」

57

## 地下部分の土圧摩擦力の扱い(2)

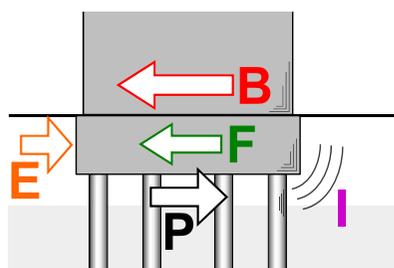
- 応答変位法の水平地盤ばねとして「**土圧摩擦合力ばね**」を付加 ※基礎指針改定で検討中
- 主働から受働まで任意の地震時土圧状態を表現できる



田村(2015), AIJ大会基礎構造PD

58

## 建物慣性力の評価法 (新耐震ベース)



**B**: 上部構造の慣性力  
 必要保有水平耐力  
 ※または，保有水平耐力，  
 $C_0 \times D_s \times F_{es}$  から，  
 ベースシヤ係数から

**I**: 建物と地盤の動的相互作用 考慮しない

**F**: 地下部分の慣性力 ※深さ方向に低減しない  
 $C_0=1$ 相当の地表面地震動の最大加速度 $3-4m/s^2$   
 (加速度応答スペクトルの短周期側の値)から

**E**: 地下部分に作用する土圧力と摩擦力 前述

59

## 建物慣性力と地盤変位の組合せ

- 杭と地盤ばねの**非線形性**を考慮するため，原則として，**建物慣性力**と**地盤変位**は**同時**に作用させる
  - 一方，震動中は，建物と地盤，建物—地盤連成系の固有周期の大小関係や，地盤変位と杭変位の大小関係によって，**建物慣性力**と**地盤変位**の向きと大きさが変化する
- $\rightarrow$  **建物慣性力**と**地盤変位**の作用は，①**同時・同方向**，②**同時・逆方向**の2ケースを検討し，**安全側の評価**となる場合を採用

ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案)

60

# 応答変位法の市販プログラムの例 (建物の杭基礎を対象とするもの)

- k-Pile (構造計画研究所) <http://www.kke.co.jp/>
- PILE-Lite (ソフトウェアセンター) <http://www.scinc.co.jp/>
- SEIN Pile (NTTファシリティーズ) <https://www.sein21.jp/>
- PileExplorer (システムフロンティア) <http://www.kk-sp.co.jp/>
- LiQSMART (伊藤忠テクノソリューションズ) <http://www.engineering-eye.com/>
- 
- 
- 
- 基礎ばりー杭の骨組みモデルの場合、汎用のFEMソフトを利用する人も多い

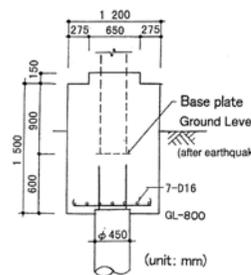
# 応答変位法による杭応力の計算例

- 神戸市東灘区深江浜に**実在した杭基礎建物(Mビル)がモデル** ※ベターリビング(2013), 基礎構造の耐震診断指針(案), 付録1, 診断事例5 を改変して使用
- 実際は, 1995年兵庫県南部地震で**地盤の液状化により杭が損傷し, 上部構造に損傷は見られなかったが大きく傾斜した**(地震後約1年半使用の後に解体された)
- ここでは, **地震荷重を上部構造の  $C_0=1.0$  (新耐震ベース: 地表面地震動) で規定**, 対応する**建物慣性力と地盤変位(液状化考慮)**を設定し, **応答変位法**により杭応力を計算

