

鉛直接合의 剛性이 프리캐스트 剪斷壁의 構造的舉動에 미치는 影響

I. 荷重組合 1 에 대하여

朴 敬 浩*

Influence of the stiffness of Vertical Joints on the Behaviour of Precast Shear Walls.

Part1. Load Case 1

Kyung-Ho Park

Abstract

Recent developments in multi-storey buildings for residential purpose have led to the extensive use of shear walls for the basic structural system.

When the coupled shear wall system is used, joined together with cast-in-place concrete or mortar (or grout), the function of the continuous joints is a crucial factor in determining the safety of L.P. Precast concrete shear wall structures, because the function of the continuous joints (Vertical wall to wall joints) is to transfer forces from one element (shear wall panel) to another, and if sufficient strength and ductility is not developed in the continuous joints, the available strength in the adjoining elements may not be fully utilized.

In this paper, the influence of the stiffness of vertical joints (wet vertical keyed shear joints) on the behaviour of precast shear walls is theoretically investigated.

To define how the stiffness of the vertical joints affect the load carrying capacity of L.P. Precast concrete shear wall structure, the L.P. Precast concrete shear wall structure is analyzed, with the stiffness of the vertical joints varying from $K=0.07\text{kg/mm}^3$ (50MN/m/m) to $K=1.43\text{kg/mm}^3$ (1000MN/m/m), by using the continuous connection method.

The results of the analysis shows that at the low values of the vertical stiffness, i. e. from $K=0.07\text{kg/mm}^3$ (50MN/m/m) to $K=0.57\text{kg/mm}^3$ (400MN/m/m), the resisting bending moment and shearing force of precast shear walls, the resisting shearing force of vertical joints and connecting beams are significantly affected.

The detailed results of analysis are represented in the following figures and Tables.

1. 序 論

Prefabricated Concrete Panel 로 組立된 大部

分の 建物에 있어서 橫力에 대한 安全은 바닥
板과 가로 및 세로의 壁板(剪斷壁) 사이의 相
互作用에 의하여 이루어진다.

* 江原大學校 建築工學科 教授

* Professor, Dept. of Architectural Engineering, Kangweon National University.

바닥板은 바닥板 自身의 平面에 있어서 무한히 剛하다고 간주하며 建物에 작용하는 全橫力을 각각의 壁板에 分配한다.

壁板사이의 荷重의 分配은 壁板의 相對的인 剛性和 壁板의 位置에 의하여 이루어지며, 全體構造시스템의 荷重負擔能力은 개개의 壁板의 荷重負擔能力和 壁板사이의 相互作用에 의하여 결정된다.

壁板사이의 相互作用은 한 壁板으로부터 다른 壁板으로 힘을 전달하는 기능을 가진 鉛直接合部에 의하여 이루어진다. 이 鉛直接合部를 wet connection 으로 했을 경우 鉛直接合部의 填充 充填 concrete 의 强度和 剛性에 관한 特性(characteristic)이 壁板自身의 强度和 剛性과 아주 다르기 때문에 이러한 構造시스템의 解釋이 더욱 複雜해지며 이 鉛直接合의 剛性은 橫力이 작용할 때 壁板의 構造의 舉動에 크게 영향을 미치는 것이다.

本 研究에서는 鉛直接合의 剛性이 全體構造시스템의 荷重負擔能力에 어떻게 영향을 미치는가를 밝히기 위하여 SBI-RAPPORT97¹⁾의 鉛直接合의 剛性에 관한 實驗結果(그림 1 參照)를 바탕으로 接合의 剛性을 實用的인 값인 $K=0.29kg/mm^3(200MN/m/m)$ 을 包含하여 $K=0.07kg/mm^3(50MN/m/m)$ 에서 $K=1.43kg/mm^3(1000MN/m/m)$ 까지 增加시켜 $K=0.07kg/mm^3$

에서 부터 각 $K=0.07kg/mm^3$ 까지 增加할 때 마다 개개의 壁板에 생기는 斷面力과 全體 wall system 의 水平變位 鉛直接合部 및 연결部(connecting beam)에 생기는 剪斷力을 연속체 槪方法(continuous connection method)으로 解釋 이룬 比較 檢討했다.

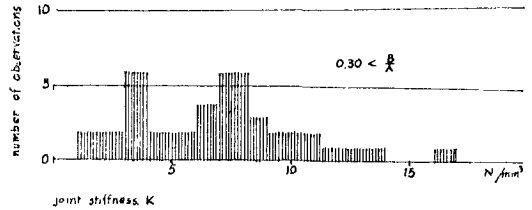


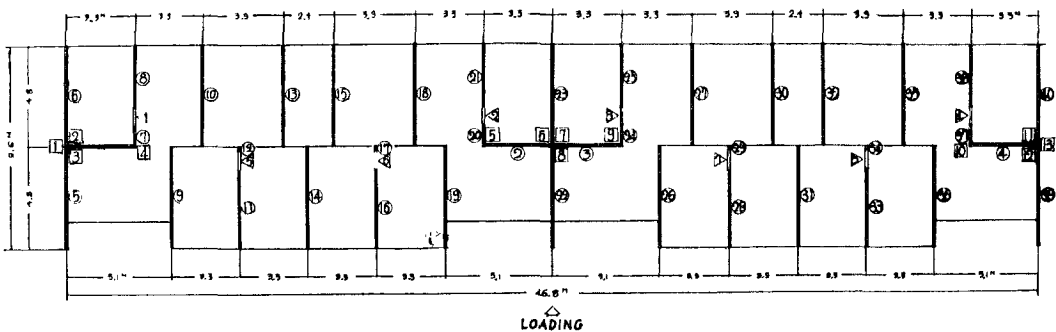
Fig.1. Measured joint stiffness based on $2/3 \tau_u$. Higher values than $20N/mm^3$ were obtained in several tests. Tests by Hansen and Olesen(4) and Pommeret (10).

2. 對象建物과 解釋方法

本 研究를 위하여 對象으로 한 建物과 構造 解釋方法은 다음과 같다.

2. 1. 對象建物

本 研究에서는 다음 그림2의 6層의 아파트 建物을 對象으로 하였으며 그 Design Data는 다음과 같다.



○ : Number of Walls □ : Number of Joints ◁ : Number of Connecting Beam

Fig.2. Typical floor layout of building

1) Danish Building Research Institute, "Keyed Shear Joints", 1976

Design Data : 建物의 높이 : 16.8m
層高 : 2.8m

壁板의 支持條件 : 단단한 基礎에 固定
 壁板의 E-係數 : $2.42 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 壁板의 G-係數 : $1.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 壁板의 두께 : 0.15 m
 壁板의 比重 : 0.24 kg/cm^3
 연결보의 높이 : 0.6 m
 各層 바닥荷重 : 224.6 t/층
 風荷重 : 51 t/m

그리고 對象 構造시스템의 解釋을 위한 荷重의 組合은 다음과 같으며 本 論文에서는 이 가운데 荷重組合 1에 관한 解釋結果를 比較 檢討했다.

- 荷重組合 1. D+L+W
 2. D+L+E
 3. D+L-E

여기 D=固定荷重 L=積載荷重 E=地震荷重

2. 2. 解釋方法

本 研究에서의 對象 構造시스템의 彈性解釋을 위하여 연속매체방법 (the continuous connection method)이 사용되었으며 이 연속매체방법을 사용할 때 剪斷壁構造에 適用한 方程式의 유도는 參考文獻 13에 소개되어 있다.

