03

Daewoo Construction Technology Report



건축

- Seismic Performance of High-Rise Intermediate Steel Moment Frames
- 최적 설비용량 산출을 위한 전기기구 발열량 평가법 구축 연구
- 미립 잔골재 혼입이 콘크리트의 배합 및 건조수축 균열 특성에 미치는 영향
- 건설공사장 이동식 방음시설물의 음향특성
- 강풍에 대한 주거건물 구형 창호의 확률적 저항성능 평가



Seismic Performance of High-rise Intermediate Steel Moment Frames according to Rotation Capacities of Moment Connections

문기훈
건축연구팀 선임연구원
kihoon.moon@daewooenc.com

본 논문은 2015년 International Journal of High-Rise Buildings Vol.4, No.1, pp. 27-37에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

The rotation capacity of the moment connections could significantly influence on the seismic performance of steel moment resisting frame. In the current standards, the required performance of beam-to-column connection for Intermediate Moment Frames (IMF) is that the connection shall be capable of accommodating a story drift angle of at least 0.02 rad. The objective of this study is to evaluate the effect of the rotation capacity of moment connections on the seismic performance of high-rise IMFs. For this purpose, thirty- and forty-story high-rise IMFs are designed according to the current standards and their seismic performance is evaluated according to FEMA P695. It is shown that the forty-story IMF satisfied the seismic performance objective specified in FEMA P695 when the rotation capacity of the connections is larger than 0.02. However, thirty-story IMFs satisfied the performance objective when the rotation capacity of the connections is larger than 0.03. It is noted that member design for the 30- and 40-story frames are governed by seismic and wind loads, respectively.

Keywords : Intermediate moment frames, Rotation capacity, Performance evaluation, High-rise buildings, Moment connection

1_INTRODUCTION

The steel moment resisting frame is widely used for seismic force-resisting system as having excellent seismic performance capacity. The seismic performance of steel moment resisting frame may be significantly influenced from the ductility and energy dissipation capacity of moment connection. According to AISC/ANSI 341-10 (2010), moment frames are classified into special, intermediate and ordinary moment frames (SMF, IMF, OMF) depended on inelastic deformation capacity. And the moment frame which has superior rotation capacity requires higher response modification factor (R).Theminimumrotationcapacitiesfor SMFsandIMFsare0.04and0.02radrespectively and OMFs require only minimal level of inelastic rotation.

After the 1994 Northridge earthquake, numerous studies were conducted for evaluating the rotation capacities of moment connections. FEMA-355C (2000) summarizes an extensive series of analytical investigations into the demands induced in steel moment-frame buildings designed to various criteria, when subjected to a range of different ground motions. FEMA-355E (2000) and FEMA-355F (2000) conducted seismic performance evaluation of various steel moment resisting frames; existing buildings, new buildings and damaged buildings etc.

The requirements of Building Code for moment frames such as limits of rotation capacities and response modification factors were results of these researches. In particular, many experimen-

tal researches were conducted for developing pre-qualified SMF connections. However, only limited studies were conducted to evaluate the seismic performance of IMFs with respect to the rotation capacity of their connections. So it is not easy to guarantee the satisfactory seismic performance of IMFs according to rotation capacity.

Han et al. (2013) reported that the seismic performance of 9- and 20-story IMFs with reduced beam section-bolted shear tab (RBS-B) moment connections failed to meet the performance criteria specified in FEMA P695 (2009). In particular, the study states that 20 story IMFs are very vulnerable on seismic performance capacities. Therefore, the seismic performance of the high-rise IMFs can be very vulnerable if the rotation capacities of moment connection are lower.

In this study, the seismic performance evaluation of 30-story and 40-story high-rise IMFs having different rotation capacity of moment connection was conducted according to FEMA P695 (2009). For this purpose, a number of IMFs were designed for seismic design category (SDC) C using design forces determined in accordance with ASCE 7-10 (2010). The seismic performance evaluation was repeated for different rotation capacities of 0.01, 0.02, 0.03 and 0.04rad to find required rotation capacity of IMFs which meets the performance criteria specified in FEMA P695 (2009).

2_MODEL FRAMES

For conducting seismic performance evaluation for high-rise IMF system, model frames were designed according to ASCE 7-10 (2010) considering various important design parameters such as the number of stories and seismic design category. To investigate the effect of the design parameter on the seismic performance of the high-rise IMF system, the model buildings with the same design parameters are grouped, which is named 'performance group'.

This study considered two different numbers of stories (30 and 40 story) for high-rise building. The selected seismic design category (SDC) was category because there is no height limitation on IMFs for SDC C. The design spectral acceleration parameters at short period (S_{DS}) and at 1-s period(S_{D1}) for model frames were considered for possible maximum and minimum seismic criteria of SDC : SDC C_{min} (=0.33g,=0.133g) and SDC C_{max} (=0.50g,=0.20g) where g is the gravitational acceleration.

The model frames were assumed to be used in office buildings located at a site with soil condition D according to ASCE 7-10 (2010). Figure 1 shows floor plans and elevations for the model frames. The span length of 9.1m (30ft) was used. In floor plans, IMF systems were selected and designed for resisting seismic force as seen in Figure 1.

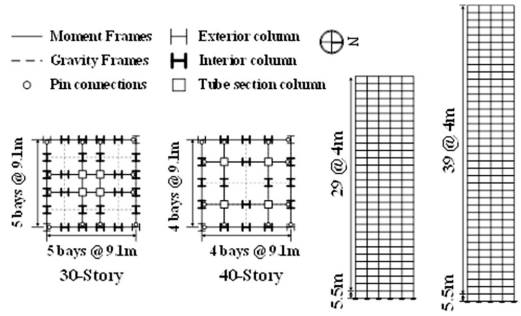


Figure 1. Floor plans and elevations for model buildings

Table 3 Operational conditions for evaluating NF, RO and NF/RO perfomance

No.	Performance Group	No.	Arch.ID	Bay Size	No. Of Stories	Seismic Design Criteria				
						SDC	Mass (ton)	T^*_n (sec)	T^*_1 (sec)	C^*_s (g)
1	Min-x%	1	30CMIN	9.1m (30ft)	30	Cmin	11324	5.466	3.314	0.015
		2	40CMIN		40		9666	6.863	3.679	0.015
2	Max-x%	3	30CMAX		30	Cmax	11324	5.018	3.105	0.022
		4	40CMAX		40		9666	6.301	3.679	0.022

T^*_n : Fundamental period (C_uT_a), T^*_1 : 1st mode period, C^*_s : Seismic response coefficient, x%: connection rotation capacity (1%, 2%, 3% and 4% radian)

Steel material ASTM A992/A992M was used for beams and columns. According to ASCE 7-10 (2010), for IMFs, the response modification factor (R), overstrengthfactor(), and deflection amplification factor(Cd) are 4.5, 3.0, and 4.0, respectively. Members were designed according to AISC341-10(2010), and AISC360-10(2010). The dead load and live load for member deign were assumed as 4.12 kPa (86lbs/ft^2) and 0.96 kPa (20lbs/ft^2), respectively. The basic wind speed of 51m/sec was used, and surface roughness was assumed as B for urban office buildings [Chapters 26 and 27 in ASCE7-10(2010)]. The seismic base shear can be determined as times the weight of the building (W). ASCE7-10(2010) requires that seismic response coefficient C_s should not be less than the smaller of 0.044SDSIe and 0.01g, where Ie is the importance factor.

Considering all design parameters as mentioned above, four IMFs, which were summarized in Table 1, were designed. The frames were classified into two performance groups according to seismic design categories (SDC C_{min} and SDC C_{max}).

The designed member sections for the different frames are summarized in Table. 2 C_{min} ~ C_{max} Table. 4. For the SDC C_{min} and C_{max} 30 story frames, the member sections were determined by design seismic force whereas member sections of 40 story frames building were determined by assumed wind force. For this reason, the member sections of 40 story, unlike 30 story frames, frames were same regardless of seismic design category.

To investigate the effect of connection rotation capacity on the seismic performance of IMFs, moment connections were modeled using rotational spring element with three different rotation capacities: (1) 0.01 rad, (2) 0.02 rad, (3) 0.03rad and (4) 0.04rad. To model connections with each rotation capacity, the moment of rotational spring element was suddenly dropped at each rotation (0.01, 0.02, 0.03 and 0.04rad) to fracture. Since four different connection models for each model frame were used, the number of model frames used for performance evaluation was 12 (=3x4). In Table 1, frame ID 'MIN-2%' represents the IMF with a connection rotation capacity of 0.02 rad, which were designed for seismic loads for SDC C_{min} according to ASCE 7-10 (2010) design seismic forces.

Table 2 Beam and column sections of 30 story building (SDC C_{min})

Story / Floor	Columns			Girder
	Exterior	Interior	Tube section	
1 / 2	W14X665	W14X808	TS30x30x5/8	W36X232
2~3 / 3~4	W14X398	W14X605	TS30x30x5/8	W36X232
4~5 / 5~6	W14X342	W14X550	TS28x28x5/8	W36X210
6~7 / 7~8	W14X283	W14X500	TS28x28x5/8	W36X182
8~9 / 9~10	W14X257	W14X455	TS28x28x5/8	W36X170
10~11 / 11~12	W14X211	W14X455	TS28x28x5/8	W36X182
12~13 / 13~14	W14X159	W14X398	TS28x28x5/8	W36X150
14~15 / 15~16	W14X132	W14X342	TS28x28x5/8	W36X150
16~17 / 17~18	W14X109	W14X283	TS26x26x5/8	W36X135
18~19 / 19~20	W14X82	W14X257	TS26x26x5/8	W33X130
20~21 / 21~22	W14X82	W14X233	TS26x26x5/8	W30X108
22~23 / 23~24	W14X74	W14X193	TS18x18x5/8	W30X90
24~25 / 25~26	W14X53	W14X159	TS18x18x5/8	W27X84
26~27 / 27~28	W14X43	W14X109	TS16x16x5/8	W24X62
28~29 / 29~30	W14X30	W14X74	TS16x16x3/8	W21X44
30 / Roof	W14X22	W14X34	TS16x4x1/2	W14X26

Table 3 Beam and column sections of 30 story building (SDC C_{max})

Story / Floor	Columns			Girder
	Exterior	Interior	Tube section	
1 / 2	W14X665	W14X808	TS30x30x5/8	W36X232
2~3 / 3~4	W14X398	W14X550	TS30x30x5/8	W36X232
4~5 / 5~6	W14X342	W14X550	TS28x28x5/8	W36X210
6~7 / 7~8	W14X283	W14X500	TS28x28x5/8	W36X182
8~9 / 9~10	W14X257	W14X455	TS28x28x5/8	W36X170
10~11 / 11~12	W14X211	W14X426	TS28x28x5/8	W36X182
12~13 / 13~14	W14X159	W14X398	TS28x28x5/8	W36X150
14~15 / 15~16	W14X132	W14X342	TS28x28x5/8	W36X150
16~17 / 17~18	W14X109	W14X311	TS26x26x5/8	W36X135
18~19 / 19~20	W14X82	W14X311	TS26x26x5/8	W33X130
20~21 / 21~22	W14X82	W14X257	TS26x26x5/8	W30X108
22~23 / 23~24	W14X74	W14X211	TS18x18x5/8	W30X90
24~25 / 25~26	W14X53	W14X145	TS18x18x5/8	W27X84
26~27 / 27~28	W14X43	W14X109	TS16x16x5/8	W24X62
28~29 / 29~30	W14X30	W14X68	TS16x16x3/8	W21X44
30 / Roof	W14X22	W14X38	TS16x4x1/2	W14X26

Table 4 Beam and column sections of 40 story building (SDC C_{min} and C_{max})

Story / Floor	Columns			Girder
	Exterior	Interior	Tube section	
1 / 2	W14X808	W36X798	TS31x31x9/10	W36X256
2~3 / 3~4	W14X730	W14X665	TS31x31x9/10	W36X256
4~5 / 5~6	W14X605	W14X730	TS31x31x4/5	W36X232
6~7 / 7~8	W14X550	W14X605	TS31x31x7/10	W36X232
8~9 / 9~10	W14X500	W14X550	TS31x31x7/10	W36X232
10~11 / 11~12	W14X455	W14X500	TS31x31x7/10	W36X232
12~13 / 13~14	W14X370	W14X500	TS31x31x7/10	W36X232
14~15 / 15~16	W14X283	W14X455	TS31x31x7/10	W36X230
16~17 / 17~18	W14X257	W14X398	TS31x31x7/10	W36X230
18~19 / 19~20	W14X233	W14X398	TS30x30x5/8	W36X230
20~21 / 21~22	W14X193	W14X342	TS30x30x5/8	W36X210
22~23 / 23~24	W14X159	W14X342	TS28x28x5/8	W36X194
24~25 / 25~26	W14X145	W14X257	TS28x28x5/8	W36X170
26~27 / 27~28	W14X132	W14X233	TS26x26x5/8	W36X170
28~29 / 29~30	W36X170	W14X176	TS24x24x5/8	W36X170
30~31 / 31~32	W36X170	W14X159	TS24x24x5/8	W36X170
32~33 / 33~34	W36X170	W14X159	TS24x24x5/8	W36X170
34~35 / 35~36	W33X118	W14X90	TS24x24x5/8	W33X118
36~37 / 37~38	W30X108	W14X90	TS24x24x5/8	W30X108
38~39 / 39~40	W24X94	W14X90	TS16x16x1/2	W24X94
40 / Roof	W24X94	W14X90	TS16x16x1/2	W24X94

3_ANALYTICAL MODEL FOR FRAMES AND MOMENT CONNECTIONS

For obtaining the reliable results from the seismic performance evaluation, the use of an accurate analytical model is very important. In this study, the IMF and moment connection were modeled using OpenSees (Mazzoni et al., 2007) as shown in Fig. 2 and Fig. 3.

Figure 2 represents the layout of analytical model used in this study. To construct 2D analytical model which is considered both inner and outer frames, the two frames are linked with rigid beam elements as shown figure 2. Pins are placed on each end of the rigid beam elements. To account for P- effect, this study use an additional dummy columns for two dimensional analytical model.

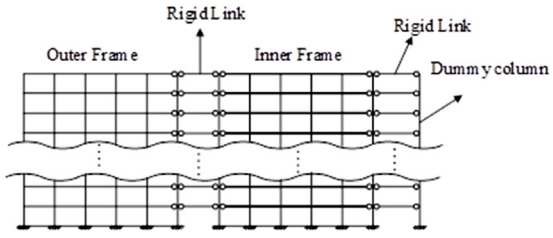


Figure 2 Analysis model of moment frames

The moment connections were modeled as shown in Figure 3. The inelastic behaviors of column and beam member are predicted using the stress-strain relationship assigned for fiber sections. The yield stress in the stress-strain relationship used the expected yield strength (R_yF_y) of member. And the slope of strain hardening branch the after yield was assumed as 2% of the elastic young modulus. The interaction between axial force and moment of member can be accurately reflected by using this model. As a result, moment-rotations relationships for beams and columns were modeled to yield at expected plastic moment capacity of members and to have bilinear hysteretic behavior as shown in Figs. 3 (a) and (b).

The fracture springs were modeled using inelastic rotational spring element that was placed at the ends of the beam [Fig. 3 (c)]. The fracture springs control the rotation capacity of beam by dropping the strength suddenly when the rotation of the spring reaches its rotation capacity.

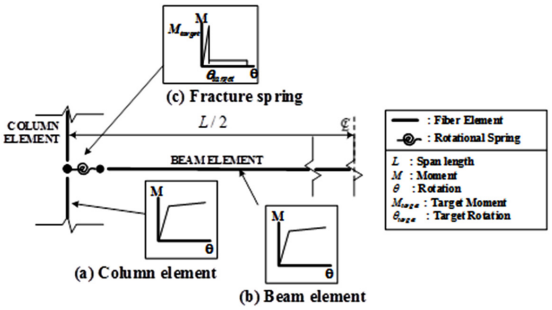


Figure 3 Analysis model of moment connections

4_SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION

FEMA P695 (2009) provided a methodology for quantifying system performance and response parameters for use in seismic design. The two performance objectives used in FEMA P695 (2009) are: (1) The probability of collapse for the maximum considered earthquake (MCE) ground motions is recommended to be 10%, or less on average across a performance group that contains model frames having a specific seismic force resisting system with different configurations, and (2) For an individual model frame, the probability of collapse is 20%, or less. To achieve those objectives, the adjusted collapse margin ratio (ACMR) is estimated, and compared with limiting values of ACMR as follows:

(1) The average value ($\overline{ACMR}$) of the adjusted collapse margin ratios for each performance group exceeds $ACMR_{10\%}$:

$$\overline{ACMR} \geq ACMR_{10\%} \quad (1)$$

(2) The individual value (ACMRi) of the adjusted collapse margin ratios of model frames in a performance group exceeds:

$$ACMR_i \geq ACMR_{20\%} \quad (2)$$

The values of and correspond to collapse probabilities of 10 and 20%, respectively. A step-by-step procedure to determine and for

the performance group and individual model frame is as follows:

① 1Select the model frames having a specific seismic force resisting system of interest which reflects the range of design variables such as number of stories s, bay lengths, and seismic design categories (SDCs), and design the selected frames according to current seismic design provisions. Classify the model frames into performance groups that share a common set of features and behavior characteristics.

② Idealize the model frame using a proper analytical model.

③ Conduct nonlinear static analysis to determine the overstrength factor, Ω, and period-based ductility, $\mu_T(=\delta_u/\delta_{yeff})$ using Eqs.(3) and (4) with Eq.(5), respectively.[Fig.7(a)]

$$\Omega = \frac{V_{\max}}{V_d} \tag{3}$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \tag{4}$$

$$\delta_{y,eff} = C_0 \frac{V_{\max}}{W}\left[\frac{g}{4\pi^2}\right]\left(\max(T_n, T_1)\right)^2 \tag{5}$$

where V_{max} is the maximum base shear resistance, V_d is the design base shear, δ_u is the roof drift displacement at the point of 20% strength loss (=0.8V_{max}), $\delta_{y,eff}$ is the effective yield roof displacement, C_0 relates the displacement of the single degree of freedom system at the fundamental mode of frame to the roof displacement of the frame, g is the gravity constant, T_n is the fundamental period defined as C_uT_a specified in ASCE 7-10 (2010), and T1 is the fundamental period of the model frame computed by using eigenvalue analysis.

④ Conduct the incremental dynamic analysis (IDA) for computing median collapse capacity, $\hat{S}_{CT}$ (Han and Chopra, 2006; Vamvatsikos and Cornell, 2002), and calculate the collapse margin ratio, CMR , for each model frame. Collapse is defined as the global dynamic instability as specified in FEMA P695(2009). When the frame reaches the dynamic instability state, deformation (e.g., story drift) increases without bound according to the slight increase in ground motion intensity which can be represented by pseudospectral acceleration [PSA(T_n,5%)] at the fundamental period (T_n) of a 5% damped SDF system. The is calculated using Eq.(6):

$$CMR = \frac{\widehat{S_{CT}}}{S_{MT}} \tag{6}$$

where S_{MT} is PSA(T_n,5%) at Tn of a model frame corresponding to the maximum considered earthquake at a site of interest.

⑤ Calculate the spectral shape factor (SSF) that accounts for the spectral shape of rare ground (Baker and Cornell, 2006), and adjust the CMR.

$$SSF = \exp[\beta_1(\bar{\varepsilon}_0(T) - \bar{\varepsilon}(T)_{record})] \tag{7}$$

$$\bar{\varepsilon}(T)_{record} = 0.6(1.5\text{-}T) \tag{8}$$

$$\beta_1 = 0.14(\mu_T\text{-}1)^{0.42} \tag{9}$$

where is1.0forSDCBandC,1.5forSDCD,and1.2forSDCE.

