01

Daewoo Construction Technology Report



토목

- Improvement of impact-resistance of a nuclear containment building using fiber reinforced concrete
- Structural behavior of precast concrete deck with ribbed loop joints in a composite bridge
- Influence of the skirt on the seismic response of bucket foundations for offshore wind tower using dynamic centrifuge model tests
- 유한요소해석에 의한 요철형 이음단면을 갖는 프리캐스트 바닥판의 휨성능 평가
- 조밀한 모래 지반에 설치된 석션버켓기초의 스커트 길이에 따른 지진하중에 대한 거동 특성
- 해상풍력 석션파일의 수직도 제어에 대한 수치해석
- 중성화와 염화물 침투가 동시에 발생하는 철근콘크리트 단면의 매개변수 분석



Improvement of impact-resistance of a nuclear containment building using fiber reinforced concrete

진병무
Civil & Plant Engineering Research Team
byeongmoo.jin@daewooenc.com

Se-Jin Jeon
Ajou university
conc@ajou.ac.kr

본 논문은 2016년 원자력공학회 Vol.304, No.1, pp. 139-150에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

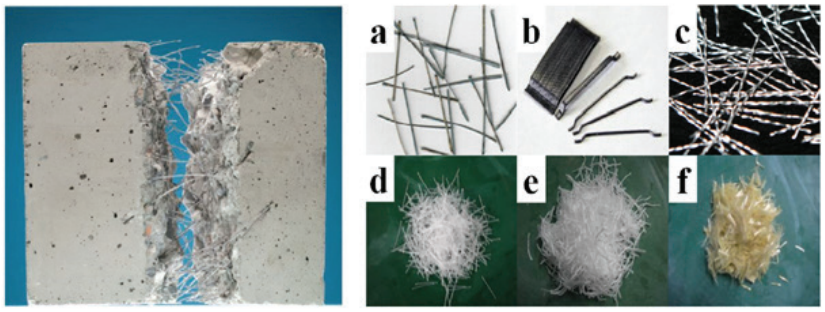
Abstract

Since the act of terrorism that occurred in the USA on September 11, 2001, the protection of nuclear power plants against large commercial aircraft crashes has been an emerging issue. Besides the verification of the safety of nuclear power plants in operation or in design, efficient methods for improving the impact-resistance of these structures have been investigated. Fiber reinforced concrete (FRC) has been generally accepted as an effective material for this purpose. In particular, FRC has been developed to improve the tensile behavior of concrete such as tensile strength, ductility and toughness. One of the main fields of application of FRC can be found in blast-protective or blast-resistant concrete structures. It is expected, therefore, that safety-related structures in a nuclear power plant can also be effectively protected from external blast, aircraft crash, etc. by applying FRC. In order to analytically verify the effect on structural behavior of applying FRC, the particular material properties of FRC should be incorporated into the material modeling of a structural analysis program. This study investigates the mathematical modeling of FRC, which represents various aspects of material behavior. Two numerical examples are provided to show the improved impact-resistance of a nuclear containment building that is expected when applying FRC in comparison with ordinary concrete. The analysis results show that the displacement decreases by 43–67% while the impact- esistance increases by 40–82%, depending on a fiber type.

Keywords : FRC, fiber reinforced concrete

1_INTRODUCTION

Fiber reinforced concrete (FRC) has been developed to improve, in particular, the tensile behavior of concrete, including tensile strength, ductility, and toughness, by adding a certain amount of fiber to the concrete. Therefore, the fibers can also contribute to improving the impact-resistance of a structure. Various types of fibers can be used such as steel fibers and synthetic fibers that are made of polypropylene, polyamide, aramid, etc., as shown in Fig. 1. The study on FRC has mainly focused on experiments to investigate the characteristics of the material properties of FRC that contains various types of fibers (Ezeldin and Balaguru, 1992; Gopalaratnam and Shah, 1986; Otter and Naaman, 1988; Sorelliet al., 2005; Thomas and Ramaswamy, 2007; Wang et al., 2008). Recently, further studies have been performed to reflect these material properties in the computer-based structural analysis of FRC structures, and thereby to realistically predict the structural behavior of these structures (can et al., 2009; Radtke et al., 2010; Swaddiwudhipong and Seow, 2006). In this respect, an attempt to incorporate the superior impact-resistance of FRC into protective



(a) (b)

Fig. 1. Fiber reinforced concrete: (a) fibers in concrete and (b) various types of fibers (a: smooth straight steel fiber; b: hooked-end steel fiber; c: twisted steel fiber; d: polypropylene fiber; e: polyamide fiber; f: aramid fiber).

and blast-resistant concrete structures can be regarded as one of the emerging issues. Although some researchers have also investigated the structural behavior of FRC structures under highspeed impact loading based on computer analysis (Coughlin et al., 2010; Ohtsu et al., 2007; Teng et al., 2008), the safety-related structure of a nuclear has rarely been considered as the target structure. Meanwhile, the act of terrorism that ccurred in the USA on September 11, 2001, has drawn public attention to the potential of large commercial aircraft crashing into infrastructures, including nuclear power plants. A number of countries have since made extensive efforts to verify the safety of domestic nuclear power plants in operation by assuming a similar situation to that of the September 11 act of terrorism (EPRI, 2002; HSK, 2003). Finally, an important revision was made in 10 CFR 50.150 (U.S. NRC,2009) for new plant designs to consider the impact of a large commercial aircraft. The aforementioned actions have an important implication, suggesting that a severer crash needs to be considered than the previous trend where the crashes of military aircrafts, lightweight aircrafts, and medium-scale commercial aircrafts were the main concerns.

If a concrete structure of a nuclear power plant needs to be strengthened due to the lack of impact-resistance against a possible aircraft crash, some countermeasures should be taken. Among these measures, simply increasing the concrete cross-sectional thickness or the amount of reinforcement or number of prestressing tendons of the structure would be less strategic and thus lead to uneconomical design. The additional protective structures around the nuclear containment building or a double containment type nuclear building are also subject to issues of economic efficiency and construction period. Instead, it would be a more conceivable and effective strategy to apply an advanced and more impact-resistant construction material such as FRC to structures that may be subjected to a severe aircraft crash. However, FRC has never been applied to major sections of a nuclear containment building. In order to analytically verify the effect on structural behavior of applying FRC, specific material properties of FRC should be incorporated into the material modeling of a structural analysis program in a reasonable way. Generally, it is not enough or sometimes misleading, to simply apply conventional material models of concrete to the analysis of an FRC structure, because the material properties of FRC and ordinary concrete differ significantly. If measured values were available from the tests of mechanical properties of the FRC in consideration, it would be possible to directly adopt these values as the input data of structural analysis such as finite element analysis. However, it would be more desirable if the general mathematical material models of FRC could be established that are applicable when only limited information on the material properties of the FRC is given or experimental data are not available, as in the stage of preliminary design. It would be very useful if we can at least incorporate the effect of the volume fraction, type, and shape of fibers into the mathematical models.

For this purpose, this study investigates whether a reasonable method is possible of mathematical modeling of FRC in terms of stress-crack opening displacement or stress–strain relationship,

and strain rate effect for high-speed impact. Other material properties of FRC, such as biaxial behavior and shear retention are also discussed. Concrete panels and nuclear containment buildings are adopted as numerical examples to show the improved impact-resistance of FRC against a missile or a large commercial aircraft in comparison with ordinary concrete.

2_MATERIAL MODELING OF FIBER REINFORCED CONCRETE

2.1. Tensile behavior

The most important aspect of the mechanical properties of FRC is the improvement of tensile behavior, which can be regarded as the main reason for using FRC. Tensile strength, ductility, and toughness can be remarkably improved depending on the amount, type, and shape of the fibers, which can effectively overcome the weak tensile behavior of concrete in comparison to compressive

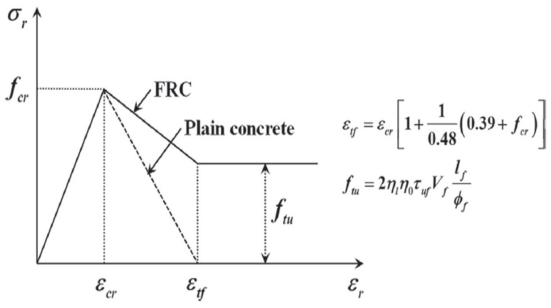


Fig. 2. Tensile stress–strain relationship model of FRC (Tan and Mansur, 1990).

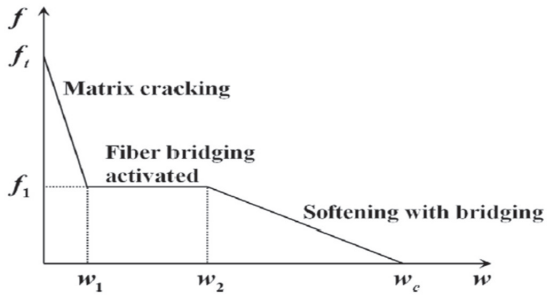


Fig. 3. Tensile stress–crack opening displacement relationship model of FRC (Kanget al., 2010).

behavior. The tensile behavior of concrete can often be expressed by stress-crack opening displacement or stress–strain relationship that can be obtained by a tensile strength test with or without a notch, respectively. The tensile characteristics of FRC can be incorporated in the tension stiffening option of a structural analysis program (Dassault Systemes Simulia Corp., 2013).

Fig. 2 shows an example where the characteristics of steel FRC are reflected in the tensile stress–strain relationship (Tan and Mansur, 1990). In this mathematical model, the fiber reinforcement index, which is defined as Vf lf =/f , is taken into account. The fiber reinforcement index has often been adopted to reflect the characteristics of fibers because fraction in volume (Vf) or weight and shape which is represented by length (lf) and equivalent diameter (/f) are all included in this index. Residual stress (f tu) is defined by taking into account the ultimate bond strength of a fiber (suf), and the length efficiency factor (gl) and fiber orientation factor (g0) of fibers. It is clear that the improved ductility and toughness of FRC are reflected in the proposed equation. On the other hand, Tan et al. (1992) proposed a slightly different post-cracking tensile behavior from that shown in Fig. 2. It adopted curved descending branches, the shape of which depends on the magnitude of the residual stress.

The tensile stress-crack opening displacement of FRC has often been idealized by bilinear or trilinear shapes. Crack opening displacement is termed Crack Mouth Opening Displacement (CMOD) in many practical tension tests of concrete specimens. Fig. 3 shows an example of trilinear modeling (Kang et al., 2010) for steel FRC. However, the shapes show a wide range of variation epending on researchers. The difference of the shapes originates from the different assessments for fiber bridging effect across the cracks.

2.2. Compressive behavior

According to several studies performed to evaluate the change of the compressive behavior of concrete depending on the amount of fibers, the increase of compressive strength is marginal and is even controversial because some tests (Korea Institute ofConstruction Technology, 2013) do not exhibit such

an increase. However, the strain at peak stress is significantly higher when compared to ordinary concrete. Also, the compressive stress–strain curve of FRC shows a more increased residual compressive stress after the peak stress as the volume fraction of fibers increases. This is mainly due to the confinement effect provided by the fibers (Otter and Naaman, 1988; Tan and Mansur, 1990; Tan et al., 1992).

Fig. 4 shows a mathematical model in which the shape of the compressive stress–strain curve is affected by the fiber reinforcement index of steel fibers (Ezeldin and Balaguru, 1992). In Fig. 4, weight fraction (Wf) is used instead of volume fraction. The weight fraction is approximately three imes the volume fraction in steel fibers. This model has been most frequently used regarding the compressive behavior of FRC because it can reflect the aforementioned compressive characteristics of FRC in a reasonable manner. It is also notable that they proposed different values of b for various conditions such as FRC with hooked-end steel fibers or straight steel fibers. Several researchers have proposed a modified version of Fig. 4 (Teng et al., 2008).

2.3. Multiaxial behavior

Research on the multiaxial behavior of FRC has been very limited, as has that of plain concrete. Several experimental studies on the biaxial compressive behavior of steel FRC can only be found(Swaddiwudhipong and Seow, 2006; Yin et al., 1990). They demonstrated that the two-dimensional yield surface of concrete is extended as the fraction of steel fibers increases. They also demonstrated that the beneficial effect on the strength was more significant in biaxial compression than in uniaxial compression for steel FRC. Some researchers have proposed mathematical formulations of the yield surface depending on volume fraction of fibers (Swaddiwudhipong and Seow, 2006).

2.4. Strain rate effect

Strain rate effect should be essentially taken into consideration to reasonably predict the dynamic behavior of FRC as well as plain concrete when subjected to high-speed impact or blast. Strength increase of the material is a representative phenomenon that can be observed at a high strain rate. The mechanism of the strain rate effect of concrete has been investigated by some researchers (Kim, 2011), and it is generally believed to relate to a viscous effect generated by free water in concrete at intermediate strain rates and a material inertia effect in the fracture process zone at higher strain rates.

Strain rate effect can be incorporated in a structural analysis program by modifying the stress–strain relationship curve according to strain rates or, in a simpler and more approximate way, by applying Dynamic Increase Factor (DIF) as presented in ACI 349 (2001) or fib Model Code (2013). However, the DIFs of these codes have been derived from the experimental data of plain concrete; it is questionable whether the specifications of DIFs can be similarly adopted even in FRC.

Whether the strain rate effect becomes more significant as the fiber content increases is controversial, although more strength increase has often been observed in FRC in comparison with plain concrete (Wang et al., 2008; Xu et al., 2012). The study performed by Wang et al. (2008) is noteworthy in that it presents the stress– strain relationship of steel FRC as a function of strain rates as well as volume fraction of fibers. Xu et al. (2012) conducted a series of experiments to derive DIFs of concrete with synthetic fibers as well as that with various shapes of steel fibers. The relevant previous studies have mainly focused on dynamic compressive behavior. Therefore, further studies on dynamic tensile behavior are required such as tensile DIFs of FRC because a more realistic impactresistance of an FRC structure can

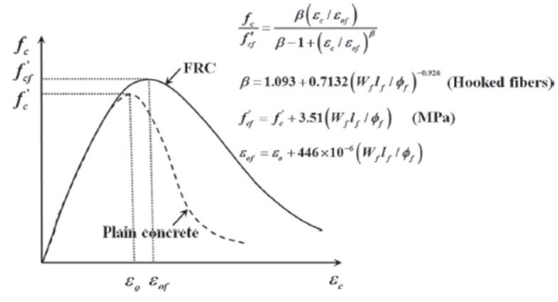


Fig. 4. Compressive stress–strain relationship model of FRC (Ezeldin and Balaguru, 1992).

be realized in a structural analysis only when the tensile strain rate effect is reasonably reflected.

2.5. Shear retention

Shear retention is related to the resistance along a crack surface in a tangential direction and can be reflected as a diminished shear modulus (G) as shown in Fig. 5. The tension stiffening option in tensile behavior and shear retention option in shear behavior are two important functions that control the post-cracking behavior of concrete in an analysis. In the case of FRC, although it is expected that the contribution of fibers would be added to that of plain concrete in shear retention behavior through a type of bridging effect and thus result in an improved post-cracking resistance, a corresponding mathematical model has not yet been established except for some limited studies (Lee and Foster, 2006).

3_MECHANICAL TEST OF FIBER REINFORCED CONCRETE

3.1. Experimental program

In order to verify the improvement of the impact-resistance of a nuclear containment building using FRC through structural analyses, mixtures of FRCs that are used in the analyses first need to be determined. To this end, previous experimental studies of FRC (Korea Institute of Construction Technology, 2013) are referred to. Among a series of the mixtures of FRC, two representative mixtures are adopted in this current study as shown in Table 1. In Table 1, S1 refers to the FRC with steel fibers of 1% volume fraction, while PA1.5 indicates the FRC with polyamide fibers, which are types of synthetic fibers of 1.5% volume fraction of concrete. Fig. 1(b) can be referred to for the shape of each type of fibers. The mixture of plain concrete is also provided for comparison of impact-resistance. The nominal compressive strengths of the three concrete mixtures are all 42 MPa for a reasonable comparison. In fact, this strength has been employed in recent nuclear containment buildings constructed or operated in Korea. The FRC mixtures of Table 1 were chosen as optimized mixtures among a variety of FRC mixtures as they satisfied the target slump of 125 ± 25 mm as well as the target air content of 4.5 ± 1%. Furthermore, they exceeded the target fracture energy of 8000 Nm/m^2 in stress–displacement relationship curves. The steel fibers have a hooked-end shape and are 30 mm in length and 0.5 mm in diameter, resulting in an aspect ratio (length/diameter) of 60. The polyamide fibers have the same dimensions as those of steel fibers but are straight shapes without hooks at both ends. The tensile strengths of the steel fibers and the polyamide fibers are around 1200 MPa and 650 MPa, respectively.

Fig. 6 shows how the tensile strength of FRC was measured. If the stress–strain relationship needs to be obtained, the specimen without a notch is stretched, whereas if the stress-crack opening displacement is required, that with notches is stretched.

Fig. 7 shows the tensile stress–strain relationship of FRC measured in the tests together with that of plain concrete, which is assumed by referring to previous studies such as that shown in Fig. 2 (Dassault Systems Simulia Corp., 2013; Tan and Mansur, 1990). Modulus of elasticity and tensile strength of plain concrete are calculated as 3.05 104 MPa and 4.21 MPa (9% of the compressive strength), respectively. While the plain concrete (PC) has a greater tensile strength than the FRC (S1 and PA1.5) considered in this study, the toughness and ductility of the FRC are clearly considerably superior to those of the plain concrete, as shown in Fig. 7. Moreover, the PA1.5 mixture exhibits strain–hardening behavior in post-cracking stress. Fig. 8 presents the tensile stress-crack opening displacement relationship of the S1 mixture measured in the test.

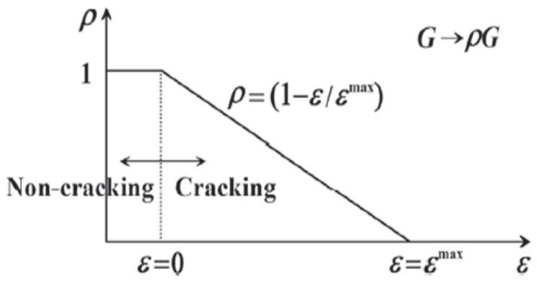


Fig. 5. Modeling of shear retention.

A compressive strength test was also performed to derive the compressive stress–strain relationship of FRC as shown in Fig. 9. The compressive stress–strain curve of PC is assumed to be a parabola with the strain corresponding to compressive strength as 0.002 according to usual practice. Some apparent features of the S1 curve are the shifted strain at peak stress up to 0.003 and considerably more increased ductility after the peak stress.

3.2. Availability of mathematical models

In order to enlarge the applicability of the material properties of FRC to structural analyses, it is recommended that the mechanical test results of FRC be compared with the mathematical models discussed in chapter 2. First, the tensile stress–strain relationship is investigated by referring to Fig. 2 and Fig. 7. It appears that the model of steel FRC shown in Fig. 2 proposed by Tan and Mansur(1990) does not fully account for the decreasing branch shown in Fig. 7 after the peak stress in this case. Basically, models by Tan and Mansur (1990) and Tan et al. (1992) assume that a nearly constant amount of residual stress is maintained in steel FRC, even in the range of large tensile strains, due to the beneficial effect of steel fibers. However, the S1 mixture shows continuous strain-softening after peak-stress in tensile behavior. On the other hand, it is obvious that these models are not applicable to the strain–hardening behavior of the PA1.5 mixture. Moreover, these models were derived from the experiments of steel FRC, not from those of FRC with synthetic fibers. The above analysis results imply that it is more difficult to derive unified mathematical models for the tensile stress–strain relationship of FRC than those of ordinary concrete. This trend can be mainly attributed to the wide variations of types, shapes, and mechanical properties of fibers. The tensile stress–displacement curve shown in Fig. 8 obtained from the test also shows some differences from the mathematical model shown in Fig. 3. In particular, the stress slightly increased and reached peak stress before it started to decrease in this test. This peculiar aspect is not included in general tensile stress–displacement models of FRC such as that shown in Fig. 3. Furthermore, the plateau part shown in Fig. 3 that represents the fiberbridging was not clearly shown in the test. It seems that, while the bilinear shape represents the experimental results of this study after the peak stress to some extent, it is still difficult to define when the slope of the lines starts to change, with some variables related to fiber characteristics.

Fig. 10 shows the experimental compressive stress–strain curve of S1 selected from Fig. 9 and the corresponding calculated ana-

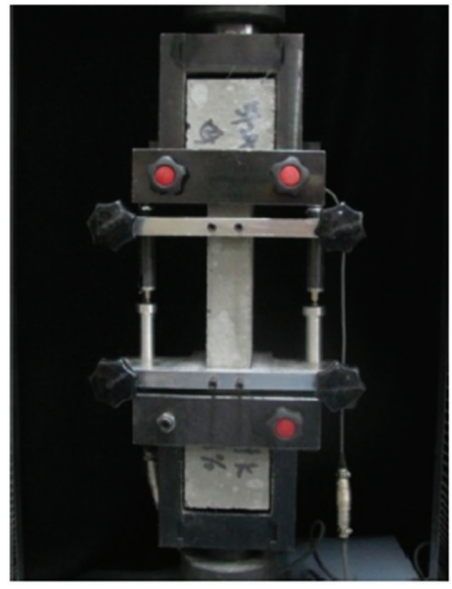


Fig. 6. Direct tensile strength test of FRC.

Table 1. Mixtures of plain concrete and FRC. Unit: kg/m^3.

Concrete mixture	Nominal compressive strength(MPa)	Measured compressive strength(MPa)	Max. size of coarse ag–gregate(mm)	Water –binder ratio(%)	Water	Cement	Ply ash	Coarse aggre–gate	Pine aggre–gate	Piber (Vol.%)
Plain concrete (PC)	42	46.8	20	40	163	326	81	939	749	–
PRC with 1% steel fibers (S1)	42	44.7	20	40	163	326	81	939	749	1.0
PRC with 1.5% polyamide fibers (PA1.5)	42	46.8	20	40	220	440	110	652	797	1.5

lytical models shown in Fig. 4. While Ezeldin's model (Ezeldin and Balaguru, 1992) in Fig. 4 demonstrates that the compressive strength slightly increases as some fibers are added, the test result in Fig. 9 shows the opposite trend. Therefore, the revised analytical model is also provided for comparison, where the compressive strength of the revised model was adjusted to that of the test. It can be identified that the smoothly decreasing branch of FRC due to confinement effect is fairly well reflected in Ezeldin's model. Also, the shifted strain corresponding to the peak stress is also taken into account in a reasonable manner. This implies that the mathematical models for the compressive aspect of FRC proposed so far are more reliable than those of the tensile aspect, which show a wide range of variation depending on the fiber characteristics.

4_NUMERICAL EXAMPLES

4.1. Missile impact on a concrete panel

In order to verify the effect of adding fibers to a plain concrete mixture for the enhancement of impact-resistance behavior, missile impact analyses of concrete panels were conducted using ABAQUS/Explicit (Dassault Systems Simulia Corp., 2013), which is a finite element code for dynamic nonlinear analysis. The geometry of the panel and the missile is actually equivalent to that used in the study by the Technical Research Centre of Finland (VTT) (Calonius et al., 2009), as shown in Fig. 11.

The missile weighs 50 kg and is 1.5 m long. It is made of aluminum and steel and is modeled by using shell elements and by assuming perfect elasto-plastic behavior. In order to account for the strain rate effect of the missile, the Cowper-Symonds formula (Cowper and Symonds, 1957) was used with proper parameters for each material that is applicable to both the tension and compression as shown in Eq. (1).

$$\tau_{rd} = \sigma_{ys}\left[1+(\frac{\dot{\varepsilon}}{D})^{\frac{1}{q}}\right] \quad (1)$$

여기서, D : 개량심도(m)

W: 중추의 무게(10^{-1}kN)

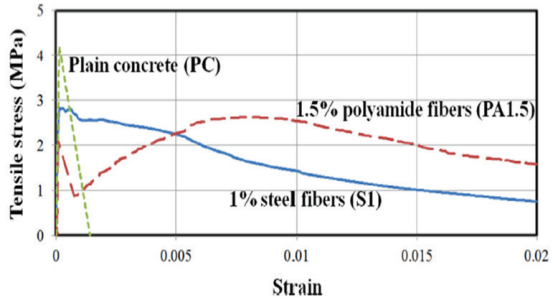


Fig. 7. Tensile stress–strain relationship of each concrete mixture.

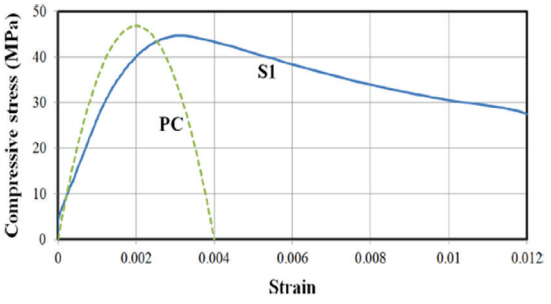


Fig. 9. Compressive stress–strain relationship of each concrete mixture.

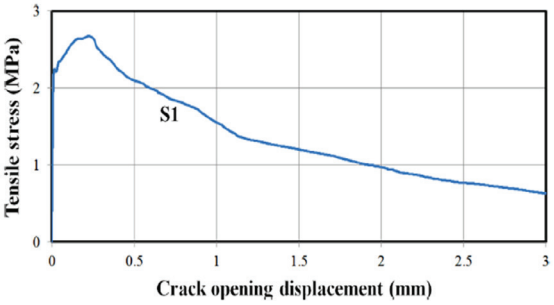


Fig. 7. Tensile stress–strain relationship of each concrete mixture.

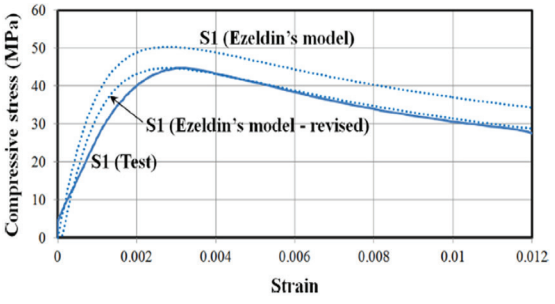


Fig. 10. Comparison of compressive stress–strain curves of FRC.

H : 중추의 낙하고(m)

α : 개량심도 계수

where ryd and rys: the dynamic flow stress and the static yield stress (MPa), respectively, _e: strain rate (/s), and D and q are material parameters (/s and non-dimensional, respectively). D and q were proposed by Jones (2011), as 6500/s and 4 for aluminum and as 40/s and 5 for mild steel, respectively. The Cowper- Symonds formula was mainly developed for the application to various kinds of metals.

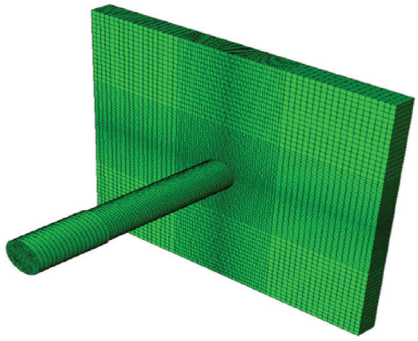


Fig. 11. Impact analysis of a concrete panel and a missile.

The concrete panel with the thickness of 0.15 m is 2.2 m wide and 2.0 m high. In Fig. 11, the left and right ends are simply supported, whereas the upper and lower ends remain free. In the finite element modeling of the concrete using solid elements, a small region denoted in Fig. 11 which is intended to be in direct contact with the missile was modeled with finer mesh than the remaining part to improve the accuracy of the analysis. In detail, the panel is divided into 15 layers in through-thickness direction and the mesh size in plan varies from 0.01 m by 0.01 m at around the impact area to 0.035 m by 0.035 m near the boundary of the panel. The appropriateness of the mesh size was verified by preliminary elastic analyses in some loading conditions. The corresponding finite element solutions were compared with those obtained by elastic plate theory. The material properties of the three types of concrete adopted in this study, as presented in Section 3.1., are substituted for that of the normal concrete used in the original test by VTT. Mathematical idealization of the material properties as discussed in chapter 2 was not taken into account in the analysis for the reasons outlined in Section 3.2. Although both options of tensile stress–strain and tensile stress–displacement relationships can be incorporated in ABAQUS, the former shown in Fig. 7 was employed in this analysis. The compressive stress–strain curve of PA1.5, which was not measured in this study, is assumed to be the same as that of S1 presented in Fig. 9. Because the strain-rate effect of the FRC is still controversial as discussed in Section 2.4., the DIF presented in ACI 349 (2001) was consistently applied to the two types of FRCs as well as plain concrete for a fair comparison, where a maximum 25% increase compared to the static strength was implemented. Among several concrete models provided in ABAQUS, the damaged plasticity model was adopted. The reinforcements have a nominal diameter of 8 mm and yield strength of 420 MPa. They were arranged with the center to center distance of 50 mm in each way and on each face and with a distance from the panel surface to the center of the reinforcements of 19 mm. The material property of the reinforcements used in the following numerical example of a nuclear containment building was adopted in this analysis instead of the original test data of VTT. The reinforcements were modeled as truss elements embedded in concrete. For the material modeling of the reinforcements, the average stress–strain curve embedded in concrete proposed by Hsu (1992) was employed. The Cowper-Symonds formula (Cowper and Symonds, 1957) was also used to take the strain rate effect of steel into account. During the impact analysis, element deletion or erosion option which is applicable to the part with severe cracking or crushing was not considered and damping effect was ignored. The concrete panel is much thinner than a usual nuclear containment building wall, which often reaches around 1.2 m thickness. A more detailed analysis of a full-scale nuclear containment building subjected to the impact of a large aircraft is provided in the next example. Four different impact velocities were applied in turn to investigate the impact-resistance in terms of impact velocity, which ranged from 50 m/s to 127 m/s. Fig. 12 shows the maximum displacements of the concrete panel at the opposite side of the impact location occurring in each impact velocity. It is notable that the displacement for the highest-speed

impact decreased by 43% of that of plain concrete by applying 1.5% polyamide fibers, and further decreased by as much as 54% by applying 1% steel fibers. The effect of fibers on decreasing the displacement was not distinct in the slower velocities of 50 and 70 m/s, while it became increasingly more significant as the velocity increased. This is mainly because the ductility of FRC shown in Fig. 7 takes on the role of reducing the displacement in the range of large strains induced by a high-speed impact. Figs. 13 and 14 show two types of indices of concrete damage for the impact velocity of 127 m/s. Fig. 13 shows the front face of the panel with the contour of the equivalent plastic strain in compression denoted by PEEQ in ABAQUS. It can represent the distribution and degree of compression damage of concrete such as crushing. On the other hand, Fig. 14 shows the contour of the equivalent plastic strain in tension that is related to the extent of cracks and is denoted by PEEQT in ABAQUS. Overall, it can be identified that by applying FRC, the compression and tension damage for the missile impact can be significantly reduced compared with ordinary concrete without fibers. Fig. 15 indicates the meaning of PEEQ and PEEQT in the stress–strain relationship of concrete. The severe damage of plain concrete shown in Figs. 13(a) and 14(a) can be regarded as the main source of the increased displacement shown in Fig. 12. In detail, after the peaks of the stress–strain curves of plain concrete presented in Figs. 7 and 9, the stresses steeply

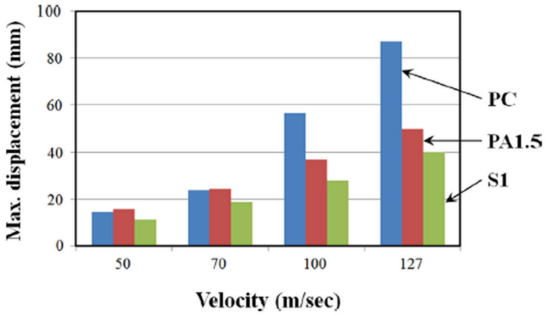


Fig. 12. Comparison of maximum displacements of concrete panel.

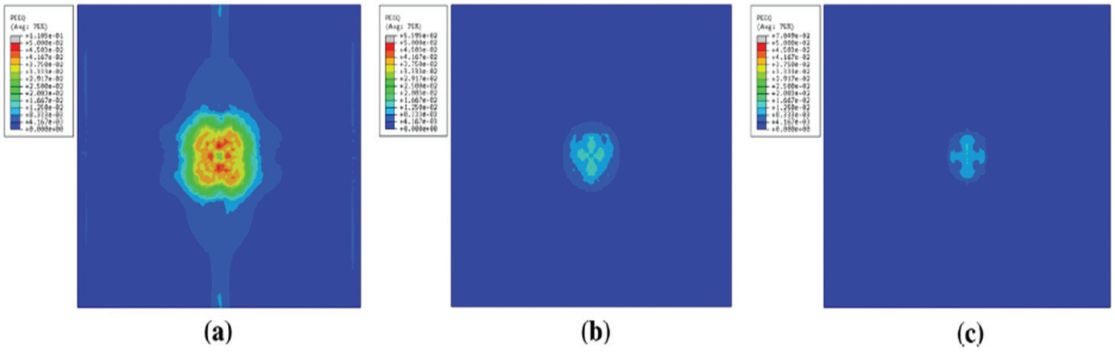


Fig. 13. Distribution of compression damage of concrete panel (impact velocity = 127 m/s): (a) PC; (b) PA1.5; (c) S1.

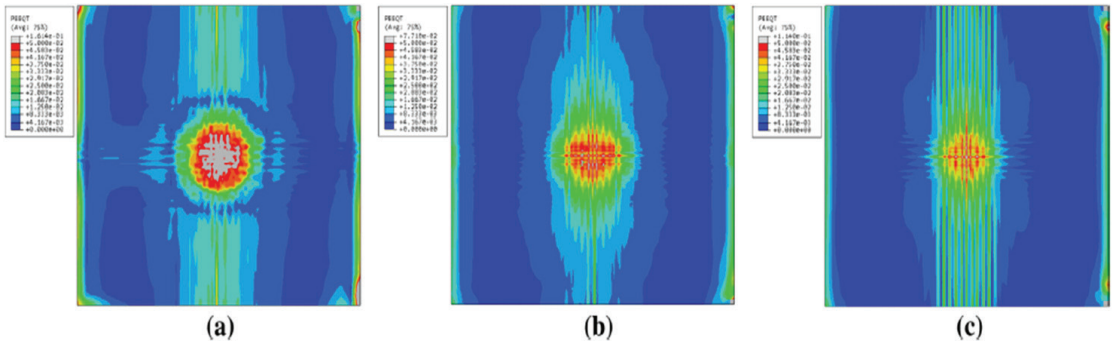


Fig. 14. Distribution of cracks of concrete panel (impact velocity = 127 m/s): (a) PC; (b) PA1.5; (c) S1.

decrease as the concrete is damaged by cracks and crushing, respectively. Consequently, the severely damaged elements during the analysis almost lose their stiffness and thus the load should be resisted by the remaining intact or less damaged elements, which results in the increased displacement.

The displacements shown in Fig. 12 and the damages presented in Figs. 13 and 14 may be used as an index of impact-resistance. However, the displacement only represents local behavior at the point of concern upon impact, and thus can hardly be regarded as an index representing the entire resistance of a structure. The distribution and degree of compression and tension damage can provide a qualitative index for the impact-resistance but quantitative evaluation of the damage is not easy because the area or volume of the damaged part should be measured. The different degree of damage in each part may introduce another source of ambiguity. In this study, therefore, a quantitative method for evaluating the impact-resistance is proposed based on the plastic dissipation energy.

Upon impact of a missile into a concrete panel, the major portion of the kinetic energy of the missile is transformed to plastic dissipation energy of the missile and the panel that exhibit the dominant inelastic behavior. The plastic dissipation energy of the concrete panel can further be divided into the ontribution of concrete and that of reinforcements. Table 2 presents each type of energy resulting from the impact velocity of 100 m/s and 127 m/s. The plastic dissipation energy and elastic strain energy shown in Table 2 represent the area of a stress–strain curve in the plastic and elastic region, respectively. As the deformation of a structure

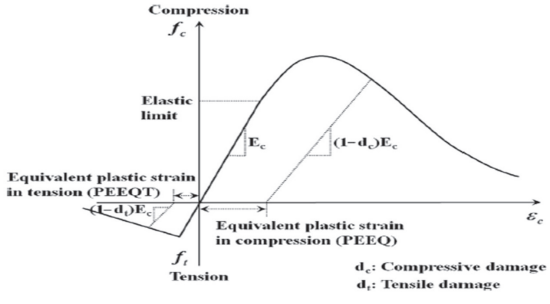


Fig. 15. Meaning of PEEQ and PEEQT.

increases, the plastic dissipation energy also increases. Also, artificial energy occupies a large portion of the other energy shown in Table 2, where the artificial energy is associated with the constraints used to remove singular modes, such as hourglass control, as used in this finite element analysis.

Fig. 16(a) shows the ratios of plastic dissipation energy of the panel concrete to total plastic dissipation energy for two types of impact velocities as presented in Table 2. When it is assumed that the impact-resistance can be expressed by the inverse of these ratios, given that the case of plain concrete is 100%, it can be represented as shown in Fig. 16(b). This indicates the improvement of impact-resistance when applying some types of fibers into a concrete mixture. Furthermore, it shows that the contribution of fibers to impact-resistance increases more as the impact velocity of the missile increases. For example, the impact-resistance of the panel increased by 43–77% depending on the impact velocity when compared with plain concrete, in the case of the concrete with 1% steel fibers. The concrete with 1.5% polyamide fibers also resulted in an improved impact-resistance, although the increase, ranging from 8–40%, was less than that of 1% steel fibers. The analysis results imply that the plastic dissipation energy can also be employed as a useful index to assess the impact-resistance of a structure in addition to conventional indices such as displacement, stress, and strain, as well as damage such as cracks and crushing.