適用方程式의 形態는 一聯의 2階微分方程式이며 行列表示法을 사용하면 方程式은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\{S''\} = [D1]\{S\} + [D2]\{T_Y\} + [D3]\{M_Y\} \quad (1)$$

여기 $\{S\}$: 接合部와 連結보에 작용하는 剪斷力

$\{T_Y\}$: 壁에 실리는 鉛直荷重

$\{M_Y\}$: 壁에 작용하는 모멘트

$[D1], [D2], [D3]$: 構造物의 彈性的性質과 幾何學에 의하여 決定되는 行列式

行列式 $[D1]$ 은 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$[g][D1']$$

여기 $[g]$: 對角線行列

$[D1']$: 對稱行列

이것은 一聯의 쌍을이룬 方程式(1)이 固有值를 구하는 過程을 사용하므로써 分離되어 질수 있다는 것을 의미한다. 만일 이렇게 되면 方程

式(1)은 다음의 形態를 갖는다.

$$\text{즉, } \{S''\} = [\alpha^2]\{S\} + [D2^*]\{T_Y\} + [D3^*]\{M_Y\} \quad (1^*)$$

여기 $[\alpha^2]$: 對角線行列이며

i 번째 方程式은

$$S_i'' = \alpha^2 S_i + [D2^*]_{i' \text{th row}}\{T_Y\} + [D3^*]_{i' \text{th row}}\{M_Y\} \quad (1_i^*)$$

이 方程式은 解釋的으로 풀어지는 常數係數를 갖는 2階常微分方程式이다. 勿論풀이는 列의 行列 $\{T_Y\}$ 와 $\{M_Y\}$ 의 要素의 形態에 의하여 좌우된다.

이 프로그램(本 研究에 사용된)에 있어서 $\{M_Y\}$ 와 $\{T_Y\}$ 의 形態의 모델링(modeling)을 위한 基本的인 "building block"은 單純階段函數이다. (Fig. 3)

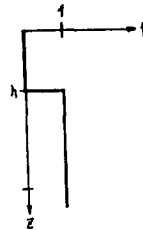


Fig. 3. Simple Step function

이 階段函數自身이 바닥으로부터 오는 鉛直荷重의 壁으로의 分配를 直接 모델(model) 할 수가 있다. 정규 函數가 아닌 階段函數의 一次導函數는 the dirac delta function이며 이것은 壁에 있어서 settlement를 모델할 수가 있다.

만일 이 階段函數를 積分하면 다음의 形態를 갖는다. (Fig. 4)

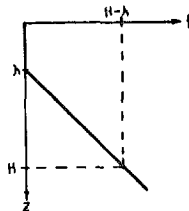


Fig. 4. Integrated Step function

이 函數는 壁에 작용하는 集中水平力 때문에 壁에 작용하는 모멘트를 모델 할수가 있다. 만일 이 階段函數를 다시 두번 積分하면 이것은 프로그램이 다룰 수 있는 荷重狀態에 일치하는 $\{M_y\}$ 와 $\{T_y\}$ 의 要素의 모든 가능한 形態를 모델 할수가 있다.

本 研究에 사용된 연속매체방법 이외에 concrete shear wall structure의 解釋方法으로서 1. The finite element method와 2. Frame analogy가 있는데 이들 가운데 연속매체방법의 解釋時間이 가장적게 들며 대부분의 實用的 目的을 위해서는 충분히 정확하다는 사실이 여러가지 實驗的研究²⁾를 통하여 증명되었으며 이 방법의 應用可能性은 대부분의 剪斷壁建物들이 균일성을 갖고 있기 때문이다. 本 研究의 數值 計算은 Denmark 工科大學 N. U. C. C(North European Computing Center)의 IBM 3033 Computer가 사용되었다.

3. 解釋의 結果와 考察

鉛直接合의 剛性の 增加에 따른 P,C壁板의 斷面力의 變化와 P,C壁板시스템의 水平처짐

및 剛性比 그리고 鉛直接合部와 連結部の 剪斷力의 變化는 解釋結果 다음과 같다.

3. 1. 휨모멘트

다음 그림 5 및 6은 鉛直接合의 剛性을 $K=0, 14kg/mm^3(100MN/m/m)$ 에서 $K=1, 43kg/mm^3(1000MN/m/m)$ 까지 增加시켰을 때 壁板 No.5 및 No.11에 分配되는 휨모멘트의 減少해가는 모양을 나타낸 것이며, 표 1 및 2는 역시 鉛直接合의 剛性을 $K=0, 07kg/mm^3$ 에서 $K=1, 43kg/mm^3$ 까지 增加시켰을 때 每 $K=0, 07kg/mm^3$ 增加시킬때 마다 壁板에 分配되는 휨모멘트의 減少率을 百分率로 나타낸 것이다.

그림 5, 6 및 표 1, 2에서 알 수 있드시 특히 剛性が 작은 範圍에서 그 減少率의 幅은 대단히 크며 剛性が 큰 範圍에서는 그 減少率의 幅이 크게 줄어드는 현상을 나타낸다. 위의 考察에서 알 수 있드시 鉛直接合의 剛性が 壁板의 構造의인 舉動에 큰 영향을 미친다는 事實을 確認할 수가 있으며 이는 鉛直接合의 剛性が 아주 작은 값에서 차츰 增加해 감에 따라 이 鉛直接合이 open connection에 가까운 狀態에서 semi-rigid로 그리고 semi-rigid에서 rigid

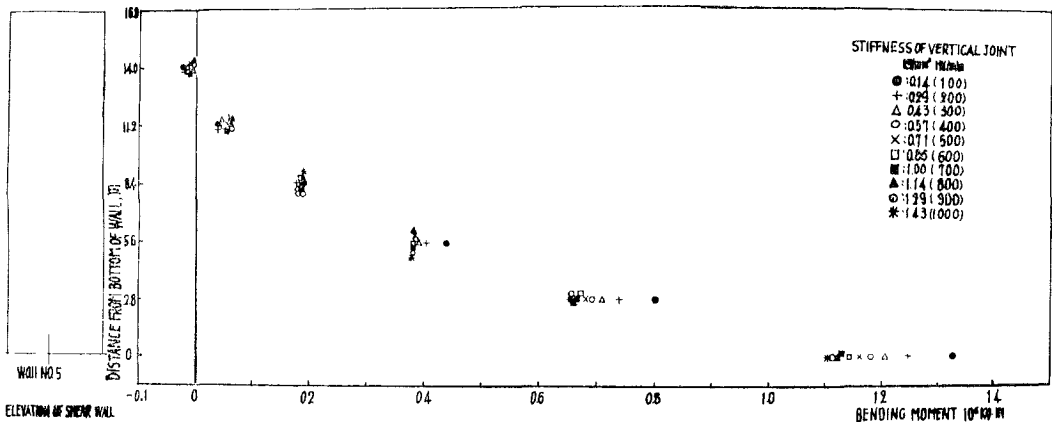


Fig. 5. Sectional force(Bending moment), Load Case 1, Wall No.5

2) Brugervejledning for NARC. Et sæt edb-programmer for løsnig af opgaver inden for kontinuumsmekanikken ved elementmetoden. Kφbenhavn, Statens Byggeforskningsinstitut, 1971, 141 s. A4.

의 狀態로 發展해 감을 알 수 있다. 즉 鉛直接合의 剛性が 增加해 감에 따라 P,C壁板의 荷重負擔能力이 顯著하게 增加해 감을 알 수 있다.