⑥ Calculate the ACMR:

$$ACMR = CMR \times SSF \tag{10}$$

⑦ Calculate ACMR10% and ACMR20%:

$$ACMR_{10\%} = \exp[-\beta_{TOT} \times \Phi^{-1}(0.1)] \tag{11}$$

$$ACMR_{20\%} = \exp[-\beta_{TOT} \times \Phi^{-1}(0.2)] \tag{12}$$

where $\Phi^{-1}(x)$ is the inverse of the cumulative distribution function of the standard normal variate and β_{TOT} is the total system collapse uncertainty calculated using Eq. (13):

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \tag{13}$$

where β_{RTR} is the record-to-record uncertainty ($0.2 \le \beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \le 0.4$), β_{DR} and, β_{TD} and β_{MDL} are the design requirement-related uncertainty, test data-related uncertainty and modeling uncertainty, respectively, ranging from 0.1 to 0.5 that can be determined from the tables in pages 3-8, 3-20, and 5-23 of FEMA P695(2009). The uncertainties in Eq.(13) used the values corresponding low for accuracy and robustness of models in FEMA P695.

⑧ Determine whether individual model frames and the perfor-

mance group satisfy the acceptable performance criteria specified in Eqs. (1) and (2).

5_SEISMIC PERFORMANCE OF IMFS ACCORDING TO DIFFERENT ROTATION CAPACITIES OF CONNECTIONS

IDA curves are obtained from incremental dynamic analysis (IDA), requiring repeated nonlinear response history analyses of the structure for an ensemble of ground motions, each scaled to many intensity levels, selected to cover the entire range of structural response from elastic behavior to global dynamic instability. The IDA curves are examined to evaluate the collapse capacity of the model frames.

Figures 4 and 5 show the IDA curves of high-rise IMF systems. The abscissa and ordinate of IDA curves are maximum interstory drift (θm_{ax}) and pseudo spectral acceleration at the fundament period (T_n) of a 5% damped system [PSA(T_n,5%], respectively. Although the member sections of 40 story frames for C_{min} and C_{max} were same regardless of SDC, difference in the fundamental periods (T_n) between two 40 story frames leads to difference in PSA(T_n, 5%)s. So, as shown in Fig. 5, the results of IDA for the 40-story IMFs are different. Collapse capacities and median collapse capacities can be obtain from IDA curves (Fig. 4, Fig. 5) and the CMR can be calculated using Eq. (6).

In IDA curves of IMF systems, the slope of the IDA curves in the elastic response range of the frames is similar among IMF systems having the different rotation capacity. In the post-fracture response range, the slope of the IDA curves for the model frame whose maximum interstory drift ratio reaches the rotation capacity decreases significantly, whereas the slope of the IDA curve for the corresponding frames having higher rotation capacity do not deteriorate. It can be also seen that most of the IMFs collapsed after occurring moment connection fracture with a little increase of resistance strength.

For 30 story frames, CMRs of the frames which have lower rotation capacity at moment connections are nearly 1 as shown in Figure 4. It shows that these frames with lower rotation capacity are significantly more vulnerable on seismic performance capacities than those with higher rotation capacity. In particular, CMRs of the C_{max} frames were lower than that of the C_{min} frames.

Although 40 story frames are higher building than 30 story frames, the CMR values were higher than those of 30 story frames as shown in Figure 5. This is because, as mentioned above, the member sections of 40 story frames were determined by the wind force rather than seismic force and so they showed better seismic capacity than 30 story frames. CMR of the C_{max} frames for 40 story frames were lower than that of the C_{min} frames too, as well as 30 story frames.

Figure 6 shows median IDA curves for model frame extracted from 44-IDA curves (one for each of the 44 ground motions considered in this study). As shown in the figure, the slopes of each IDA curve decreased since maximum interstory drift ratios reached at rotation capacity (θ_F). Solid circle in Figure 7 represent the point where connection fracture occurs for the first time in the model frames. The strength and drift at connection fracture are denoted by $\hat{S}_{FT}$[the median strength, PSA(T_n, 5%] and θ_F, respectively.

When subjected to design seismic intensity (S_{MT}), the maximum interstory drift ratio of 30 story frames for SDC C_{min} and C_{max} was observed at approximately 0.02rad and 0.03rad, respectively. For 40 story frames, the maximum interstory drift ratio for SDC C_{min} and C_{max} was observed at approximately 0.01rad and 0.02rad, respectively. The reason that CMR for 30 story frames with lower rotation capacity was almost 1 is that rotation connections fractured under seismic intensity less than S_{MT}.

This study evaluated ratios between design seismic intensity (S_{MT}) and strength at connection fracture. Figure 7 shows the values of $\hat{S}_{CT}/\ \hat{S}_{FT}$ the ratio for the model frames. The $\hat{S}_{CT}/\ \hat{S}_{FT}$ ratio represents the reserve strength in frames after connection fracture. The differences in $\hat{S}_{CT}/\ \hat{S}_{FT}$ ratios were not significant for all the frames. However, $\hat{S}_{CT}/\ \hat{S}_{FT}$ ratios for 30 story frames were slightly decreased with increasing rotation capacity with average value of 1.89, whereas the ratios for 40 story frames were increased with increasing rotation capacity with average value of 2.63 which was

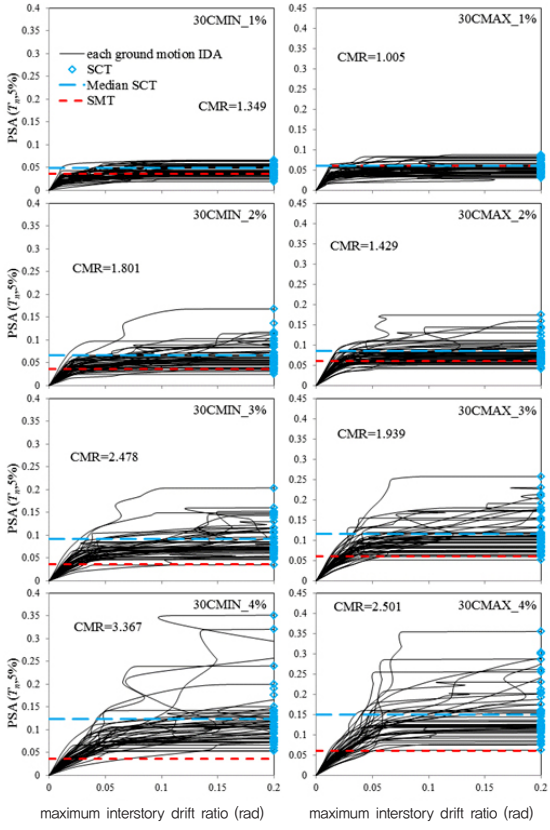


Figure 4. IDA curves of 30 story IMF systems

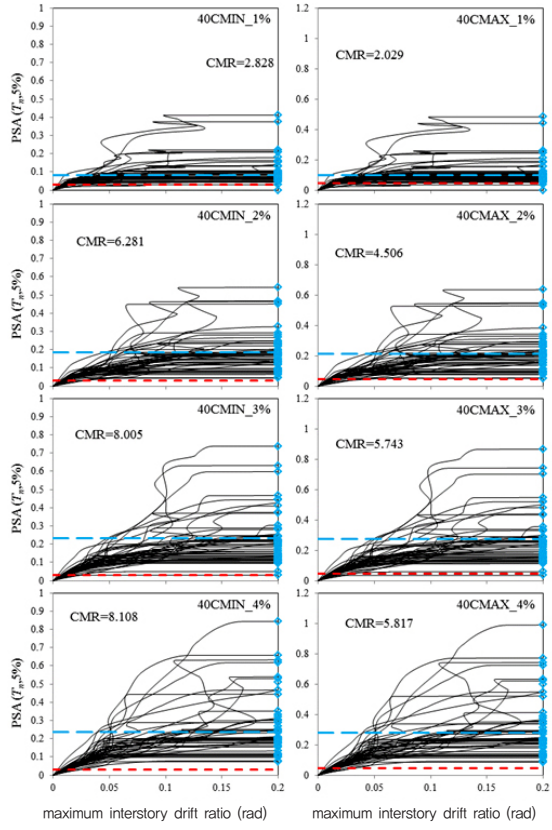


Figure 5. IDA curves of 40 story IMF systems

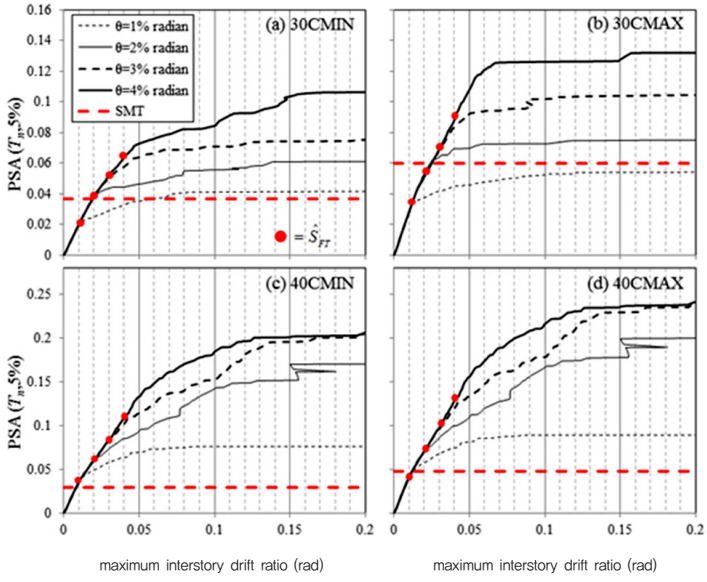


Figure 6. Median IDA curves of 30 story and 40 story IMF systems

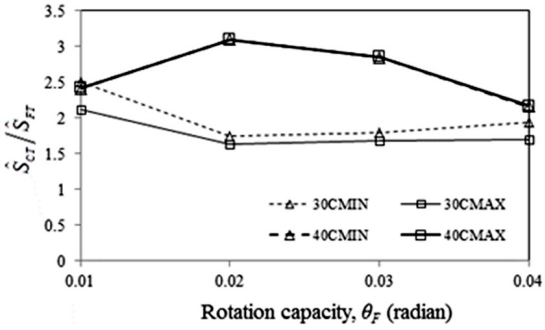


Figure 7. $\widehat{S_{CT}}/\widehat{S_{FT}}$ values according to rotation capacity, θ_F

higher than those of 30 story frames.

Seismic performance evaluation is conducted for the model frames using the procedure prescribed in FEMA P695 (2009). Table 5 summarizes the evaluation results for each model frame. As shown Table 5, 30 story IMF frame in SDC C_{max} fail to meet the FEMA P695(2009) acceptance criteria though the rotation capacity of that have 0.02 radian which is minimum rotation capacity of moment connection for IMF system.

In order to investigate the effects of the rotation capacity on the probability of collapse subjected to maximum considered earthquake, the probability of collapse [$P(collapse \mid S_{MT})$] for each model frame is calculated using Eq.(14).

$$P(collapse \mid S_{MT}) = P(S_{CT} < S_{MT}) = \Phi\left(\frac{\ln S_{MT} - \ln \widehat{S_{CT}}}{\beta_{TOT}}\right) \quad (14)$$

Figure 8 shows the probability of collapse with respect to different rotation capacity.

Table 5. Summary of collapse margin parameters and acceptance check

No.	Performance Group	No.	Arch.ID	Computed Overstrength and Collapse Margin Parameters							Acceptance Check		
				SMT	Ω	μ T	SCT	CMR	SSF	ACMR	β TOT	Accept. ACMR	Pass /Fail
1	Min-1%	1	30CMIN	0.037	4.807	1.270	0.049	1.35	1.08	1.46	0.65	1.72	Fail
		2	40CMIN	0.029	7.098	1.000	0.082	2.83	1.00	2.83	0.64	1.71	Pass
		Average			5.952	1.135		2.09		2.14	0.64	2.28	Fail
2	Max-1%	3	30CMAX	0.060	4.254	1.616	0.060	1.00	1.12	1.13	0.66	1.74	Fail
		4	40CMAX	0.048	4.685	1.060	0.097	2.03	1.04	2.12	0.64	1.71	Pass
		Average			4.469	1.338		1.52		1.62	0.65	2.30	Fail
3	Min-2%	5	30CMIN	0.037	7.009	1.409	0.066	1.80	1.10	1.98	0.65	1.73	Pass
		6	40CMIN	0.029	11.406	1.018	0.183	6.28	1.03	6.45	0.64	1.71	Pass
		Average			9.207	1.214		4.04		4.21	0.65	2.29	Pass
4	Max-2%	7	30CMAX	0.060	5.418	1.360	0.085	1.43	1.10	1.57	0.65	1.73	Fail
		8	40CMAX	0.048	7.528	1.209	0.215	4.51	1.08	4.84	0.65	1.72	Pass
		Average			6.473	1.284		2.97		3.21	0.65	2.29	Pass
5	Min-3%	9	30CMIN	0.037	7.831	1.529	0.091	2.48	1.11	2.76	0.66	1.74	Pass
		10	40CMIN	0.029	12.979	1.091	0.233	8.01	1.05	8.43	0.64	1.72	Pass
		Average			10.405	1.310		5.24		5.59	0.65	2.30	Pass
6	Max-3%	11	30CMAX	0.060	6.045	1.589	0.116	1.94	1.12	2.17	0.66	1.74	Pass
		12	40CMAX	0.048	8.566	1.295	0.273	5.74	1.09	6.25	0.65	1.73	Pass
		Average			7.306	1.442		3.84		4.21	0.65	2.31	Pass
7	Min-4%	13	30CMIN	0.037	8.797	2.123	0.123	3.37	1.16	3.90	0.68	1.78	Pass
		14	40CMIN	0.029	13.988	1.292	0.236	8.11	1.09	8.81	0.65	1.73	Pass
		Average			11.393	1.708		5.74		6.36	0.67	2.34	Pass
8	Max-4%	15	30CMAX	0.060	6.435	1.807	0.150	2.50	1.14	2.84	0.67	1.75	Pass
		16	40CMAX	0.048	9.232	1.533	0.277	5.82	1.11	6.48	0.66	1.74	Pass
		Average			7.833	1.670		4.16		4.66	0.66	2.34	Pass

The probability of collapse becomes higher with a decrease in rotation capacity. The probability of collapse for 40 story IMF systems satisfied the allowable probability of collapse presented in FEMA P695 (2009) from the IMF having 0.01 radian rotation capacity. However, the probability of collapse for 30 story IMF systems in SDC satisfied the allowable probability of collapse presenting in FEMA P695 (2009) from the IMF having 0.03 radian rotation capacity.

In summary, when member sections for high-rise structure are determined by wind loads not seismic loads, the structures satisfy the FEMA P695 (2009) criteria when their connections had a rotation capacity of 0.02 radian or larger. However, for high-rise structures that member sections are determined by seismic loads, their rotation capacity of moment connection should be larger than 0.03 rad to satisfy the criteria.

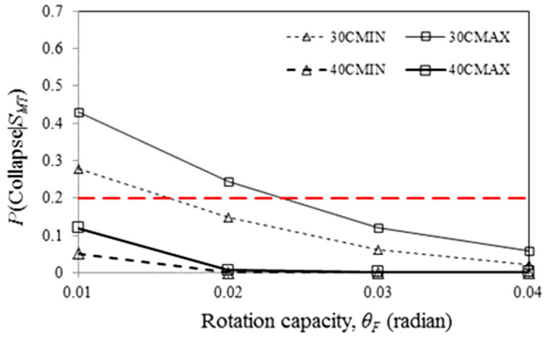


Figure 8. Probability of collapse for MCE earthquake with respect to rotation capacity

2_MODEL FRAMES

This study evaluated the seismic performance of high-rise steel intermediate moment frames designed considering current seismic design code. For seismic performance evaluation of high-rise IMFs, four IMFs were designed with seismic design category and and the story number of 30 and 40. The member sections of 30 story frames were determined by seismic loads, whereas those of 40 story frames were determined by wind load. To conduct the seismic performance evaluation according to FEMA P695 (2009), four different rotation capacities of IMF connections were considered. The conclusions are summarized as follows:

1) From the results of IDA analysis for the frames, the connections fracture when reaching rotation capacity and then maximum interstory drift ratios increase significantly. The collapse strengths of high-rise buildings are slightly higher than the strengths at connection fracture.

2) Collapse margin ratio (CMR) is higher for 40 story frames than 30 story frames, and higher for the frames designed for SDC than the frames designed for. Inparticular, 30story frame designed for SDC had smallest CMR among all of the frames.

3) To investigate strengths at connection fracture of the frames, this study compared design seismic intensity and strengths at connection fracture. The results showed that rotation connection of 30 story frames had connection rotation capacity of 0.02rad fractured at less than design seismic intensity.

4) This study evaluated a ratio of median collapse strength and connection fracture strength, .The values weres lightly increase with increasing rotation capacity. There sult salso showed 30 story frames had alower ratio than those of the 40 story frames.

5) The results of seismic performance evaluation according to FEMA P695(2009) showed that collapse probability of the 30 story frames designed for with rotation capacity of 0.02rad required for IMF exceed acceptable limit of collapse probability. Over rotation capacity of 0.03rad should be required for these frames to meet the performance criteria specified in FEMA P695 (2009).

6) If member sections of structures are determined by the wind load not seismic load, the structures meet the seismic performance criteria specified in FEMA P695(2009) with required rotation capacity of 0.02rad. However, if the seismic load determines the member sections of structures such as the 30 story IMF, the structures which have 0.02rad rotation

capacity of moment connection fail to meet the criteria. Thus, rotation capacity of moment connection over 0.03rad is required for IMF system to satisfy the criteria specified in FEMA P695 (2009).

ACKNOWLEDGEMENT

This study was supported by grants from the National Research Foundation of Korea (No. 2012R1A2A2A06045129).

REFERENCES

1. American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). “Seismic provisions for structural steel buildings.” ANSI/AISC 341-10. Chicago, IL.
2. American Institute of Steel Construction (AISC). (2010). “Specification for Structural Steel Buildings.” ANSI/AISC 360-10. Chicago, IL.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE). (2010). “ Minimum design loads for buildings and other structures.” ASCE/SEI 7-10. Reston, VA
4. Baker, J. W., and Cornell, C. A. (2006). "Spectral shape, epsilon and record selection." Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 35, pp. 1077~1095.
5. FEMA. (2000). “State of the Art Report on Past Performance of Steel Moment-Frame Buildings in Earthquakes.” FEMA 355E. SAC Joint Venture and FEMA. Washington, DC.
6. FEMA. (2000). “State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings.” FEMA 355F. SAC Joint Venture and FEMA. Washington, DC.
7. FEMA. (2000). “State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking.” FEMA 355C. SAC Joint Venture and FEMA. Washington, DC.
8. FEMA. (2009). “Quantification of Building Seismic Performance Factors.” FEMA P695. SAC Joint Venture and FEMA. Washington, DC.
9. Han SW, Chopra, Anil K. (2006). “Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure”. Journal of Earthquake engineering and structural dynamics, 35(15), pp. 1853~1873.
10. Han SW, Moon KH, Hwang SH, Stojadinovic B. (2013.) “Seismic Performance Evaluation of Intermediate Moment Frames with Reduced Beam Section and Bolted Web Connections.” Earthquake Spectra. In-Press.
11. Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. (2007). “OpenSees command language manual.” The Univ. of California. Berkeley, Calif. Available from: http://opensees.berkeley.edu/index.php
12. Vamvatsikos, Dimitrios, and C. Allin Cornell. (2002). " Incremental dynamic analysis." Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics 31(3), pp. 491~514.

