

空洞擴張概念에 의한 砂質土에서의 말뚝의 先端支持力 解析

End Bearing Capacity of a Single Pile in Cohesionless Soils using
Cavity Expansion Concept

李 明 煥*
Lee, Myung-Whan

Abstract

To analyse the end bearing capacity of a single pile in cohesionless soils, the mode of deformation due to a pile penetration has been investigated through model pile penetration tests using acetone hardening and resin impregnation technique. A new mode of deformation has been assumed from the experimental results and a new solution complying with the theory of spherical cavity expansion has been proposed.

The end bearing capacity according to the proposed solution is expressed as the product of the limit spherical cavity expansion pressure multiplied by a correlation factor. The results has been compared with other solutions based on the theory of cavity expansion. From the comparison, the proposed solution is expected to provide a way to solve the problem of pile bearing capacity prediction based on the theory of cavity expansion which often has been criticized as giving higher value of pile bearing capacity than the actual value.

要 旨

砂質土에 있어서의 말뚝支持力을 解析하기 위하여 아세톤 固形, 樹脂充填技法을 사용한 模型말뚝 實驗을 하여 흙의 變形을 調査하였다. 이 結果로부터 새로운 變形形態가 假定되었으며, 球形空洞擴張理論을 適用하여 새로운 解析法을 提示하였다.

새로운 解析法에 의한 말뚝支持力은 極限 球形空洞擴張壓力과 支持力 相關係數로 表示된다. 本 解析法의 結果는 空洞擴張理論을 根據로 한 他 解析法과 比較되었다. 比較 結果, 本 解析法은 空洞擴張理論에 의한 말뚝支持力 解析의 缺點으로 指摘되는 實際보다 높은 支持力을 주는 問題點을 解決할 수 있을 것으로 期待된다.

1. 序 論

土質力學 理論을 基礎로 한 靜力學的 解析은 試杭打 또는 말뚝 載荷試驗 以前에 말뚝의 支持

力을 豫測할 수 있어 設計時 活用되고 있다. 靜力學的 解析時에는 便宜上 말뚝의 支持力을 先端支持力과 말뚝 壁面 周圍의 周邊摩擦力으로 나누어 計算한다. 岩盤에 支持되지 않은 말뚝基礎의 設計時, 粘土質 地盤에서는 全體 支持力中

* 正會員, 韓國建設技術研究院 先任研究員

周邊摩擦力가 차지하는 부분이 相對적으로 크며 設計도 이를 爲主로 한다. 反面 砂質土에 있어서는 先端支持力이 重要視되어 本 論文에서는 이 부분에 대하여 研究하였다. (따라서 本文에서는 記述의 便宜上, 砂質土 대신 “흙”을, 先端支持力 대신 “支持力”이라는 用語를 使用하였으며, 應力條件도 有效應力條件만을 考慮하여 各種 記號에 有效應力 表示「'」는 省略하였다.)

靜力學的 解析에 의한 말뚝支持力 算定은 그 간 수많은 解析法이 提案되었으며 그 大部分은 多樣한 破壞形態(mode of failure)를 假定, 이를 古典 塑性理論(theory of plasticity)으로 解析하였다. 이들에 의한 結果는 差異가 심하여 말뚝 支持力係數에 있어 10^2 까지 變化하므로 實務에 適用하는 데에는 많은 問題가 있다.

各 解析法間의 差異는 假定된 破壞形態에 根本的인 原因이 있으나, 흙을 完全한 塑性體로 假定하는 塑性理論을 흙모델에 適用한 데에도 原因이 있다. 이러한 理論解析의 限界는 學者들간에도 널리 認識되어 모든 흙에 通用될 수 있는 解析은 不可能하다는 極端的인 見解를 包含하여,¹⁾ 特定 흙을 對象으로 하는 經驗式 導出에 많은 研究努力이 集中되었다. 그러나 이러한 經驗式은 凡庸性이 缺如되어 根本的인 말뚝支持力 糾明을 위한 흙의 變形研究에 많은 試圖가 있었다.

이러한 根本的인 研究外에 많은 學者들은 말뚝支持力에 影響을 미치는 各種要素들을 研究함으로써 말뚝支持力을 糾明하려 하였다. 各種 現場試驗技法과 測定裝置의 發達은 이러한 研究를 可能케 하였으며, 특히 말뚝과 同一한 概念의 靜的貫入試驗技法의 發展은 깊은 深度의 現場應力條件을 再現할 수 있는 calibration chamber의 活潑한 適用과 더불어, 말뚝支持力理解에 큰 寄與를 하였다.

各種 研究結果에 의하면 말뚝支持力은 貫入깊이 應力條件, 흙의 剪斷特性, 흙의 壓縮特性, 應力履歷(stress history), 흙의 粒子破碎強度(crushability), 흙의 構造(fabric), 시멘테이션, 말뚝의 形態, 表面의 거칠은 程度, 設置方法 등 多樣한 要素에 影響을 받는 것으로 알려졌다.²⁾ 그러나 이들을 모두 考慮한 解析은 現實적으로 不

可能하며, 이들中 影響이 뚜렷한 흙의 剪斷特性과 壓縮特性만은 考慮되어야 하는 것으로 일찍부터 알려져 왔다.

말뚝支持力에 關한 大部分의 理論的 解析은 前述한 바와 같이, 塑性理論을 基本으로 하여 흙의 剪斷特性만이 考慮될 수 있다. Terzaghi는 壓縮성이 큰 土砂에 대하여는 支持力係數 適用時 ϕ 대신 $\phi_r = \tan^{-1}\left(\frac{2}{3}\tan\phi\right)$ 값을 使用할 것을 提案하였으며,³⁾ Meyerhof도 흙의 壓縮特性이 考慮되어야 함을 言及하였다.⁴⁾ Vesic은 흙의 壓縮特性의 影響을 糾明하기 위하여 모래試料과 10%의 雲母가 混合된 試料에서의 말뚝支持力을 比較하였다.⁵⁾ 實驗結果에 의하면, 두 試料의 壓縮特性은 크게 差異가 있는 反面 剪斷特性은 거의 一定한 것으로 나타나, 壓縮特性의 影響을 明白히 보여 준다.

이러한 觀點에서 볼 때, 흙의 壓縮特性과 剪斷特性을 同時에 考慮한 空洞擴張理論(theory of cavity expansion)에 의한 말뚝支持力 解析은 相對적으로 信賴度 높은 豫測을 可能케 하여줄 것으로 期待되었다. 그러나 空洞擴張理論의 말뚝支持力에의 適用實積은 많지 않으며, 代表的인 解析法인 Vesic의 解析⁶⁾을 靜的貫入試驗에 適用한 結果, 從來의 塑性理論보다 優秀한 것으로 報告되었다.^{7,8)} 그러나 이들 報告에 의하면 Vesic의 解析은 實際보다 높은 支持力을 주는 것으로 指摘되어, 理論開發의 餘地를 示唆하여준다. 이밖에 半經驗的인 解析法인 Al Awkati의 方法⁹⁾ 및 Mitchell & Keaveny의 方法⁸⁾은 根本的인 解決策이 되지 못하여 이 부분에 대한 研究가 要請되고 있다.