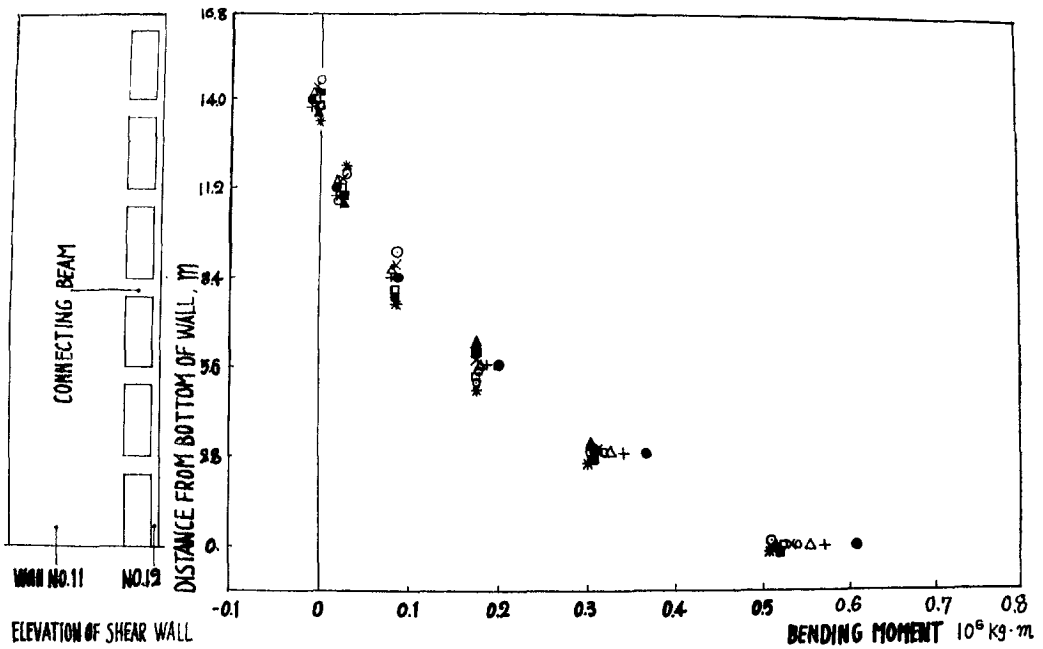


Fig. 6. Sectional force(Bending moment), Load Case 1, Wall No.11

Table 1. Decreasing ratio of Sectional force(B.M). %

Wall No.5, Load Case 1

Z \ K	0.0	2.8	5.6	8.4	11.2	14.0
K ₁ =0.07(50)	28.01	33.23	46.43	69.4	51.0	17.39
K ₂ =0.14(100)	15.3	17.04	20.24	21.4	4.2	6.02
K ₃ =0.21(150)	10.4	10.78	11.08	7.2	6.9	10.23
K ₄ =0.29(200)	7.49	7.62	6.78	1.69	*9.63	10.41
K ₅ =0.36(250)	6.2	5.64	4.40	*0.72	*9.86	9.57
K ₆ =0.43(300)	4.56	4.46	3.11	*1.69	*9.27	8.56
K ₇ =0.50(350)	4.23	3.56	2.20	*2.17	*8.48	7.51
K ₈ =0.57(400)	3.26	2.93	1.56	*2.40	*7.61	6.67
K ₉ =0.64(450)	3.26	2.44	1.19	*2.40	*6.86	5.93
K ₁₀ =0.71(500)	2.60	2.07	0.82	*2.17	*6.19	5.27
K ₁₁ =0.79(550)	2.28	1.80	0.64	*2.17	*5.52	4.72
K ₁₂ =0.86(600)	1.95	1.53	0.55	*2.17	*5.00	4.25
K ₁₃ =0.93(650)	1.95	1.35	0.37	*1.93	*4.54	3.84
K ₁₄ =1.00(700)	1.63	1.22	0.18	*1.93	*4.14	3.49
K ₁₅ =1.07(750)	1.63	1.04	0.18	*1.69	*3.75	3.18
K ₁₆ =1.14(800)	1.63	0.99	0.18	*1.45	*3.47	2.92
K ₁₇ =1.21(850)	1.3	0.86	0.09	*1.69	*3.16	2.68
K ₁₈ =1.29(900)	1.3	0.77	0.0	*1.45	*2.92	2.48
K ₁₉ =1.36(950)	0.98	0.68	0.0	*1.20	*2.68	2.29
K ₂₉ =1.43(1,000)						

Z=Distance from bottom of the wall, m

* : increase

K=Stiffness of the vertical joint, kg/mm³(MN/m/m)

$$\text{Decreasing ratio} = \frac{M_k - M_{k+1}}{M_{max} - M_{min}} \times 100, \%$$

Table 2. Decreasing ratio of Sectional force(B.M). %

Wall No. 11, Load Case 1

K \ Z	Z					
	0.0	2.8	5.6	8.4	11.2	14.0
K ₁ =0.07(50)	28.0	33.27	46.4	69.5	51.1	*17.43
K ₂ =0.14(100)	15.36	17.03	20.2	21.56	4.2	6.04
K ₃ =0.21(150)	10.31	10.83	11.2	7.27	*6.89	10.27
K ₄ =0.29(200)	7.54	7.58	6.8	1.69	*9.65	10.40
K ₅ =0.36(250)	6.00	5.61	4.4	*0.63	*9.82	9.57
K ₆ =0.43(300)	4.84	4.43	3.0	*1.74	*9.30	8.53
K ₇ =0.50(350)	4.05	3.54	2.2	*2.21	*8.44	7.51
K ₈ =0.57(400)	3.41	2.95	1.6	*2.37	*7.67	6.66
K ₉ =0.64(450)	2.99	2.46	1.2	*2.37	*11.80	5.91
K ₁₀ =0.71(500)	2.63	2.07	0.8	*2.32	*1.21	5.27
K ₁₁ =0.79(550)	2.35	1.77	0.6	*2.16	*5.6	4.71
K ₁₂ =0.86(600)	2.13	1.57	0.6	*2.10	*5.0	4.23
K ₁₃ =0.93(650)	1.85	1.38	0.4	*1.95	*4.57	3.84
K ₁₄ =1.00(700)	1.78	1.18	0.2	*1.85	*4.13	3.49
K ₁₅ =1.07(750)	1.56	1.08	0.2	*1.74	*3.70	3.17
K ₁₆ =1.14(800)	1.42	0.98	0.2	*1.58	*3.45	2.92
K ₁₇ =1.21(850)	1.35	0.79	0	*1.53	*3.19	2.67
K ₁₈ =1.29(900)	1.28	0.79	0	*1.42	*2.93	2.48
K ₁₉ =1.36(950)	1.14	0.69	0	*1.32	*2.67	2.29
K ₂₀ =1.43(1,000)						

Z=Distance from bottom of the wall, m

*:increase

K=Stiffness of the vertical joint, kg/mm³(MN/m/m)

$$\text{Decreasing ratio} = \frac{M_{kn} - M_{kn+1}}{M_{max} - M_{min}} \times 100, \%$$

3. 2. 剪斷力

다음 그림 7 및 8은鉛直接合의剛性を K=0.14kg/mm³에서 K=1.43kg/mm³까지增加시켰을 때壁板 No.5가負擔하는剪斷力の增加하는 모양을, 그리고壁板 No.5에比하여 아주 작

은 값이지마는壁板 No.11이負擔하는剪斷力の減少하는 모양을 나타낸 것이며, 표 3 및 4는 역시鉛直接合의剛性を K=0.07kg/mm³에서 K=1.43kg/mm³까지增加시켰을 때每 0.07kg/mm³增加시킬때마다壁板이負擔하는剪斷力の增加 및減少率을百分率로 나타낸 것이다.

