EXPERIMENTAL STUDY ON EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINT USING MECHANICAL ANCHORAGE FOR MAIN BARS WITH ORTHOGONAL BEAM

Akira Tasai¹, Takumi Yamaguchi², Kotarou Yamamoto³, Kuniyoshi Sugimoto⁴,

Toshihiko Kiyohara⁵, Joji Sakuta⁶, Masahiro Chiba⁷, Tomohiro ADACHI⁸

¹Prof, Yokohama National University, Dr. Eng. Email: tasai-akira-gc@ynu.ac.jp

²Formar, Yokohama National University (Currently, Keikyu Corporation), M. Eng.

³Guraduate School of Yokohama National University

⁴Assoc. Prof, Yokohama National University, Dr. Eng. Email: sugimoto-kuniyoshi-wg@ynu.ac.jp

⁵Horie Architectural Engineering Institute, ⁶Horie Architectural Engineering Institute, Dr. Eng. ⁷Asahi Industries Co., LTD., ⁸Tokyo Tekko Co., LTD.

ABSTRACT: This paper describes investigation about structural performance of RC exterior beam-column joint. Mechanical anchorage had been developed for anchorage of main bars to increase in productivity at construction site. On the other hand, flexural vielding of RC beam-column joint would be observed when the column-to-beam flexural strength ratio was low. Static loading tests of exterior beam-column joint with low column-to-beam strength ratio were conducted, in which mechanical anchorages were used for beam main bars. The tests focused on influences of orthogonal beam and effects of concentrated hoop reinforcement in beam-column joint on structural performance of the beam-column joint. Even after yielding of orthogonal beam by loading in transverse direction, orthogonal beam could increase the capacity of beam-column joint.

1. INTRODUCTION

Reinforced concrete moment resisting frame is expected to be designed to form the beam yielding mechanism during strong earthquake motions to prevent story collapse caused by column failure and dissipate large kinematic energy by many plastic hinges generated at many ends of beams not to make each story drift too large. In order to do that, column bending moment capacity should be designed to be larger than the beam one connecting the column through the beam-column joint. However, in recent studies by Dr. H. Shiohara in Japan, it was clarified that even if the column flexural strength is higher than the beam one, in case that the ratio of column flexural strength to the beam one is not much higher even beyond 1.0, lateral strength of the frame is not able to demonstrate the strength equivalent to the beam flexural strength [1]. The reason why the deterioration of the lateral strength of the frame is that not only tensile yielding of the beam main bar but tensile yielding of the column main bar occur approximately at the same time in the beam-column joint. This failure mode is called yielding of beam-column joint which is flexural type failure and whose strength is lower than the beam flexural strength. Consequently, lateral strength of the frame demonstrates lower strength than equivalent to the beam flexural strength.

On the other hand, mechanical anchors are generally used to terminate the beam main bars at an exterior beam-column joint of reinforced concrete high-rise buildings in Japan as shown in Photo 1. Authors have also confirmed the deterioration of the strength due to yielding of exterior beam-column joints using mechanical anchor as anchorage of beam main bars in a series of tests, in case of relatively low ratio of column-to-beam flexural strength.

In this paper, static loading tests of exterior beam-column joint with low column-to-beam strength ratio are described. In the joint, mechanical anchorages were used for beam main bars. The tests focused on influences of orthogonal beam and effects of concentrated hoop reinforcement in beam-column joint on structural performance of the beam-column joint.



(a) Example 1 (b) Example 2

Photo 1 Mechanical Anchorage Hardware

2. SCOPE OF TESTS

The specific index was defined to represent effective hoop amount in beam-column joint, as explained in Figure 1 and the following equation (1), that is, the index is provided when the tensile yielding force of total hoop in beam-column joint is normalized by tensile yielding force of beam main bars.