本 研究에서는 말뚝貫入으로 인한 흙의 變形을 實驗을 通하여 糾明하고 그 結果를 空洞擴張理論으로 解析하여 새로운 말뚝支持力 解析法을 提示하였다. 本 解析法에 의한 結果는 말뚝支持力係數, N_s 로 表示하였으며, 空洞擴張理論을 根據로한 他 解析法과 比較하였다.

2. 말뚝貫入에 의한 흙의 變形 調査

말뚝支持力을 解析하기 위하여 흙의 變形形態를 糾明하고자 하는 努力은 일찍부터 土質力學

에導入되어, 많은理論의基本이 되는 Prandtl의解析도軟質金屬에서의剛性펀치貫入으로부터 비롯하였다.¹⁰⁾ 가장一般的으로 사용되는 방법은壁面이유리로된試料箱子에自然試料와染色된試料의層을成形한後模型말뚝을貫入하여變形을觀察하는것으로여러理論解析法에서採擇되었다.^{11,12,13)} 그러나이 방법은堅固한유리壁面の境界條件이變形에 미치는形響이問題視된다.

Vesic은시멘트를利用, 이러한限界를克服하였으며,¹⁴⁾ Durgunoglu는 이와類似的技法을分離될수 있는試料箱子를利用試驗하였다.¹⁵⁾ Robinsky & Morrison은 X-ray를利用, 흙속의납粒子變位를調査하였으며,¹⁶⁾ Allersma는光測定이 가능한Pyrex유리粒子를使用하였다.¹⁷⁾

이러한試驗結果의解析은觀察되는染色된土層의不連續을塑性理論에 의한剪斷面(shear plane)의存在를立證하여 주는資料로活用함으로써塑性理論解析法을發展시키는契機가되었다. 그러나剪斷面の發達이 잘觀察된Durgunoglu의實驗結果에서도 이러한不連續이 나타난境遇는말뚝이 아닌錐기(wedge)貫入에限한다는批判⁹⁾을勘案하여 볼 때, 再評價되어야 할 것으로思料된다.

이와같은不連續面이發生하는原因을類推하여 보면아래와 같은 두가지可能性으로 나누어 볼 수 있다. 첫째, 말뚝의貫入깊이에 따라破壞形態를區分하여 보면, 一般剪斷破壞(general shear failure), 局部剪斷破壞(local shear failure) 및 펀칭剪斷破壞(punching shear failure)로 나누어진다.^{18,19)} 層狀構造가 아닌均質한地盤에서의말뚝基礎의境遇에는一般的으로펀칭剪斷破壞만이發生한다. 그러나錐기貫入의境遇 깊지 않은 곳에서는一般剪斷破壞도可能하다. 따라서觀察된不連續은 이러한境遇인 것으로思料되며, 一般的인말뚝基礎에의適用은疑問視된다. 둘째, 試料箱子의堅固한壁體로부터의反作用이 흙의變形에影響을 미쳐不連續을 나타낸 것으로類推할 수 있다.

以上과 같은問題點을考慮하여本研究에서는三軸壓縮試驗裝置를改造하여試料를 고무膜으

로 둘러싼後, 周圍를 물로 채움으로써堅固한境界條件問題를解決하였다.

2.1 三軸壓縮試驗容器的改造

當初實驗計劃樹立時에는試料上部에特殊考案된cap을設置하여加壓된狀態에서實驗을遂行하였으나, 容器(cell)가組立된後cap과ram의連結時相當한試料攪亂이發見되었으며後述할 아세톤의蒸發等 많은問題點으로그림1에서 보이는 것과 같이改造하였다. 이部分에關하여는相當한說明을要하나本論文과는直接的影響이 없다고思料되어省略하였다.

使用된三軸壓縮試驗用容器는100mm直徑試料用標準形으로容器的윗部分을直徑105mm의圓形으로切斷한後, 內徑100mm의알루미늄圓筒을鎔接하였다. 여기에標準三軸試驗用 고무膜을使用키 위해base部分을100mm높여 주었다.

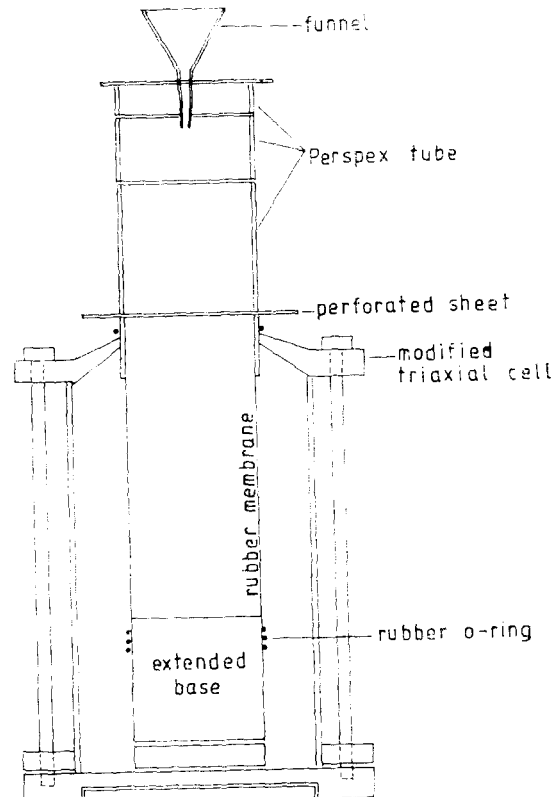


Fig. 1 Modified triaxial cell with sand raining system

裝置의 組立過程은 먼저 base의 壁面에 실리 콘그리스를 充分히 바르고 고무膜을 씌운 後, 물의 浸透를 防止하기 위하여 고무 O-ring과 clamp로 조여준다. 三軸 cell의 上部分을 組立한 後, cell上部的 圓筒을 通하여 고무膜을 바깥으로 잡아당겨 圓筒外壁에 O-ring으로 固定시킨다.

