

西海岸 砂質土地盤의 地震時 液狀化 豫測 Evaluation of Liquefaction Potential for Marine Silty Sand Deposits during Earthquake

李義明* · 鄭斗永*

Hee Myung Lee* and Doo Young Jeong*

要 旨: 西海岸 砂質土埋立地盤을 對象으로 地震應答解析 및 反復三軸壓縮試驗 結果를 통하여 地震 및 豫測方法에 따른 液狀化特性에 대하여 檢討하였다. 地震應答解析 結果, 入力地震과 地盤特性에 따라 地表面에 到達하는 最大加速度의 크기가 다르게 나타남을 알았으며 簡易豫測法으로 海岸埋立地盤의 液狀化 評價時 適用 可能한 地震係數를 提示하였다. N值가 작고 느슨한 上部層에 대한 液狀化強度는 反復三軸壓縮試驗 結果에 비하여 Seed方法에 의한 結果가 작게 나타났고 Iwasaki 方法과 S波速度 利用法은 크거나 類似한 結果를 얻었다. 또한 簡易豫測法들은 詳細法에 비해 液狀化 可能性을 過大 評價하는 傾向이 있었으며 液狀化 限界深度(安全率 1일때)는 入力加速度(0.1 g~0.2 g)에 따라 7 m~14 m程度로 推定되었다.

Abstract □ Liquefaction characteristics of the reclaimed marine sand deposits is studied by means of the dynamic response analysis and the cyclic triaxial compression test. 1) From the result of the dynamic response analysis, it was found that the amplification of ground surface maximum acceleration varied with input earthquake motions and soil data, and earthquake coefficients were proposed to be applicable in evaluating liquefaction potential by simplified prediction methods. 2) For upper and soft sand deposits with small N-value, liquefaction strengths estimated by Seed and Idriss's simplified method were lower than those by the cyclic triaxial test, while those by Iwasaki & Tatsuoka's or Vs-method were not lower. 3) Simplified methods were inclined to overestimate liquefaction potential in comparison with the dynamic response analysis and the cyclic triaxial compression test. Allowable depths of liquefaction(safety factor 1) were estimated to be 7~14 m for 0.1~0.2 g of input maximum acceleration.

1. 緒 論

우리나라에서도 最近 海岸埋立이 增加해가고 있는 실정인데 設計시 重要하게 考慮되어야 하는 것이 砂質土海岸埋立地盤의 地震에 의한 液狀化 現象이다. 이것은 日本 Niigata地震(1964) 등 多數의 日本地震을 비롯하여 Alaska地震(1964) 및 San Francisco의 Loma Prieta地震(1989) 등 그 동안 地震時에 나타난 被害가 주로 砂質土 海岸埋立地의 液狀化에 起因된 것이기 때문이다. 砂質土 地盤의 地震으로 인한 液狀化에 대한 研究는 日本 Niigata地震 이후 지금까지 急激한 進展을 가져왔지만 우리나라의 경우 아직 地震에 의한

큰 被害가 없었고 砂質土 海岸埋立工事 經驗도 많지 않았으므로 設計入力地震 및 現場資料를 통한 液狀化에 대한 研究나 設計는 드물다.

최근 液狀化 概念은 一般적으로 衝擊 또는 反復荷重에 의하여 發生하는 剪斷應力이 飽和된 사질토의 反復剪斷強度보다 클 때 일어나는 現象으로서 有效應力이 0가 아니더라도 이러한 現象이 發生된다고 정의되고 있다(김, 1992). 液狀化에 대비하여 基礎地盤을 設計할 때 液狀化 判定方法으로 지금까지 提案된 代表的인 것을 大別하면 過去經驗으로 부터 推定하는 概略判定法, SPT, 粒度試驗 등에 의한 簡易豫測法(Simplified Method) 그리고 詳細豫測法(Response Ana-

*全北大學校 土木工學科 (Department of Civil Engineering Jeonbuk National University, Jeonju, Korea)

lysis and Laboratory Test Method: RALTM) 등으로 구분할 수 있다. 概略判定法은 定量的인 評價없이 液狀化 發生 可能性 與否를 判斷할 뿐이며 豫備적인 方法만으로 適用될 수 있다. 簡易豫測法은 限界 N值法과 F_i法으로 다시 구분된다. 限界 N值法은 日本 Niigata地震 이후 調査된 資料에 따라 提案된 것으로 日本에서는 有用한 方法일 수 있으나 우리나라에서는 좀더 많은 檢討가 必要하다. F_i法은 표준관입시험(Standard Penetration Test: SPT) 및 粒度試驗結果와 豫想되는 地表面 最大加速度 등 地震資料에 의하여 液狀化 可能性을 判斷하는 方法이다. 本 研究에서는 F_i法을 통하여 液狀化特性을 檢討코자 하였다. 이 方法은 앞에서 言及한 液狀化 概念下에 導入된 方法으로써 다음 結果에 따라 液狀化를 判定할 수 있다. 즉

$$F_i = \frac{\tau_i}{\tau_d} \quad (1)$$

여기서

τ_i : 사질토의 액상화 전단강도

τ_d : 지진으로 인한 지반의 전단응력

液狀化 安全率 F_i 을 求하는 方法을 다음 項目들을 組合하여 可能하다.

$$F_i \left[\begin{array}{l} \tau_d \left[\begin{array}{l} \text{지반의 지진응답해석} \quad (a) \\ \text{지표면 가속도와 Magnitude의 관계} \quad (b) \end{array} \right. \\ \left. \tau_i \left[\begin{array}{l} \text{현장시료에 대한 실내액상화시험} \quad (c) \\ \text{액상화사례 + 현장시험 + (b)} \quad (d) \end{array} \right. \right. \end{array} \right.$$

여기서 詳細豫測法은 (a)와 (c)의 組合으로 簡易豫測法은 (b)와 (d)의 組合으로 可能하다. 한편 簡易豫測法을 토대로 한 液狀化 判定基準을 採用하고 있는 外國의 設計基準 및 指針들은 多數 있으나 우리나라에서는 이러한 液狀化 豫測基準이 別途로 設定된 적이 없으므로 設計시 適用基準이 모호할 때가 있다. 따라서 本 研究에서는 西海岸 京畿灣 沿岸中 細粒砂質土로 形成된 海岸埋立地盤을 對象으로 向後 豫想되는 地震形態로 調整하여 地震應答解析을 實施하고 그 結果를 토대로 液狀化 簡易豫測時 必要한 地表面 最大加速度의 適用에 대하여 考察해 보았다. 그리고 各種 現場調査와 室內試驗에 의해 얻은 液狀化強度와 簡易的으로 잘 쓰이는 方法들에 의한 豫測結果에 대

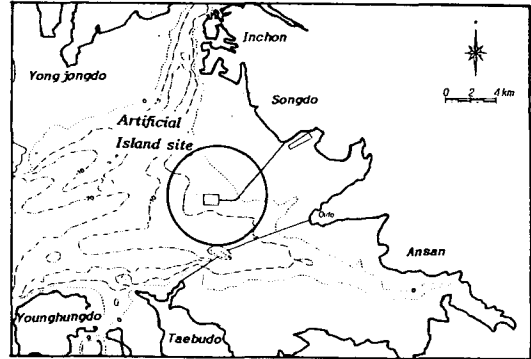


Fig. 1. Location map of reclamation site.