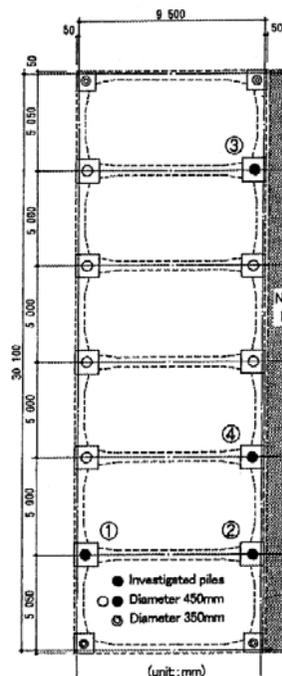
## 建物と基礎杭の概要

### 鉄骨造3階建て事務所ビル(S48竣工)

- 短辺長  $B = 9.05\text{m}$ , 長辺長  $L = 30.1\text{m}$
- 地上高  $H = 10.6\text{m}$
- 基礎根入れ深さ  $D_f = 0.8\text{m}$
- 上部構造重量  $W_b = 5448\text{kN}$   
(地震力計算用:  $4631\text{kN}$ )
- 基礎スラブ重量  $W_f = 2615\text{kN}$
- 構造特性係数  $D_s = 0.4$
- 形状係数  $F_{es} = 1.0$
- 杭種: **PC杭 A種**
- 杭径: **350mm**(隅4本), **450mm**(10本)
- 杭長: **28m**(2本継ぎ)



杭頭部詳細図



基礎伏図

## 地盤の概要

(地下水位1.8m)

層厚 (m)	土質	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	S波速度 (m/s)	平均 N値	内部摩擦角 $\phi$ (deg)	一軸圧縮強度 $q_u$ (kPa)
0.8	砂質土 ※細粒分含有率 10%  液状化対象層	18.0	160	2	30 (細粒分含有率 10%)	-
1.0			160	4		
1.0			190	7		
1.0				7		
1.0				5		
1.0				8		
1.0				11		
1.0				15		
0.5				10		
2.5				粘性土		
1.5	210	3				
8.0	150	14	350			
7.0	18.5	240	20		500	
2.5	砂質土	19.0	290	28	30	-
1.5	粘性土	19.0	260	10	0	250
6.0	砂質土	19.0	310	29	30	-
$\infty$	工学的基盤	19.0	350	-	-	-

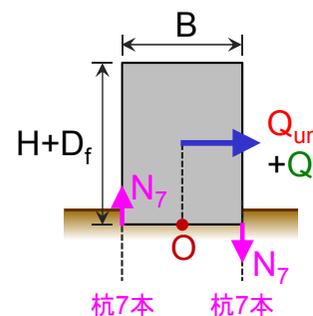
### ①建物慣性力の算定: 杭頭水平力(短辺方向)

- ・上部構造の必要保有水平耐力  $Q_{un}$   
 $= D_s \times F_{es} \times C_0 \times W_b$  (地震力計算用)  
 $= 0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 4631\text{kN} = 1852\text{kN}$
- ・ $C_0 = 1.0$  相当の地表面最大加速度  $A_{max} = 3.5\text{m/s}^2$   
 $\rightarrow$  基礎スラブ(地下部分)の水平力  $Q_f$   
 $= (A_{max} / 9.8) \times W_f = (3.5 / 9.8) \times 2615\text{kN} = 934\text{kN}$
- ・地下部分の側面土の水平力分担率  $\alpha$   
 $= 1 - 0.2 \times H^{1/2} / D_f^{1/4} = 1 - 0.2 \times 10.6^{1/2} / 0.8^{1/4} \doteq 0.3$
- ・杭頭水平力の和  $Q_p = (1 - \alpha)(Q_{un} + Q_f)$   
 $= (1 - 0.3)(1852 + 934)\text{kN} = 1950\text{kN}$   
 これを杭の本数と剛性により分配  $\rightarrow$  各杭頭の水平力  
 $\phi 350\text{mm}: 65\text{kN}/\text{本}$      $\phi 450\text{mm}: 169\text{kN}/\text{本}$