4.2. Aircraft impact on a nuclear containment building

In the second numerical example, aircraft crash analyses of a nuclear containment building were performed to further verify the effect of applying FRC on the improvement of the impactresistance of a nuclear power plant. The target structure employed in this example is the Optimized Power Reactor 1000 (OPR1000) that occupies a major portion of the nuclear containment buildings operated in Korea. In accordance with the aforementioned recent trend of aircraft analysis, the aircraft considered in this study is a Boeing 767. This commercial aircraft was used in the September 11 act of terrorism that occurred at the New York World Trade Center Towers and was also adopted in the safety analyses of

Table 2. Energy induced by missile impact.

Impact velocity(m/s)	Concrete mixture	Total energy (I)	Plastic dissipation energy (I)				Elastic strain energy (I)	Other energy (I)
			Missile	Panel		Sum		
				Concrete	Rebar			
100	PC	2.54E5 (100%)	2.13E5 (83.9%)	1.61E4 (6.3%)	7.52E3 (3.0%)	2.37E5 (93.3%)	4.85E3 (1.9%)	1.22E4 (4.8%)
	PA1.5		2.17E5 (85.4%)	1.47E4 (5.8%)	6.29E3 (2.5%)	2.38E5 (93.7%)	4.79E3 (1.9%)	1.12E4 (4.4%)
	S1		2.22E5 (87.4%)	1.11E4 (4.4%)	4.95E3 (1.9%)	2.38E5 (93.7%)	4.91E3 (1.9%)	1.11E4 (4.4%)
127	PC	4.08E5 (100%)	3.38E5 (82.8%)	1.61E4 (6.3%)	1.28E4 (3.1%)	3.80E5 (93.1%)	5.29E3 (1.5%)	2.17E4 (5.3%)
	PA1.5		3.51E5 (86.0%)	1.61E4 (6.3%)	9.75E3 (2.4%)	3.82E5 (93.6%)	6.09E3 (1.5%)	1.99E4 (4.9%)
	S1		3.58E5 (87.7%)	1.61E4 (6.3%)	8.34E3 (2.0%)	3.83E5 (93.9%)	5.60E3 (1.4%)	1.94E4 (4.8%)

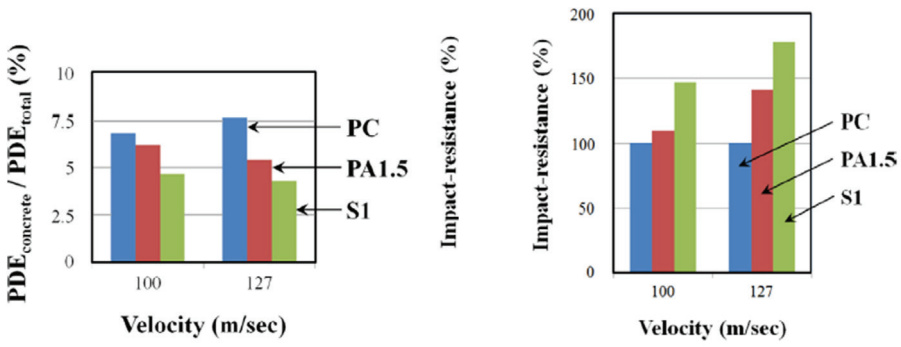


Fig. 16. Comparison of impact–resistance of concrete panel: (a) ratios of plastic dissipation energy (PDE) of concrete to total PDE and (b) impact–resistance.

nuclear power plants in the USA after the terrorist attack (EPRI, 2002).

Fig. 17 shows the finite element model of the nuclear containment building and the Boeing 767. The wingspan and length of the Boeing 767 are 51.9 m and 61.4 m, respectively, and the outermost diameter and thickness of the containment wall are 46.33 m and 1.22 m, respectively. The assumed impact point, also shown in Fig. 17, was determined by analyzing impact scenarios considering the arrangement of the containment building and adjacent auxiliary buildings. The approach angle is assumed to be perpendicular to the wall surface, which would maximize the damage of a structure (Riera, 1980). Concrete was modeled as solid elements, while reinforcements and prestressing tendons were modeled as truss elements; shell elements were employed for modeling the liner of the containment building and the aircraft. The mesh size of the containment is basically 0.5 m by 0.5 m in surface and the section is divided into 4 layers. It can be found



Fig. 17. Finite element model of a nuclear containment building and a Boeing 767.

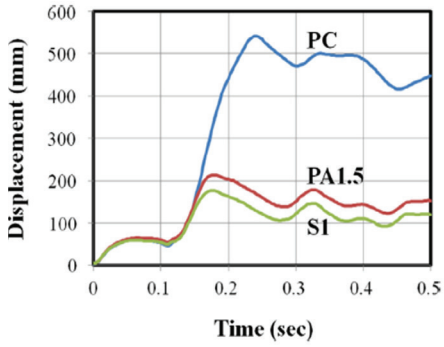


Fig. 18. Comparison of displacement history of containment building.

that shell elements have been preferred to solid elements as far as the modeling of an aircraft is concerned (NIST, 2005) in terms of running time and convenience of modeling. For the strain rate effect modeling of the Boeing 767, the Cowper-Symonds formula (Cowper and Symonds, 1957) equivalent to aluminum was taken into account. Verification of the finite element modeling of the Boeing 767 used in this study has already been performed by Jin et al. (2013) by comparing with the Riera approach (Riera, 1968).

The bottom of the containment building was fixed because the bottom concrete was placed on rigid rock. Prestressing tendons with the ultimate strength of 1860 MPa were considered without the strain rate effect in accordance with ACI 349 (2001). Steel liners attached inside the containment wall have the yield strength of 224 MPa and the same strain rate effect as that of the reinforcements. However, the typical yield plateau is considered instead of the average stress–strain curve (Hsu, 1992) because the liners are exposed outside the concrete.

The prestressing forces and self-weight of the containment were considered as the main design loads being applied before the crash of the Boeing 767. The plain concrete and two types of FRCs were taken into account, as in the previous example. For a more reasonable comparison, the slight differences of the peak stresses in compression and tension behavior of each type of concrete

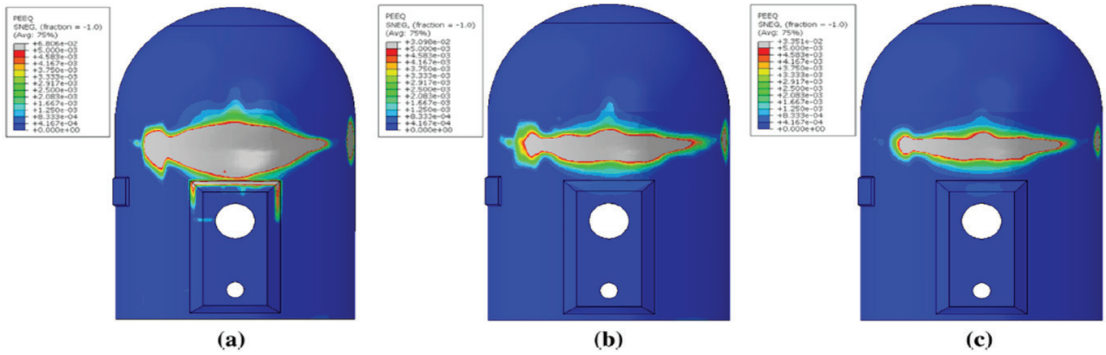


Fig. 19. Distribution of compression damage of containment building: (a) PC; (b) PA1.5; (c) S1.

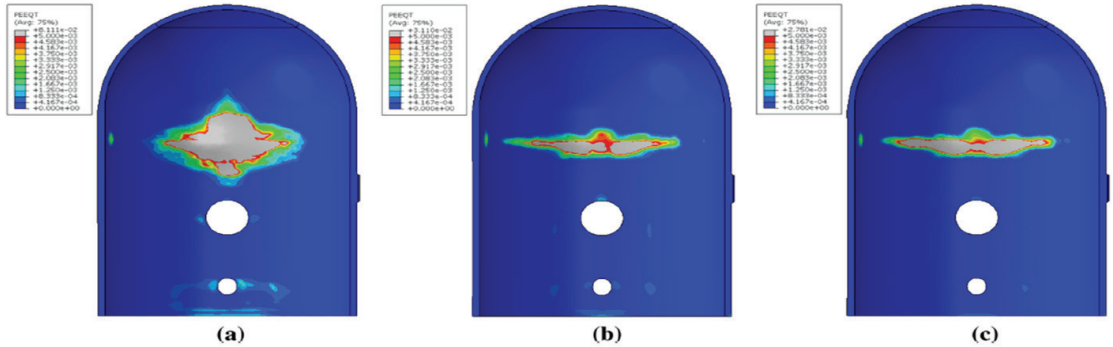


Fig. 20. Distribution of cracks of containment building: (a) PC; (b) PA1.5; (c) S1.

Table 3. Energy induced by aircraft crash.

Impact velocity(m/s)	Concrete mixture	Total energy (J)	Plastic dissipation energy (J)				Elastic strain energy (J)	Other energy (J)
			Aircraft	Nuclear containment building		Sum		
				Concrete	Rebar, tendon and liner			
100	PC	4.60E9 (100%)	2.86E9 (62.2%)	9.15E7 (2.0%)	1.22E7 (0.3%)	2.96E9 (64.3%)	4.94E8 (10.7%)	1.15E9 (25.0%)
	PA1.5		2.90E9 (63.0%)	5.95E7 (1.3%)	4.29E6 (0.1%)	2.96E9 (64.3%)	4.96E8 (10.8%)	1.14E9 (24.8%)
	S1		2.89E9 (62.8%)	5.12E7 (1.1%)	2.78E6 (0.1%)	2.94E9 (63.9%)	5.00E8 (10.9%)	1.16E9 (25.2%)

were adjusted the same amount. The other modeling features of concrete and reinforcements, which are not mentioned here, are the same as those used in the previous example in Section 4.1.

The impact velocity of an aircraft has a significant effect on the damage of a concrete structure. One of the apparent trends of analysis after the September 11 terrorist attack is to consider a faster impact velocity than the conventional velocity of 103 m/s, which is conceivable during normal landing and take-off processes. The impact velocity of the aircraft crashing into the Pentagon, which has a comparable altitude to a nuclear containment building, was estimated at about 156 m/s in the September 11 act of terrorism. However, the impact velocities in the higher altitude of the two towers of the World Trade Center in the same terrorist attack were estimated to be as fast as 210 m/s and 264 m/s, respectively. Although the impact velocity of 150 m/s has been generally accepted in the analyses of nuclear power plants carried out after the terrorism in consideration of the altitude (EPRI, 2002), a faster impact velocity cannot be fully excluded judging from the cases of the World Trade Center. In this analysis, therefore, the impact velocity of 200 m/s, which is much faster than the current practice, is taken into account to verify the improved impact-resistance of FRC.

Fig. 18 shows the history of displacements at the impact point. The maximum displacement of plain concrete is 541 mm. The maximum displacements of FRC are 213 mm and 177 mm for 1.5% polyamide fibers and 1% steel fibers, respectively, which are only 39% and 33% of that of the plain concrete, respectively.

Figs. 19 and 20 present the concrete damage in compression and tension viewed from the outer and inner face of the impacted wall,

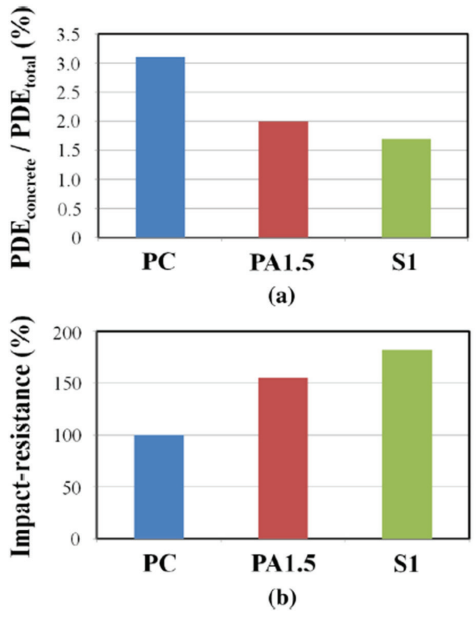


Fig. 21. Comparison of impact-resistance of containment building: (a) ratios of plastic dissipation energy (PDE) of concrete to total PDE and (b) impact-resistance.

respectively. The detailed meaning of the contours can be referred to in Figs. 13 and 14 in the previous example. They show that the area and degree of the damage induced by the large aircraft crash can be considerably reduced by applying FRC.

Table 3 shows each type of energy accumulated in the aircraft and containment building upon impact. In this aircraft crash analysis, kinetic energy occupies a large portion of the other energy in Table 3 even after the impact because the broken wings are still moving fast.

Fig. 21(a) shows the ratios of plastic dissipation energy of the

concrete of containment building to total plastic dissipation energy in Table 3. The impact-resistance, expressed by the inverse of these ratios, given that the case of plain concrete is 100%, can be represented by Fig. 21(b). As in the previous numerical example, it indicates the considerably improved impact-resistance when applying FRC. In detail, the impact-resistance of the containment building made of concrete with 1% steel fibers and 1.5% polyamide fibers increased by 82% and 55%, respectively, when compared with that of plain concrete. These results indicate that the FRC can be an effective countermeasure against the severe crash of a large commercial aircraft even with the very high approaching velocity intended by terrorists.

Regarding the economic efficiency, although it would be a relatively cost-effective approach to apply FRC to a nuclear containment building when compared to other conceivable measures mentioned in the introduction, it is true that the unit cost of FRC is greater than normal concrete to some extent, mainly due to the cost of fibers. One strategy to further reduce the material cost would be the partial application of FRC to a containment building. Judging from the impact scenarios, the possible impact points of a large commercial aircraft on a containment building are quite limited due to the adjoined auxiliary buildings and the probable approach routes. In both structural and economical points of view, therefore, it would be a desirable strategy to apply FRC only to the limited part that may be mainly affected by the aircraft impact from the analysis of impact scenarios and to use normal concrete in the remaining part of the containment building.

5_CONCLUSIONS

Fiber reinforced concrete (FRC) has been increasingly more applied to practical concrete structures mainly because of its improved tensile behavior and impact- or blast-resistance. However, it has been rarely applied to nuclear power plants. Judging from the increased public attention given to the potential crash of a large commercial aircraft into infrastructures after the act of terrorism of September 11, 2001 and from the strengthened provisions of nuclear power plants against this type of aircraft crash since then, the application of FRC in the safety-related structures of a nuclear power plant needs to be considered. To this end, the effect of adding steel or synthetic fibers to concrete on the improvement of the impact-resistance of a nuclear containment building was analytically investigated in this study. Based on the results of the foregoing investigation, the following conclusions can be drawn:

1) Mathematical modeling techniques of the material properties of FRC which have been proposed so far were revisited for possible application to structural analysis of FRC structures. However, the previously proposed stress–strain relationships of FRC showed some differences in shape from the experimental data of this study. This indicates that reasonable mathematical models that can cover the complex material behavior of FRC largely depending on the fiber haracteristics have not yet been established. Moreover, the degree of strain rate effect that has a significant effect on the structural behavior under highspeed impact is still controversial for FRC.

2) Two types of impact analyses were performed to verify the effect of applying FRC to the safety-related structures of a nuclear power plant: impact analysis of a missile into a concrete panel and crash analysis of a large commercial aircraft into a nuclear containment building. The mechanical properties obtained by the experiments of FRC were taken into account for the analyses. As a result, the concrete structures made of the concrete mixtures with a certain volume fraction of steel or synthetic fibers exhibited more improved impact-resistance than that of plain concrete. The beneficial effect of FRC was distinct, especially in high-speed impact. The impact-resistance was assessed by comparing the displacements, damaged area, and plastic dissipation energy in each concrete mixture. A more reasonable and quantitative methodology was proposed that can be used to evaluate the overall impact-resistance of a structure based on the ratio of plastic dissipation energy. In the highspeed missile impact on a concrete panel, the displacement decreased by 43–54% while the impact-resistance increased by 40–77%, depending on a fiber type, when compared to conventional concrete. Aircraft impact analysis on

a nuclear containment building produced more desirable results: decrease of the displacement by 61–67% and increase of the impactresistance by 55–82%.

3) It is expected that the application of FRC can be an effective method to increase the impact-resistance of a nuclear containment building against a large aircraft crash even with a very high approach speed intended by terrorists. In particular, the selective application of FRC to the main influence range based on the impact scenario can possibly lead to a more costeffective design than simply increasing section thicknesses or constructing additional protective structures around the containment building.

ACKNOWLEGEMENTS

This work was supported by the Ajou university research fund.

REFERENCES

1. ACI Committee 349, 2001. Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349–01). American Concrete Institute (ACI), Michigan, USA.
2. Calonius, K., Hakola, I., Kuutti, J., Martikainen, H., Saarenheimo, A., Tuomala, M., 2009. IMPACT Tests: Test Facilities and Application Methods, Part 2, Research Report, VTT-R-01028-09. Technical Research Centre of Finland (VTT), Espoo, Finland.
3. Coughlin, A.M., Musselman, E.S., Schokker, A.J., Linzell, D.G., 2010. Behavior of portable fiber reinforced concrete vehicle barriers subject to blasts from contact charges. Int. J. Impact Eng. 37, 521–529.
4. Cowper, G.R., Symonds, P.S., 1957. Strain-Hardening and Strain-Rate Effects in the Impact Loading of Cantilever Beams, Issue 28 of Technical Report, Division of Applied Mathematics. Brown University, Rhode Island, USA.
5. Dassault Systems Simulia Corp., 2013. Abaqus 6.13-Analysis User's Manual. Dassault Systems Simulia Corp., Rhode Island, USA.
6. EPRI, 2002. Deterring Terrorism: Aircraft Crash Impact Analyses Demonstrate Nuclear Power Plant's Structural Strength. Electric Power Research Institute (EPRI), California, USA.
7. Ezeldin, A.S., Balaguru, P.N., 1992. Normal- and high-strength fiber-reinforced concrete under compression. J. Mater. Civ. Eng. 4 (4), 415–429.
8. fib, 2013. fib Model Code for Concrete Structures 2010. The International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Switzerland.
9. Gopalaratnam, V.S., Shah, S.P., 1986. Properties of steel fiber reinforced concrete subjected to impact loading. ACI J. 83 (1), 117–126.
11. HSK, 2003. Position of the Swiss Federal Nuclear Safety Inspectorate Regarding the Safety of the Swiss Nuclear Power Plants in the Event of an Intentional Aircraft Crash. Swiss Federal Nuclear Safety Inspectorate (HSK), Brugg, Switzerland.
12. Hsu, T.T.C., 1992. Unified Theory of Reinforced Concrete. CRC Press, Florida, USA. Jin, B.M., Jeon, S.J., Kim, Y.J., Lee, Y., Lee, Y.H., 2013. Preliminary study on impact resistance performance enhancement of fiber reinforced concrete applied to nuclear power plant. SMiRT22, San Francisco, USA.
13. Jones, N., 2011. Structural Impact, second ed. Cambridge University Press, Cambridge, UK.
14. Kang, S.T., Lee, Y., Park, Y.D., Kim, J.K., 2010. Tensile fracture properties of an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) with steel fiber. Compos. Struct. 92, 61–71.
15. Kim, K.H., 2011. Development of Irregular Lattice Models for Simulating Rate Dependent Failure in Concrete Materials and Structures, Ph.D. Dissertation. Yonsei University, Seoul, Korea.
16. Korea Institute of Construction Technology, 2013. Development of Application Technology of Fiber Reinforced Concrete for Nuclear Containment Buildings Considering Aircraft Crash. Ministry of Trade, Industry and Energy, Gyeonggido, Korea.
17. Lee, G.G., Foster, S.J., 2006. Behaviour of Steel Fibre

Reinforced Mortar in Shear I: Direct Shear Testing, UNICIV Report No. R-444. The University of New South Wales, Sydney, Australia.

18. National Institute of Standards and Technology (NIST), 2005. Analysis of Aircraft Impacts into the World Trade Center Towers, NIST NCSTAR 1-2B. U.S. Government Printing Office, Washington, DC, USA.
19. Ohtsu, M., Uddin, F.A.K.M., Tong, W., Murakami, K., 2007. Dynamics of spall failure in fiber reinforced concrete due to blasting. Constr. Build. Mater. 21, 511–518.
20. Otter, D.E., Naaman, A.E., 1988. Properties of steel fiber reinforced concrete under cyclic loading. ACI Mater. J. 85 (4), 254–261.
21. Ozcan, D.M., Bayraktar, A., Sahin, A., Haktanir, T., Turker, T., 2009. Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams ultimate behavior. Constr. Build. Mater. 23, 1064–1077.
22. Radtke, F.K.F., Simone, A., Sluys, L.J., 2010. A computational model for failure analysis of fibre reinforced concrete with discrete treatment of fibres. Eng. Fract. Mech. 77, 597–620.
23. Riera, J.D., 1968. On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces. Nucl. Eng. Des. 8, 415–426.
24. Riera, J.D., 1980. A critical reappraisal of nuclear power plant safety against accidental aircraft impact. Nucl. Eng. Des. 57, 193–206.
25. Sorelli, L.G., Meda, A., Plizzari, G.A., 2005. Bending and uniaxial tensile tests on concrete reinforced with hybrid steel fibers. J. Mater. Civ. Eng. 17 (5), 519–527.
26. Swaddiwudhipong, S., Seow, P.E.C., 2006. Modelling of steel fiber-reinforced concrete under multi-axial loads. Cem. Concr. Res. 36, 1354–1361.
27. Tan, K.H., Mansur, M.A., 1990. Shear transfer in reinforced fiber concrete. J. Mater. Civ. Eng. 2 (4), 202–214.
28. Tan, K.H., Murugappan, K., Paramasivam, P., 1992. Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams. ACI Struct. J. 89 (6), 3–11.
29. Teng, T.L., Chu, Y.A., Chang, F.A., Shen, B.C., Cheng, D.S., 2008. Development and validation of numerical model of steel fiber reinforced concrete for highvelocity impact. Comput. Mater. Sci. 42, 90–99.
30. Thomas, J., Ramaswamy, A., 2007. Mechanical properties of steel fiber-reinforced concrete. J. Mater. Civ. Eng. 19 (5), 385–392.
31. U.S. NRC, 2009. 10 CFR (Code of Federal Regulations) 50.150: Aircraft Impact Assessment. U.S. Nuclear Regulatory Commission (NRC), Maryland, USA.
32. Wang, Z.L., Liu, Y.S., Shen, R.F., 2008. Stress-strain relationship of steel fiberreinforced concrete under dynamic compression. Constr. Build. Mater. 22, 811– 819.
33. Xu, Z., Hao, H., Li, H.N., 2012. Experimental study of dynamic compressive properties of fibre reinforced concrete material with different fibres. Mater. Des. 33, 42–55.
34. Yin, W.S., Su, E.C.M., Mansur, M.A., Hsu, T.T.C., 1990. Fiber-reinforced concrete under biaxial compression. Eng. Fract. Mech. 35 (1/2/3), 261–268.

Structural behavior of precast concrete deck with ribbed loop joints in a composite bridge

Dong-ho Shin
Civil & Plant Engineering Research Team
dongho.shin@daewooenc.com

Chul-hun Chung
Department of Civil Engineering Dankook University
chchung5@dankook.ac.kr

Hyun-choul Oh
Civil & Plant Engineering Research Team
hyunchoul.oh@daewooenc.com

Se-jin Park
Civil & Plant Engineering Research Team
sejin.park@daewooenc.com

In-gyu Kim
Civil & Plant Engineering Research Team
ingyu.kim@daewooenc.com

Young-jin Kim
Civil & Plant Engineering Research Team
youngjin.kim@daewooenc.com

Tae-kwan Byun
Department of Civil Engineering Dankook University
xorhks7030@naver.com

Myoung-gu Kan
Department of Civil Engineering Dankook University

본 논문은 2016년 Smart Structures and Systems Vol.17, No.4, pp. 559-576에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

This study is intended to propose a precast bridge deck system, which has ribbed loop joints between the decks and lacks internal tendons to improve the workability of existing precast deck system. A composite bridge deck specimen was fabricated using the proposed precast deck system, and static and fatigue load tests were conducted to evaluate the structural behavior and the crack pattern of the deck. Leakage test of the deck joints was also conducted and finite element analysis was carried out to compare with the test results.

Keywords : precast bridge deck system, composite bridge deck specimen, static and fatigue load tests, structural behavior, finite element analysis

1_INTRODUCTION

Precast concrete deck has the advantage in reducing construction timeand improving the quality of concrete. Due to the advantages, precast desks are an effective alternative to cast-in-place concrete decks where quick construction is required such as replacement construction in urban areas. The demand for precast decks are increasing, and related research is continuously increasing. (Issa et al.1995, Chang 1997, Kim 1997, Youn 1998, Chung 1999, Shim 1999)

For precast concrete decks, serviceability such as cracksand leakage in the joint is very critical,and the performance of the structure is dependent on the joint.Thus, aquick and cost efficient joint connectionmethod while securing required strength and serviceability is important. Many studies have been conducted to develop jointconnection methods using longitudinal tendon and loop reinforcement. (Shim 2001, Kim 2004, Kim 2007, Ryu 2007)

Among existing joint connection methods, precast deck system using internal longitudinal tendon(see Fig. 1) has been more widely used, which inserts tendonsinto the concrete deck to achieve continuity betweenthedecks, as shown in Fig. 1. This system has superior structural performance and serviceability; however,the construction cost increasesdue to the internal tension work of tendons, and the workability is unfavorable due to the high difficulty of construction.Precast deck system using loop reinforcement is cost efficient andhasgood workability, but serviceability may be of concerndue to high risk of cracksand leakage inthejoint fromcast-in-place joints betweenthedecks.

The study on precast deck system that meets the requirements in strength, cost efficiency and construction time by improving the shortcomings of existing methods has been continuously carried out. Recently, the studyon flexural performance of precast deck system using symmetric ribbed loop joints without internal ten-

don has been conducted,and the element test was conducted in comparison withjointless RC deck. (Shin et al.2015).

2_PROPSAL OF PRECAST DECK SYSTEM

2.1. Overview

Following the studyon precast deck system with symmetric ribbed loop joints (Shin et al.2015), precast deck system with asymmetric ribbed loop joints isproposed(see Fig. 2),and the structural performance and serviceability isevaluated through static and fatigue load tests of a composite bridge deck. The proposed precast deck systemis expected to replace deteriorated bridge decks in urban areasorbe applied to new construction projects.

2.2. Proposal of precast deck system with ribbed loop joints

As aforementioned, precast deck system with asymmetric ribbed loop joints using non-shrinkage mortar atthe joint without longitudinal tendon is proposed. Fig.3 shows the proposed precast deck module and system.

Two types of factory-prefabricated precast deck module A and B with loop reinforcement is placed on girders before placing non-shrinkage high strength mortar intothedeck joints so as to make the decks continuous. In Figs. 3(a)-3(b), the loop reinforcement of deck module A and B is embedded,and the modules have asymmetric structure with differentpartition walllengths. The ribbed type sectionisapplied to enhance the adhesive strength of the joint betweenthedecks. As shown in Fig 3(c), precast deck modules are placed at the site,and high strength non-shrinkage mortar is placed into the joint between the decks without separate forms, which results in rapid construction.

For precast deck modules, partition walls are installed transversely at specificintervalson the extended lower concreteat the joint,and the loop reinforcement is embedded into the lower con-

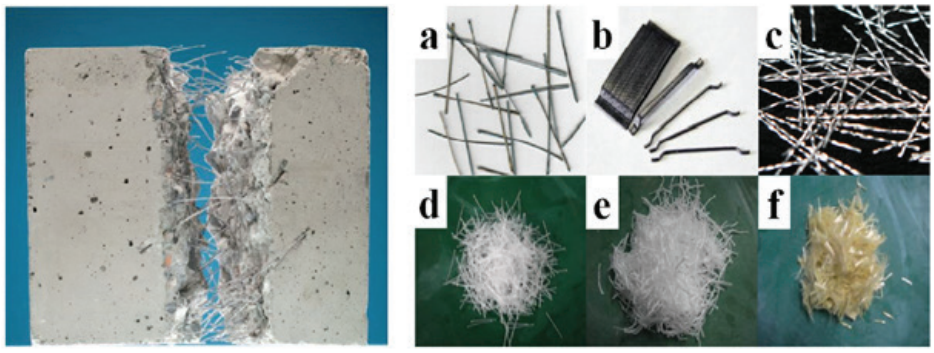


Fig. 1. Precast deck system using internal tendon

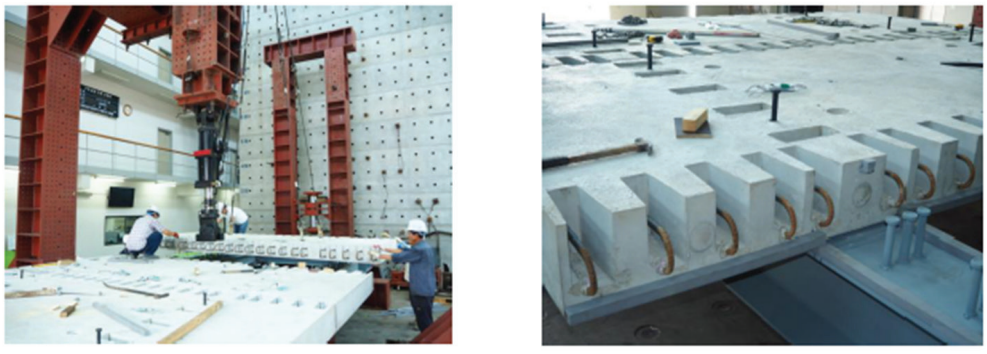


Fig. 2. Precast deck system with ribbed loop joints

crete for strengtheningtherefore, theprecast deck modules canbe protected from damage during transport and installation.

2.3. Characteristics of the precast deck system with ribbed loop joints

Fig.4 shows the details of the precast deck system. Fig. 4(a) shows the details of a typical symmetric precast deck systempreviously researched while Fig. 4(b) shows the asymmetric precast deck systemproposed in this study.

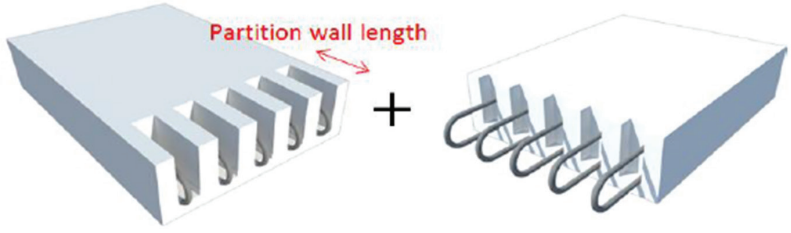
Workability of the symmetric and asymmetric precast deck systems are compared and analyzed in Fig.5.As shownin Fig. 5, the typical symmetric precast deck system with ribbed loop joints is a horizontally symmetric structure, and sequential vertical installation is impossible because of interference the loop reinforcement extended from the previously installed deckand extended lower concrete of the deck being installed. Furthermore, a separate form is needed when placing non-shrinkage mortar on the sidewall of the joint.

On the contrary, the proposed asymmetric precast deck system lacks interference between the loop reinforcement and extended lower concrete at the joint, allowing sequential vertical installation and goodworkability. Furthermore, asthepartition wall of the joint servesas aform when placing non-shrinkage mortar, aseparate form isnotrequired. And, therefore, rapid construction is possible.

2_STATIC AND FATIGUE TEST ON THE PRECAST DECK OF THE COMPOSITE BRIDGE

3.1. Overview

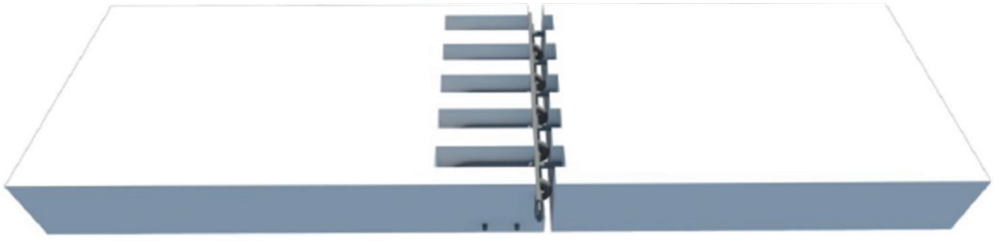
A two-girder composite bridge isfabricated for static and fatigue tests to evaluatethe flexural performance of the proposed precast deck system. The mean concretecompressivestrength of precast deck specimen is45MPa, yieldstrength of the deformed bar



(a) Precast deck module A + Precast deck module B



(b) Precast deck module A + Precast deck module B (front view)



(c) Precast deck system with ribbed loop joints

Fig. 3. Precast deck module and system

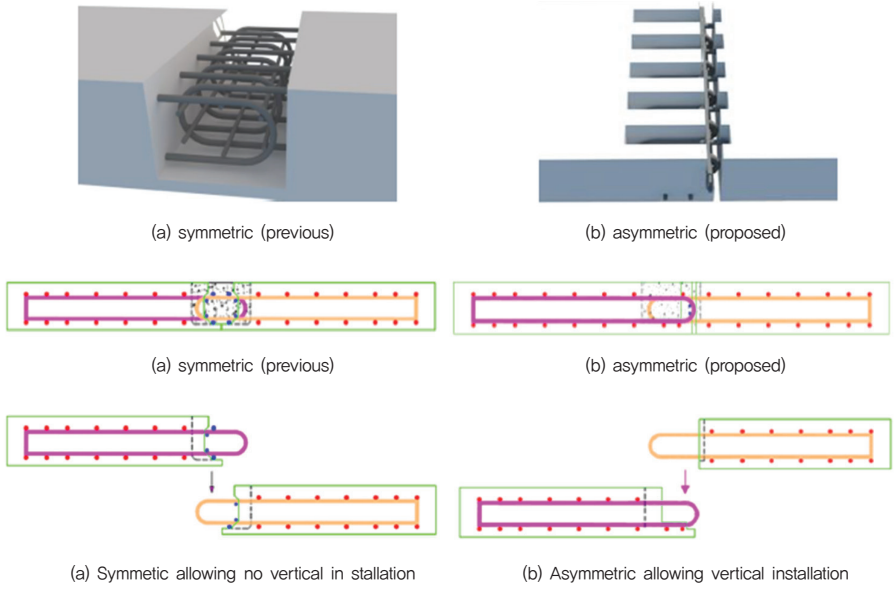


Fig. 5. Improved workability by applying asymmetricprecast deck system

is400MPa and the mean compressive strength ofthenon-shrinkage mortar for deck joint is55MPa.

3.2. Composite bridge deck tests

Specification of the composite bridge deck specimen is show in Fig. 6. The specimen of the deck has a width of 4.6m, length of 10m, and thickness of 240mm; furthermore, 19mm diameter reinforcing bars with spacing on center of 150mm is used. The girder has a spacing on center of 2.65m and has a simply support configuration at both ends. After placingtwo 11.6m steel girders longitudinally, five precast concrete deck modules areplaced on the steel girders,and thenon-shrinkage mortar isplaced on the deck joint for fabrication ofthe composite bridge.

To simulate the KL-510 real wheel tread according to the revised design criteria in South Korea, a 231mmx577mm steel plate isplaced on the central deck joint boundary as shownin Fig.6 before applying static load and fatigue load using2000 kN and 500 kN capacity hydraulic actuators.

In static and fatigue load tests, load isapplied on the plate to evaluate the structural behavior and serviceability of the bridge deck,and leakage test isalso conducted. Forstatic loadtest,two times the KL-510 rear wheel load is applied considering the impact coefficient. Forfatigue loadtest, 90kN including 78kN of a single rear wheel loadfromfatigue design and 15% of the design impact load (IM) isapplied repeatedly for2,000,000 cycles to evaluate the fatigue performance. Furthermore,270kN,which is3 times thedesign fatigue load,isapplied repeatedly for100,000 cycles to investigate the fatigue behavior. Static load isapplied until final failure of the deck, and the ultimate performanceand failure patternis evaluated.The test process and load applicationby stage are summarized in Table 1.