하여 比較 檢討하였으며 地震加速度를 달리하여 液狀化 限界深度를 推定하였다. 使用된 方法은 簡易豫測法으로는 Seed와 Idriss(1971)의 方法(Seed 方法)과 Iwasaki와 Tatsuoka(1978)의 方法(Iwasaki 方法) 그리고 軟弱地盤의 S波速度를 이용하는 方法(Vs 利用法: VsM)이며, 詳細法으로는 1次元 波傳達理論에 의한 地震應答解析과 室內試驗을 실시하였다. 또 (c) 및 (d)의 試驗方法으로는 反復三軸壓縮試驗과 現場調査인 SPT 및 Cross-Hole Test를 實施하였다.

2. 地盤資料 및 試驗

西海岸 仁川, 김포 등 一部地域은 波浪과 큰 潮差로 인한 潮流에 의해 上部地層이 실트質 모래層으로 堆積되어 分布하고 있다. 研究 對象地盤은 海岸으로부터 約 8 Km 떨어진 곳에 隣近海底土를 浚渫 埋立하여 造成한 人工섬부지 및 海底地盤으로서 周邊 海洋條件은 潮汐干滿差 및 潮流速度가 매우 큰 干瀉地로 넓게 分布되어 있다. 本地域 位置는 Fig. 1에 나타내었다. 海底地盤은 50~60 m程度의 상당히 두터운 濱海性 堆積層으로 되어 있으며 比較的 均等한 細粒사질토로 構成되어 있다.

2.1 土層構成

KSF規定에 의해 實施된 陸上 및 海上調査로부터 代表的인 土質주상도 및 SPT에 의한 N值의 深度別 分布는 Fig. 2(a), (b)와 같다. 埋立地盤을 基準(EL+7)으로 浚渫埋立層까지를 包含하여 GL(-)26 m까지는 粒子가 比較的 均等한 실트질 모래층으로 되어 있는

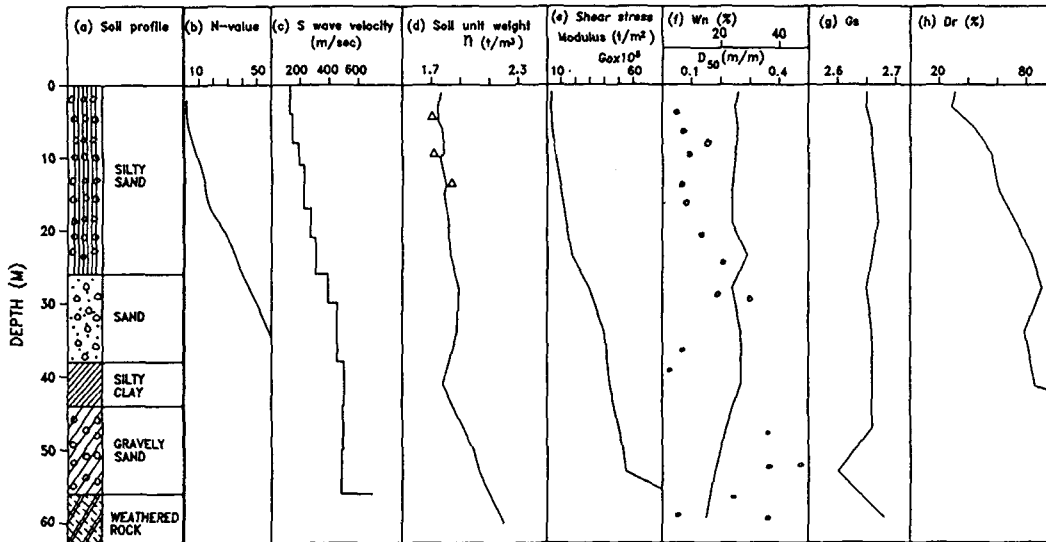


Fig. 2. Distribution of soil properties for in-situ deposits.

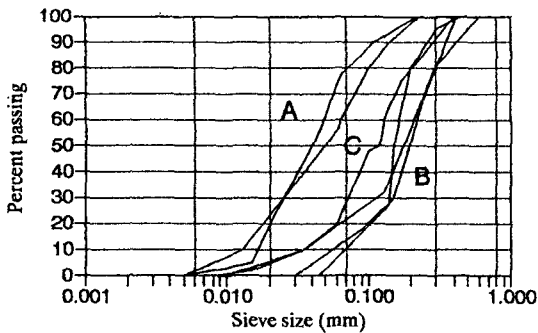


Fig. 3. Grain size distributions of silty sand deposits.

며, Weathered Rock이 出現되는 그 下部 GL(-)56 m까지는 상당히 두터운 두께로 대체로 良好한 모래層으로 이루어진 것이 本地盤의 特徵이다. N値는 深度에 따라 增加하는 傾向을 보이나 GL(-)20 m까지는 약 20 이하였고 埋立地盤의 地下水位는 滿潮時를 基準으로 GL(-)2 m까지 上昇한다.

Cross-Hole Test結果 剪斷波速度 Vs의 深度別 分布는 Fig. 2(c)와 같다. 실트질 모래層에서는 130~300 m/sec, 모래層에서는 300~500 m/sec로 推定되었다. 이 結果는 실트질 모래層의 경우 正木(Masaki) 등 (1987)의 推定式에 의한 값과 거의 一致하고 그 下部도 類似한 傾向을 보이고 있다.

2.2 Marine Sand의 土質特性

2.2.1 粒度 및 物理的 特性

地盤의 土層別 物性値와 실트질의 代表的인 粒度 分布는 Fig. 2 및 Fig. 3에서 각각 보여진다. 濕潤單位 重量 γ_t 는 Masaki式에 의해 N値로부터 推定한 結果 실트질 모래의 경우 1.75~1.8 t/m³ 程度이었다. 이 資料는 Fig. 2에서 알 수 있듯이 3個所의 實測値와 一致하므로 매우 妥當한 資料라 여겨진다. 또한 自然含水比는 上部砂質土層에서 24~27% 程度로 거의 一定한 樣相을 보였다. 比重도 全層에 대하여 類似한 結果를 보이는 데 이것은 同一한 條件下에서 오랫동안 形成된 실트질 모래 또는 모래 等 同種의 土質과 比較的 均質하게 수십m의 두께로 堆積되어 있었기 때문으로 分析된다.