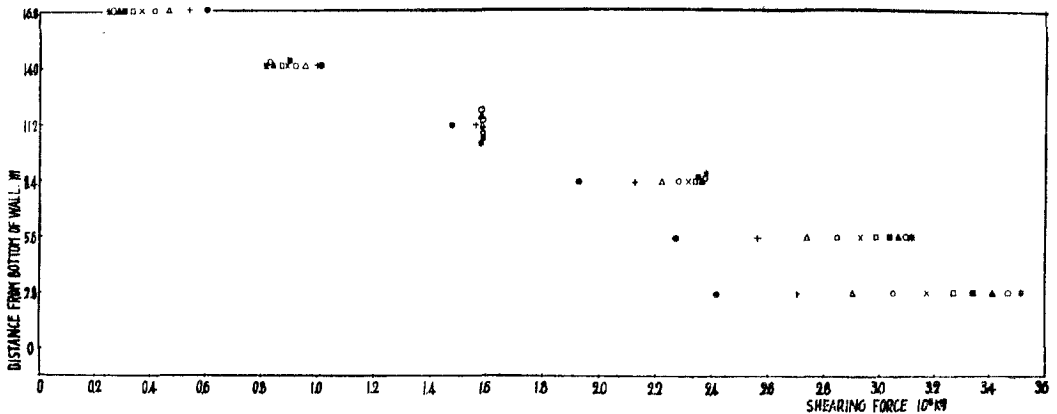


Fig. 7. Sectional force(Shearing force), Load Case 2, Wall No. 5

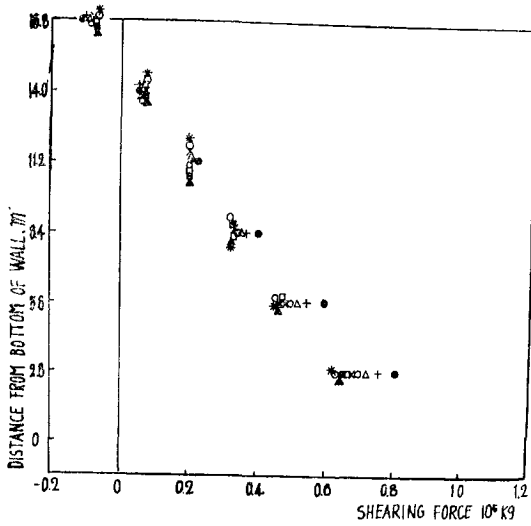


Fig. 8. Sectional force(Shearing force), Load Case 1. Wall No.11

그림 7, 8 및 표 3, 4에서 알 수 있듯이 剛性이 작은 範圍에서 그리고 낮은 層에서 增加 및 減少率의 幅이 크며 壁板 No.5는 No.6과 接合되어 있어서 接合의 剛性의 影響을 直接 받지만 壁板 No.11은 彈性連續層(elastic continuous layer)인 연결보(connecting beam)에 의하여 아주 짧은 細長한 壁板 No.12에 연결되어 있어서 그 값은 작지만은 오히려 負擔하는 剪斷力이 減少하는 現象을 나타낸다.

3. 3. 水平처짐 및 剛性比

鉛直接合의 剛性의 增加에 따른 P.C 剪斷壁 시스템의 水平처짐의 減少와 剛性比(ratio of stiffness)의 增加는 다음과 같다.

Table 3. Increasing ratio of Sectional force(S.F), %

Wall No. 5, Load Case 1

Z \ K	16.8	14.0	11.2	8.4	5.6	2.8
K ₁ =0.07(50)	14.61	41.65	57.14	32.99	23.95	16.93
K ₂ =0.14(100)	*6.31	1.52	22.18	18.04	15.37	12.26
K ₃ =0.21(150)	*10.36	*8.37	10.53	11.73	11.17	9.71
K ₄ =0.29(200)	*10.50	*10.63	5.26	8.21	8.49	8.05
K ₅ =0.36(250)	*9.68	*10.48	2.63	6.01	6.88	6.85
K ₆ =0.43(300)	*8.61	*9.67	1.50	4.69	5.54	5.87
K ₇ =0.50(350)	*7.63	*8.65	0.75	3.52	4.56	5.27
K ₈ =0.57(400)	*6.70	*7.64	*0.00	2.93	3.93	4.59
K ₉ =0.64(450)	*4.25	*6.83	*0.00	2.35	3.31	4.14
K ₁₀ =0.71(500)	*6.92	*5.97	*0.38	1.76	2.77	3.76
K ₁₁ =0.79(550)	*4.70	*5.36	*0.00	1.61	2.50	3.39
K ₁₂ =0.86(600)	*4.17	*4.71	*0.38	1.32	2.14	3.09
K ₁₃ =0.93(650)	*3.77	*4.20	*0.38	1.03	1.88	2.86
K ₁₄ =1.00(700)	*3.40	*3.74	*0.75	0.88	1.61	2.63
K ₁₅ =1.07(750)	*3.07	*3.34	*0.38	0.73	1.43	2.48
K ₁₆ =1.14(800)	*2.82	*3.04	*0.00	0.73	1.34	2.26
K ₁₇ =1.21(850)	*2.56	*2.73	*0.38	0.59	1.16	2.03
K ₁₈ =1.29(900)	*2.36	*2.43	*0.38	0.44	0.98	2.03
K ₁₉ =1.36(950)	*2.17	*2.23	*0.38	0.44	0.98	1.81
K ₂₀ =1.43(1,000)						

Z=Distance from bottom of the wall, m

* : decrease

K=Stiffness of the vertical joint, kg/mm²(MN/m/m)

$$\text{Increasing ratio} = \frac{Q_{kn} - Q_{k_{n+1}}}{Q_{max} - Q_{min}} \times 100, \%$$

Table 4. Decreasing ratio of Sectional force(S.F), %

Wall No. 11, Load Case 11

Z \ K	16.8	14.0	11.2	8.4	5.6	2.8
K ₁ =0.07(50)	*0.93	56.62	50.00	31.99	24.23	17.49
K ₂ =0.14(100)	0.34	5.43	19.16	17.68	15.39	12.54
K ₃ =0.21(150)	0.57	6.74	10.73	11.54	11.13	9.80

Table 4의 계속

Z \ K	16.8	14.0	11.2	8.4	5.6	2.8
K ₄ =0.29(200)	0.57	9.76	6.32	8.18	8.53	8.05
K ₅ =0.36(250)	0.54	*10.05	3.83	6.06	6.71	6.83
K ₆ =0.43(300)	0.48	*9.38	2.68	4.66	5.46	5.85
K ₇ =0.50(350)	0.42	*8.62	1.72	3.68	4.52	5.13
K ₈ =0.57(400)	0.38	*7.72	1.15	2.95	3.85	4.59
K ₉ =0.64(450)	0.34	*6.90	0.77	2.37	3.22	4.05
K ₁₀ =0.71(500)	0.30	*6.21	0.57	2.05	2.81	3.64
K ₁₁ =0.79(550)	0.27	*5.56	0.38	1.64	2.44	3.33
K ₁₂ =0.86(600)	0.25	*4.94	0.38	1.47	2.08	3.06
K ₁₃ =0.93(650)	0.22	*4.49	0.19	1.15	1.87	2.79
K ₁₄ =1.00(700)	0.20	*4.08	0.19	1.06	1.66	2.56
K ₁₅ =1.07(750)	0.19	*3.68	0.19	0.90	1.51	2.34
K ₁₆ =1.14(800)	0.17	*3.35	0.00	0.82	1.30	2.20
K ₁₇ =1.21(850)	0.16	*3.02	0.00	0.65	1.19	2.07
K ₁₈ =1.29(900)	0.15	*2.85	0.19	0.65	1.09	1.89
K ₁₉ =1.36(950)	0.15	*2.85	0.19	0.65	1.09	1.89
K ₂₀ =1.43(1,000)	0.14	*2.57	0.19	0.49	0.99	1.80

Z=Distance from bottom of the wall, m

※ ; increase

K=Stiffness of the vertical joint, kg/mm³(MN/m/m)

$$\text{Decreasing ratio} = \frac{Q_{k_n} - Q_{k_{+1}}}{Q_{max} - Q_{min}} \times 100, \%$$

3. 1 水平처짐

다음 그림 9는 鉛直接合의 剛性の 増加에 따라 剪斷壁시스템의 水平처짐의 減少現象을 나

타낸 것이다. 水平처짐에서도 마찬가지로 작은 값의 剛性에서 그 減少幅이 크며 큰값의 剛性에서는 減少幅이 작아지는 現象을 알 수 있다.