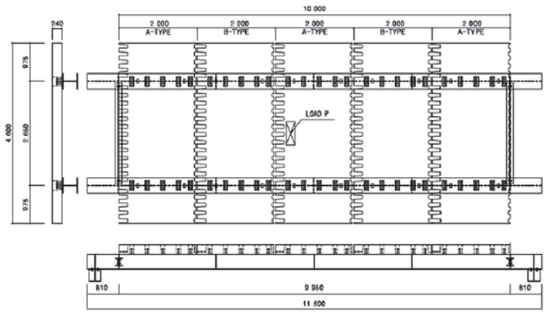


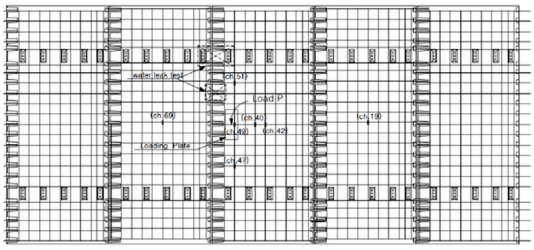
Fig. 6. Specification of composite bridge deck specimen

Table 1. Test process by stage

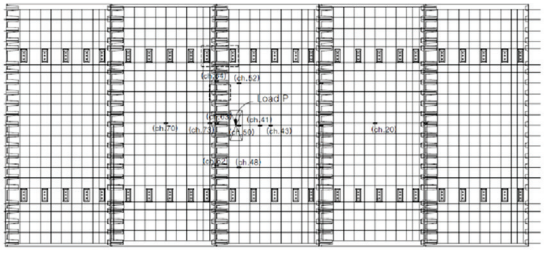
Stage	Test	Objective	Description	Load(kN)
1	Fatigue test	Fatigue, crack, leak-age of deck	– Number of repeated loading cycles : 2,000,000 (Static test at 1, 10, 100, 1000, 10000, 100000, 1000000 and 2000000) – design fatigue load – No leakage after fatigue test	30∼90
2	Static test	Crack behavior of deck	– Single static load – Two times the design load considering impact effect – Initial longitudinal crack in deck occurred (240kN)	0∼250
3	Fatigue test	Fatigue, crack, leak-age of deck	– Number of repeated loading cycles : 100,000 (Static test at 1, 10, 100, 1000, 10000, 100000 and 1000000) – Additional longitudinal crack in deck occurred and developed – No leakage after fatigue test	30∼180, 30∼270
4	Static test	Ultimate behavior and failure of deck	– Single static load – Punching shear failure occurred in deck (1146kN)	0∼1146

3.3. Measurement

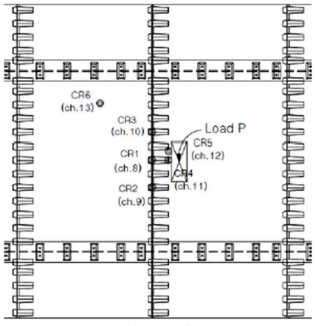
Gauges are installed as shown inFig. 7 to measure deck deflection, crack width and rebar strain during static and fatigue loadtest. Six LVDTsareinstalledat the bottom of the deck,and six crack gauges are installed. Four crack gauges are installedat the bottom of the deck joint before applyingthe load,and two crack gauges are installedon the occurrence of cracksat the bottom of deck to measure the crack width. Rebar strain gauges are installedinsidethepre-



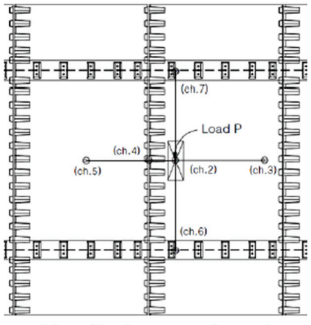
(a) Strain gauge location on the main reinforcement Continued–



(b) Strain gauge location on the longitudinal reinforcement



(c) Crackgage

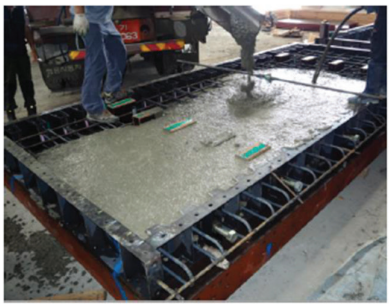


(d) Deflection gauge (LVDT)

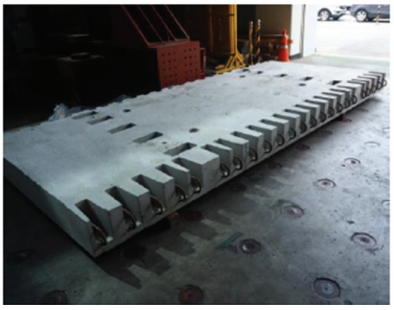
Fig. 7. Location ofgauges (At the bottom ofthedeck)

cast deck and on the reinforcement at the joint between the decks.

For acomposite bridge using precast decks, constraining leakage and cracksinthejoint of thedecks and at the connection of the deck and steel girder is very important. Thus in this study, load application and leakage test arecarried out to check forcracksand leakage under static and fatigue load condition. Leakage test as shownin Fig. 7(a) isconducted in thejoint betweenthedecks and at the connectionbetween the steel girders and the decks.



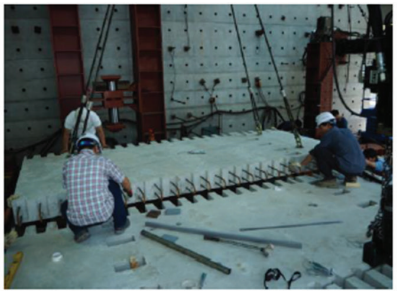
(a) Form fabrication & concrete pouring



(b) PC deck prefabrication



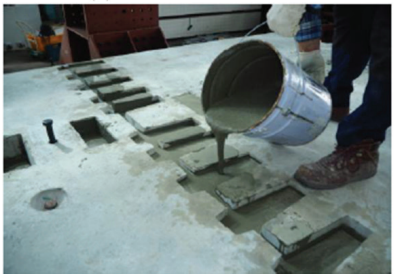
(c) Sreel girder & cross beam installation



(d) PC deck installation



(e) Completion of PC deck installation



(f) Non-shrinkage mortar into Joint



(g) Gauge installation at the bottom of deck



(h) Load application and leakage test

Fig. 8. Test of the composite bridge decksystem

Fig.8 shows the fabrication ofthebridge deck and the test process. After settingthefactory-prefabricated steel girdersand the precast decks, non-shrinkage mortar isplaced into the joint betweenthe-decks and the connection between the decks and steel girders of the composite bridge. After setting the gaugeson the deck and reinforcement, structural performance and serviceability of the deck areevaluatedby applying each load conditions of each stage.

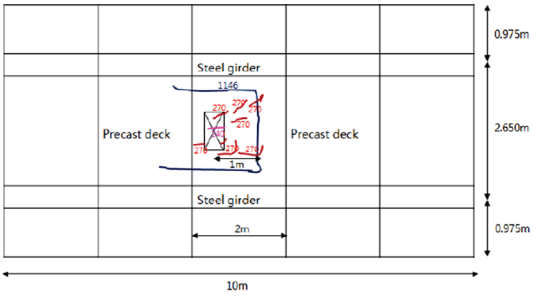


Fig. 10. Crack pattern by the load size of each stage (kN)

4_TEST RESULT EVALUATION AND ANALYSIS

4.1. Static test

Load-deflection curve atthe four LVDT locationsafter a single point atthejoint boundary on the central deck is shown inFig. 9(a). The figure shows a linear load-displacement behaviour until the load reaches 400kN, and thereafter a nonlinear load-displacement behaviour is observed until punching shear occurs at a maximum load of approximately 1,146kN. Fig. 9(b) shows the ultimate failure at the bottom of the central deck. The punching failure strength of the deck isapproximately 9.1 times thedesign load consideringtheimpact effect,and the failure surface at the bottom isapproximately 200cm x 180cm.

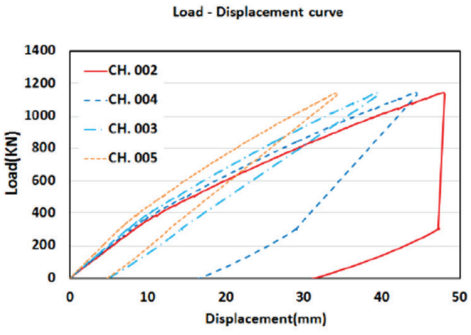
Fig. 10 shows the crack and failure pattern at the bottom of the deckby each load stage.

As shownin Fig.10, at stage 1 fatigueload test (maximum load of 90kN), cracks are not found at the bottom of the deck visually.

Initial longitudinal crack ismonitored with visuallyat the bottom of the loading surface at 240kNduring stage 2 of the static load test (maximum load of 250kN).

After stage 3 fatigue load test (maximum load of 270kN), several longitudinal cracks at the bottom of the deckare observed, but lateral cracks and leakage in the joints arenotfound.

At stage 4 static test (maximum load of 1,146kN), cracks develop to the leftof the loading surface untilpunching shear failure occurs as indicated with theblue line when the load reaches 1,146kN.Viewing the crack patterns before ultimate failure, existing longitudinal cracks at the bottom of the central deck extends through the lateral joint between the decks, and the cracks occur to the left of the deck until punching shear failure is reached, as shown in Fig. 10.At ultimate shear failure, punchingfailuresurfacemainlyoccurs to the right of the central deck loading surface. Geometric and material property differences, such as connection details and bond strength of the filling material at the precast deck



(a) Load–deflection curve



(b) Punching shear failure at the bottom of the deck

Fig. 9. Load–deflection curve and punching shear failure

joint, affect the local stress concentration and local shear strength and thus show unpredictable shear failure behavior. Concerning this ultimate failure pattern, further analysis shall be required.

Fig. 11 shows the load-strain curve of the main reinforcement at the bottom of the deck during stage 4 static load test (maximum load of 1,146kN). From the figure, the strain of the rebar increases linearly until approximately 300kN and increases nonlinearly thereafter. The rapid increase of the main rebar strain can be considered by the rise of the neutral axis due to crack occurrenceat 240kN to 300kN and damage at the bottom of the deck.

Fig. 12 shows the strain of the main and longitudinal reinforcement at the bottom of the deckat stage 4static load test (maximum load of 1,146kN).As shown inFig. 12, the stress of the main reinforcement at the center of the deck is significantlyhigher thanthe strain of thelongitudinal reinforcement, and thus causing the main reinforcement to bear more load. The load bearing level of the longitudinal reinforcement is relatively higherat the loading surface than the center of the deck.

4.2. Fatigue test

Static load test is carried out with repeated load cycles at the center deck joint boundary until the completion ofstage 1 fatigue load test (maximum load of 90kN), and the load-displacement measurement results are shown in Fig. 13. Residual defelection in-

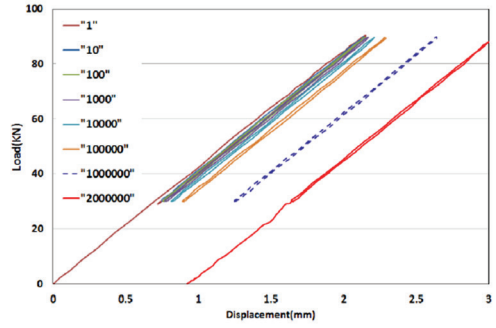


Fig. 13. Load–deflection curve (after stage 1 fatigue load test)

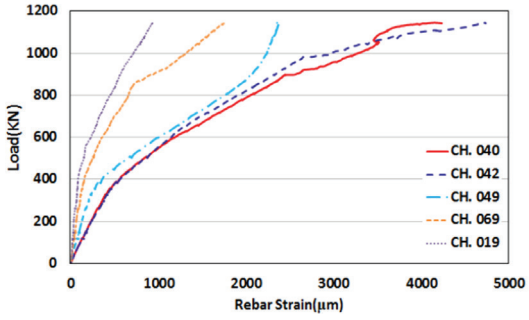


Fig. 11. Load–strain curve of main reinforcement at the bottom

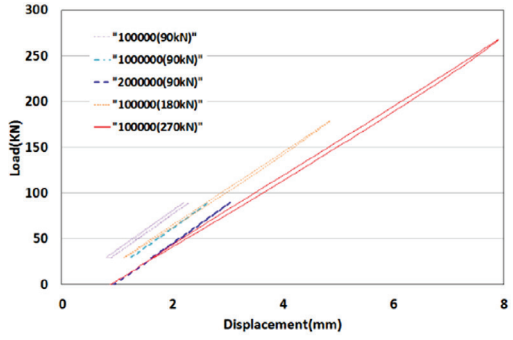
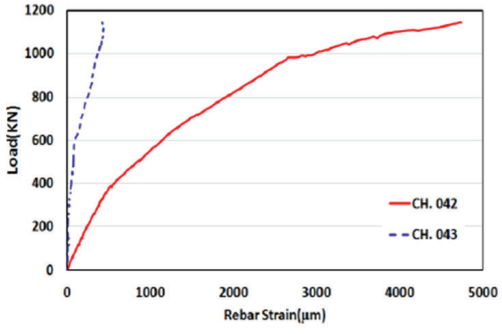
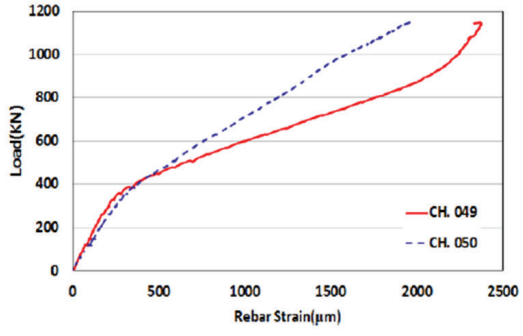


Fig. 14. Load–deflection curve (at the joint boundary loading surface)

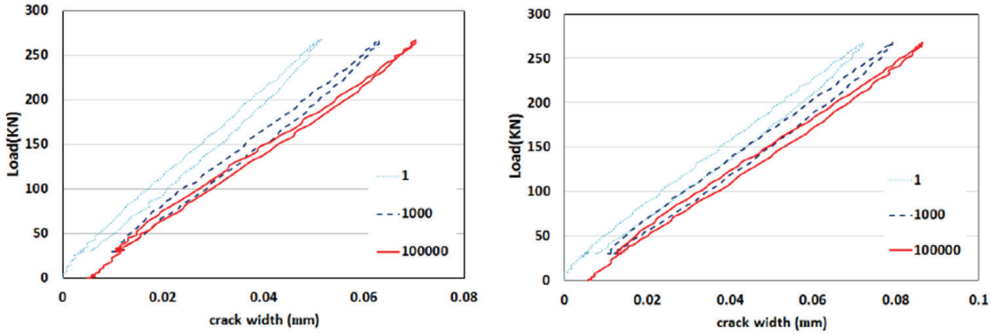


(a) at the Center of the deck



(b) at Loading Area

Fig. 12. Load–strain curve of reinforcement at the bottom (main vs longitudinal reinforcement)



(a) At the bottom of joint between decks (CH.11)

(b) Initial crack point (CH.12)

Fig. 15. Load–crack width curve in line with repeated fatigue load(30~270 kN)

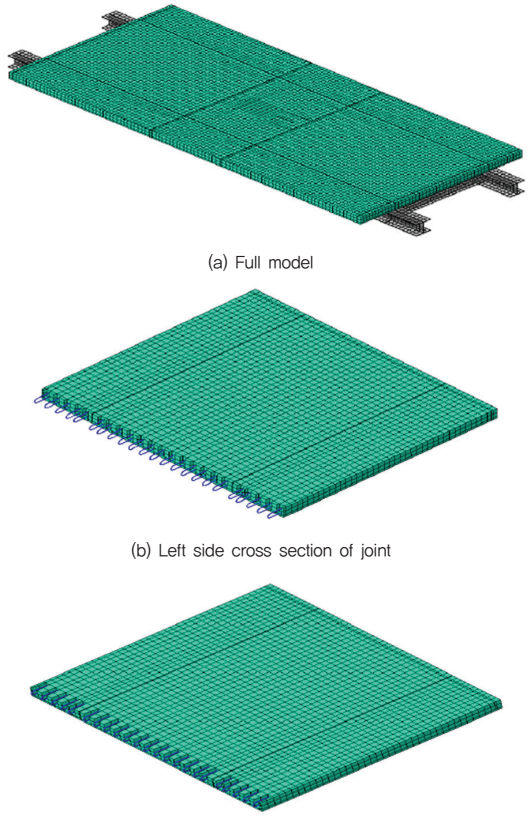
creases with the number of load cycles, but the deflection behaves linearly. Cracks and leakage did not occur byvisual inpection.

The load-deflection curve at the joint boundary loading surface-from repeated fatigue load of 90kN, 180kN, 270kN and static load thereafter is shown in Fig. 14. After completing100,000 cycles of 180kN and 270kN load, the residual deflection increase,and-thegradient gradually decrease furthermore,the stiffness of the deck slightly decreasedepending on crack occurrencein the deck but stillshowlinear behavior.

Fig. 15 shows the load-crack width curve at the bottom of the joint between the decks (CH.11) and at the initial crack location(CH.12) after applying 100,000 cycles of repeated 270kN fatigue load on the boundary of the joint at the center of the deck. The crack width measured attheinitial stage of the repeated load is less than 0.1mm, and the crack width increases with the number of load cycles. However, the crack width is within allowable crack width of 0.2mm, and leakage at the joints and connections doesn't occur; furthermore, lateral cracks don't occur by visual inspection.

5_FINITE ELEMENT ANALYSIS OF THE COMPOSITE BRIDGE DECK SPECIMEN

A non-linear finiteelement analysis of the composite bridge deck specimen is carried outusing a finiteelement analysis program, ABAQUS 6.9(2009). The center two joints are modeled for 570 finite element analysis even though the specimen has four joints, because tests results show that the loads donot influence the joints at the ends. An8-nodesolid element isused for concrete and non-shrinkage mortar. A 2-node3D Truss element(T3D2)isused



(a) Full model

(b) Left side cross section of joint

(c) Right side cross section of joint

Fig. 16. Finite element analysis model of the composite bridge model

Table 2. Material properties of concrete

Compressive strenght (MPa)	Tensile Strength (MPa)	Elastic Modulus (MPa)	Mass density (kg/m³)	Poisson ratio
45	2.25	33,060	2300	0.18

for reinforcement,and concrete and reinforcement areassumed to be fully bondedby applying embedded region. Contact condition isconsidered at the boundary between concrete and non-shrinkage mortar. Finite element model of the specimen is shown inFig. 16.

The concrete compressive stress-strain relationship isevaluated usingModified Hognestad stress-strain curve,as shown in Eq. (1) and Fig. 17. Compressive strength of the specimen isused for analysis,and strain εoand ultimate strain εcu are0.0025 and 0.0035, respectively. Linear elastic section ofconcrete isassumed 30% of the compressive strength. Tensile strength of concrete isset as 5% of the compressive strength,and the tensile characteristics after crack occurrenceisa perfectly plasticmodel considering tensile stiffeningeffect and convergence(Song et al.2009). Concrete Damaged Plasticity model isused as the failure standardfor theplastic model of concrete. Material characteristics of concrete used for finiteelement analysis are summarized inTable 2.

$$f_c = \acute{f}_c[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_o} - (\frac{\epsilon_c}{\epsilon_o})^2] \qquad 0 < \epsilon_c < \epsilon_c \tag{1a}$$

$$f_c = \acute{f}_c[1 - 0.15(\frac{\epsilon_c - \epsilon_o}{\epsilon_{cu} - \epsilon_o})] \qquad \epsilon_o < \epsilon_c < \epsilon_{cu} \tag{1b}$$

The compressive strength of non-shrinkage mortar used in the specimen, 55MPa,isapplied for analysis,and Concrete Damaged Plasticity model isused.Material characteristics of non-shrinkage mortar arebased on data in previousstudies. That is, perfectly elasto-plastic model is used; the linear elastic section of concrete isassumed 30% of the compressive strength,and thetensile strength isset as1.10MPa or 2% of the compressive strength (Joo et al.2014). Strain εoand ultimate strain εcu are0.013 and 0.017, respectively, andtheelastic modulus isset as 11,000MPa according to Eq. (2) (Kaushik et al.2007).Stress-strain relationship of non-shrinkage mortar used for finite element analysis is shown inFig. 18.

$$E_m = 200\acute{f}_m \tag{2}$$

Where, f'm : Unconfined compressive strength of non-shrinkage mortar (MPa).

Yield strength of reinforcement used for the specimen is400MPa,andthematerial isassumed a perfect elastic model,as shown in Fig. 19, and reinforcementand concrete areassumed to be completelybondedby applying embedded region condition.

Yield strength of reinforcement used for the specimen is400MPa,andthematerial isassumed a perfect elastic model,as shown in Fig. 19, and reinforcementand concrete areassumed to be com-

Table 3. Reinforcement material properties

Yield strenght (MPa)	Elastic modulus (MPa)	Mass density (kg/m³)	Poisson ratio
400	20,000	7,850	0.3

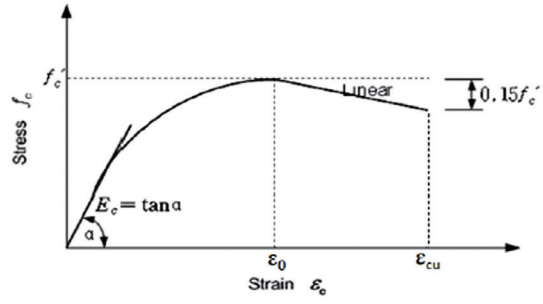


Fig. 17. Modified Hognestad stress–strain curve of concrete (Hognestad 1951)

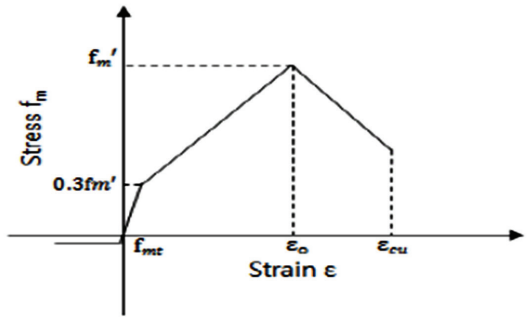


Fig. 18. Stress–strain relationship of non–shrinkage mortar

pletelybondedby applying embedded region condition.

Material characteristics of reinforcement used for the analysis are summarized inTable 3.

In this analysis, contact condition isapplied to the joint boundary between concrete and non-shrinkage mortar to enable occurrence of perpendicular openings to the boundary surface. The applying bond stress increases linearly until the bond strength of the boundary surface in the vertical direction is reached, and the strength decrease linearly thereafter, as shown in Fig. 20. Bond strength isset as 0.5MPa referring to previousstudy (Chung et al. 2004),and the frictional coefficient at the joint boundary surface is set as 0.5 referring to preceding study (Korean Geotechnical Society 2009).

The load-displacement resultsfrom the experiment and analysis are compared in Fig.21. The initial stiffness from analysis is slightly stiffer than the test results, but the overall structural behavior is similar. Table 4 compares the maximum load fromthetest and analysis results.

The tensile plastic strain distribution at the bottom of the specimen according to analysis results is shown in Fig. 22, and the plastic strain indicates crack occurrence in the specimen. The cracks develop fromtheloading surface to the center of the deck while relatively less cracks develop towardthelateral joint. The test and analysis results show similar crack behavior.

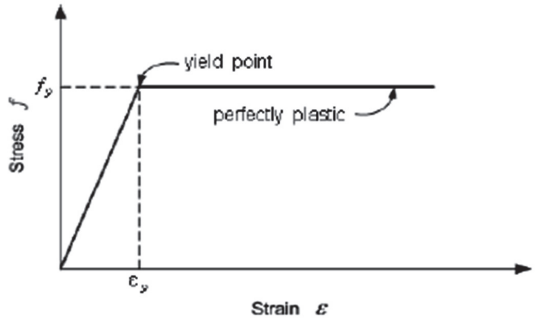


Fig. 19. Stress–strain relationship of rebar

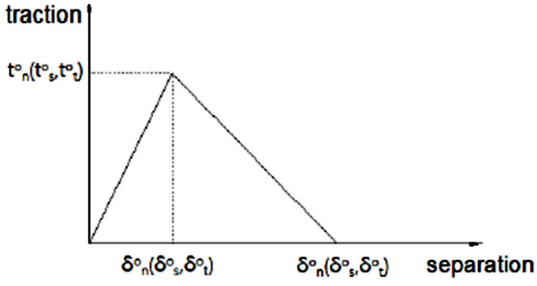


Fig. 20. Relationship between bond strength and bond failure

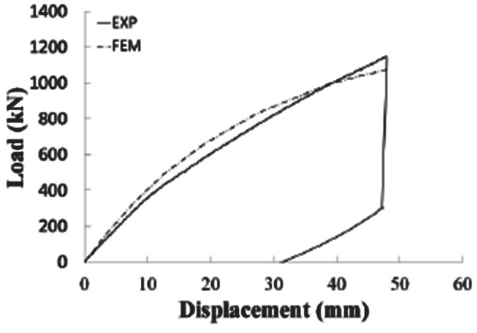


Fig. 21. Comparison of load–displacement between experiment and analysis

6_CONCLUSIONS

In this study, an asymmetric precast deck system with ribbed loop joints is proposed.A composite bridge deck specimenisfabricated,and structural performance and serviceability of the proposed deck j system isevaluatedthrough static and fatigue load tests. Leakage test of the deck joints and finite element analysis arealso carried out. Conclusion is outlined as follows.

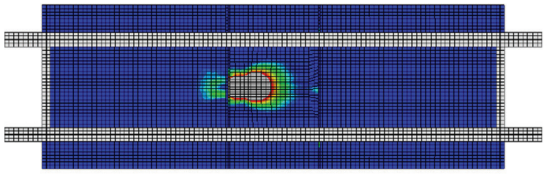


Fig. 22 Plastic strain distribution

Table 4. Comparisonof the maximum load between experiment and analysis

Maximum Load (kN)		
Experiment	Analysis	Experiment / Analysis
1146.08	1077.68	1.06

1) The proposed precast deck systemis an asymmetric structure fabricated by assembling two types of prefabricated precastdeck modules and pouring a filling material into the joint between the decks for integration.The proposed asymmetric precast deck system lackinterference between the loop reinforcement and extended lower concrete at the joint, allowing sequential vertical installation and goodworkability. A separate form isnotrequired at the site because thepartition wall of the joint servesas aform when placing non-shrinkage mortar on the joint. Therefore, rapid construction is possible.

2) After completingthe static load test applied with 200% of the deck design load, initial longitudinal cracksin the deck occurat the bottom of loading surface atamaximum load of 240kNby visual inspection, but lateral cracksdonot occur.

3) After completing2,000,000 cycles ofthe designfatigue load, the crack width of thejoint iswithin the allowable crack width,and leakage in the joint between the decks and connections betweenthedecks and steel girders donot occur. Moreover, aftercompleting100,000 cycles withthreetimesthedesign fatigue load, stiffness of the deck isslightly reduced, but the deflection has a linear behavior. Thus, the serviceability is achieved with regard to crack and leakage underservice load condition.

4) After applying static load until ultimate failure occur in deck, punching shear failure occur at maximum load of1,146kN.The punching failure strength of the deck isapproximately9.1 times thedesign load considering impact effect.

5) Finite element analysis (FEA) show that structural behavior such as deflection and crack pattern of the precast deck is similar with test results, and FEA can be utilized effectively for verifying ultimate behaviors and parameter analysis study of precast decksystem.

ACKNOWLEGEMENTS

This study was supported by a grant (13SCIPA01) from Smart Civil Infrastructure Research Program funded by Ministry of Land, Infrastructure and Transport (MOLIT) of Korea government and Korea Agency for Infrastructure Technology Advancement (KAIA). The writer would like to acknowledge and thank MOLIT and KAIAfor funding the study.

REFERENCES

1. ABAQUS(2009), Abaqus Analysis User's Manual Version 6.,9,Dassault Systems Simulia Corp.
2. AASHTO(2008), LRFD Bridge Design Specification.4th Ed.,American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington D.C., USA.
3. Chang, S.P., Kang, S.G. and Shim, C.S. (1997), "A study on the design of shear connector of continuous composite bridge", J. Korean Soc. Steel Constr., 9(3), 351-362.
4. Chung, C.H., Lee, H.J., Hyun, B.H., Kim, J.S. and Park, K.M. (2004), Evaluation and experiment of prefabricated PC manhole joint, Research Report, Toam Industry Co., Ltd.
5. Chung, C.H., Shim, C.S., Kim, Y.J. and Jang, S.W. (1999), "Static and fatigue tests on composite bridge using precast concrete deck", J. Korean Soc. Civil Engineers, 34(5), 791-800.
6. DAEWOO Corporation E&C(1998),Application and development of precast concrete bridge deck.
7. DIN 1045(2001), Plain, reinforced and prestressed concrete structures.
8. Hognestad, E. (1951),"A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members", Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, III.
9. Issa,M.A., Idriss, A.T., Khayyat, S.Y.and Kaspar, I.I. (1995),"Full depth precast, prestressed concrete bridge decks panels",PCI journal, 39(1), 59-80.
10. Issa, M.A., Issa, M.A., Idriss, A.T., Khayyat, S.Y., Yousif,A.A.and Kaspar, I.I. (1995),"Field performance of full depth precast concrete panelsin bridge deck reconstruction",PCI journal, 40(3), 82-108.
11. Joo, S.H., Chung, C.H. and Bae, J.H. (2014), "Strength

evaluation on sectional members of prefabricated precast concrete arch with reinforced joint", J. Korean Soc. Civil Engineers, 34(5), 1363-1372.

12. Kaushik, H.B., Rai, D.C. and Jain, S.K. (2007), "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression", J. Mater. Civil Eng., 19(9), 728-739.
13. Kim, I.G., Kim, Y.J., Kim, S.W. and Jang, S.K. (2007), "Rapid and mechanized construction of bridge deck with precast concrete deck system used longitudinal tendon", J. Korea Concrete Inst., 19(3), 50-54.
14. Kim, Y.J., Chung, C.H. and Park, C.L. (1997), "Application of precast concrete bridge decks for rapid construction", J. Korea Concrete Inst., 9(1), 68-75.
15. Kim, Y.J., Chung, C.H. and Shim, C.S. (1998), "A study on bond properties of joint grouting materials for precast concrete bridge decks", J. Korea Concrete Inst., 10(1), 153-160.
16. Kim, Y.J., Chung, C.H. and Shim, C.S. (2004), "New technology for durable concrete bridge decks", J. Korea Concrete Inst., 16(2), 10-16.
17. Korean Geotechnical Society(2009),Structure Foundation Design.
18. Ryu, H.K., Kim, Y.J. and Chang, S.P. (2007), "Experimental study on static and fatigue strength of loop joints", Eng. Struct., 29(2),145-162.
19. Shim, C.S., Choi, K.Y. and Chang, S.P. (2001), "Design of transverse joints in composite bridges with precast decks", J. Korean Soc. Civil Engineers, 5(1), 17-27.
20. Shim, C.S., Lee, P.G., Jang, S.W. and Chang, S.P. (1999), "The Static and fatigue behavior of composite steel-concrete beam with precast concrete decks", J. Korean Soc. Civil Engineers, 19(3), 417-425.
21. Shin, D.H., Park, S.J., Oh, H.C., Kim, I.G. and Kim, Y.J. (2015), "Evaluation on flexural performance of precast bridge decks with ribbed connection", J. Korea Inst. Struct. Maint. Inspection, 19(3), 1-9.
22. Song, N.Y., Chung, C.H. and Kim, Y.J. (2009), "Nonlinear analysis of CFT truss girder with The arch-shaped lower chord", J. Korean Soc. Civil Engineers, 29(6), 625-639.
23. Youn, S.K., Shim, C.S., Chung, C.H. and Chang, S.P. (1998), "Determination method for longitudinal prestressing force in precast bridge deck", J. Korean Soc. Civil Engineers, 18(6), 799-810.

Influence of the skirt on the seismic response of bucket foundations for offshore wind tower using dynamic centrifuge model tests

Leonardo T. Olalo
Kongju National University
nard1022@gmail.com

Yun Wook Choo
Kongju National University
ywchoo@kongju.ac.kr

Kyung-Tae Bae
Civil & Plant Engineering Research Team
kyungtae.bae@daewooenc.com

본 논문은 Proceedings of the ASME 2016 35th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering(OMEA 2016), June 19-24, 2016, Busan, Korea, pp.1-6에 게재되었던 논문을 재게재 한 것입니다.

Abstract

The influence of skirt to the seismic behavior of the bucket foundation supporting offshore wind turbine was analyzed by performing dynamic centrifuge tests. Three types of bucket foundation with aspect ratios (length of the skirt/diameter of the foundation) of 0.50, 0.75 and 1.00 were tested. Kobe and El Centro earthquakes were used as excitation patterns. Clean sand was used to simulate the soil deposit. Peak acceleration, settlement and tilting of foundations on drained sand condition were analyzed and compared. The bucket foundation with the longest skirt accelerated the most at the platform level and experienced the least degree of tilting and normalized settlement. Obtained results were expected to contribute for a better understanding on the performance of bucket foundation during an earthquake.

Keywords : Olean engineering, wind, sands, earthguakes, offshore wind turbines, soil, excitation

1_INTRODUCTION

As the climate change has become a global problem, a call for renewable energy has been one of the approaches to mitigate this problem from getting worse. Offshore wind energy is now gaining attention for it can generate a larger amount of energy because of better wind quality and applicability of larger size turbine compared to onshore farms. As increasing proportions of electricity from renewable wind power are produced, the design of foundation systems becomes important because the foundation part may account for as much as 35% among the cost of a typical offshore wind project [1].

The suction bucket is a relatively new foundation concept for offshore wind energy. Bucket foundations are favorable due to their relatively simple installation process and the avoidance of noise emission induced by pile driving. It is considered to be an innovative type of foundation which is suitable for offshore wind turbine, and can be installed faster at lower cost than conventional foundations [2-6]. Previous research studies about the bucket foundation for the support of offshore wind turbine were reported regarding basic mechanism, and installation technologies using laboratory test and field tests of bucket foundations [2-6].

Many of offshore wind turbines have exerted on fixed platforms so that the seismic performance should be considered. However, there are a few studies on seismic behavior of bucket foundation [7-8]. The seismic response of suction caissons is seldom reported because the theoretical and numerical analysis is difficult to provide precise conclusions due to the complexity of the earthquake simulation and geotechnical conditions [7]. Thus, experimental data to understand the seismic performance of bucket foundation are still sparse.

In this study, the geometry of bucket foundation was investigat-

ed using dynamic centrifuge model tests. This paper presents the results from centrifuge model tests performed to provide information on the influence of the seismic response of the bucket foundation. The peak acceleration was measured at different locations, determining the response of the foundation and soil media. The displacement and tilting behavior of the foundation during the earthquake excitation was measured using laser sensors.

2_CENTRIFUGE MODELING

2.1. Foundation Structure

Three offshore wind turbine models with varying aspect ratios were tested. These models have identical properties other than the length of the skirt. Model 1 has an aspect ratio of 0.50. The second model has an aspect ratio of 0.75. The length of the skirt of Model 3 is same with the length of the diameter of the foundation, making the aspect of ratio equal to 1.00. Table 1 shows the dimensions of the model foundation in model scale.

2.2. Tower structure

The tower head model was simplified as lumped mass by adding thin circular plates on the top. It was modelled as a single-degree-of-freedom because of the complexity of the dimensions of the tower, turbine, and blade. It consists of a top-mass and a rod made of aluminum. The height of the rod was scaled down to 1/240 from the prototype structure, and was determined based on the height of the center of the nacelle from the platform of the foundation. The factor of the centrifugal acceleration is not equal to the scaling factor of the height of the rod.

Table 1. Model foundation dimensions

	Model 1	Model 2	Model 3
Length of Skirt, L(mm)	35.42	54.17	70.83
Diameter, D (mm)	70.83	70.83	70.83
Aspect Ratio (L/D)	0.50	0.75	1.00

2.3. Centrifuge Equipment and Shaking Table

The foundation models were placed on an equivalent shear beam (ESB) box filled with clean sand prepared in dry condition. The inner dimensions of the ESB box used in this study are 1.44 m in length, 0.44 m in width, and 0.631 m in depth. The ESB concept was used to properly simulate half-infinite boundary of in-situ soil deposit and limited boundary of a model container [9]. The ESB box has an aluminum base-plate on which are superposed ten rectangular aluminum frames. A rubber joint is placed between each frame to ensure sealing of the model, and shearing between two frames. Rolling bearings are installed between each frame in order to allow free displacement of the frame in the shaking direction.

The dynamic centrifuge tests were performed at the Center for Geotechnical Centrifuge Modeling at K-water research institute in Daejeon, South Korea. The 800g-ton (gravity-ton) geotechnical centrifuge has a maximum acceleration of 150g at 7.5m nominal radius. The ESB box was put on the electro-hydraulic servo



(a) (b) (c)

Fig. 1. Model foundation of the study: (a) Model 1, (b) Model 2 and (c) Model 3

system earthquake simulator with maximum horizontal shaking level of 60g at centrifugal acceleration of 100g. The shaking table has dimensions of 1.6m x 0.8m x 0.8m and maximum payload capacity of 1500kg [10].

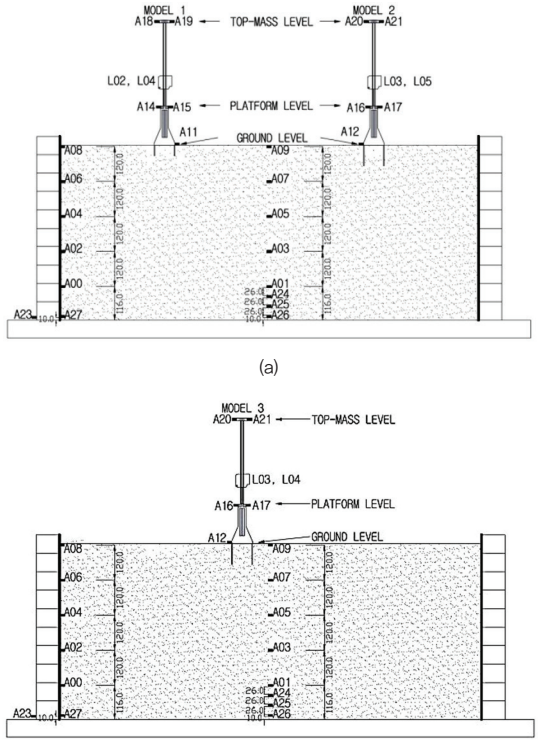


Fig. 2. Cross-section of the experiment set-up with instrumentation layout (dimensions in mm; model scale): (a) first set-up with Models 1 and 2, and (b) second set-up with Model 3.