(Effective hoop amount) = T_{hv} / T_{bv} (1)



Effective hoop amount := (T_{hy} / T_{by})

:= ratio of yielding strength of hoops to yielding strength of main bars

Figure 1 Effective Hoop Amount

Some sets of hoops in a mass located at the specific position are expressed as "concentrated hoops". In this study, influence of total sectional area of concentrated hoops or their material strength on behavior of beam-column sub-assemblage under constant effective hoop amount was investigated.

Influence of orthogonal beam on the strength of beam-column joints was also investigated. Behaviors of plane sub-assemblage with orthogonal beam and slab in both sides and in one side were compared. In addition, supposing input two dimensional earthquake motions, influence of pre-loading to the orthogonal beam up to flexural yielding on the performance of beam-column joint was investigate.

3. OUTLINE OF TEST

3.1. Specimens

Seven partial exterior beam-column specimens in total were prepared, as shown in Table 1, and the reinforcement detail of typical specimens is shown in Figure 2. The column-to-beam strength ratio was approximately 1.5 in case of top tension in beam, and was approximately 1.2 in case of bottom tension in beam. Sectional dimensions, reinforcement, and length of column and beam in all specimens were common. Design strength of concrete Fc was 45 N/mm² in all specimens. The column-to-beam strength ratio was estimated based on flexural ultimate strength of column and beam using the e-function in stress-strain relationship of concrete. The flexural ultimate strength of a section was assumed to demonstrate at the critical section in the face of orthogonal member. Moments to calculate the column-to-beam strength ratio were extrapolated the flexural ultimate strength at the critical section up to the node of the flame.

Strength ratio) =
$$(_{ct}M_u + _{cb}M_u) / _{b}M_u$$
 (2)

Where, ${}_{ct}M_{u}$, ${}_{cb}M_{u}$: Extrapolated flexural ultimate strength in upper and lower column, respectively

_bM_u: Extrapolated flexural ultimate strength in beam.

		FT-3P	FT-10PR	FT-11PR	FT-7POS	FT-12POS	FT-13POS	FT-14POSR	
		concentrated hoop		4-D10 (SPR785)	4-D10 (SD390)				4-D10 (SPR785)
hoop reinforcement in beam-column joint		effective hoop amount in the joint (T _{hy} /T _{by})	0.148	0.433	0.486	0.151	0.1	160	0.482
pwj:	hoop reinforce	ment of joint	0.249	0.373	0.622	0.249	0.2	249	0.373
	spa	n [mm]	/	/	/		98	80	
orthogona	b X	D [mm]					350 2	X 550	
lbeam	ma	in bars					4-D25(SD49	90) Top/Btm	
	si	tirrup				4-D10@100 (SD295A)	4-0	014@100(SD29	5A)
	thickn	ess[mm]				90			
slab	reinfo	orcement					2-D6@100	D(SD295A)	
	both side	es/ one side	/		/	both sides		one side	
loa	ding of orthogoi	nal dirction				N	lo	Yes (by fle	x. yielding)
column-to	-beam flexural	Pos.	1.46	1.55	1.51	1.35	1.40	1.40	1.40
strer	ngth ratio	Neg.	1.18	1.26	1.23	1.17	1.18	1.18	1.18
		BM. Pos.	278	274	265	318	291	291	291
flow	al atranath	BM. Neg.	278	274	265	294	277	277	277
nexura Q	ai strengtri u [kN]	Col.(Upper)	367	386	365	386	368	367	367
_		Col.(L.Pos.)	444	464	439	475	449	449	448
		Col.(L.Neg.)	388	415	290	407	288	288	288
shea	ar strength of joi	int, cQju[kN]	330	394	331	458	380	378	375
shear m	argin of joint	Pos.	1.18	1.44	1.25	1.44	1.31	1.30	1.29
snear margin or joint		Neg.	1.18	1.44	1.25	1.56	1.37	1.37	1.36
and	chorage strengt	h, Tau [kN]	432	473	447	466	460	459	470
margin	of anchorage	Pos.	1.55	1.72	1.68	1.46	1.58	1.58	1.61
margin of anchorage		Neg.	1.55	1.72	1.68	1.58	1.66	1.66	1.70