65

### ②建物慣性力の算定: 杭頭軸力(短辺方向)

- ・建物全重量  $W_b + W_f = 8063\text{kN}$  を杭の本数と断面積により分配  $\rightarrow$  各杭頭の常時軸力  
 $\phi 350\text{mm}: 418\text{kN}/\text{本}$      $\phi 450\text{mm}: 639\text{kN}/\text{本}$
- ・建物慣性力によるO点回り転倒モーメント:  $(Q_{un} + Q_f) \times (H + D_f) / 2$
- ・杭7本の変動軸力の和によるO点回り回転トルク:  $(N_7 \times B / 2) \times 2$   
 $\rightarrow$  両者を等置して,  
 $N_7 = (1852 + 934) \times 11.4 / 9.05 / 2 = 1755\text{kN}$
- $N_7$  を上記と同様に分配  $\rightarrow$  各杭頭の変動軸力  
 $\phi 350\text{mm}: 182\text{kN}/\text{本}$      $\phi 450\text{mm}: 278\text{kN}/\text{本}$

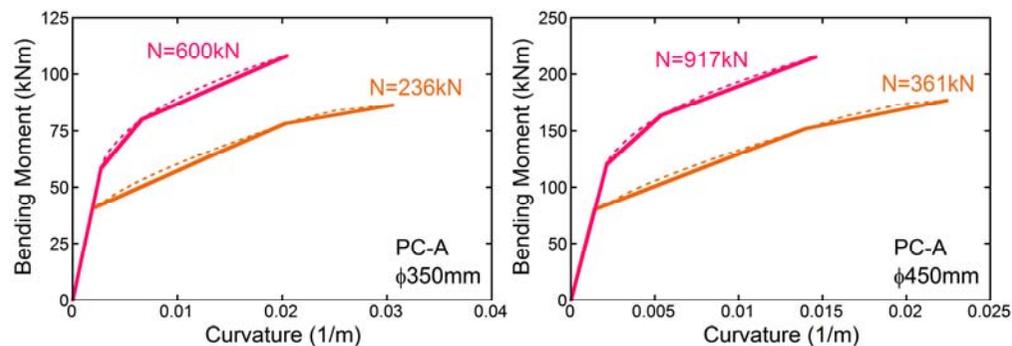


66

- ・各杭頭の最大・最小軸力(圧縮側・引張側)  
 $=$  常時軸力  $\pm$  変動軸力  
 $\phi 350\text{mm}: 418 \pm 182$  (最大600・最小236)  $\text{kN}/\text{本}$   
 $\phi 450\text{mm}: 639 \pm 278$  (最大917・最小361)  $\text{kN}/\text{本}$

### ③杭のM-φ関係のモデル化

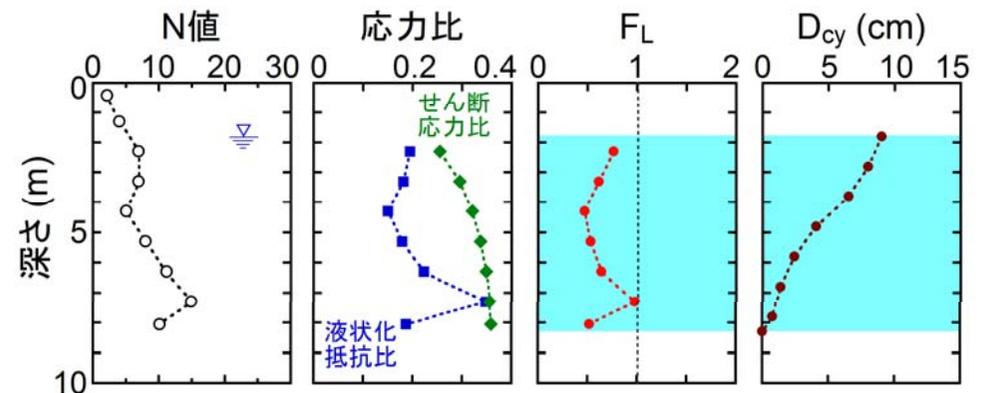
- ・断面力解析の結果(破線)から折れ線モデル(実線)