The maximum centrifugal acceleration used in this test is 60g, thus the scaling factor is 60. The centrifuge model tests reflect the stress field associated with the centrifugal acceleration. The scaling law for centrifuge tests on bucket foundations was summarized in Table 2.

Table 2. Scaling factors of centrifuge modeling [11]

Parameter	Scaling factor (model/prototype)
Length	1/N
Mass	1/
Stress	1
Strain	1
Time (dynamic)	1/N
Frequency	N
Acceleration	N

Table 3. Input motions in the centrifuge tests

Model 1 and 2			Model 3		
Test	Peak Acc., g*	Dominant Freq., Hz*	Test	Peak Acc., g*	Dominant Freq., Hz*
Kobe Earthquake			Kobe Earthquake		
1-1	0.081	1.10	11-1	0.071	1.38
1-2	0.088	1.11	11-2	0.075	1.09
1-3	0.113	1.11	11-3	0.081	1.09
1-4	0.086	1.11	12-1	0.131	1.48
2-1	0.135	1.10	12-2	0.144	1.46
2-2	0.150	1.10	12-3	0.155	1.47
2-3	0.161	1.10	13-1	0.228	1.11
3-1	0.197	1.11	13-2	0.241	1.10
3-2	0.211	1.10	13-3	0.233	1.10
4-1	0.258	1.11	14-1	0.310	1.11
4-2	0.311	1.11	14-2	0.333	1.10
4-3	0.319	1.11	14-3	0.323	1.10
5-1	0.389	1.10	15-1	0.375	1.10
5-2	0.391	1.10	15-2	0.395	1.09
			15-3	0.389	1.08
El Centro Earthquake			El Centro Earthquake		
6-1	0.081	1.78	16-1	0.088	1.79
6-2	0.076	1.78	16-2	0.085	1.79
7-1	0.136	1.51	16-3	0.085	1.78
7-2	0.135	1.51	17-1	0.142	1.78
8-1	0.195	1.51	17-2	0.146	1.78
8-2	0.195	1.51	17-3	0.140	1.78
9-1	0.255	1.52	18-1	0.185	1.52
9-2	0.257	1.52	18-2	0.184	1.51
10-1	0.341	1.52	18-3	0.190	1.51
10-2	0.359	1.52	19-1	0.254	1.52
			19-2	0.258	1.52
			19-3	0.263	1.52
			20-1	0.359	1.52
			20-2	0.370	1.52
			20-3	0.360	1.52

※ Measured by the accelerometer A27 at Bedrock

2.4. Soil Material, Accelerometer and Laser Sensor

Clean sand was used to simulate the soil deposit to determine the seismic response of the bucket foundation embedded on drained

soil condition. The sand deposit was prepared by air-pluviation at 1g. It has a relative density of 95%. The mean effective diameter (D50), the curvature coefficient (CC), and uniformity coefficient are 0.19mm, 1.00, and 1.29, respectively.

Two sets of experiment have been performed due to lack of work space. The first set-up consists of Model 1 and Model 2 while the second set-up consists of only Model 3. Figure 2 shows the cross-section of the set-up with the location of the instrumentation at model scale. Accelerometers were buried at eight different depths during the air-pluviation of the sand (i.e. A00-09 and A23-27). In addition, accelerometers were attached at the three different heights on the structure models: A10-13 at ground level, A14-17 at platform level (i.e. the connection between the foundation and tower), and A18-21 at the top-mass. Two identical accelerometers were and at same level, but on opposite faces, to eliminate the effect of its weight on the response of the models. Accelerometers used in this study are piezo-electrical type (PCB group, W353B17, ±500g), having physical specifications of: 15 mm in length, 7.14 mm in diameter, and 1.7 grams in mass.

The tilting and vertical settlement was measured using the laser sensors. Two laser sensors were attached to a fixed support and positioned vertically on opposite sides of each bucket foundation. Laser sensors used in this study (L02-05; Wenglor, YP-05MGV80) were installed as shown in Figure 2.

2.5. Test Procedure

The model was subjected to the earthquake motions summarized in Table 3. Two earthquake signals were excited at the bottom of the ESB box. The first input excitation is the Kobe earthquake recorded in 1995 at KJMA Station 090 (Figure 3a and Figure 3b). The second is El Centro earthquake presented in Chopra (2000), which was recorded by an instrument attached to the El Centro terminal substation building's concrete floor (Figure 3c and Figure 3d). Peak accelerations of input motions excited in the tests vary from 0.071g to 0.395g in the prototype scale. The accelerations of final prototype input motions were amplified with a factor of 60 and the time of the final prototype input motions were scaled down with a factor of 1/60.

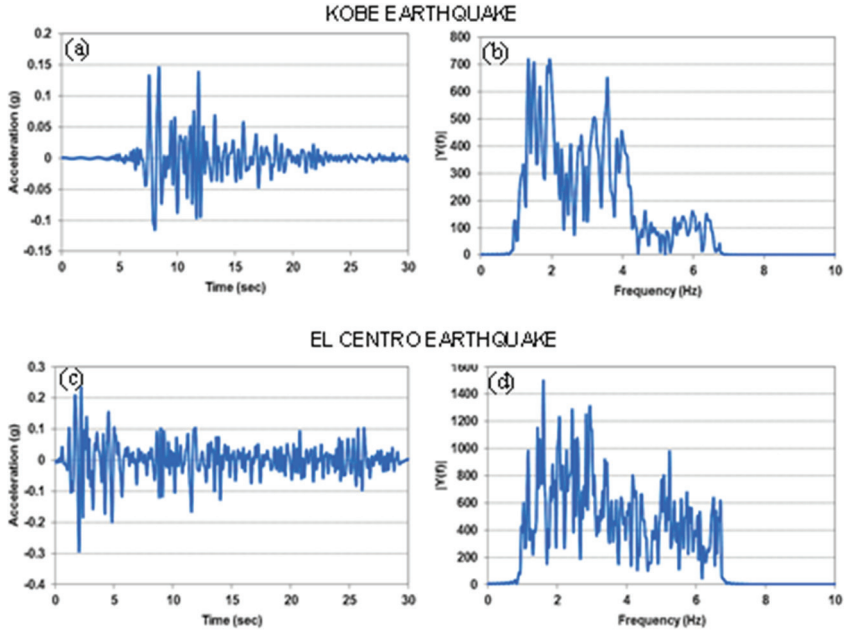


Fig. 3. Input motions used in study: (a) time history and (b) frequency content of Kobe earthquake; (c) time history and (d) frequency content of El Centro (prototype scale)

3_TEST RESULTS

3.1. Peak Acceleration Response of Structures

Earthquake ground motion causes soil displacement known as free field motion. The foundation embedded into the soil will not follow the free field motion which causes kinematic interaction. However, from the results, the length of the skirt is shows a minimum influence on the peak acceleration response at the ground level as the ground acceleration would likely be fully transmitted. The peak acceleration at top-mass was not greatly influenced by the varying length of skirt. It may show that tower structure is responding independently from the foundation.

Peak acceleration of the structure versus peak ground acceleration (PGA) at free field was used to compare the seismic response of the models. Figure 4 and Figure 5 show the seismic response of the structure during the Kobe and El Centro. There has been a small difference of peak acceleration among the models at the foundation level (Figure 4a and Figure 5a) and top-mass level (Figure 4c and Figure 5c). On the other hand, a significant difference on the magnitude of acceleration was observed at the platform level.

Based from the results of seismic response of structure at the platform level, Model 1 accelerated the least while Model 3 accelerated drastically during Kobe excitation (Figure 4b). However, during the El Centro excitation, graphical data shows that Model 2 accelerated the most, and Model 1 performed the least degree of

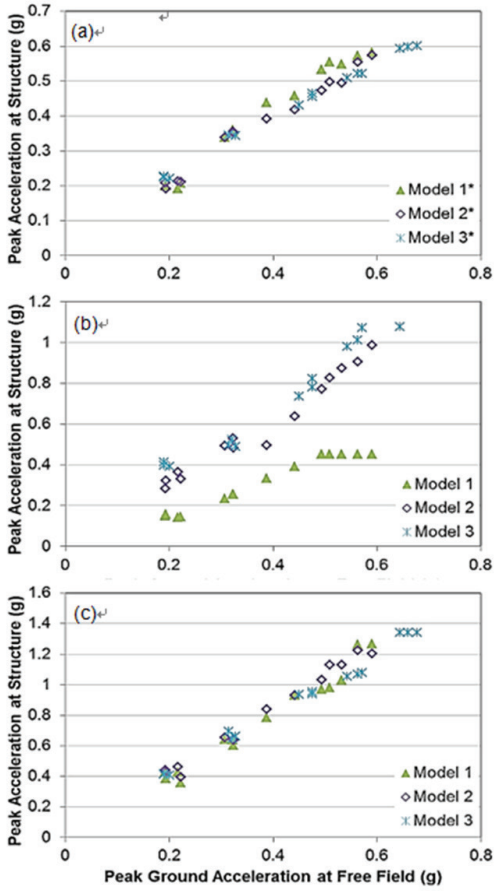


Fig. 4. Seismic response of the structures at (a) ground level, (b) platform level, and (c) top–mass excited by Kobe

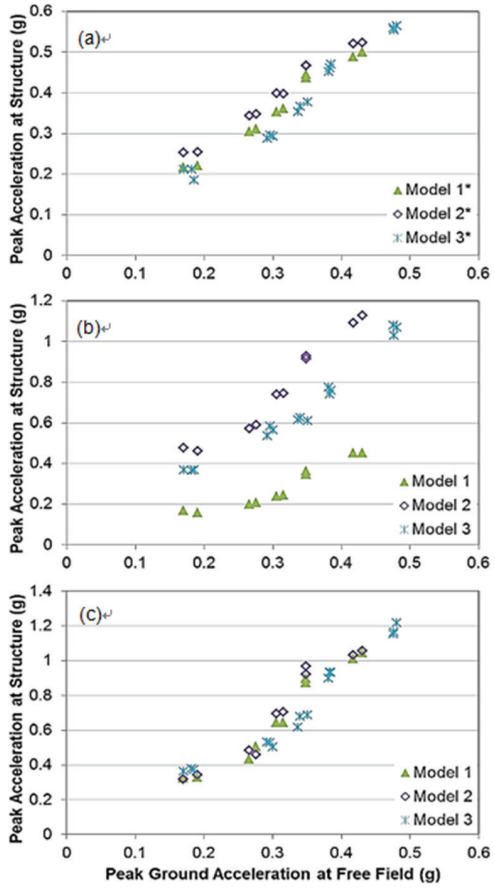


Fig. 5. Seismic response of the structures at (a) ground level, (b) platform level, and (c)top–mass excited by El Centro

acceleration (Figure 5b). The reason may be related to the transmission of the seismic waves to the structure which is influenced by the interaction of the foundation and soil media. Model 2 might have achieved the optimum length of the skirt to fully transmit the seismic waves from the ground to structure. An increase in length of skirt from 0.75 to 1.0 aspect ratio may not greatly influence the shaking behavior of the structure.

3.2. Earthquake Induced Settlement

Two plates were attached at the ground level of bucket foundations. These plates were targeted by the laser sensors. Settlement was computed by determining the difference between initial (i.e. before earthquake excitation) and final (i.e. after earthquake excitation) position of the opposing plate and averaging the result.

The smallest settlement of the foundation was obtained by the Model 3. Figure 6 shows the accumulated normalized settlement of the foundation corresponding to the PGA at free field during the El Centro excitation. All models obtained an upward vertical movement of foundation. The underlined reason for this behavior of the foundation is because of the soil media used were sand, and the main contribution of the seismic resistance coming from the frictional resistance at the surface of the skirt. Another reason is that it can be easy for the structure to move upward rather than penetrate as natural property of the sand

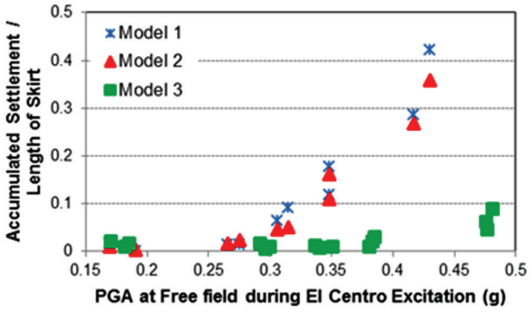


Fig. 6. Normalized accumulated settlement vs. Free field PGA during El Centro excitation

3.3. Earthquake Induced Tilt Angle

The tilting behavior of the bucket foundation was measured using the laser sensors. As mentioned, two laser sensors were used for each bucket foundation. The tilt angle was determined by the elevation difference of both plates.

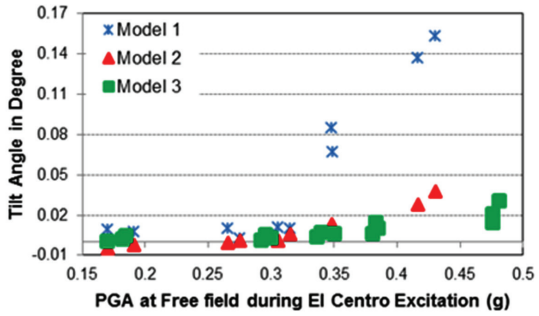


Fig. 7. Accumulated tilt angle with respect to the free field PGA during El Centro excitation

It has been observed that as the peak ground acceleration increases the maximum tilt angle of the models also increases. Model 1 obtained the highest tilt angle while the Model 3 obtained the lowest. It can be concluded that higher aspect ratio might obtain higher resistance against tilt.

After each excitation, inclination of the foundation was developed. Figure 7 shows the accumulated tilt angle. At the end of the tests, Model 1 obtained the highest tilt angle. Having the highest value of aspect ratio, Model 3 obtained the smallest accumulated tilt angle.

4_CONCLUSIONS

Three models with varying aspect ratios were analyzed under set of dynamic centrifuge tests to study the influence of the length of skirt to the performance of offshore wind turbine structure during an earthquake. The length of the skirt showed a minimum influence on the peak acceleration response at the ground level as the ground acceleration would likely be fully transmitted. Tower structure is responding independently from the foundation as the peak acceleration at top-mass was not greatly influenced by the varying length of skirt.

Model 1 (L/D = 0.5) exhibited the least magnitude of shaking

at the platform level (connection between tower and foundation) while Model 3 (L/D = 1.0) experienced drastic shaking at El Centro and Kobe excitation. The Model 3 (L/D = 1.0) obtained the least degree of tilting and normalized settlement. On the other hand, the Model 1 (L/D = 0.5) tilted the most and obtained the highest normalized settlement.

The seismic performance of the bucket foundation was greatly influenced by the length of the suction caisson. It can be observed that the length of the foundation skirt was correlative to the peak acceleration at platform level until the optimum length has been reached. An increase on foundation skirt length could lead to a decrease in normalized settlement and tilting.

ACKNOWLEGEMENTS

This research was a part of the project titled "Development of design basis and concrete technologies for offshore wind turbine support structures/20120093" funded by the Ministry of Oceans and Fisheries, Korea.

REFERENCES

1. Byrne, B., Houlsby, G., Martin, C., and Fish, P., 2002, "Suction caisson foundations for offshore wind turbines," Wind Engineering, 26(3), pp. 145-155.
2. Houlsby, G.T., and Byrne, B.W., 2000, "Suction Caisson Foundations for Offshore Wind Turbines and Anemometer Masts," Wind Engineering, 24(4), pp. 249-255.
3. Byrne, B.W., and Houlsby, G.T., 2003, "Foundations for Offshore Wind Turbines," Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A: Mathematical and Physical Sciences, 361(1813), pp. 2909-2930.
4. Choo, Y.W., Kim, D.J., Kim, S., Kim, J.H., Kim, D.S., Jee, S.H., and Choi, J.H., 2012, "Centrifuge Tests of Monopod and Tripod Bucket Foundations for Offshore Wind Turbine Tower," Proc. of 1st Asian Workshop, Asiafuge 2012, Mumbai, India.
5. Kwag, D, Oh, M, Kwon, O, and Bang, S (2013). "Field Installation Tests of Monopod Suction Pile and Tripod Suction Buckets," Proc. of the ASME 2013 32nd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering, OMAE2013, Nantes, France.
6. Houlsby G.T., Ibsen L.B. and Byrne B.W., 2005, "Suction Caisson for Wind Turbines," Proceedings of Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2005, Gourvenec S and Cassidy MJ (eds), Taylor & Francis, London, UK, pp. 359-366.
7. Wang, X., Zeng X., Yu, H., and Wang, H., 2015, "Centrifuge Modeling of Offshore Wind Turbine with Bucket Foundation under Earthquake Loading," IFCEE 2015, pp. 1741-1750.
8. Kourkoulis, R.S., Lekkakis, P.C., Gelagoti, F.M., and Kaynia, A.M., 2014, "Suction Caisson Foundations for Offshore Wind Turbines Subjected to Wave and Earthquake Loading: Effect of Soil–Foundation Interface," Geotechnique, Vol. 64, No. 3, pp. 171-185.
9. Zeng, X. and Schofield, A.N., 1996, "Design and Performance of an Equivalent-Shear-Beam Container for Earthquake Centrifuge Modelling", Geotechnique, Vol. 46, No. 1, pp. 83–102.
10. Kim, N.R., Park, D.S., Shin, D.H., and Jung, W.S., 2014, An 800 g-tonne geotechnical centrifuge at K-water Institute, Korea, In C. Gaudin & D. White (eds.), Physical Modelling in Geotechnics; Proc. Intern. Conf., Perth, Australia, 2014: pp. 175-180. Rotterdam: Balkema.
11. Taylor, R.N., 1995, "Centrifuges in Modeling: Principles and Scale Effect", In R.N. Taylor (eds.), Geotechnical Centrifuge Technology, pp. 19-33

유한요소해석에 의한 요철형 이음단면을 갖는 프리캐스트 바닥판의 휨성능 평가

Evaluation on Flexural Performance of Precast Decks with Ribbed Joint by FEM

오현철
책임연구원 토목플랜트연구팀
hyunchul.oh@daewooenc.com

정철헌
단국대학교 토목환경공학과 교수
chchung5@dankook.ac.kr

강명구
단국대학교 토목환경공학과 석사과정
kmg311@hotmail.com

박세진
선임연구원 토목플랜트연구팀
sejin.park@daewooenc.com

신동호
선임연구원 토목플랜트연구팀
dongho.shin@daewooenc.com

본 논문은 2016년 한국구조물진단유지관리공학회 Vol.20, No.1, pp. 85-94에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

In this study, a non-linear FEM model is presented to predict the static flexural performance of precast bridge decks with ribbed joint and is verified with previous experiment results through comparison. The several theory of material properties were applied to each mechanical properties in FEM model and FEM model's input variables were determined through experiment result and parametric study. The FEM results showed good accuracy in predicting the structural performance of the specimens and FEM model's average error rate was 5%. Also, each specimen's cracking aspect and failure mode can be predicted through FEM's plastic strain distribution. Thus, this FEM model can be used effectively for predicting the ultimate behavior and parametric study to development of design formula for joint.

Keywords : Ribbed connection, Precast bridge decks, Flexural performance, FEM model

1. 서 론

교량바닥판은 차량하중을 직접 지지하는 기능적 특성뿐만 아니라 건조수축, 동결융해 등 화학적 및 환경적 요인에 의해 교량 부재 중 가장 잦은 손상이 발생하는 부재로 알려져 있다. 이로 인해 교량바닥판의 평균 수명은 약 17년 정도로 매우 짧으며, 빈번한 보수, 보강 및 교체로 인해 교통체증과 안전문제를 유발시키고 있다(Bae et al., 2014).

따라서 최근, 기존 교량바닥판의 노후화로 인해 신설뿐만 아니라 교체 및 보수보강 등 유지관리의 중요성이 강조되고 있다. 현재 교량바닥판에 주로 적용되고 있는 현장타설 바닥 판은 보수 및 교체의 어려움, 공기 및 인건비의 증가, 초기균열 우려 및 간접비용 증가 등 여러 문제점을 갖고 있다. 반면, 사전에 공장제작 후 현장 조립되는 프리캐스트 바닥판의 공법은 품질확보 및 공기단축을 기대할 수 있으므로 기존 현장 타설 바닥판의 효과적인 대안으로 평가받고 있다.

특히 프리캐스트 바닥판은 바닥판간 이음부의 연결방법에 따라 구조물의 성능이 좌우되므로 강도 및 사용성 등을 확보 하면서 경제적인 급속시공이 가능한 이음부 연결기술이 중요 하다(Park et al., 2014).

프리캐스트 바닥판간 이음부에 대해 다수의 연구가 진행되어 왔으며, 이음부의 주요 형식은 종방향 프리스트레스 도입에 의한 방법(Kim et al., 1997; Kim et al., 2004; Kim et al., 2007), Loop 이음(Ryu et al., 2003; Ryu et al., 2005; Chung et al., 2008), Headed Bar 이음(Li et al., 2010a; Li et al., 2010b) 및 볼트와 용접을 이용한 방법(Joo et al., 2003; Shah et al., 2007; Porter et al., 2011) 등으로 구분할 수 있다(Shin et al.,2014). 그러나 기존의 연결 방법들은 프리캐스트 바닥판 간 연결에 있어서 경제성과 시공성을 동시에 만족하지 못하기 때문에 프리캐스트 바닥판의 활발한 적용에 한계가 있는 실정이다(Shin et al., 2015). 따라서 선행

연구에서 경제성 및 시공성의 개선이 가능한 프리캐스트 바닥판 연결시스템을 제안하였으며, 부재요소실험을 수행하여 제안된 연결시스템의 휨성능을 평가하였다.

본 연구에서는 선행연구에서 수행된 실험모델을 대상으로 3차원 비선형 유한요소해석을 수행하여 제안된 프리캐스트 바닥판 연결시스템의 휨성능을 평가하였으며, 실험결과와 해석결과의 비교를 통해 본 연구에서 수행된 비선형 해석의 적합성을 확인하였다.

2_실험모델

2.1. 실험체 개요

본 연구에서 대상으로 한 실험모델은 선행 연구(Shin et al., 2015)에서 수행된 실험모델 중에서 가장 우수한 구조적 거동을 보인 두 개의 비교실험체(HB 300 B, Loop 300 B)와 기준실험체로서 이음부 없이 일체로 제작된 RC바닥판 실험체(RC) 포함하여 총 3개이다. 비교실험체는 두 개의 프리캐스트 콘크리트 부재 사이의 이음부에 무수축 모르타르를 타설하여 일체화되었다. 모든 실험체는 길이 2,200 mm, 폭 800 mm, 두께 250 mm로 제작하였고, 프리캐스트 부재의 콘크리트 설계기 준압축강도는 40 MPa, 무수축 모르타르 압축강도는 60 MPa 로 하였다. 철근은 SD400을 사용하였으며, 폭 방향으로 150 mm 간격, 5열로 배근되었다.

프리캐스트 바닥판 이음부의 휨성능 평가를 위한 구조실험은 순수 휨모멘트에 따른 이음부의 구조적 거동을 파악하기 위해 4점 휨 실험으로 수행되었다. 하중은 폭 100 mm의 하중 재하판을 사용하여 600 mm 간격의 두 지점에 재하하였으며, 실험체의 폭 방향으로 일정하게 분포시켰다. 실험체 제원 및 하중재하 위치는 Fig. 1과 같으며, 실험체의 주요특징은 Table 1 과 같다. Table 1에서 알파벳 B는 요철형 단면을 의미하며, 실험체 이음부의 개요는 Fig. 2와 같다.

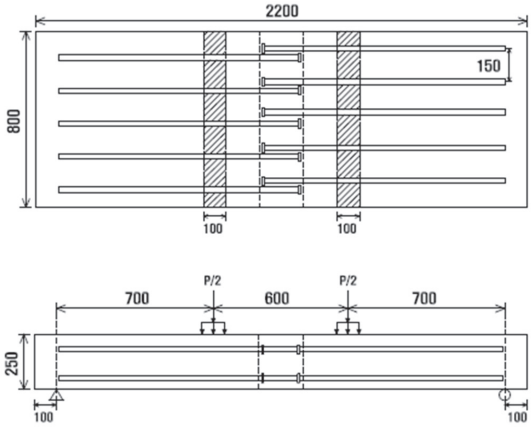
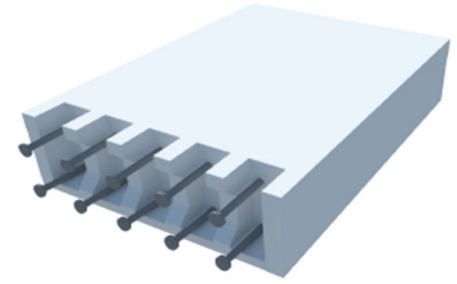


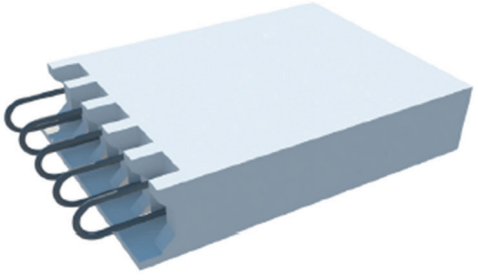
Fig. 1. Schematic of load condition for test

Table 1. Main variables of test specimens

Specimen	Joint length (mm)	Joint type	Type of joint section
RC	–	with out joint	–
HB 300B	300	Headed bar	Ribbed
Loop 300B	300	Loop bar	Ribbed



(a) Headed bar Joint (HB 300B)



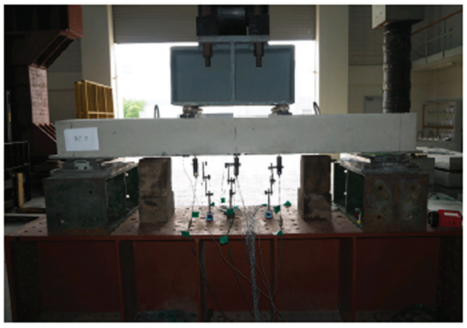
(b) Loop Joint (Loop 300B)

Fig. 2. Schematic drawing of specimens

2.2. 실험결과 요약

프리캐스트 바닥판 이음부의 휨성능 평가를 위한 구조실험은 Fig. 3과 같이 실험체의 파괴시까지 변위제어방법의 정적실험으로 수행되었으며, 실험체가 최대 하중 도달

이후 수직 변위만 증가하는 단계에서 실험을 종료하였다. Fig. 4는 각 실험체에 대한 하중-변위 관계를 나타낸 것이며, 주요 실험결과는 Table 2와 같다. Loop 300 B의 경우 초기 강성, 최대 내력 및 연성거동에서 일체형 RC실험체와 동등 수준의 구조적 거동을 보였다. 그러나 Headed bar 이음인 HB300 B의 경우, 최대 내력 이전까지는 일체형 RC실험체와 유사한 구조적 거동을 보였으나 부재의 연성거동 확보를 위한 철근 겹침이음 길이의 부족으로 인해 최대 내력 이후 급격한 내력 감소를 보였다(Shin et al., 2015). 따라서 동일한 조건의 단면 형태를 갖고 있는 경우, 연성거동 확보를 위해 Headed bar 이음은 루프 이음에 비해 보다 긴 겹침이음 길이가 필요할 것으로 판단된다.



(a) Loading



(b) LVDT & crack gauge

Fig. 3. View of flexural bending test and LVDT, crack gauge

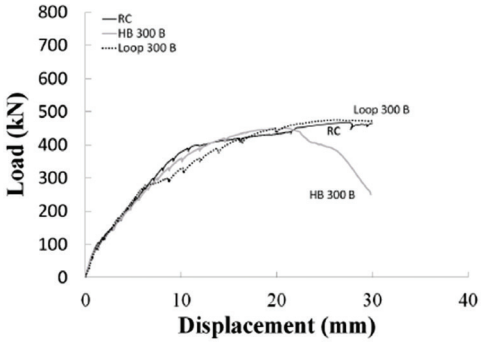


Fig. 4. Comparison of load-displacement diagram for specimens by experiment(Shin et al., 2015)

Table 2. Maximum load and vertical displacement at the load position by experiment(Shin et al., 2015)

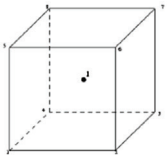
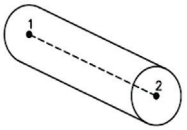
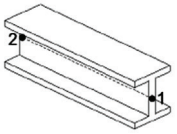
Specimen	Joint type	Max. load (kN)	Displacement at the max load(mm)	Yield load (kN)
RC	–	470	32	428
HB 300B	Headed bar	455	20	395
Loop 300B	Loop bar	470	24	469

3_유한요소해석

3.1. 모델 구성

각각의 실험체에 대해서 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.9(2009)를 이용하여 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 실험체 모델은 두 개의 프리캐스트 콘크리트 부재, 이음부 채움재인 무수축 모르타르 및 철근으로 이루어져 있으며, 콘크리트와 무수축 모르타르는 1개의 적분점을 갖는 8절점 Solid 요소(C3D8R)를 사용하였다. 콘크리트의 인장강도 및 enhanced option 적용여부에 따른 변수해석을 통해 감차적분(Reduced Integration)에 의한 hour-

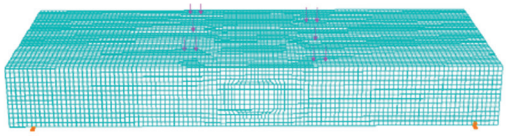
Table 3. Shapes of element

Element	Type	Shape	Applied member
Solid	C3D8R		Concrete & Non-shrinkage mortar
Truss	T3D2		Rebar
Beam	B31		Head

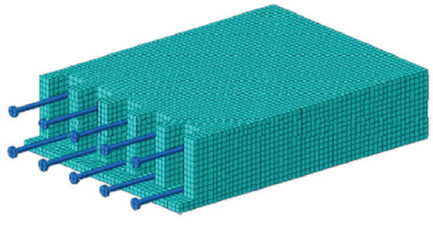
glass 현상을 완화하기 위해 enhanced option을 적용하였다(Fig. 9). 철근은 2절점 3차원 Truss 요소(T3D2)를 사용하여 실험체와 동일하게 모델링 하였으며, Headed Bar의 Head는 무수축 모르타르와의 지압 효과를 보이기 위해 2절점 Beam 요소(B31)로 모델링하였다. 콘크리트와 철근은 embedded region을 적용하여 완전 부착으로 가정하였으며, 콘크리트와 무수축 모르타르 경계면에는 부착을 고려하여 contact 조건을 적용하였다. 하중은 실험조건과 동일하게 폭 100 mm의 등분포하중으로 재하하였으며, 지점조건은 단순지지로 하였다. ABAQUS에서 제공하는 각 요소의 기본 형상 및 실험체의 유한요소모델은 각각 Table 3 및 Fig. 5와 같다.

3.2. 콘크리트 재료모델

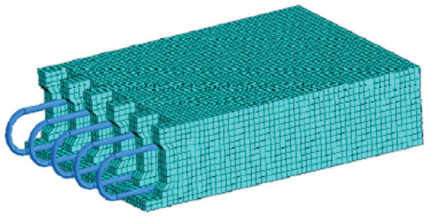
콘크리트의 선형 탄성 구간은 콘크리트 설계기준압축강도의 30%로 가정하였으며, 그때의 강도를 할선탄성계수법을 이용하여 콘크리트의 탄성계수를 결정하였다(Bangash, 1989). 해석에 사용된 콘크리트의 일축압축강도는 실험체의 설계기준 압축강도인 40 MPa로 하였다. 콘크리트의 응력이 선형 탄성 구간을 넘어서면 콘크리트의 흐름법칙(flow rule)과 변형률 경화법칙(strain hardening rule)에 의해 항복면이 결정되고 소성변형률이 계산된다.



(a) Full model



(b) Cress section of Headed bar Joint



(c) Cross section of Loop Joint

콘크리트 소성모델에 의한 파괴기준으로 Concrete Damaged Plasticity 모델을 사용하였으며, 콘크리트의 변형률 경화법칙은 식 (1) 및 Fig. 6에 나타낸 것 같이 콘크리트의 압축응력이 압축강도까지는 포물선 형태로 증가하고 압축강도 이후는 선형으로 감소하는 수정된 Hognestad 응력-변형률 곡선을 이용하였다. 본 해석에서는 최대 압축강도에서의 변형률(ϵ_0)과 극한변형률(ϵ_{cu})을 각각 0.0025, 0.0033으로 하였다. 한편, 다축응력상태에서의 콘크리트는 횡방향 구속효과에 의해 강도증가 효과가 발생하게 되며, 이러한 효과를 반영하기 위해서는 응력상태 함수의 도입이 필요하다. Concrete Damaged Plasticity 모델에서는 Fig. 7에서와 같이 정수압 응력(Hydrostatic stress, p) 성분과 편차응력(Deviatoric stress, q) 성분의 조합에 의해 평면응력 상태에서의 항복면이 결정된다. 여기서, 계수는 2축 압축응력과 일축 압축응력의 비율에 대한 함수이며, 본 해석에서는 2축 압축응력 상태의 값으로 1.16을 적용하였다(Kupfer et al., 1969).

개량심도와 1회 타격 당 에너지 관계식은 Menard(1975)가 제안한 것으로 식 (1)과 같이 표현할 수 있다.

$$f_c - f_c'\left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0}\right)^2\right] \qquad 0 < \epsilon_c < \epsilon_0 \qquad (1a)$$

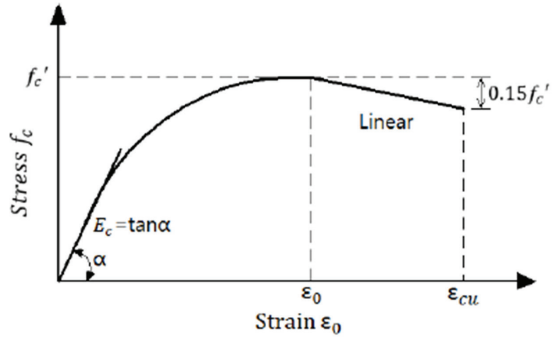


Fig. 6. Modified Hognestad stress-strain curve of concrete(Hognestad, 1951)

$$f_c - f_c'\left[1 - 0.15\left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_0}{\epsilon_{cu} - \epsilon_0}\right)\right] \qquad \epsilon_0 < \epsilon_c < \epsilon_{cu} \qquad (1b)$$

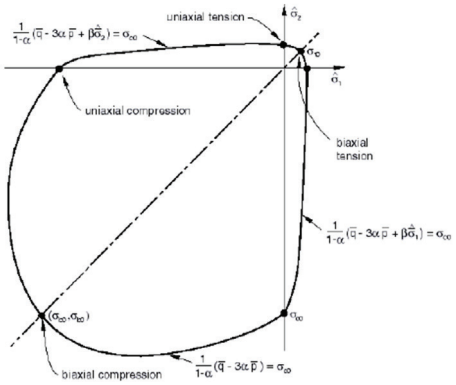


Fig. 7. Yield surface in plane stress(ABAQUS 6.9, 2009)

여기서, f_c, ϵ_c : 콘크리트 일축압축응력(Mpa) 및 변형률

$f_c^{'}$: 콘크리트의 일축압축강도(Mpa)

ϵ_o : f'_c에서의 압축변형률

$\epsilon_{cu}\alpha$: 콘크리트의 극한압축변형률

콘크리트의 인장거동은 콘크리트에 균열이 발생할 때까지 선형탄성거동을 하는 것으로 가정하였다. 즉, 콘크리트에 발생하는 주인장응력이 콘크리트의 인장강도에 도달할 때까지 재료는 탄성거동을 하지만 주인장응력이 인장강도에 도달하면 최대 주소성변형률의 직각방향으로 균열이 발생하고 재료는 직교이방성의 성질을 갖는다. 이러한 균열면에서는 철근과 콘크리트의 부착거동에 의해 인장강화(tension stiffening)거동을 한다. 본 연구에서는 인장강화 효과를 별도로 고려하지 않고 Fig. 8과 같이 인장강화 효과 및 수렴성을 반영하여 균열 후 콘크리트의 인장특성을 완전 소성 모델로 적용하였다 (Song et al., 2009).