이와 같은 過程은 cell 組立 및 運搬으로 인한 試料의 攪亂을 避하기 위하여 三軸壓縮裝置에 cell을 裝着한 狀態에서 遂行하였으며, 모래 뿌리는 裝置 設置를 위하여 上部的 reaction-beam은 除去하였다.

cell 組立이 끝난 後, 그림 1에서 보는 것과 같은 裝置를 使用, 모래를 뿌리서 (raining) 試料를 成形하였다. 密度測定 結果 이와같은 方法을 使用하면 均質한 密度의 試料를 準備할 수 있는 것으로 밝혀졌으며 落下高 및 落下量을 調節함으로써 相對密度의 調整이 可能하였다. 試料表面의 扁平함을 維持하기 위해 여러가지 方法들이 試圖되어 그림 1에 보이는 것과 같은 有孔板이 使用되었다. 갈때기로부터 落下되는 흙粒子들은 有孔板에 부딪치게 되면 各方向으로 흩어지게 되고 結果적으로는 扁平한 表面이 얻어지게 되었다. 有孔板 또는 체를 모래 뿌리는 裝置에 使用하면 落下에너지를 減少시켜 주며, 여러 層의 有孔板을 使用하면 느슨한 試料의 成形도 可能하다. 그러나 本實驗에서는 試料의 攪亂을 憂慮하여 고무膜의 가장 上部分보다 낮은 곳의 有孔板 設置는 考慮치 않았다. 結果적으로 準備된 試料는 매우 稠密한 狀態에 局限되었다.

2.2 變形 調查方法

本 實驗의 目的은 染色된 試料와 自然試料의 層을 形成하고 模型말뚝을 貫入한 後 흙의 變形을 調查하는 것이다. 堅固한 유리 壁面을 通하지 않고 變形을 調查하는 方法으로 變形된 狀態에서의 試料를 固形化하여 斷面을 切斷, 調查하는 方法이 使用되었다.

이러한 技法은 砂質土에서의 不攪亂 試料 採取에 使用된 例가 있으며 技法의 概要는 다음과 같다.^{20, 21)}

모래 試料에 5%의 cellulose acetate가 溶解된

acetone 溶液을 부어 飽化시킨다. 時間이 經過함에 따라 acetone은 蒸發하게 되어 溶解되었던 cellulose acetate는 다시 固形하게 된다. 固形過程에서 cellulose acetate는 흙粒子들을 結縛하게 되어, acetone이 完全히 蒸發하면 어느 程度의 強度를 가진 固形試料를 얻을 수 있다. 그러나 이 狀態에서는 부서지기 쉬우므로 樹脂(resin)를 充填하여 強度 確保 後 切斷하여 變形을 調查할 수 있다. 研究結果^{20, 21)}에 依하면 acetone 注入으로 인한 試料攪亂은 無視할 수 있는 것으로 報告되었다.

2.3 試料 및 模型말뚝

試料는 Leighton Buzzard Sand를 使用하였으며 本實驗에서는 2mm 체 通過分만을 使用하였다. 染色된 試料를 準備하는 데에는 여러가지 染料가 試圖되었으나 acetone에 溶解되는 問題가 있었다. 結局 검은색 잉크가 acetone에 溶解되지 않는 것을 알게되어 잉크를 고무 混合, 乾燥한 後 使用하였다.

模型말뚝의 材質 選定에는 acetone에 溶解되는 問題外에 樹脂 充填 後, 다이어먼드 톱으로 切斷하는 問題가 解決되어야 했다. 여러가지 材質中 polypropylene이 가장 適合하여 直徑 8mm의 棒을 切斷하여 端面을 研磨한 後 使用하였다.

2.4 試料 準備 및 말뚝貫入

cell 組立이 完了된 後, 그림 1과 같이 모래 뿌리는 裝置를 設置하고 有孔板으로부터 바닥面까지의 높이를 測定한다. 이와 같은 落下高에서 얻을 수 있는 單位重量을 數次 試驗하여 豫想된 값을 使用, 所定の 높이(本實驗에서는 2.5mm)에 該當되는 重量의 自然 및 染色된 試料를 準備한다. 自然 및 染色된 試料를 交代로 부어 試料 높이가 25mm에 到達하면 有孔板 아래에 25mm의 Perspex tube를 追加하여 落下高를 調整한 後 같은 過程을 試料높이가 200mm가 될 때까지 反復한다.

試料가 成形되면 三軸壓縮裝置의 reaction beam을 設置하고 beam中央에 模型말뚝을 附着하고 말뚝의 先端面이 試料의 表面에 가장도록 reaction beam을 낮춘다. 그리고 cell에 물을

채운 후, 壓縮裝置를稼動하여貫入시킨다. 砂質土에 있어서는貫入速度가支持力에크게影響을미치지않는바, 10mm/min의速度로貫入하였다.貫入깊이는바닥의影響을考慮, 試料의中央까지100mm(相對貫入깊이=12.5)貫入하였다.

2.5 acetone 固形 및 樹脂 充填

貫入이完了된後 試料의表面으로부터5%의cellulose acetate가溶解된acetone을붓는다.이때 試料表面이패이는것을막기위해filter paper를表面에덮고溶液을부었다. 試料가完全히飽化되기까지는約2~3時間이所要되며最終적으로acetone溶液이試料表面보다約5mm높게붓고室溫에서約2~3週蒸發되도록한다.

acetone이完全히蒸發하면cell을分解, 試料를回收한다. 試料의樹脂充填에는유리眞空容器(dessicator)에 試料를넣고, 試料가잠길수있을程度로樹脂를부은後負壓을加한다. 그러나本試料처럼큰試料에서는이方法이適切치못하여完全充填以前에樹脂가硬化되었다. 보다強力한負壓을直接試料에加하기위하여, 고무膜을除去하지않은狀態에서試料를鉛直方向으로세우고고무膜의아랫쪽을마개로막은後, 여기에30"Hg의負壓을加하고윗쪽에서樹脂를부어充填하였다.

本實驗에서는ARALDITE CY1301+HY1300樹脂를使用하였으며, 樹脂充填24時間後100°C오븐에서1時間養生하였다. 充分한強度를얻은後말뚝中央斷面을다이어먼드톱으로切斷하고研磨하여變形을調査하였다.

3. 흙의變形形態

그림2는實驗結果中の하나로, 여러가지相對密度試料및chalk를使用한實驗에서도類似的結果를얻을수있었다. 研究計劃初期에는薄片試料(thin section)²³⁾에 의한密度變化를分析하여定量的인解析을意圖하였으나, 映像解析(image analysis)上的諸般問題點이解決되지 못한現在로서는定性的인解析만이可能하

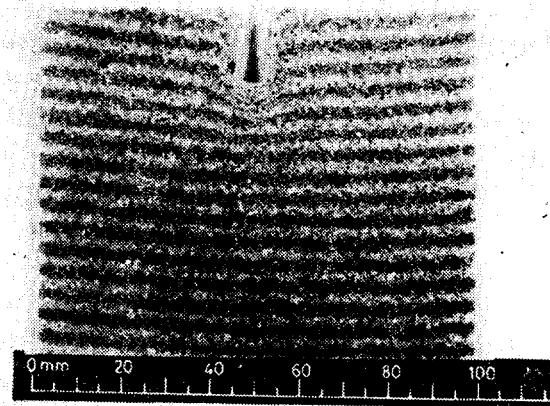


Fig. 2. Soil deformation in resin impregnated specimen

였다.

