道法自然的大地工程新知
協同規劃高安全及不滲漏的中空深基礎

章致一 P.E.

中華民國108年3月12日

一、高樓建築物、地下空間、基礎與地層是整體相互制約的系統

1.1 作用力的一致性與變形量的一致性

A.基礎底面作用力大小的一致性

牛頓第三定理 作用力=反作用力

Fv↓＝建築物結構重+基礎結構重

Pv↑＝土層彈性承載力＋基底上浮力＋

超過彈性承載力由壓密沉陷提供

B.基礎底面變形量的一致性

- 基礎結構受力的變形量＝土層受力的變形量
  ＝筏基彈性變形量＋筏基裂縫變形量
  ＝土層彈性變形量＋土層壓密變形量
- 各座標點的差異變形量與距離的比值即撓曲度
- 筏基結構撓曲度＝土層變形撓曲度

C.典範岩土力學與規範的撓曲度

兩個柱的差異沉陷量不得小於1.0in(Peck)

假設L=*6.0m*，$\Delta\delta = 1.0in = 2.5cm$

典範岩土力學的容許撓曲度 $\Delta = \frac{\Delta\delta}{l} = \frac{2.5}{600} = \frac{1}{240}$

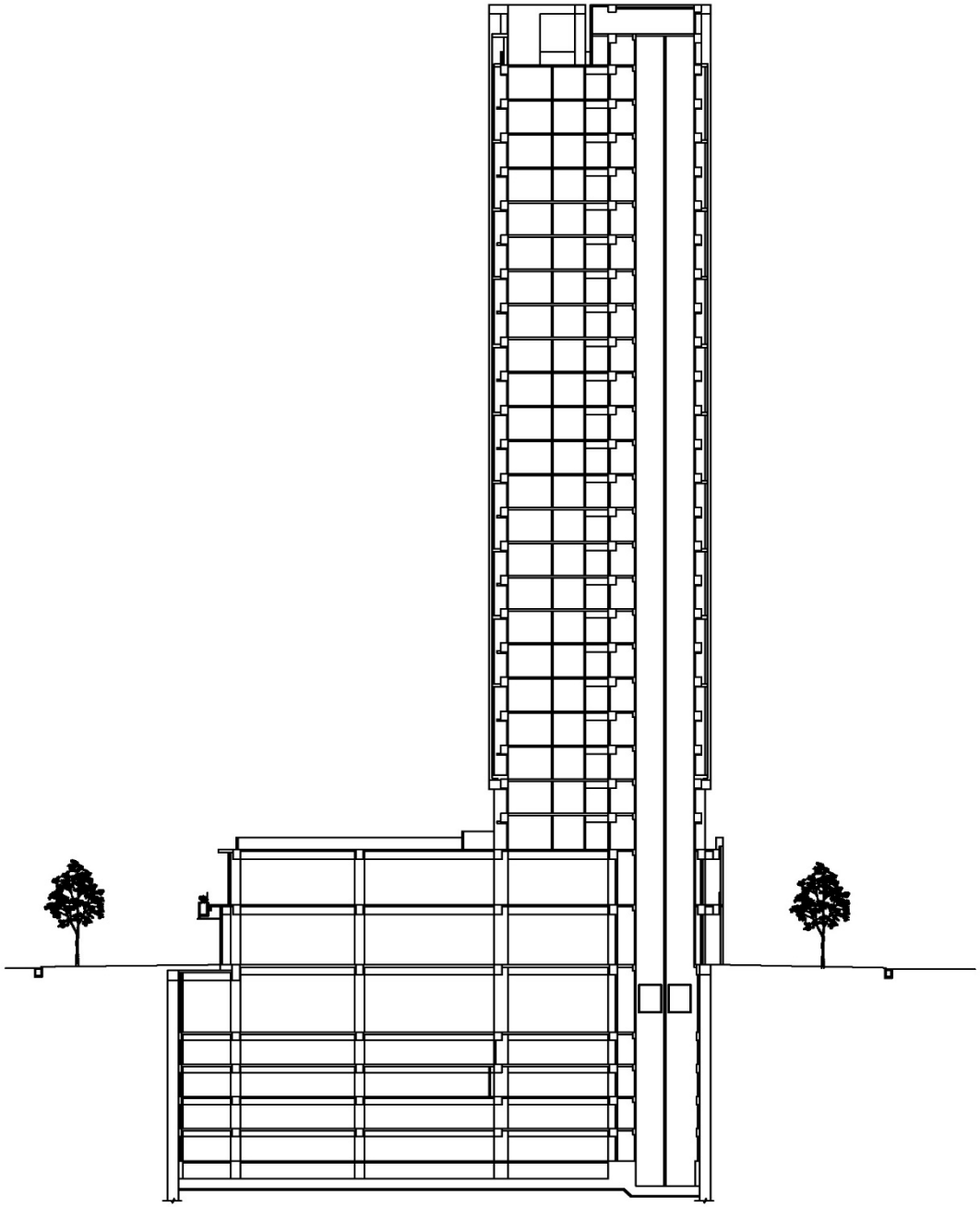
* 建技規範結構功能安全的撓曲度不得大於 $\frac{1}{250}$

但容許RC結構體有微細裂縫的標準

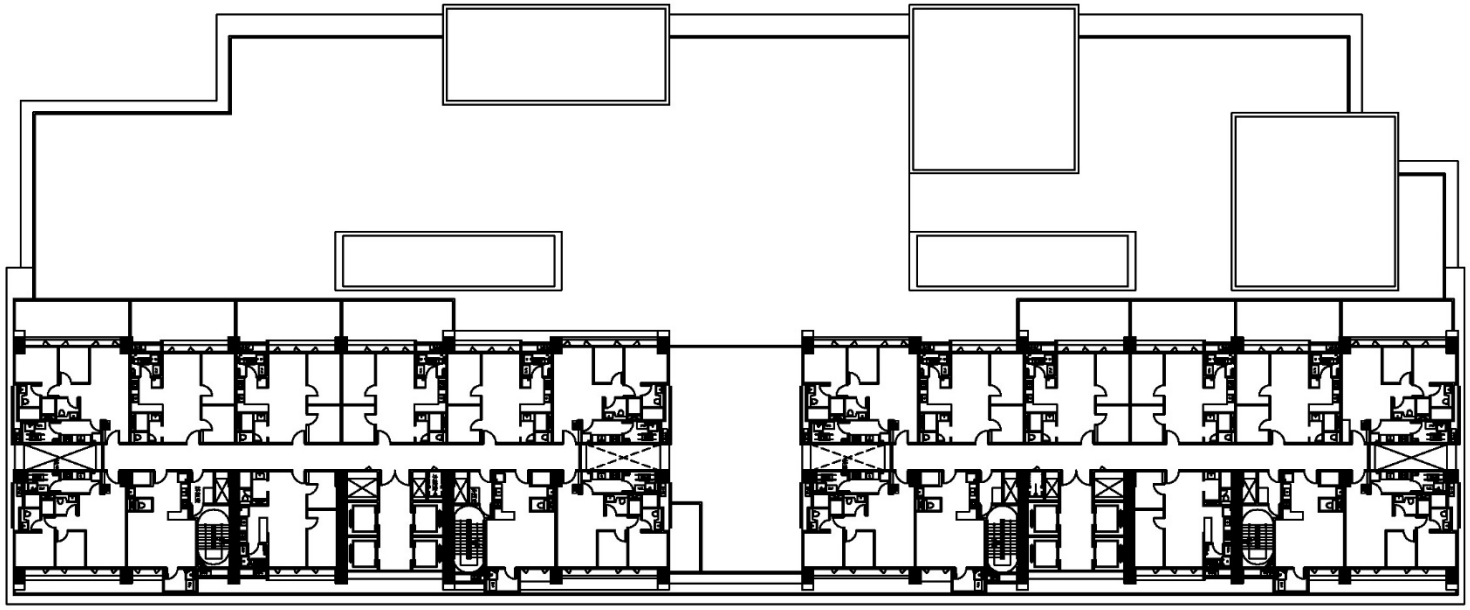
* 撓曲度小於 $\frac{1}{500}$ 可達到防止壓力型滲水

屋頂與基礎底版不滲水的最低撓曲度標準 $\leq \frac{1}{500}$

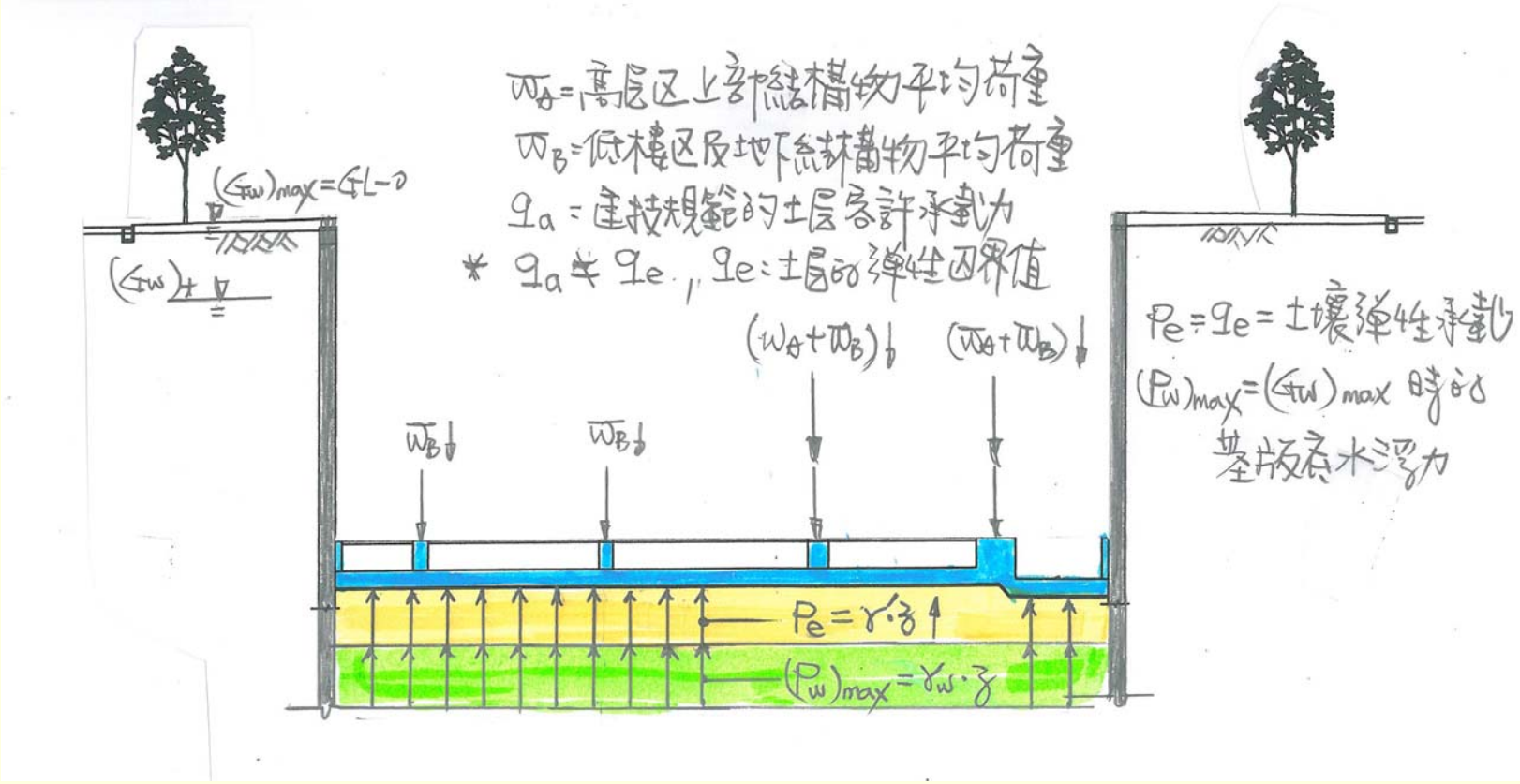
1.2 案例
建築物斷面圖



建築物平面圖



1.3 建築物的作用力、反作用力與變形沉陷量關係



1.4 結構產生裂縫與基底滲水皆是反映結果

看到結構物的裂縫，表示作用在結構物該點的作用力或力系生成的剪應力或力矩已超過彈性的邊界值，產生局部性裂縫的結果

原因：因為作用力或生成的剪應力、力矩超過彈性邊界值

結果：結構物產生局部微細裂縫，因為水壓力產生滲水結果

- 水位何可以無孔不入?
- 水分子直徑≒0.31×10^{-9}m，是最小分子結構。水分子可以穿過99%的微細裂縫，具有無孔不入的本質

1.5 建築師是建築物總規劃師，負有總體責任

- 結構物若可歸責於設計瑕疵所產生的裂縫，是建築師、結構技師與大地技師的共業
- 建築師主導整體建築物設計，指定結構技師負責結構設計及大地技師負責地質調查及基地的體檢報告書。因此，建築師是建築物設計品質的總規畫師
- 結構物裂縫與滲水是建築物經年維修的主要根源，亦是施工不佳或設計不良的證據