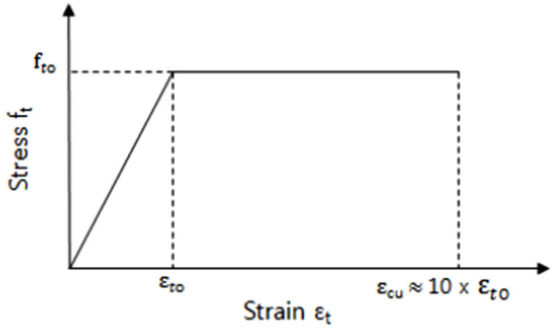
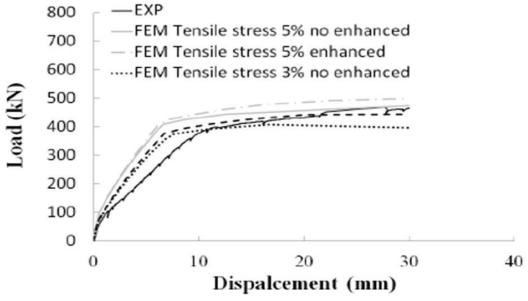
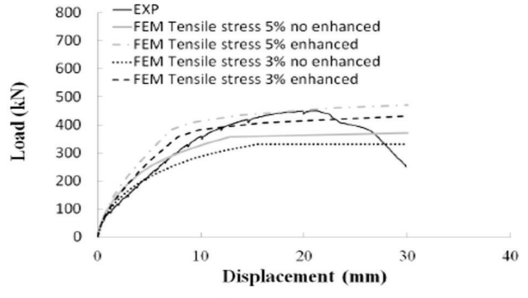


Fig. 8. Tensile stress–strain relationship of concrete

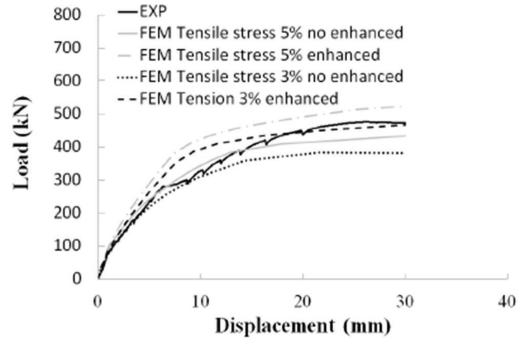
콘크리트의 인장 강도 f_t는 일반적으로 설계기준압축강도의 5%~8%로 알려져 있다(Chen, 1982). 그러나 본 연구에서는 콘크리트의 인장특성을 완전 소성 모델로 적용하였으므로 Fig. 9와 같이 하중–수직변위 관계의 실험결과를 토대로 한 변수해석 결과, 콘크리트의 인장강도를 압축 강도의 3%로 했을 경우에 실험결과와 근접한 것으로 나타났다. 따라서 콘크리트의 인장강도는 압축강도의 3%로 결정하였다. 유한요소해석에서 사용된 콘크리트의 재료특성은 Table 4와 같다.



(a) RC



(b) HB 300B



(c) Loop 300B

Fig. 9. Parametric study of concrete tensile stress and enhanced option

Table 4. Property of concrete

Compressive stength (MPa)	40
Tensile strength (MPa)	1.2
Poisson ratio	0.18
Mass density (kg/m^3)	2,300
Elastic Modulus (MPa)	29,387

3.3. 무수축 모르타르의 재료모델

해석에 사용된 무수축 모르타르의 압축강도는 실험체의 설계 압축강도인 60 MPa을 적용하였으며, 비선형 재료모델은 콘크리트와 동일하게 Concrete Damaged Plasticity 모델을 사용하였다. 무수축 모르타르의 재료특성은 선행 연구결과를 참고하여 결정하였다. 즉, 선형 탄성 구간은 압축강도의 30%로 가정하였으며, 인장강도 f_{mt}는 압축강도의 2%인 1.2 MPa로 완전 탄소성 모델을 적용하였다(Joo et al., 2014). 압축 강도에서의 변형률 ϵ_o 및 극한변형률 ϵ_{cu}은 각각 0.013, 0.019로 하였으며, 탄성계수는 식 (2)에 의해 12,000 MPa로 하였다 (Kaushik et al., 2007). 유한요소해석에서 사용된 무수축 모르타르의 재료 특성은 Table 5와 같으며, 무수축 모르타르의 응력-변형률 관계는 Fig. 10과 같다.

Table 5. Property of non-shrinkage mortar

Compressive stength (MPa)	60
Tensile strength (MPa)	1.2
Poisson ratio	0.18
Mass density (kg/m^3)	2,100
Elastic Modulus (MPa)	12,000

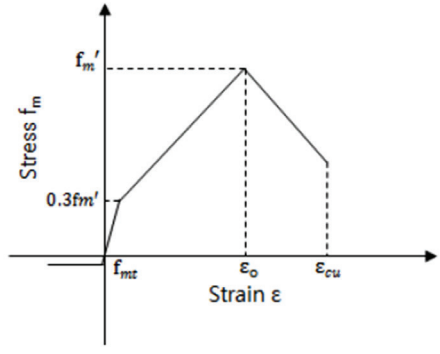


Fig. 10. Stress-strain relationship of non-shrinkage mortar

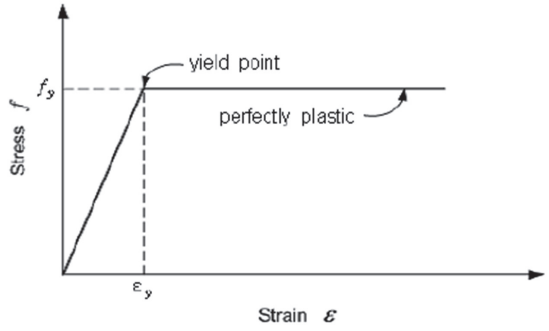


Fig. 11. Stress-strain relationship of rebar

Table 6. Property of rebar

Yield stength (MPa)	400
Poisson ratio	0.3
Mass density (kg/m^3)	7,850
Elastic Modulus (MPa)	20,000

$$E_m - 200 f'_m \quad (2)$$

여기서, E_m : 무수축 모르타르의 탄성계수(Mpa)
f'_m : 무수축 모르타르의 일축압축강도(Mpa)

3.4. 철근의 재료모델

실험체에 사용된 철근의 항복강도는 400 MPa이며, 철근의 재료특성은 Fig. 11과 같이 선형탄성거동 이후에 완전 소성거동을 하는 것으로 가정하였다. 또한 embedded region 조건을 사용하여 철근과 콘크리트는 완전 부착 상태라고 가정하였다. 해석에 사용된 철근의 재료 특성은 Table 6과 같다.

3.5. 접촉조건

본 해석에서 콘크리트 본체와 무수축 모르타르와의 이음부 경계면에 Contact 조건을 적용하여 경계면의 직각방향으로 벌어짐이 발생할 수 있도록 하였다. Fig. 12와 같이 경계면의 수직방향 응력이 부착강도에 도달 전까지 선형으로 증가하고 부착파괴 후 선형적으로 감소하는 응력 변화를 고려하였다. 부착강도에 대한 변수해석 결과, 본 연구의 실험체와 같이 이음부 하부에 돌출부가 있으며, 이음부 단면이 요철형인 경우는 부착강도의 영향이 크지 않은 것

으로 나타났다(Fig. 13). 따라서 무수축 모르타르와 콘크리트의 부착강도에 대한 기존 연구결과(Chung et al., 2004)를 참고하여 부착강도는 0.5 MPa로 하였으며, 구조물기초설계기준해설(Korean Geotechnical Society, 2009)을 참고하여 이음부 경계면에서의 마찰계수는 0.5로 하였다.

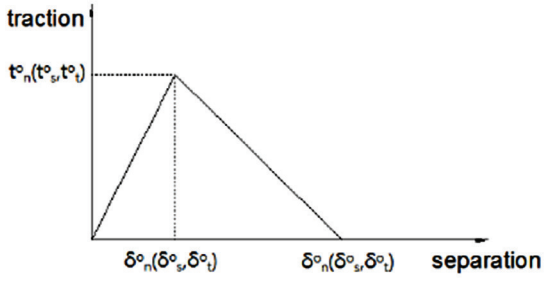


Fig. 12. Relationship between bond strength and bond failure

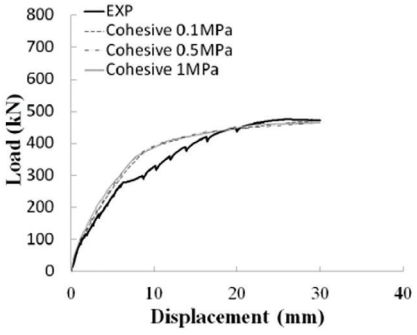


Fig. 13. Parametric study of bond strength(Loop 300 B)

4_실험 결과 및 해석 결과의 비교분석

Fig. 14는 각 실험체의 해석에 의한 실험체의 하중단계별 인장 소성 변형률 분포를 나타낸 것으로서 콘크리트의 균열 발생 변형률 이후 균열양상을 표현할 수 있으며, 이로부터 실험체의 전반적인 균열양상을 예측할 수 있다. 소성 변형률의 색이 진해질수록 인장 소성 변형률의 증가에 따른 균열폭의 증가를 의미한다. Fig. 14에서 최대하중의 17%는 각 실험체의 초기 균열하중 단계이다. Fig. 14에서 보면, 이음부가 없는 RC실험체는 최대 휨모멘트가 발생하는 부분에서 균열이 집중되는 전형적인 휨 거동의 양상을 보였으며, HB 300 B 및 Loop 300 B는 이음부 경계면 및 프리캐스트 바닥판 본체에서 균열이 발생된 후 점차 채움재인 무수축 모르타르 내부 및 실험체의 지점 방향으로 균열이 진전되는 양상을 보이는 것으로 나타났다. Fig. 14와 Fig. 15에 나타낸 선행연구의 실험결과(Shinet al., 2015)를 비교했을 때 비교적 유사한 균열양상을 보이는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 16은 각 실험체에 대하여 실험과 해석결과의 하중-수직변위 관계를 비교한 것으로 전체적으로 유사한 결과를 나타내었다. HB 300 B의 경우(Fig. 16(b)), 실험결과는 최대 하중이후 하중이 감소하는 모습을 보였지만 유한요소해석 결과는 내력 감소가 나타나지 않았다. 이러한 차이는, 실험에서는 최대 하중 이후 철근과 콘크리트의 부착파괴로 인해 내력이 감소하였으나 해석에서는 철근과 콘크리트를 완전 부착으로 가정했기 때문인 것으로 판단된다.

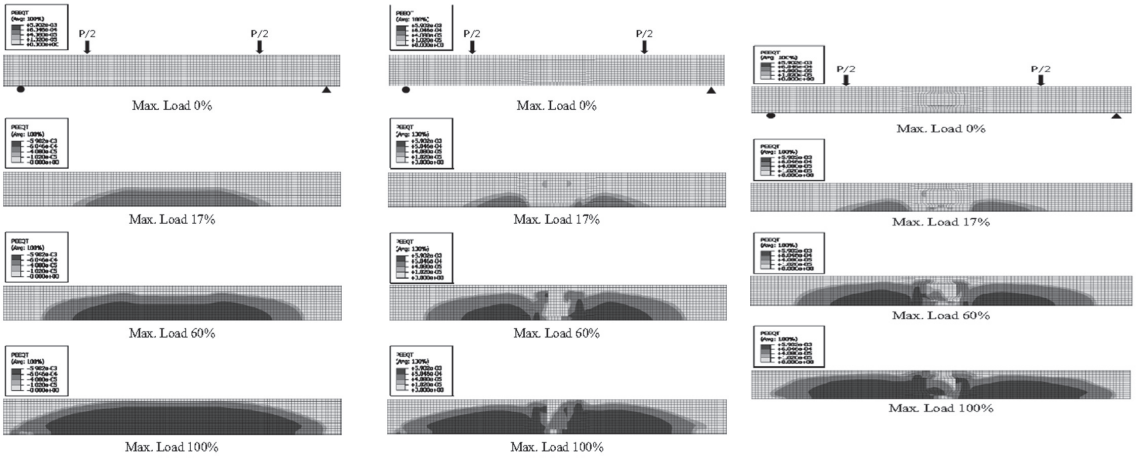
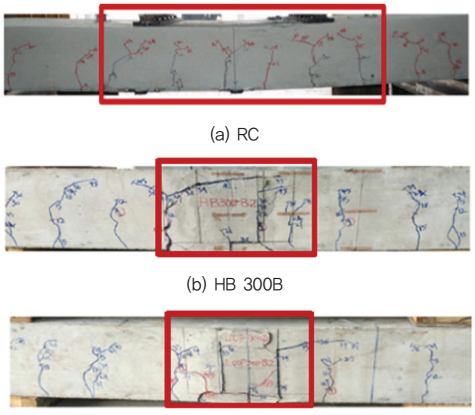


Fig. 14. Plastic strain distribution



(a) RC

(b) HB 300B

(c) Loop 300B

Fig. 15. Cracks of specimens(Shin et al., 2015)

Table 7에 최대하중에 대한 실험 및 해석결과를 비교하였으며, Fig. 16 및 Table 7의 값은 콘크리트의 인장강도를 압축강도의 3%로 했을 때의 결과이다.

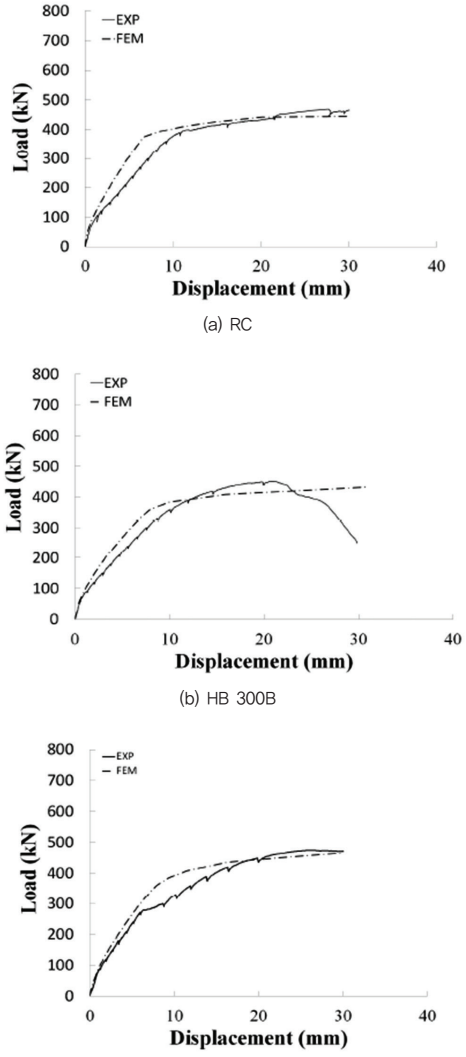
Fig. 17에 유한요소해석 및 실험 결과의 철근 하중-변형률 관계를 비교하였다. 하중-변형률 측정위치는 위험 단면인 콘크리트와 무수축 모르타르의 이음부 경계면으로 하였으며, 약간의 오차는 있으나 전체적으로 유사한 철근 변형률 거동을 보이는 것으로 나타났다. 철근의 항복변형률은 항복강도 400 MPa일 경우 0.002이지만 실제 시공된 규격철근의 항복 강도는 그 이상이 될 수 있으므로 콘크리트구조기준(2012)에따라 철근의 항복변형률 0.0035에 상응하는 하중을 항복하중으로 하였다. Table 8에 철근의 항복하중에 대한 실험결과 및 해석결과를 비교하였다.

Table 7. Comparison of the Max. load between experiment and analysis

Specimen	Maximum Load (kN)		
	EXP	FEM	FEM / EXP
RC	470	448	-5%
HB 300B	455	432	-5%
Loop 300B	470	487	+4%

Table 8. Comparison of the yield load between experiment and analysis

Specimen	Steel Yield Load (kN)		
	EXP	FEM	FEM / EXP
RC	428	409	-4%
HB 300B	395	383	-3%
Loop 300B	469	408	-13%



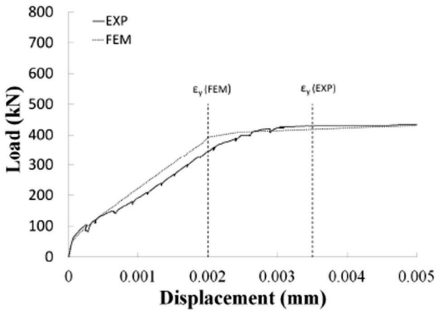
(a) RC

(b) HB 300B

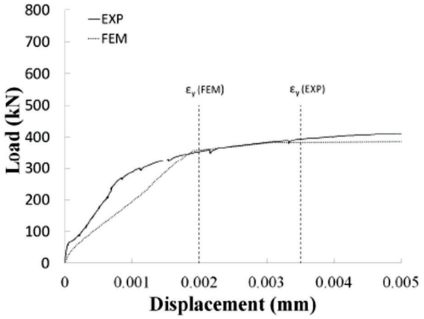
Fig. 16. Comparison of load-displacement between experiment and analysis

5_결 론

본 연구에서는 선행연구에서 수행된 프리캐스트 바닥판의 새로운 이음 형식인 요철형 이음단면을 갖는 요소실험체를 대상으로 유한요소해석을 수행하여 휨성능을 평가하였으며, 실험결과와의 비교를 통하여 유한요소해석의 적



(a) RC



(b) HB 300B

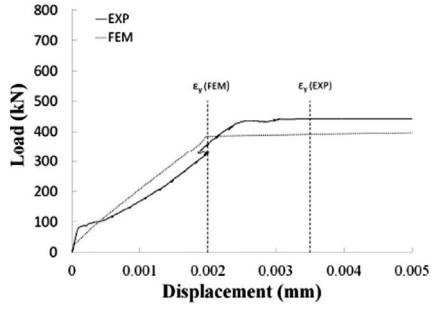


Fig. 17. Comparison of load–rebar strain between experiment and analysis

합성을 확인하였다.

비선형 유한요소해석을 통해 실험결과와 동일한 결과를 얻기 위해서는 적절한 요소의 선정 및 요소의 분할 뿐만 아니라 실험체에 사용된 재료특성 등에 대한 정확한 입력이 필요하다. 그러나 유한요소해석에 실험조건을 100% 동일하게 적용 하는 것은 현실적으로 불가능하다. 따라서 본 연구에서는 실험체를 구성하는 재료특성으로 각각의 이론을 적용하였으며, 실험결과 및 사전 변수해석을 통해 요소의 크기 및 입력변수들을 결정하여 유한요소해석 모델을 구성하였다.

균열 양상, 하중–수직변위 관계 및 철근의 거동 등 유한요소해석 결과는 극한강도에 대해서는 5%, 철근의 항복하중에 대해서는 최대 13%, 평균 5% 정도로 실험결과를 비교적 정확하게 추정하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서 활용된 유한요소해석 모델은 향후 프리캐스트 바닥판 이음부의 실험연구를 위한 예비 수단으로서 사전 극한거동예측이 가능할 것으로 판단되며, 이음부의 설계식 도출을 위한 변수해석 연구 등에 효과적으로 활용될 수 있을 것으로 판단된다. 또한, 본 연구는 선행연구의 실험조건으로부터의 결과이므로 향후 보다 다양한 조건을 갖는 실험결과와의 비교분석이 수행된다면 더욱 합리적인 모델 제시가 가능할 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부/국토교통과학기술진흥원 건설기술연구사업의 연구비지원(13건설기술A01)에 의해 수행되었습니다.

참고문헌

1. ABAQUS(2009), Abaqus analysis user' s manual version 6.9 Dassault Systems Simulia Corp.
2. Bae, J.H., Yoo, D.M., Hwang, H.H., and Kim, S.T.(2014), "Minimum thickness of long–span RC deck slabs for 2–girder bridges designed by 80MPa concrete." Journal of the Korean Society of Safety, 29(5), 97–103.
3. Bangash, M.Y.H.(1989), Concrete and Concrete Structure : Numerical Modeling and Applications. Elsevier Science Publishers Ltd.
4. Chen, W.F. (1982), Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw–Hill.
5. Chung, C.H., Sung, Y.E., Hyun, B.H., Park, S.J. and (2008), "Experimental study on connectability of half–depth precast deck panels with loop joint." Journal of the Korean Society of Civil Engineers, 28(4A), 581–590.
6. Chung, C.H., Lee, H.J., Hyun, B.H., Kim, J.S., and Park, K.M.(2004), Evaluation and Experiment of Prefabricated PC Manhole Joint, Research Report, Toam Industry

Co., Ltd.

7. Hognestad, E. (1951), A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, Ill.
8. Joo, B.C., Kim, Y.J., Kim, B.S., and Ryu, H.K. (2003), "Bending behavior of joint section according to connection methods between precast decks." Proceedings of the Korean Society of Civil Engineers.
9. Joo, S.H., Chung, C.H., and Bae, J.H. (2014), "Strength evaluation on sectional members of prefabri cated precast concrete arch with reinforced joint." Journal of the Korean Society of Civil Engineers, 34(5), 1363-1372.
10. Kaushik, H.B., Rai, D.C., and Jain, S.K. (2007), "Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression.", Journal of Material in Civil Engineering, 19(9), 728-739.
11. Kim, I.G., Kim, Y.J., Kim, S.W., and Jang, S.K. (2007), "Rapid and mechanized construction of bridge deck with precast concrete deck system used longitudinal tendon." Journal of the Korea Concrete Institute, 19(3), 50-54.
12. Korea Concrete Institute (2012), Concrete structural design specification and commentary.
13. Korean Geotechnical Society (2009), Structure foundation design.
14. Kupfer, H., Hilsdorf, K.H., Rusch, H. (1969), "Behavior of concrete under biaxial stresses." Journal of American Concrete Institute, 66(8), 656-666.
15. Li, L., Ma, Z.J., Griffey, M.E., and Oesterle, R.G. (2010a), "Improved longitudinal joint details in decked bulb tees for accelerated bridge construction: Concept Development." Journal of bridge engineering, 15(3), 327-336.
16. Li, L., Ma, Z.J., and Oesterle, R.G. (2010b) "Improved longitudinal joint details in decked bulb tees for accelerated bridge construction: fatigue evaluation." Journal of bridge engineering, 15(5), 511-522.
17. Park, S.J., Shin, D.H., Kim, I.G., Bae, D.J., and Lee, C.H. (2014), "Experimental study on the behavioral characteristics of connections between precast segmental bridge decks." Proceedings of the Korean Society of Civil Engineers.
18. Porter, S.D., Julander, J.L., Halling, M.W., Barr, P.J., Boyle, H., and Xing, S. (2011), "Flexural testing of precast bridge deck panel connections." Journal of bridge engineering, 16(3), 422-430.
19. Ryu, H.K., Kim, Y.J., and Chang, S.P. (2005), "Static and fatigue behavior of a precast deck with joints in a continuous composite two-girder bridge." Journal of the Korean Society of Civil Engineers, 25(5A), 801-811.
20. Ryu, H.K., Chang, S.P., Kim, Y.J., and Joo, B.C. (2003), "Bending tests of precast deck with loop joints." Proceedings of the Korea Concrete Institute.
21. Shah, B.N., Sennah, K., Kianoush, M.R., Tu, S., and Lam, C. (2007), "Experimental study on prefabricated concrete bridge girder-to-girder intermittent bolted connections system." Journal of bridge engineering, 12(5), 570-584.
22. Shin, D.H., Park, S.J., Oh, H.C., Kim, I.G., and Kim, Y.J. (2015), "Evaluation on flexural performance of precast bridge decks with ribbed connection." Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, 19(3), 1-9.
23. Shin, D.H., Park, S.J., Kang, M.K., Kim, I.G., and Kim, Y.J. (2014), "Technology trends review in precast deck connections." Proceedings of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection, 18(1), 132-135.
24. Song, N.Y., Chung, C.H., and Kim, Y.J. (2009), "Nonlinear analysis of CFT truss girder with the arch-shaped lower chord." Journal of the Korean Society of Civil Engineers, 29(6A), 625- 639.

조밀한 모래 지반에 설치된 석션버켓기초의 스커트 길이에 따른 지진하중에 대한 거동 특성

Effect of Skirt Length on Behavior of Suction Bucket Foundations installed in Dennse Sand subjected to Earthquake Loading

배경태
선임연구원 토목플랜트연구팀
kyungtae.bae@daewooenc.com

추연욱
국립공주대학교건설환경 공학부
ywchoo@kongju.ac.kr

Leonardo Olalo
국립공주대학교건설환경 공학부
nard1022@gmail.com

본 논문은 2016년 한국해양공학회논문집 Vol280, No43, pp. 202-211에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

본 연구는 해상풍력지지구조물로 연구되고 있는 석션버켓기초의 지진하중에 대한 동적거동 분석을 목적으로 하였다. 이를 위하여 동적원심모형실험을 수행하였다. 석션버켓기초의 스커트길이는 외력에 대한 지지거동에 중요한 역할을 한다. 스커트길이/버켓기초외경 비가 0.5, 0.75, 1의 3가지 버켓모형이 조밀한 모래지반에 설치된 경우에 대하여 동적모형실험 결과를 제시하였다. 실험결과로 스커트길이에 따른 지지구조물에서의 가속도증폭특성, 잔류침하량, 잔류회전각을 비교하였다.

Keywords : 해상풍력기초, 버켓기초, 지진안정성, 원심모형실험, 동적거동, 모래

1_서 론

세계적인 기후변화 및 에너지 수요증가에 대응하여 신재생에너지 개발에 대한 관심이 증가하였다. 이런 흐름에 따라 국내 해상풍력단지 개발이 진행되어왔다. 국내에서는 제주도를 시작으로 서남해안에 대한 단지 개발이 추진되어왔다. 유럽에서의 개발사례를 살펴보면 해상풍력지지구조물로는 모노파일이나 중력식기초가 가장 널리 사용되었다(Doherty and Gavin, 2012). 반면, 서남해안 해저지반의 많은 지역이 상당히 두꺼운 연약한 퇴적층으로 조성되어 있어, 이들 형식을 그대로 적용하기는 한계를 가진다. 이에 대한 대안으로 다양한 신형식 지지구조물형식이 연구되고 제시되어 왔다(Houlsby and Byrne, 2000; Byrne and Houslby, 2003; Houlsby et al., 2005; Zhu et al., 2011; Choo et al., 2012; Kwag et al., 2013; Kim et al., 2014a; Shin et al. 2014). 이중에서 석션버켓기초는 안정성과 효율성을 가진 경제적인 지지구조물로 주목받아왔다(Houlsby et al., 2005; LeBlanc et al., 2010; Zhu et al., 2011; Hung and Kim, 2014; Kim et al, 2014a).

석션버켓기초는 상단부가 막혀 있는 중공 원형실린더 형상의 기초구조물로, 부유식 해상구조물의 계류를 위한 해저지반 정착용 앵커로 널리 사용되어 왔다. 석션버켓기초는 일차적으로 기초 자중에 의해 해저지반에 관입되고, 관입된 석션버켓기초의 내부는 밀폐된다. 상부는 상판으로 막혀 있어, 내외부가 차단되므로, 이때 상판에 설치되어 있는 밸브를 통하여 내부의 물을 뽑아내면, 이로 인해 발생하는 내,외부 압력차이를 이용하여 관입하게 된다. 이러한 시공 원리로 인하여 시공의 용이성, 대형항타장비의 불필요 등의 장점으로 해양환경에서의 시공에 매우 유리하여 FPSO와 같은 해저석유자원채취선의 계류를 위해 널리 사용되어왔다(Tjelta, 2001; Sparrevik, 2002; Anderson et al., 2005; Randolph and House, 2002). 본 연구에서는 이러한 석션버켓기초가 해상풍력터빈의 지지구조물로 사용하는 경우를 다루고 있다.

지난 수년 동안 국내의 지진 발생은 꾸준히 증가하고 있고, 연안에 건설되는 해상풍력구조물에 대한 지진 안정성

검토는 중요하다. 반면, 국내외적으로 석션버켓기초에 대한 지진안정성에 대한 연구는 미비하다. 석션버켓기초는 해상풍력발전기를 지지하는 기초구조물로 고려되면서 동적특성에 대한 연구가 진행된 바 있으나, 이들은 상부에서 전달되는 동적/반복하중 조건 대한 연구이다(Wang, et al, 2005; Zhang et al., 2011). 반면, 지진하중에 대한 분석은 드물다. 지진하중을 고려한 연구는 Kourkoulis et al. (2014)에 의해 처음 발표되었고, 수치해석을 이용하여 해상풍력 지지용 석션버켓구조물의 지진하중에 의한 거동을 분석한 바 있다. Wang et al.(2015)는 동적원심모형실험을 수행하여 버켓기초의 거동을 분석하였으나, 포화도니 모래지반에서 실험이 수행되었고, 모노포드버켓기초 형식과 내부격실을 가지는 버켓기초의 거동을 비교하였다. 석션버켓기초은 전통적인 해양기초구조물이 아니기 때문에 지진하중에 대한 자료가 부족하며, 특히, 실험적인 자료의 확보가 필요하다. 본 연구는 석션버켓기초의 지진안정성을 동적원심모형실험을 통하여 분석하는 것을 목표로 하고 있다.

본 연구에서는 석션버켓기초의 동적원심모형실험을 수행하고, 그 결과를 분석하여 석션버켓기초의 동적특성을 검토하였다. 석션버켓기초은 하부지반에 근입되는 스커트에 의해 주된 지지력을 확보된다. 주요 요소인 스커트 길이에 따른 버켓기초 모형에 대하여 동적원심모형을 수행하였다. 모형실험결과로 지지구조물의 가속도증폭특성, 잔류수직변위, 잔류경사각 결과가 제시되었다.

2_실 험

2.1. 실험장비

동적원심모형실험은 대전 K-water연구원에 설치되어 있는 대형 빔형 원심모형실험장비(유효반경 8 m, 용량 800 G-ton)에 탑재된 진동대를 활용하였다. 지반재료의 경우, 축소모형실험을 수행하게 되면, 토립자의 자중에 의한 응력(Body force)의 효과가 제대로 재현되지 않기 때문에, 흙의 거동이 제대로 재현되기 어려운 점이 있다. 이는 흙의 역학적거동이 응력수준(Stress level)의 지배를 받기 때문으로, 이를 극복하기 위하여 원심모형실험이 개발되어 사용되어왔다(Schofield, 1980). 원심모형실험은 1/N으로 제작된 축소지반구조물모형을 중력가속도의 N배의 원심력장을 부여하여 지반모형체 내부의 응력수준을 실규모지반구조물과 유사하게 만드는 실험이다. 또한, 본 연구에서 사용하는 동적원심모형실험은 원심력을 만들어내는 원심모형실험기에 진동대가 탑재되어, 지반구조물 모형체를 수평방향으로 흔들어 지진하중을 모사할 수 있는 실험이다. 지진모사장치는 세계 최대규모 원심모형시험용 지진모사 시스템으로서, 최대 진동가속도는 적재하중이 없을 경우 60 g, 최대적재하중 1800 kg에 대해서는 22 g의 진동 가속도를 재현할 수 있다. 국내 내진설계기준 설계지반가속도 이상의 지진파를 모사할 수 있으며, 원형스케일에서 최대 가속도 0.55 g의 기반암 지진동을 재현할 수 있다. 원심모형실험장비와 진동대의 자세한 사항은 Kim et al.(2014b)과 Segismundo et al.(2014)을 참조한다. 원심모형실험에서 사용되는 상사비는 Table 1과 같다.

Table 1. Scaling factors for centrifuge modeling (Schofield, 1980; Taylor, 1995)

Physical variable	Scaling factor (model/prototype)
Stress	1
Strain	1
Density	1
Length, Displacement	1/N
Acceleration	N
Time	1/N
Force	$1/N^2$

원심모형시험에서 모사되는 모형지반은 유한한 크기의 토조안에 조성되기 때문에, 유한한 경계조건을 가질 수밖에 없고, 무한경계에 가까운 현실조건과는 차이를 가진다. 이러한 이유로 지진하중을 모사하는 원심모형실험에서는 Laminar박스 또는 ESB(Equivalent Shear Beam)박스를 사용하여 경계면효과를 고려하고 있고, 본 연구에서는 ESB박스를 사용하였다. ESB박스의 기본개념을 Zeng and Schofield(1996)가 처음 제안하였으며, 본 연구에서 사용한 ESB박스의 내측 크기는 1440 mm (L) × 440 mm (W) × 631 mm (H)이다. ESB박스는 10개의 알루미늄 프레임으로 구성되며, 각 프레임은 볼베어링과 고무로 연결되어있다. 따라서, 지진하중 작용시, 모형지반을 담고 있는 ESB벽체

가 변형이 가능하여 모형지반의 변형과 유사하게 변형되고, 지진파가 전달되는 무한경계 지반의 변형을 유사하게 재현한다. 본 연구에서 사용된 ESB박스는 프랑스 Actidyn 사에서 제작되었고, 동일 모델이 Lee et al.(2014)에 의해 검증된 바 있다.

2.2. 실험모형

석션버켓기초구조물의 스커트(Skirt)길이 영향을 비교하기 위하여, Fig. 1과 Table 2에 같이 스커트의 길이(L)와 지름(D)의 비를 0.5:1, 0.75:1, 1:1의 비율을 가지는 세 개의 구조물(Model1~Model3)에 대하여 동적원심모형실험을 수행하였다. 사용된 석션버켓기초 모형은 스커트의 길이를 제외하고는 모두 동일한 제원을 가진다. 모형버켓구조물의 형상 및 제원은 해상풍력지지구조물로 개발되는 콘크리트 버켓구조물을 차용하였다. 직경 17m, 스커트근입깊이 13m의 버켓구조물로 자세한 제원은 Choo et al.(2014)을 참조한다. 대상구조물은 ESB박스의 크기 제약으로 1/240크기로 축소제작되었다. 반면, 원심모형실험기에 장착되는 진동대의 제약으로 60G에서 실험이 수행되었다. 결과적으로 대상구조물의 1/4크기의 버켓구조물에 대해서 실험이 수행된 것과 같다(Table 2).

상부구조물은 타워와 터빈 등으로 구성되고, 이에 대한 주요 제원은 Upwind Design Basis(Fischer et al., 2010)을 참조하였다. 상부구조물은 타워와 터빈을 대신하여 상부

Table 2. Dimensions of foundation models used in dynamic centrifuge model tests

Foundation models	Model			Prototype		
	Length Skirt, L (mm)	Diameter, D (mm)	Aspect Ratio, L/D	Length Skirt, L (m)	Diameter, D (m)	Aspect Ratio, L/D
Model 1	35.4	70.8	0.50	2.1	4.2	0.50
Model 2	54.2	70.8	0.76	3.3	4.2	0.76
Model 3	70.8	70.8	1.00	4.2	4.2	1.00



Fig. 1. Foundations models: (a) Model 1 (L/D=0.5, (b) Model 2 (L/D)=0.75, (c) Model 3(L/D)=1

구조물의 공진주파수를 재현하는 단순한 단자유도 구조물로 모사하였다. 상부구조물 모형은 상단에 질량체를 달고 있는 금속봉으로 제작된 단자유도 구조물이다. 자세한 모델링과정은 Olalo et al. (2015)을 참조한다.

모형지반을 조성하기 위하여 사용된 흙재료는 통일분류법으로 SP로 분류되는 깨끗한 모래를 사용하였다. 모래시료의 입도분포곡선은 Fig. 2와 같다. 최대입경 0.4, 평균입도(D50)은 0.19, 균등계수(cu)는 2.27, 곡률계수(Cc)는 1.38의 시료이다. 모형지반은 낙사법(Air-pluviation method)을 이용하여 조성되었다. 낙사법은 균질한 모래 지반의 조성이 가능하고, 낙사 높이 및 모래입자의 낙하속도를 조절하여 모형지반의 밀도를 조절할 수 있는 모래 조성방법이다.

모형지반은 건조밀도 1.55t/m3의 매우 조밀한 조건으로 전체높이는 600 mm로 ESB박스안에 조성되었다. 모래지반의 조성이 완료되면, 모형지반을 담겨있는 ESB박스는 원심모형실험장비의 진동대 위에 탑재되고, 구조물이 설치된 후, 원심가속상태에서 입력지진파가 가진되었다. 모형지반은 건조상태에서 동적원심모형실험이 수행되었다. 수중모래지반의 경우 지진동으로 인한 과잉간극수압이 발생하여 지반-유체 상호작용의 영향을 배제하기 위하여, 완전배수조건을 목표로 건조상태에서 실험이 수행되었다.

2.3. 실험절차

본 연구에서 사용된 입력지진파는 Kobe지진 (Fig. 3)와 El Centro지진 (Fig. 4)이다. Kobe지진은 1995년에 KJMA Station 090에 계측된 지진기록이고, El Centro지진은 Chopra(2000)에 제공되는 지진기록을 사용하였다. 장주기가 지배적인 Kobe지진과 전체주기특성이 고르게 분포하는 El Centro지진을 선정하였다.

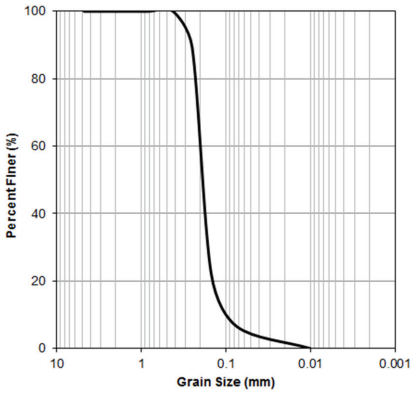


Fig. 2. Particle size distribution of sand used in the experiment

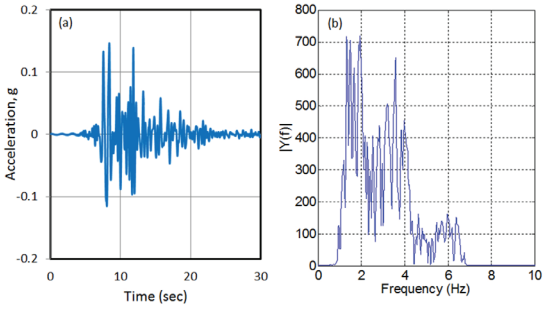


Fig. 3. (a) Time history and (b) frequency contents of Kobe earthquake (prototype scale)

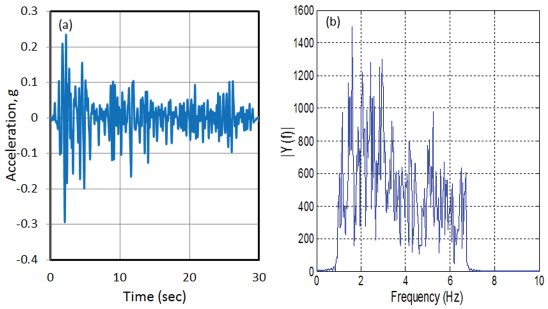


Fig. 4. (a) Time history and (b) frequency contents of El Centro earthquake (prototype scale)

동일한 모형지반조건에서 두 번의 지진실험이 수행되었다. 1차실험에서는 스커트길이/직경(L/D)비가 0.5인 버켓기초(Model 1)와 스커트길이/직경(L/D)=0.75인 버켓기초(Model 2)가 함께 설치되어 실험되었다(Fig. 5a). 2차실험은 Fig. 5b와 같고, 스커트길이가 가장 긴 케이스로 스커트길이/직경(L/D)가 1인 버켓기초(Model 3)가 실험되었다.