말뚝貫入으로因한흙의變形은그림2에서보는것과같이, 剪斷面은發見되지않고, 말뚝下部에大略球形의變形을보여준다. 그러나이와같은調査로부터는,變形의範圍또는支持力導出이不可能하여既發表된研究結果들을參考로하여變形을類推하는過程이必要하였

다. 砂質土에서의말뚝支持力解析은從來여러가지實驗에서의觀察을根據로한塑性理論解析이中心이되어왔다. 本實驗結果로부터비록定量的인解析은얻을수없었으나, 剪斷面(slip surface)이發見되지않았고, 概略的인球形形態의變形形態가觀察된點으로부터말뚝支持力解析의또다른領域인空洞擴張概念으로接近할수있는契機를提供하여주기에充分하였다.

空洞擴張이란地盤中에初期體積이0인空洞이内部的壓力이增加하게됨에따라膨脹하게되면體積의增加에의해周圍의흙에變形을주게된다. 이와같은擴張過程은無限히繼續되는것이아니라空洞内部的壓力이어떤極限값에到達할때까지이고, 그以後에는壓力增加나空洞의體積膨脹은일어나지않는다. 空洞内部的極限壓力은土砂의性質, 地盤中の應力條件에關係되는것으로알려져있다. 이와같은概念은孔內載荷試驗(pressuremeter test)을 통하여確認되어理論을 뒷받침하여준다.

空洞擴張理論에依한말뚝支持力解析은序論

에서言及한 바와 같이 塑性理論 解析에 比하여 相對的으로 信賴度 높은 支持力 豫測이 可能한 것으로 알려져 왔으나, 아직도 實際보다 높은 말뚝支持力이 計算되는 理由로는 適切치 못한 變形形態의 假定에 있는 것으로 思料된다.

말뚝貫入에 依한 흙의 變形을 空洞擴張 概念으로 說明하는 데 있어, 가장 큰 脆弱點은 實際로 確認할 수 있는 空洞이 없다는 것이다. 따라서 이를 說明하기 爲해서는 擴張하는 空洞과 같은 役割을 하는 假想의 空洞을 說定할 必要가 있다. 이와 같은 假想의 區域을 實驗的 또는 理論的으로 證明하는 것은 可能치 않으나, 假想의 空洞 存在를 認定할 境遇 空洞의 形態를 推測하는 것은 그리 어려운 일이 아닐 것이다. 그리고 變形이 일어나는 흙의 範圍를 正確히 測定할 수 있으면 假想의 空洞의 크기도 決定할 수 있을 것이다.

이와 같은 脆弱點으로 말뚝貫入으로 因한 흙의 變形을 空洞擴張概念으로 解析하려는 試圖는 極히 低調하였다.

Al Awkati는 圓錐形先端의 penetrometer 貫入에 依한 흙의 變形을 그림 3에 보이는 것과 같이 假定하고, 이를 空洞擴張概念으로 解析하

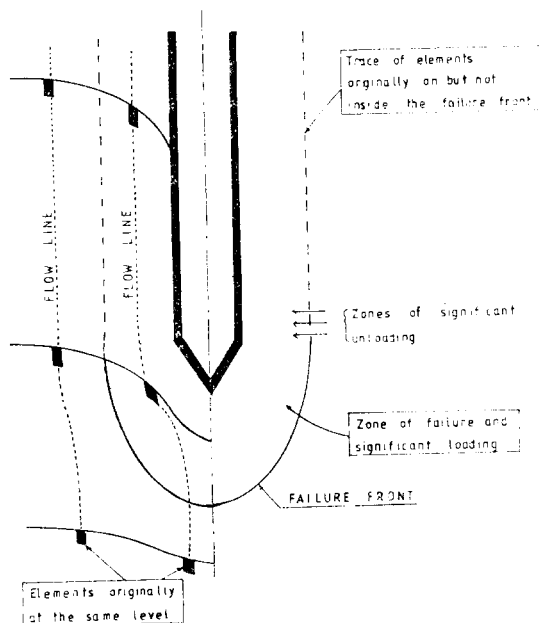


Fig. 3 Soil flow around piles and penetrometers (after Al Awkati, 1975)

였다.⁹⁾ Al Awkati는 흙의 變形은 球形도 아니고 圓筒形도 아닌 中間形態이며 彈丸모양으로 斷定하였다. 그가 提案한 半經驗的 解析의 妥當性 與否를 떠나, 砂質土에 있어서 말뚝貫入으로 因한 흙의 變形에 空洞擴張概念을 導入한 데에서 意義를 찾을 수 있을 것이다.

Vesic는 變形實驗 結果로부터 그림 4에 보이는 것과 같은 變形形態를 말뚝支持力 解析에 使用하였다.⁶⁾ Vesic는 말뚝이 稠密한 狀態의 모래地盤에 貫入되면 그림 4의 圓筒形 BD를 中心으로 하여 塑性區域이 橫方向으로 擴張한다고 假定하였다. 이와같은 假定을 根據로 한 Vesic의 支持力 解析은 空洞擴張理論中 가장 널리 引用되어 塑性理論解析보다 相對的으로 信賴度가 높음을 立證하는데 寄與하였으나 前述한 것과 같이 實際支持力보다 높은 結果를 주는 것으로 指摘되어 왔다.

本研究에서 觀察된 變形形態를 Vesic의 假定과 比較하여 볼 때, 明白한 差異가 있어 새로운 變形形態를 假定하게 되었다. 그러나 本實驗 結果로부터 말뚝貫入으로 因한 흙의 變形은 大略 半球形이라는 것을 假定하기까지는 X-ray를 利用하여 흙의 變形을 觀察한 Robinsky & Morrison의 研究內容¹⁶⁾이 基本이 되었다.

Robinsky & Morrison은 試料箱子안에 모래

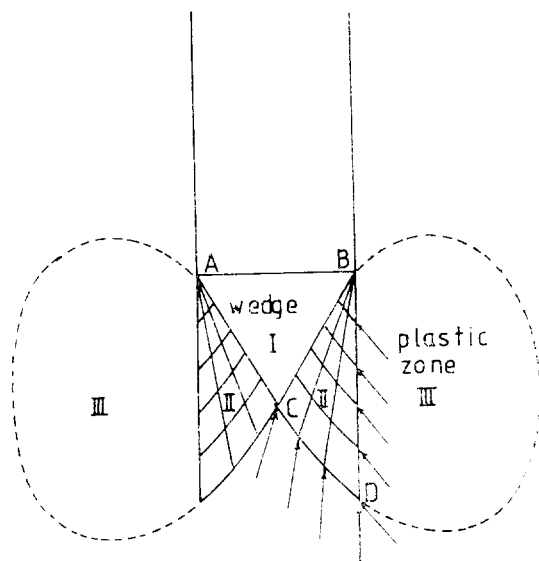


Fig. 4 Assumed failure pattern by Vesic (after Vesic, 1977)