Table 1. Test Specimens

COMMON: Floor height 2700mm, Span 3700mm

Column: cross section 500 X 500 [mm], main bars 12-D22(SD345), hoop 2-D10@100(SD295A), shear span 1350mm Beam: cross section 450 X 550 [mm], main bars 5-D25(SD490)Top/Btm, stirrup 3-D10@100(SD295A), shear span 1850mm effective hoop amount in the joint (T_{hy}/T_{by}) : ratio of yielding force of hoops to yielding force of main bars flexural strength, BM. Pos., BM. Neg.: beam in positive loading, beam in negative loading

Col.(Upper), Col.(L.Pos.), Col.(L.Neg.): upper column, lower column in positive loading, and negative loading Pos., Neg.: positive loading and negative loading

shear margin of joint, margin of anchorage: strength margins of joint shear or anchorage to flexural strength of beam

Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng





Specimens FT-10PR and FT-11PR were added concentrated hoops to the same specimen as basic specimen FT-3P. The concentrated hoops were placed in the neighborhood of mechanically anchored beam main bar. Yield strength of concentrated hoops in specimen FT-11PR was 0.5 times of that in specimen FT-10PR, but the total sectional area of concentrated hoops in specimen FT-11PR was 2.0 times of that in specimen FT-10PR. Specimens FT-70S and FT-12POS were added orthogonal beam and slab in both sides and one side to the same specimen as specimen FT-3P, respectively. Specimen FT-13POS had the same specification as FT-12POS, but the orthogonal beam of FT-13POS was preloaded up to vielding of orthogonal beam before loading in the main direction. Specimen FT-14POSR was added concentrated hoops to the same specimen as specimen FT-13POS, and the orthogonal beam was preloaded by as the same manner as specimen FT-13POS.

3.2. Material Properties

The results of material test of concrete and reinforcement are shown in Table 2 and Table 3, respectively. The maximum size of coarse aggregate of concrete was 13 mm, and the casting direction of concrete was conducted as the same direction as the real construction. Properties of concrete in Table 2 was measured at the same age as the loading test of each specimen.

Table 2 Material Properties of Concrete

Specimen	Compressive strength [N/mm ²]	Young's modulus X10 ⁴ [N/mm ²]	Tensile strength [N/mm ²]
FT-3P	55.6	3.25	3.4
FT-7POS	70.5	3.44	3.7
FT-10PR	71.7	3.44	4.5
FT-11PR	56.1	3.29	3.1
FT-12POS	62.3	3.35	3.8
FT-13POS	61.7	3.43	3.4
FT-14POSR	61.1	3.3	3.4

Table 3. Material Properties of Reinforcement

Specimen	size and grade	usage	Yield strength	Young's modulus	Ultimate strength
			[N/mm ²]	X10 ⁵ [N/mm ²]	[N/mm ²]
	D25(SD490)	BM. Main bar	573	1.94	732
FT-3P	D22(SD345)	Col. Main bar	386	1.90	576
	D10(SD295A)	Hoop and Stirrup	352	1.98	472
	D25(SD490)	BM. Main bar	523	1.96	700
FT -000	D22(SD345)	D22(SD345) Col. Main bar		1.85	576
FT-7POS	D10(SD295A)	Hoop and Stirrup	350	1.75	497
11-10110	D10(SPR785)	Hoop and Stirrup	829	1.93	1027
	D6(SD295A)	Slab rein.	348	2.00	472
	D25(SD490)	BM. Main bar	511	1.97	665
	D22(SD345)	Col. Main bar	384	1.92	568
FT-11PR	D13(SD295A)	Hoop and Stirrup	359	1.91	527
FT-12POS FT-13POS FT-14POSR	D10(SD295A)	Hoop and Stirrup	363	1.59	534
	D10(SD390)	Hoop and Stirrup	460	1.64	622
	D10(SPR785)	Hoop and Stirrup	911	1.66	1091
	D6(SD295A)	Slab rein.	387	1.65	533