二、台北市NC沉積層，具有明確的「彈變塑」三個獨立相時空

2.1 什麼是NC地層

NC=Normal Consolidation，正常壓密地層

已完成正常壓密流程，即土層的有效自重已完成主壓密與次壓密沉陷，依時量測不到任何沉陷量。NC土層中所有粒子皆處於廣義的彈性平衡狀態

*台北市沉積地層幾乎皆為NC(正常壓密)地層

2.2 土壤很像壓製不同強度的豆腐

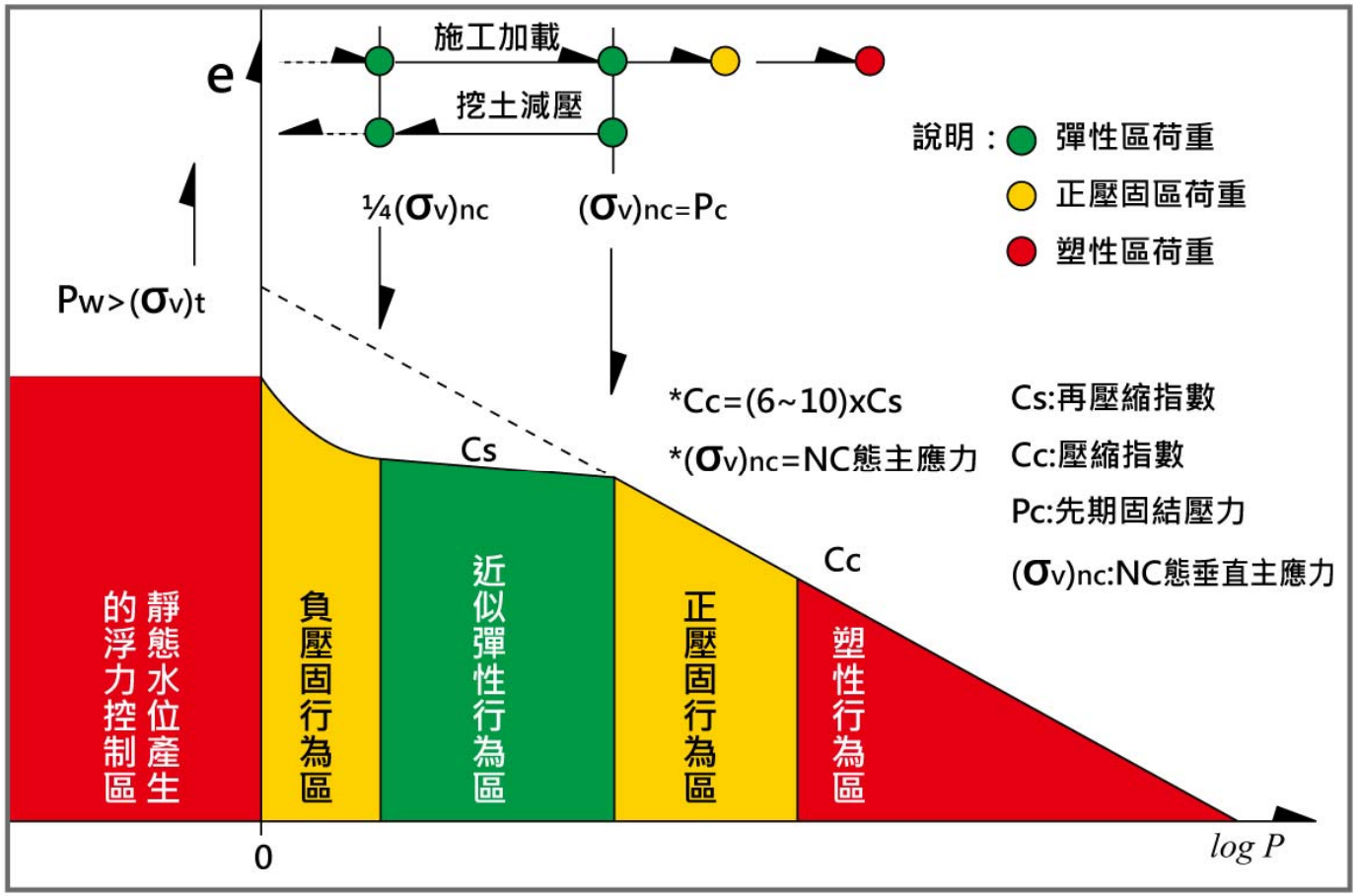
- 嫩豆腐－依自重壓密至廣義彈性平衡態的豆腐
- 老豆腐－再增加壓密石塊重量壓密至更堅實豆腐
- NC地層－依土層有效自重壓密至彈性平衡態的地層
- 過壓密地層－經由比目前地層自體重量更大壓力壓密後的地層；在不超過前期最大壓密荷重的荷重改變，該土層有近似彈性特性

