

# 「新版建築物耐震設計規範修改內容」技術研討會

## 土壤液化評估方式之修正重點

主講人:黃俊鴻

中央大學土木工程學系 教授

國家地震工程中心地球科學與大地工程組召集人



# 修訂背景與主要內容

- 反映1999年0921集集地震與2016年0206美濃地震後土壤液化的震災調查經驗，與國內、外土壤液化領域較成熟的研究結果。
- 針對2016年0206美濃地震後，行政院指示應盡速頒佈全國土壤液化潛勢圖，故配合修訂現有規範之相關內容。
- 本次修訂之內容與原則主要包括：
  - 與建築物基礎構造設計規範(基規)內容一致
  - 11.1.3多種液化評估方法可選用
  - 11.1.4修正液化土質參數折減之相關規定
  - 增加液化後地盤沉陷評估法(基規)
  - 增加地盤流動化基礎耐震設計章節(基規)



# 設計地震之修正

## 11.1.3 設計地震(現行)

### ■ 一級地震

- PGA震區分布(475年)

### ■ 無地震規模可選用

## 11.1.3 設計地震(新)

### ■ 三級地震

- 中小度地震-不容許液化
- 設計地震-容許液化
- 最大考量地震(僅 $I=1.5$ 之建物)-容許液化
- EPA取代PGA
- 液化評估不須考慮用途係數 $I$

### ■ 增列液化評估採用之地震規模 $M_w$



# 液化評估用之地震規模

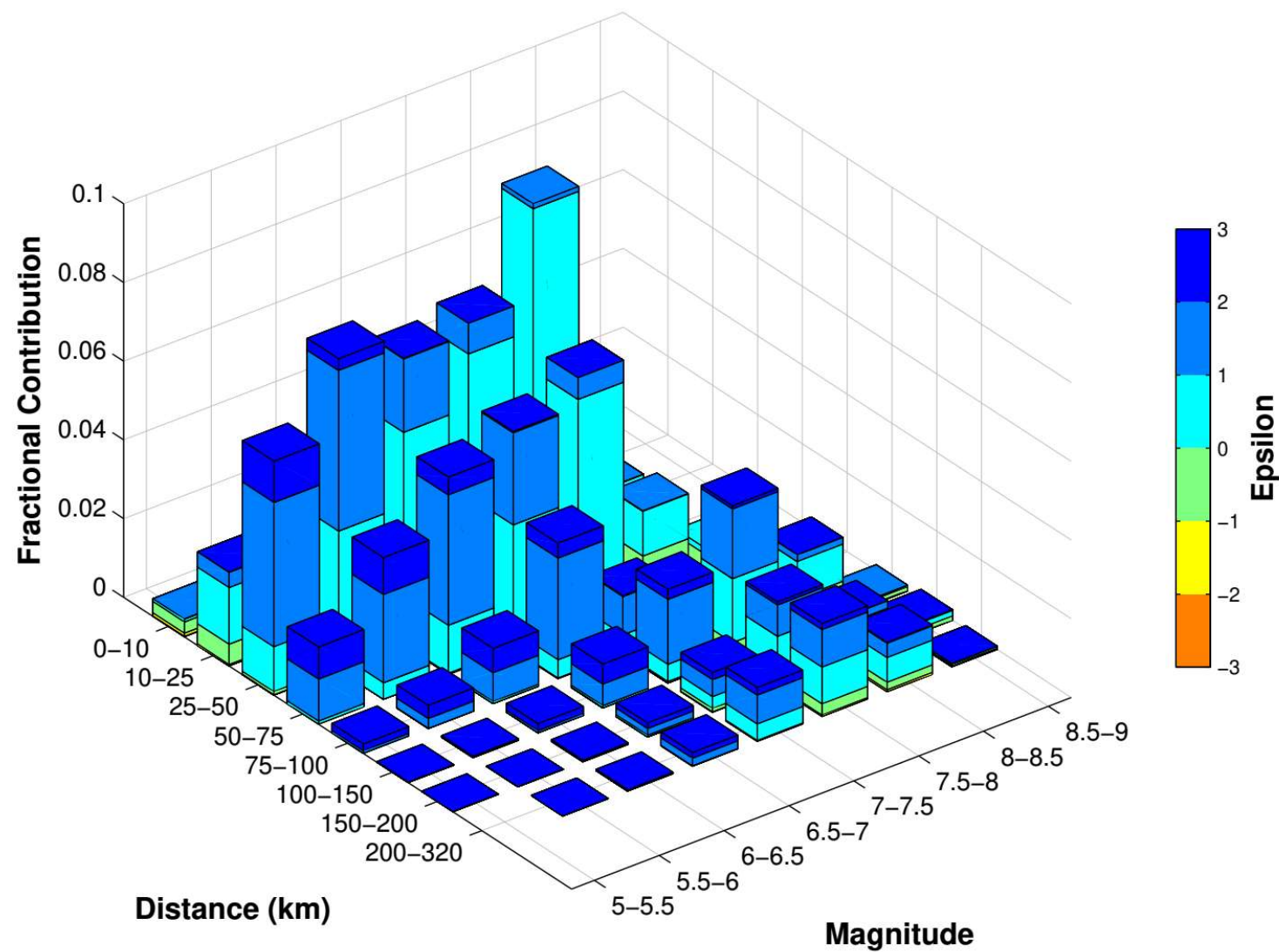
表 C11-1 土壤液化潛能評估地震規模修正因子使用之地震規模 $M_w$

縣、市	對應中小震度 之地震規模	對應設計震度 之地震規模	對應最大考量震 度之地震規模
基隆市、新北市、台北市、宜蘭縣市、花蓮縣市、台東縣市	7.1	7.3	7.5
桃園市、台中市、彰化縣市、南投縣市、雲林縣、嘉義縣市、台南市、高雄市	6.9	7.1	7.3
新竹縣市、苗栗縣市、屏東縣市	6.7	6.9	7.1
澎湖縣、金門地區、馬祖地區	6.5	6.7	6.9



# 地震危害分解

## Seismic Hazard De-aggregation



# 土壤液化評估方法之修改

## 11.1.3 土壤液化潛能評估 (現行)

### ■SPT-N法

- 日本道路協會(1996)

### ■CPT- $q_c$ 法

- Shibata et al. (1988)
- 半CPT法

## 11.1.3 土壤液化潛能評估 (新)

### ■SPT-N法

- HBF法 (2012)-本土
- NCEER(2001)-美國
- AIJ(2001)-日本建築學會
- 日本道路協會(1996)
- 提出SPT-N的能量標準及如何修正

### ■CPT- $q_c$ 法 (未來接受度會越高)

- 列為可參考使用法
- 全CPT法



# 本土HBF液化評估簡易法之介紹(1/15)

- 本方法主要係參考Seed et al.(1985)發展簡易評估法之基本架構，利用地震時現地土壤發生液化與非液化之案例資料，用以界定土壤之抗液化強度。發展HBF評估法時所用之案例資料，除包含世界各國之案例三百多筆資料(Cetin, et. al, 2000)外，更增加國內集集地震之案例三百多筆，迴歸分析時採用雙曲線函數(Hyperbolic Function, HBF)表示土壤之抗液化強度，故為一包含本土集集地震資料所發展出來之液化評估法(黃俊鴻等人，2012)
- J. H. Hwang, S. Khoshnevisan, C. H. Juang, and C. C. Lu, 2021, "Soil liquefaction potential evaluation – An update of the HBF method focusing on research and practice in Taiwan," Engineering Geology, Vol. 280, Article 105926
- J. H. Hwang, C. W. Yang, and C. H. Chen, 2003, "Investigation on Soil Liquefactions during the Chi-Chi Earthquake," Journal of Soils and Foundations (recorded in SCI and EI)
- J. H. Hwang, C. W. Yang, 2001, "Verification of Critical Cyclic Strength Curve by Taiwan Chi-Chi Earthquake Data," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp. 237-257. (recorded in SCI and EI)
- 黃俊鴻、陳正興、莊長賢，2012，「本土HBF土壤液化評估法之不確定性」，地工技術，第133期，第77-86頁，台北。
- 黃俊鴻、楊志文、陳正興，2005，「本土化液化評估方法之建議-雙曲線液化強度曲線」，地工技術，第103期，第53-64頁。

# Introduction (2/15)

- The pioneer works on the simplified stress based methods
  - Seed & Idriss (1971); Seed & Idriss (1979); Seed et al.(1985)
  - Other followers in USA: Youd et al.(2001); Cetin et al.(2004); Idriss and Boulanger (2004); Boulanger and Idriss(2014)
- The similar works in Japan
  - Iwasaki et al.(1982); JRA(1996); Tokimatsu and Yoshimi(1983); AIJ(2001)
- A new simplified method called HBF was developed in Taiwan
  - On the basis of Chi-Chi earthquake cases
  - A cyclic resistance ratio curve of HyperBolic Function(HBF) is used
  - Verification by local and worldwide liquefied and non-liquefied data





# The Framework of the Simplified Method for Assessing Soil Liquefaction Potential (3/15)

Black Box

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} = \frac{K_{FC} \cdot K_\sigma \cdot K_\alpha \cdot CRR_{M=7.5}}{0.65 \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot A_{\max} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}}$$

Performance Check

Verification by liquefied and non-liquefied earthquake cases

The key relation is  $CRR_{M=7.5}$  vs.  $(N_1)_{60}$  for clean sand



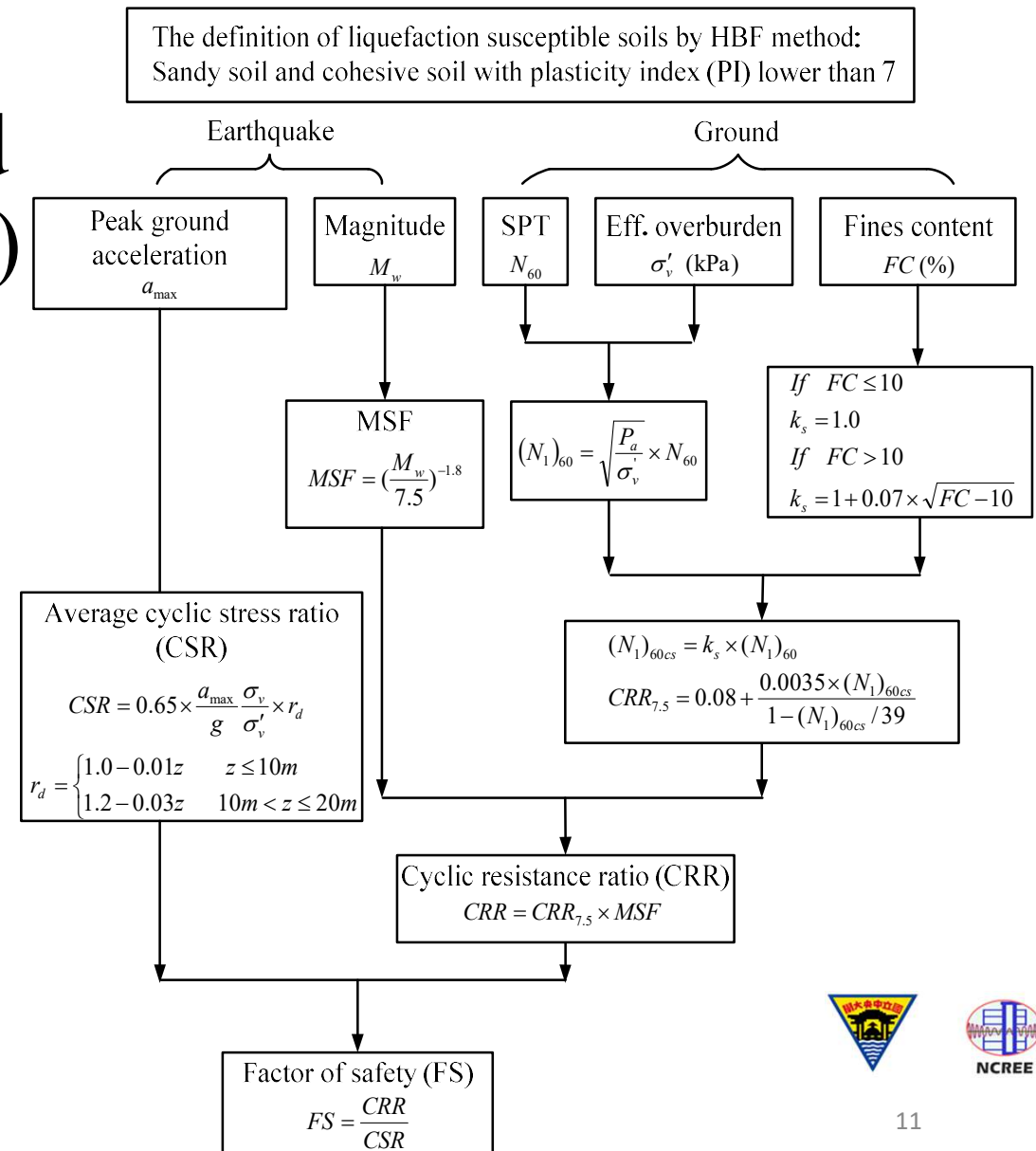
## Parameters in the black box used in liquection triggering analysis

Description	Parameter	Notes
Cyclic resistance curve	$CRR_{7.5}$	$CRR_{7.5}$ vs $(N_1)_{60CS}$ for cleansand
SPT borehole correction factors		
Overburden stress	$C_N$	
Diving energy	$C_E$	
Rod length	$C_R *$	
Borehole size	$C_B *$	
Sampler	$C_s *$	
		$(N_1)_{60} = C_N C_E C_R C_B C_s \cdot N$
Fines correction	$FC(\%)$	$\Delta(N_1)_{60}$ vs $FC(\%)$
		$(N_1)_{60CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$
CRR stress adjustment	$K_\sigma *$	
CRR initial stress adjustment	$K_\alpha *$	
		$CRR = K_\sigma \cdot K_\alpha \cdot CRR_{7.5}$
Magnitude scaling factor	$MSF$	Number of cycles
Shear stress reduction factor	$r_d$	Visco-elastic seismic response
	* :Neglectable	



# Framework of HBF Method and Its Main Features(5/15)

**Feature 1:** All the formula used to calculate cyclic resistance ratio (CRR), stress reduction factor ( $r_d$ ), correction factor of fines content ( $K_s$ ), Magnitude Scaling Factor (MSF), and overburden stress correction factor ( $C_N$ ) are as simple and elegant as possible so that engineers can prevent calculation errors or coding mistakes that commonly encountered in practices.