液狀化 強度特性에 影響을 미치는 要素중의 하나인 現場相對密度(Dr)는 Meyerhof(1956)式에 의하여 N値와 有效荷重의 關係로부터 推定하였다.

2.2.2 Cross-Hole Test

地盤의 動的特性을 把握하기 위한 試驗으로써 孔 間內 彈性波速度 測定法인 Cross-hole test를 實施하였다. 試錐孔 3孔을 利用하여 1孔은 發進孔으로, 다른 2孔은 受振孔으로 하였으며 地盤探查前 擴孔 및 Deviation 測定作業으로 測定器機의 孔內插入 및 孔間의 正確한 距離測定이 可能토록 하였다. 裝備는 Down hole shear hammer(Bison Model 465-1), Reciever 2기(Bison Model 8012A, Bison Model 1462)를 使

Table 1. Results of relative density and undrained cyclic triaxial compression tests for silty sand

Specimen	depth (m)	Dr (%)	wi (%)	wf (%)	frequency (Hz)	B value	initia P.W.P (kpa)	σ_3 (kpa)	σ_d (kpa)	No. of cycle
A	5	30	25.7	—	0.1	0.973	31	139	112	2
			25.5	29.23		0.955	249	152	156	140
			25.4	27.62		0.973	0	141	84	9
			25.33	30.31		0.969	179	141	70	10
			25.38	—		0.962	248	142	61.6	6
B	10	38	25.1	27.71	0.1	0.961	200	180	72	7
			25	28.68		0.963	149	181	54	33
			25.19	28.68		0.959	98	181	64.8	18
			25.114	31.71		0.963	99	182	108	2
C	15	32	24.2	34	0.1	0.955	50	190	152	3
			24.2	27.6		0.966	242	189	60	76
			24.2	—		0.968	20	189	80	11
			24.2	28.64		0.967	40	189	114	5
			24.19	30.28		0.977	149	191	57	74
**			24.13	28.7		0.992	0	191	170	36

用하였다. 이 探查에서 測定된 彈性波速度 즉 剪斷波速度 V_s , 壓縮波速度 V_p 로부터 土層別 動彈性剪斷係數 G_0 를 求하였으며 그 結果는 Fig. 2(e)에 제시하였다. 地震應答解析에는 Cross-hole test 結果 以外에 Seed and Idriss(1970)가 發表한 動的變形特性曲線(剪斷係數 및 減衰比-變形率關係)을 통하여 地盤의 非線形特性을 考慮하였다.

2.2.3 反復三軸壓縮試驗

液狀埋立된 실트質 砂質土地盤의 試料을 深度 5 m, 10 m, 15 m에서 各各 採取하여 室内液狀化強度 試驗으로써 反復三軸壓縮試驗을 實施하였다. 여기서 採取된 試料에 대하여 먼저 KSF規定에 의하여 最大, 最小乾燥密度를 測定하고 現場條件에 맞는 相對密度가 되도록 몰드를 製作하였다.

液狀化強度試驗에 使用된 反復三軸壓縮試驗 器機는 CK. Chan-type(Soil Engineering Equipment Co.)이다. 試驗方法 및 節次는 먼저 特殊製作된 몰드에 所要重量 및 含水比를 調節하여 單層 1회 다짐으로 直徑 50 mm, 높이 125 mm인 試料을 製作하고 眞空 및 背壓法(Vacuum & Back pressure)으로 試料을 飽和시킨 후 間隙壓係數 B 값이 0.95以上 되도록 하여 有效上載荷重까지 3段階 以上으로 等方壓密시키고 非排水制御方式으로 應力比(stress ratio)를 變化시켜가면서 等價軸差應力(σ_{dp})으로 反復載荷하였다.

砂質土의 液狀化強度가 載荷振動數의 影響을 크게 받지 않는 것으로 밝혀진 바 있으므로(吉見吉昭, 1991) 載荷振動數를 0.1 Hz만으로 했으며 振動波形은 正弦波(Sine 파)로 하였다. 또 試驗時 液狀化狀態의 基準은 精確한 변형을 제어가 곤란했으므로 軸變形振幅 $DA = 5 \sim 10\%$ 일 때로 하였으며 이때의 剪斷強度와 反復回數을 測定하였다.

Table 1은 試料別 相對密度 및 液狀化強度 試驗結果를 整理한 것이다. 試驗結果에서 自動記錄된 것중 試料 C의 한 結果를 Fig. 4와 Fig. 5에 나타내어 보았다. 測定된 液狀化狀態의 軸變形率은 7%이며 軸方向 等價反復應力은 0.7 kg/cm^2 이다. Fig. 4에서 보여지는 것과 같이 間隙水壓은 荷重作用 동안 初期液狀化 이후부터 破壞時까지 一定한 幅으로 增加해 가는 傾向을 볼 수 있다. 또한 Fig. 5에서와 같이 軸差應力 및 變形率 關係는 試料 및 入力條件에 따라 다르나 이 曲線은 等價軸差應力이 反復됨에 따라 破壞狀態에 이르러서는 試料의 強度가 減少하고 最終 Cycle에는 水平軸에 接近하면서 進行되다가 軸差應力이 영에서 멈추었음을 알 수 있다.

Fig. 6은 앞에서 言及한대로 液化狀態 즉 兩振幅軸變形率 $DA = 5 \sim 10\%$ 일 때 軸差應力比 및 反復回數를 測定하여 그 關係를 圖示한 것이다. 대체로 反復回數에 따라 試料 No. A, C, B順으로 反復應力比($\sigma_d/2\sigma_3$)

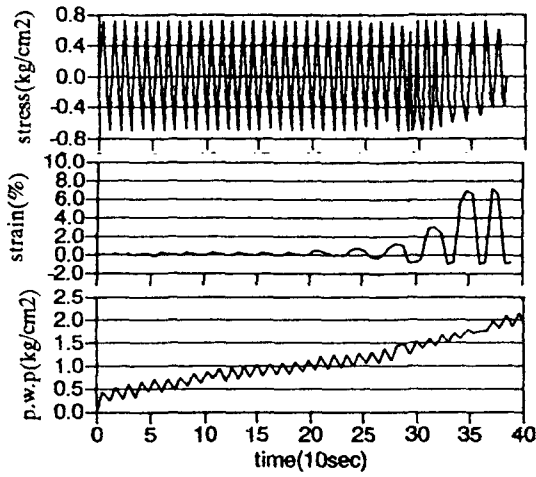


Fig. 4. Results of an undrained cyclic triaxial compression test.