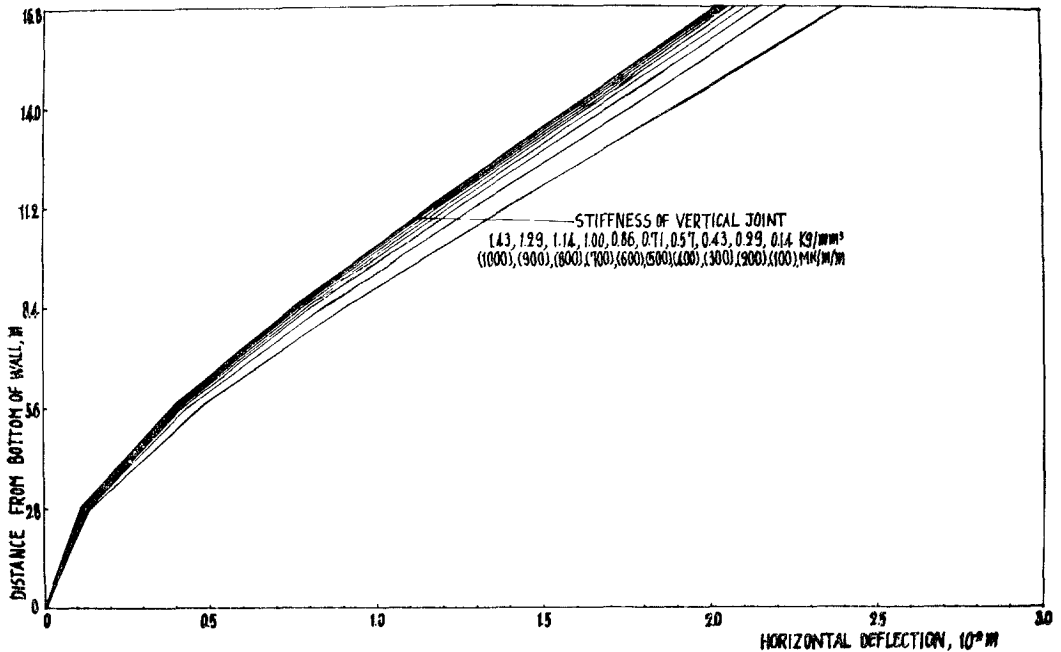


Fig. 9. Horizontal deflection, Load Case 1

3. 3. 2 剛性比(ratio of stiffness)

다음 표 5는 鉛直接合의 剛性の 増加에 따른 剪斷壁시스템의 剛性比의 増加를 百分率로 나

타낸 것이다.

그리고 그림 10은 剛性比의 増加率을 圖示한 것이다.

Table 5. r-Ratio of Stiffness(%)

Load Case 1

K	UY	r	d	K	UY	r	d
K ₁ =0.07(50)	0.2614 E -01	74.71	7.01	K ₁₁ =0.79(550)	0.2070 E -01	94.35	0.36
K ₂ =0.14(100)	0.2390 E -01	81.72	3.79	K ₁₂ =0.86(600)	0.2062 E -01	94.71	0.37
K ₃ =0.21(150)	0.2284 E -01	85.51	2.38	K ₁₃ =0.93(650)	0.2054 E -01	95.68	0.33
K ₄ =0.29(200)	0.2222 E -01	87.89	1.7	K ₁₄ =1.00(700)	0.2047 E -01	95.41	0.23
K ₅ =0.36(250)	0.2180 E -01	89.59	1.29	K ₁₅ =1.07(750)	0.2042 E -01	95.64	0.28
K ₆ =0.43(300)	0.2149 E -01	90.88	0.98	K ₁₆ =1.14(800)	0.2036 E -01	95.92	0.19
K ₇ =0.50(350)	0.2126 E -01	91.86	0.79	K ₁₇ =1.21(850)	0.2032 E -01	96.11	0.24
K ₈ =0.57(400)	0.2108 E -01	92.65	0.66	K ₁₈ =1.29(900)	0.2027 E -01	96.35	0.14
K ₉ =0.64(450)	0.2093 E -01	93.31	0.54	K ₁₉ =1.36(950)	0.2024 E -01	96.49	0.19
K ₁₀ =0.71(500)	0.2081 E -01	93.85	0.5	K ₂₀ =1.43(1,000)	0.2020 E -01	96.68	

$$r(\text{ratio of stiffness}) = \frac{\text{Stiffness of jointed wall}}{\text{Stiffness of monolithic wall}} \times 100 = \text{Deflection at top of } \frac{\text{Monolithic wall}}{\text{jointed wall}} \times 100, \%$$

K=Stiffness of the vertical joint, kg/mm³(MN/m/m)

UY=Deflection at top of jointed wall, m

d=difference of stiffness ratio, %

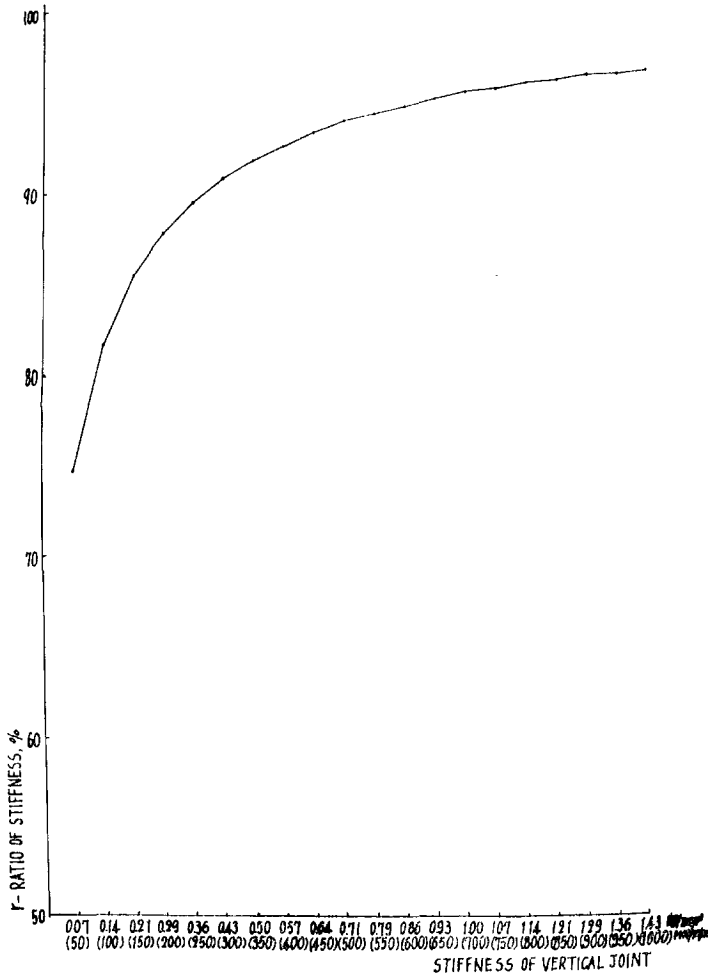


Fig.10. Stiffness of the Vertical joint, Load Case 1

3. 4. 鉛直接合部 및 연결보의 剪斷力

鉛直接合의 剪性的 增加에 따른 鉛直接合部 및 연결보(connecting beam)의 抵抗하는 剪斷力의 增加는 다음과 같다.