최적 설비용량 산출을 위한 전기기구 발열량 평가법 구축 연구

A Study for Construction of the Heat Dissipation Data Base for Measuring the Heat Value of Electrical Machine and Appliance

김지현
건축연구팀 책임연구원
kimjihyun@daewooenc.com

본 논문은 2015년 대한설비공학회 하계학술발표대회 논문집 pp. 269-270에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

The Heat Value data of Electrical Machine and Appliances for HVAC capacity calculations is provided by maker or is used to extract from some Code. Overdose design is occurred in HVAC capacity calculations and the heat dissipation DB on the new item is incomplete. In this study, the heat dissipation item is analyzed by building applications and new test method for the heat dissipation measurement is proposed.

Keywords : Heat Dissipation Data Base (발열 데이터베이스), Electrical Machine & Appliance (전기기구)

1_서론

현재 HVAC 용량 산출을 하기 위해 전기설계팀에 전기기기 및 기구에 대한 발열량을 요청하면 전기설계팀에서 발열량을 계산하여 공조설계팀에 제공한다. 전기설계팀에서 발열량 계산시 적용하는 발열량 Data는 Vendor가 제공하거나 일부 Code 등에서 발췌하여 사용하고 있으나 이를 이용하여 공조설계팀에서 부하 계산시 상당히 큰 용량의 냉방기기가 선정되고 있다. 또한 전기기기 및 기구의 발전으로 새로운 제품에 맞는 발열량 Data가 필요하나 그러한 자료가 미미하여 근거로 적용하기가 어려운 실정이다.

이에 건물의 용도에 따라 발열기기를 조사하고, 기존 발열기기별 발열량 분석법 및 사용률 조사/분석을 통해 기기 발열량 측정법을 제안하고자 한다. 또한 기기 발열량 측정 장비 구축 및 운영을 통해 주요 발열량을 평가함으로써 건물 용도별 공조기기의 최적 설비 용량 설계를 하고자 한다.

2_발열량 측정장치 구축

발열량 측정 장비는 석탄, 가스 등의 1차 에너지 연소를 통해 생산된 2차 에너지인 전기를 사용하는 모든 기기에서 전력 손실 등으로 인해 발생되는 발열량을 측정하여 냉방부하에 따른 냉방기의 용량 선정 및 에너지 소비효율에 따른 기타 영향을 정량적으로 평가하기 위한 목적으로 구축되었으며, 발열량 측정 장비의 주 측정 대상 기기는 배전반, MCC, 인버터 판넬 등 산업플랜트에서 사용되는 기기로서 해당 기기들은 크기가 크고, 현장 주문 제작되어 운반이 어렵기 때문에 제작 현장에서 발열량 실험을 수행해야 한다. 이를 위해 발열량 측정 장비 하단부에 바퀴를 설치함으로써 운반이 용이하도록 하였다.

또한, 발열량 측정 장비로부터 실외로 손실되는 열량을 측정하기 위해 발열량 측정 장비 내부에 열류 센서를 장비 내부 상, 좌, 우에 부착하였으며, 외기에 직접 면하는

출입구 부분은 손실되는 열량을 최소화하기 위해 단열재를 부착하였다.

시험체의 발열량 계산의 기본 개념은 정상상태의 항온실 내부의 '발열량=제거 열량'이다. 발열량은 항온실 내 설치된 DC Heater와 DC Fan의 구동에 의한 발열량과 시험체에서 발생되는 열량의 합이며, 제거 열량은 냉각수에 의해 제거되는 열량과 항온실의 벽체를 통하여 실외로 손실되는 전열량의 합이다. 여기서, 항온실 벽체를 통한 손실 전열량이란 항온실의 내부온도와 외기온도의 온도차로 인해 손실되는 전열량을 의미하며 본 시험은 동절기에 진행되었으므로 제거 열량에 포함되었다. 즉, 발열량 중 시험체에서 발생되는 발열을 제외한 값, 즉 DC Heater와 DC Fan에서의 발열량을 Input 열량으로, 제거 열량을 Output 열량으로 정의하면 다음 식과 같이 정리된다.

2.1 시험체 발열량 = Output 열량 – Input 열량

시험체의 발열량을 산출하기 위해 DC Heater와 DC Fan의 전력량, 냉각수에 의해 제거되는 열량과 벽체를 통한 전열량(Heat flow meter)을 측정하였다. 또한 시험체의 부하조건과 발열량에 대한 관계식을 산출하기 위해 앞서 설정한 조건에 따라 실험을 수행하여 측정 장치의 보정열량 값을 산출하여 장비의 구성 센서 및 기기 등의 불확도의 영향을 최소화하였다. 장비 보정은 정확한 발열량을 갖는 표준 발열시편의 발열량을 반복 측정함으로써 산출하였으며 표준발열 시편 DC Heater와 DC Fan으로 구성되어 시편에 공급되는 전압과 전류량을 통하여 발열량을 조절할 수 있다. 다른 부하 조건에서의 측정을 고려하여 표준시편의 발열량을 변화시키면서 보정열량을 측정하였으나 표준시편의 발열량 변화에 큰 영향 없이 55 W 내외의 값을 나타내었다.

에너지 기술은 그 특성이 공익적, 범용적이라는 점에서 대부분 정부 주도로 기술개발이 이루어지며, 다학제적 복잡한 시스템 기술로 기술개발 위험성이 상대적으로 높고 장기적인 투자가 요구되므로, 투자 재원 및 인력의 국제적 공동활용을 통한 기술개발의 위험 분산과 경과의 공유가 필요하다. 이에 본 논문에서는 38년의 경험과 약 70건의 국제협력연구 실적을 갖고 있는 EBC의 연구 동향을 파악함으로써 건물 에너지 부문 연구 방향 설정에 사용될 기초자료를 제공하고자 한다.

3_조명 발열량 측정

조명 부하조건에 따른 발열량을 측정하여 관계식을 산출하기 위해 전구 1개 당 소요전력은 60 W으로 Case1에서는 전구 4개를 연결하여 총 부하조건을 240 W로 하였고,

Table 1 Light Heat Dissipation Test Results

Item	Case 1	Case 2
Input Heat [W]	390.77	503.80
Output Heat [W]	578.89	570.08
Compensation Heat [W]	54.34	54.34
Measurement Heat [W]	243.09	121.28



Fig. 1 Heat Dissipation Measuring Equipment

Case2에서는 2개를 연결하여 120 W의 부하조건으로 실험을 진행하였다. 항온실 내부 설정 온도와 냉각수 설정 온도는 모든 Case에 동일하게 17 ℃와 15 ℃로 설정하였다.

실험을 통하여 산출된 Input/Output 열량을 통해 다음 표와 같이 전구의 발열량을 산출하였다.

4_결 론

본 연구는 전기기기 및 기구의 발열량 DB 구축을 통해 발열량 계산서에 대한 신뢰도를 향상시키고 구축된 DB 적용을 통한 공조 기기의 적정용량 선정 및 최적 냉난방 기기 선정으로 초기 투자비용과 냉난방에너지를 절감하는 것을 목표로 하고 있으며, 이를 실현하기 위해 기존 발열 산출방법을 분석하여 발열량 측정법과 측정 장비를 구축하여 기기의 발열량을 측정하였다. 시험체의 발열량은 Input 열량과 Output 열량의 관계식을 통해 계산되며, 보다 정확한 발열량을 산출하기 위해 장비의 구성 센서 및 기기 등의 불확도 영향을 최소화하기 위한 보정열량을 관계식에 대입하여 산출하였다.

참고문헌

1. ASHRAE(2009), 2009 ASHRAE handbook fundamentals
2. A. Bhatia, Cooling Load Calculations and Principles, Continuing Education and Development

미립 잔골재 혼입이 콘크리트의 배합 및 건조수축 균열 특성에 미치는 영향

Effects of Very Fine Sand on Properties of Concrete Mixture and Drying Shrinkage Cracking

이의배
건축연구팀 선임연구원
euibae.lee@daewooenc.com

본 논문은 2015년 대한건축학회논문집 Vol.31, No.6, pp. 75–82에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

In the middle east and the north africa, very fine sand such as dune sand (or desert sand) is used in concrete production as concrete fine aggregate. The particle size and grading of dune sand are very small and the properties of concrete could be greatly affected when very fine sand is used as concrete fine aggregate. In this study, the effects of very fine sand on the properties of concrete mixture and drying shrinkage cracking were investigated.

Under condition of same amount of superplasticizer of plain mixture, to meet the target slump range, water content increased as the replacement of very fine sand increased. Compressive strength of concrete used very fine sand were 7.6 ~ 15.3% higher than that of plain concrete. Also, tensile strength were increased 24.0 ~ 28.4% when very fine sand used in concrete. Time-to-cracking were 16.8 ~ 25.7% shortened and stress rate was increased maximum 32.7% when very fine sand was used in concrete. It indicated that the risk of drying shrinkage cracking of concrete used very fine sand was higher than plain concrete. However, the higher use of very fine sand did not lead the higher risk of drying shrinkage cracking.

Keywords : Very fine sand, Concrete mixture, Drying shrinkage, Time-to-cracking, Stress rate

1_서론

국내 건설시장의 침체를 타파하기 위해 국내 유수의 건설사들은 공종의 다변화를 꾀하면서 해외공사에서 활로를 모색하고 있다. 2000년도 중반부터 해외건설 수주액은 급격히 증가하면서 2010년도에는 700억불에 달하는 실적을 달성하였고, 지역적으로는 중동 및 아시아 지역 국가들이 수주호황을 견인하고 있는 것으로 나타났다. (Jeon et al, 2008)

주문생산 및 지역생산 방식의 특성을 갖는 건설산업은 지역 환경조건의 영향을 크게 받는다. 특히, 국내 다수의 건설사들이 진출해 있는 중동 및 북아프리카 지역은 고온건조한 사막기후대에 속하여 콘크리트 건조수축에 매우 불리한 조건을 갖고 있다. 또한 이 지역 대부분의 국가들은 콘크리트용 천연골재가 부족하기 때문에, 일부 현장에서는 비교적 용이하게 수급할 수 있는 사막모래를 콘크리트용 잔골재로 일부 혼입하거나 전부 사용하고 있다. 사막모래의 특성은 지역마다 차이는 있겠지만, 일반 적으로 보통 콘크리트용 골재에 비해 입자가 작고 특정 입도 내에 대부분이 분포하고 있어, 콘크리트 품질특성에 미치는 영향이 클 것으로 판단된다. 하지만 국내의 경우 사막모래와 같은 미립한 잔골재가 콘크리트 특성에 미치는 영향에 대한 연구는 미흡한 실정이다.

이에 본 연구에서는 사막모래와 같은 미립한 잔골재가 콘크리트용 잔골재로 일부 사용될 경우 미립 잔골재가 콘크리트의 배합특성과 건조수축 균열 특성에 미치는 영향에 대하여 실험적으로 검토하고자 하였다.

2_실험계획 및 방법

2.1 실험계획

Table 1은 본 연구를 진행하기 위한 실험계획을 나타낸 것이다. 미립 잔골재를 혼입하지 않은 Plain 배합 콘크리트의 배합조건으로는 물시멘트비 40%, 슬럼프 180± 25mm, 단위수량 170kg/m^3, 결합재는 보통포틀랜드시멘트를 설정하였다.

다. 굵은골재는 최대크기 20mm의 부순골재를 사용하였으며 잔골재는 최대크기 5mm의 강모래를 사용하였다. 미립 잔골재로는 국내에서 제조된 특정 입도의 규사를사용하였다. Figure 1은 미립 잔골재로 사용된 규사의 입도분포를 나타낸 것으로 실제 UAE에서 사용되고 있는 사막모래와 유사한 입도분포를 보이고 있다.

Table 1. Experimental plan

W/C (%)	Slump (mm)	Binder	Very fine sand[1] (%)	Details for mixture proportion
40	180 ±25	OPC	0	– Water content : 170kg/m^3
			20	Comparing to Plain
			40	– fixing : AD contetn
			60	– adjusting : water content and S/a

1) Volume replacement ratio of very fine sand in fine aggregate

Plain 배합과 동일한 고성능감수제 사용량 조건하에서 미립 잔골재를 잔골재 용적비로 20, 40, 60% 치환하였을 경우 Plain 배합과 동일한 목표 슬럼프를 확보하기 위한 단위수량과 잔골재율의 변화를 검토하였다. 또한 선정된콘크리트 배합의 특성을 검토하기 위해 슬럼프, 압축강도, 인장강도 및 건조수축 균열 특성을 평가하였다.

2.2 실험계획

Table 2는 본 연구에 사용된 재료의 종류 및 특성을 나타낸 것으로, 시멘트는 1종 보통포틀랜드시멘트를 사용하였

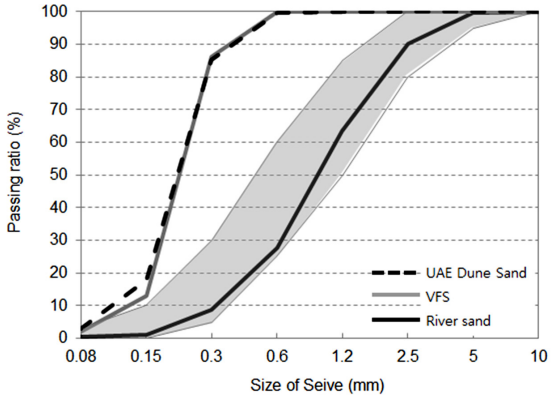


Figure 1. Particle distribution of sand

2.3 시험방법

콘크리트의 굳지않은 특성으로서 슬럼프는 KS F 2402 (2007)에 준하여 평가하였다. 콘크리트의 압축강도는 KS

Table 2. Materials

Item	Physical and chemical properties
Cement	■ Ordinary Portland Cement ■ Density : 3.15g/cm^3 ■ Fineness : 3,440cm$_2$/g
Coarse aggregate	■ Crushed aggregate ■ Max. size : 20mm ■ Density : 2.70g/cm^3 ■ Absorption : 0.77
Fine aggregate	■ River sand ■ Max. size : 5mm ■ Density : 2.55g/cm^3 ■ F.M. : 3.0 ■ Absorption : 1.25
Very fine sand (VFS)	■ Silica sand ■ Density : 2.55g/cm^3 ■ F.M. : 1.0 ■ Absorption : 0.63
Admixture	■ Naphthalene based ■ Solid : 38.6%, ■ Density : 1.23g/cm^3 ■ pH : 6.79

F 2405(2010)에 준하여 측정하였으며, 인장강도는 KS F 2423(2006)에 준하여 쪼갬 인장강도를 측정하였다.

콘크리트의 건조수축 균열특성을 평가하기 위해 본 연구에서는 ASTM C 1581(2009)에 제시된 링형 구속수축시험을 실시하였다. Figure 2는 본 시험에 사용된 링형 구속수축 몰드의 외관을 나타낸 것으로, 주요 구성품인 내부링, 외부링 및 밑판은 모두 철재로 제작되었다. 또한 시험시 내부링과 콘크리트 시험체가 밑판의 마찰을 최소로 받도록 하기 위해 밑판 상부를 2겹의 폴리염화비닐필림으로 포장하였다. 제작된 링형 구속수축 몰드의 치수는 Table 3에 제시된 바와 같다.

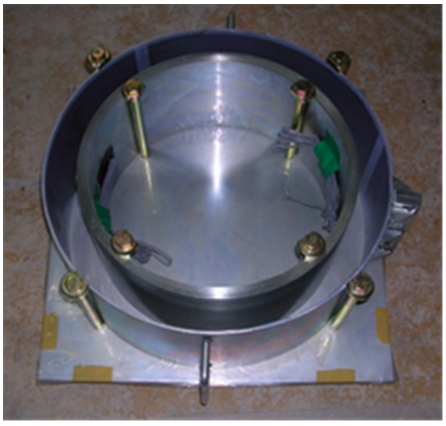


Figure 2. Restrained shrinkage test mold

Table 3. Test mold dimensions

	Dimensions
Inner ring	■ Depth : 13mm ■ Diameter : 330mm ■ Height : 150mm
Outer ring	■ Depth : 3mm ■ Diameter : 405mm ■ Height : 150mm
Base	■ Depth : 10mm ■ Size : 450×450mm

링형 구속 건조수축 시험체는 비빔이 완료된 콘크리트를 내부링과 외부링 사이에 높이 1/2씩 타설한 후 다짐봉으로 75회씩 다짐을 실시하여 제작하였다. 제작이 완료된 시험체는 온도 23±2℃, 상대습도 50±4% 조건의 항온항습실로 옮긴 후 볼트를 제거하여 내부링이 밑판과 고정되지 않도록 하였으며, 내부링에 부착된 변형측정 게이지를 데이터로거에 연결하여 20분 간격으로 측정을 실시하였다. 콘크리트 시험체의 상부표면은 건조되지 않도록 폴리염화비닐필림으로 덮었고, 1일 후 외부링 및 폴리염화비닐필림을 제거하여 콘크리트 시험체가 건조되도록 하였다. 시험종료 시점은 균열이 발생한 시점이 되며, Figure 3은 링형 구속건조수축시험 전경을 나타낸 것이다.

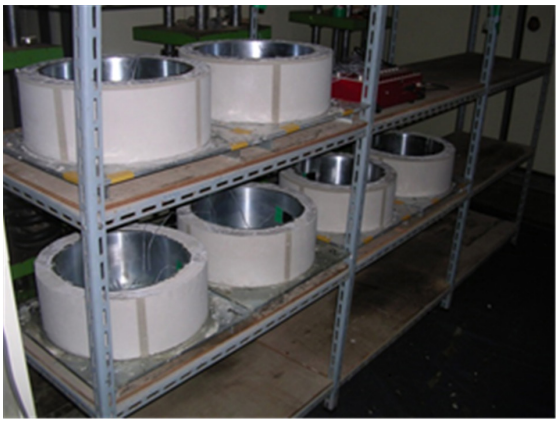


Figure 3. Restrained shrinkage testing

콘크리트의 건조수축 균열 특성을 검토하기 위해 ASTM C 1581(2009)에서 제안하고 있는 균열발생시간(time-to-cracking)과 건조수축응력률(stress rate)을 평가하였다. 균열발생시간은 콘크리트 시험체의 건조가 시작된 이후 내부링 변형 이력 중에서 수축이 증가하다가 급격히 감소한 시점까지의 경과시간이며, 건조수축응력률은 아래의 Eq. (1)과 (2)에 의해 산출되었다.

$$\epsilon_{net} = \alpha\sqrt{t} + k \quad (1)$$

여기서, ε_{net} : net strain ($\times 10^{-6}$)
α : strain rate factor ($\times 10^{-6}/day^{1/2}$)
t : elapsed time (day)
k : regression constant

$$q = \frac{G|\alpha_{avg}|}{2\sqrt{t_r}} \quad (2)$$

여기서, q : stress rate (MPa/day)
G : 72.2 GPa

$|\alpha_{avg}|$: absolute value of strain rate factor ($\times 10^{-6}$)

tr : elapsed time (at cracking) (day)

3_실험결과 및 고찰

3.1 혼합잔골재 입도 및 조립율

Figure 4는 미립 잔골재 치환율에 따른 혼합 잔골재의 입도를 나타낸 것이다. 미립 잔골재를 치환하지 않은 잔골재와 미립 잔골재를 20% 치환한 혼합 잔골재는 KS F 2526(2007) 및 ASTM C33(2013)에서 제시하고 있는 표준입도 범위를 만족하는 것으로 나타났다. 반면 미립 잔골재를 각각 40%, 60% 치환한 혼합 잔골재는 표준입도 범위를 벗어나고 있으며, 특히 미립 잔골재의 주 입경 범위인 0.15 ~ 0.6mm 범위가 크게 증가하는 것으로 나타났다.