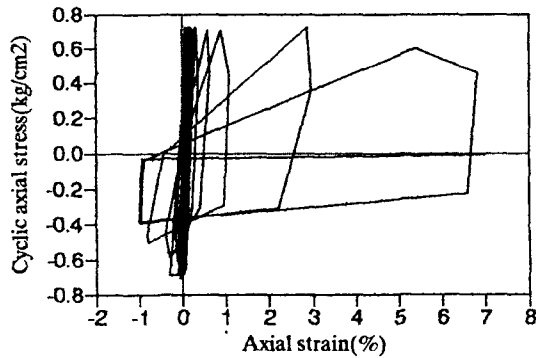


Fig. 5. Stress versus strain hysteresis curves for cyclic triaxial compression test on specimen C.

가 큰 傾向이 있는 데 本 試驗에서 얻은 液狀化 強度는 試料의 相對密度의 큰 差異는 없으므로 相對密度보다는 微小하나마 細粒粉 含有量에 더 影響을 받은

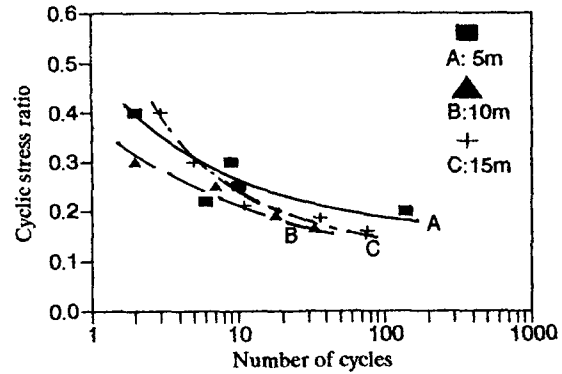


Fig. 6. Relationship between cyclic stress ratio and number of cycles required to cause double amplitude strain (5~10%).

것으로 보인다. 즉 相對密度가 비교적 낮은 이 細粒 砂質土의 液狀化 強度는 細粒粉이 相對的으로 많은 試料가 더 크게 나타났으므로 細粒粉 含有量에 따라 液狀化 強度가 左右됨을 알 수 있다. 實際로 試驗에 사용된 각 試料地盤을 粒度分布 등에 따라 分析해보면 거시적으로는 큰 差異는 보이지 않지만 試料A 地盤은 浚渫埋立土의 表層으로서 浚渫埋立過程에서, 그리고 試料C 地盤은 當初 海底地盤으로서 潮流移動에 따른 浮遊된 粘土粒子들의 沈澱過程에서 粘土鑛物性 細粒粉이 다소 包含되어 있으나 試料B 地盤은 浚渫土層의 中間層으로 펌프浚渫 埋立時 微細粒子는 外部로 흘러나가고 比較적 均等하고 깨끗한 細砂로 構成되어 있음을 把握할 수 있었다.

3. 液狀化豫測 및 考察

3.1 入力地震 및 地震應答解析 結果

Table 2. Earthquake data

No.	Earthquake Name	Data	Site of Epicenter	Magnitude	Max. Accel eration	Remark
1	EL-CENTRO	'40.5.18	Imperial Valley	7.0	341 gal	Recorded
2	TAFT	'52.7.21	Kern country	7.6	176 gal	Recorded
3	PASADENA	'52.7.21	Kern country	7.6	56 gal	Recorded
4	INHON	-	Korea	7.0	196 gal	Synthetic

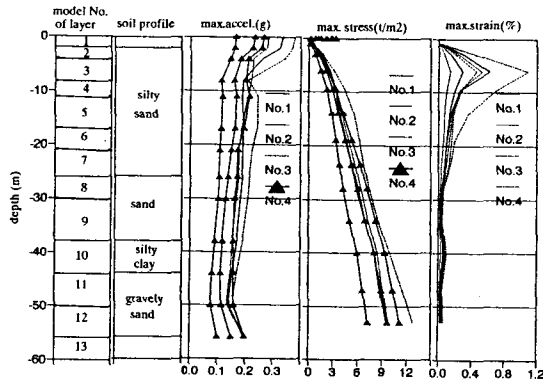


Fig. 7. Site model and results of dynamic response analysis.

地震으로 인한 液狀化 豫測을 위해서는 基盤岩에 發生될 地震動을 評價하고 入力地震을 決定해야 한다 (Seed and Idriss, 1967). 入力地震은 埋立地盤위에 築造될 大型 LNG 탱크 耐震設計用으로 이미 作成된 人工地震(尹, 1992)과 外國의 3개 地震을 使用하였다. 入力地震 制限은 Table 2와 같다.

入力地震의 規模(magnitude)는 7.0~7.6이고 最大加速度는 0.057 g~0.347 g의 範圍에 있으나 地震應答解析時에 同一條件으로 適切히 調整하여 入力하였다.

地震應答解析에는 實務에서 많이 活用되고 있는 1次元 波動理論에 의한 解析 program인 SHAKE(Schnabel et al., 1972)를 使用하였다. 地盤모델은 既 調査된 土層과 N值의 程度에 따라 剪斷波速度 $V_s = 750$ m/sec인 風化岩層까지 13層層으로 구분하였다. 먼저 試圖한 地震應答解析은 入力基盤層을 風化岩層인 地層 No.13으로 하고 入力最大加速度는 우리나라 原電 등 重要設備 構造物의 設計地震으로 使用되고 있는 것 중 安全閉鎖地震 SSE(Safety Shut down Earthquake)의 基準에 의거 選定된 0.2 g로 全 地震波에 대하여 同一하게 調整하였다. 解析結果 地盤深度에 따른 最大加速度, 發生剪斷應力, 剪斷變形 등의 變化를 Fig. 7에 圖示하였다. 地表에 到達한 最大加速度는 地震波에 따라 0.26 g~0.38 g로써 增幅程度의 差異가 크다. 이것은 地震波가 傳達되는 地盤의 固有周波數와 基盤에 入力되는 地震波의 卓越周波數의 特性에 密接한 關係를 갖고 있기 때문인 것으로 思料된다(宋永, 井合, 1990). 深度에 따른 加速度의 增幅過程을 살펴 보면 대체로 N值가 良好한 粘土層이나 砂質土에서는

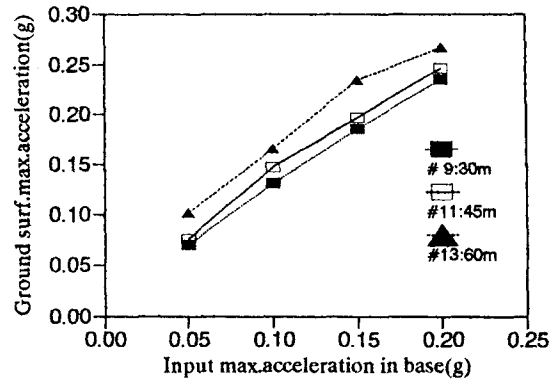


Fig. 8. Variation of ground surface max. acceleration with input max. acceleration in base for various base depth.