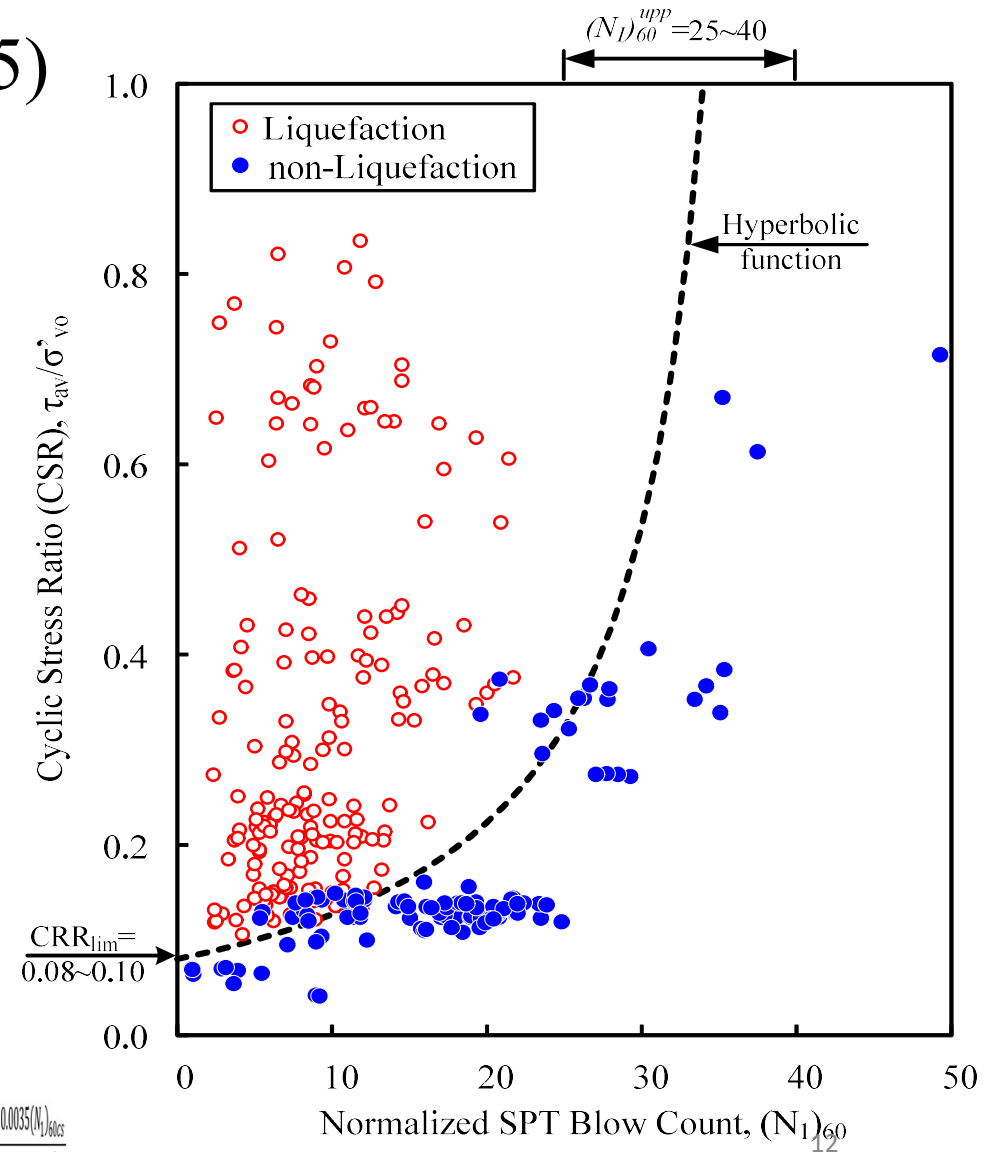


# The Main Features of HBF Method (6/15)

**Feature 2:** The method fits the CRR (Mw=7.5) curve of clean sand by using a hyperbolic function

$$CRR = A + \frac{B \times (N_1)_{60c}}{1 - (N_1)_{60} / C} = 0.08 + \frac{0.0035(N_1)_{60cs}}{1 - (N_1)_{60cs}/39}$$

Where, the constant  $A$  is corresponding to the  $CRR_{lim}$  with a value of 0.08, the constant  $B$  is corresponding to the rate of increase in CRR with respect to  $(N_1)_{60cs}$  with a value of 0.0035, and the constant  $C$  is corresponding to the  $(N_1)_{60}^{upp}$  with a value of 39. Thus, all the parameters in the hyperbolic function have their physical meanings.



$$CRR = A + \frac{B \times (N_1)_{60cs}}{1 - (N_1)_{60cs}/C} = 0.08 + \frac{0.0035(N_1)_{60cs}}{1 - (N_1)_{60cs}/39}$$

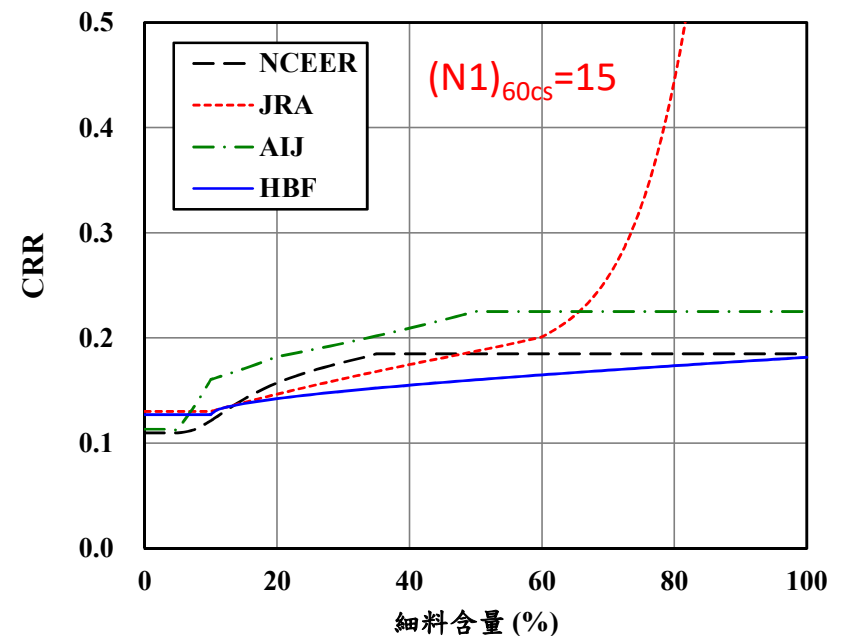
# The Main Features of HBF Method (7/15)

**Feature 3:** The HBF method believes the cohesive soils with **plasticity index  $PI > 7$  are clay-like materials** which will not liquefy and only exhibit cyclic softening behavior under seismic shaking. This criteria is in consistent with the suggestion by Boulanger and Idriss (2006) as well as the definition of clay soil in the plasticity chart proposed by Casagrande (1948), and the study on the cyclic resistance of Taipei cohesive soils (Hwang et al., 2000).



# The Main Features of HBF Method (8/15)

**Feature 4:** A lot of liquefied cases of non-plastic ML soils in central Taiwan were observed during Chi-Chi earthquake (Ueng et al., 2004) and then resulted in several experimental researches on these non-plastic soils (Huang et al., 2007; Chen et al, 2014). The conclusion is the correction of Fines content on CRR is suggested to be a little conservative, especially for non-plastic ML soils.



# A Comparison of Cyclic Strength Curve (9/15)

**Method**

**Cyclic strength curve (CRR<sub>7.5</sub>)**

$$\text{NCEER(2001)} \quad \text{CRR}_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60cs} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

$$\text{Cetin et al.(2004)} \quad \text{CRR}_{7.5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60}(1+0.004FC) - 29.53 \ln(M_w) - 3.7 \ln\left(\frac{\sigma_v}{P_a}\right) + 0.05FC + 16.85 + 2.7\Phi^{-1}(0.15,0,1)}{13.32}\right)$$

$$\text{HBF(2012)} \quad \text{CRR}_{7.5} = 0.08 + \frac{0.0035(N_1)_{60cs}}{1 - (N_1)_{60cs}/39}$$

$$\text{Boulanger and Idriss (2014)} \quad \text{CRR}_{7.5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$



# A Comparison of Stress Reduction Factor (10/15)

Method	Stress reduction factor ( $r_d$ )
NCEER(2001)	$r_d = \frac{1.0 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1.0 - 0.4177z^{0.5} + 0.5729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2}$
Cetin et al.(2004)	$z < 20m, \quad r_d = \frac{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525V_{s12m}^*}{16.258 + 0.201e^{0.341(-z + 0.0785V_{s12m}^* + 7.586)}}}{1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{max} + 0.999M_w + 0.0525V_{s12m}^*}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{s12m}^* + 7.586)}}}$
HBF(2012)	$r_d = 1 - 0.01z \quad \text{from } z(m) \leq 10$ $r_d = 1.2 - 0.03z \quad \text{from } 10 < z(m) \leq 10$
Boulangier and Idriss (2014)	$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z)M]$ $\alpha(z) = -1.012 - 1.126\sin\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$ $\beta(z) = 0.106 + 0.118\sin\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$





# A Comparison of Fines Content Correction (11/15)

Method	Fines content correction ( $C_N$ )
NCEER(2001)	$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$ $\alpha = 0; \beta = 0 \quad \text{for } FC \leq 5$ $\alpha = \exp[1.76 - (190/FC^2)]; \beta = 0.99 + \frac{FC^{1.5}}{1000} \quad \text{for } 5 < FC \leq 35$ $\alpha = 5; \beta = 1.2 \quad \text{for } FC > 35$
Cetin et al.(2004)	$C_{FINES} = 1 + 0.004FC + 0.05 \left( \frac{FC}{(N_1)_{60}} \right)$ <p>Lim: <math>5\% \leq FC \leq 35\%</math></p>
HBF(2012)	$(N_1)_{60cs} = K_s (N_1)_{60}$ $K_s = 1 \quad \text{for } FC \leq 10$ $K_s = 1 + 0.07\sqrt{FC - 10} \quad \text{for } FC > 10$
Boulanger and Idriss (2014)	$(N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60}$ $\Delta(N_1)_{60} = \exp \left( 1.63 + \frac{9.7}{FC + 0.01} - \left( \frac{15.7}{FC + 0.01} \right)^2 \right)$



# COMPARISON STUDIES OF THE HBF METHOD (12/15)

- A total of 669 sets of SPT-based cases were collected
  - 302 sets of Chi-Chi earthquake data by Hwang and Yang (2001)
  - 367 sets of data collected by Youd et al. (1997)
- Summary of comparison using success rate of prediction



Success rate		Seed (1985)	NCEER (2001)	AIJ (1983)	JRA (1996)	JRA (1990)	HBF (2005)
Liquefied	$FC \leq 10$	96% <sub>o</sub> (143/149)	97% <sub>o</sub> (145/149)	99% <sub>o</sub> (147/149)	99% <sub>o</sub> (147/149)	87% <sub>o</sub> (130/149)	95% <sub>o</sub> (142/149)
	$10 < FC \leq 30$	88% <sub>o</sub> (136/155)	92% <sub>o</sub> (142/155)	90% <sub>o</sub> (140/155)	97% <sub>o</sub> (150/155)	81% <sub>o</sub> (126/155)	98% <sub>o</sub> (152/155)
	$FC > 30$	91% <sub>o</sub> (63/69)	97% <sub>o</sub> (67/69)	94% <sub>o</sub> (65/69)	97% <sub>o</sub> (67/69)	81% <sub>o</sub> (56/69)	99% <sub>o</sub> (68/69)
Non-liquefied	$FC \leq 10$	59% <sub>o</sub> (62/105)	57% <sub>o</sub> (60/105)	50% <sub>o</sub> (53/105)	43% <sub>o</sub> (45/105)	61% <sub>o</sub> (64/105)	64% <sub>o</sub> (67/105)
	$10 < FC \leq 30$	88% <sub>o</sub> (130/147)	86% <sub>o</sub> (126/147)	77% <sub>o</sub> (113/147)	67% <sub>o</sub> (99/147)	79% <sub>o</sub> (116/147)	80% <sub>o</sub> (117/147)
	$FC > 30$	91% <sub>o</sub> (40/44)	82% <sub>o</sub> (36/44)	75% <sub>o</sub> (33/44)	75% <sub>o</sub> (33/44)	64% <sub>o</sub> (28/44)	75% <sub>o</sub> (33/44)
Liquefied		92% <sub>o</sub> (342/373)	95% <sub>o</sub> (354/373)	94% <sub>o</sub> (352/373)	98% <sub>o</sub> (364/373)	84% <sub>o</sub> (312/373)	97% <sub>o</sub> (362/373)
Non-liquefied		78% <sub>o</sub> (232/296)	75% <sub>o</sub> (222/296)	67% <sub>o</sub> (199/296)	60% <sub>o</sub> (177/296)	70% <sub>o</sub> (208/296)	73% <sub>o</sub> (217/296)
Total		86% <sub>o</sub> (574/669)	86% <sub>o</sub> (576/669)	82% <sub>o</sub> (551/669)	81% <sub>o</sub> (541/669)	78% <sub>o</sub> (520/669)	87% <sub>o</sub> (579/669)

# A comparison of Micro-zonation Map of Soil Liquefaction Potential in Taipei basin (13/15)

■ Using liquefaction potential index( $P_L$ ) by Iwasaki et al. (1978)

Liquefaction potential index

Degree of liquefaction severity

$$P_L \leq 5$$

slight

■ The area of different liquefaction potentials in Taipei basin by different methods is listed below

$$5 < P_L \leq 15$$

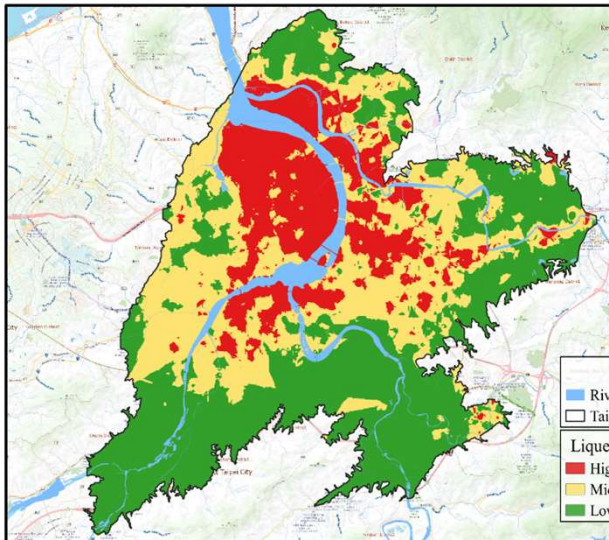
medium

$$P_L > 15$$

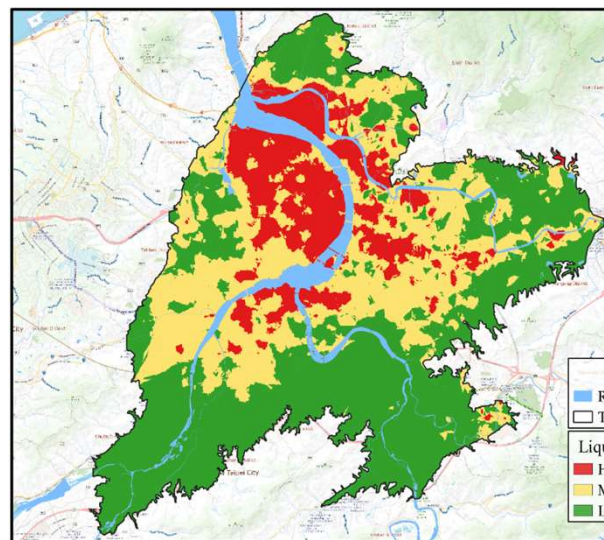
severe

Method	Liquefaction potential			Total
	Low	Middle	High	
	Area(km <sup>2</sup> )/Percentage			
HBF (2005)	101.3/39%	95.0/36%	65.6/25%	261.9/100%
NCEER (2001)	111.7/43%	98.0/37%	52.1/20%	261.9/100%
JRA (1996)	76.3/29%	104.6/40%	80.9/31%	261.9/100%