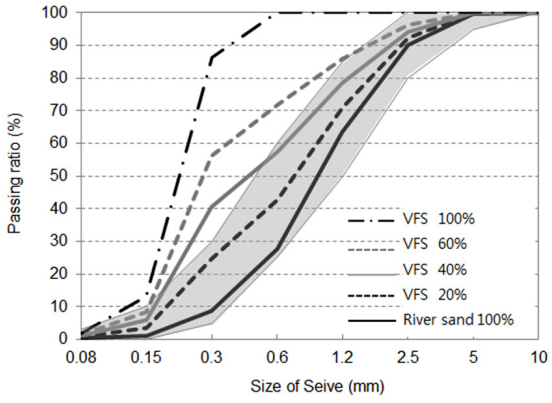


Figure 4. Particle distribution of mixed sand

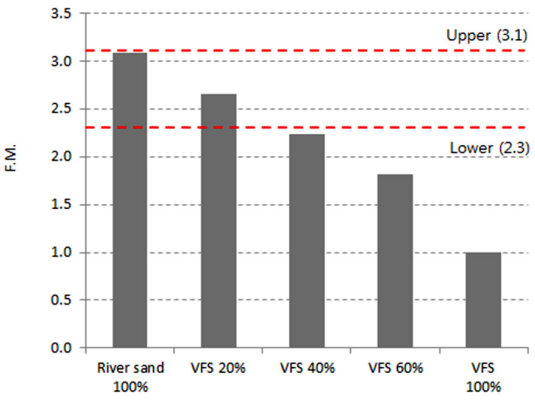


Figure 5. F.M. of mixed sand

Figure 5는 미립 잔골재 치환율에 따른 혼합 잔골재의 조립율 변화를 나타낸 것이다. 미립 잔골재를 치환하지 않은 잔골재와 미립 잔골재를 20% 치환한 혼합 잔골재는 KS F 2526(2007) 및 ASTM C33(2013)에서 제시하고 있는 조립율 2.3~3.1 범위를 만족하는 것으로 나타났으나, 미립 잔골재를 각각 40%, 60% 치환한 혼합 잔골재의 조립율은 각각 2.2 및 1.8로 표준 범위를 만족하지 못하는 것으로 나타났다.

3.2 미립 잔골재 혼입에 따른 슬럼프 저하

Figure 6은 미립 잔골재 혼입 유무에 따른 슬럼프 측정결과를 나타낸 것이다. 미립 잔골재를 사용하지 않은 Plain



Slump 175mm
(a) Plain

Slump 75mm
(b) VFS 20%

Figure 6. Slump loss due to VFS

배합과 동일한 배합조건에서 잔골재 중 미립 잔골재만 20% 치환하여 슬럼프를 측정해 보았으며, 그 결과 슬럼프는 175mm에서 75mm로 급격히 저하되었다. 이는 미립 잔골재가 혼입되어 잔골재의 총 비표면적이 증가하고 이로 인해 구속되는 수량이 증가하게 되어 콘크리트의 점성은 증가하고 유동성은 급격히 저하된 결과로 판단된다. 따라서 미립 잔골재가 혼입될 경우 적정 워커빌리티를 만족시키기 위해서는 단위수량 또는 감수제 사용량을 증가시키고 잔골재율을 조정해야 할 것으로 판단된다.

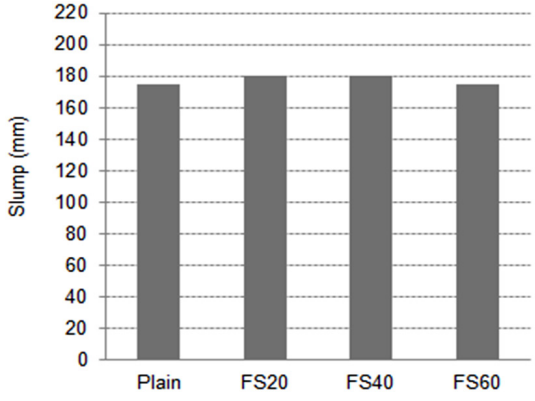


Figure 8. Slump

Table 4. Mixture proportions

Mark	Slump (mm)	W/C (%)	S/a	Unit weight (kg/m³)					AD (×cw%)
				W	C	Acceptance Check		Coarse agg.	
						RS	VFS		
Plain	180 ±25	40	0.49	170	425	844	0	930	0.4
FS20			0.45	183	458	598	156	968	
FS40			0.40	190	475	391	272	1036	
FS60			0.35	196	490	224	351	1103	



(a) Plain (b) FS20 (c) FS40 (d) FS60

Figure 7. Slump testing

3.3 선정배합 및 슬럼프

Table 4는 미립 잔골재를 혼입하지 않은 Plain 배합 대비 동일 감수제 혼입량 조건하에서 목표 슬럼프를 만족하기 위해 선정된 배합을 나타낸 것이다. 또한 Figure 7은 슬럼프 측정 전경을 나타낸 것이고, Figure 8은 각 배합별 측정된 슬럼프 값을 나타낸 것이다.

Plain 배합의 경우 단위수량 170kg/m³, 잔골재율 0.49, 감수제 사용량은 시멘트 중량비로 0.4%였다. 미립 잔골재 치환율이 증가함에 따라 목표 슬럼프를 만족시키기 위해 단위수량은 증가하였으며, Figure 9는 배합별 단위수량 및 단위수량 증가율을 나타낸 것이다. 미립 잔골재를 20~60

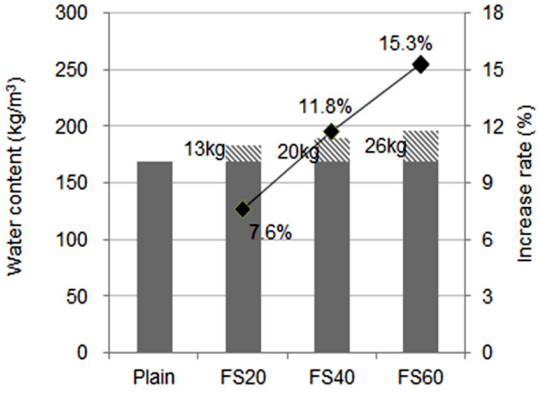


Figure 9. Water content and increase rate

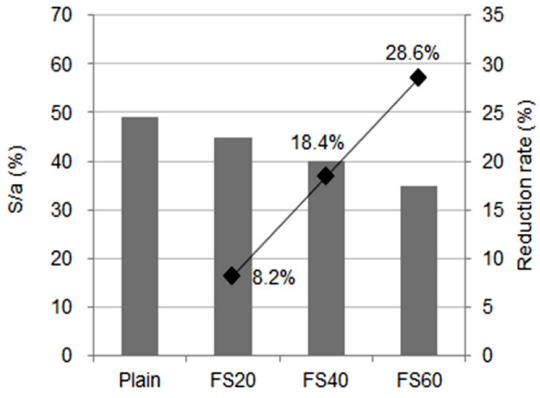


Figure 10. S/a and reduction rate

% 치환할 경우 단위수량은 Plain 배합 대비 7.6~15.3% 증가하였으며, 그 증가폭은 미립 잔골재 치환율이 증가할수록 다소 감소하는 경향을 보이고 있다.

Figure 10은 미립 잔골재 치환율에 따른 잔골재율 및 잔골재율 감소율을 나타낸 것으로, 잔골재 치환율이 증가할수록 잔골재율은 감소하였으며, Plain 대비 최대 약 28.6%까지 감소하는 것으로 나타났다.

Table 5. Compressive strength

Mixture	Strength (MPa)			
	3days	7days	14days	28days
Plain	32.3	42.9	48.4	54.9
FS20	35.9	44.5	54.5	59.3
FS40	34.4	44.6	53.8	58.8
FS60	35.7	45.7	54.0	59.7

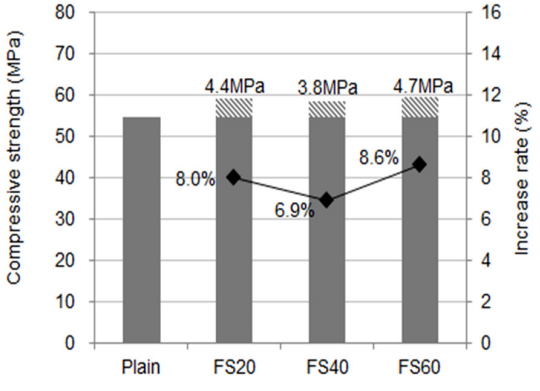


Figure 11. Compressive strength and increase rate

3.4 압축강도 및 인장강도

Table 5는 각 배합별 재령에 따른 압축강도 측정결과를 나타낸 것이고 Figure 11은 배합별 28일 압축강도 및 압축강도 증가율을 나타낸 것이다. Plain 배합의 28일 압축강도는 54.9MPa였다. 미립 잔골재가 혼입된 배합의 28일 압축강도는 57.0~59.7MPa 범위로, Plain 배합에 비해 6.9~8.6% 높은 값을 보이고 있으며, 이는 미립 잔골재 혼입으로 인해 콘크리트가 밀실해진 결과로 판단된다. (Chang ea al, 2001)

Table 6은 각 배합별 재령에 따른 쪼갬 인장강도 측정결과를 나타낸 것이고 Figure 12는 배합별 재령 28일 인장강도 및 인장강도 증가율을 나타낸 것이다. Plain 배합의 경우 28일 인장강도는 2.8MPa였다. 미립 잔골재가 혼입된 배합의 28일 인장강도는 3.5~3.7MPa 범위로, Plain 배합에 비해 약 24.0~28.4% 높은 값을 보이고 있다.

Table 6. Tensile strength

Mixture	Strength (MPa)			
	3days	7days	14days	28days
Plain	1.9	2.8	2.8	2.8
FS20	2.6	2.7	3.2	3.6
FS40	2.1	3.2	3.3	3.5
FS60	2.8	2.8	3.4	3.7

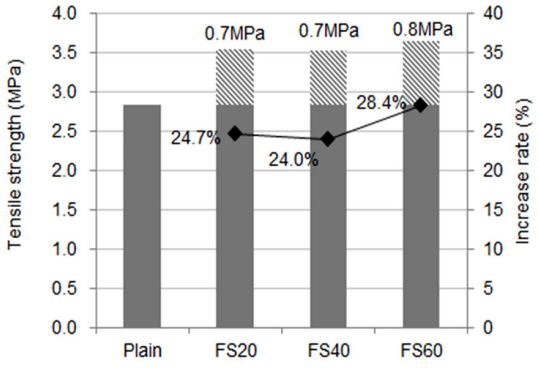
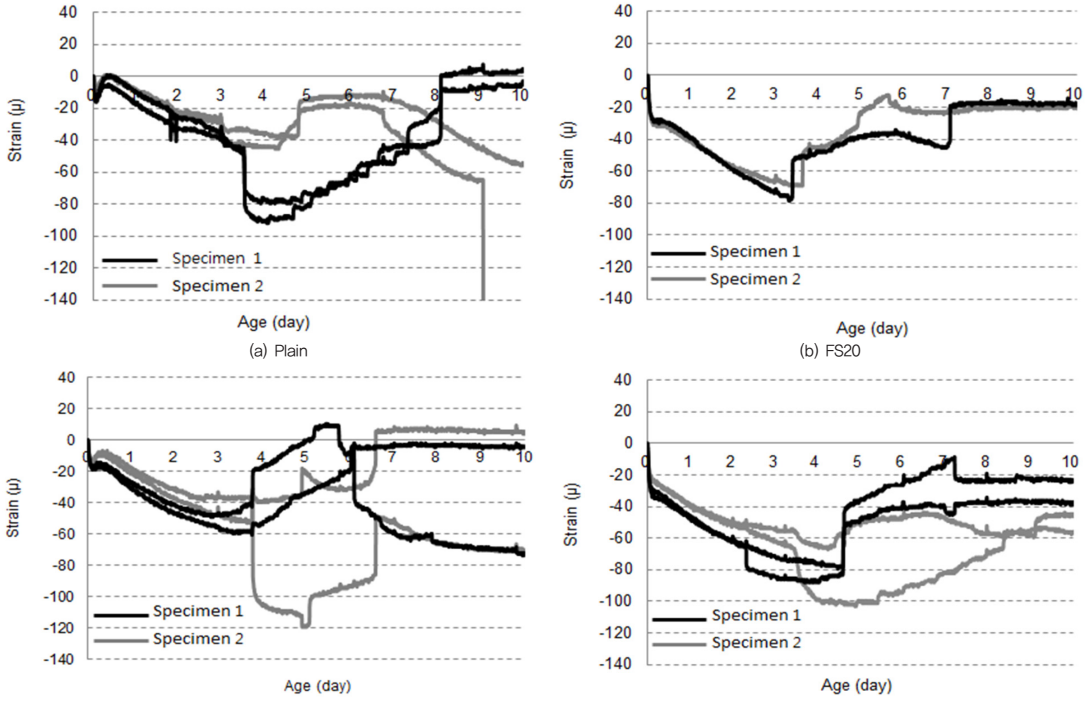


Figure 12. Tensile strength and increase rate

3.5 건조수축 균열특성

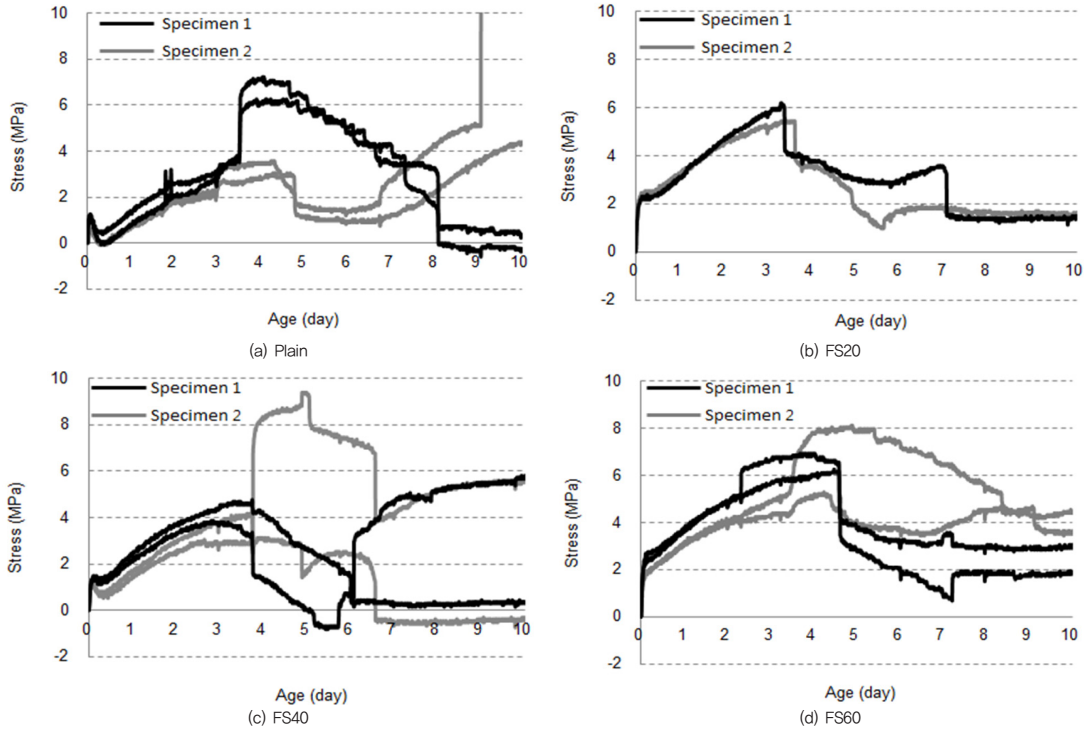
Figure 13은 각 배합 시험체별 내부링의 변형을 측정한 결과를 나타낸 것이고, Figure 14는 측정된 변형을 통해 환산



(a) Plain (b) FS20

(c) FS40 (d) FS60

Figure 13. Shrinkage strain



(a) Plain (b) FS20

(c) FS40 (d) FS60

Figure 14. Shrinkage stress

된 건조수축응력 이력을 나타낸 것이며, 응력은 Eq. (3)을 통해 산출되었다. (Kim et al, 2009)

$$\sigma_c(t) = \epsilon_s(t) E_s \frac{R_{IS}^2}{R_{OS}^2} \frac{(R_{OS}^2 - R_{IS}^2)}{(1-v_S)R_{OS}^2 + (1-v_S)R_{IS}^2} \frac{(R_{OC}^2 + R_{IC}^2)}{(R_{OC}^2 - R_{IC}^2)} \quad (3)$$

여기서, σ_c : shrinkage stress of concrete (MPa)

ε_s : strain of steel ring ($\times 10^{-6}$)

E_s : elastic modulus of steel ring (MPa)

R_{IS} : inner diameter of steel ring (mm)

R_{OS} : outer diameter of steel ring (mm)

R_{IC} : inner diameter of concrete (mm)

R_{OC} : outer diameter of concrete (mm)

건조수축 개시 후부터 균열발생시점까지 시험체 내부링의 변형 특성을 살펴보면, 수축변형이 점차적으로 증가하다가 균열발생 시점에 이르러 수축이 급격히 감소하는 형태와 최대 수축변형 이후 서서히 수축이 감소하면서 균열이 발생하는 형태로 구분될 수 있다. ASTM C 1581(2009)에서는 균열발생시간을 산정하는데 있어 전자와 같이 급격히 수축변형이 감소하는 시점만을 제안하고 있다. 본 연구에서는 수축변형 이력이 후자의 형태를 보이는 경우 육안관찰 및 수축변형 이력을 함께 고려하여 균열발생시간을 산정하였다.

Table 7은 각 배합 시험체별 건조수축 균열 특성을 분석한 결과를 정리한 것이다.