3.3. Loading Procedure

Loading apparatus is shown in Figure 3. The specimen was supported with pin-roller support at the inflection point of upper column and beam, and pin support at the inflection point of lower column. Lateral cyclic loading was conducted horizontally holding of the steel loading girder at the top of the apparatus by two vertical hydraulic jacks. No axial load was applied to column of specimens. Loading direction when the angle between upper column and beam increase was defined as the positive direction, and the opposite direction was defined as negative direction. It should be noted that varying axial force balanced with shear force of beam generated to the lower column. The influence of the varying axial force is considered in the column-to-beam strength ratio. Specimens were applied static gradual increase cyclic loading in the main direction.



Figure 3. Loading Apparatus

Specimens FT-13POS and FT-14POS were pre-loaded in the orthogonal direction up to flexural yielding of orthogonal beam before the loading in the main direction. The flexural yielding of the orthogonal beam was observed at story drift R=1/50 radian. After the pre-loading, the specimen was turned 90 degrees horizontally in the loading apparatus, and then the main loading was applied.

4. RESULTS OF TEST

4.1. Results of Specimens with Concentered Hoops

Story shear Q and story drift angle R relationship of specimens FT-3P, FT-10PR, and FT-11PR are shown in Figure 4, and the maximum story shear obtained from test and calculation of each specimen are represented in Table 4. Calculated story shear is equivalent to the story shear when the beam demonstrates ultimate flexural strength.

Table 4. Test Results on Concentered Hoops

Positive Direction

T USILIVE DIJECTIO	11			
Specimen	Flexural strength Qu [kN]	Observed strength Qmax [kN]	Qmax / Qu	Story drift angle at maximum strength [/1000 rad.]
FT-3P	278	227	0.81	18.6
FT-10PR	274	254	0.93	27.5
FT-11PR	265	257	0.97	20.0
Negative Direction	on			
Specimen	Flexural strength Qu [kN]	Observed strength Qmax [kN]	Qmax / Qu	Story drift angle at maximum strength [/1000 rad.]
FT-3P	-278	-200	0.72	-18.3
FT-10PR	-274	-218	0.79	-30.1
FT-11PR	-265	-218	0.82	-20.1

Yielding of beam main bar approximately occurred at $R=\pm 1/50$ radian in these specimens. The maximum story shear was approximately demonstrated also at $R=\pm 1/50$ radian in these specimens. Observed maximum story shear of basic specimen FT-3P was 81% of the calculated one in the positive loading, and 72% of the calculated one in the negative loading. However, the observed maximum story shear of specimens with concentrated hoops was more than 90% of calculated one in the positive, and approximately 80% in the negative. Therefore, concentrated hoops are concluded to be effective to improve the strength of beam-column joint with relatively low column-to-beam strength ratio.

Observed damage in each specimen at R=+1/25 radian is shown in Photo 2. In all specimens, oblique cracks in the beam-column joint located from the position of anchorage hardware at the end of beam main bars to the corner position of the joint opened as horizontal deformation advanced, as shown by crack (A) and (C) in the Photo. In the specimens with concentrated hoops, concrete in the center part of the joint was not crushed, different from observed damage in specimen FT-3P with no concentrated hoops.



Figure 4. Story Shear - Story Drift Angle Relationships of Specimens with Concentered Hoops



Photo 2. Damaged Situations at R=+1/25rad (Specimens with Concentered Hoops)

4.2. Results of Specimens with Orthogonal Beams

Story shear Q and story drift angle R relationship of specimens FT-7POS, FT-12POS, FT-13POP, and FT-14POS are shown in Figure 5, and the maximum story shear obtained from test and calculation of each specimen are represented in Table 5.