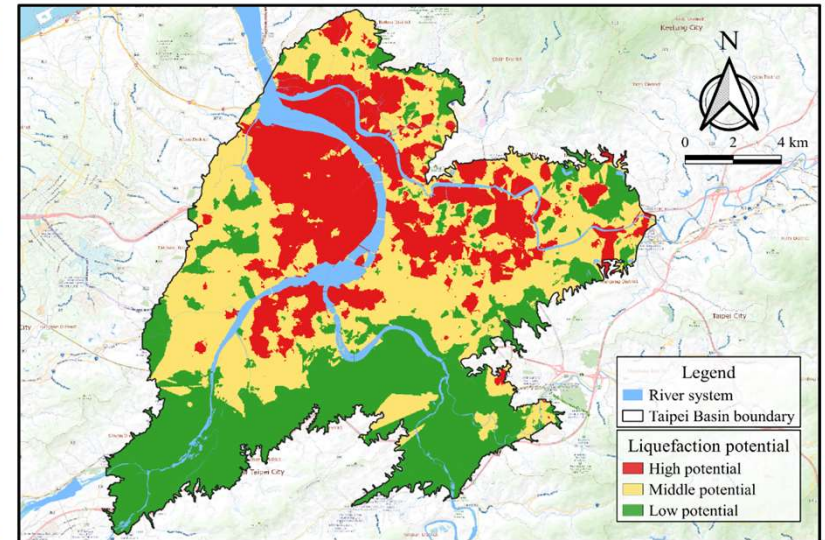
# A comparison of Micro-zonation Map of Soil Liquefaction Potential in Taipei basin (14/15)



HB(2005)



NCEER(2001)



JRA(1996)



# Conclusions and suggestion (15/15)

- The main features and the merits of HBF method are illustrated
- The HBF method has simple and elegant formula expressions
- The performance of HBF method is as good as NCEER method
- It is suggested that the HBF method can be an acceptable alternative for assessing soil liquefaction potential in practice.

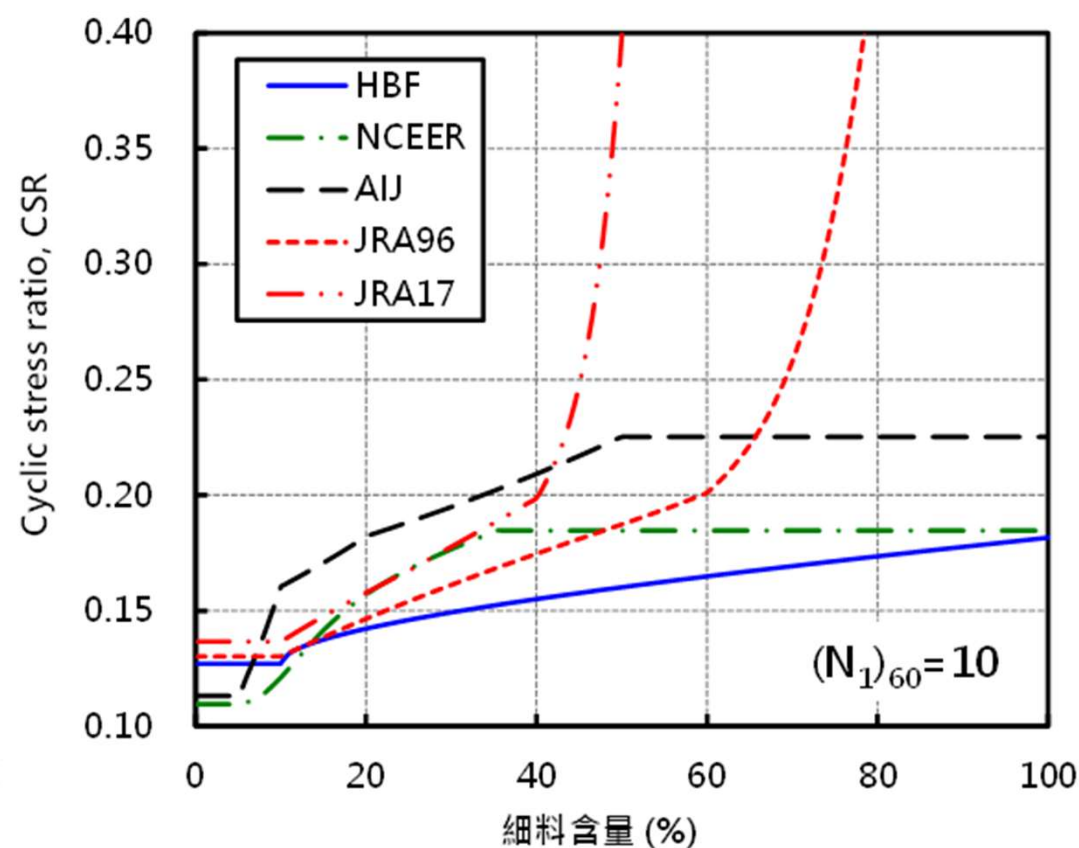
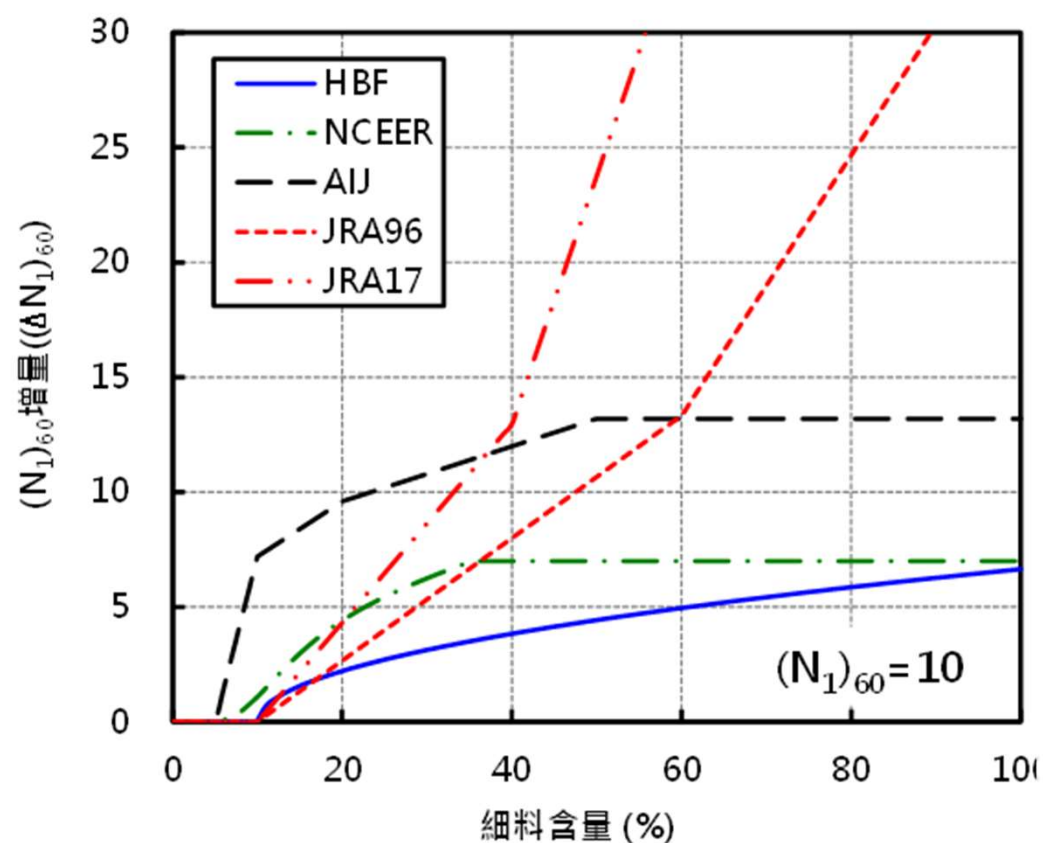


# 不建議日本道路協會(1996)評估方法的理由

- 不考慮地震規模(地震延時)與土壤液化的原理不符，其他三種方法均考慮地震規模。
- 使用最大尖峰土壤反覆剪應力比，與土壤液化學理不符，其他三種方法均使用平均土壤反覆剪應力比。
- 有板塊邊界型地震(Type 1)與都市直下型地震(Type 2)之液化強度修正係數 $C_w$ ，國內規範的設計地震並無此規定，直接引用易產生錯誤。
- 日本SPT-N之鑽桿打擊能量比與台灣不同
- 規範修改速度很快，目前已至JRA(2017)版本，其實與跟原始版本(1972)差距甚大，失去原始本版的理論特色。因此不宜再引用新的版本，新的版本對細料含量的考量過於不保守，不適合台灣的低塑性土壤。
- 在日本是用在橋梁設計，不適用於建築設計。



# 細料含量對抗液化強度之影響





## 基規10.4 損害評估」 增加液化後地盤沉陷量評估方法

$$S_L = \sum S_{Li} = \sum H_i \varepsilon_{Vi}$$

Ishihara and Yoshimine(1992)

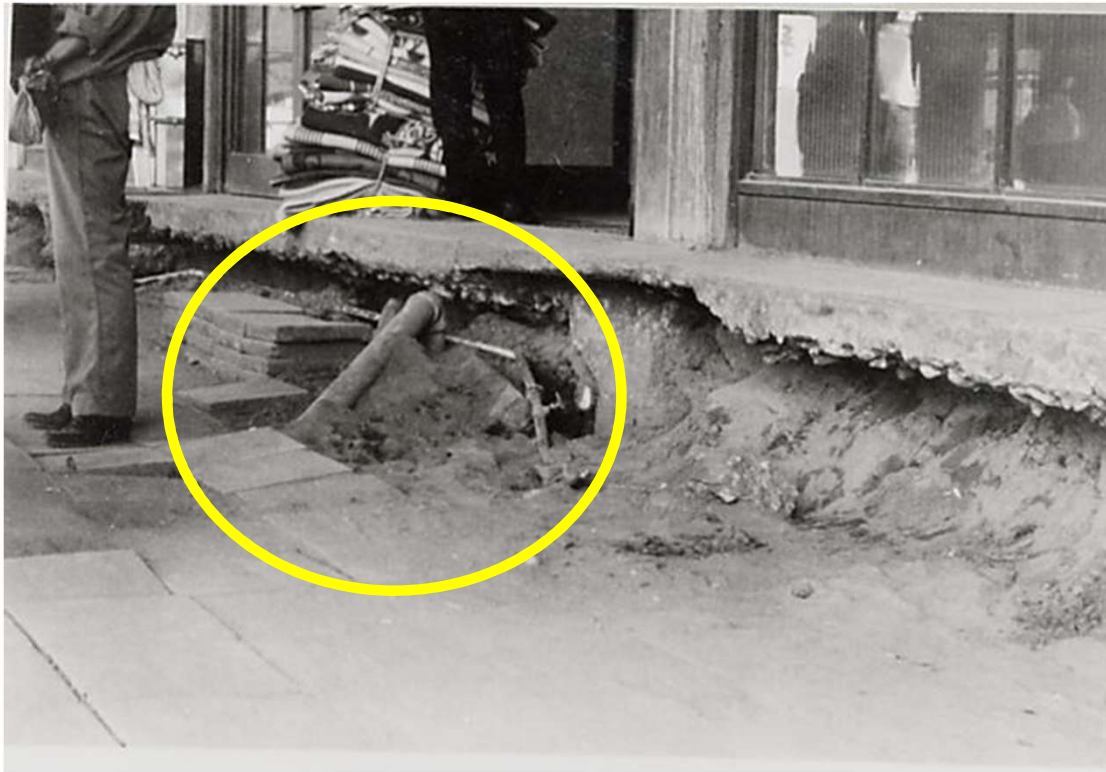
損壞程度	沉陷量(cm)	地表現象
輕至無損壞	0-10	微小裂痕
中度損壞	10-30	小裂縫、砂滲出
廣泛損壞	30-70	大裂縫、砂噴出、地盤流動