67

### ④地盤の液状化判定

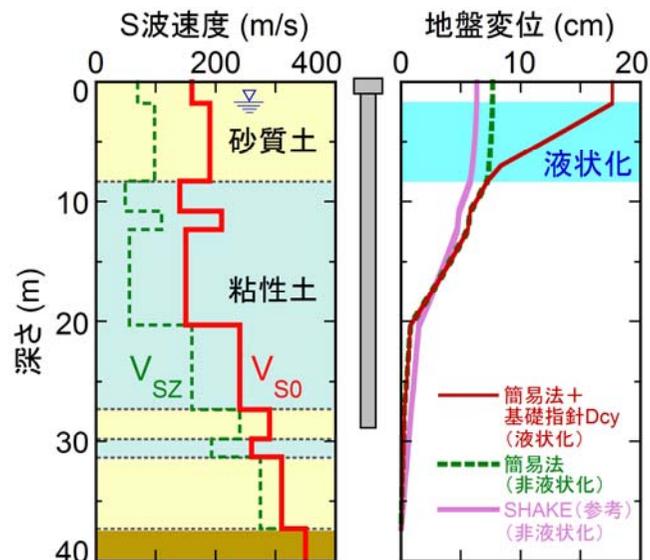
- ・基礎指針の方法による
- ・検討対象: 地下水位以深の砂質土(深さ1.8-8.3m)
- ・地表面最大加速度  $3.5\text{m/s}^2$ , マグニチュード 7.5