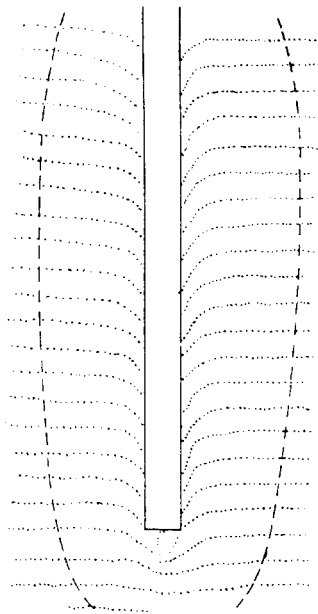


Fig. 5 Displacement around a pile in sand (after Robinsky and Morrison, 1964)

試料을 成形하는 過程에서 一定한 位置에 납 粒子(lead shot)를 設置한 後, 模型말뚝을 貫入하였다. 말뚝이 貫入됨에 따라 發生하는 흙의 變形을 X-ray로 感知된 납 粒子의 變位를 調査 檢討하였다. 그림 5는 實驗結果의 一部를 보여 주며, 이로부터 다음과 같은 結論이 導出되었다.

- (1) 말뚝 貫入으로 因한 흙의 變形은 말뚝 周圍에 barrel 모양의 變形區域을 形成시키며 變形은 이 區域에 局限한다.
- (2) 말뚝 바로 아래에는 圓錐形의 區域이 形成되며, 이 部分은 主壓縮區域(main compaction zone)으로 생각된다.
- (3) 말뚝 下部에서의 變形限界는 大略 球形을 갖는다.
- (4) 變形限界의 形態는 同一하나 크기는 말뚝의 直徑, 傾斜度, 表面의 거칠은 程度 및 모래의 密度에 따라 變化한다.
- (5) 말뚝 下部의 變形限界는 大略 말뚝直徑의 2.5~4.5 倍 程度이다.

Robinsky & Morrison의 結論(3)과 模型實驗 結果로부터 말뚝 下部에서의 흙의 變形은 半球形으로 假定되었다. 이와 같은 假定을 空洞擴張

理論과 結付하여 보면 變形이 일어나는 區域은 球形空洞周圍의 塑性區域에 該當되는 것으로 假定할 수 있을 것이다. 이와 같은 球形의 變形을 誘發하기 위해서는 擴張하는 空洞이 存在하여야 한다. 前述한 바와 같이 空洞擴張理論을 말뚝基礎에 適用하는 데에는 實際의 空洞이 存在하지 않는다는 問題點을 克服하여야 한다. 보다 合理的인 理論展開를 위해서는 여러가지 地盤條件下에서의 塑性區域의 定量的 糾明을 함으로써 假想의 空洞을 確定하는 研究가 先行되어야 할 것이다.

本研究에서는 흙의 變形이 일어나는 區域에 對한 定量的인 檢討가 不可能하여 假想空洞을 말뚝 先端部 아래에 말뚝 直徑과 같은 크기의 半球形 區域으로 假定하였다. 이와같은 區域은 Robinsky & Morrison의 圓錐形 主壓縮區間(main compaction zone) 또는 Koizumi外²³⁾의 달걀모양의 極히 壓縮된 核(core)에 相應하는 것으로 생각된다. Koizumi 外의 實際말뚝 下部에 對한 調査에 依하면(그림 6), 말뚝 바로 아래 말뚝 直徑의 範圍內에서의 흙의 壓縮은 매우 높아 稠密한 모래에서도 體積變化率이 18%에 達하였다. 이와같은 壓縮은 三軸壓縮의 境遇로 表示하면 約 1500~2500kPa의 cell 壓力에 該當되는 것으로 周圍의 흙들과는 區分이 된다.

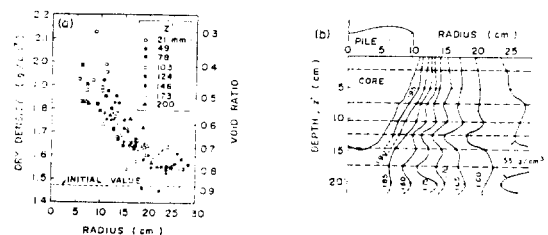


Fig. 6 Dry density of sand near pile tip (after Koizumi et al, 1971)

以上の 事實들을 綜合하여 그림 7과 같은 變形이 假定되었다. 이와같은 變形形態는 많은 假定을 前提로 導出된 것인 바, 向後의 變形에 對한 定量的 研究가 要請된다.

그림 7에 依하면 말뚝貫入으로 因한 흙 內部의 變化는 球形空洞擴張過程으로 假定된다. 그러나 球形體의 上半部에 存在하는 堅固한 말뚝 部分은 全體變形을 解析하는 데 重要한 障礙가

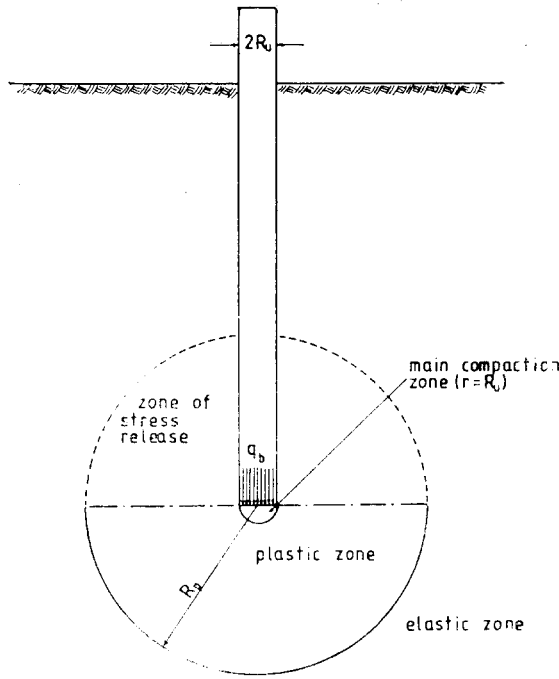


Fig. 7 Assumed mode of deformation

되어 말뚝先端部를 中心으로 上下 2 個의 區域으로 나누어 考慮하였다.

말뚝이 貫入됨에 따라 말뚝下端部の 바로 아래部分의 흙은 壓縮되어 主壓縮區域이 形成된다. 主壓縮區域은 Koizumi 外의 研究結果로 球形이 아닌 것으로 推測되나, 解析을 위하여 말뚝直徑과 같은 直徑의 半球體로 假定되었다. 貫入이 進行됨에 따라 主壓縮區域 周邊의 흙은 應力이 增加되어 初期의 彈性應力狀態에서 塑性應力狀態로 變化한다. 塑性區域의 擴張은 無限定 繼續되는 것이 아니라, 主壓縮區域의 壓力이 限界值에 到達할 때 까지에 限하며, 이 後에는 말뚝 貫入이 繼續되어도 應力增加나 塑性區域의 擴張은 일어나지 않는다. 이와 같은 分析은 空洞擴張理論을 基本으로 한 것이며, 이 理論에 의한 支持力導出은 다음 章에 提示하였다.