＊NC地層開挖至基底時，基底下的土層曾經受過 $\gamma' \cdot z$ 的有效土重壓密。結構體重量不超過挖除有效土重時，該土層即為彈性態

2.3 土層相變具有「彈變$_t$塑」3個獨立相時空

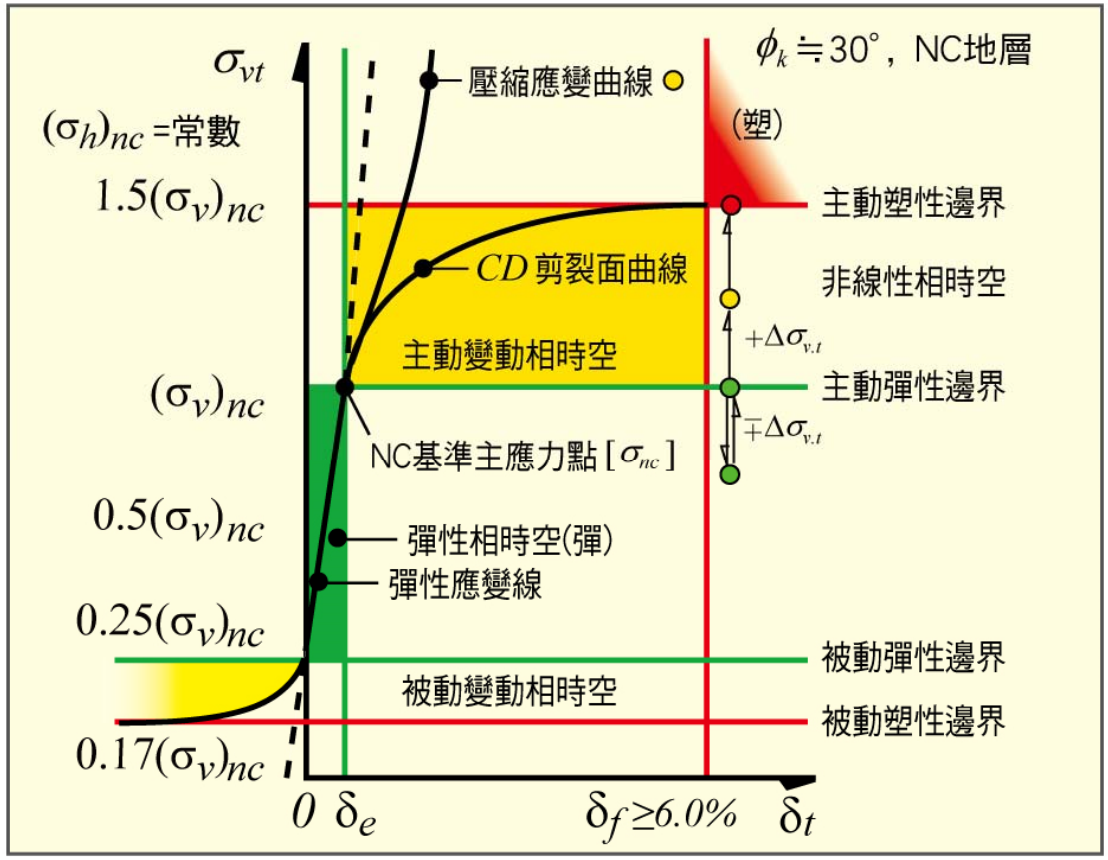
- 相變：Phase transition；Phase changing
  物體外相已發生可視的變化稱為相變
- 土壤因作用力的改變而產生塑性相變的過程
  具有彈變$_t$塑3個獨立相時空
- 彈：增加△F作用力，僅發生近似彈性應變量，
  具有近似的E值及彈簧係數Kv值
- 變$_t$：局部土粒間已發生剪應變位移，產生可量測
  且不可回復的壓密沉陷量
- 塑：已發生持續剪力面位移或重大剪力破壞