3.5.1 균열발생 시간

Figure 15는 각 배합별 평균 균열발생시간을 나타낸 것으로, 미립 잔골재를 혼입하지 않은 Plain 배합 시험체의 균열발생시간은 4.71일로 나타났다. FS20~FS60 배합 시험체의 균열발생시간은 3.50~3.92일로 나타나, 미립 잔골재가 혼입된 배합은 Plain 배합에 비해 균열발생시간이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 FS20~FS60 배합의 경우 Plain 배합 대비 목표 슬럼프를 확보하기 위한 단위수량 증가하였고 이로 인해 건조수축이 증대한 결과로 사료된다. (ACI 209.1R, 2005) 하지만 미립 잔골재를 혼입한 FS20~FS60 배합만 살펴보면, 미립 잔골재의 혼입율이 증가할수록 단위수량도 증가하였으나 균열발생시간은 점점

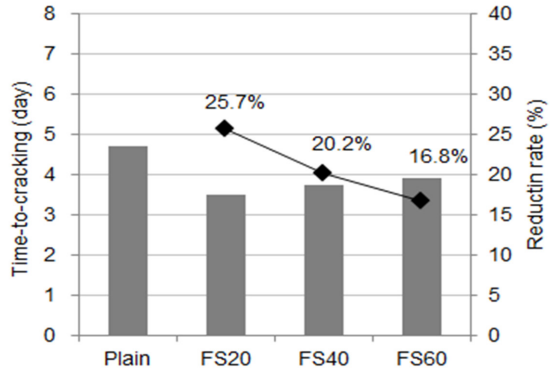


Figure 15. Time-to-cracking and reduction rate

Table 7. Results of drying shrinkage cracking

		Plain				FS20				FS40				FS60			
		Specimen 1		Specimen 2		Specimen 1		Specimen 2		Specimen 1		Specimen 2		Specimen 1		Specimen 2	
		#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2
Strain before cracking	$\times 10^{-6}$	−89	−76	−35	−27	−	−76	−69	−	−61	−43	−40	−55	−82	−78	−56	−65
	AVG.	−82.5		−31		−76		−69		−52		−47.5		−80		−60.5	
Stress before cracking	MPa	6.94	5.97	2.91	2.16	−	6.04	5.44	−	4.77	3.36	3.13	4.33	6.41	6.12	4.40	5.15
	AVG.	6.45		2.54		6.04		5.44		4.07		3.73		6.27		4.77	
Strain rate factor ($\times 10^{-6}$/day$^{1/2}$)		−34.4		−31.2		−41.9		−33.3		−32.9		−32.2		−32.8		−27.6	
Time-to-cracking (day)	Age	4.65	4.85	4.77	4.78	−	3.38	3.62	−	3.76	3.76	3.76	3.76	4.6	4.6	3.24	3.24
	Min.	4.65		4.77		3.38		3.62		3.76		3.76		4.6		3.24	
	AVG.	4.71				3.50				3.76				3.92			
Stress rate (MPa/day)	Result	0.58		0.52		0.83		0.64		0.62		0.60		0.56		0.56	
	AVG.	0.55				0.73				0.61				0.56			

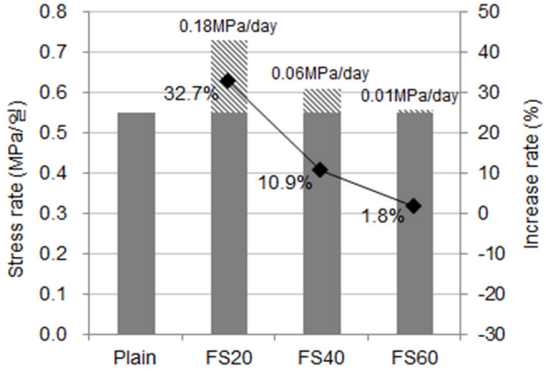


Figure 16. Stress rate and

증가하는 것으로 나타났다. 이는 단위수량 증가와 함께 굵은골재량도 증가하여 건조수축을 구속한 결과로 사료된다. (Pickett, 1956)

3.5.2 건조수축 변형 및 변형율

균열발생 직전까지의 수축변형량을 검토한 결과, Plain 배합 시험체 내부링의 수축변형은 평균 57×10^{-6}을 보이고 있다. FS20 및 FS60 배합 시험체의 건조수축 변형은 각각 73×10^{-6} 및 71×10^{-6}으로 Plain 배합보다 높은 변형을 보이고 있으나, FS40 배합 시험체는 50×10^{-6}으로 나타나 Plain 배합과 유사한 건조수축 변형을 보이고 있다.

건조수축 변형 이력을 토대로 Eq. (1)에 의해 산출된 건조수축 변형률을 검토한 결과, Plain 시험체는 평균 $33\times10^{-6}/day^{1/2}$을 보이고 있다. 미립 잔골재를 혼입한 배합은 $23\sim33\times10^{-6}/day^{1/2}$로 산정되었으며, 미립 잔골재 치환율이 증가할수록 감소하는 경향을 보이고 있다.

3.5.3 건조수축 응력 및 응력률

콘크리트 시험체의 건조수축에 의해 내부링에 발생한 균열발생 직전까지의 수축응력을 검토한 결과, Plain 배합 시험체는 4.5MPa로 산정되었다. FS20 및 FS60 배합 시험체의 건조수축 응력은 각각 5.7MPa 및 5.5MPa로 Plain 배합보다 높은 값을 보이고 있으나, FS40 배합 시험체는 3.9MPa로 나타나 기준 배합보다 낮은 값을 보이고 있다.

Figure 16은 Eq. (2)에 의해 산출된 각 배합별 건조수축 응력률과 그 증가율을 나타낸 것으로, Plain 배합 시험체는 0.55MPa/day로 산정되었다. FS20~FS60 배합 시험체 의 건조수축 응력률은 0.56~0.73MPa/day로, Plain 배합보다 높은 응력률을 보이고 있다.

미립 잔골재를 혼입한 배합 FS20~FS60의 경우, 미립 잔골재 혼입율이 증가할수록 균열발생시간은 증가하고 건조수축응력률은 감소하는 경향을 보이고 있다. 이는 균열발생시간과 동일하게 미립 잔골재 혼입량이 증가할수록 단위수량 뿐만 아니라 굵은골재량도 증가하였고, 증가된 굵은골재량이 건조수축을 제어한 결과로 사료된다.

3.5.4 건조수축 응력 및 인장강도

각 재령별로 측정된 각 배합별 콘크리트의 인장강도 값을 기초로 회귀분석하여 재령에 따른 인장강도 이력을 산출하였으며, 산출된 콘크리트 인장강도와 건조수축 균열 응력을 비교하였다. 회귀분석시 이용된 강도 발현식은 ACI 209(2005)에서 제안하고 있는 Eq. (4)를 활용하였으며, 최소자승법에 의해 상수 a, b를 산출하였다.

$$f_{ts}(t)=\left[\frac{t}{a+bt}\right]f_{ts28} \quad (4)$$

여기서, $f_{ts}(t)$: tensile strength at age t (MPa)
t : age (day)
f_{ts28} : tensile strength at age 28days (MPa)
a, b : constants

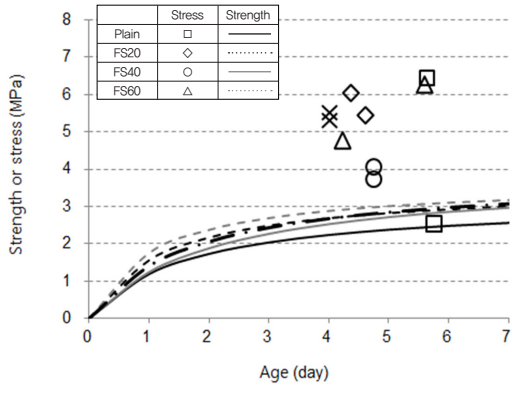


Figure 17. Tensile strength development and shrinkage stress

그 결과 Figure 17에 나타낸 바와 같이 전반적으로 균열발생 직전의 수축응력은 쪼갬시험에 의한 콘크리트 인장강도를 상회하는 것으로 나타났다. 건조수축에 의한 균열발생 시점을 건조수축 응력이 콘크리트 인장강도를 초과할 때 발생하는 파괴현상으로 가정해 볼 때, 기존의 쪼갬 인장시험이나 이보다 더 낮은 값을 보이는 직접 인장시험은 콘크리트의 본래 인장강도를 낮게 평가하고 있는 것으로 사료된다. (ACI 207.2R, 2007)

4_결 론

본 연구에서는 미립 잔골재가 콘크리트용 잔골재로 사용될 경우, 미립 잔골재가 콘크리트의 배합 및 건조수축 균열 특성에 미치는 영향을 검토하였으며, 본 연구범위 내에서 얻은 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 동일 고성능감수제 사용량 조건하에서, 미립 잔골재를 20~60% 치환할 경우 목표 슬럼프를 만족시키기 위한 단위수량은 7.6~15.3% 증가하였으며, 그 증가폭은 미립 잔골재 치환율이 증가할수록 다소 감소하는 것으로 나타났다.

2) 미립 잔골재가 혼입된 배합의 28일 압축강도 및 인장강도는 Plain 배합에 비해 각각 약 6.9~8.6%, 24.0~28.4% 향상되는 것으로 나타났다.

3) 미립 잔골재를 혼입한 배합은 Plain 배합에 비해 균열발생시간이 16.8~25.7% 감소하였으며, 건조수축응력률은 최대 32.7% 증가하는 것으로 나타나, 미립 잔골재를 사용한 배합은 Plain 배합에 비해 건조수축 균열발생 위험도가 증가하는 것으로 나타났다. 하지만 미립 잔골재 혼입량과 건조수축 균열발생 위험도는 비례적인 관계를보이지 않았으며, 배합상 단위수량과 굵은골재량에 영향을 받는 것으로 판단된다.

4) 균열발생 직전의 수축응력 값은 쪼갬시험에 의해 측정된 인장강도보다 높은 값을 보이고 있어, 기존 시험방법에 의한 콘크리트 인장강도 측정결과는 콘크리트 본 래의 인장강도보다 낮게 평가된 것으로 사료된다.

5 실제 실무조건에서 미립 잔골재를 적용할 시에는, 콘크리트의 구조물의 내구성을 고려한 적정 미립잔골재 혼입량, 그리고 시공시 워커빌리티를 확보하기 위한 적정 단위수량과 고성능감수제량의 조합이 요구된다.

참고문헌

1. American concrete institute (2005) ACI 209.1R Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep Hardened Concrete
2. American concrete institute (2007) ACI 207.2R Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete
3. American society of testing and materials (2009) ASTM C1581 Standard Test Method for Determining Age at Cracking and Induced Tensile Stress Characteristics of Mortar and Concrete under Restrained Shrinkage
4. American society of testing and materials (2013) ASTM C33 Standard specification for concrete aggregate
5. Chang, T., Lin, S., Lin, H. and Lin, P. (2001) EFFECTS OF VARIOUS FINENESS MODULI OF FINE AGGREGATE ON ENGINEERING PROPERTIES OF HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 24(3), 289-300
6. Jeon, S., Choi, M., Yoo, J., Kim, Y. and Kim, Y. (2008) Quality control of mass and hot weather concrete in the middle east countries, Journal of korea concrete institute, 20(6), 51-57
7. Korea agency for technology and standards (2006) KS F 2423 Method of test for split tensile strength of concrete
8. Korea agency for technology and standards (2007) KS F 2402 Method of test for slump of concrete
9. Korea agency for technology and standards (2010) KS F 2405 Standard test method for compressive strength of concrete
10. Korea agency for technology and standards (2007) KS F 2526 Concrete aggregate

11. Kim, G., Choi, H., Lee, E., Nam, J. and Han, M. (2009) A study on the development of flat-ring type restrained test method and performance evaluation for evaluating shrinkage cracking properties of concrete in early age, *Journal of Korea Institute for Structural maintenance Inspection*, 13(3), 188-196
12. Pickett, G. (1956) Effect of aggregate on shrinkage of concrete and hypothesis concerning shrinkage. *Journal of Amaerican Concrete Institute*, 52, 581-590

건설공사장 이동식 방음시설물의 음향특성

Site Mitigation Plan for Noise Sources from Construction Sites by Developing Movable Noise Barriers

임정빈
건축연구팀 책임연구원
jungbin.im@daewooenc.com

본 논문은 2015년 한국소음진동공학회 논문집 Vol.25, No.1, pp. 58–64에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

There are a lot of different types of noise from construction site and it depends on construction stage, equipment type and number of operating equipments. The problem is that the almost noise from construction site is high level and some kinds of noise levels are over 100dB. In addition, if construction site is located in downtown, there are a few options to reduce noise level. Therefore several site mitigation plans were developed to reduce different types of construction noises such as breaker work, gang form and asphalt saw. They were applied in site and evaluated noise reduction performance. The test result of site insertion loss was between 4~8dB depends on the equipment and type of work.

Keywords : construction noise, mitigation plan, movable noise barrier

1_서론

도심지에 위치해 있는 건설공사장의 경우 인접건물과의 거리가 가까운 것이 특징이다. 따라서 주변에 거주하거나 각종 공사의 진행을 위하여 공사장에 투입되는 건설장비들은 건설공사장내 소음진동발생의 주된 원인이 되고 있다. 그러나 건설현장에 투입되는 건설장비의 소음의 측정 자체가 쉽지 않고(1~2) 항타기와 같은 소음레벨이 100dB가 넘는 건설장비들이 건설현장에 투입되면 현장에서의 소음저감 대책은 유명무실해 지는 것이 특징이다. 최근 저소음 장비개발에 대한 연구가 진행되고 있으나 건설장비 자체의 소음을 줄이는 일은 쉽지 않고 비용이 많이 발생하기 때문에 건설장비 제조사들의 자발적인 저감노력을 기대하기 어렵다. 게다가 저소음장비를 반드시 사용해야 하는 규제기준이 없어 개발을 한다고 해도 공기가 촉박한 건설공사장에서는 장비선택시 소음적인 측면보다는 공사진행에 좀 더 효율적인 장비 선택할 수밖에 없는 실정이다. 따라서 도심지 공사 수행시 소음으로 인한 민원이 많이 발생하고 있으며 건설장비의 작업소음저감을 위하여 이동식 방음시설물들을 제작하여 소음원 주변에 설치하고 있으나 자중 때문에 이동시키기가 용이하지 않으며 공사진행을 방해 하는 경우가 많다. 게다가 건설공사장 소음에 관한 다양한 연구가 진행 되고 있으나(3~5) 건설현장에서 적용하는 이동식 방음시설물에 대한 연구는 없는 실정이다. 따라서 본 연구에서는 건설공사장의 이동식 방음시설물 제작시 적용가능한 자재들의 기본적인 흡차음성능을 평가하고 건설장비별로 현장에서 적용가능한 이동식 방음시설물을 개발하고 소음저감성능을 평가하였다.

2_건설공사장 이동식 방음시설물

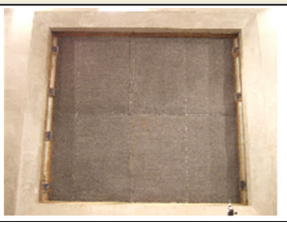
본 연구에서는 대부분의 이동식방음시설물에 활용되는

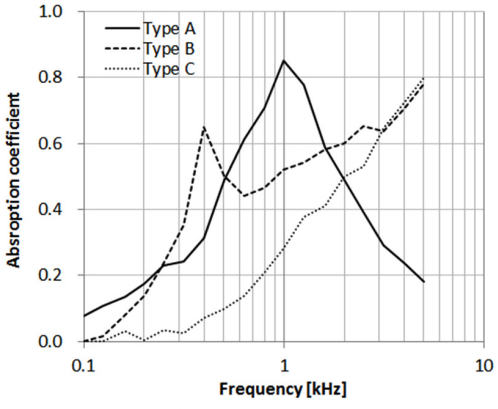
금속재 가설방음판(Type A)과 2종류의 흡차음 복합시트(Type B, Type C)를 사용하였다. Type A는 현장에서 주로 사용하고 있으나 이동식 방음시설물을 제작하였을 때 자중 때문에 현장에 이동시키기가 어려워 공사 작업 효율이 많이 떨어지는 단점이 있다. Type B와 Type C는 흡차음 복합시트를 사용함으로써 흡차음 재료의 무게를 40~50% 정도 경량화 하였다. 특히 전면에는 흡음재, 후면에는 차음시트(또는 차음시트와 흡음재)로 복합시트를 구성하여 흡음면이 소음원 방향으로 전면 노출시킴으로써 흡음효과를 최대화하고 반사음을 줄일 수 있도록 제작하였다. 이동식 방음시설물에 적용될 재료의 기본적인 흡차음 성능을 알아보기 위하여 잔향실에서 실험을 실시하였으며 Table 1에서는 각 타입별 자세한 구성 및 실험사진, 그리고 흡차음성능평가 결과의 단일수치 평가량이 제시되어 있다.

흡음성능의 경우 Type A의 경우 NRC 값이 0.51로 복합시트로 구성된 다른 2종류보다 높았으며 차음성능의 경우 Rw값이 22~24dB로 비슷한 수준이었다. 주파수 대역별 측정결과는 다음의 Figure 1과 같다.

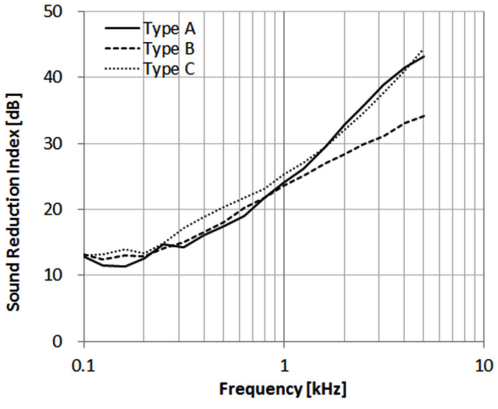
건설현장에는 많은 장비들이 투입되어 공사를 수행하기 때문에 각 장비별 특성에 맞는 소음저감대책이 필요하다. 또한 같은 장비라고 해도 작업의 종류에 따라 발생되는 소음의 특성이 달라지므로 장비의 종류, 작업종류에 따라서

Table 1. Material details for Mitigation plans

Properties / Type	A	B	C
Shape			
Thickness	20mm	7mm	24mm
Weight	10kg/m^2	4.6kg/m^2	6.3kg/m^2
Components	Galvanized steel0.6mm + Polyester10mm + Galvanized steel0.6mm	Acoustic sheet2mm + Superfine fibers5mm	Polyester18mm + Acoustic sheet 2mm + Plastic 4mm
NRC	0.51	0.46	0.23
Rw	22dB	22dB	24dB



(a) Absorption coefficients



(b) Sound insulation

Figure 1. Laboratory test results

이동식 방음시설물의 형태 및 적용방법이 달라져야 한다. 따라서 본 논문에서는 Type A, B, C의 흡차음성능 평가결과를 토대로 건설현장에 투입되는 장비중에서 성가심을 가장 많이 유발하는 장비인 브레이커의 작업(6) 중 발생하는 소음 및 엔진작동소음, 거푸집 해체작업소음, 아스팔트 컷팅기 소음저감을 위한 이동식 방음시설물을 제작하여 현장에 적용하고 소음저감효과를 알아보았다.

3_계측 계획

3.1 브레이커 작업소음

3가지 흡차음 구조 (Type A, B, C)로 현장에서 브레이커 작업시 소음저감을 위한 이동식방음벽을 제작하였다. 브레이커 작업의 특성상 파손되기 쉬운 방음판의 교체를 쉽게 할 수 있는 구조로 제작하였으며 이를 위해 가설방음판을 H빔 사이에 상부에서 삽입하는 방법으로 제작하였다. 브레이커 작업시 이동식 방음시설물의 설치 전후의 소음레벨을 측정하였으며 현장 삽입손실 평가모습은 Figure 2와 같으며 방음시설물(이동식 방음벽) 시작품에 대한 현장 삽입손실을 측정하기 위해 Figure 3과 같이 브레이커를 중심으로 반경 10m 떨어진 위치에 45도 간격으로 마이크로폰을 지면 위 1.2m 높이에 설치하였다. 브레이커로 암을 파쇄할 때 발생하는 소음은 계속 변동하기 때문에 각각의 측정마다 전면 4m 높이에 기준 마이크로폰(Ref. Mic.)을 설치하여 변동소음의 크기에 대한 보정 자료로 이용하였다.