液化後沉陷量之評估結果，對於建築物維生管線之抗液化設計與排水功能的檢核，具有相當大的參考價值。



# 液化後地盤沉陷量

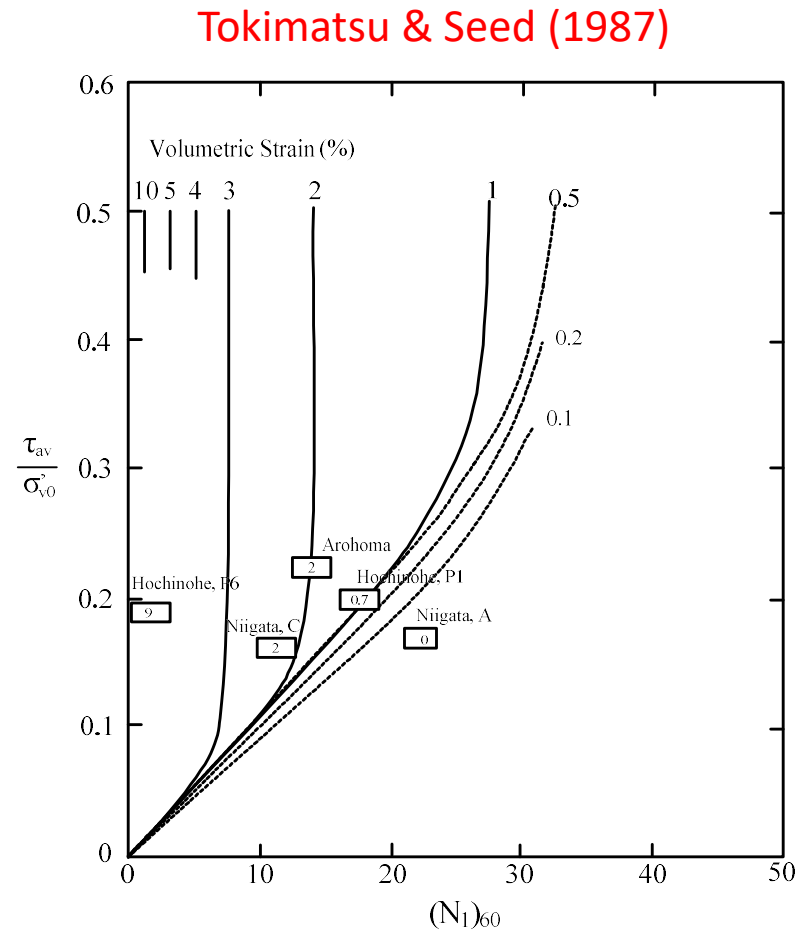
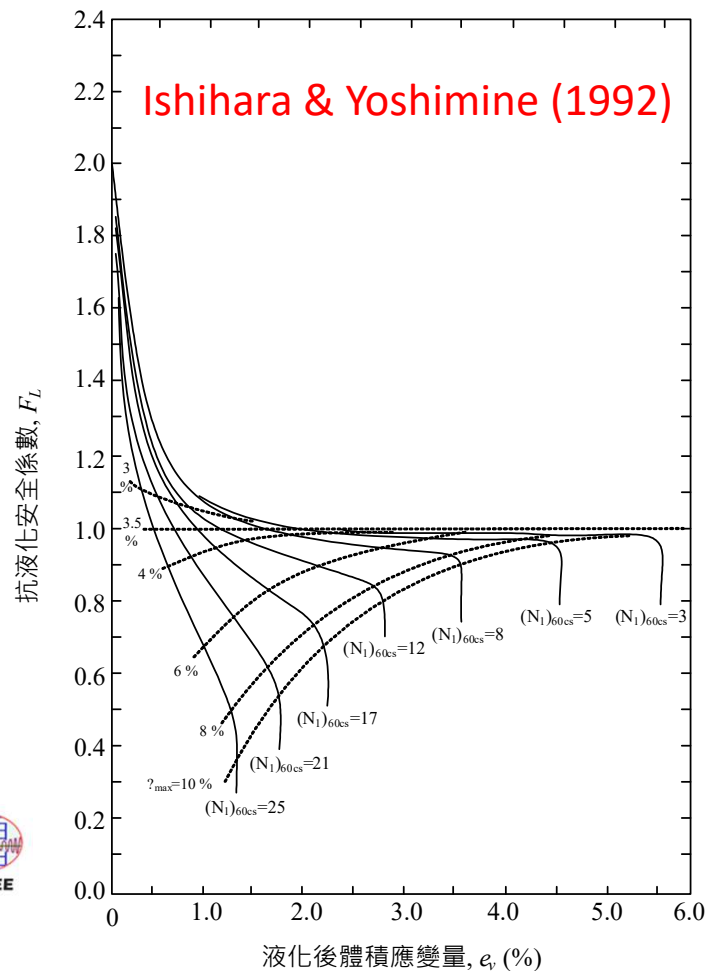
1964 日本新潟大地震



2011 日本東北大地震



# 基規「10.4 損害評估」 增加液化後地盤沉陷量評估方法



## 「11.1.4 液化地層土壤參數折減」之修改

### (a). 液化土壤之垂直阻抗

土壤液化發生後，由於液化土壤之剪力強度很小，因此埋置深度較淺之獨立基腳與地梁式基礎不宜配置於液化潛勢高之地基土壤上。建築物若採用較大型具地下室之筏式基礎、版式基礎、或具地下室與地下連續壁共構之基礎等，都具有較高之抗液化能力，局部土壤發生液化現象對大型基礎之影響通常較小，不致於發生嚴重災害，惟仍須審慎檢核建築物之液化沉陷量、以及相對沉陷是否會造成維生管線受損等問題。

對於樁基礎、沉箱等深基礎，若設置於液化土層中，土壤發生液化時，其周邊土層之摩擦強度將減為很小，無法提供有效之支承能力；因此，樁基礎與沉箱基礎必須貫穿上部液化土層，埋置一定長度於底部非液化土層，以確保其承載功能。

# 液化垂直地盤反力係數之推估(1/10)

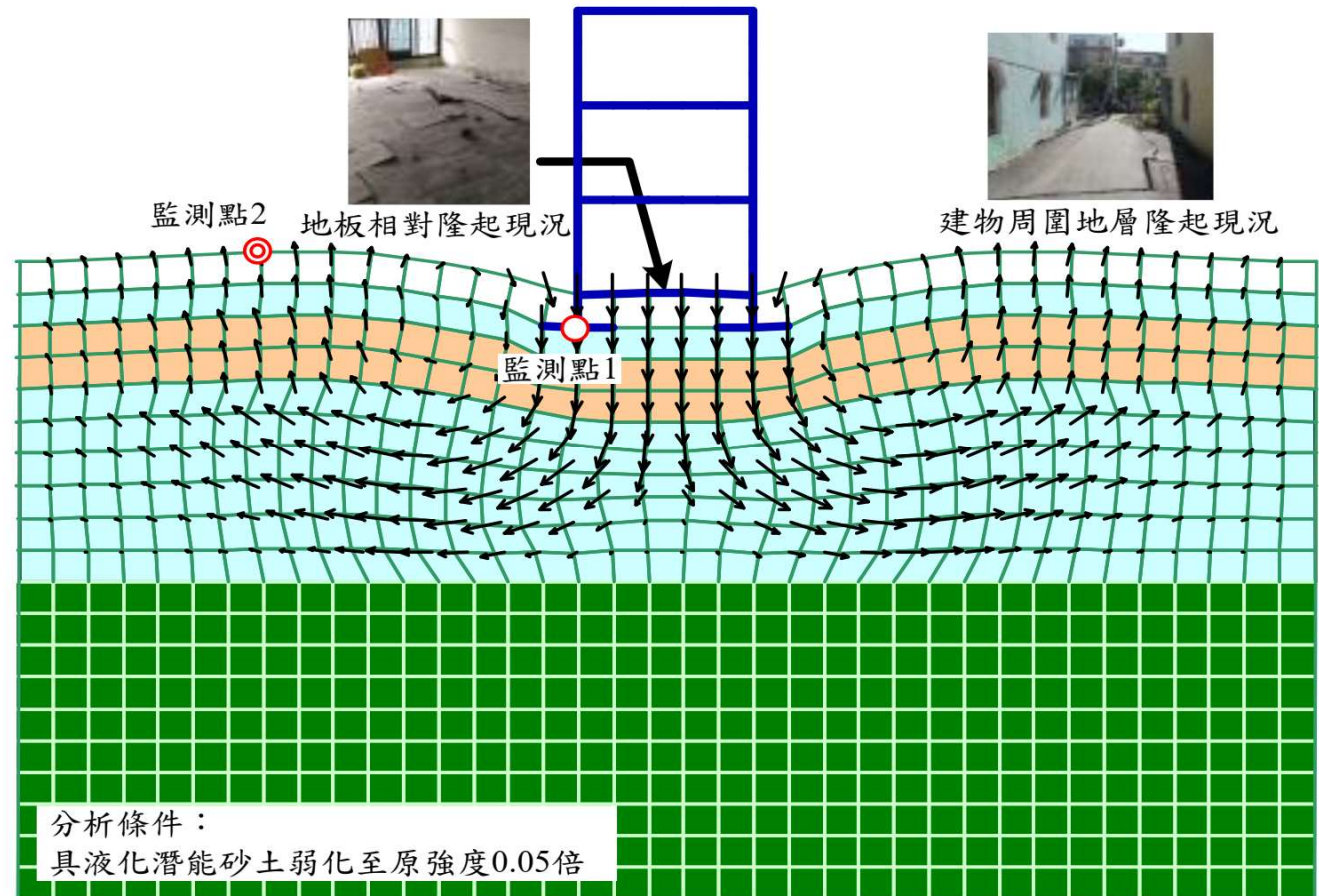
## (State of Art)

- 盧志杰 黃郁惟 黃俊鴻 (2018) “低矮建物與液化基礎土層互制行為之簡化分析模式”，地工技術 No.157, pp.101-112.
- 擬靜態之建築物液化土壤弱化分析
- 擬合歷史地震現地所量測之震後液化建築物相對沉陷量
- 反算出垂直向之土質弱化係數
- 建築物之絕對沉陷量=基礎下方深處土壤之震陷量+基礎受靜載與動載作用土壤軟化之沉陷量+土壤流失量(噴砂)
- 土壤流失量(噴砂)為顆粒流之物理現象，連體力學無法模擬
- 目前國際尚無成熟研究成果，因此無法在規範中規定





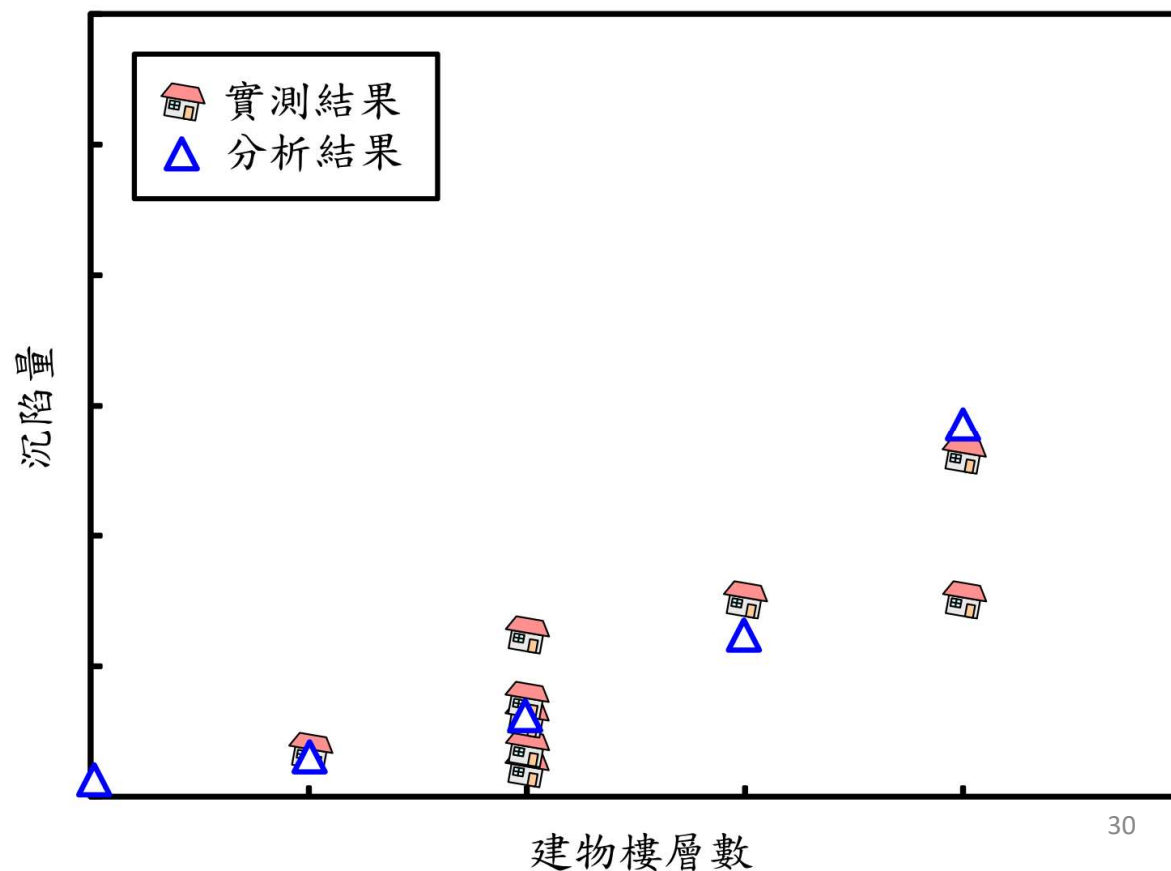
# 液化垂直地盤反力係數之推估(2/10) (State of Art)



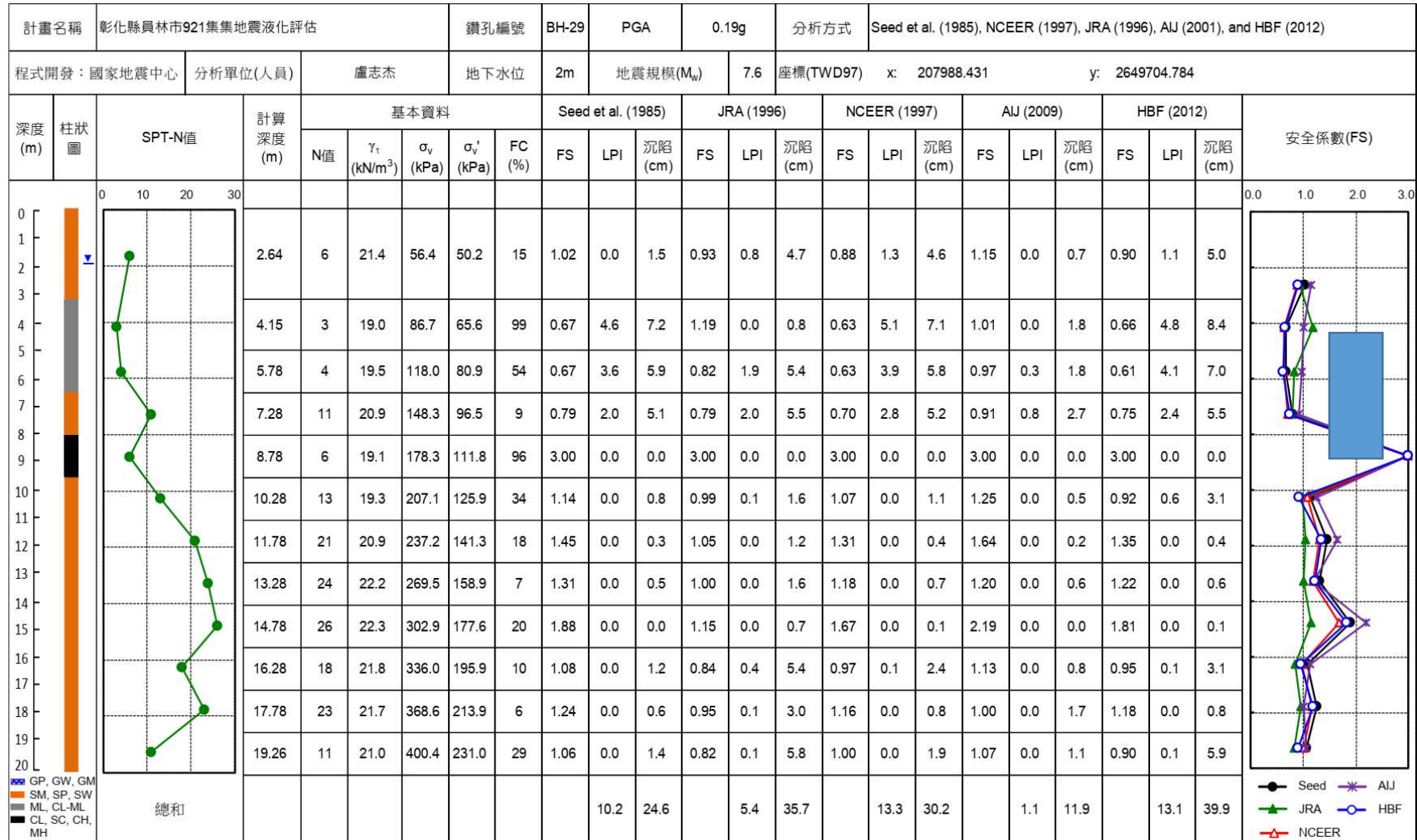
# 液化垂直地盤反力係數之推估(3/10)