Table 5 Test Results on Orthogonal Beams

Positive Directio	n						
Specimen	Flexural strength Qu [kN]	Observed strength Qmax [kN]	Qmax / Qu	Story drift angle at maximum strength [/1000 rad.]			
FT-7POS	318	297	0.93	29.7			
FT-12POS	291	269	0.92	20.3			
FT-13POS	291	256	0.88	30.3			
FT-14POSR	291	283	0.97	30.1			
Negative Direction	Negative Direction						
Specimen	Flexural strength Qu [kN]	Observed strength Qmax [kN]	Qmax / Qu	Story drift angle at maximum strength [/1000 rad.]			
FT-7POS	-294	-243	0.83	-20.9			
FT-12POS	-277	-219	0.79	-19.7			
FT-13POS	-277	-217	0.78	-20.0			
FT-14POSR	-277	-227	0.82	-30.0			

Yielding of beam main bar approximately occurred at $R=\pm 1/50$ radian in these specimens. The maximum story shear was demonstrated also at $R=\pm 1/50$ or $\pm 1/33$ radian in these specimens. No specimen reached the calculated strength as equivalent to ultimate flexural strength of beam. However, strength of specimens with orthogonal beam and slab were always higher than strength with no orthogonal beam and slab, and the strength of specimens with orthogonal beam and slab in both sides were always higher than strength with orthogonal beam and slab in one side. Moreover, the strength of specimens with orthogonal beam and slab neared to the calculated strength. Although, the strength of orthogonal pre-loaded specimen FT-13POS was slightly lower than the strength of FT-12POS with no orthogonal pre-loading, the same magnitude in strength of FT-12POS was demonstrated in large deformation. Science, the ratio of observed strength to calculated strength of FT-13POS was exceeded the same ratio of FT-3P, confinement by orthogonal beam was effective even if the orthogonal beam has yielded. The strength of FT-14POSR with concentrated hoops in the joint was higher than the strength of FT-12POS with no damage in orthogonal beam. Therefore, the concentrated hoops are judged to be much effective to improve the strength of beam-column joint.

Observed damage in each specimen at R = +1/25 radian is shown in Photo 3. In specimen FT-7POS whose joint was confined by orthogonal beams from both sides, width of cracks of column at the critical section, were relatively larger than that of other specimens. Cracks (A), as shown in the photo, was predominant as same as other specimens with no orthogonal beam and slab.



Figure 5. Story Shear - Story Drift Angle Relationships of Specimens with Orthogonal Beams

Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng



Photo 3. Damaged Situations at R = +1/25rad (Specimens with Orthogonal Beams)

4.3. Strength Degrading Ratio β_i

AIJ Standard [2], supposing beam column joint yielding failure, recommends strength degrading rate β_j for the beam column sub-assemblage, represented by the following equation (3) for exterior beam column joint,

$$\beta_{j} = \begin{cases} 0.85 - \frac{\sum A_{t} f_{y}}{b_{j} D_{b} F_{c}} + \frac{1}{4} \left(\frac{M_{cu} + M_{cu}'}{M_{bu}} \xi_{a} - 1 \right) \\ + \frac{1}{2} \left(\frac{\sum A_{jw} f_{jy}}{\sum A_{t} f_{y}} \right) \\ \end{cases} \xi_{r}$$
(3)

Where,

b_i: Effective breadth beam column joint;

D_b: Depth of beam;

F_c: Concrete strength;

 ΣA_t : Sectional area of effective tensile main bar;

f_v: Yield strength of effective tensile main bar;

 ΣA_{jw} : Sectional area of hoop between beam main bars in the joint;

f_{iv}: Yield strength of hoop in the joint;

M_{cu}, M'_{cu}: Nodal moment by ultimate moment of upper and lower column at beam face;

 M_{bu} : Nodal moment by ultimate moment of beam at column face;

 ξ_a : Ratio of effective depth of column;

 ξ_r : Modified coefficient by aspect ratio of beam column joint.

When β_j exceeds 1.0, the beam column joint could demonstrate the strength equivalent to ultimate flexural strength of beam. Calculated β_j and the ratio of obtained strength to calculated strength as equivalent to beam ultimate flexural strength are represented in Figure 6.