기준 마이크로폰의 측정결과를 이용하여 보정한 측정방향별 삽입손실을 Figure 4에 표시하였다. 측정결과 금속재

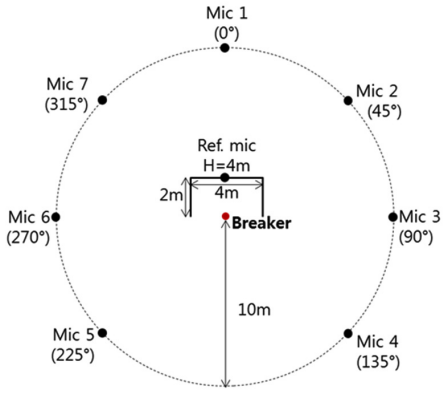


Figure 3. Measurement position for breaker work

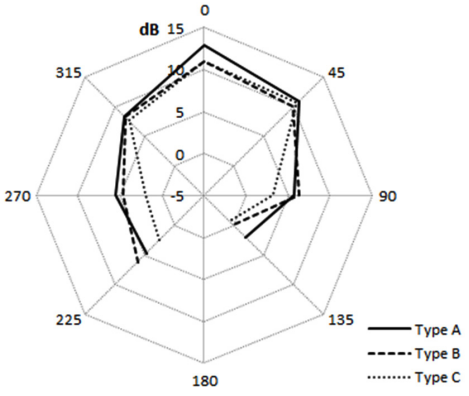
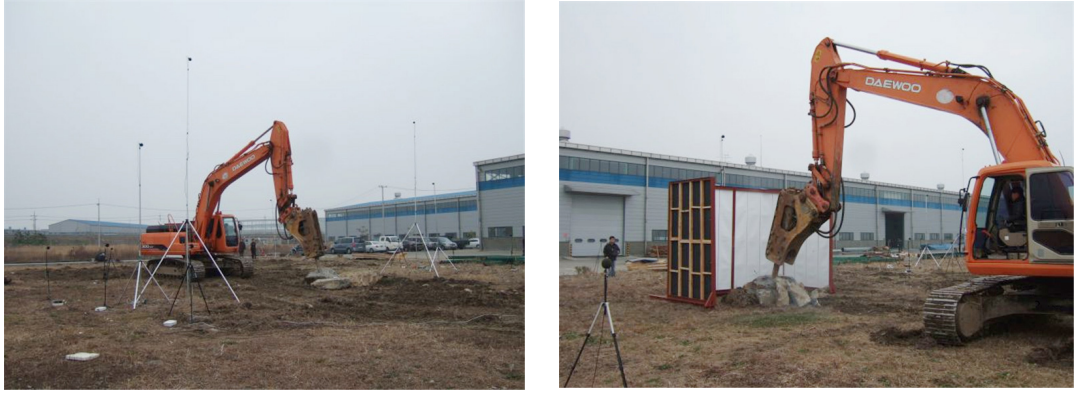


Figure 4. Insertion loss test result of temporal barrier for breaker work



(a) Before installation (b) After installation

Figure 2. Site insertion loss test of temporal barrier for breaker work

방음판을 사용한 Type A의 삽입손실이 대체로 전 방향에서 높게 나타났다. 극세사 흡음재 흡차음 복합시트를 사용한 Type B 및 플라스틱 흡음재 흡차음 복합시트를 사용한 Type C의 삽입손실은 Type A에 비해 낮으나 비교적 양호한 결과를 나타내었다. 복합시트를 사용한 이동식 방음벽의 삽입손실은 10dB 내외이지만 복합시트의 연결부 틈새를 보완할 경우 삽입손실은 증가할 것으로 예상된다.

3.2 엔진소음

브레이커의 엔진 또한 작업 중 소음을 유발시키는 원인이 되므로 엔진소음을 저감시키기 위한 탈부착식 방음시설물을 제작하였다. 시작품 제작을 위한 재료는 Type B 흡차음 복합시트를 사용하였고 굴삭기 작업의 특성상 발생된 열이 배출되도록 측면의 복합시트 소재를 조각으로 만들었다. 방음시설물(이동식 방음벽) 시작품에 대한 현장 삽입손실을 측정하기 위해 브레이커를 중심으로 반경 7.5m 떨어진 위치에 마이크로폰을 지면 위 1.5m 높이에 설치하였다. Figure 5는 브레이커 엔진가동시 방음시설물 유무에 따른 삽입손실을 측정하는 모습이며 다음의 Figure 6은 측정결과이다. 복합시트를 사용한 이동식 방음벽의 삽입손실은 약 4dB로 이는 발생되는 열의 배출을 위해 만들어진 틈새 때문으로, 연결부 틈새를 보완할 경우 삽입손실은 증가할 것으로 예상된다.



(a) Before installation (b) After installation

Figure 5. Site insertion loss test of temporal barrier for breaker engine noise

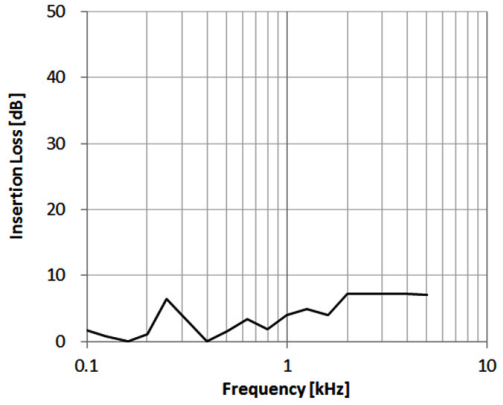


Figure 6. Insertion loss test result of temporal barrier for breaker engine noise

4_거푸집 해체작업 소음저감

거푸집 해체작업 중 발생하는 철재 낙하물의 충격성 소음으로 인해 공사 현장 주변지역에서 소음민원이 끊이지 않고 있는 실정이다. 창호 등의 개구부를 통해 외부로 전파되는 이러한 충격성 소음을 저감하기 위해서 개구부에 가볍고 탈부착이 용이한 Type B 흡차음 복합소재를 방음커튼 형태로 구성하여 소음의 전파경로를 차단하고자 하였다. 이를 위해 공사가 진행중인 현장에서 방음커튼의 음향삽입손실을 측정하였다.

4.1 거푸집 해체 작업소음

거푸집 해체작업을 진행하면서 현장 내부 및 인접동 내부

에서 소음계를 이용하여 1분 동안의 등가소음(Leq, 1min)을 측정하였다. 측정위치 사이의 거리는 28m 이며, 방음커튼을 설치하기 전과 방음커튼을 설치한 경우에 대해 측정을 수행하였다. Figure 7은 개구부에 방음커튼을 설치하고 실내에서 거푸집을 해체하는 전경을 나타낸 것이다.



Figure 7. Demolition work of gang form

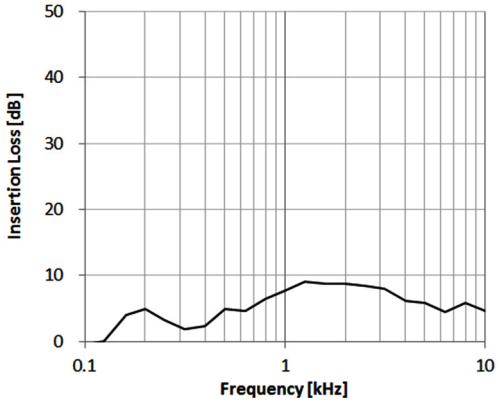


Figure 8. Insertion loss test result of gang form demolition work

측정 결과 거푸집 해체작업 중 발생하는 충격성 소음의 크기는 실내에서 평균 105dB(A) 내외이며, 최대 120dB(A)를 초과하는 경우도 나타났다. 방음커튼 시공 전후의 소음저감량 차이는 평균 8.4dB로 나타났으며 최대 등가소음도로 평가할 경우, 평균 10.7dB 로 나타났다. 따라서 거푸집 해체작업시 방음커튼을 활용할 경우 최대 약 10dB 정도의 소음을 저감할 수 있을 것으로 사료된다.

4.2 현장 삽입손실 측정

거푸집 해체작업 중 발생하는 소음은 단발성의 충격성 소음이므로 방음커튼 설치 유무 및 방음커튼의 종류에 따른 정확한 성능비교가 곤란하므로 스피커를 이용한 정상상태(steady state)의 측정을 수행하였다. 아파트 내부에 설치된 스피커에서 백색잡음(white noise)을 발생시키면서 내부와 외부에서 소음계를 이용하여 1분 동안의 등가소음(Leq, 1min)을 측정하였다. 이 때 외부에서의 측정위치는 외벽으로부터 각각 28m 이격되어 있는 3곳을 정하였다. 측정 결과 방음커튼 시공 전후의 소음저감량 차이는 평균 23.4dB 로 나타났다. 거푸집 해체작업시에 비해 스피커 실험의 경우, 방음커튼의 소음저감효과가 매우 높게 나타났으며 특히 1kHz 이상의 주파수 대역에서 효과가 좋은 것으로 나타났다.



Figure 9. Site insertion loss test of temporal barrier for gang form demolition work (white noise)a

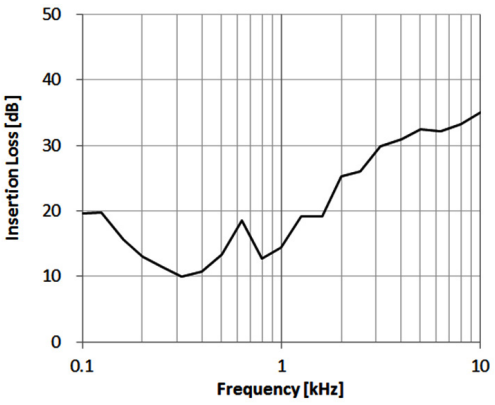


Figure 10. Insertion loss test result of gang form demolition work with white noise

5_아스팔트 컷팅기 소음저감

Figure 11 (a)와 같은 아스팔트 컷팅기는 건설현장에서 자주 사용하는 고소음 장비로서 약 90dB 이상의 소음을 발생함으로써 도심지 이면도로 작업시 많은 소음민원을 유발하고 있다. 본 연구에서는 아스팔트 컷팅기와 함께 이동하면서 소음전파를 차단할 수 있도록 Figure 11 (b) 와 같이 Type B의 흡차음 복합시트를 이용한 터널형 이동식 방음벽을 개발하였다. Figure 12는 터널형 이동식 방음벽 적용 전후의 소음도를 비교한 것으로서 5m 측면과 후면에서 측정한 결과이다. 측면에서는 4.4dB, 후면에서는 5.5dB의 소음저감효과가 있음을 알 수 있다. 이동식 방음벽의 길이가 제한되어 있고 전면과 후면이 밀폐되어 있지 않은 점을 고려할 때 5dB의 소음저감효과는 양호한 것으로 판단되며, 도심지에서 유용하게 활용할 수 있을 것으로 사료된다.

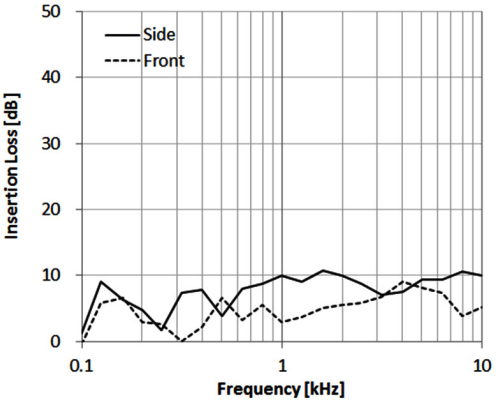


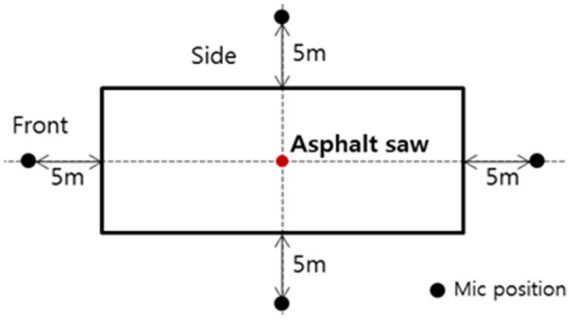
Figure 12. Insertion loss test result of asphalt saw



(a) Before installation



(b) After installation



(c) Measurement position

Figure 11. Site insertion loss test of temporal barrier for asphalt saw

6_결 론

본 연구에서는 건설공사장에서 민원을 유발하는 소음원인 브레이커 작업 및 엔진소음, 거푸집 해체작업소음, 아스팔트 컷팅기 소음의 소음저감을 위한 건설현장 이동식 방음시설물을 개발하고 현장에 적용하여 삽입손실을 평가하였다. 브레이커 작업소음의 경우 기존의 ㄷ자형 이동식 방음시설물의 단점인 자중을 줄이면서도 현장의 삽입손실 성능은 유지할 수 있는 이동식 방음시설물을 개발하였다. 또한 엔진소음저감을 위한 방음커버를 제작하였으며 4dB 가량의 소음저감 효과를 관찰하였다. 거푸집 해체작업소음의 경우 방음커튼으로 제작하여 작업시 평균 8.4dB 가량 저감되었다. 아스팔트 컷팅기의 경우 터널형 이동식 방음벽으로 제작하여 5dB 가량의 소음저감효과를 확인하였다. 건설현장에서 공사수행시 이동식 방음시설물로 소음을 저감하는 데에는 한계가 있으므로 향후 건설장비 자체의 소음을 저감하기 위한 연구가 진행되어야 할 것이다.

참고문헌

1. E.K. Manatakis, 2000, A new methodological trial on statistical analysis of construction equipment noise, Applied Acoustics Vol. 59, No. 1, p.67-76.
2. H. Yoshinaga, et al, 2006, Analysis of individual machine noise in construction (2), internoise2006.
3. J. Y. Chung et al., 2010, Acoustic Properties of Temporary Noise Barriers on Construction Site, The Korean Society for Noise and Vibration Engineering, Vol. 20, No. 2, pp.191~198.
4. Ma Jesus Ballesteros et al, 2010, Noise emission evolution on construction sites. Measurement for controlling and assessing its impact on the people and on the environment, Building and Environment Vol. 45, No. 3, pp.711~717.
5. David A. Towers, 2001, Mitigation of community noise impacts from nighttime construction, Construction and materials issues 2001 pp.106~120.
6. S. C. Lee and J. Y. Jeon, 2013, Assessment of Annoyance Cause by Different Types of Construction Noises, The Korean Society for Noise and Vibration Engineering, Vol. 23, No. 12, pp.1111~1116.

강풍에 대한 주거건물 구형 창호의 확률적 저항성능 평가

Evaluation of Probabilistic Capacities of Old Window Systems in Residential Buildings for Strong Winds

김주연
건축연구팀 선임연구원
juyeon.kim@daewooenc.com

김지영
기술개발팀 수석연구원
jiyoung.kim@daewooenc.com

문기훈
건축연구팀 선임연구원
kihoon.moon@daewooenc.com

본 논문은 2015년 한국방재학회 Vol.15, No.1, pp. 9–16에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

The fragility of the old window systems need to be evaluated to expect damage levels because they were generally designed based on experiences without specified engineering procedures. The probabilistic resisting capacities of the old window systems are required to perform fragility analysis. Firstly, the types of old window systems were investigated to classify size, material, structural systems, etc. The structural components of each window system are classified and their resisting capacities are evaluated through structural tests or using previous experiment results and specifications. Finally, the probabilistic resisting capacity of each window type is evaluated by the Monte Carlo simulation. By summarizing the evaluation results, the probability parameters of resistances for old window systems are provided for the fragility analysis.

Keywords : fragility, window system, probabilistic resisting capacity, Monte Carlo simulation

1. 서론

2003년 태풍 매미가 부산지역을 강타하였을 때 해안지역에 위치한 아파트 발코니 창호가 심하게 손상되는 사례가 보고되었다. 또한, 2010년 강화도에 상륙하여 수도권을 관통한 태풍 곤파스의 경우에도 노후 주거용 아파트 발코니 창호에 많은 피해를 발생시켰으며, 수목의 전도, 광고판 탈락 및 도로 표지판 전도와 같은 피해상황도 발생하였다. 바람하중과 관련된 도시 시설물 중 외부창호는 태풍 발생 시 많은 피해가 발생하는 시설물 중 하나이다.

강풍에 의한 외부창호의 손상을 줄이기 위해서는 외부창호의 내풍 저항성능을 정확히 평가할 수 있어야 한다. 이를 규명하기 위해서는 실제 창호에 작용하는 풍압력을 산정하고 창호시스템의 구조성능을 평가하는 것이 필요하다. 창호에 작용하는 풍압을 산정하는 방법은 대표적으로 기준에 의한 방법과 풍동실험에 의한 방법으로 구분된다. 이러한 풍동실험의 기본적인 수행방법 및 절차에 대해서는 ASCE 7(2010), KBC (2009) 등과 같은 국내외 설계기준에 규정되어 있다.

그러나 풍동실험은 많은 비용과 기간이 소요되기 때문에 모든 대상 건축물에 적용하기에는 실무적으로 한계가 있다. 이를 위해 건축물의 대표적 형상을 일반화하고 이에 대한 풍동실험을 수행하여 일반화된 설계용 풍하중을 기준으로 제시하고 있다. 기존 연구동향에 따르면 창호의 내풍 저항성능을 평가하기 위한 풍하중 산정방법에 대해서는 풍동실험 및 기준을 통해 신뢰성 있는 결과를 얻을 수 있다고 사료된다. 그러나 강풍발생 시 창호 시스템의 취약도를 평가하기 위한 구조성능에 대해서는 체계적으로 도출된 연구결과가 부족한 실정이다.

Ham (2004)은 시공이 적절하게 이루어진 경우 외장재

시스템의 주된 파괴 원인이 1)피크 풍압력의 부적절한 산정; 2) 극한재료성능의 불확실성이라고 분석하였다. 여기에서 피크 풍압력의 경우 기준 및 풍동실험을 통해 평가가 이루어진다면 적정한 피크 풍압력이 설계에 반영될 수 있으므로 이에 대한 원인은 크지 않을 것이라고 판단하였으며, 대부분 극한재료성능의 불확실성으로 인해 강풍에 의한 외장재의 피해가 발생하는 것으로 추정하고 있다. 그러나 대부분의 Mock-up시험이 정적인 하중의 재하로 이루어지고 있으므로 동적인 풍압력의 효과를 고려할 수 있는 시험이 필요하다고 제시하고 있다.

Kim (2003)의 연구에서는 태풍 매미 발생 시 부산지역 도시 시설물에 대한 피해조사를 실시하고 피해원인에 대한 분석을 수행되었다. 이 연구에서는 특히 창호의 피해가 도래한 풍속의 피크값이 순간적으로 크게 발생한 원인도 있지만 알루미늄 샤시 창호에 대한 설계 지침 및 안전지침이 부재한 원인이 크다고 기술하고 있다. 또한 다양한 건물의 형상 및 배치에 따라 국부적으로 큰 풍압력이 발생한 것도 피해의 한 원인이라고 지적하고 있다. 따라서 향후에는 샤시 제조업체, 설계업체 등이 협업하여 설계기준 및 시공기술지침서를 정비할 필요가 있다고 제시한다.

이처럼 창호의 내풍 저항성능을 평가하기 위한 풍하중 산정방법에 대해서는 풍동실험 및 기준을 통해 신뢰성 있는 결과를 얻을 수 있다고 사료된다. 그러나 과거 피해사례를 보면 대형 태풍 발생 시 외장재의 피해가 발생하고 있으므로 실제 창호의 내풍 저항성능을 평가하는데 고려하지 못한 요소가 있을 것으로 추정할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 향후 대형 태풍 발생 시 도시 단위의 피해를 사전 예측할 수 있도록 실제 구형 창호 시스템의 저항성능을 분석 · 제시하고자 한다. 이를 위해 도시 시설물 중 가장 일반적인 건축물 창호에 대한 보유성능을 해석 및 실험적 방법으로 규명하고 저항성능을 도출하고자 한다.