지진파을 최대가속도(peak acceleration)를 목표한 최대가속도 수준으로 비례적으로 스케일하여 생성한 지진파를 모형지반에 가진하였다. 입력지진파는 ESB박스의 바닥판에 입력되었고, 즉, 바닥판이 제어점(control point)이면서 기반암(Bedrock)으로 가정된다. 각 실험에서 Kobe지진과 El Centro지진이 최대가속도를 원형스케일에서 0.071g에서 0.30g로 스케일한 지진파을 순차적으로 제어점에 입력

하여 지진모사실험이 수행되었다. 최종적으로 지반증폭으로 인하여 지표면최대가속도(Free field PGA)는 0.17g에서 최대 0.5g까지의 지진이 모사되었다. Table 3는 1차실험인 Model 1과 Model 2의 가진순서와 2차실험인 Model 3의 가진순서를 나타낸다. 각 지진파는 작은 최대가속도수준의 입력부터 큰 최대가속도지진을 입력하여 동일한 모형지반을 연속적으로 큰 지진하중이 작용되었다. Model1과 Model 2에 대하여, 1-K1~1-K14까지의 지진이 가진되었고, 이후, 1-E1~1-E10의 지진이 가진되었다. Model 3의 경우, 2-K1~2-K15를 가진하고나서 2-E1~2-E10을 가진하였다.

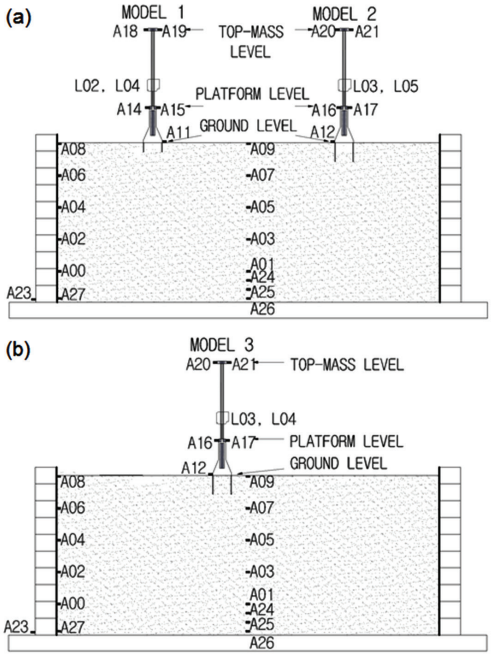


Fig. 5. Model setup with instrumentation: cross-sections of (a) Model 1 and Model 2; and (b) of Model 3

실험에서 사용된 센서들의 배치는 Fig. 5와 같다. 지진하중이 작용시 모형지반의 거동을 파악하기 위하여, 모형지반의 중앙에 깊이방향으로 지표면으로부터 여러 개의 가속도계를 매설하였다. 이중 A09는 지표면에 위치하여 지표면가속도(자유장가속도)를 측정한다. 또한, 모형지반의 기반암에 해당하는 ESB박스의 바닥판 외측에 가속도계가 부착되어, 기반암 가속도를 측정하였다(Fig. 5의 A21).

모형구조물의 동적거동을 파악하기 위하여, 총 3개의 위치에 가속도계를 설치하였고, 기초의 동적거동을 측정하기 위하여 기초-지반접속부 부분(Fig. 5의 PA1으로 표시; A11), 지지구조물와 타워의 접속부(Fig. 5의 PA2으로 표시; A16과 A17), 상부질량체(Fig. 5의 PA3으로 표시; A20과 A21)에 설치하였고, 가속도계의 질량이 상대적으로 무거워 모형구조물의 거동에 영향을 줄 가능성이 있어 동일한 종류의 가속도계를 대칭이 되는 위치에 쌍이 되도록 부착하였다.

레이저변위센서를 사용하여 지지구조물의 수직변위를 측정하도록 배치되었다(Fig. 5). 지진하중의 직교방향 중앙선을 따라 구조물의 양옆에 설치되었고, 지지구조물 모형의 지표면부분에 타겟을 옆으로 튀어나도록 설치하여, 구조물의 수직변위량을 측정하였다.

3_실험결과 및 토의

3.1. 최대가속도증폭 특성

본 연구에서 지지구조물의 3가지 높이 PA1, PA2, PA3에서 최대가속도가 비교되었다. Fig. 56와 67은 구조물 Model1, Model2, Model3의 3측점 PA1, PA2, PA3에서 측정된 최대가속도를 지표면에서 측정된 자유장최대가속도에 대한 그래프를 나타낸다. Fig. 5은 Kobe지진의 결과이고, Fig. 67은 El Centro지진의 결과이다. 모든 구조물에서의 최대가속도가 자유장최대가속도와 거의 선형적인 관계를 보인다.

두 지진 모두, Model1, Model2, Model3의 스커트길이 차이에도 PA1과 PA3은 거의 차이가 나타나지 않았다. PA1은 버켓기초구조물의 지표면위치에서의 가속도로, 지중에 정착되어 있는 스커트로 인해서 가속도증폭이 거의 발생하지 않고 지표면가속도와 유사하게 나타났다. PA3은 타워가 상대적으로 큰 연성이 지배적으로 나타나서, 타워 상단 질량체(터빈부에 해당하는 질량체)에서의 가속도가 버켓의 스커트길이와 관계없이 유사해지는 것으로 판단된다.

반면, 지지구조물의 플랫폼 레벨인 PA2에서는 구조물에 따라 뚜렷한 차이를 보이고 있다. Kobe지진과 El Centro지진 모두에서, 스커트가 가장 얕은 Model1의 가속도증폭이 작게 나타났고, 스커트가 깊어지는 Model2와 Model3

Table 3. Excitation records (Prototype scale)

Excitation ID	Input motion	Model 1 and 2		Excitation ID	Model 3	
		Bedrock*	Free field**		Bedrock*	Free field**
		Peak acc. (g)	Peak acc. (g)		Peak Acc. (g)	Peak acc. (g)
1–K1	Kobe	0.081	0.192	2–K1	0.071	0.189
1–K2		0.088	0.193	2–K2	0.075	0.189
1–K3		0.113	0.221	2–K3	0.081	0.201
1–K4		0.086	0.217	2–K4	0.131	0.315
1–K5		0.135	0.307	2–K5	0.144	0.328
1–K6		0.150	0.322	2–K6	0.155	0.321
1–K7		0.161	0.323	2–K7	0.228	0.450
1–K8		0.197	0.388	2–K8	0.241	0.476
1–K9		0.211	0.441	2–K9	0.233	0.475
1–K10		0.258	0.493	2–K10	0.310	0.543
1–K11		0.311	0.508	2–K11	0.333	0.562
1–K12		0.319	0.531	2–K12	0.323	0.571
1–K13		0.389	0.562	2–K13	0.375	0.644
1–K14		0.391	0.590	2–K14	0.395	0.660
				2–K15	0.389	0.678
1–E1	El	0.076	0.191	2–E1	0.088	0.170
1–E2	Centro	0.076	0.170	2–E2	0.085	0.182
1–E3		0.136	0.265	2–E3	0.085	0.185
1–E4		0.135	0.275	2–E4	0.142	0.292
1–E5		0.195	0.306	2–E5	0.146	0.300
1–E6		0.195	0.315	2–E6	0.140	0.296
1–E7		0.255	0.348	2–E7	0.185	0.340
1–E8		0.257	0.348	2–E8	0.184	0.337
1–E9		0.341	0.417	2–E9	0.190	0.351
1–E10		0.359	0.430	2–E10	0.254	0.381
				2–E11	0.258	0.383
				2–E12	0.263	0.385
				2–E13	0.359	0.476
				2–E14	0.370	0.476
				2–E15	0.360	0.481

* Measured by the accelerometer A27 at Bedrock
** Measured by the accelerometer A09 at Free–field

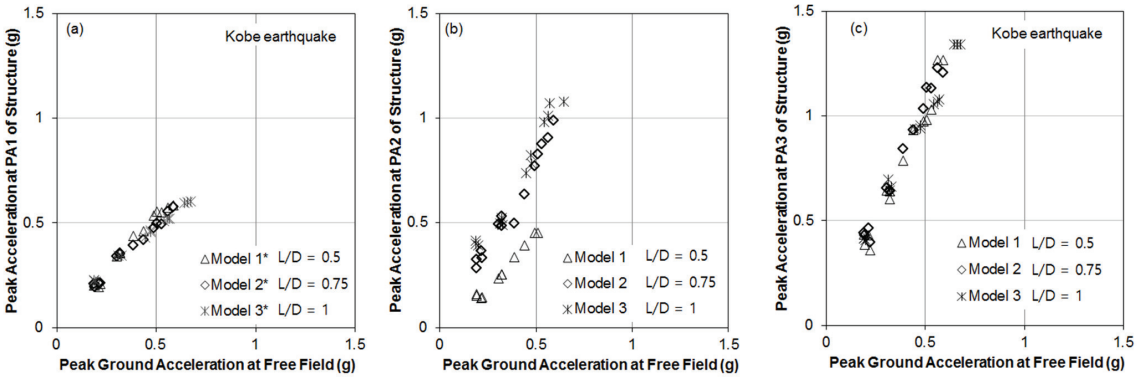


Fig. 6. Peak accelerations measured at (a) PA1, (b) PA2, (c) PA3 versus free field PGA subjected to Kobe earthquake

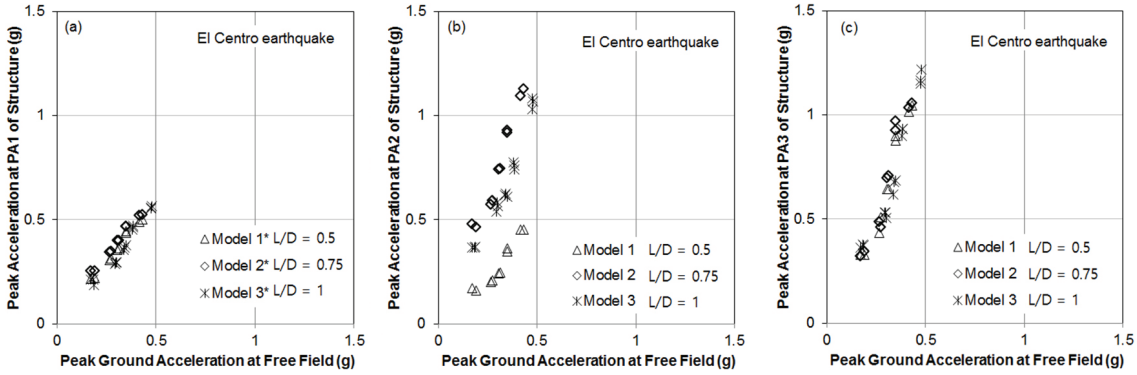


Fig. 7. Peak accelerations measured at (a) PA1, (b) PA2, (c) PA3 versus free field PGA subjected to El Centro earthquake

는 증폭은 커지나, 유사한 값을 보였다. 스커트의 근입깊이가 얕은 Model1의 경향은 스커트의 근입깊이 부족으로 인하여 rocking모드의 영향이 커짐에 따라 발생하는 것으로 판단된다.

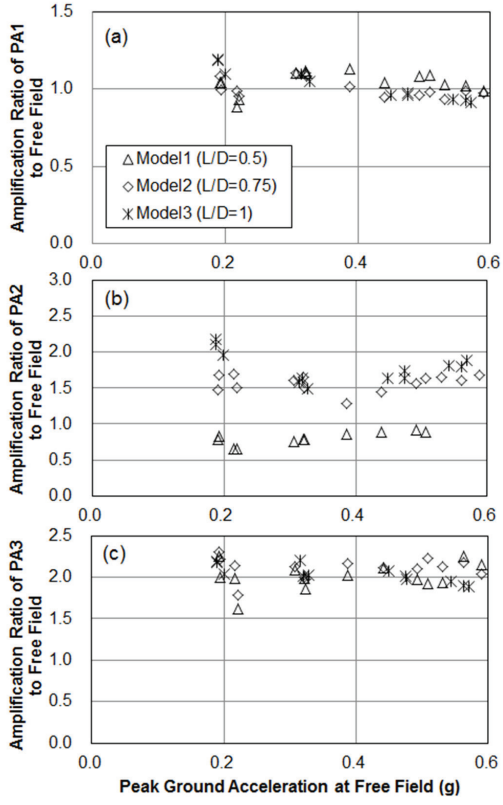


Fig. 8. Amplification ratio of Kobe earthquake: (a) PA1, (b) PA2, and (c) PA3

최대가속도증폭특성을 분석하기 위하여, 각 측점 PA1, PA2, PA3에서의 Kobe지진에 의해 계측된 최대가속도를 자유장최대가속도로 나눈 증폭비를 Fig. 8에 나타내었다. 구조물에서의 최대가속도가 자유장최대가속도에 선형적인 관계를 보였기 때문에, 증폭비는 대체로 일정한 값을 보였다. 따라서, PA1, PA2, PA3에서의 증폭비의 평균값을 스커트길이/직경비(L/D)에 따라 나타내었고 Fig. 9와 같다. 앞서 확인한 바와 같이, PA1과 PA3은 스커트길이에 관계없이 거의 일정한 값을 보였다. 반면, PA2는 스커트길이가 가장 짧은 Model1에서 가장 증폭비가 작고, Model2와 Model3에서 커지는 것을 확인하였다. PA2에서의 증폭비가 스커트길이가 길어짐에 따라서 수렴할 것으로 예상되나, 이를 확인하기 위해서는 추가연구가 필요하고 판단된

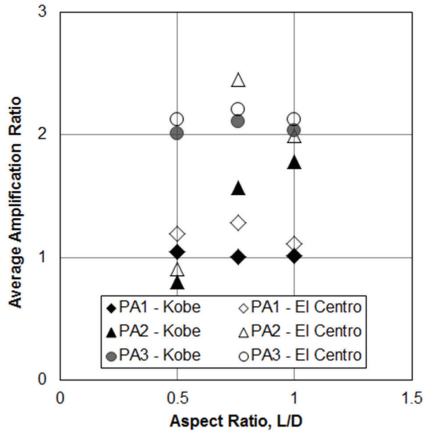


Fig. 9. Average amplification ratio vs aspect ratio of bucket foundation

다. El Centro지진파가 Kobe지진보다 모든 측점에서 증폭비가 다소 큰 것을 확인되어, 버켓기초구조물의 증폭은 지진파의 영향을 받았다.

3.2. 잔류수직변위

Fig. 10은 El Centro지진파의 순차적인 가진에 따른 기초의 누적잔류수직변위량의 변화추이를 나타낸다. Table 3의 1-E1~1-E10의 가진과 Table 3의 2-E1~2-E15의 가진에 따라 발생하는 누적잔류침하량을 도시하였다. 잔류침하량은 각 지진하중이 지나간 후에 잔류되는 침하량을 나타낸다. Kobe지진 가진중에는 계측기의 문제로 측정이 제대로 이루어지지 않았다. Fig. 10에 표시된 값의 (+)는 인발을, (-)는 관입을 나타낸다. 모든 버켓기초가 점차적으로 커지는 진폭의 지진동 가진에 따라 구조물이 지반으로부터 인발하는 특징을 보였다. 또한, 모든 실험이 종료한 후, 지표면 침하를 확인한 결과, 아주 미소한 하향침하가 발생하였고, 따라서 수직변위 계측결과는 순수하게 구조물이 지반으로부터 인발되어 나타나는 변위로 판단된다. 또한, 이러한 현상은 선행연구인 Olalo et al.(2015)에서도 관찰된 바 있다.

지진동을 받는 버켓기초의 스커트는 지진하중 방향을 따라 스커트의 전면과 후면에 압축과 인발이 번갈아가면서 작용하게 된다. 이때 지중에 관입되어 있는 스커트의 저항력은, 압축저항력이 인발저항력보다 상당히 크다. 따라서 한쪽 방향으로 수평하중이 작용하게 되면, 작용방향측 스커트의 압축 관입력보다 작용방향 반대측의 스커트의 인발력이 매우 크기 때문에, 압축측이 관입되기 보다는 인발측 스커트가 인발되는 현상이 발생할 것으로 판단된다. 이후, 하중의 방향이 반대방향으로 바뀌면, 역으로 반대방향측이 인발을 받게 되고, 반대측에서 인발이 발생하여, 이러한 반복지진하중이 지속적으로 작용하면, 최종적으로 인발형태의 잔류변위가 발생하는 것으로 판단된다. 특히, 본 연구와 같이 조밀한 모래조건에서는 압축저항력이 매우 크기 때문에 이러한 현상이 심화된 것으로 판단된다.

특이하게도 석션버켓기초 모두 일정한 한계가속도에서 인발이 발생하기 시작하였고, Model 1과 Model 2는 자유장 최대가속도 0.306g(기반암가속도 0.195g)이상에서 인발되기 시작하였고, Model 3은 그보다 큰 수준 자유장최대가속도 0.381g (기반암가속도 0.254g)에서 인발이 시작되었다. 모두 국내 일반적인 설계가속도수준을 넘는 상당한 강진에서 인발이 발생하였다. 또한, 잔류변형이 발생하기 위해서는 일정 한계가속도수준이상이 되어야 하는 것으로 반증하며, 한계가속도수준은 스커트 길이의 영향을 받는 것으로 보인다.

스커트의 길이가 가장 긴 Model 3에서 누적되는 인발변위량이 매우 작게 관측된 반면, Model 1과 Model 2의 누적인발변위량은 매우 작은 차이를 보였다. 스커트 길이가 더 긴 Model 2가 약간 큰 인발변위량을 보이고 있다. 결론적으로 스커트의 길이가 짧아지면 인발량이 증가하나, Model 2의 길이 보다 짧아지면 인발량이 다시 감소하는 것으로 보인다. 매우 짧은 스커트의 경우, 인발에 기여할 스커트의 길이가 충분하지 못하기 때문에 인발변위량이 작아지는 것으로 판단된다. 인발변위량을 스커트의 길이로 정규화하여 나타내면 Fig. 10b와 같고, 스커트길이/버켓직경비가 0.75이하인 Model1과 Model2의 단위스커트길이당 변위는 거의 유사하게 나타났다. 결과적으로 Model 3과 같이 스커트길이/버켓직경비가 1이상의 긴 스커트 버켓기초는 잔류수직변위에 유리한 것으로 나타났다.

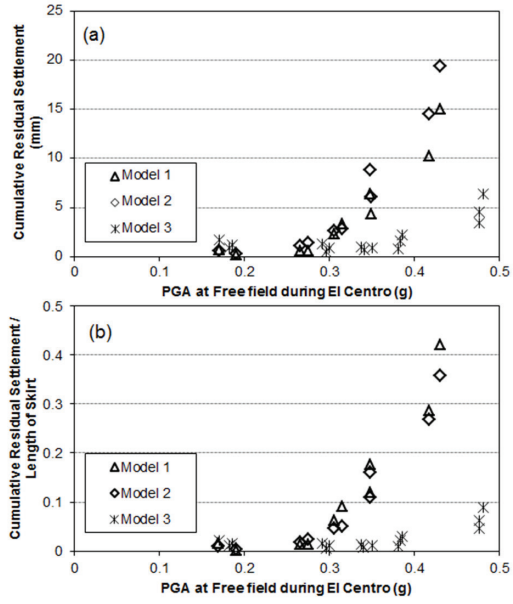


Fig. 10. (a) Cumulative residual settlement and (b) settlement ratio to skirt length induced by El Centro

3.3. 잔류경사변위

지지구조물의 양측면에서 측정된 침하량의 차이로부터 잔류경사변위를 측정하였다. Fig. 11는 지진하중 가진후 잔류경사각의 변화를 나타낸다. 지진하중 직후 발생하는 잔류경사각은 자유장최대가속도에 따라 증가한다. 스커트길이가 가장 얕은 Model 1이 가장 큰 경사각 발생하고 있고, 길이가 깊어짐에 따라 발생하는 경사가 줄어든다.

인발이 발생했던 동일한 가속도수준에서 잔류경사가 발생하는 것이 관측된다. 그러나 잔류경사는 뚜렷하게 스커트의 길이가 커짐에 따라 Model1, Model2, Model3 의 순서로 잔류경사가 작아지는 경향이 관찰되었다. 스커트길이가 길어지면 잔류경사에 대해 유리한 것으로 판단된다. 한계가속도는 Model 1과 Model 2는 자유장최대가속도 0.275g(기반암가속도 0.135g)이상에서 회전경사가 잔류되기 시작하였고, S5는 그보다 큰 수준 자유장최대가속도 0.385g (기반암가속도 0.258g)에서 회전경사가 시작되었다. 잔류경사변위는 수직변위와 동시에 발생하였고, 한계가속도수준은 스커트 길이가 길어짐에 따라서 커지는 것으로 나타났다.

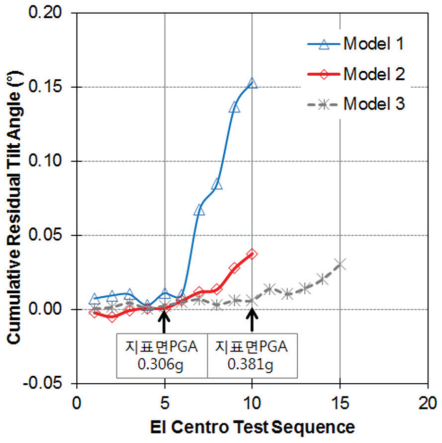


Fig. 11. Cumulative residual tilt angle during El Centro excitations

4_결 론

스커트길이/버켓직경비가 0.5, 0.75, 1인 3개의 석션버켓기초에 대한 동적원심모형실험을 수행하였다. 조밀한 건조모래에서 수행되어, 조밀한 모래지반에서의 완전배수조건의 거동에 대한 결과이다. 얻어지는 결론은 다음과 같다.

1) 스커트가 가장 얕은 석션버켓기초는 가속도증폭이 작게 나타났고, 스커트가 깊어지면서는 증폭의 정도가 수렴하였다. 스커트의 길이가 길어지더라도 증폭수준이 수렴하는 것으로 보아, 증폭에 미치는 최적길이가 존재하는 것으로 판단된다.

2) Mode1~3의 석션버켓기초 한계가속도이상에 인발이 발생하기 시작했고, 한계가속도이상이서는 최대가속도수준이 증가함에 따라 인발량이 증가하였다. 또한, 한계가속도는 스커트 길이의 영향을 받았다. Model1과 Model2는 자유장최대가속도 0.306g(기반암가속도 0.195g)이상에서 인발되기 시작하였고, Model3는 그보다 큰 수준 자유장최대가속도 0.381g (기반암가속도 0.254g)에서 인발이 시작되었다. 인발량은 스커트길이/직경비가 1인 Model3가 뚜렷이 작았다. 스커트길이/직경비가 0.75이하인 경우, 인발변위량이 매우 유사하게 나타났다.

3) 잔류되는 경사각은 인발변위가 발생했던 동일한 한계가속도에서 잔류경사의 누적이 시작되는 것으로 관측된다. 그러나 스커트의 길이가 커짐에 따라 Model1, Model2, Model3의 순서로 잔류경사가 뚜렷하게 작아지는 경향을 보였다.

감사의 글

본 연구는 해양수산부 산하 한국해양과학기술 진흥원의 첨단항만건설기술개발사업 연구비 지원(과제명:해상풍력 지지구조 설계기준 및 콘크리트 지지구조물 기술 개발/20120093)을 받아 수행되었습니다.

참고문헌

1. Anderson, K.H., Murff, J.D., Randolph, M.F., Clukey, E.C., Erbich, C.T, Jostad, H.P., Hansen, B., Aubeny, C., Sharma, P. and Supachawarote, C. (2005). Suction anchorsfordeepwaterapplications. Proc. the1stInt. Symp. FrontiersinOffshoreGeotechnics, Perth, Australia, 3–30.

2. Byrne, B.W. and Houlsby, G.T., (2003). Foundations for offshore wind turbines. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A: Mathematical and Phys. Sciences, 361, 2909–2930.
3. Choo, Y.W., Kim, D.J., Kim, S., Kim, J.H., Kim, D.S., Jee, S.H. and Choi, J.H. (2012). Centrifuge tests of monopod and tripod bucket foundations for offshore wind turbine turbine tower. Proc. 1st Asian Workshop, Asiafuge 2012, Mumbai, India.
4. Choo, Y.W., Lee, K, Yang, S.G., Bae, J., Kim, Y., Jin, B.M. and Kim, N.R. (2014). Dynamic centrifuge model tests of bucket foundations for offshore wind tower. Proc. of EESK Conference, Daejeon, Korea (in Korean).
5. Chopra, A.K. (2000). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering. New Jersey: Prentice Hall.
6. Doherty, P. and Gavin, K. (2012). Laterally loaded monopile design for offshore wind farms. Proc. of the Institution of Civil Engineers, Energy, 165(EN1), 7–17.
7. Fischer, T., de Vries, W. and Schmidt, B. (2010). Upwind design basis (WP4: Offshore Foundations and Support Structures). 4–10–PU–0204, Endowed Chair of Wind Energy (SWE) at the Institute of Aircraft Design Universitat Stuttgart.
8. Houlsby, G.T. and Byrne, B.W. (2000). Suction caisson foundations for offshore wind turbines and anemometer masts. Wind Engineering, 24(4), 249–255.
9. Houlsby, G.T., Ibsen, L.B. and Byrne, B.W. (2005). Suction caissons for wind turbines. Proc. the 1st Int. Symp. Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, Australia, 75–93.
10. Hung, L.C. and Kim S.R. (2014). Evaluation of undrained bearing capacities of bucket foundations under combined loads. Marine Georesources and Geotechnology, 32, 76–92.
11. Kim, D.J., Choo, Y.W., Kim, S., Kim, J.H., Choi, H. and Kim, D.S. (2014a). Investigation of monotonic and cyclic behavior of tripod suction bucket foundations for offshore wind towers using centrifuge modeling, J. Geotechnical and Geoenvironmental Engrg., ASCE, 140(5), 04014008.
12. Kim, N.R., Park, D.S., Shin, D.H. and Jung, W.S. (2014b). An 800 g–tonne geotechnical centrifuge at at K–water Institute, Korea. Proc. Intern. Conf., Perth, Australia.
13. Kourkoulis, R.S., Lekkakis, P.C., Gelagoti, F.M., and Kaynia, A.M. (2014). Suction caisson foundations for offshore wind turbines subjected to wave and earthquake loading: effect of soil–foundation interface. Geotechnique, 64(3), 171–185.
14. Kwag, D., Oh, M., Kwon, O. and Bang, S. (2013). Field installation tests of monopod suction pile and tripod suction buckets. Proc. the ASME 2013 32nd Int.Conf. on Ocean, Offshore and Arctic Engrg., OMAE2013, Nantes, France.
15. LeBlanc, C., Houlsby, G.T. and Byrne, B.W. (2010). Response of stiff piles in sand to long term cyclic loading. Geotechnique, 60(2), 79–90.
16. Lee, S.H., Choo, Y.W. and Kim, D.S. (2013). Performance of an equivalent shear beam (ESB) model container for dynamic geotechnical centrifuge tests. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 44(1), 102–114.
17. Olalo, L.T., Choo, Y.W., Yang, S.G., Seo, J.H. and Bae, K.T. (2015). Seismic response of bucket foundations for offshore wind tower, J. Korean Soc. Hazard Mitig., 15(5), 179–189.
18. Randolph, M.F. and House, A.R. (2002). Analysis of suction caisson capacity in clay. Proc. the Offshore Technology Conference, Huston. Paper No. OTC 14236.
19. Schofield, A.N. (1980). Cambridge geotechnical centrifuge operations. Geotechnique, 30(3): 227–268.
20. Segismundo, Q.E., Lee, B.S., Kim, N.R. and Choo, Y.W. (2014). Evaluation of shear modulus of sand using earthquake records in dynamic centrifuge tests, J. Korean Soc. Hazard Mitig., 14(3), 1–9.
21. Shin, Y., Langford, T., Cho, K., Park, J. and Park, J.

(2014). Design of composite pile foundations for off shore wind turbines. Proc. the Twenty-fourth Int. Ocean and Polar Engrg. Conf., Busan, Korea.

22. Sparrevik, P. (2002). Suction pile technology and installation in deep waters. Proc. the Offshore Technology Conference, Houston. Paper No. OTC 14241.
23. Taylor, R.N. (1995). Centrifuges in modeling: principles and scale effect. Geotechnical Centrifuge Technology, 19-33.
24. Tjelta, T.I. (2001). Suction piles: there position and application today, Proc. of 11th Int. Offshore and Polar Engrg. Conf., Stavanger, Norwary.
25. Wang, X., Zeng X., Yu, H. and Wang, H. (2015). Centrifuge modeling of offshore wind turbine with bucket foundation under earthquake loading. IFCEE 2015, 1741-1750.
26. Wang, Y, Lu, X., Wang, S., Shi, Z. (2006). The response of bucket foundation under horizontal dynamic loading. Ocean Engineering, 33, 964-973.
27. Zhang, P., Ding, H., Le, C. and Liu, X. (2011). Test on the dynamic response of the offshore wind trubine structure with the large-scale bucket foundation, Procedia Environmental Sciences, 12, 856-863.
28. Zhu, B., Kong, D.Q., Chen, R.P., Kong L.G. and Chen, Y.M. (2011). Installation and lateral loading tests of suction caissons in silt. Canadian Geotechnical J., 48(7), 1070-1084.

해상풍력 석션파일의 수직도 제어에 대한 수치해석

Numerical Analysis on Tilting Control of Suction Pile for Offshore Wind Power

김병완
Depaktment of Civil Engineering Hongik University 석사과정
kyungtae.bae@daewooenc.com

김유석
수석연구원 토목플랜트연구팀
youseok.kim@daewooenc.com

진병우
수석연구원 토목플랜트연구팀
byeonginoo.jin@daewooenc.com

배경태
선임연구원 토목플랜트연구팀
kyungtae.bae@daewooenc.com

윤희정
홍익대건설도시 공학부 교수kyungtae.
sharp9001@naver.com

본 논문은 2016년 한국지반환경공학회 Vol17, No9, pp. 5-12에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

본 연구에서는 점성토와 사질토 지반에 관입된 해상풍력 석션파일의 수직도 제어를 모사하기 위해 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 수치해석을 수행하였다. 석션파일은 연직방향으로부터 1° 기울어져 지반에 관입된 상태로 3차원으로 모델링 했다. 수직도 제어를 위해 석션파일 내부를 3개의 격실로 분리하고 그 중 한 격실의 상부슬래브 무게중심에 하중을 재하시켜 석션파일을 원위치 시키도록 모사했다. 수치해석 결과로부터 석션파일을 원위치 시키는데 필요한 소요 석션압을 경사도에 따라 구했으며, 원위치 시켰을 때 발생하는 석션파일 콘크리트 스커트의 최대/최소 주응력과 강재 내부격벽의 Mises 응력을 검토했다. 경사진 석션파일을 원위치 시키기 위해 필요한 소요 석션압은 점성토에서 410 kPa, 사질토에서 1,800 kPa로 나타났으며, 석션파일 스커트와 내부격벽에 발생하는 응력도 사질토에서 더 큰 것으로 나타났다.

Keywords : 해석션파일, 수직도제어, 수치해석, ABAQUS

1_서 론

해상풍력 기초나 부유식 해상구조물에 대한 사회적인 기술수요 증가에 힘입어 석션파일에 대한 관심이 높아지고 있다. 대표적인 부유식 해상구조물로는 석유시추를 위한 해상 플랫폼이 있으며, 부유체의 안정성 확보를 위한 앵커 시스템으로 석션파일이 활용되고 있다. 더욱이 대수심에서 설치가 용이하고 빠르다는 장점 때문에 해상풍력 기초의 대안 중 하나로 석션파일의 사용성에 대하여 연구 및 검토가 활발히 진행 중이다(Allersma et al.(2000); Kim et al.(2011); Lee et al.(2011)). 석션파일은 대수심에서의 설치의 용이성과 경제성 등 많은 장점을 가지고 있는 반면 단점도 존재한다. 대표적인 단점은 암반층과 같이 견고한 층의 관입이 불가능하다는 점과 석션파일 관입 시 지반의 불균질성이나 해상의 시공여건 등과 같은 불확실한 요소에 의해 파일이 기울어질 수 있다는 점이다. 정밀한 시공을 통해 석션파일의 연직성을 확보했다 하더라도 연약한 지반과 견고한 지반이 혼재되어 있고, 혹은 암반층까지의 두께가 다를 수 있어 압밀 과정에서 부등침하에 의한 경사가 발생할 수 있다. 또한 바람이나 파랑과 같은 반복적인 하중이 지속적으로 발생했을 때 설계수명 내에 경사가 발생할 수도 있다. Achmus et al. (2009)이나 Kim et al. (2015)은 반복하중의 영향을 받는 Monopile의 기울기를 반복하중의 크기나 반복횟수에 의해 연구해서 발표한 바 있다. 일반적으로 해상풍력 발전기 제작자가 제공하는 발전기의 허용 경사도는 연직방향으로부터 0.5° 로 허용 경사도가 5° (DET NORSKE VERITAS, 2005)나 그 이상으로 설정되어 있는 해상 플랫폼의 석션기초에 비해 기준이 매우 엄격

하다. 설계단계에서는 반복하중을 깊이 고려하지 않기 때문에 시공 중 그리고 시공 후의 석션파일의 수직도 제어는 매우 중요한 기술이다.

장기간 안전성 확보를 위해 석션파일의 수직도 제어에 대한 연구의 중요성에도 불구하고 수직도 제어에 관한 연구는 거의 이루어지지 않았다. 일반적으로 Monopile 해상기초의 경우에는 기초부 시공 후 TP(Transition Piece)에서 그라우팅을 이용하여 경사를 제어할 수 있는 기술이 제안되어 있다. 석션파일의 수직도는 자중 관입 시 조정되어야 하는 것으로 알려져 있다(Tran et al., 2007; Dendani & Colliat, 2002). 그러나 석션파일 3개를 이용한 Tripod 기초형식을 이용하면 자중 관입은 물론 석션압 관입 시에도 수직도를 조절할 수 있으며, 모형실험을 통해 연약 점토에 관입하는 기초를 석션압 조절을 통해 약 0.5° 까지, 견고한 점토에서도 6.6° 에서 1.29° 까지 조정이 가능한 것으로 나타났다(Zhang et al., 2013).

본 연구에서는 Monopod 타입 석션파일의 수직도 제어에 대해 수치해석을 통해 알아보았다. 석션파일의 내부를 3개의 격실로 분리한 후 특정한 격실에 석션압을 가함으로써 수직도를 조절하고자 했다. 수치해석을 위해 ABAQUS/Standard(Simulia, 2012)를 활용하였으며, 석션내부에 설치된 격벽의 길이와 두께, 그리고 지반의 종류를 달리하여 변수연구를 수행하였다. 수치해석 결과로부터 석션파일의 외부 스커트와 내부격벽에 발생하는 응력을 검토하고, 석션파일의 수직도를 제어하는데 필요한 석션압을 산정하여 제시하였다.

2_수치해석 모델

2.1. 모델제원

Fig. 1은 수치해석에 사용된 석션파일의 재료와 제원을 보여주고 있다. 수치해석에 사용된 석션파일은 콘크리트 상부슬래브와 스커트로 이루어져 있으며 길이는 14 m, 외경은 17 m, 내경은 16 m이다. 석션파일의 상부슬래브와 스커트 두께는 각각 1.0 m, 0.5 m이며, 내부에는 3개의 격실을 만들기 위해 강재 격벽이 3개 설치되어 있다. 내부격벽의 길이와 두께는 변수연구에서 사용되는 값으로 각각 2.8 – 8.4 m, 그리고 20 – 60 mm 사이의 값을 갖는다.