## (State of Art)

1. 收集鑽孔、建築樓層數與基礎型式、與建築物震後沉陷量資料
2. 進行液化評估，找出液化土層
3. 建立建築物與液化土互制之分析模型
4. 以土質折減係數弱化液化土層之參數，直到擬合現地量測之沉陷趨勢
5. 反算出土質折減係數的範圍



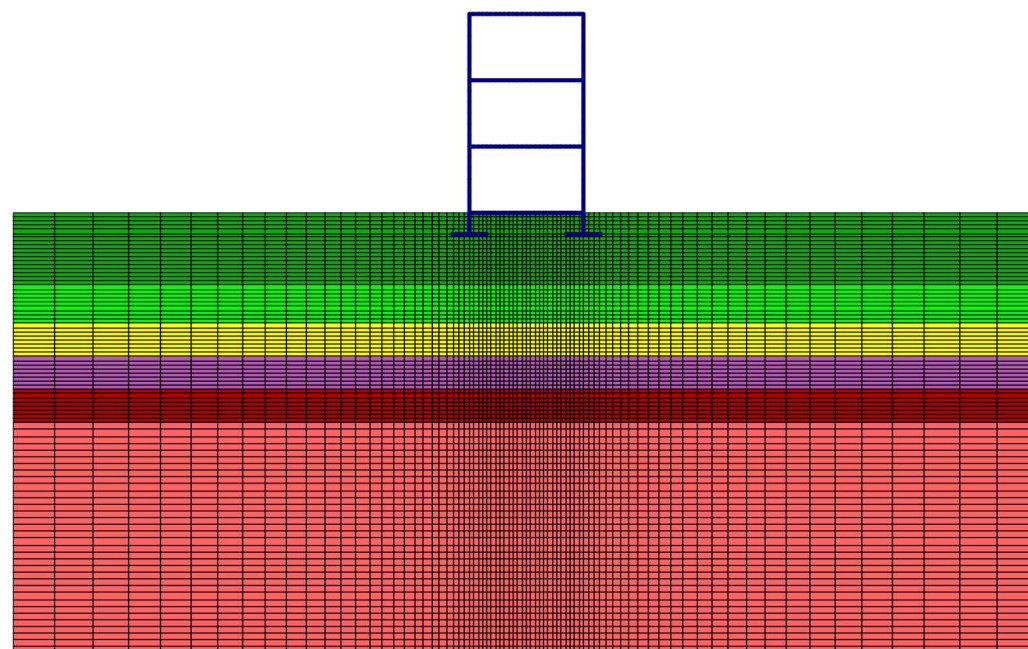
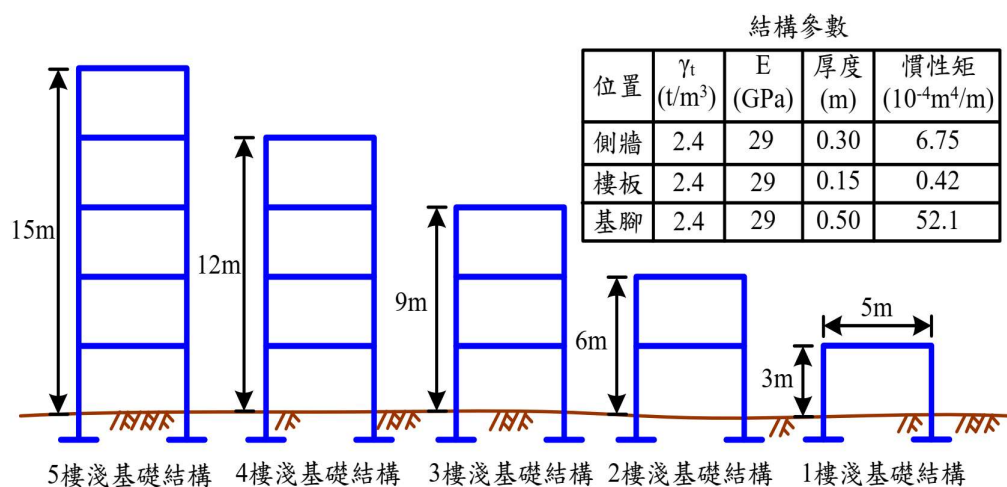
# 員林鎮崙雅里某鑽孔之土壤液化潛能分析(4/10)



# 液化垂直地盤反力係數之推估(5/10) (State of Art)

## 結構樓層與參數

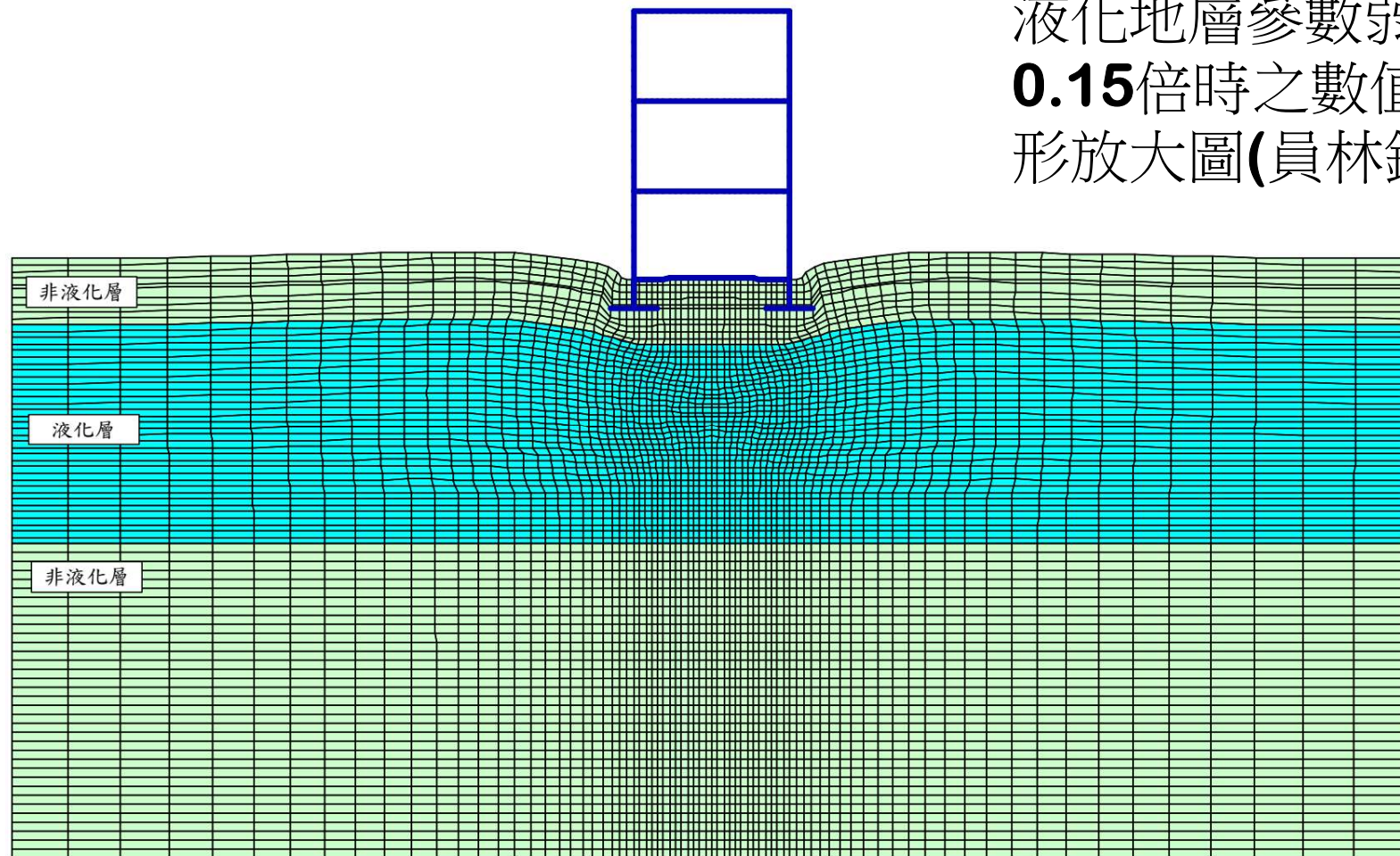
## FDM分析模型





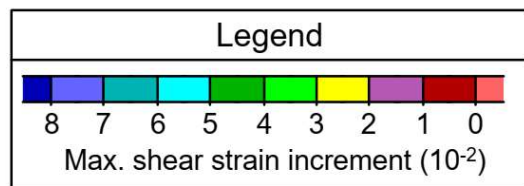
# 液化垂直地盤反力係數之推估(6/10) (State of Art)

液化地層參數弱化比為  
**0.15**倍時之數值網格變形  
形放大圖(員林鎮崙雅里)

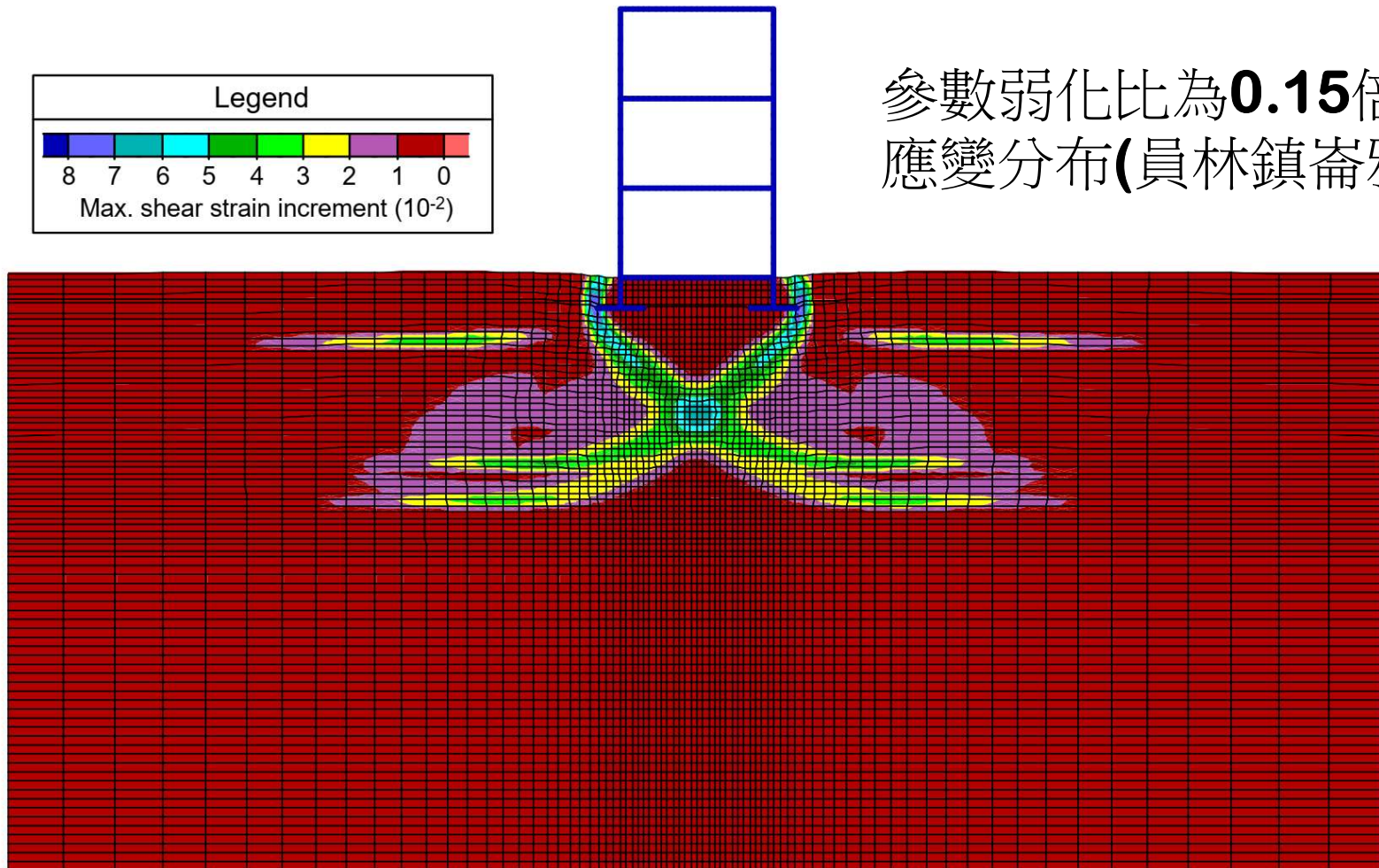


# 液化垂直地盤反力係數之推估(7/10)

## (State of Art)



參數弱化比為**0.15**倍時之剪應變分布(員林鎮崙雅里)