多少 減少하거나 작은 比率로 增幅하다가 N值가 작고 느슨한 실트질 모래層의 上部에서 급격히 크게 增幅되는 傾向이 있다. 特히 이러한 現象은 비교적 長週期에 속하는 地震 No.3에서 뚜렷이 나타난다. 그러나 剪斷應力 分布는 軟弱한 上部 모래地盤에서는 그다지 큰 差異를 보이지 않았다.

이러한 結果는 詳細法으로 液狀化 豫測時 入力加速度가 同一하면 地震波에 따라 큰 差異를 보이지 않으나 地表面 最大加速度 또는 地表面 設計震度만으로 剪斷應力을 算定하는 簡易豫測法의 경우, 地盤 및 地震波 特性에 따라 結果에 큰 影響을 미칠 수 있다. 또 簡易豫測法에 의한 剪斷應力比 算定은 $L = rd. ks. \sigma_v / \sigma'_v$ 로 可能한데 여기서 地表面 設計水平震度인 ks의 適用에 있어서 明確한 基準이 없으므로 建設部가 制定한 建築物 耐震設計基準에 明示된 地震係數를 適切히 使用할 수 밖에 없으나 海岸 埋立地盤의 液狀化 評價時에는 適用에 多少 모호한 점이 있다. 그러므로 地震時 液狀化 發生可能性이 있는 西海岸 砂質土地盤의 土質特性과 地震條件이 본 解析地盤과 대체로 類似하므로 同一한 모래地盤에 基盤層 深度와 人工地震에 대한 入力最大加速度를 달리하여 地震應答解析을 實施하고 그 結果를 簡易豫測時 地表面 最大加速度의 適用 可能한 基準으로 提示코자 하였다. 基盤層 深度를 N值 50 以上인 30 M, 45 M, 60 M로 하여 入力最大加速度와 地表面 最大 入力加速度 關係를 Fig. 8에 나타내었다. 같은 入力最大 入力加速度에 대하여 基盤深度가 깊을수록 地表面最大

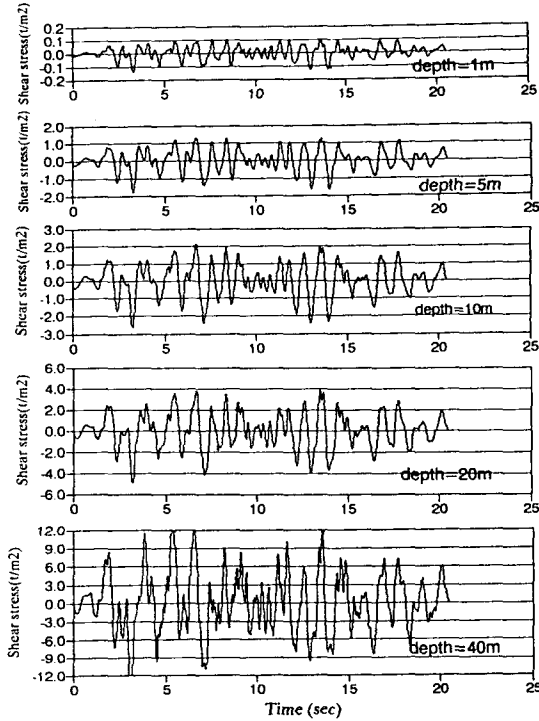


Fig. 9. Variation of shear stress with depth by response analysis for inchoon site.

加速度的 增幅程度가 크게 나타났으나 入力最大加速度에 따른 深度別 增幅比率은 거의 一定하다. 이 結果로부터 一般의인 構造物 基礎地盤을 砂質土 海岸埋地地盤으로 할 경우 地域係數와 基盤深度에 따라 地表面 最大加速度를 알 수 있으므로 簡易豫測時 簡便하게 準用할 수 있다.

Fig. 9는 入力最大加速度를 0.2 g로 하여 應答解析한 結果, 深度別 剪斷應力-時間履歷 變化를 나타내어 본 것이다. 發生 剪斷應力은 深度가 깊을수록 점차 增加하는 傾向을 보여준다. 또 이 關係로부터 反復三軸壓縮試驗後 地震條件에 맞는 液狀化強度를 推定하기 위해 必要한 等價反復回數는 Seed와 Idriss(1967)가 提案한 바와 같이 振動時間 15초 동안에 最大剪斷應力의 0.65倍 以上인 cycle數와 같다고 看做하여 10으로 推定하였다. 이 結果는 入力地震의 Magnitude와의 關係式(Seed 등, 1983)으로부터 推定할 수도 있다. 즉 Magnitude가 7이므로 式 (2)에 따라 算定된 等價反復回數 Neq 11과 類似하다. 따라서 人工地震의 等價反復回數는 10으로 하였으며 Fig. 6에 適用하여

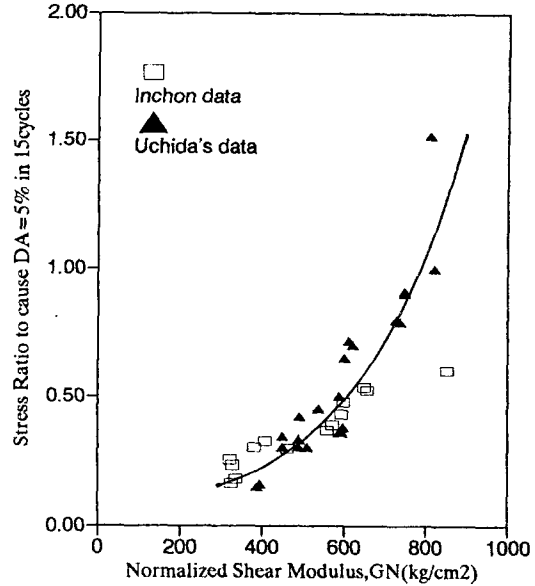


Fig. 10. Relationship between normalized shear modulus (GN) and liquefaction stress ratio.