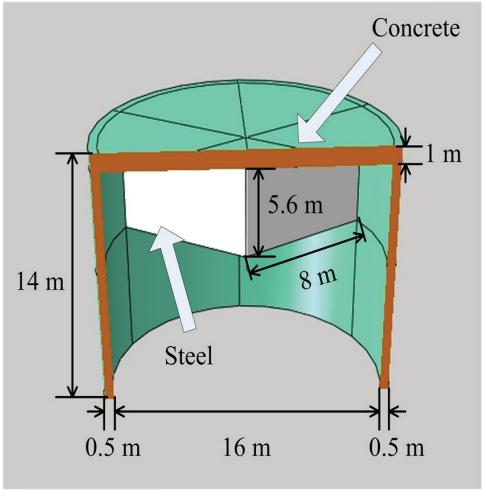
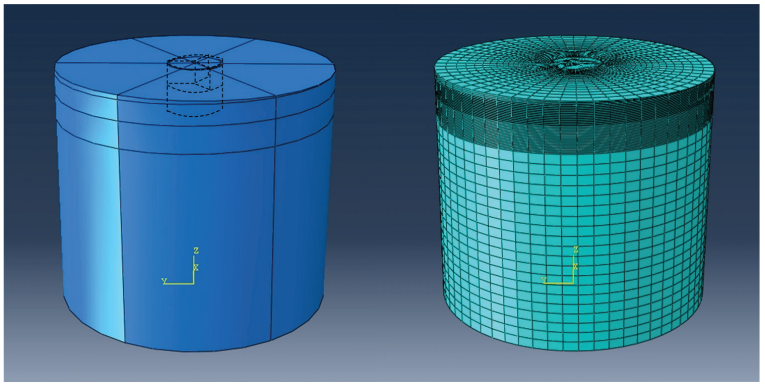


Fig. 1. Schematic view of suction pile with dimensions and materials (concrete skirt and steel inner wall)



(a) (b)

Fig. 2. Bird view of (a) numerical model of suction pile and (b) mesh

격벽과 콘크리트 석션파일은 Fig. 1에서와 같이 결합되어 거동하게 되며 두 구조물은 ABAQUS/CAE의 Assembly 모듈에서 Merge기능을 이용하여 결합시켰다. 다양한 변수의 길이와 두께의 격벽으로 이루어진 석션파일을 1° 회전시킨 후 지반에 관입한 상태로 모사하였다(Fig. 2). 경계면 조건은 석션파일의 크기에 따라 크기를 결정해야 하며, 본 연구에서는 수평방향으로 말뚝직경 17 m의 5배인 85 m, 중력방향으로 석션파일의 길이 14 m의 5배인 70 m 크기의 지반모델을 생성하여 경계면을 설정하였다. 수치해석 결과로부터 사용된 변위와 하중 안에서는 경계면까지 아무런 영향이 미치지 않는 것으로 나타났다.

2.2. 지반구성모델

ABAQUS는 요소 종류를 다양하게 설정할 수 있다. 본 연구에서는 석션파일과 내부격벽을 보다 효과적으로 해석하기 위해 석션파일의 경우 solid element인 20절점 6면체 요소(C3D20R)를 사용했으며, 내부격벽에는 shell element인 8절점 요소(S8R)를 사용했다. 석션파일과 내부격벽의 응력 및 변형률 계산은 저감적분법을 채택하였다. 지반요소는 8절점 6면체 요소(C3D8R)를 사용하였다.

점성토지반 및 사질토지반을 모사하기 위하여 ABAQUS에서 제공하고 있는 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. Mohr-Coulomb 모델은 반복하중이 아닌 단방향 하중이 재하 되는 지반에 적합한 모델로 하중재하 속도에 대한 영향을 고려하지 못하는 단점이 있다. ABAQUS에서 제공하는 Mohr-Coulomb 모델은 선형 탄성거동을 보이는 탄성영역과 그 밖의 소성영역으로 나뉜다. Mohr-Coulomb 모델로 만들어진 지반은 초기에 등방성(isotropic)이며 모델에 구속압을 증가시키면 전단강도가 증가하는 성질을 가지고 있다. Fig. 3은 meridional plane과 deviatoric plane에서의 항복면을 보여주고 있다. Mohr-Coulomb의 경우 육각형의 형태로 평균 구속압이 증가하면서 항복면이 증가하게 된다. 내부마찰각이 0° 가 되면 Tresca 모델과 동일한 항복면으로 수렴하게 된다.

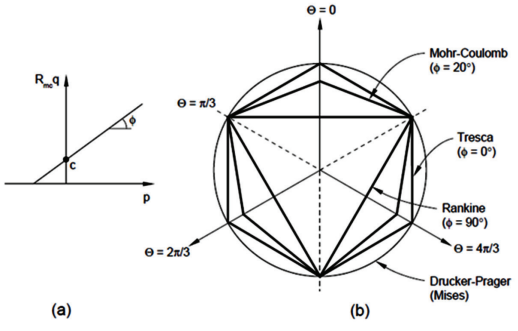


Fig. 3. Yield surface in (a) the Meridional plane and (b) the deviatoric plane (Simulia, 2012)

석션파일과 지반 사이에 접촉거동을 모사하기 위하여 석션파일과 지반 사이에 접촉면을 생성한 후 접촉면 거동은 contact pair를 사용하여 정의할 수 있다. 접촉면 명령어를 사용하면 마찰거동이나 분리거동을 적절하게 표현할 수 있어 더 합리적인 모델링으로 판단되나, ABAQUS/Standard에서 많은 접촉면을 정의하는 경우 수치해석이 수렴을 잘 못하는 문제점이 있다. 본 연구에서도 동일한 문제로 인해 contact pair 대신 tie로 해석을 수행하였다. 일반적으로 말뚝의 거동을 분석할 때 말뚝의 주면마찰력이 지지력에 큰 영향을 미치기 때문에 접촉면 거동을 모사하는 것이 매우 중요하다. 반면 본 연구에서는 석션파일의 상부 슬래브의 한쪽면에 0.3 – 0.4 m 변위를 가하여 회전시키는 것을 목적으로 하고 있다(2.4절 참조). 따라서 접촉면의 거동보다는 석션파일 하부 전면에 존재하는 지반의 압축거동에 의해 영향을 많이 받게 될 것으로 예상되며 두 접촉면의 정의에 의한 결과 차이는 크지 않을 것으로 예상된다.

2.3. 입력 물성값

Table 1은 수치해석에 사용된 석션파일 및 지반의 입력 물성값을 보여주고 있다. 콘크리트의 수중 단위중량은 14 kN/m^3, 탄성계수는 32,208 MPa, 포아송비는 0.2이며, 강재의 수중 단위중량은 68.5 kN/m^3 이며 탄성계수는 200 GPa, 포아송비는 0.3이다. 점성토의 수중 단위중량은 8.36 kN/m^3, 탄성계수는 10 MPa, 포아송비는 0.49, 비배수전단강도는 17 kPa, 내부마찰각과 팽창각(dilation angle)은 0° 로 사용하였다. 사질토의 수중단위중량은 9.0 kN/m^3, 포아송비는 0.3, 내부마찰각은 36° , 팽창각은 6° 로 사용했으며, 점착력은 수치해석 시 수렴을 위해 작은 값인 0.1 kPa을 적용하였다. 토압계수인 K0은 포아송비를 이용하여 geostatic 단계에서 자동 산정되는데 그 값은 모래지반에서 0.429, 점토지반에서 0.961이다. 점성토와 사질토지

반의 탄성계수 중 가장 큰 차이는 점성토에서는 동일한 탄성계수를 사용한 반면, 사질토에서는 깊이에 따라 탄성계수가 증가하는 것을 모사하였다는 것이다. 사질토의 탄성계수는 조건에서 30 MPa로 가정하였으며, 식 (1)을 이용하여 깊이에 따라 증가하는 것을 모사할 수 있었다.

Table 1. Input material parameters

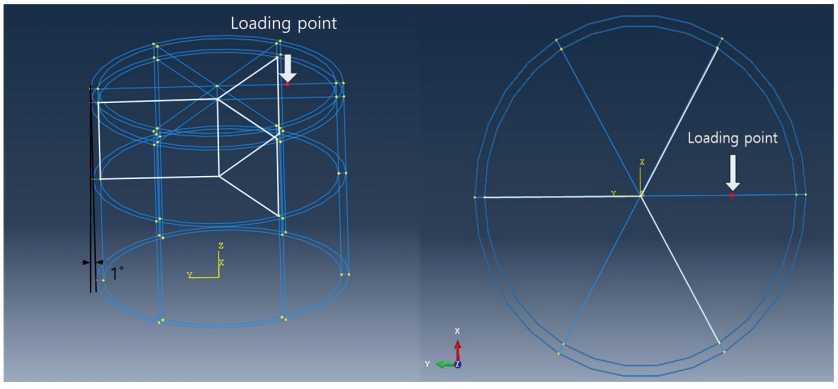
	Model	Submerged unit weight (kN/m^3)	Elastic modulus (MPa)	Friction angle	Dilation angle	Cohesion/ Undrained shear strength(kPa)	Poisson's ratio
Clay (Undrained condition)	Mohr–Coulomb	8.36	10.0	0°	0°	17	0.49
Sand (Drained condition)	Mohr–Coulomb	9.00	Variable	36°	6°	0.1	0.3
Concrete skirt	Elastic	14.00	32,208	N/A	N/A	N/A	0.2
Inner steel wall	Elastic	68.50	2.0 x 105	N/A	N/A	N/A	0.3

$$E = E_{ref}\left(\frac{p}{p_a}\right)^m \quad (1)$$

여기서, Eref는 대기압에서의 탄성계수, p는 깊이 별 유효 응력, p_a는 대기압의 응력이며 101.3 kPa로 설정하였고, 계수 m은 0.5로 설정하였다. 지표면에서의 탄성계수는 약 4.1 MPa이며, 70 m 깊이에서의 탄성계수는 약 50 MPa로 비선형으로 증가하도록 설정하였다.

2.4. 하중조건

지반의 초기응력상태는 initial conditions를 사용하여 정의했으며, 모델의 상부 응력은 0 kPa, 점성토와 사질토 조건에서 하부는 지반의 단위중량을 이용하여 계산된 값인 585.2 kPa, 630.0 kPa로 각각 정의해 주었다. 전 단계로부터 지중응력상태가 만들어지면 1° 기울어진 석션파일의 수직도 제어를 모사하게 된다. Fig. 5는 1° 기울어진 석션파일의 하중 재하지점을 정면과 평면에서 보여주고 있다. 하얀색 테두리로 나타내는 부분은 격벽이 위치한 것을 의미하며, 빨간색 점은 우측 격벽 한 쌍으로 이루어진 부채꼴의 무게중심을 나타낸다. 연직방향 하중은 부채꼴의 무게중심에 재하 되었으며, 상부슬래브가 평행할 때까지 강제변위를 시킴으로써 모사하였다. 예비수치해석을 통해 점성토에서는 0.3 m의 변위 이내에서, 사질토에서는 0.4 m의 변위 이내에서 상부슬래브의 수평이 달성되는 것을 알 수 있었으며, 그에 따라 강제변위를 결정하였다. 강제변위에 의해 석션파일이 회전하여 연직방향으로 원위치 시



(a) (b)

Fig. 4. Loading point of tilted suction pile to restore its position used in the numerical simulation: (a) bird view, and (b) plan view

키기 위해 발생한 하중지점에서의 반발력(reaction force)와 변위(displacement)를 이용하여 석션압과 경사도(tilting angle)을 계산하였다. 석션압은 하중지점(Fig. 5 참조)에서 발생하는 반발력을 해당면적으로 나누어 계산되었으며 그 결과는 3장에서 제시하였다.

2.5. 변수연구

격벽의 두께와 길이를 변수로 설정하여 총 10가지 경우의 수치해석을 수행하였다. 석션파일 내부에 있는 격벽은 총 3개로 이루어져 있으며, 길이는 2.8, 5.6, 8.4 m로 총 3개에 대해서, 그리고 두께는 20, 40, 60 mm로 총 3개에 대해서 수치해석을 수행하였다. 지반은 점성토와 사질토에 대해서 검토를 하였기 때문에 총 10가지 경우에 대해서 수치해석을 수행하였다. Table 2는 조건에 따른 격벽의 길이와 두께를 표시한 표이다. 각 해석의 첫 알파벳은 지반의 종류, 두 번째는 격벽의 길이, 세 번째는 격벽의 두께를 나타내서 표시하였다.

Table 2. Parameters used in the numerical simulation

Case	Soil type	Wall length (m)	Wall thickness (mm)
C–L2.8–T40	Clay	2.8	40
C–L5.6–T20		5.6	20
C–L5.6–T40			40
C–L5.6–T60			60
C–L8.4–T40		8.4	40
S–L2.8–T40	Sand	2.8	40
S–L5.6–T20		5.6	20
S–L5.6–T40			40
S–L5.6–T60			60
S–L8.4–T40		8.4	40

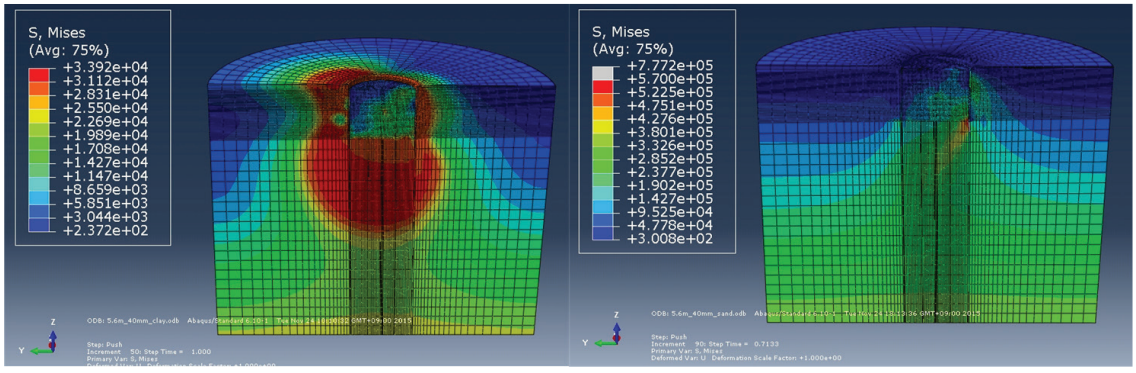
3_수치해석 결과

본 절에서는 각각 점성토와 사질토지반에서 석션파일을 콘크리트 스커트부분과 강재 내부격벽부분으로 구분하여 최대 응력값을 도출하였다. 또한 수직도 제어를 위해 필요한 소요 석션압을 석션파일 경사도에 따라 제시하였다.

Fig. 6은 Table 2의 C–L5.6–T40과 S–L5.6–T40에 해당되는 석션파일의 1° 경사를 원위치 시켰을 때 지반에 발생하는 응력을 Mises 응력의 contour를 보여주고 있다. 동일한 수직도 제어에 대해 사질토의 최대 Mises 응력값은 점성토의 값에 비해 약 20배 이상 큰 것으로 나타났다. 또한 점성토의 경우, 석션파일이 위치한 지반 주변에 큰 Mises 응력이 발생하였고, 그 영향 범위는 석션파일 하부와 오른쪽까지 영향을 미친 것을 확인할 수 있었다. 반면에, 사질토의 경우에는 석션파일의 선단부분에서만 큰 Mises 응력이 발생하였다.

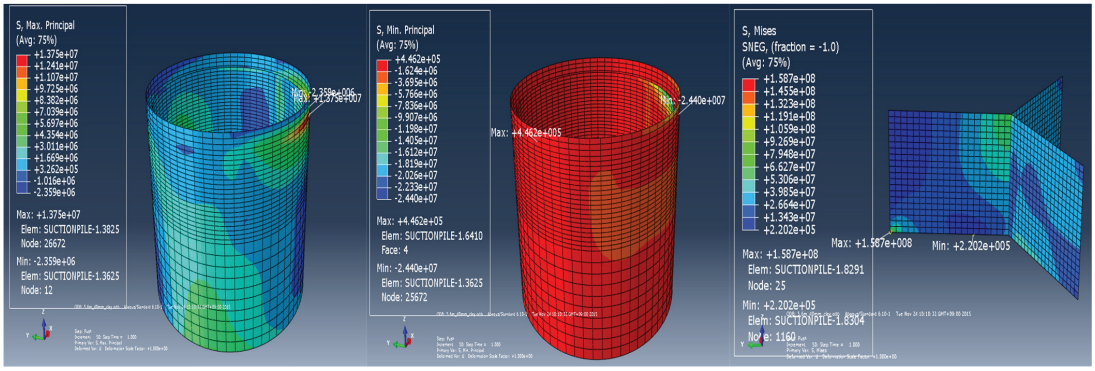
3.1. 점성토 지반

Fig. 7은 Table 2의 C–L5.6–T40에 대한 석션파일의 콘크리트 스커트와 강재 내부격벽에서 발생하는 최대/최소 주응력, 그리고 Mises 응력 contour를 보여주고 있다. 석션파일의 최대주응력은 지반과 접하는 스커트 외부에서 발생하였고 최소주응력은 그와 반대로 지반과 인접하는 스커트 내부에서 발생하였다. 이는 경사진 석션파일이 수평으



(a) (b)

Fig. 5. Mises stress contour for (a) cohesive soil (C–L5.6–T40), (b) cohesionless soil (S–L5.6–T40)



(a) (b) (c)

Fig. 6. Contour of (a) major principle stress of skirt, (b) minor principle stress of skirt case, and (c) Mises stress of inner steel wall for C–L5.6–T40

로 되면서 스커트 내부에서는 압축응력이 발생되고, 외부에서는 인장응력이 발생되는 것으로 판단된다.

내부격벽의 최대 Mises 응력은 좌측 하단에서 발생하는 것으로 나타났다. 최소 Mises 응력은 중앙 지점에서 약간 좌측으로 처진 가장 아래에서 발생하였다. 스커트는 하중재하 지점인 우측에서 최대/최소 주응력이 발생하는 반면 내부격벽은 하중재하의 반대쪽에서 발생하는 것을 알 수 있다.

Table 3. Stress developed in the skirt and inner steel wall in cohesive soil

Case	Concrete skirt		Inner steel wall	
	Maximum principle stress (MPa)	Minimum principle stress (MPa)	Maximum Mises Stress (MPa)	Minimum Mises Stress (MPa)
C–L2.8–T40	16.1	–27.6	146.4	0.42
C–L5.6–T20	15.1	–26.2	220.1	1.17
C–L5.6–T40	13.8	–24.4	158.7	0.22
C–L5.6–T60	13.1	–23.4	125.0	0.11
C–L8.4–T40	12.8	–23.2	163.1	0.44

※ (–) is in compression, (+) is in tension

Fig. 8은 점성토 지반조건에서 소요 석션압을 격벽의 제원에 따른 수치해석별로 보여주고 있다. 1° 기울어진 석션파일이 원위치로 돌아가기 위해 필요한 소요 석션압은 격벽의 제원에 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났으며, 완전한 수평상태로 만드는데 필요한 석션압은 약 410 kPa로 예측되었다. 석션파일을 관입하기 위해 필요한 석션압은 지반조건에 의해 결정되나 가용한 석션압은 석션펌프의 성능에 따라 결정이 된다. 일반적인 펌프의 흡입압은 최대 100 kPa 내외로 알려져 있으며, 본 수치해석 결과를 바탕으로 판단하였을 때 석션파일 관입 후 교란된 주변지반이 재압밀되고 간극수압이 평형을 이룬 경우에는 석션압에 의한 수직도 제어는 실용적이지 않을 수 있는 것으로 판단된다.

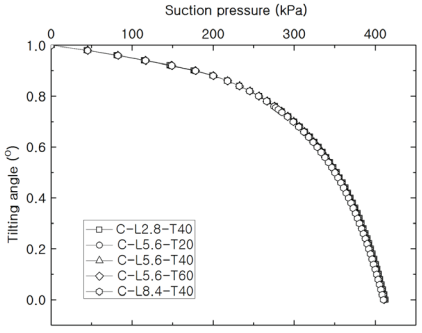


Fig. 7. Required suction pressure to restore tilted suction pile in cohesive soil

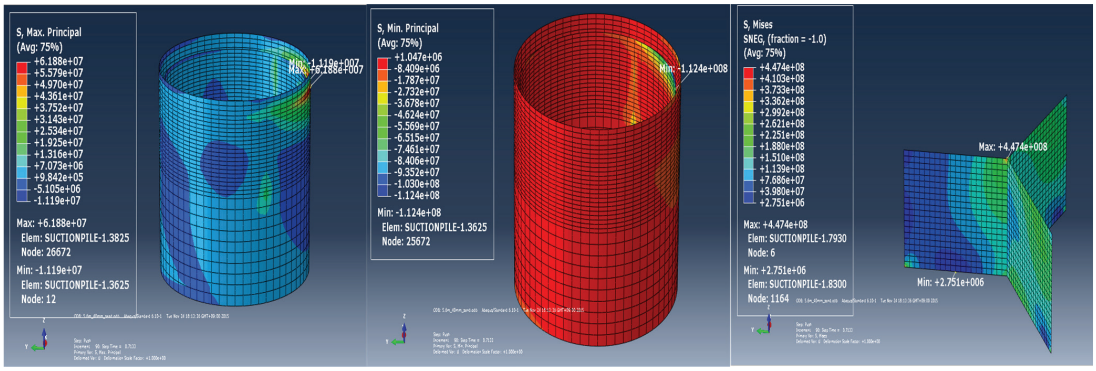
3.2. 사질토 지반

Fig. 9는 Table 2의 S–L5.6–T40에 대해 석션파일의 응력을 비교하였다. 점성토 지반조건과 마찬가지로 석션파일의 최대주응력은 지반과 접하는 스커트 외부에서 발생하였고, 최소주응력은 지반과 인접하는 스커트 내부에서 발생하였다.

내부격벽의 최대응력의 위치는 점성토 지반 조건과는 다

르게 일정한 위치에서 발생하지 않았다. 그러나 Fig. 9의 내부격벽의 최대 응력 contour에서 보이듯이 최소 Mises 응력은 파란색으로 표시되는데 좌측 격벽의 중앙 하단부나 우측격벽의 중앙 하단부에 발생하게 되는데, 그 크기는 유사한 것으로 판단할 수 있다.

트의 최대주응력은 69.3 MPa에서 58.3 MPa로 감소하였으며, 최소주응력의 크기는 −122.6 MPa에서 −107.1 MPa로 감소하였다. 콘크리트의 일축압축강도가 35−45 MPa임을 고려할 때 압축응력과 인장응력 모두 강도를 초과하는 것으로 판단된다.



(a) (b) (c)

Fig. 8 Contour of (a) major principle stress of skirt, (b) minor principle stress of skirt case, and (c) Mises stress of inner steel wall for S−L5.6−T40

Table 4는 이번 절에서 해석한 사질토지반 5가지 경우에 대해 석션파일 응력값을 정리한 것이다. 점성토 지반에서의 결과 값과 비교했을 때 사질토지반 조건에서의 응력값이 더 크게 측정되었다. 동일한 격벽두께에 대해 격벽길이에 따라 응력값은 달라지는데, 격벽길이가 증가할수록 콘크리트 스커트의 최대주응력은 감소하였고, 감소 값은 약 12 MPa정도였다. 또한 최소주응력의 크기는 −124.1 MPa에서 −107.6 MPa로 약 17 MPa 감소하는 것으로 나타났다. 동일한 격벽길이에 대해 격벽두께가 증가함에 따라 스커

Table 4. Stress developed in the skirt and inner steel wall in cohesionless soil

Case	Concrete skirt		Inner steel wall	
	Maximum principl stress (MPa)	Minimum principle stress (MPa)	Maximum Mises Stress (MPa)	Minimum Mises Stress (MPa)
S−L2.8−T40	70.7	−124.1	778.6	4.05
S−L5.6−T20	69.3	−122.6	832.8	2.99
S−L5.6−T40	61.9	−112.4	447.4	2.75
S−L5.6−T60	58.3	−107.1	355.6	1.37
S−L8.4−T40	58.3	−107.6	426.3	3.30

※ (−) is in compression, (+) is in tension

강재 내부격벽 또한 격벽두께, 격벽길이에 의해 Mises 응력값이 변했다. 격벽길이가 2.8 m일 때 발생한 778.6 MPa는 8.4 m일 때 426.3 MPa로 약 352.3 MPa정도 크게 감소하였다. 격벽의 두께는 20 mm에서 60 mm로 증가할 때 최대 응력값이 832.8 MPa에서 355.6 MPa로 감소하는 것으로 나타났다. 수치해석을 통해 도출된 값을 고려할 때 강재의 항복강도를 검토할 필요가 있는 것으로 판단된다.

Fig. 10은 석션파일 수직도 제어를 위해 사질토지반에서 필요한 소요 석션압을 경사각에 따라 보여주고 있다. 총 5가지 경우를 보여주고 있으나 각 사례별 큰 차이는 없는 것으로 나타났으며, 소요 석션압은 약 1,800 kPa로 점성토 지반에서보다 4배 이상 필요한 것으로 예측되었다. 또한, 점성토에서의 석션압은 일정한 경사를 지남에 따라 소성을 나타낸 반면, 사질토에서는 소요 석션압이 선형으로 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 모든 깊이에서 동일한 비배수전단강도와 탄성계수를 갖는 점성토지반과 달리, 깊이에 따라 탄성계수와 전단강도가 증가하였기 때문에 경사진 석션파일이 수평위치가 되기 위해서는 더 큰 석션압을 요구되는 것으로 판단된다. 사질토지반에서의 석션파일의 수직도 제어 시 점성토지반 보다 상대적으로 큰 석

선압이 요구되는 것으로 나타났으며, 관입 시 교란된 지반이 안정화 된 이후에는 석션압을 이용한 수직도 제어를 위해서는 이를 제어하기 위한 특수한 펌프가 필요할 것으로 판단된다.

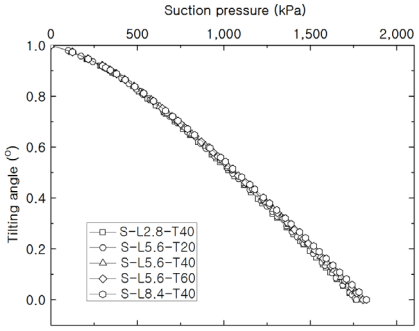


Fig. 9. Required suction pressure to restore tilted suction pile in cohesionless soil

4_결 론

유한요소 프로그램인 ABAQUS/Standard를 이용하여 점성토와 사질토 지반에서의 석션파일 수직도 제어를 해석하였다. 석션파일은 지반에 관입되어 1° 기울어진 상태로 모델링 하였으며, 석션파일의 3개의 격실 중 한 곳에 석션압을 가해서 기울기를 조절하는 것을 모사하기 위해 격실 무게중심 지점에 연직방향으로 변위를 제어하였다. 석션파일이 수평을 이루기에 필요한 소요 석션압을 산정하였으며, 석션파일에 발생한 응력을 구하였다. 석션파일에 발생한 응력은 콘크리트 스커트에서의 최대/최소 주응력과 강재 내부격벽에서의 Mises 응력을 이용하였다. 또한 석션파일에 발생한 변형률을 구하였다. 수치해석 결과를 통해 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1) 석션파일의 콘크리트 스커트에 발생하는 최대/최소 주응력은 스커트 외부와 내부에서 각각 발생하였으며, 강재 내부격벽의 길이와 두께가 증가함에 따라 주응력의 크기가 감소하는 것으로 나타났다. 점성토에 관입된 콘크리트의 최소 주응력은 −27.6 MPa와 −23.3 MPa 사이로 발생하였으나, 사질토에서는 −124.1 MPa에서 −107.1 MPa 사이의 값으로 발생하여 사질토에서의 응력값이 훨씬 큰 것으로 나타났다.

2) 석션파일의 강재 내부격벽에 발생하는 최대 Mises 응력은 격벽의 길이와 두께가 증가함에 따라 감소하는 것으로 나타났다. 최대 Mises 응력은 두께가 20 mm이고 길이가 5.6 m인 격벽에 대해서 나타났으며, 그 값은 점성토에서는 220.1 MPa, 사질토에서는 832.8 MPa로 나타났다.

3) 연직방향으로부터 1° 기울어진 석션파일을 수직도 제어 하는데 필요한 소요 석션압은 점성토에서 약 410 kPa, 사질토에서 약 1,800 kPa로 도출되었다. 석션파일이 관입되면서 교란된 지반이 재압밀되어 평형상태로 복귀하고, 원지반의 물성값을 갖게 되면 수직도 제어를 위해 큰 석션압이 소요될 것으로 예상되며, 현실적으로 석션파일을 관입하는데 약 100 kPa의 석션압이 필요한 것을 고려했을 때 특별한 자세제어 기술이 필요할 것으로 판단된다. 강재 내부격벽의 길이와 두께에 따른 소요 석션압의 크기는 차이가 없었으며, 이는 수직도 제어에 대한 대부분의 저항이 콘크리트 스커트에 의해 발생하기 때문으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 해양수산부 산하 해양과학기술진흥원의 첨단항만건설 기술개발사업의 연구비 지원(과제명 : 해상풍력 지지구조 설계기준 및 콘크리트 지지구조물 기술개발/20120093)을 받아 수행되었습니다.

참고문헌

1. Allersma H. G. B., Kirstein A. A., Brinkgreve R. B. J. and Simon T. (1999), Centrifuge and numerical modelling of horizontally loaded suction piles, International Offshore and Polar Engineering Conference, Brest, France, Vol. 1, pp. 711–717.
2. Kim, Y. S. and Jang, Y. S. (2011), Analysis of load capacity and deformation behavior of suction pile installed in sand, Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol. 27, No. 11, pp. 27–37 (in Korean).
3. Lee, J. H., Kim, D. W., Chung, M. K., Kwak, K. S. and Jung, Y. H. (2011), Numerical analysis of the suction pile behavior with different lateral loading locations, Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol. 27, No. 4, pp.

67-76 (in Korean).

4. Achmus, M., Kuo, Y.S. and Abdel-Rahman, K. (2009), Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load, Computers and Geotechnics, Vol. 36, No. 5, pp. 725-735.
5. Dendani, H. and Colliat J.L. (2002), Girassol: Design analysis and installation of the suction anchors, Offshore Technology Conference, OTC 14209, Houston, Texas, USA.
6. DET NORSKE VERITAS (2005), Geotechnical design and installation of suction anchors in clay. Recommended Practice (DNV-RP-E303).
7. Kim, K., Nam, B.H. and Youn, H. (2015), Effect of cyclic loading on the lateral behavior of offshore monopiles using the Strain Wedge Model, Mathematical Problem in Engineering, ID 485319.
8. Tran, M., Randolph, M.F. and Airey, D.W. (2007), Installation of bucket foundations in sand with silt layers, Journal of Geotechnical and Geoenvironemntal Engineering Vol. 133, No. 10, pp. 1183-1191.
9. Simulia DS (2012), ABAQUS 6.12 Documentation, Providence, Rhode Island, USA
10. Zhang, P., Ding, H. and Le, C. (2013), Model tests on tilt adjustment techniques for a mooring dolphin platform with three suction caisson foundations in clay, Ocean Engineering, Vol. 73, No. 15, pp. 96-105.

중성화와 염화물 침투가 동시에 발생하는 철근콘크리트 단면의 매개변수 분석

Parametric Analysis for the Simultaneous Carbonation and Chloride Ion Penetration in Reinforced Concrete Sections

주홍길
고려대학교
zhuxingji@korea.ac.kr

김소의
고려대학교
soeui5@korea.ac.kr

곽동우
고려대학교 석사과정
kwak1827@korea.ac.kr

배경태
선임연구원 토목플랜트연구팀
kyungtae.bae@daewooenc.com

지광습
고려대학교 건축사회환경 공학과 교수
g-zi@korea.ac.kr

본 논문은 2016년 한국구조물진단학회 논문집 Vol. 20, No.5, pp.066-074에 게재되었던 논문을 재게재한 것입니다.

Abstract

The objective of this study is the investigation of the influence of carbonation on the penetration of chloride ions in reinforced concrete sections for different mix proportions and environmental conditions. A comprehensive numerical model based on the change of the pore structure and the chemical equilibrium was used for this combined action of carbonation and chloride ingress. The empirical formulae of some parameters in this model are estimated according to numerous experimental data. And, a set of data analysis is carried out to simplify the estimation of model variables to reduce the computational cost. A coupled simulation of the transports of carbon dioxide, chloride ions, heat and moisture is carried out. Then, the parametric analysis is given and the numerical results show that the effect of carbonation of the free chloride ingress is significant and depends on the binder types and concrete mix proportion.

Keywords : Corrosion, Chloride ingress, Carbonation, Offshore structures, Anchor joint

1 서 론

최근 RC 구조물의 내구성을 감소시키는 철근 부식과 콘크리트의 중성화가 매우 중요한 문제로 화두가 되고 있다. 철근표면의 염화물 농도가 일정한 임계농도를 초과하거나, 콘크리트 중성화 반응에 의해 공극수의 임계 pH 값이 감소하는 경우, 철근의 부식과정이 촉발될 수 있다. 가용 산소에 의해, 철근 표면에 부식 생성물을 발생시키는 전기화학적 반응이 서서히 진행되어 부식이 진행된다. 부식 생성물은 부식 이전에 비해 4~6배 정도로 부피가 팽창하므로 인접 콘크리트에 균열을 발생시키며, 부식에 의해 하중에 저항할 수 있는 철근의 단면적 또한 감소한다. 그러므로 부식작용을 촉발할 수 있는 메커니즘을 정확하게 예측하는 도구를 개발하는 것이 중요하며, 이는 RC 구조물의 내구성 디자인과 사전 계획, 유지관리 작업에 활용 될 수 있다.

철근 또는 긴장재의 부식은 콘크리트 피복의 손상 뿐 만 아니라, 철근과 긴장재의 순단면적을 감소시켜 해당 구조물의 내하력을 크게 감소시킨다. 최근 발생한 서울시 정릉천고가교의 긴장재 파단이 대표적인 예라 할 수 있다.

많은 연구에서는 개별적인 고려를 하고 있지만, 콘크리트의 중성화와 염소이온의 침투는 동시에 진행된다. 해양 대기 환경에서는 바닷물을 통해 염소이온이 끊임없이 공급되고, 항만 근처에서는 상대적으로 이산화탄소 농도가 높

기 때문에 복합적인 문제를 고려해야 하는 상황이 형성된다. 예를 들어 항만 근처에 건설되는 콘크리트 구조로 지지되는 중력식 해상풍력 구조물의 타워-구조물 연결부는 외부로 노출되어 있기 때문에 이 복합적인 부식 문제를 반드시 고려해야 한다.

국내 도심지내에서도 점점 증가하는 제설염 사용량과 차량에서 배출되는 이산화탄소량은 이 복합열화 문제를 이해하는 것이 매우 중요하다는 점을 시사하고 있다. 앞서 해상 콘크리트 구조물의 연결부와 도심지 구조물을 언급했지만 대부분의 철근콘크리트 구조물에 공히 적용되는 것이므로 일반화된 접근법을 채택하였다.

실험적으로 이 문제를 분석하는 것은 고비용과 많은 노력이 소요되므로, 일반적으로, 중성화 시험을 먼저 수행하고, 그 이후 염소이온 투과 시험을 실시하여 중성화가 염소이온 투과 특성에 미치는 영향을 평가하였다. 하지만 이 시험방식에서는 중성화 진행이 염소이온 투과에 미치는 영향을 구체적으로 파악하기가 어렵다.

이와 같은 단점을 보안하기 위해 중성화와 염화물 침투를 교번하여 시험하는 복합 내구성 시험을 시행한 결과, 일반적인 시험의 결과와 대조되는 현상이 관찰되었다. 시험체 표면에서 약 1.5 cm 정도 떨어진 지점에서 최대의 염소이온 농도가 측정되었다. 그러므로 중성화와 염화침투의 복합작용을 분석 및 예측하기 위해 중성화와 염소이온 이동의 상호작용을 구현할 수 있는 현실적인 모델 개발이 필수적이다.

최근 중성화와 염소이온의 침투 작용을 복합적으로 분석할 수 있는 역학적인 내구성 평가 모델이 개발된 바 있다. 미세공극구조의 변화, 화학반응, 이온 및 수분의 전달, 가스의 전달 등이 정량적으로 구현되어 있으므로 본 논문의 목적에 적합하다고 판단된다. 본 논문에서는 이 모델을 이용하여 대상 복합 내구성 문제에 영향을 미치는 주요 변수들의 효과를 매개변수 분석을 통해 연구하였다.

본 논문의 구성은 본 서론이후, 2장에는 본 논문에서 채택한 내구성 모델을 요약하였고, 3장에서는 모델변수의 단순화에 대해 설명하였고, 4장에서는 수치해석 모델의 구현기법을 제시하였고, 5장에서는 수치해석 결과를 설명하였고, 결론은 6장에 제시하였다.

2_Zhu-Zi(2016)의 중성화 및 염화물 침투의 복합열화 모델

2.1. 중성화의 지배방정식

본 모델에서는 (1) 이산화탄소의 이동, (2) 이산화탄소와 용해 수산화칼슘 반응 (3) 공극수 내에서 이루어지는 고체 수산화칼슘의 용해, (4) 콘크리트 내의 CSH와 이산화탄소의 화학적 반응을 중성화 반응으로 고려하였으며, 각 반응의 지배방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\partial(\phi-\phi_{we})C_{CO_2}}{\partial t}+\nabla\cdot J_{CO_2}=-I_{ch}-I_{CSH} \quad (1)$$

$$\frac{\partial\phi_{we}C_{ch,d}}{\partial t}+\nabla\cdot J_{ch,d}=-I_{ch}+I_d \quad (2)$$

$$\frac{\partial C_{ch,s}}{\partial t}=-I_d \quad (3)$$

$$\frac{\partial C_{CSH}}{\partial t}=-r_{CSH} \quad (4)$$

여기서, C_{CO_2}는 공극중 이산화탄소 기체의 몰 농도, ϕ는 현재 콘크리트 공극률, ϕ_{we}는 증발 가능한 공극수의 부피비, J_{CO_2}는 이산화탄소의 플럭스, I_{Ch}와 I_{CSH}는 각각 $Ca(OH)_2$와 CSH의 화학반응으로 인한 이산화탄소 소비율, $C_{ch,s}$는 고체 수산화칼슘의 몰 농도, C_{CSH}는 콘크리트 속 CSH의 몰 농도, 그리고 r_{CSH}는 이산화탄소와 CSH의 반응속도이다. ϕ_{we}과 수분 h 사이의 관계는 BSB 모델에 의거하여 기술될 수 있다. 참고로 I_{Ch}, I_{CSH}, I_d는 Papadakis의 중성화 모델에서 소개된 매개변수이다.