2.4 土壤的彈變$_t$塑相時空圖



側限壓縮試驗與工程經驗歸納的彈變t塑模型圖

2.5 土壤的應力-應變性能曲線的彈變$_t$塑關係



「彈變t塑」模型的 $\sigma_v - \delta$ 標準應力應變圖

三、超過土層彈性邊界的作用力對RC結構產生延時破壞結果

3.1 結構體重量作用在NC土層的開挖面上具有「彈變$_t$塑」3個相時空

- 廣義彈性定義：$F_W \downarrow \ \leq \ P_e \uparrow + \overline{P_w} \uparrow$

  $t \neq 0 \qquad \dfrac{\Delta d}{\Delta t} = 0$ 經長期壓密達到彈性平衡態

- NC土層的地表幾乎測量不到依時沉陷量

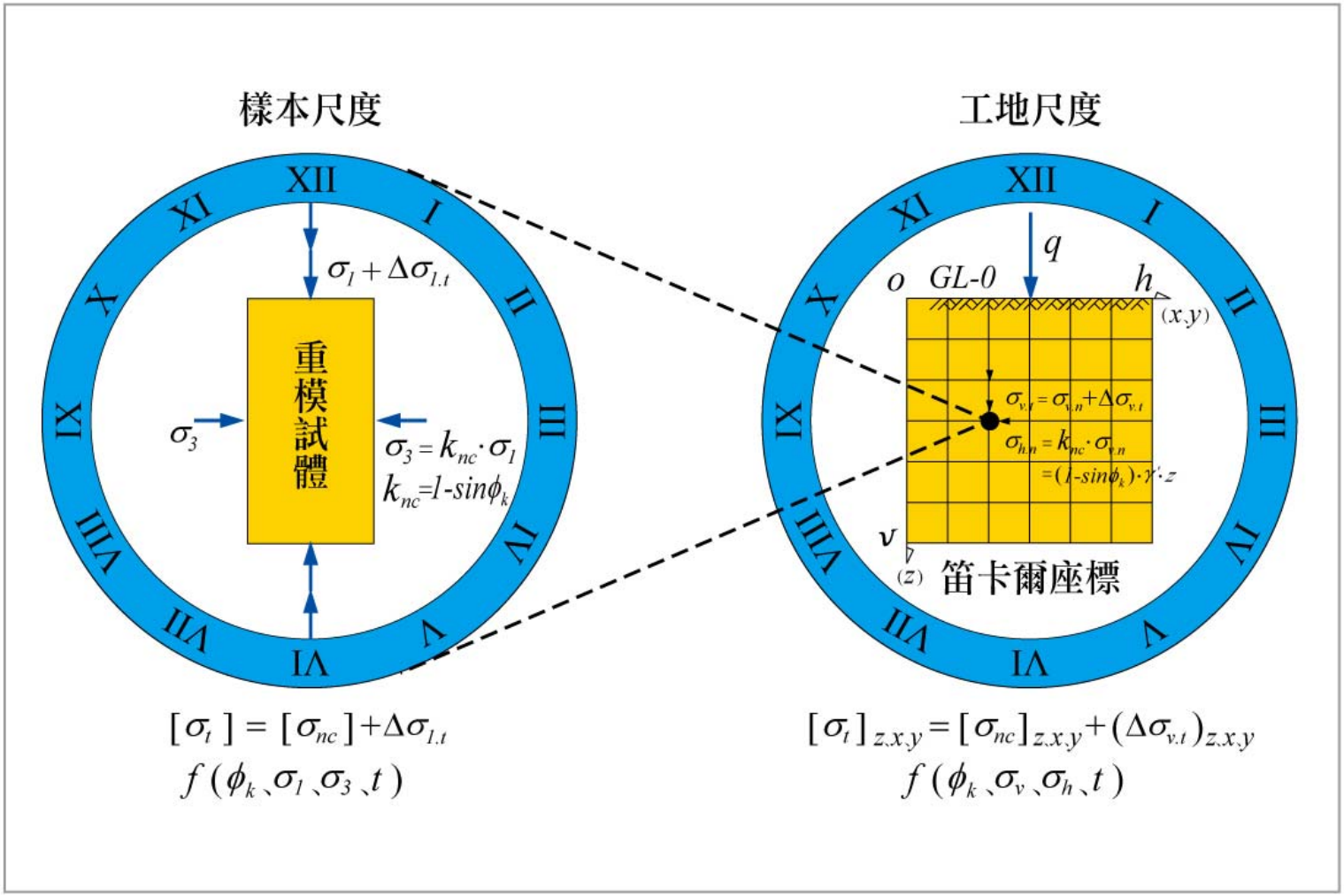
- 由壓密試驗及數十年深基開挖大數據的隆起量與再壓沉陷量皆發現土層有明顯的彈與變$_t$相時空邊界，NC土層的彈性邊界值即 $(\sigma_{v \cdot nc})_z = \gamma' \cdot z = P_e$