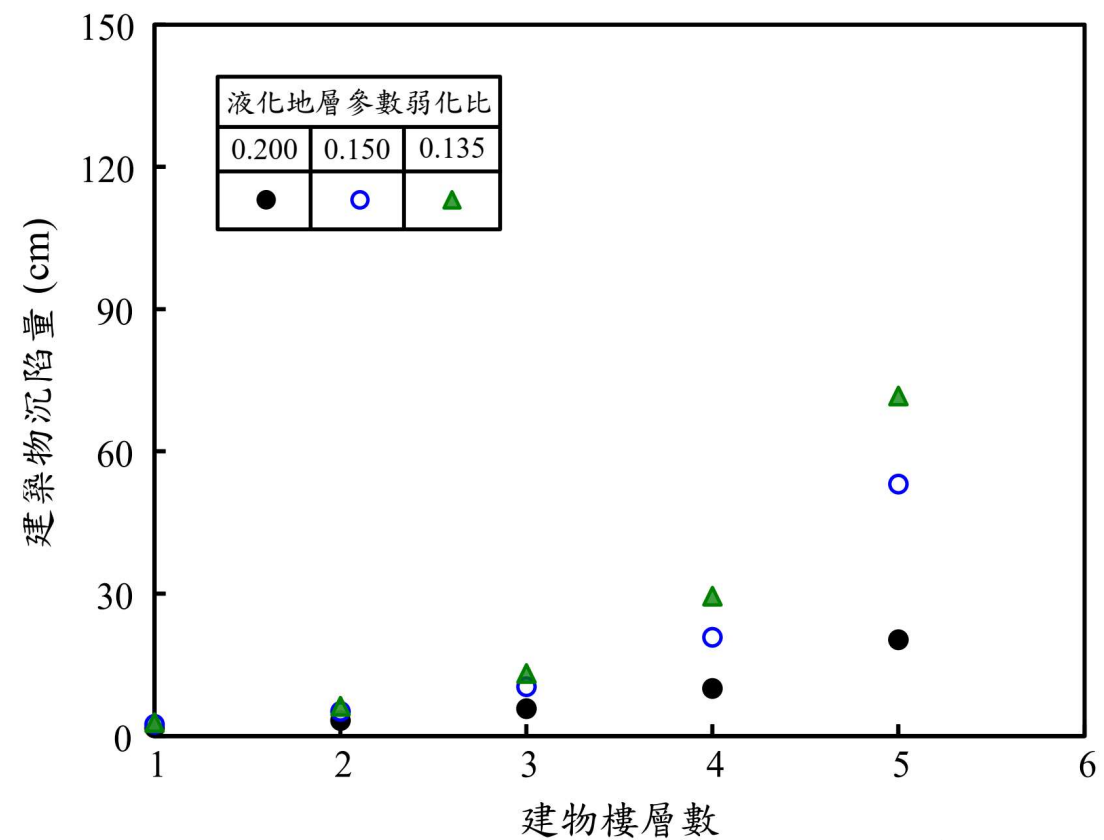
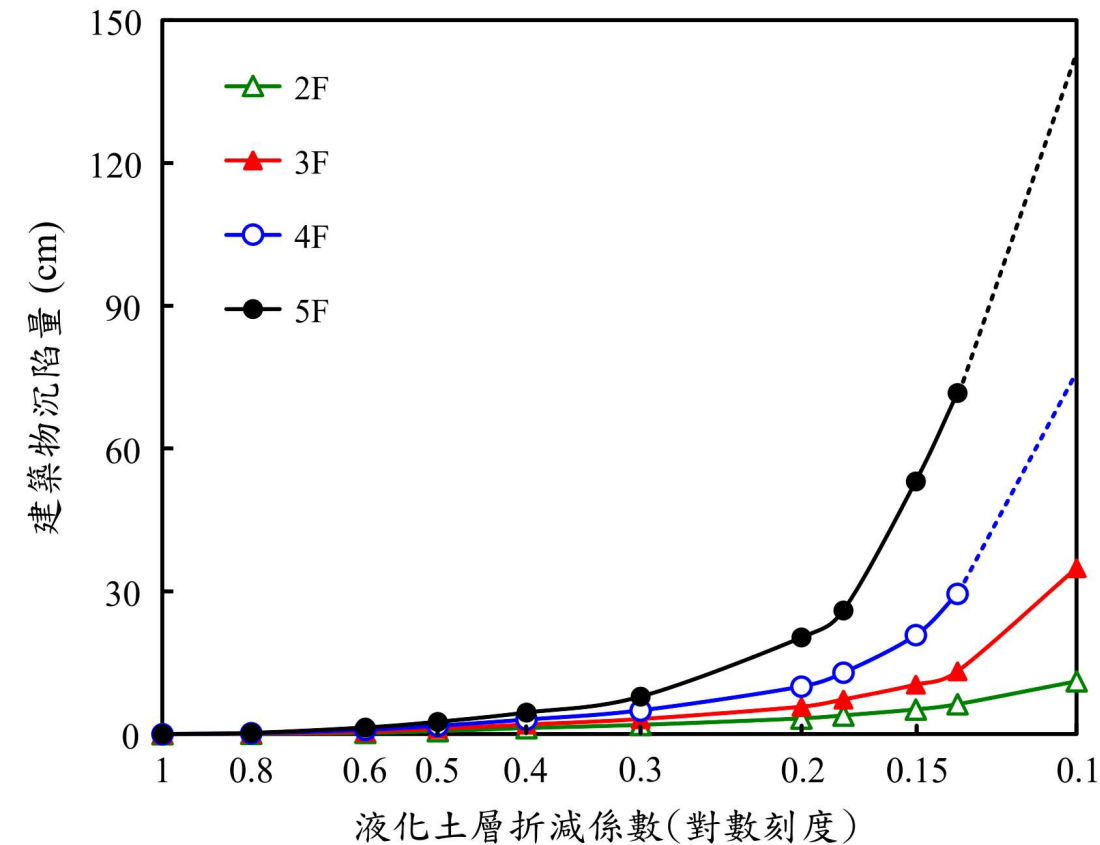


# 液化垂直地盤反力係數之推估(8/10)

## (State of Art)

建築物沉陷與液化地層弱化程度之關係(員林鎮崙雅里)

不同建築物沉陷與液化地層弱化程度之關係(員林鎮崙雅里)

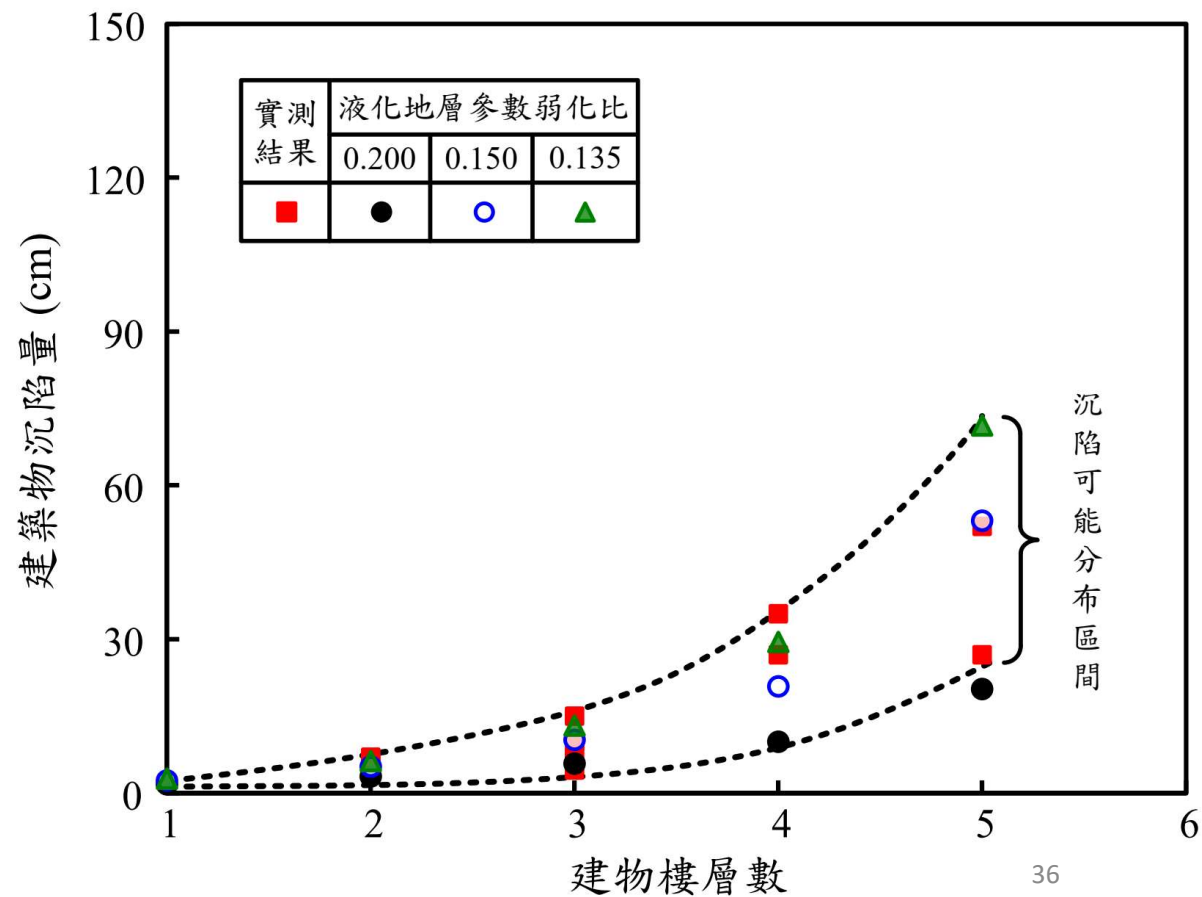




# 液化垂直地盤反力係數之推估(9/10) (State of Art)

## 員林鎮崙雅里場址分析 沉陷與實測結果

樓層數	液化地層參數弱化比						實測沉陷 (cm)
	1	0.5	0.4	0.3	0.2	0.135	
	分析沉陷(cm)						
1樓	0	0	1	1	2	3	—
2樓	0	1	1	2	3	6	6~7
3樓	0	1	2	3	6	13	4~15
4樓	0	2	3	5	10	30	27~35
5樓	0	3	5	8	20	72	27~52



# 液化垂直地盤反力係數之推估(10/10)

## (State of Art)

### 結論：

- 將液化土層參數弱化至原強度之 $0.4 \sim 0.1$ 倍，以評估建築結構物液化震後沉陷量
- 對於剛性較大之基礎例如筏式基礎，或是液化地層較深而不致出現一樓地板受頂破壞而大量湧砂，以及建物附近密集分布許多其他建築物而抑制液化土壤流失等情況，建議可採用較大之折減係數
- 對於鄰近無其他建物之單棟建築物，若是其基礎剛性較小例如獨立基腳且直接接觸液化地層時，並液化土壤流失之可能者，則應保守考量其折減係數
- 上述觀點純屬學者研究建議，不代表本規範之立場



# 「11.1.4 液化地層土壤參數折減」之修改

## (b). 液化土壤之側向阻抗

關於液化土壤之側向阻抗，目前相關研究資料尚不充足。依據日本建築物之液化災損經驗，日本建築學會之「建築基礎構造設計指針」(1988)建議，對評估可能產生液化之土壤，應折減其耐震設計用之土壤參數。此處所指之土壤參數為土壤彈簧模式中之側向地盤反力係數( $k_{hl}$ )與側向地盤極限反力( $p_{yl}$ )，其折減方式分別如下兩式所示：

$$k_{hl} = \beta k_{h0} \cdot y_r^{-1/2} \quad \text{式(解 10.5-1)}$$

$$p_{yl} = \alpha p_{y0} \quad \text{式(解 10.5-2)}$$

$k_{hl}$ ：土壤液化時之側向地盤反力係數(tf/m<sup>3</sup>)；

$\beta$ ：地盤反力係數之折減係數；

$k_{h0}$ ：土壤沒有液化時，在側向變位1cm下之側向地盤反力係數(tf/m<sup>3</sup>)；

$y_r$ ：側向變位(cm)；

$p_{yl}$ ：土壤液化時之地盤極限反力(tf/m<sup>2</sup>)；

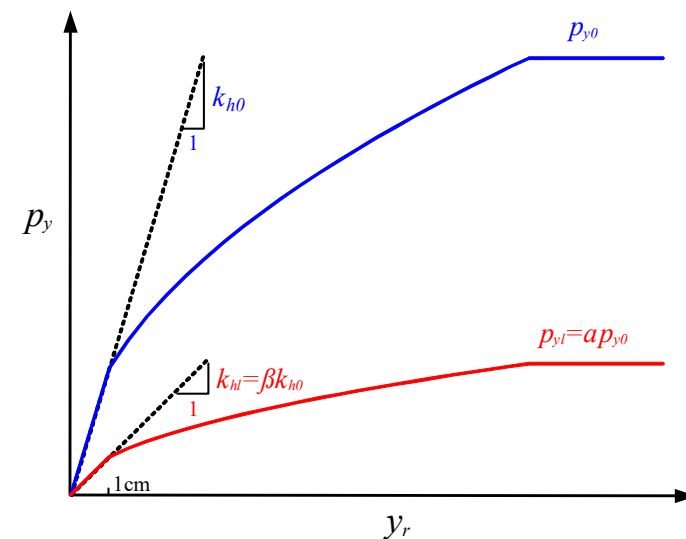
$\alpha$ ：地盤極限反力之折減係數；

$p_{y0}$ ：土壤沒有液化之地盤極限反力(tf/m<sup>2</sup>)。



## 「11.1.4 液化地層土壤參數折減」之修改

在土壤沒有液化或軟化條件下，折減係數 $\alpha=\beta=1$ 。地震時土壤發生液化，假設地盤反力係數與地盤極限反力的折減程度相同，則 $\alpha=\beta=D_E$ ，土壤參數折減示意如圖-解10.5-1所示。參考日本建築學會(1988)建議之折減係數 $D_E$ ，經調整修正後如表-解10.5-1所示。



$F_L$ 之範圍	距地表面之深度 $z$ (m)	$(N_1)_{60cs} \leq 5$	$5 < (N_1)_{60cs} \leq 10$	$10 < (N_1)_{60cs} \leq 20$	$20 < (N_1)_{60cs}$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.05	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.1	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.1	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.2	0.5	1.0

## 「11.1.4 液化地層土壤參數折減」之修改

因為過去規範以抗液化安全係數之大小選擇折減係數的方式，在學理上有很大的爭議。 $F_L$ 值小於1.0時，即發生液化，土層幾無阻抗， $F_L$ 值再小，也是液化狀態。因此液化土層的變形程度主要跟土壤的剪脹特性以及液化狀態的持續時間有關。液化持續時間無法以簡易法評估，因此若以擬靜態分析方法進行耐震補強設計，應該主要與液化土層的緊密程度(剪脹特性不同)有關。

依據Ashford et al. (PEER Report 2011/04)整理前人對液化折減係數之試驗結果，繪成液化折減係數與乾淨砂土 $(N_1)_{60}$ 之關係如圖-解10.5-2所示。其中，日本建築學會所建議液化折減係數曲線，仍然高於各國研究之試驗值，試驗所得之折減係數都在0.2以下，大部分小於0.1，甚至為0，觀察圖中之折減係數 $D_E$ 似乎隨 $(N_1)_{60}$ 有略為增加之趨勢，可以經驗公式表示其平均關係，此經驗公式亦可作為選擇設計折減係數之用。