말뚝下端部 윗쪽에 同 같은 크기의 半球體가 假定되었다. 이 部分에서는 應力이 急激히 減少되며 말뚝支持力에 直接的인 影響은 미치지 않는 것으로 類推된다. 그러나 前述한 바와 같이 堅固한 말뚝의 存在와 應力減少로 因한 흙의 密度變化는 아래部分 塑性 半球體의 體積變化에

影響을 미쳐, 結果的으로는 支持力에 影響을 주게 된다. 貫入實驗中の 흙의 體積變化에 대한 Miura 外의 報告²⁵⁾에 의하면, 體積變化는 從來 適用되어 오던 三軸壓縮試驗 보다는 軸應力을 減少시켜 가는 試驗(triaxial extension test) 結果를 使用하는 것이 바람직 하다는 點과 聯關하여 볼 때 이 部分에 대한 研究가 要請됨을 알 수 있다

本 研究에서 使用된 것과 類似한 變形形態가 Sayed & Hamed의 數值解析에 의한 空洞擴張理論²⁶⁾에 使用되었으며, Hirayama의 統一된 말뚝支持力 解析法¹⁹⁾에서도 使用되었으나 導出過程은 明示되지 않아 比較하지 못하였음을 添言하는 바이다.

4. 말뚝의 先端支持力

假定된 變形形態를 利用하여 말뚝의 先端支持力을 求하기 위하여 變形이 일어나는 部分의 應力狀態를 알아 보았다. 變形이 일어나는 部分은 말뚝下端部 아래의 主壓縮區域과 이를 둘러싸고 있는 半球形塑性區域으로 나눌 수 있으며 塑性區域의 바깥 部分은 彈性區域으로 말뚝 貫入 以前의 初期應力狀態를 維持한다.

半球形 塑性區域에서의 應力狀態는 球形空洞擴張理論으로 解析할 수 있으며 空洞擴張이 極限狀態에 到達하였을 때 空洞部分(여기에서는 主壓縮區域)과의 境界部分에서의 放射應力(radial stress)은 極限球形空洞擴張壓力(limit spherical cavity expansion pressure)과 같은 값을 갖는다. 主壓縮區域을 中心으로 한 應力分布(그림 8)

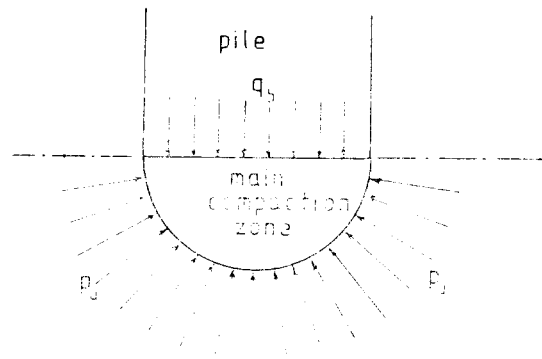


Fig. 8 Stress condition around main compaction zone

로부터 말뚝支持力을 解析하기 위하여 支持力相關係數, ζ , 를 導入, 아래의 式들로 支持力을 表示하였다.

$$q_b = N_c \cdot q \quad (1)$$

$$q_b = \zeta \cdot p_u \quad (2)$$

$$p_u = F_q \cdot q \quad (3)$$

$$N_c = \zeta \cdot F_q \quad (4)$$

여기서

q_b : 말뚝의 先端支持力

N_c : 말뚝 支持力係數, 空洞擴張理論에서는 平均主應力(mean normal stress)을 使用하는 바, 有效垂直應力을 使用하는 塑性理論解析時의 N_c 와는 區分된다.

q : 말뚝 貫入 以前의 흙 속의 平均主應力

ζ : 支持力 相關係數

F_q : 極限 球形空洞擴張係數

p_u : 極限 球形空洞擴張壓力

따라서 말뚝의 先端支持力 算定은 極限 球形空洞擴張係數 F_q 와 支持力相關係數 ζ 를 計算하는 問題로 集約되었다.

極限 球形空洞擴張係數 F_q 의 計算은 砂質土에 있어서의 空洞擴張에 關한 Vesic의 研究結果로부터 求할 수 있다.²⁷⁾ Vesic의 解析은 有效하며 아래와 같이 要約할 수 있다.

$$F_q = \left\{ \frac{3(1+\sin\phi)}{3-\sin\phi} \right\} (I_{rr})^{4\sin\phi/3(1+\sin\phi)} \quad (5)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r \cdot \Delta} \quad (6)$$

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)q \cdot \tan\phi} \quad (7)$$

여기서 ϕ : 剪斷抵抗角

I_r : 剛性指數

I_{rr} : 減少剛性指數

Δ : 塑性區域에서의 平均體積變化率

E : Young 率

ν : Poisson 比

위의 式에서 알 수 있는 바와 같이 空洞擴張理論의 解析에는 各種 變數들의 決定이 必要하다. 이들의 決定方法은 參考文獻 (28)과 (2)에 詳細히 說明되어 있다. 表 1에서는 I_{rr} 및 ϕ 값의 變化에 따른 F_q 값을 提示하였다. 이 表에 나타나지 않은 값은 補間法으로 略算할 수 있을 것이다.

極限 球形空洞擴張壓力과 말뚝의 先端支持力

Table 1. Limit spherical cavity expansion factor, F_q

I_{rr}	ϕ					
	25°	30°	35°	40°	45°	50°
10	4.12	5.01	5.96	6.95	7.97	8.98
20	5.43	6.82	8.34	9.98	11.68	13.41
30	6.37	8.16	10.16	12.33	14.62	16.96
40	7.14	9.28	11.69	14.33	17.13	20.03
50	7.80	10.24	13.02	16.09	19.38	22.79
60	8.38	11.11	14.23	17.70	21.43	25.32
70	8.91	11.89	15.34	19.18	23.34	27.68
80	9.39	12.62	16.37	20.57	25.12	29.90
90	9.84	13.30	17.33	21.87	26.81	32.01
100	10.26	13.94	18.24	23.11	28.42	34.02
150	12.05	16.69	22.22	28.55	35.55	43.01
200	13.50	18.97	25.55	33.17	41.67	50.80
250	14.75	20.94	28.48	37.27	47.14	57.80
300	15.86	22.71	31.11	40.99	52.13	64.22
350	16.86	24.32	33.53	44.42	56.76	70.21
400	17.77	25.81	35.78	47.62	61.11	75.85
450	18.62	27.19	37.89	50.64	65.21	81.20
500	19.41	28.50	39.88	53.50	69.12	86.30

의 關係는 主壓縮區域內의 應力狀態를 糾明함으로써 計算이 可能할 것이다. 主壓縮區域 周圍의 應力分布는 그림 8에 보인 것과 같으며, 이를 正確하게 解析하는 데에는 問題가 있다. 이와 같은 狀況을 再現할 수 있는 解析方案이 開發될 때까지는 應力變化에 대한 假定이 不可避하여, 本 研究에서는 이 部分의 應力條件을 三軸壓縮條件으로 假定하였다.