창호와 같은 도시 시설물의 내풍 취약도를 정량적으로 추정하기 위해서는 창호의 재료성능 불확실성을 고려한 창호 시스템의 정량적인 구조성능평가가 필요하다. 창호를 구성하는 구조재, 정착장치, 유리 등의 요소를 구분하고 각각의 요소에 대한 확률적인 성능평가를 수행하고, 이를 조합하여 몬테카를로 시뮬레이션 방법을 사용하여 창호시스템 전체의 저항성능을 규명하였다.

2_창호 시스템 저항요소

창호 시스템은 창호의 종류에 따라 형상이 다소 달라질 수 있지만 Fig. 1.과 같이 크게 수직-수평바, 유리, 창틀, 고정앵커, 고정철물과 같은 세부저항 요소로 구분할 수 있다. 각각의 세부 저항 요소의 특성을 살펴보면 다음과 같다.

수직-수평바는 창호에 작용하는 풍압을 창틀 및 고정용 철물에 전달하는 구조부재이다. 재료에 따라 알루미늄, Steel 등으로 구분될 수 있으며, 최근에는 알루미늄 창호 대신 PVC 틀에 Steel bar 심재를 사용한 시스템 창호 제품이 많이 사용된다.

유리는 구조적으로 풍압을 직접 받아 수직-수평바 및 창틀에 전달하는 구조요소이다. 슬래브와 같이 면 외 방향의 2차원적인 변형을 발생시키며 풍압에 저항한다.

창틀은 수직-수평바 및 유리에서 전달되는 풍하중을 고정용 철물에 전달하는 역할을 한다. 그러나 고정용 철물에 의해 좁은 간격으로 구속되어 고정되므로 구조적인 변형이 제한적으로 발생하며, 대부분 별도의 구조검토가 필요하지 않다.

고정철물은 주로 창틀의 하부에 설치되어 창호의 자중을 지지하고 정압 및 부압의 풍압력을 구조체에 전달한다. 횡으로 전달되는 풍하중을 지지하며, 수직방향으로는 창

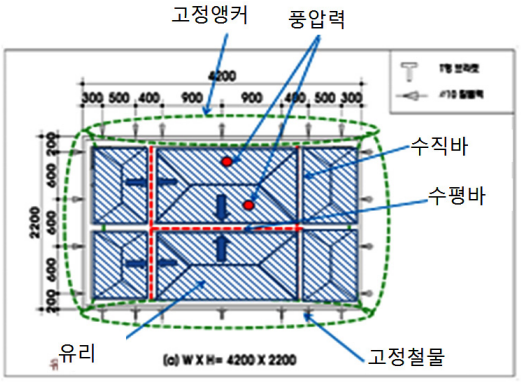


Fig. 1. Structural Components of Window Systems

호가 얹혀 자중을 지지하도록 하는 구조이다.

고정앵커는 나사피스와 같은 형상으로 창틀과 골조를 직접 연결한다. 앵커의 전단내력으로 풍하중에 저항한다.

위에서 설명한 세부 저항요소에 대한 요소 저항성능을 수행함으로써 전체 창호 시스템의 저항성능을 규명할 수 있다. 각각의 저항성능은 문헌자료 또는 실제 실험을 통해 규명하였다.

3_저항성능 평가방안

Kim (2003)과 Ham (2004)가 제시한 바와 같이 기 시공된 창호 시설물은 설계절차의 부재 및 노후화와 재료의 극한 물성치에 대한 불확실성을 포함하고 있기 때문에 개별 보유저항성능을 확정적인 대표값으로 나타내기 어렵다. 따라서 도시 시설물의 풍해 취약도를 평가하기 위해서는 각각의 시설물이 보유하고 있는 풍해 저항성능을 확률적 모델을 이용하여 제시하는 것이 요구된다.

Fig. 1.과 같이 전체 창호 시스템에 풍압이 작용하면 유리 → 수직 / 수평바 → 고정앵커 / 철물의 단계로 힘이 세부 저항요소로 전달되며, 이 때 세부 저항요소 중 가장 취약한 요소의 파괴로 인해 전체 창호 시스템의 파손이 결정된다. 즉, 전체 창호 시스템의 저항성능과 피해유형이 결정될 수 있다.

따라서 전체 시스템에 대한 저항성능을 확률적으로 평가하기 위해서는 개별 세부 저항요소에 대한 저항성능을 규정하는 것이 필요하다. 먼저, 각각의 요소별 저항성능(보유내력)은 Eqs. (1)과 같이 정규분포를 따르는 것으로 가정한다.

$$f_R(r) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_R} exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{r-\mu_R}{\sigma_R}\right)^2\right] \quad (1)$$

각 세부 저항요소의 저항성능은 개별 부재의 내력으로 결정되며, 각각의 저항성능은 각각의 물리량으로 표현된다. 유리의 2차원 면외 휨응력에 의해 내력이 결정되므로 응력의 단위로 저항성능이 표현되며, 수직 – 수평바의 경우에는 금속 부재 단면의 휨모멘트 내력으로 저항성능이 결정되므로 모멘트 단위의 저항성능으로 표현된다. 고정앵커 및 고정철물은 전체 풍압력을 전단거동에 의해 구조체로 전달하는 역할을 하므로 저항성능은 힘의 단위로 정의될 수 있다.

이와 같이 개별 세부 저항요소는 각각 다른 물리량으로 저항성능이 결정되지만 전체 창호 시스템의 저항성능은 작용하는 풍압력의 단위(kPa)로 표현되어야 한다. 즉, 특정한 취약요소의 손상으로 창호시스템이 파괴될 경우 특정요소의 파괴 응력이 전체 창호 시스템의 풍압력 단위로 변환될 필요가 있다. 먼저, 창호 시스템에 작용하는 풍압력에 의해 각 세부요소에 발생하는 응력, 휨모멘트, 전단력 등을 하중영향(L_e)이라고 하면, 하중영향과 풍압의 관계는 영향계수(I_e)로 다음의 Eqs. (2)와 같이 나타내어진다.

$$L_{ej} = I_{ej} p_i \quad (2)$$

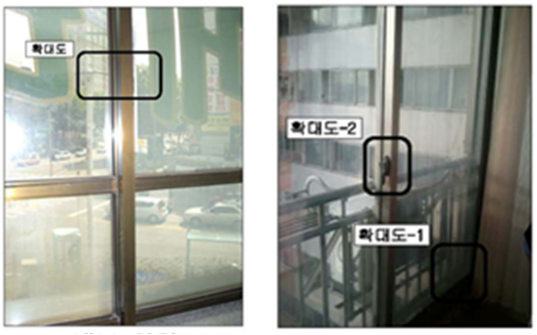
여기서, L_{ej}는 j 요소의 하중영향, I_{ej}는 j 요소의 영향계수, p_i는 i 단계의 외부 풍압력이다. Eqs. (2)로부터 특정 세부요소가 극한 하중영향(최대내력)에 도달하였을 때 전체 창호 시스템의 보유저항성능의 풍압력(최대풍압)을 구할 수 있다.

각 세부 저항요소별 저항성능이 정의되면 창호 시스템 전체의 저항성능으로 조합될 수 있다. 그러나 세부요소별 확률밀도함수(정규분포)를 조합하여 이론적으로 전체 창호시스템의 저항요소를 나타내는 확률밀도 함수를 구하는 것은 쉽지 않으며, 파괴를 발생시킨 요인을 분석할 수 있는 취약요소를 구분하는 것이 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 몬테카를로 시뮬레이션을 이용하여 세부 저항요소의 저항성능을 무작위적으로 가정한 뒤 전체 창호 시스템의 저항성능을 분석하는 기법을 적용하였다.

창호 시스템의 각 세부저항요소별로 확률밀도함수를 정의하고, 각각의 세부저항요소에 대한 저항성능을 난수발생을 통해 시뮬레이션 한다. 그리고 시뮬레이션을 통해 정해진 각 요소별 저항성능을 바탕으로 창호별 저항성능을 평가한다. 이러한 과정을 수천 ~ 수만번을 반복하면 창호의 저항성능에 대한 시뮬레이션 결과가 도출되며, 이로부터 창호 시스템의 저항성능 확률밀도 함수를 도출할 수 있다. 이와 같은 저항성능 시뮬레이션을 통해 전체 시스템의 저항성능을 규명할 수 있을 뿐만 아니라 창호 손상의 주요원인도 분석할 수 있다.

4_각 요소의 저항성능

본 연구에서는 창호 중 구형 창호에 대한 내풍 저항성능을 평가하였다. 내풍 저항성능 평가를 수행할 대상 구형 창호는 실제 현장조사 및 문헌조사를 바탕으로 대표형상을 도출하였다. 그 결과 창호 시스템은 크게 슬라이딩 타입과 고정형 타입으로 구분되며, 각 타입별 형상은 Fig. 2.와 같다. 고정형 타입은 상가 또는 오피스 건물에 주로 사용되고 있으며, 슬라이딩 타입은 아파트 발코니 외부에 시공 후 추가로 설치된 발코니 창에 주로 사용되고 있는 창호 타입이다. 구형 창호의 경우 주로 알루미늄 샤시로 수평-수직바 및 창틀이 구성되어 있는 것으로 조사되었다.



(a) stick type (b) sliding type

Fig. 2. Representative shape of old window systems

창호타입은 건물의 높이에 따라 창호의 Bar size가 구분되는 것으로 나타났다. 이는 건물의 높이가 높을수록 설계풍속이 높아져 풍압력이 증가하기 때문인 것으로 추정된다. 따라서 창호 대표형상이 실질적으로는 건물 높이보다는 Bar size에 직접적으로 영향을 미치는 풍압력으로 구분하는 것이 타당한 것으로 판단되어, Table 1.과 같이 조사된 건물의 설계용 풍압을 기준으로 창호의 대표형상을 분류하였다.

창호 시스템의 각 요소의 저항성능은 문헌자료 또는 실제 실험결과를 바탕으로 산정하였다. 유리와 고정앵커 부재는 문헌자료를 바탕으로 저항성능을 평가할 수 있었지만 수직-수평바 및 정착철물에 대해서는 제시된 규격이 없기 때문에 조사된 형상 디테일에 대한 구조실험을 통해 저상성능을 평가하였다. 각 요소의 저항 성능은 다음과 같이 구하였다.

4.1. 유리부재 저항성능

유리의 저항성능은 문헌자료(ASTM E-1300, 2012)의 값을 사용하여 계산하였다. 유리는 파괴까지 탄성적으로 거동하며 하중저항계수(Load Resistance, LR)를 이용하여 유리의 두께와 종류를 결정한다. 유리의 저항성능은 유리의 종류, 두께,지지 조건을 선택하면, Glass Type Factor (GTF), Non-Factored Load (NFL), Load Share (LS) Factors, Load Duration Factors (LDF)를 결정하고 최종식 Eqs. (3)과 같이 하중저항계수(Load Resistance, LR)를 구하게 된다.

$$LR = NFL \times GTF \times LS \times LDF \tag{3}$$

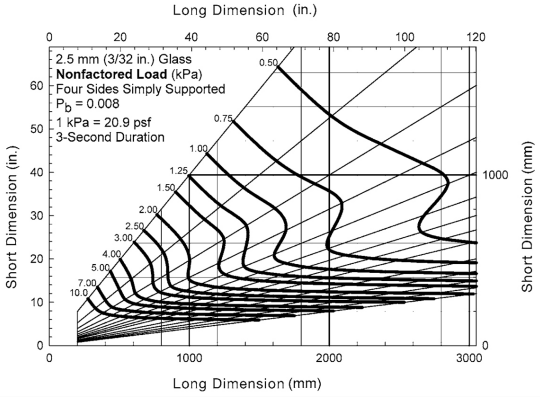


Fig. . Non-Factored Load Chart for 2.5mm Glass with Four Sides Simply Supported(ASTM E-1300, 2012)

Table . Window System Types for Wind Pressure

Type	Stick (kPa)		Sliding (kPa)		
	Hidden	Cap	85mm	110mm	115mm
Wind pressure	~ ±0.6	±0.6 ~ ±0.95	~ ±1.20	±1.20 ~ ±2.50	

NFL, GTF, LS, LDF 계수들은 ASTM E-1300 (2012)에 제시되어 있는 표와 그림을 이용하여 구하게 되면 Fig. 3.은 이 계수들 중 NFL 계수 값을 나타내고 있다.

4.2. 수직-수평 부재 저항성능

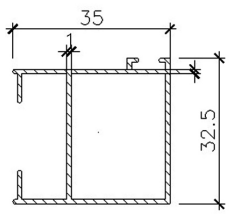
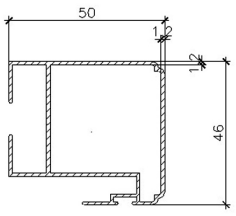
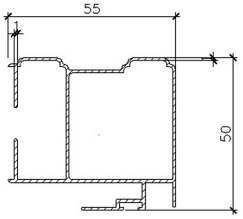
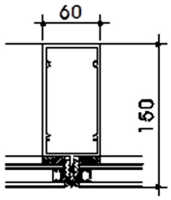
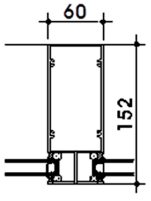
수직-수평바의 경우에는 실제 부재 실험을 수행하여 저항성능을 산정하였다. 수직수평바 실험체는 Table 1.의 대표 형상을 바탕으로 Table 2.와 같이 슬라이딩 및 고정형 타입의 수직 수평 부재 실험체를 1.2m 길이로 각 3개씩 제작하고 실험을 수행하였다.

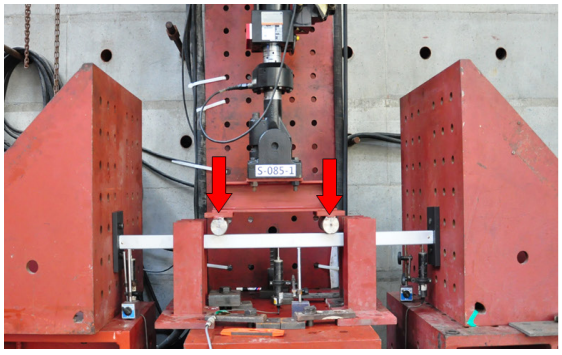
수직-수평바의 실험에서는 부재의 휨내력을 평가하는 것이 목적이다. 이를 위해 Fig. 4.와 같이 수직-수평바를 지지구조물에 설치하여 중앙부 정적가력을 수행하였다. 지지부재는 실제 수직-수평바의 고정조건을 실험에 반영하기 위해 부재 양단부의 정착디테일을 실제와 동일하게 실험세팅에서 구현하였다.

다음 Fig. 5.은 실험체 중 대표적으로 S-85 실험체와 F-120 실험체 결과로써, 실험체를 단조가력 하였을 때 중앙부의 변위와 가력하중 간의 관계를 나타내고 있다.

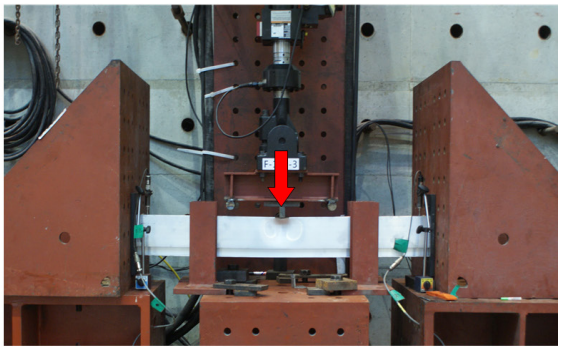
고정형 수직바의 경우 슬라이드형 수직바와 달리 종국내력 단계에서 중앙부 가력점에 압축플랜지의 국부좌굴이 생기면서 하중값이 떨어지는 양상을 보였다. 또한 단

Table 2. Types of metal bar specimens

Sliding type			
	(a) S-085	(b) S-110	(c) S-115
Stick type			
	(d) F-120	(e) F-150	

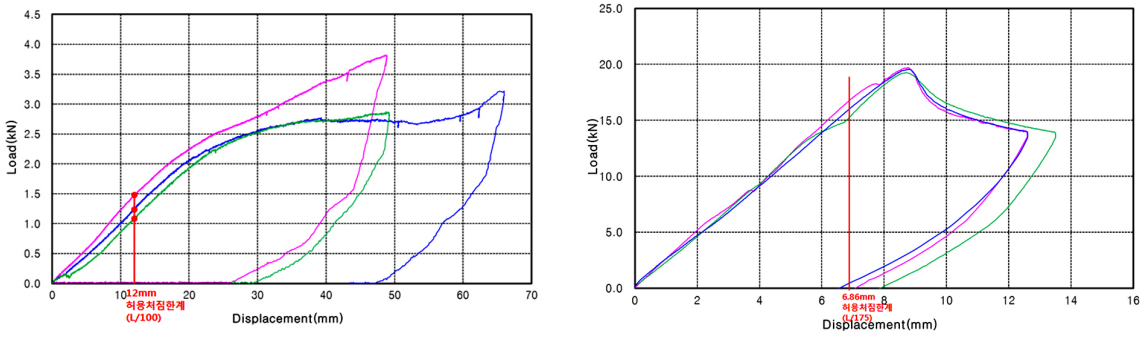


(a) Sliding type



(b) Stick type

Fig. 4. Test Setting of Metal Bar Specimens



(a) S-85 (sliding type)　　(b) F-120 (stick type)

Fig. 5. Test Results of Metal Bar Specimens

부에서 회전 변형이 발생하지 않고 전단변형이 주로 발생하는 것으로 나타났다.

현행 KS 기준(KS F 3117)에서는 풍하중에 대하여 처짐이 L/175이하로 제한하고 있으며, 슬라이딩 창호 시스템인 경우 L/100이하로 처짐을 제한하고 있다. 따라서 Fig. 5.에서 보는 바와 같이 수직-수평바의 휨 항복이 허용처짐한계를 넘어서 발생한 실험체인 경우 수직-수평바의 저항 내력을 휨 항복 시점이 아닌 허용처짐한계 지점의 휨 내력으로 산정하였다. 이와 같은 방법으로 산정한 수직-수평바 실험체의 휨 내력의 평균값과 표준편차값은 다음 Table 3.과 같다.

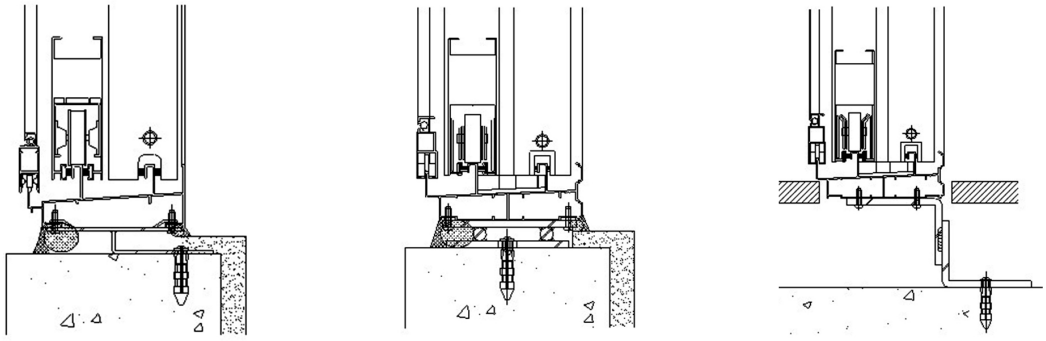
4.3 정착철물 부재 저항성능

수직-수평바 구조실험과 마찬가지로 정착철물에 대해서도 제시된 규격이 없기 때문에 조사된 형상 디테일에 대한 구조실험을 통해 저항성능을 평가하였다.