3.2 試驗與理論必須與大自然結果一致性

- 由NC土層地表沉陷的依時量測果證明NC土層時為廣義彈性態
- NC土層的開挖依深度與土層約有2～7cm的彈性隆起及再壓沉陷量，近似線彈性
- 壓密試驗針對相同的荷重變化

(主壓縮指數)Cc≒(6～10) × Cs(膨脹指數)

- 室內試驗僅依工地一個點的主應力路徑變動樣本試驗。工程設計需依笛卡爾座標對應每一點應力－應變的疊加總和



樣本尺度與工地尺度 ϕ_k、$[\sigma]$、t 必須一致性

3.3 土壤的彈性應變量與壓密應變量

- 建築物基礎構造設計規範總沉陷量的矛盾

總沉陷量＝瞬時沉陷量+主+次壓密沉陷量

這是建立在假設土壤只有「彈與塑」2個相時空

- 依力學的粒間主應力路徑終點所在時空的沉陷量

彈性應變量 $(d_T)_e = d_e$ (只有瞬時彈性沉陷量)

變t動應變量 $(d_T)_c = d_e + d_c$ (d_c 為依時壓密沉陷量)

塑性應變量 $(d_T)_p = d_e + d_c + d_p$ (d_p 為塑剪之極大變形量)

$$(d_T)_p >> (d_T)_c >> (d_T)_e$$

- 彈性沉陷量d_e：開挖隆起量≒加載至NC主應力態時彈性應變沉陷量≒2～7cm

  彈性應變量乾土為瞬時，飽和土視同瞬時

- 變$_t$動應變量d_c：超過土層彈性承載力部份的(主+次）壓密量。此部份沉陷量是彈性沉陷量的6～10倍，依時壓密至NC態的時間約為數年至100年以上

- 塑性應變量d_p：因粒間主應力的作用力超出力學極限平衡條件，已發生剪力面的塑性破壞或已產生可視的極大應變破壞，例如隆起圓弧破壞、邊坡滑動面等

四、開發單位及建築師依需求目標須先訂永續安全的需求標準

4-1 什麼是永續的安全需求標準?

- 在荷重作用下是處於可永續的彈性平衡標準，簡言之即沒有任何依時變形量，稱為彈性平衡態
- 依時變形量：依時間座標軸仍有未知壓密沉陷量在發生中
- 動態週期性的作用力－地震力、風壓力、水浮力。不需考慮土層依時壓密沉陷量，但需考慮結構材料短期超過彈性邊界值，產生RC裂縫的永久性影響
- 地下水浮力依季節的起伏，因不易觀察常被忽略。但水浮力若超過結構彈性邊界，瞬間便可能造成RC結構的永久性破裂或長期微裂縫滲水結果

4-2 RC結構亦有「彈變$_t$塑」3個相時空

- 混凝土強度試驗的極限強度即塑性邊界為 f_c'

  設計規範限制0.45 f_c'，即為彈性邊界
- 鋼筋強度試驗的極限強度即塑性邊界為 f_y'

  設計規範限制0.6 f_y'，即為鋼筋的彈性邊界
- RC結構的依撓曲度的彈性約 $\frac{1}{500} \sim \frac{1}{600}$

  允許微細裂縫的撓曲度為 $\frac{1}{250}$ 但有滲水問題
- 互制的沉陷量必須是一致的。因此土層亦必須依差異沉陷量產生的撓曲度，定出 $\frac{1}{500}$、$\frac{1}{250}$ 等共同的互制彈性邊界的標準值

4-3 點承樁與摩擦樁的差異點

- **點承樁設計的應變量**

  點承樁的端點位於岩層或卵礫石層，只有很小的彈性應變量。結構體撓曲度可訂為 $\frac{1}{500}$，基版在最大水浮力造成的撓曲度變形亦須配合小於 $\frac{1}{500}$ 以確保基版不破裂滲水

- **筏基為主的設計**

  全償式設計須先考慮高樓區平均有效荷重須小於其下土層的「彈性承載力」，超出的部份須正確解決方案

* 增加局部的摩擦樁增加額外的向上作用力

* 改善局部的地層固結力強度提供額外的向上作用力

* 增加局部筏基結構的EI值，由仍為彈性區土層或連續壁分擔會產生壓密的作用力

五、依土壤與結構的「彈變$_t$塑模型」檢討案例

- 結構物的RC材料依據作用力有彈變$_t$塑3個相時空

  依據應變量及撓曲度可訂出相對應3個相時空
- 土壤散體材料，依據作用力亦有彈變塑$_t$3個相時空。兩種材料在共同的作用力，依據主應力產生的共同差異沉陷量及撓曲度亦可訂出相對應3個相時空－彈變$_t$塑的邊界條件
- 建築物因設計的重量產生向下作用力，結構與土壤必須皆位於彈性應變量的相時空，訂出互制的彈性邊界，才能保證建築物是永續安全