3. 4. 1 鉛直接合部の 剪斷力

다음 그림 11, 12, 13은 鉛直接合의 剛性을

$K=0.14\text{kg/mm}^3$ 에서 $K=1.43\text{kg/mm}^3$ 까지 增加시켰을 때 한層높이의 鉛直接合部가 抵抗하는 剪斷力의 增加하는 現象을 나타낸 것이다. 또 표 6, 7, 8은 $K=0.07\text{kg/mm}^3$ 에서 $K=1.43\text{kg/mm}^3$ 까지 增加시켰을 때 한層높이의 鉛直接合部가 抵抗하는 剪斷力의 增加率을 百分率로 나타낸 것이다.

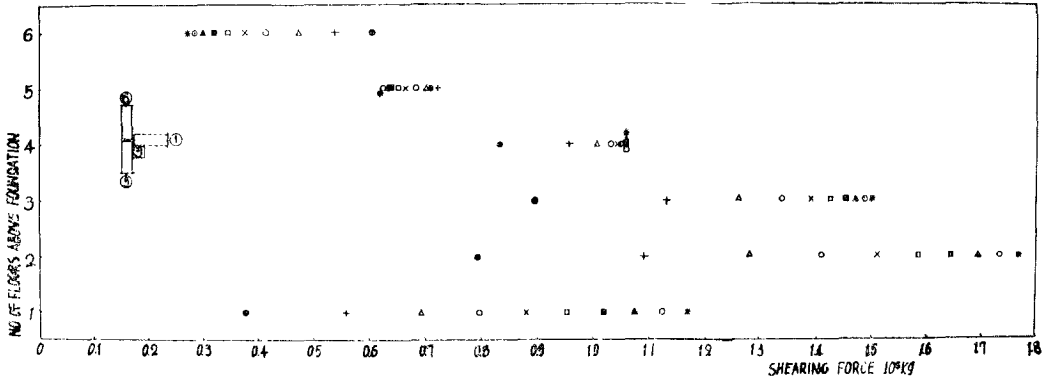


Fig. 11. Shearing force in Vertical joint, Load Case 1, Joint No. 3, 13

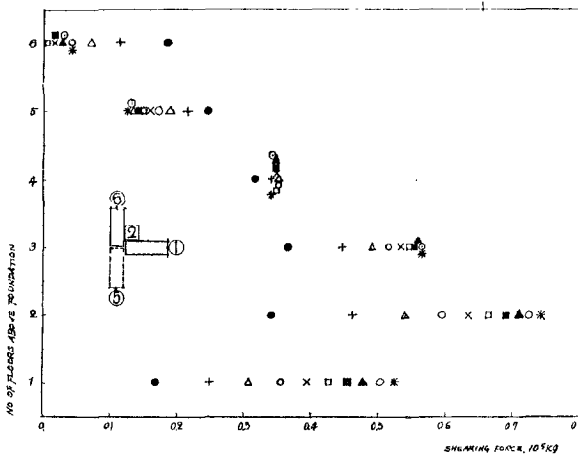


Fig. 12. Shearing force in Vertical joint, Load Case 1, Joint No. 2, 12

위의 그림 11, 12, 13 및 표 6, 7, 8에서 알 수 있듯이 鉛直接合의 剛性的 增加에 따른 鉛直接合部의 抵抗하는 剪斷力의 增加는 接合部の 詳細 즉 接合部の 位置 및 方向에 따라서 그 값이 서로 다를 수 있다.

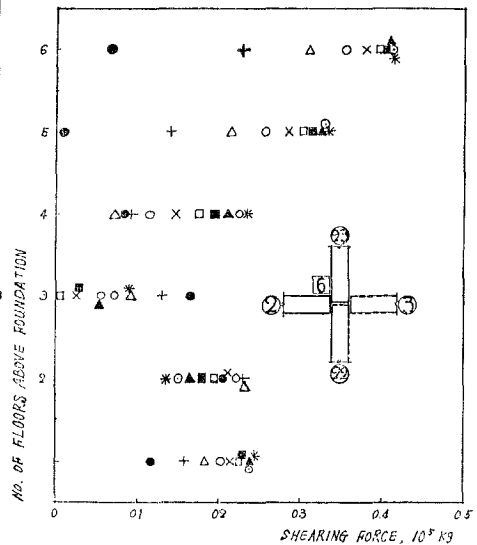


Fig. 13. Shearing force in Vertical joint, Load Case 1, Joint No. 6, 7

Table 6. Increasing ratio of Shearing force, %

Joint No.3, 13 Load Case 1

K \ n	1	2	3	4	5	6
K ₁ =0.07(50)						
K ₂ =0.14(100)	9.45	82.19	42.39	28.14	20.30	14.41
K ₃ =0.21(150)	8.58	13.96	19.90	16.79	13.87	10.91
K ₄ =0.29(200)	0.51	3.66	11.49	10.80	10.51	8.94
K ₅ =0.36(250)	*21.65	8.81	7.36	8.52	8.43	7.62
K ₆ =0.43(300)	9.66	*10.03	5.10	6.60	6.87	6.67
K ₇ =0.50(350)	8.49	9.84	3.57	5.16	5.81	5.91
K ₈ =0.57(400)	7.35	9.18	2.55	4.08	4.91	5.33
K ₉ =0.64(450)	6.45	8.25	1.78	3.48	4.26	4.83
K ₁₀ =0.71(500)	5.61	7.50	1.53	2.76	3.76	4.43
K ₁₁ =0.79(550)	4.95	6.65	1.02	2.40	3.27	4.09
K ₁₂ =0.86(600)	4.41	5.90	0.76	2.04	2.95	3.78
K ₁₃ =0.93(650)	3.90	5.34	0.76	1.68	2.54	3.53
K ₁₄ =1.00(700)	3.48	4.78	0.51	1.44	2.37	3.33
K ₂₅ =1.07(750)	3.15	4.22	0.25	1.20	2.13	3.03
K ₁₆ =1.14(800)	2.82	3.84	*0.51	1.08	1.88	3.03
K ₁₇ =1.21(850)	2.58	3.47	0.00	0.96	1.72	2.70
K ₁₈ =1.29(900)	2.34	3.09	*0.25	0.84	1.64	2.60
K ₁₉ =1.36(950)	2.16	2.81	0.00	0.72	1.47	2.49
K ₂₀ =1.43(1,000)	1.95	2.62	*0.25	0.60	1.31	2.38

n=Storey number

* : decrease

K=Stiffness of the vortical joints, kg/mm³(MN/m/m)

$$\text{Increasing ratio} = \frac{Q_{k_n} - Q_{k_{n+1}}}{Q_{max} - Q_{min}} \times 100, \%$$