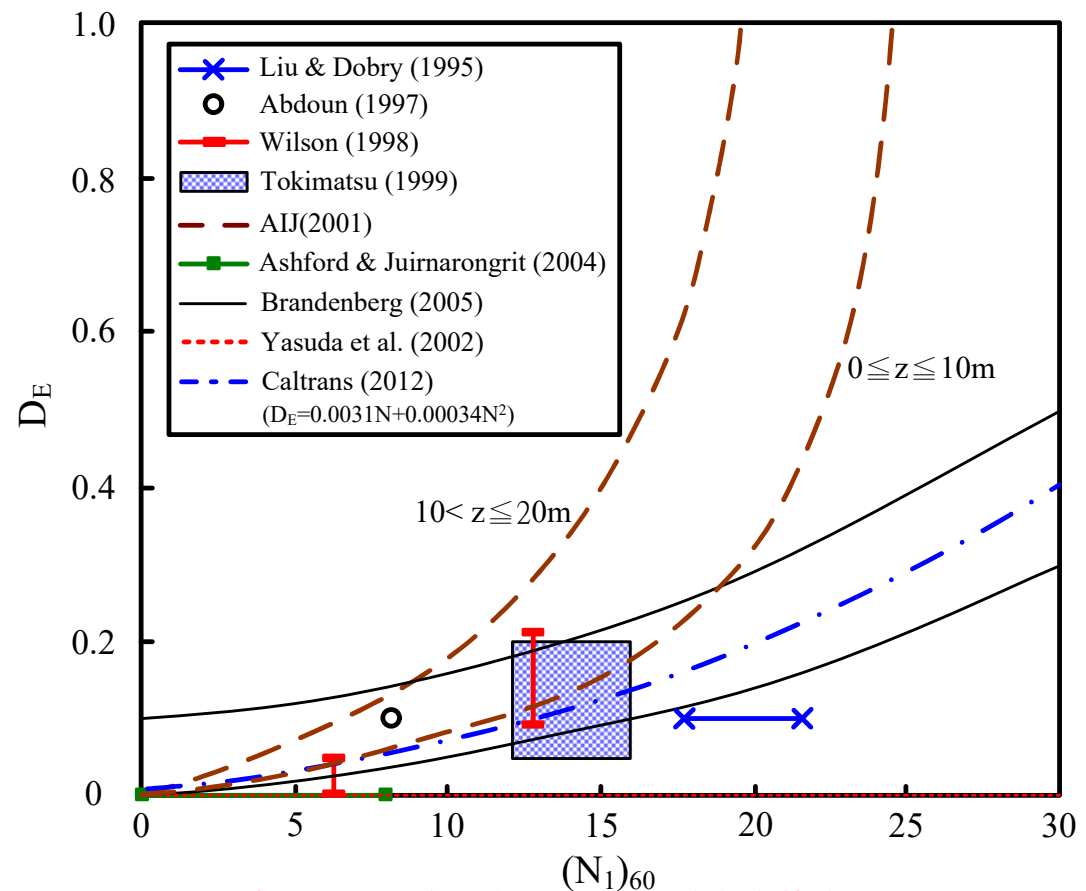


圖-解10.5-2 乾淨砂土液化折減係數與 $(N_1)_{60}$ 之關係 (修改自Ashford et al., 2011)



# 「**基規**10.5 地盤流動化之基礎耐震設計」之修改

(現行)

## 10.5 地盤流動化之基礎耐震設計

- 須考慮地盤流動之影響
- 無評估方法與公式
- ~~建議採JRA(1996)之方法~~
  - 適用於橋梁單墩基礎

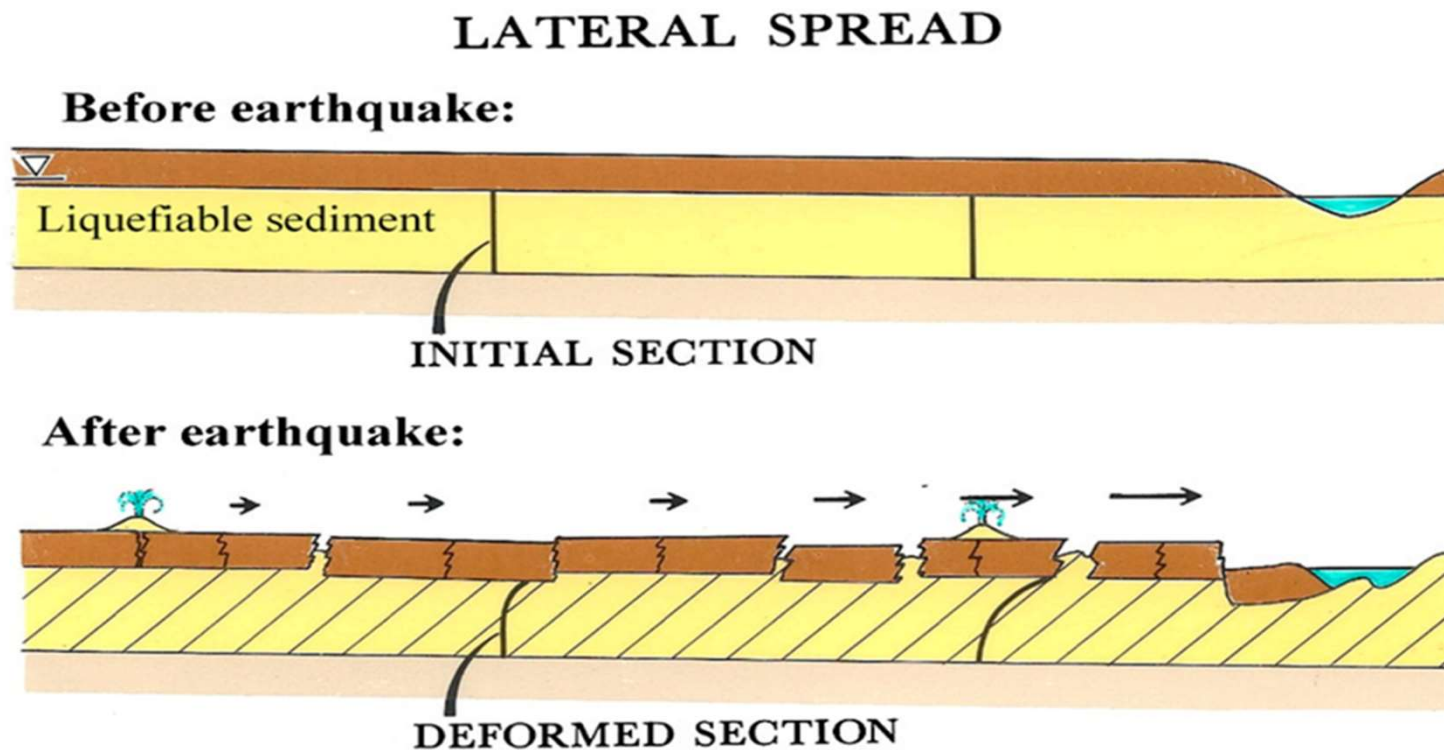
(新)

## 10.6 地盤流動化之基礎耐震設計

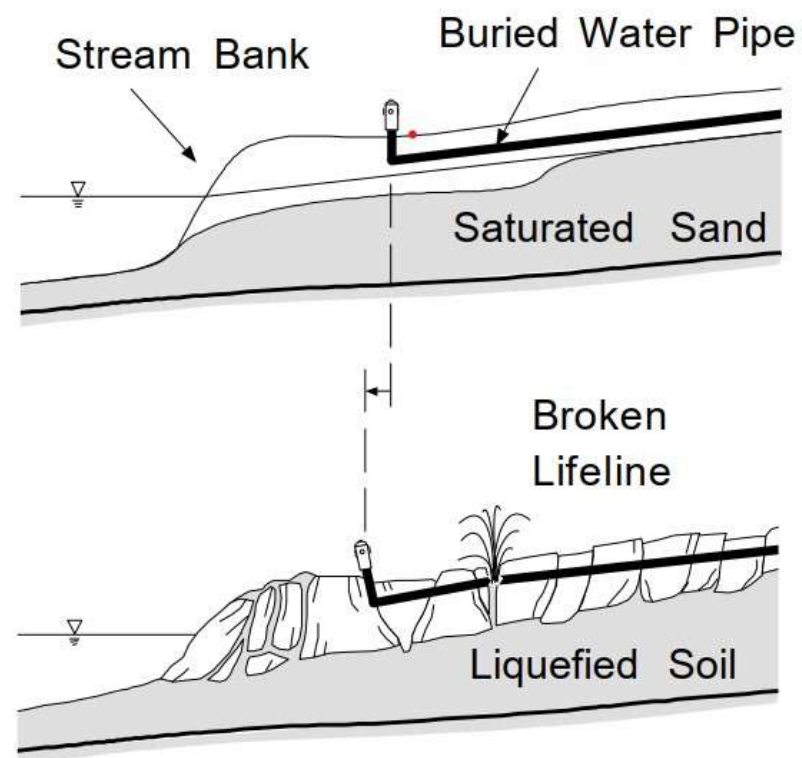
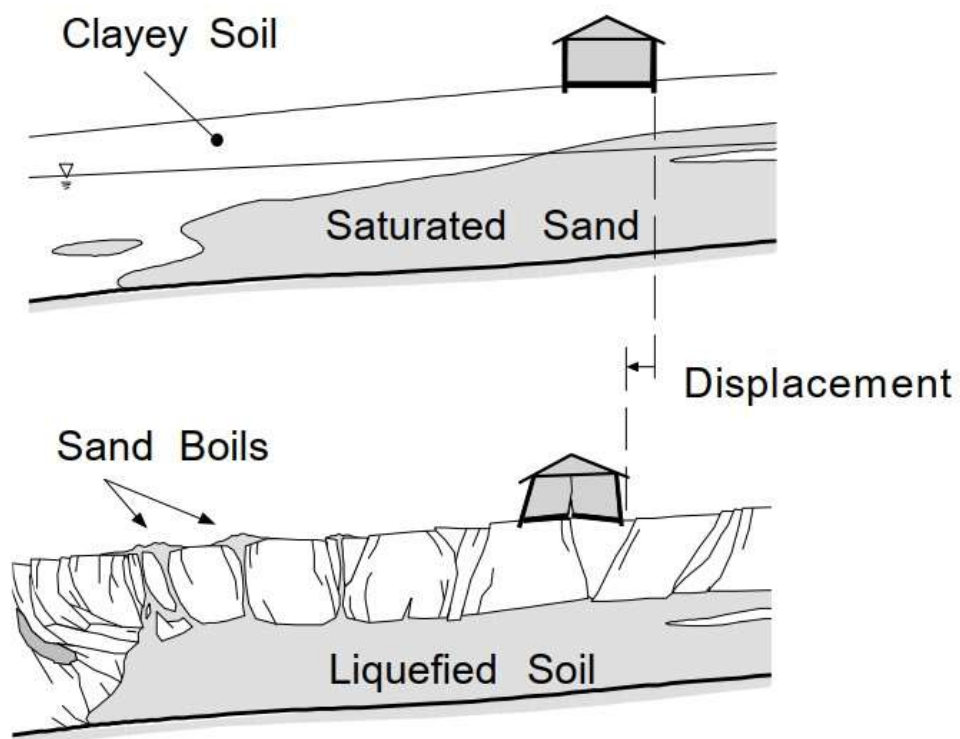
- AIJ(2001)建議之方法**
  - 評估地盤變位
  - 適合建築基礎
- 新增評估方法與圖表說明