Plots of specimens with orthogonal beam and slab represent almost good correspondence to the calculated β_j . Plots of specimens with concentrated hoops, including specimen FT-14POS, did not demonstrate the strength predicted by β_j , especially, in the negative loading. Equation (3) includes a term which represents effective hoop amount by equation (1), but β_j become significantly large when the concentrated hoop was included. Estimation of concentrated hoop may be necessary to be examined.



Figure 6. Relations of β_i and Exp./Cal.

5. CONCLUSIONS

In order to investigate the effectiveness of the concentrated hoop reinforcement and/or the orthogonal beam and slab for an exterior beam-column joint using mechanical anchorage at the end of beam main bar, static loading test was conducted. Main findings are as follows.

(1) Concentrated hoops in the joint are concluded to be effective to improve the strength of beam-column joint with relatively low column-to-beam strength ratio.

(2) Specimens with concentrated hoops did not demonstrate the strength predicted by $\beta_{j.}$, especially, in loading direction where the upper column and beam are closed.

(3) Strength of specimens with orthogonal beam and slab were always higher than the strength with no orthogonal beam and slab, and the strength of specimens with orthogonal beam and slab in both sides were always higher than the strength with orthogonal beam and slab in one side. Moreover, strength of specimens with orthogonal beam and slab neared to the calculated strength equivalent to ultimate flexural strength of beam.

(4) The ratio of observed strength to the calculated strength of specimen with orthogonal beam and slab exceeded the same ratio of plane specimen. Confinement for the beam-column joint by orthogonal beam was well effective, even if the orthogonal beam has yielded.

(5) The strength of specimen with orthogonal yielded beam and reinforced by concentrated hoops in the joint was higher than the strength of specimen with no damage in orthogonal beam. The concentrated hoops are judged to be much effective to improve the strength of beam column joint, even if the orthogonal beam has yielded.

ACKNOWREDGEMENT

A part of a series of studies described in this paper was carried out as the research project of the Research Committee for Mechanical Anchorage Method which is established in the incorporated association "Nyutekku society for researches". The authors gratefully acknowledge to the support and cooperative works by the chairperson of the committee, Professor Masaki MAEDA in Tohoku University, and the committee members.

REFERENCES

- Hitoshi SHIOHARA, Fumio KUSUHARA et al: Experimental Study on Effects of Design Parameters on Seismic Performance of Exterior R/C Beam-Column Joints Part 1~Part 5, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp.391-400, 2010.8 (in Japanese).
- [2] Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Lateral Load-carrying Capacity Calculation of Reinforced Concrete Structures (Draft), 2016 (in Japanese).

EXPERIMENTAL STUDY TO DETERMINE *m-k* VALUES FOR FLAT-DECKING COMPOSITE SLABS TO EN 1994-1-1

Nguyen Tuan Trung¹, Nguyen Truong Thang², Tan Kang Hai³

¹National University of Civil Engineering, Hanoi, Viet Nam, Email: trungnt2@nuce.edu.vn; ²Assoc. Professor, National University of Civil Engineering, Hanoi, Viet Nam, Email: thangnt2@nuce.edu.vn; ³Professor, Nanyang Technological University, Singapore, Email: CKHTAN@ntu.edu.sg

ABSTRACTS: The paper presents an experimental programme on twelve composite slabs using new type of thin-gauged steel decking profile, in which a part of the web and the top flange are embedded in the concrete slab. This type of decking is used quite commonly in Singapore, but only the design provisions for trapezoidal and re-entrant steel decking profiles are available in EN 1994-1-1 (EC4-1). Therefore, an experiment was required to study the longitudinal shear resistance of flat-decking composite slabs in accordance with EC4-1. The test results were used to determine two empirical factors m and k, which are the key factors for calculation of longitudinal shear resistance. The paper demonstrates clearly the procedure of the standard tests specified in Annex B of EC4-1, which is also a good example for other similar studies. The test results show that the flat-profiled decking composite slabs have similar benefits compared to traditional ribbed profiled decking (i.e., trapezoidal and re-entrant) at ambient temperature, and can be used effectively as a decking type for composite slabs.