Table 7. Increasing ratio of Shearing force, %

Joint No.2, 2. Load Case 1

K \ n	1	2	3	4	5	6
K ₁ =0.07(50)						
K ₂ =0.14(100)	*12.43	2.95	57.40	29.59	20.30	14.07
K ₃ =0.21(150)	*17.35	*12.48	21.62	17.33	13.95	10.79
K ₄ =0.29(200)	*15.21	*13.17	10.49	11.83	10.59	8.9
K ₅ =0.36(250)	*12.53	*11.53	5.56	8.67	8.47	7.63
K ₆ =0.43(300)	*10.31	*9.88	2.91	6.58	6.95	6.66
K ₇ =0.50(350)	*8.54	*8.32	1.39	5.12	5.38	5.94
K ₈ =0.57(400)	*7.54	*7.02	0.63	4.04	4.96	5.36
K ₉ =0.64(450)	*6.06	*5.98	0.00	3.27	4.28	4.87
K ₁₀ =0.71(500)	*5.19	*5.11	*0.51	2.65	3.74	4.46
K ₁₁ =0.79(550)	*4.48	*4.42	*0.63	2.19	3.26	4.10
K ₁₂ =0.86(600)	*0.77	*3.90	*0.76	1.78	2.90	3.84
K ₁₃ =0.93(650)	3.43	*3.38	*0.88	1.50	2.58	3.57
K ₁₄ =1.00(700)	3.02	*2.86	*0.88	1.25	2.30	3.33
K ₁₅ =1.07(750)	2.69	*2.60	*0.88	1.04	2.08	3.14
K ₁₆ =1.14(800)	2.41	*2.34	*1.01	0.87	1.88	2.97
K ₁₇ =1.21(850)	2.17	*2.08	*0.88	0.73	1.70	2.80
K ₁₈ =1.29(900)	1.95	*1.82	*0.88	0.63	1.56	2.65
K ₁₉ =1.36(950)	1.78	*1.65	*0.88	0.52	1.40	2.53
K ₂₀ =1.43(1,000)	1.63	*1.47	*0.88	0.42	1.30	2.41

n=Storey number

* : decrease

K=Stiffness of the vortical joints, kg/mm³(MN/m/m)

$$\text{Increasing ratio} = \frac{Q_{k_n} - Q_{k_{n+1}}}{Q_{max} - Q_{min}} \times 100, \%$$

Table 8. Increasing ratio of Shearing force, %

Joint No. 6, 7. Load Case 1

n \ K	1	2	3	4	5	6
K ₁ =0.07(50)						
K ₂ =0.14(100)	4.69	*24.41	*23.35	*1.99	38.59	20.98
K ₃ =0.21(150)	25.41	23.30	*22.00	*10.14	17.74	14.65
K ₄ =0.29(200)	18.05	17.17	*9.74	*11.58	8.30	11.16
K ₅ =0.36(250)	13.02	12.80	14.84	*11.76	2.80	8.91
K ₆ =0.43(300)	9.56	9.73	12.36	*11.46	*0.83	7.23
K ₇ =0.50(350)	7.16	7.52	10.45	*10.96	*3.11	5.98
K ₈ =0.57(400)	5.39	5.95	8.94	*10.44	*4.77	5.05
K ₉ =0.64(450)	4.15	4.69	7.76	*9.89	*6.02	4.30
K ₁₀ =0.71(500)	3.18	3.80	6.79	*9.35	*6.74	3.68
K ₁₁ =0.79(550)	2.43	3.07	5.99	*8.83	*7.26	3.12
K ₁₂ =0.86(600)	1.91	2.55	5.29	*3.59	*7.57	2.74
K ₁₃ =0.93(650)	1.46	2.06	4.76	7.89	*7.88	2.37
K ₁₄ =1.00(700)	1.11	1.72	4.27	7.45	*8.09	2.06
K ₁₅ =1.07(750)	0.83	1.41	3.83	7.05	*7.99	1.74
K ₁₆ =1.14(800)	0.64	1.20	3.53	6.67	*8.09	1.56
K ₁₇ =1.21(850)	0.44	0.98	3.17	6.32	*8.09	1.37
K ₁₈ =1.29(900)	0.30	0.80	2.91	5.99	*7.88	1.18
K ₁₉ =1.36(950)	0.19	0.68	2.64	5.68	*7.88	1.00
K ₂₀ =1.43(1,000)	0.08	0.58	2.47	5.40	*7.78	0.93

n=Storey number

* : decrease

K=Stiffness of the vertical joints, kg/mm³(MN/m/m)

$$\text{Increasing ratio} = \frac{Q_{k_n} - Q_{k_{n+1}}}{Q_{max} - Q_{min}} \times 100, \%$$

3. 4. 2 연결보의 剪斷力

다음 그림 14, 15는 鉛直接合의 剛性을 K=0.14kg/mm³에서부터 K=1.43kg/mm³까지 增加시켰을 때 연결보 No.1 및 4가 抵抗하는 層高이의 剪斷力의 增加를 그리고 연결보 No.5, 6, 7

및 8은 그 값이 減少하는 現象을 나타낸 것이다. 그리고 표 9 및 10은 鉛直接合의 剛性을 K=0.07kg/mm³에서 K=1.43kg/mm³까지 增加시켰을 때 연결보의 抵抗剪斷力의 增加 및 減少率을 百分率로 나타낸 것이다.

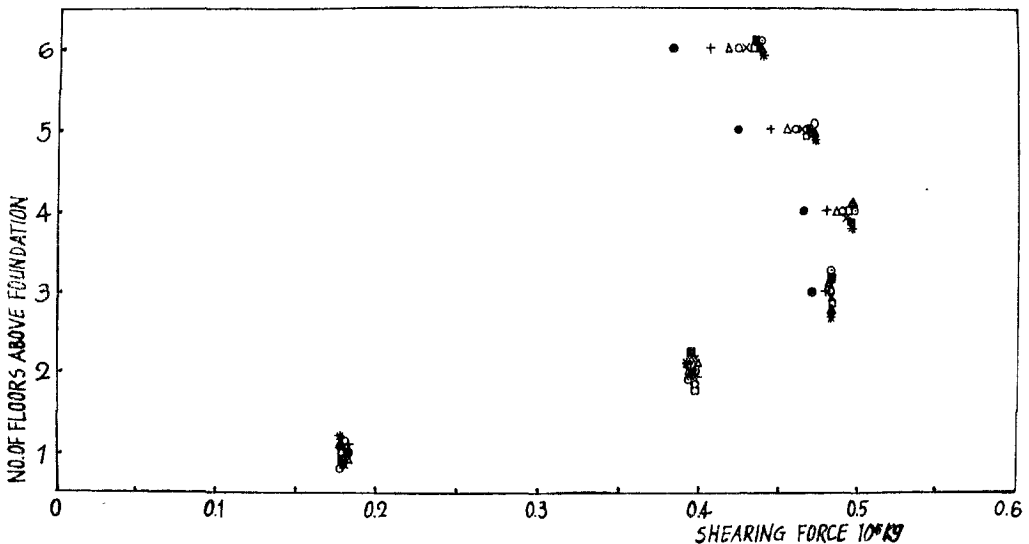


Fig. 14. Shearing force in the Connecting beam, Load Case 1. Door No. 1, 4

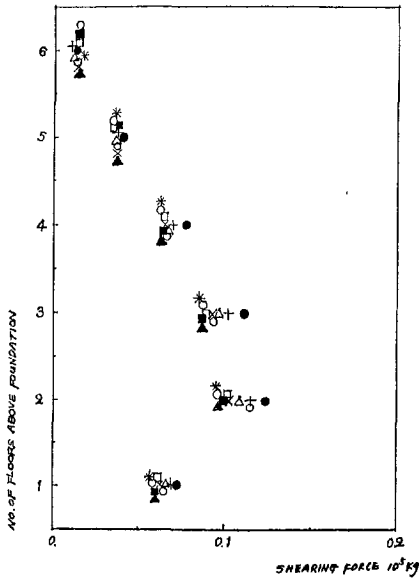


Fig.15. Shearing Force in the Connecting Beam, Door No.1, 4

위의 그림 14, 15 및 표 9, 10에서 알 수 있듯이 연결보 No.1 및 4의 경우 윗층으로 올라갈수록 接合剛性の增加에 따른 연결보의 抵抗剪斷力の增加幅이 커지며 No.5, 6, 7, 8의 경우는 연결보가 幅0.2m의 細長한 壁板(wall, No.12)에 연결되어 있어서 抵抗剪斷力の減少現象을 나타내는 것이다.