5-1 全償式筏基

- 建築物結構的總靜荷重小於基底土層的彈性承載力q_e＋最小的水浮力$(P_w)_{min}$
- 局部投影面積過重時的解決方案：

1.加強局部筏基樑結構的EI值分攤超過q_e的荷重

2.局部摩擦樁承擔超過q_e的荷重

3.地盤改良增加C值承擔超過q_e的荷重

牛頓第三定律，$q_e\downarrow = P_e\uparrow$

5-2 全部浮力控制的地下停車場

- 建築物結構的靜荷重小於基底的最大水浮力，造成整體結構上浮潛能

  結構體重力 $F_w \downarrow < (P_w \uparrow)_{\max}$，基底最大水浮力
- 基底版的撓曲變形量△

  $\frac{1}{250} < \Delta < \frac{1}{500}$ 符合規範，具微細裂縫滲水

  $\frac{1}{500} < \Delta < \frac{1}{750}$ 符合規範，可預防壓力滲水
- 台北市傳統設計之單建式地下停車場絕大部份皆滲水。起因於水浮力起伏，柱與柱間及基版撓曲度過大
- 採用符合道法自然法則控制基底水壓力(水浮力)成功案例：師範大學地下停車場、僑安地下停車場、南港活動中心停車場等

5-3 部份壓密控制+部份浮力控制

- 高樓區投影面積與開挖面積比小於50%，且高樓區靜重>基底土壤彈性承載力+基底水浮力
- 超額荷重衍生依時壓密的不定時過大沉陷量
- 筏基大樑在剪應力0點產生最大彎矩破壞裂縫
- 浮力控制區依規範要求須額外增加抗浮設施。基底版撓曲度須小於 $\frac{1}{500}$ 防止基底版滲水
- 成功案例：信義區百貨大樓、信義路24F/5B筏基水箱機械停車機坑等
- 失敗案例：板橋24F/3B案例。高樓區實際沉陷量約10cm，開放區因水浮力隆起0.5cm，因撓曲度過大形成剪力裂縫瑕疵

5-4 如何預知及事前防止成為瑕疵案例

- 依自然法則演繹事物，皆有絕對性力學模型的因果關係，掌握道法自然的知識，便具有千金難買早知道的預知能力。規劃及設計階段防止瑕疵產生的因，便可防止該瑕疵產生的果
- 建築物失敗的案例主要為不知道失敗原因。建築物完成後增加了依時變動的能量，超過該材料的彈性安全邊界－例如地震力、風壓力、水位變動的水壓力
- 地下水位起伏是造成基底破裂、山坡地滑動等的主因。且90%的原因是地下滲流壓變動及地表沖刷

六、結論

1.RC材料及岩土材料依據主應力皆產生「彈變$_t$塑」行為

2.規劃及設計預知作用在RC與岩土材料的（靜＋動）的總作用力皆位於彈性相時空，便可以保證不超出彈性應變量結果的永續安全

3.規劃及設計預定出RC與岩土材料互制應變產生的撓曲度須符合永續的功能性需求 $\frac{1}{250}$ ，此時RC結構內具有微細裂縫，雖不影響結構塑性設計安全，但仍有壓力型滲水瑕疵。中空型深基礎的底版及屋頂版須特別注意撓曲度 $\frac{1}{500}\sim\frac{1}{750}$ 的控制，依彈性公式及經驗可防止基版壓力型滲水

4.限制不得超出土層的彈性承載力邊界，結構分析始可採用土壤的變形模數E及土壤地盤反力係數Kv值。NC土層及OC土層的彈性承載力

$$(P_e)_{nc} = (q_e)_{nc} = \gamma' \cdot z =$$ 有效單位重×深度

$$(P_e)_{OCR} = (q_e)_{OCR} = (OCR) \times \gamma' \cdot z$$

5.依據規範內容分析地層的容許承載力，絕大部份皆達到 $q_a = \frac{q_u}{3} > q_e$ 。 但此土層可能已進入壓密的變$_t$動相時空，所產生依時沉陷變動量是造成結構體完工後，產生延遲的依時沉陷量，造成結構體未來數年至數十年發生依時裂縫的因果關係

謝謝各位，歡迎提出討論