KEYWORDS: m-k; Longitudinal shear resistance; Flat-decking; Composite slabs.

1. INTRODUCTION

Recently, composite steel deck-concrete slab systems have been widely used in modern office buildings, since this type of slab system can provide considerable advantages in terms of ease of construction, reduction of site work and cost. Composite slabs consist of profiled steel sheeting and in-situ concrete topping. Advantages and disadvantages of using composite slabs have been reported elsewhere. However, the shear bond between the profiled steel sheeting and concrete is difficult to predict theoretically since it is dependent on several key and interrelated parameters including geometry and flexibility of the profiled steel sheet itself. There are a number of experimental tests to study longitudinal shear resistance of different types of composite slabs [1-3]. Experimentally, BS EN 1994-1-1:2004 [4] (EC4-1) specifies clearly the procedure determine longitudinal shear resistance of to composite slabs using any type of steel decking.

This research investigates a new type of thingauged steel decking profile, in which a part of the web and the top flange are embedded in the concrete slab (LCP profiled steel decking). This flat profiled decking has similar benefits compared to traditional ribbed profiled decking (i.e., trapezoidal and reentrant) at ambient temperature, and even better at elevated temperatures [5].

This paper presents an experimental programme conducted on twelve composite slabs using LCP

profiled steel decking at ambient condition. The purpose is to determine Longitudinal Shear Resistance (LSR) of the composite slabs in accordance with EC4-1. The tests were conducted at the Construction Technology and Construction Annex Laboratories of School of Civil and Environmental Engineering, Nanyang Technological University (NTU), Singapore.

2. TEST SETUP

2.1. Test specimens

The composite slabs consisted of concrete cast on top of LCP steel decking as shown in Figure 1. The profile of LCP decking is shown in Figure 2.



Figure 2. Profile of LCP steel decking

The experimental programme includes twelve specimens, denoted as LSR and tested at ambient temperature. All specimens were designed using one configuration of steel decking with 0.75mm thickness. This is because EC4-1 allows that the test results for LSR obtained with a thinner steel deck can be used for a thicker deck.

Each of test series LSR-1 and LSR-2 consisted of three specimens with a total slab thickness of 120mm. For these series, the concrete cube strength was 30MPa and the slab width was 900mm. The clear spans L_{span} for LSR-1 and LSR-2 were 2400 and 4400mm, respectively (Table 1). As a result, the corresponding shear spans L_s of the two test series were 600 and 1100mm, respectively. In each of test series LSR-1 and LSR-2, the first specimens (LSR-1-1 and LSR-2-1) were tested under static loading scheme without cyclic loading in order to determine the level of cyclic load at the initial test phase for the remaining specimens of the series. Test results obtained from LSR-1 and LSR-2 series were used to determine m and k values.

No	Sorias	Specime	h	L	b	L_{span}/L_s
INO	Series	n	(mm)	(mm)	(mm)	(mm/mm)
1	LSR-1	LSR-1-1	120	2600	900	2400/600
2		LSR-1-2	120	2600	900	2400/600
3		LSR-1-3	120	2600	900	2400/600
4	LSR-2	LSR-2-1	120	4600	900	4400/1100
5		LSR-2-2	120	4600	900	4400/1100
6		LSR-2-3	120	4600	900	4400/1100
7	LSR-3	LSR-3-1	250	2600	900	2400/600
8		LSR-3-2	250	4600	900	4400/1100
9	LSR-4	LSR-4-1	120	2600	900	2400/600
10		LSR-4-2	120	4600	900	4400/1100
11	LSR-5	LSR-5-1	250	2600	900	2400/600
12		LSR-5-2	250	4600	900	4400/1100

Table 1 Test specimens

Test series LSR-3 was to study the effect of slab thickness on m and k values, thus the slab thickness was 250mm. Concrete cube strength of 30MPa was used for the two specimens designed with the respective span of 2400 and 4400mm.