地震時 本地盤에 대한 液狀化強度를 推定하였다.

$$\text{Log}(N_{eq}) = 1 + 0.236(M - 6.75) \quad (2)$$

여기서 N_{eq} : 유효반복회수

M : 지진규모(Magnitude)

3.2 液狀化強度特性

3.2.1 室内試驗結果 補正

원지반의 砂質土 要素에 대한 室内液狀化強度 試驗을 實施할 때에는 (a)공시체를 現場의 應力狀態로 압밀하고 (b)非排水反復試驗을 現場條件에 맞는 地震時의 應力 및 變形狀態로 適用해야 正確한 結果를 期待할 수 있으나 非排水 反復三軸試驗法은 이 두가지 條件을 滿足하기가 쉬운 일이 아니다(龍岡 등, 1988). 그러므로 地盤의 液狀化 強度를 구하기 위하여 實施한 室内 反復三軸試驗 結果에 대하여 現場條件과 試驗誤差를 補正해주어야 한다. 室内 液狀化強度試驗에 대한 補正은 式 (3)으로부터 可能하다. 즉

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right)_{fi} \cong \alpha\beta \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_3}\right) t \left(\frac{Dr_2}{Dr_1}\right) = Cr \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_3}\right) t \left(\frac{Dr_2}{Dr_1}\right) \quad (3)$$

여기서

Table 3. Value for C_r

Source	Equation	C_r for $K_0=0.4C_r$	for $K_0=1.0$
Finn <i>et al.</i> (1971)	$C_r=(1+K_0)/2$	0.7	1.0
Seed and Peacock(1971)	$C_r=\alpha\beta$ $\alpha=0.45-0.5$ $\beta=1.15-1.5$	0.55-0.72	1.0
Castro(1975)	$C_r=2(1+K_0)/(3\sqrt{3})$	0.69	1.15

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_v}\right) f, \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_3}\right) t: \text{현장, 삼축시험의 응력비}$$

- α : 정지토압계수 K_0 에 대한 보정계수
- β : 상대밀도에 따른 보정계수
- C_r : 반복삼축압축시험 보정계수
- Dr_1 : 삼축시험시 상대밀도
- Dr_2 : 현장에서의 상대밀도

식 (3)에서 補正係數 C_r 는 Table 3과 같이 提案者에 따라 0.55~1.0의 範圍로 多樣하므로 試驗條件에 따라 適切히 選定하여야 한다. Finn 등(1971)와 Castro (1975)는 靜止土壓係數 K_0 에 대해서만 考慮하고 있으나 Seed and Peacock(1971)는 靜止土壓係數 K_0 와 더불어 相對密度 등에 대해서도 補正해 주어야 한다고 했다. 本 試驗結果도 地盤의 靜止土壓係數와 相對密度를 同時에 考慮한 Seed and Peacock(1971)의 方法에 따랐다. 補正된 液狀化強度는 Fig. 11에서 알 수 있듯이 深度 15 m에서 3 t/m 정도였으며 深度가 增加할수록 比較적 一定하게 增加하는 傾向을 보여주고 있다.

3.2.2 S波速度와 液狀化強度關係

現場調査로서 既往에 실시된 Cross-Hole Test로부터 測定된 S波速度를 利用하여 液狀化強度를 推定하여 보았다. 이 方法은 SPT나 Cone貫入試驗 등 現場調査가 어려운 pipe line에 연한 地盤 또는 複雜한 시가지 등의 地盤에 대한 液狀化強度 推定시 매우 簡便한 이점이 있다. S波速度와 液狀化強度 關係는 S波速度를 剪斷強度係數로 換算하여 適用하는 것이 便利하다. 剪斷強度係數와 液狀化強度의 關係는 모래의 種類나 拘束壓의 影響을 받으므로 이 影響을 除去하기 위하여 時松(Tokimatsu) 등이 提案한 正規化 剪斷係數를 이용하였다(吉見吉昭, 1991; 内田 等, 19

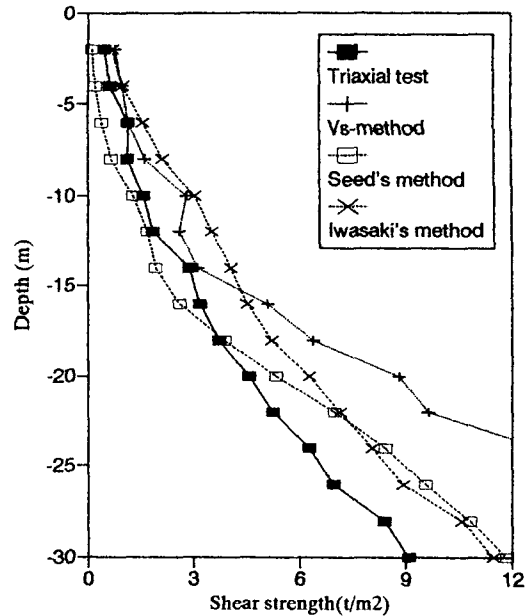


Fig. 11. Comparison of various prediction methods for liquefaction strength in horizontal soil profile.

89; 時松, 吉見, 1986)

$$G_N = G_0 / \{F(e_{min}) \cdot (\sigma'_m)^n\} \tag{4}$$

- 여기서 G_0 : 전단강도(= ρVs^2)
- $F(e)$: 간극비의 함수(= $(2.17-e)/2(1+e)$)
- e_{min} : 최소 간극비 n : 정수(0.5)
- σ'_m : 평균유효응력
- ρ : 흙의 밀도
- Vs : 토층의 S파속도

여기서 구한 正規化 剪斷係數 G_N 과 反復三軸壓縮試驗에서 구한 液狀化強度比의 關係를 Fig. 10에 나타내었다. 液狀化 強度比를 $DA=5\%$, $N=15$ cycles로 變換하여 内田 등(Uchida *et al.*, 1989), 時松(Tokimatsu, 1986) 등이 Niigata Sand를 비롯한 4個地域 砂質土를 對象으로 推定한 結果와 比較하면 本 資料가 다른資料에 비해 그래프 下部에 집중해 있는 것은 試料種類의 不足의 原因이기도 하나 土質特性의 分布가 單純하며 砂質土 單一層으로 이루어져 있기 때문으로 여겨진다. 그러나 既存의 資料와 함께 대체로 높은 相關성과 類似한 傾向을 보여주고 있으므로 現場調査에 의한 液狀化豫測方法의 하나로써 이 그래프에 의해서도 深度에 따른 本地盤의 液狀化強度의

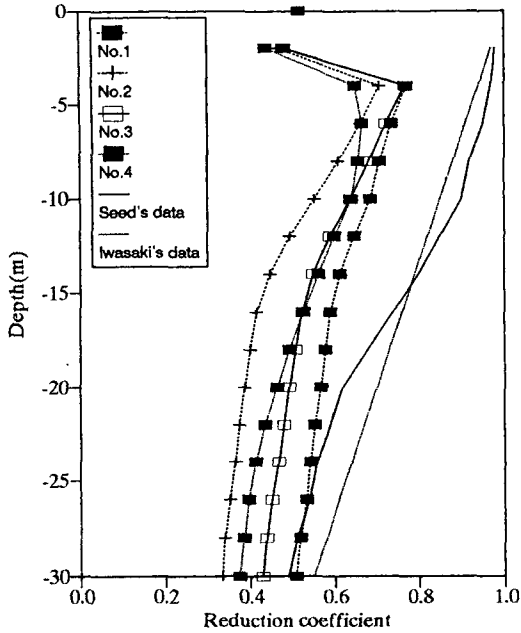


Fig. 12. Variation of shear stress reduction coefficient with depth for various liquefaction prediction methods.