이를 위해 슬라이딩형 및 고정형 창호에 대표적으로 쓰이는 정착시스템에 대하여 타입별로 구조실험계획을 수립하고, 실험체 제작 및 실험수행을 실시하였다. 정착시스템의 타입은 슬라이딩 창호의 경우 C형, O형, 2L형 3가지 타입(Fig. 6.)으로 구분될 수 있으며, 고정형 타입의 경우 슬래브 side 타입, 슬래브 side U 타입, 슬래브 Top 타입 앵커(Fig. 7.)로 구분될 수 있다. 각 타입별로 내력의 변

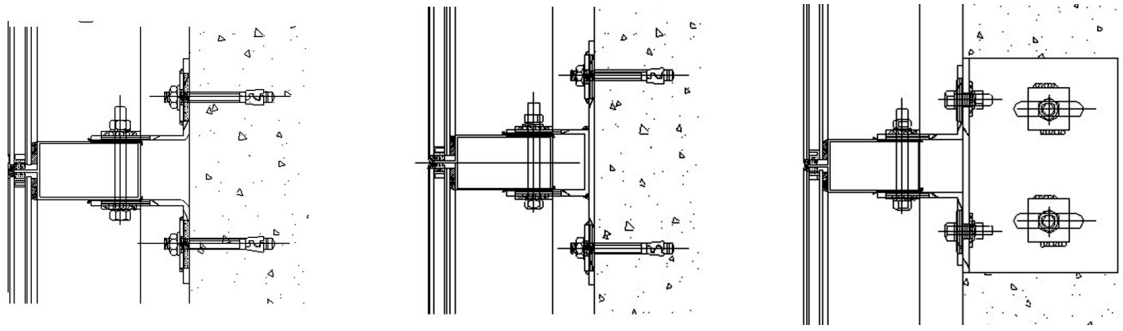
Table 3. Wind-resisting Capacities of Metal Bars (kN)

Name of specimen	S-085	S-110	S-115	F-120	F-150
Mean	1,297	3,228	3,031	15,949	17,477
Standard deviation	0.146	0.135	0.301	0.754	0.555



(a) Type 1 (SA-C)　　(b) Type 2 (SA-O)　　(c) Type 3 (SA-2L)

Fig. 6. Bracket Types of Sliding Specimens



(a) Type 4 (S-SA) (b) Type 5 (S-UA) (c) Type 6 (S-TA)

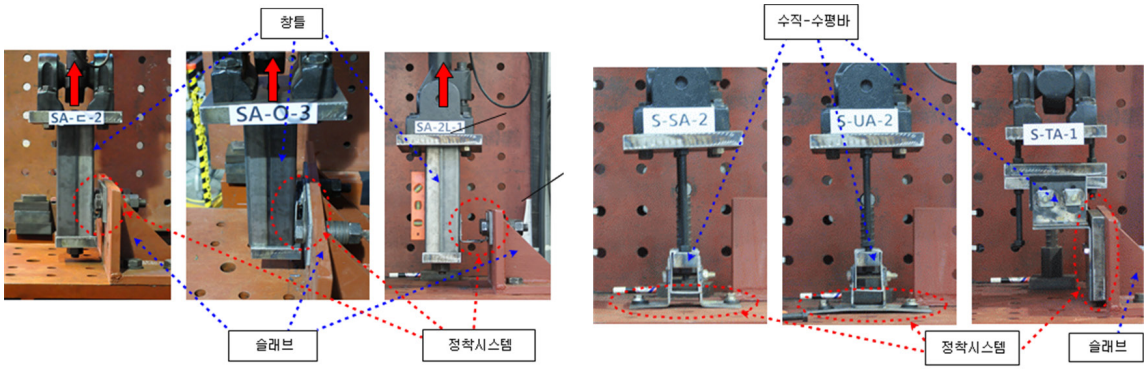
Fig. 7. Bracket Types of Stick Specimens

동값을 추정하기 위하여 동일한 타입에 대해 3개씩 구조실험을 수행하였다.

정착시스템은 창호가 정압 또는 부압의 풍압력을 받으면 이를 건물 구조체(슬래브 등 구조재)에 전달하는 역할을 한다. 따라서 창호에서 구조체 사이에 전달되는 힘의 흐름이 실험장치에서 구현될 수 있도록 Fig. 8.과 같이 실험체 세팅을 실시하였다. Fig. 8.에서 하부 삼각형 브라켓은 슬래브의 고정점 역할을 하며, 가력기와 연결된 각형강관은 창틀 프레임을 단순화한 지그이다. 여기에 정착철물을 설치하고 실제 풍하중이 가해지는 방향으로 가력하여 정착시스템의 항복내력 및 극한내력을 평가하였다.

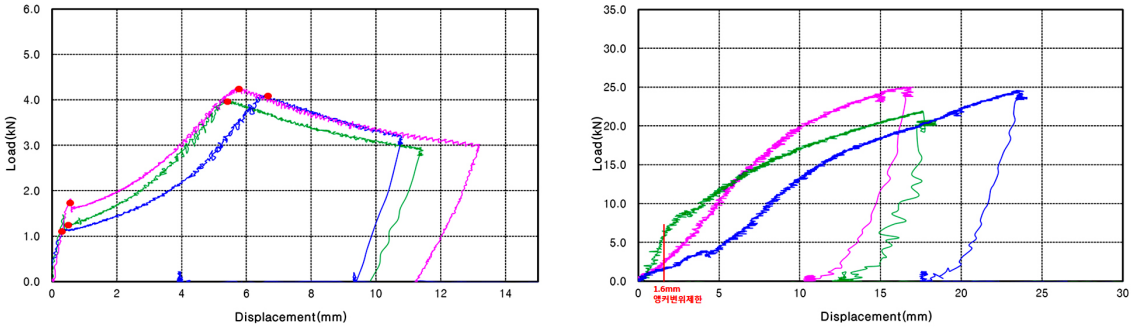
슬라이딩형 창호 정착시스템 중 SA-C 실험체와 고정형 창호 정착시스템 중 S-SA 실험체의 구조실험 결과는 Fig. 9.와 같다. 슬라이딩형 창호 정착시스템인 SA-C 실험체의 하중-변위 그래프를 살펴보면 극한 내력은 높게 나타나지만 가력 초기에 국부적인 변형이 발생하여 비선형적인 거동을 나타내는 것을 알 수 있다. 이러한 국부적인 변형은 실제 창호에 변형을 발생시켜 유리 또는 수직-수평바의 손상을 초래할 수 있으므로 정착 시스템의 내력은 항복내력 또는 초기 국부변형이 발생하는 시점을 기준으로 평가하였다.

슬라이딩형 창호는 주로 연결철물이 전단으로 거동하도록 철물 디테일이 설계된다. SA-C 및 SA-2L 타입은 슬래브에 연결된 C-채널의 플랜지가 볼트로 연결된 지점에서 변형이 발생하면서 최종적으로 내력을 상실하였다. SA-O 타입은 창틀에 연결된 볼트에서 전단 파단이 발생하여 내력을 상실하는 것으로 나타났다. 실험 결과에서 나타난 바와 같이 연결철물의 디테일이 전단에 불리하게 설계되어 지지력이 높지 않으며 파괴 시 취성적인 특성을 나타낸다. 따라서 슬라이딩 형 창호의 경우 정착철물에서



(a) Sliding type (b) Stick type

Fig. 8. Test Setting of the Fixing Bracket



(a) SA-C (sliding type)　　(b) S-SA (stick type)

Fig. 9. Test Results of the Fixing Bracket

파괴가 발생하면 급격한 창호 시스템의 탈락이 발생할 수도 있을 것으로 사료된다.

고정형 창호 정착시스템의 구조실험 결과(Fig. 9. (b))는 S-SA 및 S-UA 타입의 경우 창틀이 L 또는 U-형 앵글로 슬래브에 고정되므로 슬라이딩 형 창호의 정착 디테일과 비교해 다소 안정적인 거동을 나타내었다.

S-SA 타입의 경우에는 L-앵글의 절곡부에서 휨 항복이 발생하여 내력이 상실되었으며, S-UA 타입의 경우에는 플라잉 액션에 의한 항복이 발생한 것으로 나타났다. S-TA의 경우에는 창틀은 L-앵글로 양쪽이 지지되어 있으나 슬래브와 고정되는 부분이 편심 L-앵글로 접합되어 L-앵글의 절곡 단면에서 쉽게 휨항복이 발생하는 것으로 나타났다.

슬라이딩 정착시스템의 SA-2L 실험체와 고정형 정착시스템의 실험체의 실험결과에서 항복이 발생하기 전에 앵커의 변위제한값 1.6mm를 초과하기 때문에 이 경우 정착내력 산정시 1.6mm의 변형이 발생하는 하중값을 내력으로 결정하였다. 슬라이딩형과 고정형 창호 정착시스템의 구조실험 결과를 정리하면 Table 4.와 같다.

4.4 고정앵커 부재 저항성능

정착시스템은 창호가 정압 또는 부압의 풍압력을 받으면 이를 건물 구조체(슬래브 등 구조재)에 전달하는 역할을 한다. 따라서 창호에서 구조체 사이에 전달되는 힘의 흐름이 실험장치에서 구현될 수 있도록 Fig. 8.과 같이 실험체 세팅을 실시하였다. Fig. 8.과 같이 하부 삼각형 브라켓은 슬래브의 고정점 역할을 하며, 가력기와 연결된 각형강관은 창틀 프레임을 단순화한 지그이다. 여기에 정착철물을 설치하고 실제 풍하중이 가해지는 방향으로 가력하여 정착시스템의 항복내력 및 극한내력을 평가하였다.

Table 4. Wind-resisting Capacities of Fixing Brackets(kN)

Name of specimen	SA-C	SA-O	SA-2L	S-SA	S-UA	S-TA
Mean	1.263	0.859	0.995	3.119	2.008	4.287
Standard deviation	0.234	0.175	0.091	2.083	1.101	1.067

Table 5. Shear Yield Strength of Anchor Bolts

Type (kN)	Sliding window			Stick window	
	A	B	C	D	E
M6	1.71	0.96	0.26	2.9	3.6
M8	2.07	1.04	0.67	4.4	5.0
M10	3.25	2.44	0.73	7.1	6.5

Note) The COV is 5% for anchor bolts (ACI, 2002)

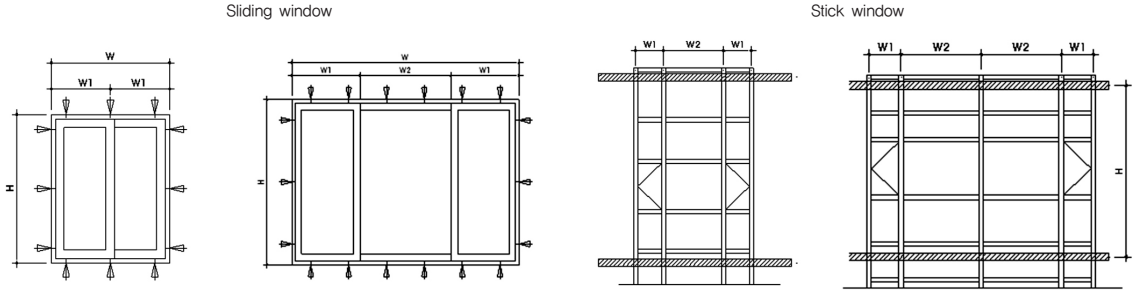
정착시스템의 저항요소 중 슬래브에 정착된 고정앵커의 경우, 국내 제조사별로 과거 구형창호에 사용된 구조 성능 실험값을 조사하였다. 그 결과 Table 5.와 같이 각 고정앵커 별로 전단항복내력값이 제시되어 있어 본 연구에서는 Table 5.의 값을 사용하여 고정앵커의 저항 내력으로 사용하였다.

5_창호 시스템의 저항성능

앞서 설명한 창호 시스템의 저항성능 평가방안의 절차에 따라 각 세부저항요소별로 확률밀도함수를 바탕으로 몬테카를로 시뮬레이션을 통해 창호 시스템의 저항성능 확률밀도 함수를 도출할 수 있다.

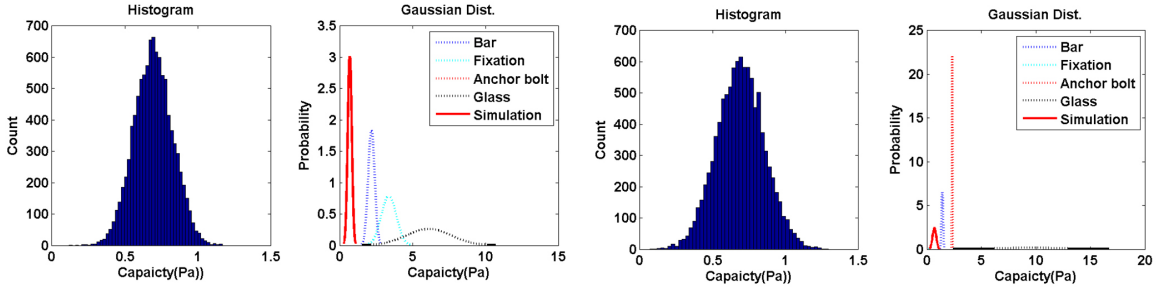
본 연구에서는 기존 사례조사 결과를 바탕으로 Fig. 10.과 같이 대표적으로 슬라이딩형 창호시스템 2가지 타입과 고정형 창호시스템 2가지 타입을 지정하여 각 창호 시스템의 저항성능을 평가하였다. 그리고 각 타입에서 창호 크기와 수직부재 및 고정 철물에 따라 다시 세분하여 Table 6.과 같이 총 17개의 창호 시스템에 대해서 저항 성능을 평가하였다. 저항성능 평가 시 안전계수 또는 강도 저감계수는 고려하지 않았다.

창호 시스템의 저항성능 계산 시 수직-수평바 및 정착철물의 저항성능은 실험결과를 사용하였으며, 유리와 고정앵커는 문헌자료를 사용하였다. 고정 앵커의 경우, 구조성능이 가장 낮은 C타입의 하중값을 사용하였는데 SA-C의 앵커는 C타입의 M6의 전단하중값을, SA-O와 SA-2L은 C사 M8의 값을 사용하였고 고정형 창호시스템의 앵커 S-SA, S-UA, S-TA는 E타입의 M10의 전단하중값을 사용하여 저항성능값을 구하였다. 산정된 요소별 저항성능을 이용하여 수천~수만번을 반복하며 몬테카를로 시뮬레이션을 수행하였다. 다음 Fig. 11.은 창호 시스템 중 A 타입과 C 타입의 각 요소와 창호시스템의 확률적 저항 성능 결과를 나타내고 있다. 이와 같은 방법으로 계산한 총 17개의 창호시스템의 확률적 저항 성능 결과는



(a) A type (b) B type (c) C type (d) D type

Fig. 10. Representative Old Window Systems



(a) A type (S-85, SA-C) (b) C type (F-150, S-SA)

Fig. 11. Probability Distribution of a Total Window System

Table 6. Wind-resisting Capacities of Old Window Systems

Type	Size(mm)			MB	FB	Capacity(kPa)	
	W1	W2	H			Mean	SD
A	500		1500	S-85	SA-C	0.694	0.132
	500		2000	S-110	SA-O	0.519	0.099
	500		2100	S-115	SA-O	0.495	0.095
B	900	1200	200	S-110	SA-2L	1.052	0.057
	900	1200	2100	S-115	SA-2L	0.921	0.092
C	600	1400	2800	F-150	S-SA	0.697	0.165
	600	1400	2800	F-120	S-SA	0.692	0.164
				F-150	S-UA	0.504	0.130
				F-120	S-UA	0.503	0.130
				F-150	S-TA	1.507	0.282
				F-120	S-TA	1.338	0.150
D	600	1500	2800	F-150	S-SA	0.463	0.109
				F-120	S-SA	0.462	0.110
				F-150	S-SA	0.334	0.087
				F-120	S-SA	0.336	0.087
				F-150	S-SA	1.002	0.189
	900	1200	2100	F-120	S-SA	0.894	0.099

MB=metal bar, FB=Fixing bracket, SD = standard deviation

Table 6.과 같다.

시뮬레이션 결과를 보면 전체 17개 창호 시스템 타입 중 10개(59%)가 평균적으로 정착철물의 손상으로 전체 창호시스템의 저항성능이 결정되었으며, 평균적으로 4개(24%) 및 3개(18%)가 각각 수직-수평바 및 고정앵커의 손상으로 전체 창호 시스템의 저항성능이 결정되었다. 그리고 정착철물 및 고정앵커를 하나의 정착시스템으로 분류하면 13개(76%)의 타입이 창호정착장치에서 손상을 발생시키는 것으로 볼 수 있다. 그리고 유리 자체의 파손에 의한 전체 창호 시스템의 파손은 평균적으로 발생하지 않는 것으로 나타났다.

따라서 구형 창호의 경우 정착시스템의 손상에 의해 유리의 파손으로 이어지는 손상이 발생할 확률이 가장 높으며, 그 다음으로 수직-수평바의 과도한 변형에 의해 유리가 파괴될 가능성이 높은 것으로 볼 수 있다. 따라서 창호 시스템의 저항성능 시뮬레이션 결과를 볼 때 강풍작용 시 유리 자체의 파괴에 의해 창호 시스템의 파괴가 발생할 확률은 매우 낮으며, 정착 시스템 또는 수직-수평바의 과대변형으로 창호 시스템의 파괴가 주로 발생하는 것으로 평가되었다.

6. 결 론

본 연구에서는 구형 창호 시스템의 내풍 취약도를 정량적으로 추정하기 위해서 몬테카를로 시뮬레이션 방법을 사용하여 대표 구형 창호 시스템의 확률적 저항 성능을 산출하였다. 이를 위해 창호시스템을 이루고 있는 각 구조 요소를 구분하고 각각의 저항 성능을 산출하였다. 본 논문의 결론은 다음과 같다.

고정형 수직바의 경우 슬라이드형 수직바와 달리 종국내력 단계에서 중앙부 가력점에 압축플랜지의 국부좌굴이 생기면서 하중값이 떨어지는 양상을 보였다. 수직-수평바 부재의 저항 내력은 실험 결과에서 휨 항복지점과 허용처짐한계 지점 내력 중 작은 값으로 선정하였다.

슬라이딩형 창호의 고정철물은 대부분은 전단에 의해 파괴가 발생하였으며, 고정형 창호의 고정철물은 슬라이딩형 창호보다 안정적으로 거동하였으며 휨항복이 발생하였다. 고정철물 역시 저항 내력을 항복 지점과 변위제

한값 지점 중 작은 값으로 산정하였다.

구형 창호 시스템의 저항 성능 평가 결과 총 17개 중 10개(59%)가 정착철물에서 손상이 발생하였으며, 수직-수평바 손상이 4개(24%), 고정 앵커 손상이 3개(18%)로 유리자체의 파손보다 정착시스템에 의한 파손 가능성이 높은 것으로 나타났다.

참고문헌

1. Kim, J.R. (2003), Wind Resistance Design Learning from Typhoon Maemi Abstract not available for this article, Journal of Wind Engineering Institute of Korea, Vol.7, No.2, pp.150-156.
2. Ham, H.J. (2004), Cladding System Failure by Strong Wind and its Mitigation Methods, Journal of the Architectural Institute of Korea, Vol.48 No.7, pp. 51-55.
3. Architectural Institute of Korea, Korea Building Code, 2009.
4. Korean Industrial Standards 2013, Window Sets, KS F 3117, Mnistry of Trade, Industry & Energy, Korean Agency for Technology and Standards.
5. ASCE (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE Standard 7-10), American Society of Civil Engineers.
6. ASTM (2012), Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings(ASTM E-1300). American National Standard Institute.