식 (1)와 (2)로 붙어 용해 수산화칼슘의 농도변화를 계산하면 콘크리트의 pH값을 추정할 수 있다. 콘크리트의 pH값은 공극수에 용해된 수산화칼슘의 농도로 계산한다.

$$pH=\begin{cases}14+\log(2\times10^{-3}C_{ch,d}) & \text{for } C_{ch,d}\geq1\times10^{-3}\\ 8.3 & \text{for } otherwise\end{cases} \quad (5)$$

완전히 중성화된 콘크리트의 pH 하한 값은 주변에서 공급되는 이산화탄소의 농도에 따라 달라진다.

중성화도를 평가하기 위해 중성화 반응에 의해 소비된 공극수 내 수산화칼슘 용액의 소비량을 이용하는 것이 일반적이다. 하지만, 이산화탄소는 경화된 수화물의 고체 성분

과도 직접적으로 반응한다. 그러므로 이 영향을 고려한 중성화도 는 다음과 같이 계산 한다.

$$a_c = 1 - \frac{C_{ch,s} + \phi_{we} C_{ch,d} + 3C_{CSH}}{[C_{CaO}]_0} \quad (6)$$

여기서, $[C_{CaO}]$ 는 콘크리트 내 총 수산화칼슘의 초기 몰농도이다. 이는 콘크리트의 종류와 바인더의 화학적 조성도에 의해 직접적으로 결정된다.

2.2. 중성화에 의한 공극 구조의 변화

중성화가 발생하면 콘크리트의 공극구조와 재료특성이 변한다. 이는 수분, 염화이온, 그리고 이산화탄소의 이동에 영향을 미친다. 본 모델에서는 공극률과 이온 이동경로의 임계반지름의 변화를 고려했다. 중성화와 공극률의 관계는 다음과 같이 선형관계로 나타냈다.

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi_c a_c \quad (7)$$

여기서, ϕ_0는 중성화전 콘크리트의 공극률이고, $\Delta\phi_c$는 콘크리트가 완전히 중성화 되었을 때의 공극률의 감소량이다.

이온의 이동 특성은 이동 경로의 임계반지름을 이용해서 공극구조의 연결성과 염소이온의 이동성의 영향을 반영한다. 임계반지름의 변화와 중성화도의 관계는 비례한다고 가정한다.

$$r_p = 5 \times 10^{-8} r_{p,ref} \left[(\bar{r}_{p,c} - \bar{r}_{p,0}) \alpha_c \right] + \bar{r}_{p,0} \quad (8)$$

여기서, $r_{p,ref}$= 1m는 단위 조절을 위한 기준 크기, $\bar{r}_{p,0}$과 $\bar{r}_{p,c}$는 중성화 전후의 임계반지름의 무차원 변수이고 각각 물시멘트비와 플라이애쉬 함량에 의존한다.

$$\bar{r}_{p,0} = f_h(w/b) \quad (9)$$

$$\bar{r}_{p,c} = f_h(w/b) f_c(w/b) f_c(FA) \quad (10)$$

여기서, $f_h(w/b)$, $f_c(w/b)$와 는 각각 물시멘트비와 플라이애쉬 대체비에 대한 영향 함수이다.

2.3. 염소이온의 이동에 대한 중성화의 영향

중성화 이후에도 염소이온 이동은 Fick의 확산 제2법칙을 만족한다고 가정한다. 콘크리트의 단위 부피에 해당되는 염화물의 총량은 공극수 내의 자유 염소이온과 프리델염 형태인 결합 염화물의 합과 같다. 여기서, 염화물의 결합능력이 저하되면서 공극수로 방출될 수 있다. 지배방정식은 다음과 같이 주어진다.

$$\frac{\partial \phi_{we} C_{fc}}{\partial t} + \nabla \cdot J_{fc} = O_{rc} \quad (11)$$

$$J_{fc} = -\frac{1}{1 + \frac{1}{\phi_{we}} \frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}}} \left(D_{fc}^{car} \nabla \phi_{we} C_{fc} + D_h^{car} \phi_{we} C_{fc} \nabla h \right) \quad (12)$$

$$I_{rc} = \frac{d\alpha_L \phi_{we} C_{fc} (I_{ch} + I_{CSH})}{1 + \frac{1}{\phi_{we}} \frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} \left[1 + \beta_L M(Cl^-) \phi_{we} (C_{fc/b}) \right]} \quad (13)$$

여기서, C_{fc}는 자유 염소 이온의 양, C_{bc}는 결합된 염소량이다. J_{fc}는 염소이온 흐름이고, I_{rc}는 중성화에 의한 프리델염으로부터 방출된 자유염소이온을 지칭하는 생성 항이다. 여기서 D^{car}_{fc}와 D^{car}_{h}은 중성화도에 의존하는 자유 염소이온과 수분의 확산계수이다. 여기서 M(·)은 (·)(kg/mol)의 단위로서 몰질량을 의미한다. α_L과 β_L은 콘크리트 종류에 의해 결정되는 재료상수이며, d=0.88로서 중성화로 인한 염소이온 결합능력의 감소를 뜻한다.

염소 이온 및 수분의 확산계수도 중성화에 의해 변화하는데, 본 모델에서는 tortuosity Ω와 constrictivity δ 를 이용해서 다음과 같이 표현하였다.

$$D_{fc}^{car} = D_{fc} f_P(\Omega, \delta) \quad (14)$$

$$D_h^{car} = D_h f_P(\Omega, \delta) \quad (15)$$

여기서, D_{fc}와 D_h는 중성화 전 염소이온 및 수분의 초기 확산계수이며 이 두 변수의 값은 문헌을 통해 입수할 수 있다. $f_p(\Omega,\delta)$는 공극구조 변화가 확산계수에 미치는 영향이며 다음과 같다.

$$f_P(\Omega, \delta) = \frac{\delta}{\delta_0} \frac{\Omega_0}{\Omega} \quad (16)$$

여기서, δ_0와 Ω_0는 콘크리트의 초기 constrictivity와 tortuosity이다. tortuosity와 constrictivity는 참고문헌을 참조하여 계산할 수 있다.

3_모델변수의 단순화

콘크리트 공극률의 중성화 유도감소 계산은 매우 복잡하다. 따라서 문헌에서 얻은 많은 실험 데이터를 요약한 후, 중성화를 반영한 콘크리트 공극률의 변화요인을 Fig. 1에 도시하였다.

중성화에 의한 tortuosity Ω변화는 초기 콘크리트 공극률을 변수로 가지는 다항함수로 나타낼 수 있다.

$$\frac{\Omega}{\Omega_0} = -24.35\phi_0^3 + 15.91\phi_0^2 - 1.69\phi_0 + 1 \quad \text{for } 0 \le \phi_0 \le 0.5 \tag{17}$$

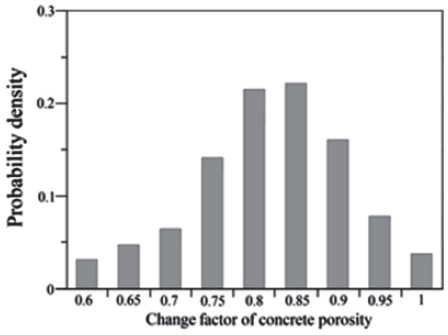


Fig. 1. Change of concrete porosity due to carbonation

콘크리트 임계 반지름의 변화를 반영하는 경험적 공식과 중성화에 의한 constrictivity δ_0} 변화에 대한 영향함수는 매우 복잡하다. 중성화로 인한 constrictivity δ_0}의 변화는 다음과 같이 표현된다.

$$\frac{\delta}{\delta_0} = 106.60FA_0^3 - 6.71FA_0^2 + 1.16FA + 1 \quad \text{for } 0 \le FA \le 30\% \tag{18}$$

여기서, 물-바인더비(w/b)가 constrictivity δ_0} 변화에 적은 영향을 미치므로, 간략화를 위해 이 항을 1로 대체한다. 이어서, 식 (16)은 다음과 같이 수정될 수 있다.

$$f_P(\Omega,\delta) = \frac{106.60FA_0^3 - 6.71FA_0^2 + 1.16FA + 1}{-24.35\phi_0^3 + 15.91\phi_0^2 - 1.69\phi_0 + 1} \tag{19}$$

일부 경우에 콘크리트의 결합능력을 반영하는 바인딩 등온선과 자유 이온 농도의 관계를 선형적으로 단순화 시킬 수 있다.

$$C_{bC} = mC_{fc} \tag{20}$$

여기서, m값은 결합 염화물과 자유 염화물의 관계를 나타내는 상수이다. 자유 염화 농도와 중성화 정도에 따라 변화하는 결합 염화물의 함량은 다음과 같다.

$$\frac{\partial C_{bc}}{\partial C_{fc}} = (1-\alpha_c)m \tag{21}$$

결합 염화물 함유량 또한 자유 염소 이온 농도에 영향을 받기 때문에, 염화물 겉보기 확산계수에 대한 중성화 함수는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$f_{Cl}(\alpha_c) = \frac{f_P(\Omega,\delta)}{1 - \dfrac{da_L\alpha_c}{\alpha L + \left[1+\beta_L M(Cl^-)\phi_{we}(C_{fc}/b)\right]^2}} \tag{22}$$

4_모델 해석을 위한 수치적인 구현

앞서 언급한 지배방정식을 상용 유한요소 프로그램인 COMSOL의 Physics Builder의 기능을 이용해서 사용자 개발모듈을 기반으로 새로운 모델을 구축하였다. 각 지배방정식 사이의 관계와 해석 순서를 Fig. 2에 도시하였다.

계산 절차는 다음과 같다.

1) 주어진 경계조건을 바탕으로 식 (5)~(7)을 이용하여 수산화칼슘 $Ca(OH)_2$와 CSH의 함유량을 계산한다.

2) 식 (6)로 계산된 중성화 정도 α_c는 식 (7)과 (8)에 대입하여 콘크리트 공극 구조의 변화를 추정한다.

3) 콘크리트의 tortuosity와 constrictivity을 계산한 후 식 (16)에 대입하면, 중성화가 진행된 부분의 염소이온의 확산계수가 결정된다.

4) 주어진 경계조건을 고려하여, 식 (11)를 토대로 염소이

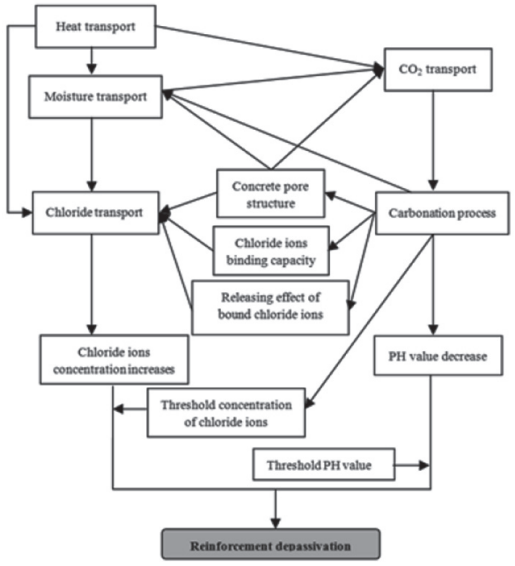


Fig. 2. Structure of the numerical model

온의 농도 측정이 가능하다.

5_수치해석을 통한 매개변수 분석

5.1. 대상 콘크리트

본 논문에서는 Lee et al.(2013) 및 Yoon et al.(2007)가 보고한 중성화와 염소이온 침투가 복합된 시험결과를 이용하여 매개변수 분석 전 모델을 검증하였다. 300×300 mm 단면의 시험체를 대상으로 하였고, 이 때 철근의 지름은 20 mm, 콘크리트 피복두께는 40 mm로 설정했으며, 본 모델은 단면이 대칭이므로 절반만 구축하였다. 골재-바인더비(a/b)는 5, 물-바인더비(w/b)는 0.45, 플라이애쉬 대체 혼입율은 30%, 콘크리트 내 수산화칼슘의 몰비(P_{CSH})는 50%, 수분의 기준 확산 계수($D_{h,ref}$)는 3×10^{-10}m^2/sec, 자유 염소 이온의 기준 확산계수($D_{fc,ref}$)는 5×10^{-12}m^2/sec, 용해된 수산화칼슘의 확산계수($D_{ch,d}$)는 1×10^{-13}m^2/sec 이다. 온도는 10℃부터 30℃ 사이, 습도는 0.7과 0.8의 사이를 유지하여 삼각함수로 모사하였다. 경계면의 염화물 농도는 25 kg/m^{3}이다. 시험체는 일반적인 대기 환경 상태에 놓인 것으로 가정하여 이산화탄소의 부피비율은 0.02%를 사용하였다.

온도, 습도, 이산화탄소, 그리고 염소 이온의 전달은 시험체 하면에서 진행되었으며 시험체의 윗면과 양측면의 플럭스는 영으로 유지하였다. 한 달을 시간 단위로 설정하여 염소 이온의 농도와 중성화도를 계산하였다.

Fig. 3은 50년 이후의 콘크리트 염소 이온 농도와 중성화도를 측정한 결과 값이다.

5.2. 중성화 과정에 미치는 주요 배합성분의 영향

5.2.1 중성화 깊이에 영향을 미치는 w/b와 a/b

Fig. 4는 물-바인더 비(w/b)와 골재-바인더 비(a/b)가 중성화 깊이에 미치는 영향을 나타낸다. 골재-바인더 비(a/b)를 상수 5로 고정시킨 후 물-바인더 비(w/b를 차례로 0.35, 0.45, 0.55로 결정하였다. 그 다음, 물-바인더 비(w/b)가 0.45로 고정되고, 골재-바인더비(a/b)는 각각 4, 5, 6으로 결정되었다. 물-바인더 비(w/b)가 증가할수록 이

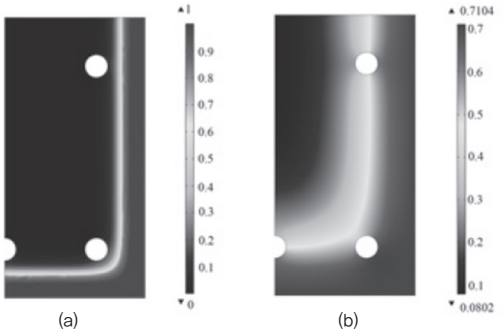


Fig. 3. Numerical simulation results (a) the dgree of carbonation and (b) free chloride ions content(% of binder wt.) after 50 years of exposur

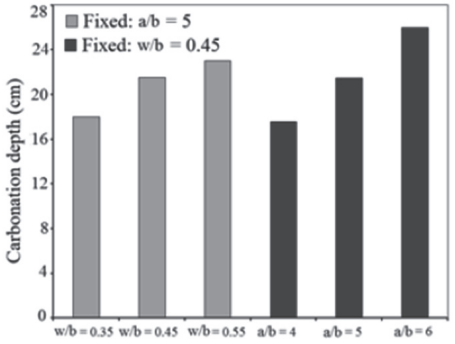


Fig. 4. Influence of water-to-binder ratio and aggregate-to-binder ratio on carbonation depth after 50 years of exposure

산화탄소의 확산계수가 증가하기 때문에 중성화도 또한 가속화된다. 또한 골재-바인더 비가 증가할수록 콘크리트 내의 바인더 함유량이 감소하여 외부로부터 침투하는 이산화탄소와 반응하는 콘크리트 내 화학물질도 감소하기 때문에 중성화도가 가속화된다.

5.2.2 중성화도와 pH값에 영향을 미치는 CSH 함유율

CSH 함유율이 다른 세 가지(15%, 30%, 50%) 콘크리트를 준비하여, 40년 노출 콘크리트의 중성화 깊이에 따른 중성화도와 pH값에 미치는 영향을 확인하였다. 그 결과, (1) 이산화탄소와 CSH가 반응하는 속도가 이산화탄소와 수산화칼슘이 반응하는 속도보다 느리기 때문에, (2) 공극수의 pH 값은 오직 용해된 수산화칼슘 농도로만 측정되기 때문에, 비록 수산화칼슘이 완전히 소비되어도 CSH가 함유된 콘크리트 내에서는 중성화 반응이 지속된다. 그러므로

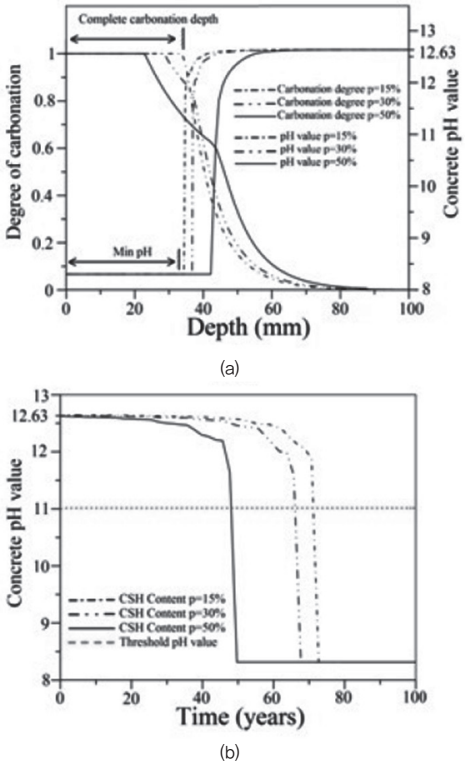


Fig. 5. Influence of CSH proportion on (a) concrete carbonation degree and pH value change according to different depths and (b) pH value change of concrete pore solution around the bottom reinforcement versus exposure time

Fig. 5(a)에 도시된 바와 같이, CSH 함유율이 증가함에 따라 중성화 속도가 느려지고, pH 값이 감소하는 속도는 오히려 가속화된다. Fig. 5(b)는 노출시간에 따라 철근 주변의 pH값 변화를 나타내며 CSH 함유율이 증가할수록 임계 pH값에 도달하는 시간이 지연됨을 알 수 있다. 이를 통해, 콘크리트 중성화 깊이만을 토대로 철근부식 개시를 판단하는 것은 명확한 방법이 아님을 알 수 있다.

5.3. 중성화 및 염소이온 침투의 복합열화에 미치는 주요변수의 영향

5.3.1 플라이애쉬 함량의 영향

Fig. 6에는 중성화와 염소 이온의 침투가 50년 동안 동시에 진행된 후 바인더의 플라이애쉬 함량의 영향을 10%에서 30%의 플라이애쉬 함량에 대해 분석하였다. 중성화와 염소 이온 이동의 복합작용에 의해, 플라이애쉬 함량이 증가할수록 자유 염소 이온의 농도가 증가하는 것을 확인할 수 있다.

5.3.2 콘크리트 배합비에 따른 $f_p(\Omega,\delta)$

Fig. 7은 중성화에 의한 공극구조 변화가 서로 다른 배합비를 가진 콘크리트의 수분과 염소 이온의 확산계수에 미치는 영향을 보여준다. 일반 포틀랜드 콘크리트의 경우, 골재-바인더 비(a/b)는 상수 5로 고정시키고, 물-바인더 비(w/b)는 각각 0.35, 0.45, 0.55로 지정하였다. 플라이애쉬 콘크리트의 경우, 물-바인더 비(w/b는 0.45로, 골재-바인더 비(a/b)는 5로 고정시키고, 플라이애쉬 함량은 각

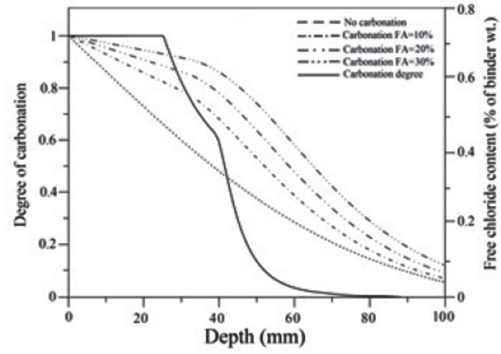


Fig. 6. Effect of fly ash replacement on free chloride content distribution according to different depths

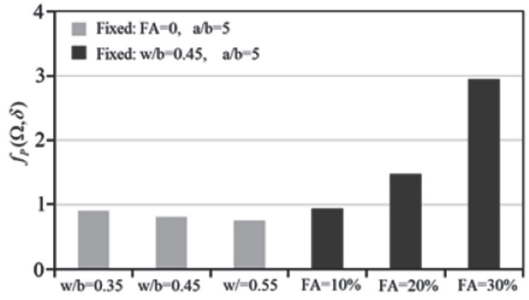


Fig. 7. Influence of carbonation-induced pore structure change on the diffusion coefficients of chloride and moisture

각 10%, 20%, 30%로 지정하였다. 그 결과, 중성화 영향은 바인더 종류와 콘크리트 배합비에 크게 좌우되는 것으로 확인되었다. 일반 포틀랜드 콘크리트의 경우, 중성화가 염화물의 확산계수와 수분을 미미하게 감소시킨다. 즉, 물-바인더 비(w/b)가 증가할수록 확산계수는 감소한다. 플라이애쉬 콘크리트의 경우, 플라이애쉬 함량이 증가함에 따라 염화물 침투가 가속화된다. 즉 플라이애쉬 함량이 증가할수록 확산계수 또한 급격히 증가한다.

콘크리트의 염화물 결합력으로 인해 염화물 확산계수를 직접적으로 얻는 것은 어렵다. 하지만 염화물의 겉보기 확산계수는 쉽게 계산될 수 있으며, 염화물 침투예측의 정확성을 높여준다.

앞서 언급한 바와 같이, 중성화로 인해 공극구조가 변형되고, 염화물 결합력이 감소되면서 염화물 침투에 영향을 미친다. 여기서 염화물 결합력은 자유 염소이온 농도에 좌우되는데, 이는 중성화 효과에 영향을 미친다.

Fig. 8은 다양한 배합비와 자유 염소 이온 농도를 가진 콘크리트 시험체를 준비한 후, 중성화가 콘크리트 염화물 확산계수에 미치는 영향을 나타낸다. 중성화는 콘크리트 내의 자유염소 이온 농도가 상대적으로 낮을 때 가속화 되는 것으로 확인되었다.

5.3.3 주변 환경의 이산화탄소 농도가 염소 이온 이동에 미치는 영향

Fig. 9은 복합열화 환경에 50년 동안 노출 후 콘크리트 시험체 표면의 이산화탄소 농도가 염소 이온의 이동에 미치는 영향을 도시하였다. 이 분석에서는 표면의 이산화탄소의 농도만 0%에서 5%까지 변동하고 나머지 변수는 동일하게 고정시켰다. 이산화탄소의 농도가 증가함에 따라 중성화가 완료되는 깊이가 점점 증가한다. 또한 중성화에 의해 바인더의 염소이온 결합능력이 감소하므로 공극수 내 자유 염소 이온의 농도가 증가한다.

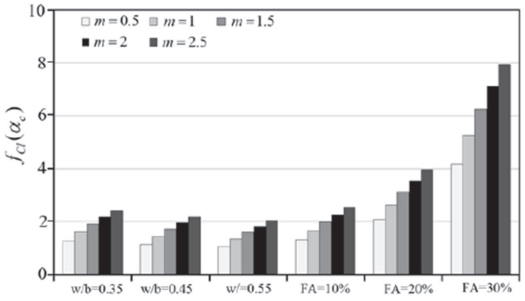


Fig. 8. Influence of carbonation on the apparent diffusion coefficient of chloride for concretes with different mix proportions and free chloride concentration

Fig. 9의 결과를 참조하면 복합열화 효과를 간단히 분석할 수 있는 근사 법을 제안할 수 있다. 중성화가 완료되는 지점의 자유 염소 이온의 농도는 중성화 깊이에 대해 거의 선형적으로 감소한다. 또한 Fig. 10과 같이 중성화가 완료된 지점 이후에는 자유 염소 이온의 분포에 중성화의 영향은 매우 작다. 그러므로 Fig. 10과 같이 중성화가 완료된 경계면을 자유 염소이온의 침투가 이루어지는 가상의 표면으로 선택하고, 자유 염소이온의 농도를 일차원 확산방정식의 해로 모사해도 매우 유사한 결과를 얻을 수 있다. 이

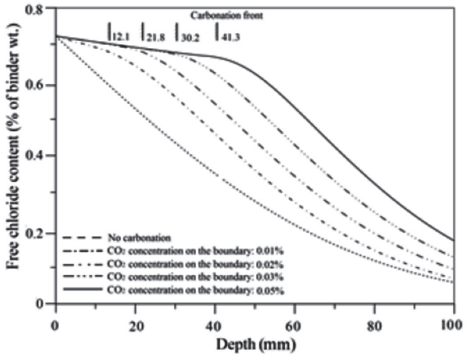


Fig. 9. Influence of carbon dioxide concentration on the surface to the distribution of chloride ion concentration in concrete after 50 years

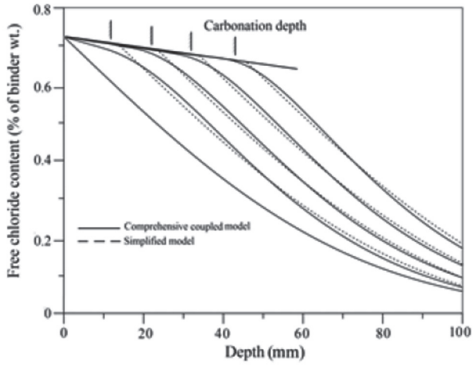


Fig. 10. Comparison of comprehensive coupled model and simplified model

는 마치 중성화의 영향으로 자유 염소 이온의 경계면이 안쪽으로 이동하는 것과도 유사한 효과를 의미한다. 물론 중성화가 완료되는 지점의 자유 염소 이온의 농도를 추정하는 것에 대한 추가적인 연구가 필요하다.

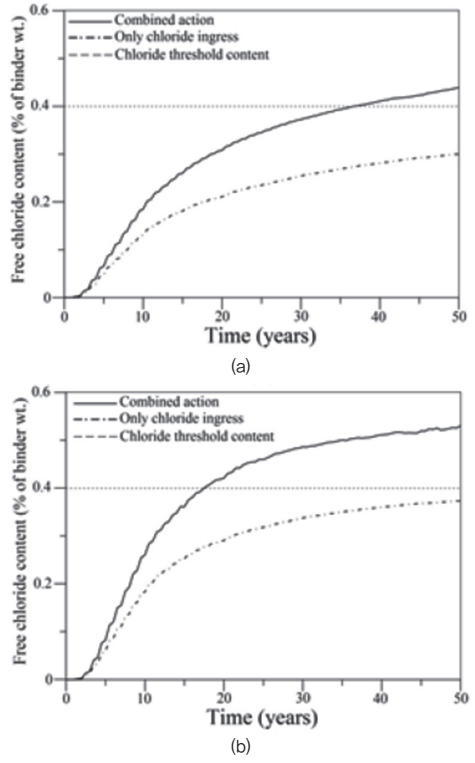


Fig. 11. Free chloride concentration and corrosion initiation time the (a) bottom reinforcement and (b) corner reinforcement versus the exposure time

5.4. 철근 하부 및 모서리 부근의 자유 염소이온 함량

철근 하부 및 모서리 주위의 자유 염소이온 침투와 노출 시간에 대한 결과는 Fig. 11과 같다. 본 예시 모델에서의 염화물 임계치 함량은 0.4% of binder wt.이다. 철근 부식은 하부 보다 모서리 부근에서 일찍 시작하지만, 철근의 하부와 모서리 부근 모두 중성화에 의한 자유 이온 함량 증가는 상당하다. 하부의 침투 개시시간은 중성화에 의해 70년에서 40년 이하로 앞당겨졌고, 모서리 또한 55년에서 15년으로 당겨졌다. 여기서 알 수 있듯이, 중성화는 철근 부식을 판단할 때 매우 중요한 요소임을 알 수 있다.

6_결 론

1) 중성화와 염소 이온의 침투가 동시에 진행되는 복합열화 내구성 문제를 분석하기 위해 개발된 다중물리지배방정식을 COMSOL의 사용자 모듈형태로 구현하였다.

2) 물-바인더비(w/b), 골재-바인더비(a/b), 플라이에쉬 함량, CSH함량, 콘크리트 초기공극률과 중성화속도가 염화이온 침투에 미치는 영향을 매개변수 분석을 통해 연구하였다.

3) 수치적 결과에 의하면, 자유염화물에 대한 중성화의 영향은 상당하며 철근의 부식을 가속할 것이며, 염화물 확산계수에 대한 중성화 영향도는 바인더 종류와 콘크리트 배합비에 영향을 받는다.

감사의 글

본 연구는 해양수산부 산하 한국해양과학기술진흥원의 첨단항만건설기술개발사업 연구비지원(과제명: 해상풍력 지지구조 설계기준 및 콘크리트 지지구조물 기술 개발 / 20120093)을 받아 수행되었습니다.

참고문헌

1. Backus, J., Mcpolin D., Basheer, M., Long, A., and Holmes, N. (2013), Exposure of Mortars to Cyclic Chloride Ingress and Carbonation, Advances in Cement

Research, 25(1), 3–11.
2. Bastidas–Arteaga, E., Chateauneuf, A., Sanchez–Silva, M., Bressolette, P. H., and Schoefs, F. (2011), A Comprehensive Probabilistic Model of Chloride Ingress in Unsaturated Concrete, Engineering Structures, 33(3), 720–730.
3. Bazant, Z., and Najjar, L. (1971), Drying of Concrete as a Nonlinear Diffusion Problem, Cement and Concrete Research, 1(5), 461–473.
4. Bazant, Z., and Najjar, L. (1972), Nonlinear Water Diffusion in Nonsaturated Concrete, Materials and Structures, 5(1), 546–552.
5. Chindaprasirt, P., and Rukzon, S. (2009), Pore Structure Changes of Blended Cement Pastes Containing Fly Ash, Rice Husk Ash, and Palm Oil Fuel Ash Caused by Carbonation, Journal of Materials in civil Engineering, ASCE, 21(11), 666–671.
6. Delnavaz, A., and Ramezanianpour, A. (2012), The Assessment of Carbonation Effect on Chloride Diffusion in Concrete Based on Artificial Neural Network Model, Magazine of Concrete Research, 64(10), 877–884.
7. Dong, B., Qiu, Q., Xiang, J., Huang, C., Xing, F., Han, N., and Lu, Y. (2014), Electrochemical Impedance Measurement and Modeling Analysis of the Carbonation Behavior for Cementititous Materials, Construction and Building Materials, 54, 558–565.
8. Gerven, T., Cornelis, G., Vandoren, E., and Vandecasteele, C. (2007), Effects of Carbonation and Leaching on Porosity in Cement–Bound Waste, Waste Management, 27(7), 977–985.
9. Ishida, T., Iqbal, P., and Anh, H. (2009), Modeling of Chloride Diffusivity Coupled with Non–Linear Binding Capacity in Sound and Cracked Concrete, Cement and Concrete Research, 39(10), 913–923.
10. Lee, M., Jung, S., and Oh, B. (2013), Effects of Carbonation on Chloride Penetration in Concrete, ACI Materials Journal, 110(5), 559–566.
11. Martin–Perez, B., Pantazopoulou, S., and Thomas, M. (2001), Numerical Solution of Mass Transport Equations in Concrete Structures, Computers and Structures, 79 (13), 1251–1264.
12. Metalssi, O., Ait–Mokhtar, A., Turcry, P., and Ruot, B. (2012), Consequencesof Carbonation on Microstructure and Drying Shrinkage of a Mortar with Cellulose Ether, Construction and Building Materials, 34, 218–225.
13. Morandeau, A., Thiery, M., and Dangla, P. (2014), Investigation of the Carbonation Mechanism of CH and C–S–H in Terms of Kinetics, microstructure changes and moisture properties, Cement and Concrete Research, 56, 153–170.
14. Morandeau, A., Thiery, M., and Dangla, P. (2015), Impact of Accelerated Carbonation on OPC Cement Paste Blended with Fly Ash, Cement and Concrete Research, 67, 226–236.
15. Nakarai, K., Ishida, T., and Maekawa, K. (2006), Multi –Scale Physicochemical Modeling of Soil Cementitious Material Interaction, Soils and Foundations, 46(5), 653–663.
16. Ngala, V., and Page, C. (1997), Effects of Carbonation on Pore Structure and Diffusional Properties of Hydrated Cement Pastes, Cement and Concrete Research, 27(7), 995–1007.
17. Niu, D., Chen, L., and Zhang, C. (2007), Computational Model of Gas Diffusion Coefficient in Concrete, Journal of Xian University of Architecture and Technology (Natural Science Edition), 39(6), 741–745.
18. Papadakis, V., Vayenas, C., and Fardis, M. (1989), A Reaction Engineering Approach to the Problem of Concrete Carbonation, Journal of the American Institute of Chemical Engineers, 35(10), 1639–1650.
19. Papadakis, V., Vayenas, C., and Fardis, M. (1991), Fundamental Modeling and Experimental Investigation of Concrete Carbonation, ACI Materials Journal, 88(4), 363–373.
20. Papadakis, V., Vayenas, C., and Fardis, M. (1991), Physical and Chemical Characteristics Affecting the

Durability of Concrete, ACI Materials Journal, 88(2), 186–196.

21. Pham, S. (2014), Effects of Carbonation on the Microporosity and Macro Properties of Portland Cement Mortar CEM I, Journal of Materials Science and Chemical Engineering, 2(7), 40–52.
22. Phung, Q., Maes, N., Jacques, D., Bruneel, E., Driessche, I., Ye, G., and Schutter, G. (2015), Effect of Limestone Fillers on Microstructure and Permeability Due to Carbonation of Cement Pastes Under Controlled CO_2 Pressure Conditions, Construction and Building Materials, 82, 376–390.
23. Pizzol, V., Mendes, L., Frezzatti, L., Jr., H. S., and Tonoli, G. (2014), Effect of Accelerated Carbonation on the Microstructure and Physical Properties of Hybrid Fiber–Cement Composites, Minerals Engineering, 59, 101–106.
24. Puatatsananon, W., and Saouma, V. (2005), Nonlinear Coupling of Carbonation and Chloride Diffusion in Concrete, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 17(3), 264–275.
25. Rukzon, S., and Chindaprasirt, P. (2010), Strength and Carbonation Model of Rice Husk Ash Cement Mortar with Different Fineness, Journal of Materials in civil Engineering, ASCE, 22(3), 253–259.
26. Saetta, A., and Vitaliani, R. (2004), Experimental Investigation and Numerical Modeling of Carbonation Process in Reinforced Concrete Structures Part I: Theoretical Formulation, Cement and Concrete Research, 34(4), 571–579.
27. Saetta, A., Scotta, R., and Vitaliani, R. (1993), Analysis of Chloride Diffusion Into Partially Saturated Concrete, ACI Materials Journal, 90(5), 441–451.
28. Thiery, M., Baroghel–Bouny, V., Morandeau, A., and Dangla, P. (2012), Impact of Carbonation on the Microstructure and Transfer Properties of Cementbased Materials, Transfert, Ecole Centrale de Lille, pp. 1–10.
29. Tolentino, E., Lanmeiras, F., Gomes, A., Silva, C., and Vasconcelos, W. (2002), Effects of High Temperature on the Residual Performance of Portland Cement Concretes, Materials Research, 5(3), 301–307.
30 Tumidajski, P., and Chan, G. (1996), Effect of Sulfate and Carbon Dioxide on Chloride Diffusivity, Cement and Concrete Research, 26(4), 551–556.
31. Villain, G., and Thiery, M. (2005), Impact of Carbonation on the Microstructure and Transport Properties of Concrete, 10DBMC International Conference On Durability of Building Materials and Components, LYON (France), pp. 17–20.
32. Yoon, I. (2007), Deterioration of Concrete Due to Combined Reaction of Carbonation and Chloride Penetration: Experimental Study, Key Engineering Materials, 348–349, 729–732.
33. Yoon, I. (2009), Simple Approach to Calculate Chloride Diffusivity of Concrete Considering Carbonation, Computers and Concrete, 6(1), 1–18.
34. Younsi, A., Turcry, P., Roziere, E., Ait–Mokhtar, A., and Loukili, A. (2011), Performance–Based Design and Carbonation of Concretewith High Fly Ash Content, Cement and Concrete Composites, 33(10), 993–1000.
35. Yuan, C., Niu, D., and Luo, D. (2012), Effect of Carbonation on Chloride Diffusion in Fly Ash Concrete, Computers and Concrete, 5(4), 312–316.
36. Yuan, C., Niu, D., Chen, N., and Duan, F. (2013), Influence of Carbonation on the Microstructure of Concrete, Bulletin of the Chinese Ceramic Society, 32 (4), 687–691 (in Chinese, with English abstract).
37. Zhu, X. J., Zi, G., Cao, Z., and Cheng, X. (2016), Combined Effect of Carbonation and Chloride Ingress in Concrete, Construction and Building Materials, 110, 369–380.