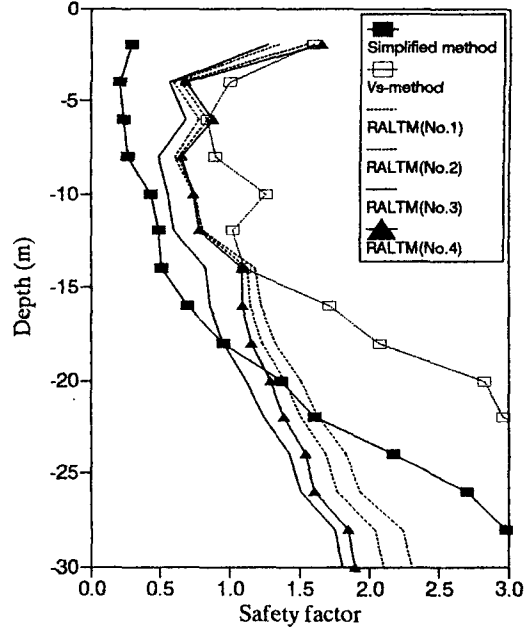


Fig. 13. Variation of safety factor for liquefaction potential with depth for various liquefaction prediction methods.

推定이 可能하였다. 推定結果는 그 적용성을 검토하고 타방법과의 비교자료로 사용되었다.

3.2.3 液狀化強度 比較

Fig. 11은 앞에서 言及한 反復三軸壓縮試驗과 S波速度 利用法 그리고 N值 및 相對密度, 粒度分布等을 利用하는 方法(Seed 等, 1971; Iwasaki 等, 1978)으로부터 液狀化強度를 推定하여 深度에 따른 變化를 比較하여 본 것이다. 이 그래프에서 모든 結果는 N值와 深度에 따라 液狀化強度가 同一한 樣相으로 增加해 감을 알 수 있으나 具體적으로 檢討해 보면 液狀化 可能性이 큰 上部層에 대해서 Iwasaki 方法은 反復三軸壓縮試驗法보다 液狀化強度曲線이 윗쪽에 分布하고 Seed 方法은 아래쪽에 分布하고 있다. 그러므로 N值가 작고 相對密度가 낮은 해성 실트질 모래 地盤에서도 Seed 方法이 液狀化強度를 작게 評價하고 Iwasaki 方法은 크게 評價하고 있음을 알 수 있으며 또한 이들 두 方法의 結果를 서로 比較하면 Iwasaki 方法은 Seed 方法의 約 2倍 以上の 差異를 보여 주었다. Vs 利用法은 全層에 대하여 液狀化強度를 크게 評價였다. 特히 N值가 크고 조밀하거나 深度가 깊을 수록 큰 幅으로 急激히 增加하여 다른 資料와는

相當한 差異를 보였다. 그러므로 Vs 利用法은 地層이 낮은 軟弱한 모래 地盤의 液狀化豫測時에 더 타당하며 有用할 것으로 思料된다.

3.3 地震으로 인한 剪斷應力

앞에서 언급했다시피 각 入力地震들에 대한 地震應答解析 結果 深度가 깊을수록 地震別 剪斷應力의 分布幅이 커지나 液狀化 考慮對象인 上部層에서는 큰 差異가 없었다 이중에서도 같은 入力地震加速度에 대하여 剪斷應力分布가 中間 값을 나타내고 있는 人工地震을 液狀化 豫測時 基準으로 選定하여도 無妨하며 地域의 特性을 잘 반영하고 있다고 생각된다. 人工地震의 入力最大加速度 0.1 g, 0.15 g, 0.2 g에 대한 地震應答解析한 結果와 簡易豫測法에 의한 結果를 比較하기 위하여 앞에서 提案한 Fig. 8로 부터 地域係數 0.08 및 0.12를 入力最大加速度로 하여 추정한 0.148 g 및 0.195 g 그리고 人工地震의 設計入力 最大加速度 0.2 g로 정한 條件에 對應하는 것으로써 耐震規準上的 地震係數를 本地域에 맞게 組合하여 推定한 0.216 g를 地表面 最大加速度로 하였다. 이러한 條件下에서 詳細法으로 推定한 剪斷強度는 深度 20

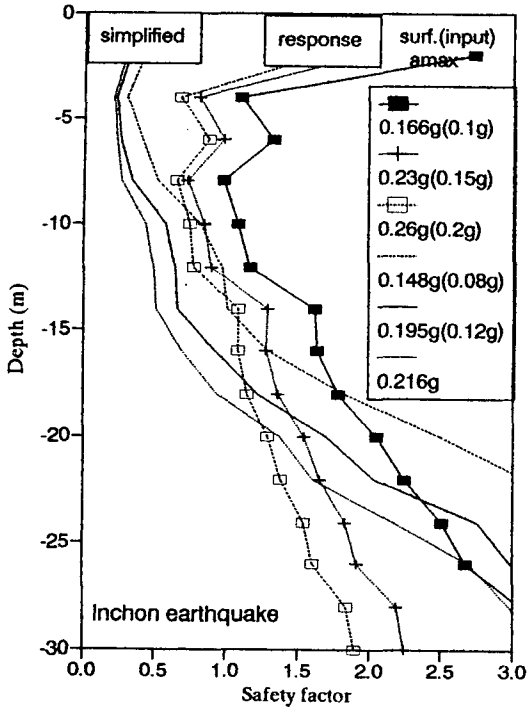


Fig. 14. Variation of safety factor for liquefaction potential with depth due to earthquake at the site.

m에서 3.417~5.4t/m²인 것에 비해 簡易豫測法에 의한 결과는 2.133~3.113t/m²의 範圍로 작게 推定되었다. 이것은 規準上의 地震係數에 의한 設計震도가 人工地震의 最大加速度보다 多少 작은 가답도 있지만 根本적으로 地震應答解析으로부터 구한 深度別 剪斷應力 減少係數(Rd)와 簡易豫測時 適用한 減少係數의 差異에 기인된다. 地震別 應答解析結果와 Seed 및 Iwasaki 등이 提案한 減少係數 分布를 圖表로 比較하면 Fig. 12와 같다. 簡易豫測時 適用된 減少係數와 解析結果는 特히 上部層에서 큰 差異를 보이고 있다.