이 部分의 應力을 三軸壓縮狀態로 假定하는 데에는 空洞境界面에서의 空洞擴張理論에서의 아래와 같은 前提條件들²⁷⁾이 有效하다는 假定을 必要로 한다.

(1) 荷重이 加해지기 前의 흙속의 應力狀態는 等方有效應力(isotropic effective stress)下에 있는 것으로 假定된다.

(2) 塑性域內의 흙의 自重은 加해지는 外力에 比하여 無視할 수 있다.

(3) 따라서 重量이 없는 物體에서의 球形對稱條件을 滿足시키며, 흙要素內의 剪斷應力은 相殺된다.

以上の 假定들은 理想的인 狀態이며, 實際로는 흙의 自重이나, 假定된 空洞의 上部에 存在

하는 말뚝으로 上下對稱이 되지 못하므로 剪斷應力이 存在할 것이다. 그러나 假想的 空洞을 解析하는 데 있어서는 위의 前提條件이 有效한 것으로 假定하였으며, 이 部分에 對하여는 空洞의 크기 糾明과 함께, 合理的인 應力條件이 研究되어야 할 것으로 思料된다.

이에 따라 極限 球形空洞擴張壓力을 最小主應力으로 말뚝의 先端支持力을 最大主應力으로 假定하여, 支持力相關係數를 다음 式으로 表示할 수 있었다.

$$\zeta = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (8)$$

위의 關係式을 圖示하여 보면 그림 9와 같다. 여기에서는 本研究에서 提示한 關係式外에 空洞擴張理論을 根據로 提案된 他支持力解析의 境遇와도 比較하여 보았다. 本研究에서 使用한 支持力相關係數의 概念은 Mitchell & Keaveny의 解析에서도 使用되었으나 다른 2個의 解析에서는 使用되지 않았다. 따라서 이들 解析의 境遇에는 $\zeta = N_c/F_q$ 의 關係로부터 支持力相關係數를 計算比較하였다.

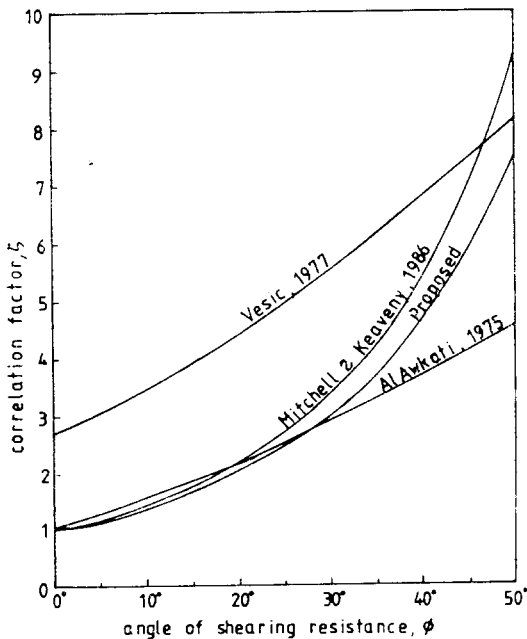


Fig. 9 Correlation factor, ζ

空洞擴張理論에 의한 Vesic의 말뚝支持力係數는 다음 式으로 表示된다.

$$N_c = \frac{3}{3 - \sin\phi} e^{(\frac{\pi}{2} - \phi) \tan\phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) I_{rr}^{4 \sin\phi / 3(1 + \sin\phi)} \quad (9)$$

이 式으로부터 支持力相關係數를 求하면,

$$\zeta = \frac{1}{1 + \sin\phi} e^{(\frac{\pi}{2} - \phi) \tan\phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (10)$$

으로 表示된다. 이 解析은 그 後 널리 使用되어 塑性理論보다 優秀한 것으로 알려졌으나, 實際 支持力보다 높은 값을 주는 것으로 報告되었다. Mitchell & Keaveny는 이러한 問題點을 Meyerhof의 얕은 基礎支持力係數⁴⁾를 支持力相關係數로 使用하여 解決하려 하였다. 이 處方은 그림에서 보는 바와 같이 支持力을 크게 減少시키지만, ϕ 값이 큰 境遇 Vesic의 값보다도 오히려 큰 支持力을 갖게 된다. Mitchell & Keaveny는 減少剛性指數의 값이 250보다 큰 境遇(普通 ϕ 값도 높은 값을 갖는다)에는 球形空洞擴張 대신 圓筒形空洞擴張(cylindrical cavity expansion)概念을 使用하여 解決하려 하였으나 根本的인 解析으로 보기에 問題가 있다.

Al Awkati는 앞에서 說明한 바와 같이 말뚝貫入過程을 球形과 圓筒形空洞擴張의 中間으로 假定하여 다음과 같은 半經驗式을 提案하였다.⁹⁾

$$N_c = F_{qc}^{1.85} \quad (11)$$

여기서 F_{qc} : 極限 圓筒形空洞擴張係數

이 式으로부터 支持力相關係數는,

$$\zeta = F_{qc}^{1.85} / F_q \quad (12)$$

와 같이 表示된다. Al Awkati의 支持力相關係數는 I_{rr} 값에 따라 變化하며, I_{rr} 이 큰 境遇 낮은 境遇보다 큰 支持力相關係數를 갖게 된다. 이것은 Mitchell & Keaveny의 實驗結果와는 正反對의 結果를 나타내어, 實際의 境遇와는 큰 差異가 있다.

表 2에는 本研究結果에 의한 말뚝支持力係數 N_c 의 값들을 提示하였다. 여기에서 言及하여야 할 事項은 本研究內容은 말뚝支持力의 基本的인 解析을 目的으로 하여 Mohr 應力圓의 接線이 直線인 境遇에 局限하여 適用할 수 있다는 것이다. 實際 土砂의 境遇에는 Mohr 應力圓의 接線이 曲線이 되며²⁹⁾ 이 部分에 대하여는 別途의 解析이 必要하다는 것이다.