4. 結 論

지금까지의 解釋結果를 考察한 結果 鉛直接合의 剛性이 實用的인 값인 $K=0.29\text{kg/mm}^3$ (200MN/m/m)을 前後하여 P.C 壁板과 鉛直接合部 및 연결보의 抵抗 휨모멘트와 抵抗剪斷力の 增加幅이 아주크게 나타나는 것을 알 수 있다. 즉 鉛直接合部가 충분한 剛性을 갖고 있지 않으면 이웃하는 壁板 그리고 鉛直接合部와 연

Table 9. Increasing ratio of Shearing force, %

Door No.1, 4. Load Case 1

n \ K	1	2	3	4	5	6
$K_1=0.07(50)$						
$K_2=0.14(100)$	19.67	69.44	47.11	34.38	30.75	29.59
$K_3=0.21(150)$	1.64	23.61	22.77	18.75	17.67	12.26
$K_4=0.29(200)$	3.28	6.94	12.00	11.67	11.49	11.34
$K_5=0.36(250)$	*6.56	1.39	7.11	7.71	8.05	8.14
$K_6=0.43(300)$	*8.20	*4.17	4.44	5.63	5.89	6.17
$K_7=0.50(350)$	*8.20	*6.94	2.67	4.17	4.60	4.69
$K_8=0.57(400)$	*6.56	*8.33	1.33	3.13	3.74	3.82
$K_9=0.64(450)$	*8.20	*6.94	1.33	2.71	3.02	3.08
$K_{10}=0.71(500)$	*6.56	*6.94	0.44	2.08	2.44	2.71
$K_{11}=0.79(550)$	*6.56	*8.33	0.44	1.67	2.01	2.22
$K_{12}=0.86(600)$	*9.84	*5.56	0.00	1.46	1.87	1.85
$K_{13}=0.93(650)$	*6.56	*6.94	0.44	1.25	1.58	1.73
$K_{14}=1.00(700)$	*4.92	*6.94	0.44	1.04	1.29	1.36
$K_{15}=1.07(750)$	*4.92	*5.56	0.00	1.04	1.29	1.36
$K_{16}=1.14(800)$	*4.92	*5.56	0	0.83	1.00	1.11
$K_{17}=1.21(850)$	*4.92	*5.56	0	0.83	1.00	1.11
$K_{18}=1.29(900)$	*4.92	*4.17	*0.44	0.63	0.86	0.86
$K_{19}=1.36(950)$	*4.92	*5.56	*0	0.63	0.72	0.86
$K_{20}=1.43(1,000)$	*3.28	*4.17	*0.44	0.42	0.72	0.74

n=Storey number

* : decrease

K=Stiffness of the vertical joint, $\text{kg/mm}^3(\text{MN/m/m})$

$$\text{Increasing ratio} = \frac{Q_{kn} - C_{k+1}}{Q_{max} - Q_{min}} \times 100, \%$$

Table 10. Decreasing ratio of Shearing force, %

Door No. 5, 6, 7, 8. Load Case 1

n \ K	1	2	3	4	5	6
K ₁ =0.07(50)	19.42	22.50	27.55	35.47	58.95	86.68
K ₂ =0.14(100)	13.13	14.47	16.07	17.87	21.68	18.53
K ₃ =0.21(150)	9.95	10.45	10.90	10.96	9.87	0.19
K ₄ =0.29(200)	8.02	8.30	8.06	7.52	4.94	*5.41
K ₅ =0.36(250)	6.67	6.70	6.28	5.43	2.52	*7.53
K ₆ =0.43(300)	5.70	5.36	5.05	4.17	1.36	*7.72
K ₇ =0.50(350)	4.90	4.82	4.16	3.26	0.58	*7.34
K ₈ =0.57(400)	4.30	3.75	3.47	2.61	0.10	*7.14
K ₉ =0.64(450)	3.87	3.48	2.93	2.13	*0.10	*6.37
K ₁₀ =0.71(500)	3.44	3.21	2.55	1.83	*0.19	*5.98
K ₁₁ =0.79(550)	3.12	2.68	2.18	1.52	*0.29	*5.41
K ₁₂ =0.86(600)	2.85	2.41	1.95	1.26	*0.39	*5.02
K ₁₃ =0.93(650)	2.50	2.22	1.69	1.13	*0.39	*4.63
K ₁₄ =1.00(700)	2.37	1.98	1.52	1.00	*0.48	*4.05
K ₁₅ =1.07(750)	2.22	1.79	1.35	0.83	*0.39	*4.05
K ₁₆ =1.14(800)	2.10	1.66	1.23	0.78	*0.39	*3.47
K ₁₇ =1.21(850)	1.88	1.53	1.09	0.65	*0.39	*3.28
K ₁₈ =1.29(900)	1.78	1.39	1.03	0.61	*0.39	*3.09
K ₁₉ =1.36(950)	1.72	1.29	0.92	0.57	*0.39	*2.90
K ₂₀ =1.43(1,000)						

n=Storey number

* : increase

K=Stiffness of the vertical joint, kg/mm³(MN/m/m)

$$\text{Decreasing ratio} = \frac{Q_{k_n} - Q_{k_{n+1}}}{Q_{max} - Q_{min}} \times 100, \%$$

결보의 강도를 충분히 利用할 수 없게 되는 것이다. 따라서 P.C 剪斷壁으로 組立되는 建物에 있어서 P.C 壁板사이의 鉛直接合의 剛性を 增大시키기 위하여 接合部の 設計와 接合部の Concrete 나 mortar 의 強度를 增大시키기 위한 研究가 進行되어야 한다.

참 고 문 헌

1. Danish Building Research Institute : User's Manual for SHEWALLS (1980)
2. Danish Building Research Institute : Stability of Plate Structures SBI Direction 115 (1981)
3. Danish Building Research Institute : Keyed Shear Joints SBI-RAPPORT 97 (1976)
4. Portland Cement Association : Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures, report 1. (1975) report 2. (1976) report 3. (1976) report 4. (1977)
5. Henrik Nissen, Industrialized Building and Modular Design, Cement and Concrete Association (1972)
6. Bohdan Lcwiciki, Building with Large Prefabricates, Elsevier Publishing Company (1966)
7. Mark Fintel, "Deflections of High-Rice Concrete Buildings", ACI Journal, July. pp.324~328. (1975)
8. P.Bhatt, "Influence of Vertical Joints on the Behaviour of Precast Shear walls", Build. Sci. Vol.3, pp.221~224, (1974)
9. P.Bhatt, "Effect of Beam-Shear Wall Junction Deformations on the Flexibility of the Connecting Beams", Build, Sci, Vol. 8, pp.149~151. Pergamon Press, (1973)
10. A.Coull & A. W. Irwin, "Analysis of Load Distribution in Multi-storey Shear Wall Structures", The Structural Engineer, No.8, Volumn 48, Aug. pp.301~306, (1970)
11. A.Coull & I.R.Choudhury, "Stresses and Deflections in Coupled Shear Wall", ACI Journal, Feb. pp.65~72, (1967)
12. A.Coull & I.R.Choudhury, "Analysis of Coupled Shear Walls", ACI Journal, Sep. pp.587~593, (1967)
13. Riko Rosman, "Analysis of Concrete Shear Wall Systems", Paper No. 23, International Symposium on Bearing Walls. Warszawa, Instytut Techniki Budowlanej, 8 S, A4, (1969)