# 什麼是地盤流動(Lateral Spread)？



# 什麼是地盤流動(Lateral Spreading)？

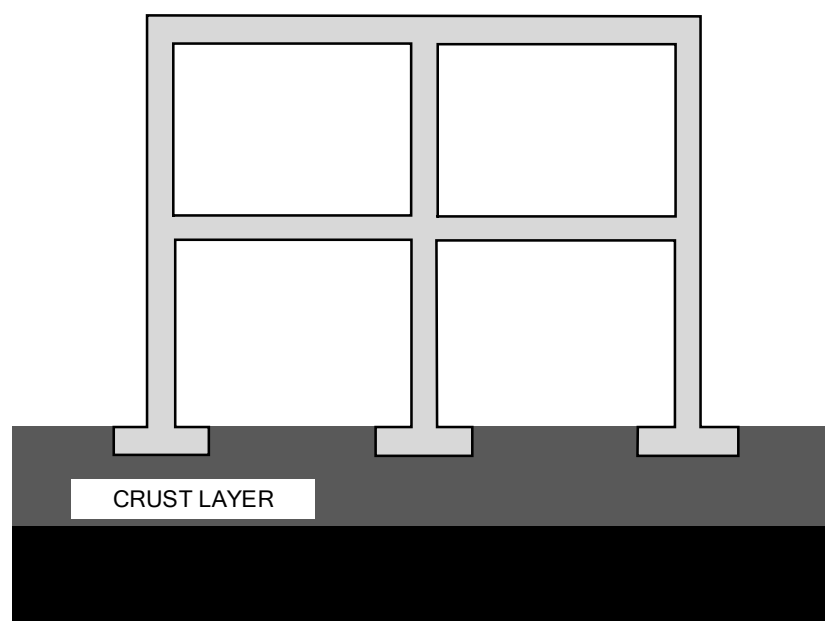




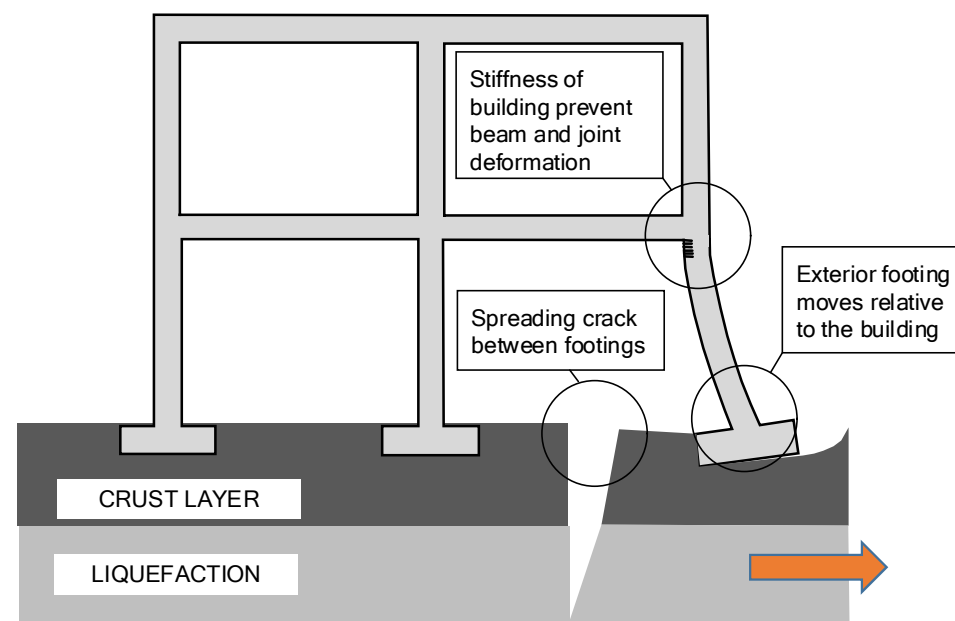
# 什麼是地盤流動(Lateral Spreading)？



# 基礎水平差異位移所造成結構損壞



地震前



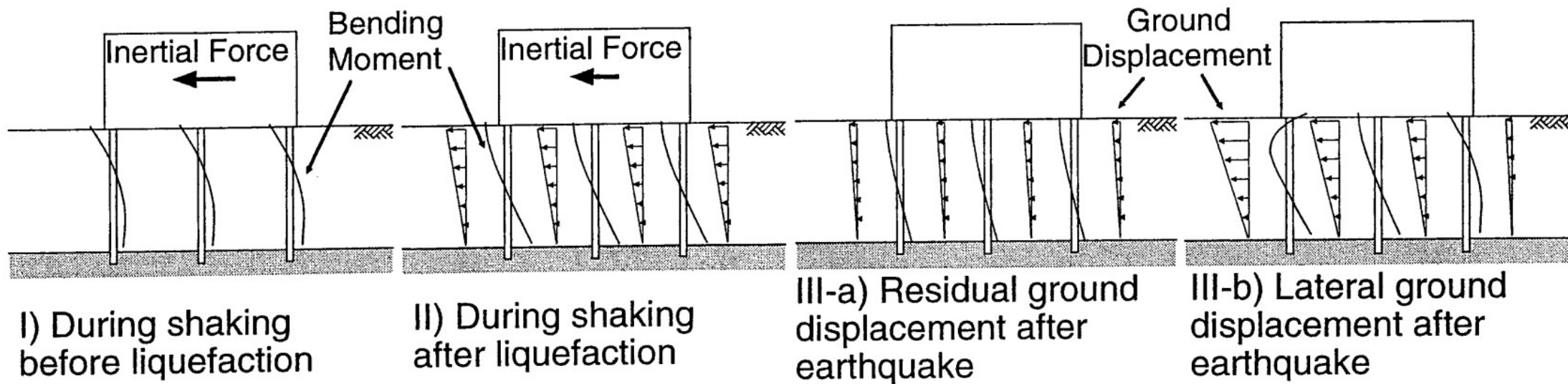
地震後



# 基礎水平差異位移所造成結構損壞(Cubrinovski et al, 2012)

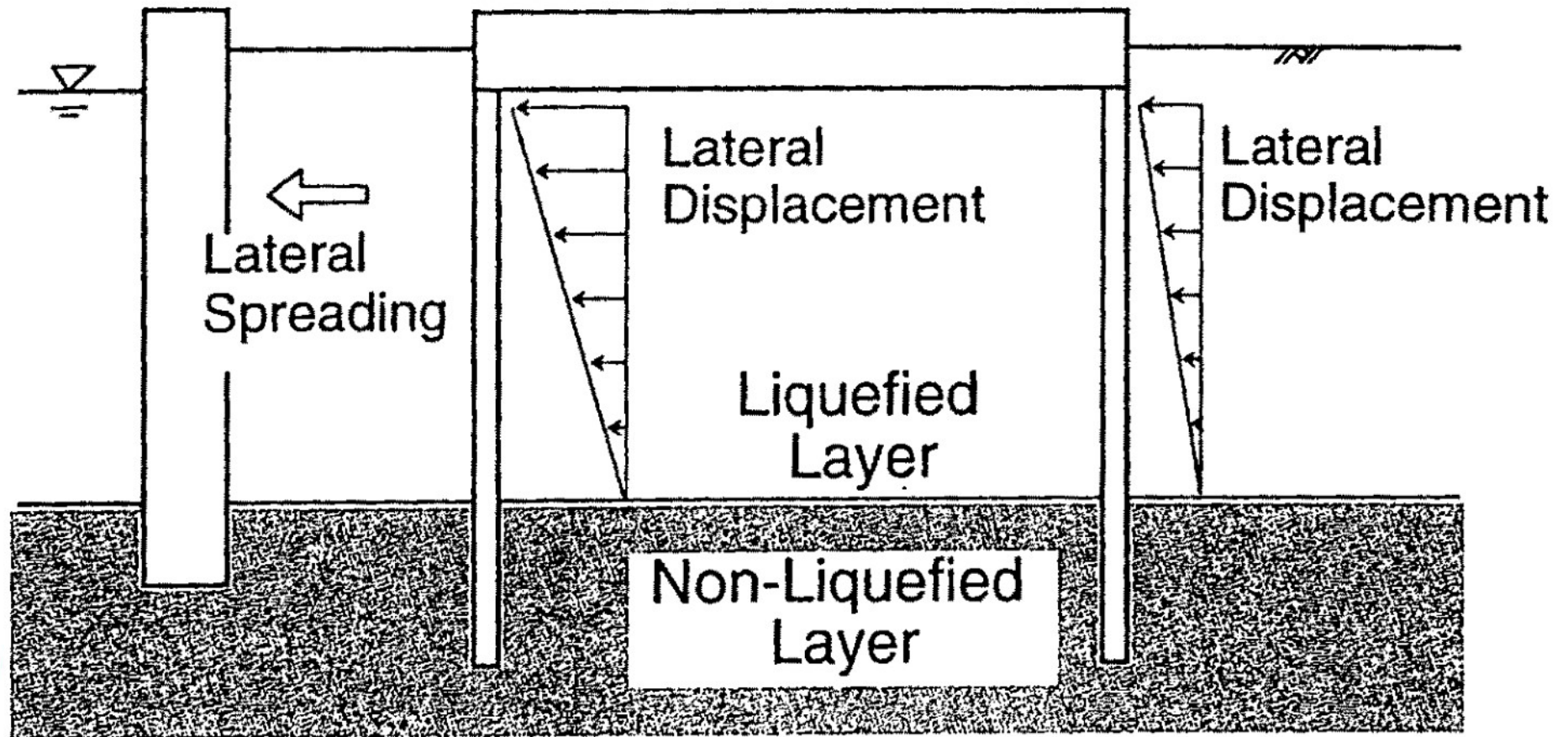


# 慣性力(Inertial)與地盤變位(Kinematic)之作用





# 地盤流動分析模式(Kinematic)





# 「基規10.5 地盤流動化之基礎耐震設計」之修改

$$D_0 = \min(D_W, D_{\max})$$

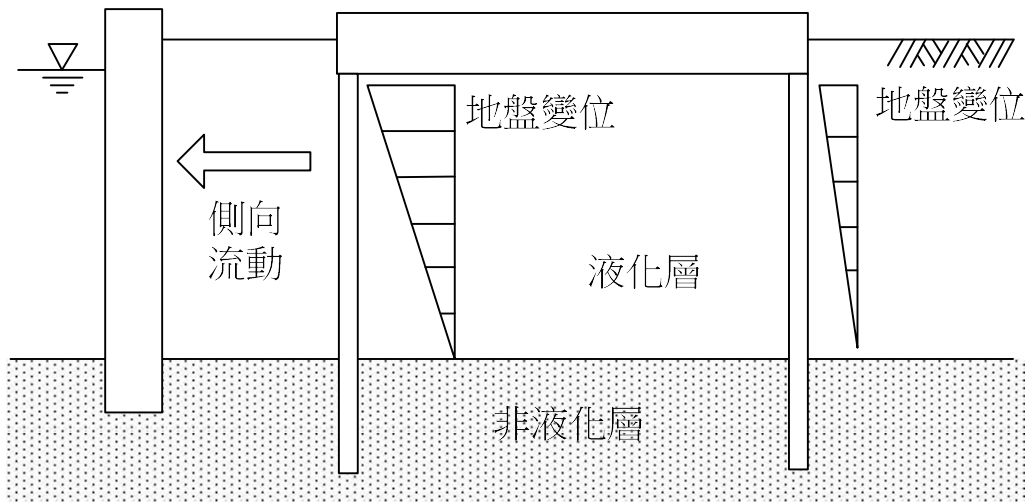


圖-解10.6-1 地盤流動變位作用於建築物基礎之示意圖  
(AIJ, 2001)

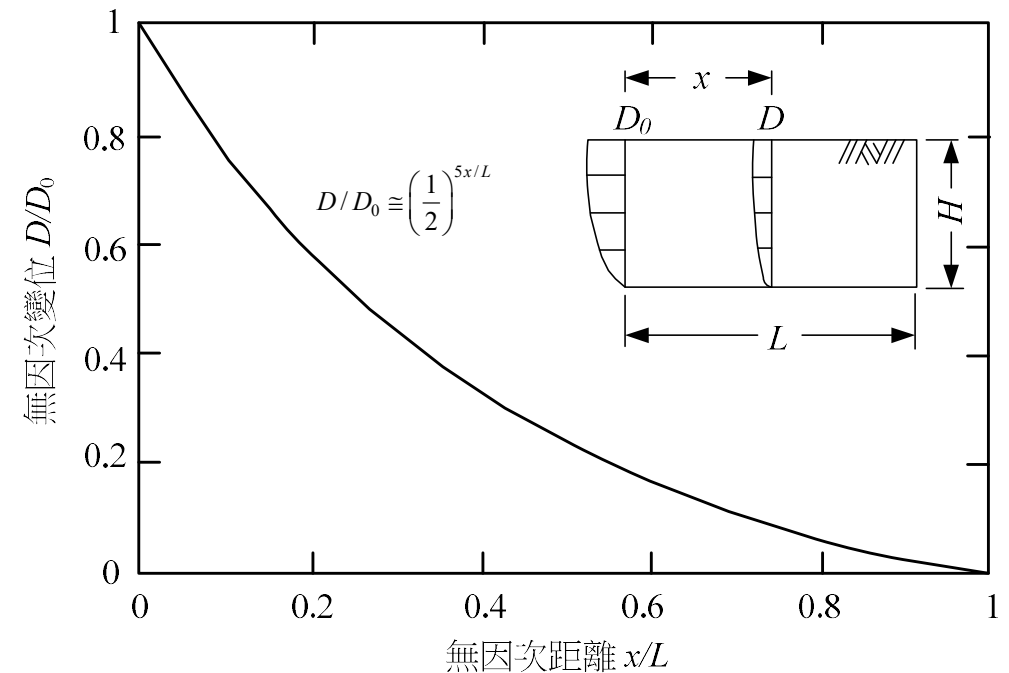


圖-解10.6-2 表面地盤流動變位與離護岸距離之關係  
(AIJ, 2001)

# 「10.5 地盤流動化之基礎耐震設計」之修改

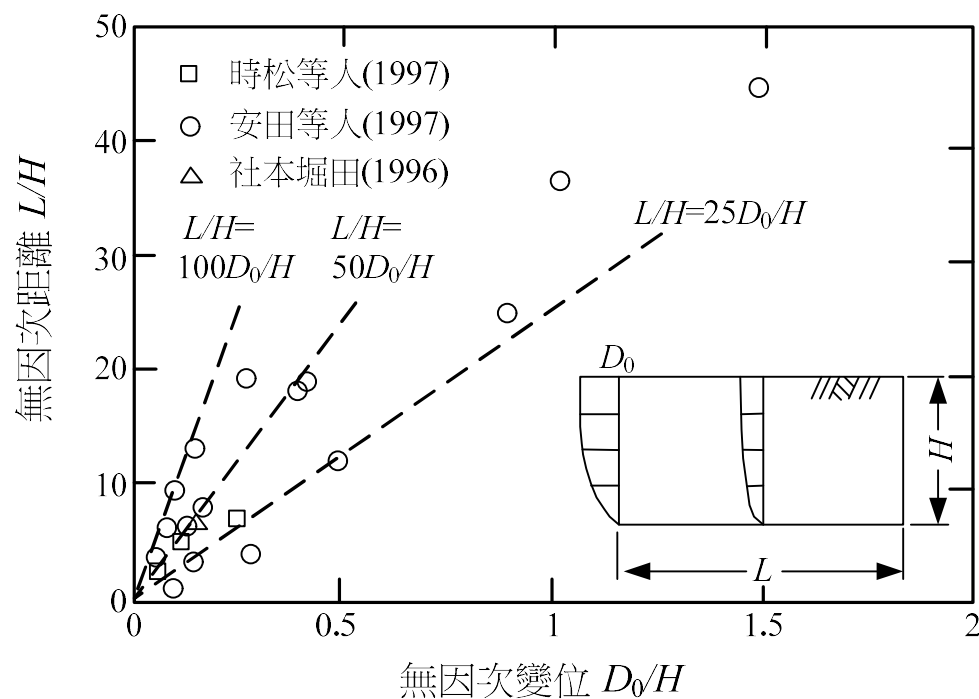


圖-解10.6-3 地盤側向流動影響範圍與護岸附近地表變位之關係(AIJ, 2001)

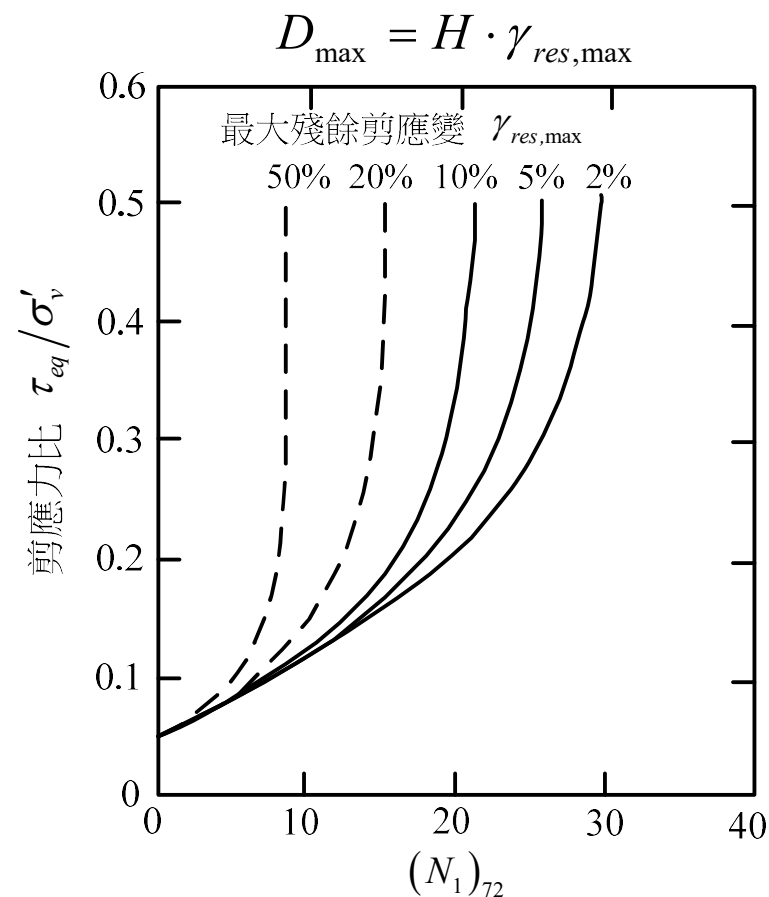


圖-解10.6-4 震後液化土之最大殘餘剪應變(AIJ, 2001)

# 誌謝

- 國家地震工程研究中心 主任與規範小組的成員
- 歷次審查會議的專家學者
- 台大土木系名譽教授 陳正興 博士
- 國震地震工程研究中心 研究員 盧志杰 博士



# 吳思誼技師意見回覆


- 規範11.1.4解說2.(a)...具地下室與地下連續壁共構之基礎等，都具有較高之抗液化能力，局部土壤發生液化現象對大型基礎之影響通常較小，不致於發生嚴重災害...。新規範於表C11-2土壤參數之折減係數 $D E$  是否能針對不同之基礎型式(如：淺基礎、連續基礎、樁基礎...)予以規範？以避免過於保守之耐震設計。

說明: 此折減係數較適用於基樁側向承載力之折減

- 圖C11-6為乾淨砂土液化折減係數，於大地工程實務，砂土層常混雜有粘土，依不同混合比例或分佈情況將可能導致研究結果迥異？表C11-2應用於工程實務是否可能有調整係數？

說明: 目前國際上尚無法針對混合土比例給出調整係數



The background image shows a large, modern building with a grey metal roof and white siding. In the foreground, there is a significant ground collapse, revealing a deep, jagged hole in the earth. The surrounding area is grassy, and there are some trees and a body of water in the distance.

簡報結束

感謝聆聽!