3.4 液狀化 安全率 檢討

Fig. 13은 入力地震波의 基盤岩에서의 最大加速度를 0.2g로 調整하여 行한 詳細法 및 現場調査에 의한 簡易豫測法의 液狀化 安全率을 比較하여 본 것이다. 液狀化 豫測方法에 따라 限界安全率을 1로 할 경우 液狀化 限界深度는 13~18m의 範圍로 推定되었다. 結果적으로 安全率 分布는 深度 15m까지는 V_s利用法이 詳細法과 一致하거나 多少 上廻하는 結果를 보

였고 簡易豫測法은 매우 낮은 安全率을 나타내고 있으므로 液狀化評價時에 이 簡易豫測法은 他 方法에 비해 安全側에 속하며 液狀化 可能性에 대하여 過大 評價함을 確認할 수 있었다. 또 V_s 利用法은 S波探查 程度에 따라 信賴性의 問題와 液狀化 可能性이 過小 評價할 憂慮가 있는 것으로 判斷되나 迅速性과 簡便性을 考慮하여 他方法과 병용하거나 事前調査 및 施工管理用으로는 有用하며 特히 地層이 낮고 軟弱한 모래地盤에서 더 合理的인 結果를 얻을 것으로 생각 된다. 한편 人工地震에 의한 詳細豫測結果 Fig. 14와 같이 安全率 1에 대한 液狀化 可能深度는 入力 最大 加速度에 따라 最小 7~14m程度로 豫測되었으나 簡易豫測法으로는 이보다 1.5~2倍 程度 크게 推定되었다.

4. 結 論

西海 京畿灣 沿岸 海底 埋立地盤을 對象으로 地震 特性에 따른 細粒砂質土 地盤의 液狀化 特性을 檢討해 보았다. 室内 液狀化 強度試驗을 實施하고 入力地震別 地震應答解析을 行한 結果와 現場調査資料 등을 통하여 얻은 研究結果를 要約하면 다음과 같다.

1) 本地盤에 대한 地震應答解析 結果 同一한 條件에서 地震波에 따라 地表面 最大加速度의 增幅 差異가 컸으며, 砂質土 海岸埋立地盤의 地震時 液狀化 可能性을 簡易的으로 豫測할 때 필요한 地震力을 容易하게 適用할 수 있도록 基盤深度에 따른 入力最大 加速度와 地表面 最大加速度의 關係를 提示하였고 또 이 關係로부터 耐震規準上의 地域係數 0.12에 對應하는 地表面 最大加速度는 基盤深度 30M~60M의 경우 0.15~0.195g 程度가 適當하다.

2) 海岸埋立地域의 실트질 모래 地盤에 대한 液狀化強度는 反復三軸壓縮試驗 結果 深度의 增加에 따라 거의 一定比率로 增加하였다. 또 N值가 작고 느슨한 上部軟弱層에서 Seed方法은 液狀化強度를 작게 評價하고 Iwasaki方法은 크게 評價하였으며 두 方法間에는 約 2倍 程度의 差異를 보였다. V_s利用法은 深度가 깊고 稠密한 層에서 急激히 增加하므로 地層이 낮고 軟弱한 砂質土地盤에 더 有用하다.

3) 여러가지 方法으로 液狀化 豫測結果 簡易豫測法이 詳細豫測法 및 V_s 利用法보다 液狀化 可能性을

크게 評價하므로 더 安全側이며 入力地震의 最大加速度를 0.2 g로 한 경우 液狀化 限界深度는 地震波 및 豫測方法에 따라 13 m~18 m 이었고 入力最大加速度가 0.1 g, 0.15 g, 0.2 g일 때 人工地震으로 인한 液狀化 限界深度는 7 m, 13 m, 14 m로 推定되었다.

以上과 같이 入力地震에 따른 砂質土 海岸埋立地盤의 液狀化에 대하여 特徵지을 수 있었으며 類似地域의 液狀化 豫測時 參考가 되기를 期待하나, 西海岸 一部地域에 局限된 資料에 의한 것이므로 더 많은 試驗 및 調査資料를 통하여 具體적인 適用資料로 補強해야 함을 切연한다.

參考文獻

- 吉見吉昭, 1991. 砂地盤의 液狀化, 第二版 技報堂出版株式會社, pp. 31-32.
- 김상규, 1992. 浚渫, 埋立 및 人工섬 築造에 關聯되는 土質工學的 問題, '92年度 가을 學術發表會 論文集, 韓國地盤工學會, pp. 3-8.
- 內田, 時松, 大岡, 1989. 室內實驗結果と震害事例に見るS波速度と液狀化強度の關係, 第24回 土質工學研究發表會, pp. 743-744.
- 宋永, 井合, 1990. 液狀化豫測におけるせん應力比の簡易算定法の檢討, 第25回 土質工學研究發表會 E-8, pp. 773-776.
- 時松, 吉見, 1986. S波速度を用いた粗粒土の液狀化豫測, 第7回 日本地震工學シンポジウム, pp. 661-665.
- 龍岡 外 4人, 1988. 砂の 液狀化と有效應力, 土と基礎, Vol. 36 No. 6, pp. 51-57.
- 尹光燮, 1992. 耐震解析用 人工地震發生 프로그램의 開發 및 適用에 관한 研究, 現代엔지니어링 技術論文集 第3集 第3號
- 李益孝, 善功企, 1991. 波浪에 의한 海低地盤의 液狀化에 關한 現地觀測 및 解析, 韓國海岸. 海洋工學會 第3卷 第2號, pp. 100-107.
- 日本港灣協會, 港灣의 施設의 技術上의 基準, 同解説(上卷), pp. 203-209.
- 正木和明, 谷口仁士, 飯田返事, 1982. 地盤内の S波速度, 密度를 N值, 地質, 土質から推定する試み, 第17回 日本土質工學研究發表會, pp. 1541-1544.
- Castro, G., 1975. Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **101**(GT6); 551-569.
- Finnet, W.D.L., Pickering, D.J. and Bransby, P.L., 1971. Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, **97**(SM4); 639-659.
- Iwasaki T., Tatsuoka, F., Tokita K., and Yamada, S., 1978. A Practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, *Proc. of Fifth Japan Earthquake Engineering Symposium*, pp. 641-648.
- Meyerhof, G.G., 1956. Penetration test and bearing capacity of cohesionless soil, *Proc. of the ASCE, Jour. SMF Div. Vol. 82. Proc. Paper 866*, pp. 1-19.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B., 1972. SHAKE-A computer program for earthquake response analysis of horizontal layered site, Earthquake Engineering Research center, University of California, Berkeley Report No. EERC 72-12.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M., 1967. Analysis of soil liquefaction: Nigata earthquake., *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **93**(SM3); 83-108.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M. 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis., Earthquakes Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC 72-12.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango, I. 1983. Evaluation of potential using field performance data., *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, **109**(3); 458-482.
- Seed, H. B. and Idriss I.M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential., *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **97**(SM9); 1249-1273.
- Seed, H.B. and Peacock, W.H., 1971. Test procedure for measuring soil liquefaction characteristics., *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **97**(SM8); 1099-1119.