68

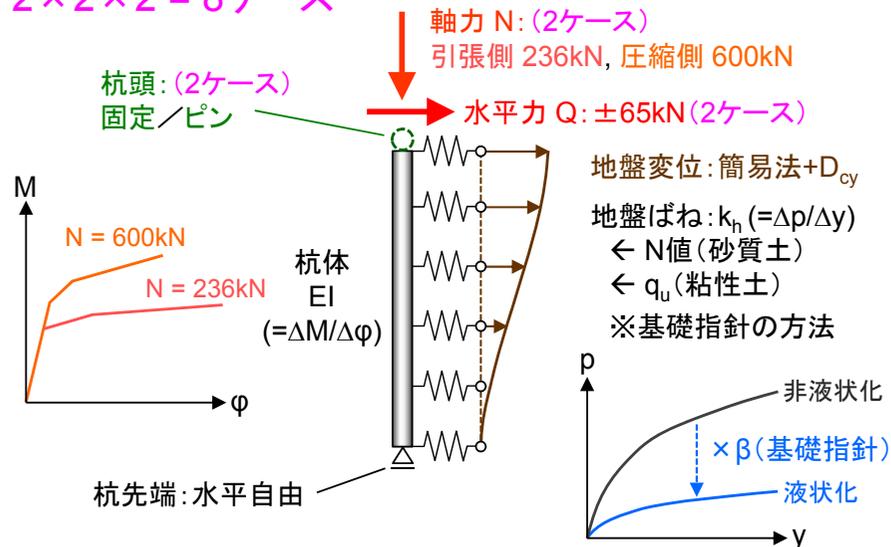
### ⑤地盤変位の算定

- ・【参考資料4】の簡易法+基礎指針の $D_{cy}$
- ・ $C_0 = 1.0$  相当の地表面最大速度応答  $1\text{m/s}^2$



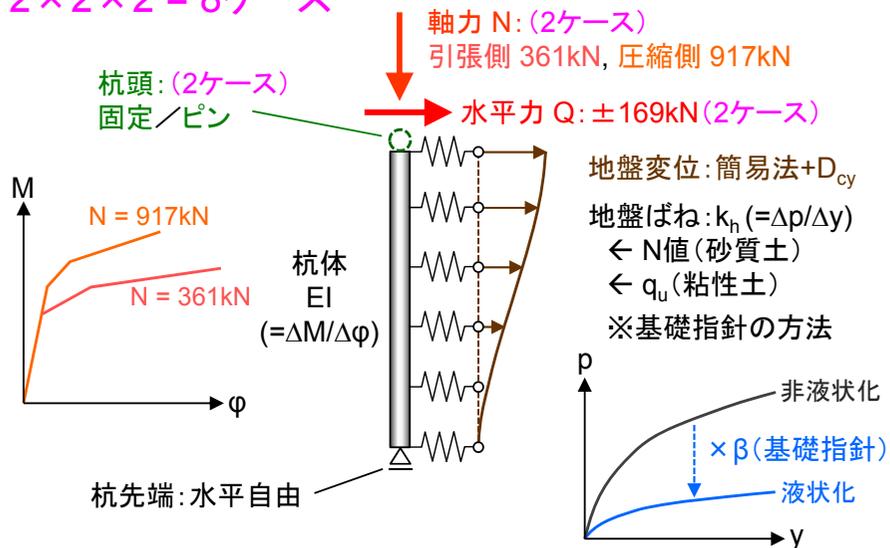
### ⑥杭の応力解析条件の整理-1: $\phi 350\text{mm}$ (隅4本)