Table 2. Bearing capacity factor, N_r

I_{rr}	ϕ					
	25°	30°	35°	40°	45°	50°
10	10.16	15.03	21.98	31.96	46.43	67.81
20	13.37	20.45	30.79	45.89	68.09	101.24
30	15.69	24.49	37.50	56.70	85.18	128.00
40	17.59	27.82	43.12	65.88	99.85	151.17
50	19.21	30.73	48.06	74.02	112.94	172.00
60	20.65	33.32	52.52	81.40	124.91	191.12
70	21.95	35.68	56.60	88.22	136.01	208.94
80	23.15	37.86	60.40	94.58	146.42	225.72
90	24.25	39.90	63.95	100.58	156.26	241.63
100	25.28	41.81	67.31	106.26	165.62	256.81
150	29.69	50.07	81.98	131.29	207.19	324.68
200	33.27	56.90	94.28	152.55	242.87	383.46
250	36.35	62.83	105.08	171.39	274.72	436.28
300	39.07	68.13	114.82	188.49	303.83	484.80
350	41.53	72.96	123.74	204.27	330.83	530.00
400	43.78	77.42	132.04	219.01	356.15	572.56
450	45.88	84.58	139.82	232.89	380.08	612.92
500	47.83	85.49	147.17	264.05	402.86	651.43

5. 結 論

本 研究에서는 말 碇貫入으로 인한 흙의 變形을 調査, 空洞擴張理論과 結付하여 새로운 變形形態를 提示하였다. 또한 말碇의 先端支持力에 關한 새로운 解析法을 提示하였으며 研究로부터 얻은 結論은 다음과 같다.

(1) 말碇 貫入에 의한 흙의 變形形態는 말碇 下部에 半球形의 變形으로 나타낼 수 있으며, 이 過程은 球形空洞擴張으로 說明될 수 있다.

(2) 말碇의 先端支持力은 極限 球形空洞擴張壓力과 支持力相關係數로 表示된다. 極限 球形空洞擴張壓力은 Vesic의 理論解析으로 求할 수 있으며 支持力相關係數는 主壓縮區域의 應力狀態를 三軸壓縮의 境遇로 假定하여 計算할 수 있다.

(3) 本研究結果를 他 解析法과 比較한 結果 從來問題點으로 指摘되었던 實際보다 높은 支持力問題를 解決할 수 있을 것으로 期待된다. 그러나 이를 立證하기 위해서는 多樣한 흙에서의 適用이 必要하다.

參 考 文 獻

1. Villet, W.C.B. & Mitchell, J.K. "Cone resistance, relative density and friction angle. Proc. Specialty Session Cone Penetration Testing and Experience, St Louis (eds G.M. Norris & R.D. Holtz), New York, ASCE, 1981, pp.178~207.
2. Lee, M.W. "End bearing capacity of a pile in cohesionless soils." PhD thesis, University of Birmingham, 1987.
3. Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics." John Wiley and Sons, New York, 1943, 510pp.
4. Meyerhof, G.G. "The ultimate bearing capacity of foundations." Geotechnique 2, No. 4, 1951, pp.301~332.
5. Vesic, A.S. "Investigation of bearing capacity of piles in sand." Proc. North Am. Conf. Deep Fdns, Mexico City, 1964.
6. Vesic, A.S. "Design of pile foundations." National Cooperation Highway Research Program, Report No. 42, Transportation Research Board, Washington D.C., 1977.
7. Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. "Cone resistance in dry NC and OC sands." Proc. Specialty Session Cone Penetration Testing and Experience, St Louis (eds G.M. Norris and R.D. Holtz), New York, ASCE, 1981, pp.145~177.
8. Mitchell J.K., & Keaveny, J. M. "Determining sand strength by cone penetrometer." In Situ '86, Proc. Specialty Conf. Use of In Situ Testing in Geotechnical Engineering, Blackburg, New York, ASCE, 1986, pp.823~839.
9. Al Awakati, A "On problems of soil bearing capacity at depth." PhD thesis, Duke University, 1975.
10. Prandtl, L. "Über die Harte plastischer Körper." Nachrichten Kon. Gesell. der Wissenschaften, Math., Phys. Klasse, Gottingen, 1920, pp.74~85.
11. Berezantzev, V.G., Khristoforov, V.S. & Golubkov, V.N. "Load bearing capacity and deformation of piled foundations." Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng, Paris 2, 1961, pp.11~15.
12. Butterfield, & Andrawes, K.Z. "An investigati-

- on of a plane strain continuous penetration problem." *Geotechnique* 22, 1972, pp.597~617.
13. Davidson, J.L., Mortensen, R.A. & Barreiro, D. "Deformation in sand around a cone penetration tip" *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng, Stockholm 2*, 1981, pp.467~470.
 14. Vesic, A.S. "Bearing capacity of deep foundations in sand." *Highway Research Board, National Research Council, Washington D.C.*, 1963, pp.112~153.
 15. Durgunoglu, H.T. "Static penetration resistance of soils." PhD thesis, University of California at Berkeley, 1972.
 16. Robinsky, E.I. & Morrison, C.F. "Sand displacement and compaction around model friction piles." *Can. Geotech. J.* 1, No.2, 1964, pp.81~93.
 17. Allersma, H.G.B. "Photoelastic investigation of the stress distribution during penetration." *Proc. 2nd Eur. Symp. Penetration Testing, Amsterdam 2*, 1982, pp.411~418.
 18. Vesic, A.S. "Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand." *Proc. Symp. Bearing Capacity Settlement of Fdns, Duke University*, 1967, pp.53~68.
 19. Hirayama, H. "A unified base bearing capacity formula for piles." *Soils Fdns* 28, 1988, No. 3, pp.91~102.
 20. Windisch, S.J. & Soulie, M. "Technique for study of granular materials." *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 96, SM4, 1970, pp.1113~1126.
 21. Denekamp, S.A. & Tsur-Lavie, Y. "Measurement of porosity in natural sand deposit." *J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 107, GT4, 1981, pp.439~447.
 22. Borowicka, H. "Über die Struktur der Boden (On soil structure)." *Mitt. Inst. Grundbau Bodenmech, Technical University of Wien, Vol. 15*, 1978, pp.3~12.
 23. Koizumi, Y. et al (BCP Committee). "Field tests on piles in sand." *Soils Fdns* 11, No.2, 1971, pp.29~49.
 24. Spencer, E. "The movement of soil beneath model foundations." *Civil Engineering and Public Works Review*, 1964, pp.728~731, 878~881.
 25. Miura, S., Toki, S. & Tanizawa, F. "Cone penetration characteristics and its correlation to static and cyclic deformation-strength behavior of anisotropic sand." *Soils Fdns* 24, No. 2, 1984, pp.58~74.
 26. Sayed, S.M. & Hamed, M.A. "Expansion of cavities in layered elastic system." *Int. J. Numer. Analt Mech. Geomech.* 11, 1987, pp.203~213.
 27. Vesic, A.S. "Expansion of cavities in infinite soil mass." *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 98, SM3, pp.265~290.
 28. Bhushan, K. "An experimental investigation into expansion of spherical and cylindrical cavities in sand. PhD thesis, Duke University, 1970.
 29. Baligh, M.M. "Cavity expansion in sands with curved envelopes." *J. Geotech. Engng Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 102, GT11, 1976, pp.1131~1146.

(집수일자 1989. 2. 17)