$2 \times 2 \times 2 = 8$  ケース

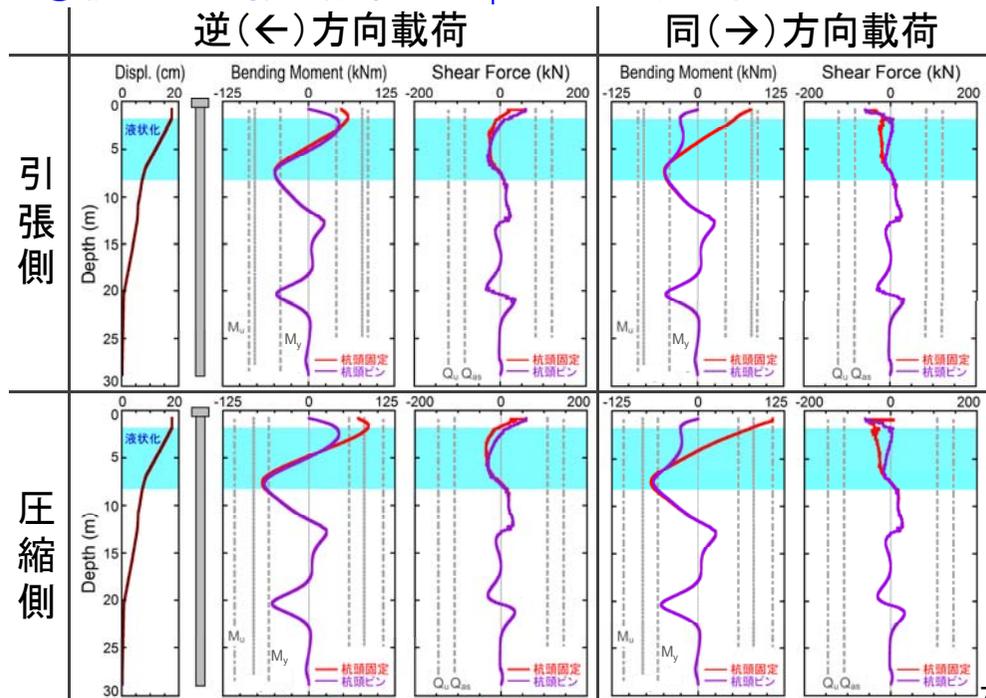


### ⑥杭の応力解析条件の整理-2: $\phi 450\text{mm}$ (10本)

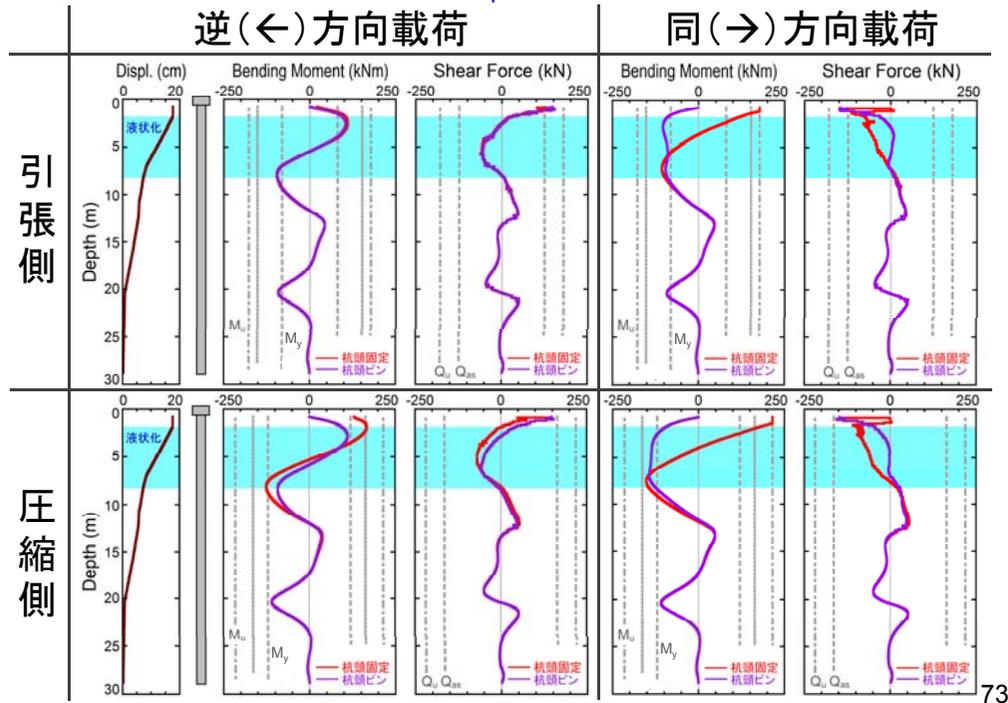
$2 \times 2 \times 2 = 8$  ケース



### ⑦杭の応力解析結果-1: $\phi 350\text{mm}$ (隅4本)



### ⑦杭の応力解析結果-2:φ450mm(10本)



73

### ⑧杭の応力解析結果まとめ

条件	逆方向載荷	同方向載荷	性能レベル
杭頭固定	引張側 φ350(隅4本): 杭頭部, 液状化層上下部, 深さ20mの3箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. φ450(10本): 液状化層上下部, 深さ20mの3箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. 杭頭部 <sup>②</sup> で短期許容せん断力を超える.	φ350(隅4本): 同左. φ450(10本): 杭頭部 <sup>②</sup> で曲げ破壊. 液状化層上下部, 深さ20mの3箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. 杭頭部 <sup>②</sup> で短期許容せん断力を超える.	C未満
	圧縮側 φ350(隅4本): 杭頭部, 液状化層上下部の2箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. φ450(10本): 杭頭部, 液状化層上下部の2箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏.	φ350(隅4本): 杭頭部 <sup>②</sup> で曲げ破壊. 液状化層上下部2箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. φ450(10本): 杭頭部 <sup>②</sup> で曲げ破壊. 液状化層上下部2箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏.	C未満
杭頭ピン	引張側 φ350(隅4本): 液状化層上下部, 深さ20mの3箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. φ450(10本): 液状化層上下部, 深さ20mの3箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. 杭頭部 <sup>②</sup> で短期許容せん断力を超える.	φ350(隅4本): 液状化層下部, 深さ20mの2箇所 <sup>①</sup> で曲げ降伏. φ450(10本): 液状化層全域と深さ20mで曲げ降伏. 杭頭部 <sup>②</sup> で短期許容せん断力を超える.	C未満
	圧縮側 φ350(隅4本): 液状化層下部 <sup>①</sup> で曲げ降伏. φ450(10本): 曲げ降伏, 短期許容せん断力に達しない.	φ350(隅4本): 同左. φ450(10本): 液状化層全域 <sup>①</sup> で曲げ降伏.	C未満

74

本講習内容が応答変位法による杭の2次設計の理解と習得のお役に立てれば幸いです。