Test series LSR-4 and LSR-5 were for validation of the effect of concrete compressive strength on m and k values. Therefore, concrete cube strength of 50MPa was chosen for both series. The slab thickness of LSR-4 specimens was 120mm, whereas the thickness of LSR-5 specimens was 250mm.

The specimens were cast in fully supported condition as specified in EC4-1. Before pouring of

wet concrete, debris was removed to maximize the affect the bonding strength between the steel decking and the concrete.

2.2. Test rig and instrumentation

The test setup is shown in Figure and was complied with EC4-1, which specifies that the specimen should be subjected to two concentrated line loads located at one quarter of the specimen span. Load was transferred from the actuator to the specimen via a primary and two secondary steel beams. Neoprene pads were placed under the secondary beams to avoid damages on concrete surface as well as to allow for rotations of the slab during test. Figure shows the images of the test setup on LSR-1-1 and LSR-2-1.



(a) LSR-1-1



(b) LSR-2-1

Figure 3. Test setup of LSR-1-1 and LSR-2-1



Figure 4. Plan of test setup

Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng

The plan of test setup is shown in Figure 3. For specimens under static load regime, four load cells, namely, LC1 to LC4 were placed at supports to verify the load equilibrium of the system. The two supports were pin and pin-on-roller. A total of 13 Linear Variable Displacement Transformers (LVDTs) were used to measure horizontal end slips (50mm type, LVDT1 to LVDT8) and vertical deflections of the specimens at quarter (100mm type, LVDT9 and LVDT13) and mid-span (100mm type, LVDT10 to LVDT12). The deflection measurements provided detailed information on structural behaviour, based on which the ultimate strength of composite slabs can be determined.

Horizontal slips between the concrete and the profiled steel decking at the ends of the specimen were measured using an L-shape plate glued to the steel decking as shown in Figure 5.



Figure 5. Measurement of end slips

The test setup was similar for the long specimens which had the test span and the shear span of 4400 and 1100mm, respectively.

2.3. Test procedure

To determine m and k values, two groups of three tests were conducted, viz. LSR-1 and LSR-2 series (Table 1), according to EC4-1. The first specimen in each group (LSR-1-1 and LSR-2-1) was subjected to the maximum static test without cyclic loading to determine the level of cyclic load for the other two. The failure load from this test is denoted as W_{t0} .

According to EC4-1, the other two specimens were subjected to the loading procedure including two stages, which consist of an initial cyclic test, following by a subsequent static test in which the slab was loaded to failure. The initial cyclic load ranged from an upper limit not less than $0.6W_{t0}$ to the lower limit not greater than $0.2W_{t0}$. The cyclic load was applied for 5000 cycles and the test duration was not less than 3 hours. The subsequent test was a static test with a displacement rate of 1 mm/min until the specimen reached failure.

Failure criteria for Longitudinal Shear Resistance

LSR-1 series had three specimens. The failure load from the static test on the first specimen (i.e. LSR-1-1) was W_{t0} . At the initial phase of LSR-1-2 and LSR-1-3, the cyclic load was applied for 5000 cycles in not less than 3 hours within the limits of $0.2W_{t0}$ and $0.6W_{t0}$ through a force-controlled regime. Similar test procedure was applied for LSR-2 series.

Complied with EC4-1, the analysis of subsequent phase after the initial phase can be conducted in the following steps:

- When the end slip reached 0.1mm, the corresponding load from actuator $W_{0.1}$ was determined;

- If the load-displacement curve had its peak before the mid-span slab deflection reached L/50 (48 and 88mm for Groups 1 and 2, respectively), this peak point was defined to be the failure load W_{t1} ;

- If the peak load was obtained at a mid-span deflection larger than L/50, the failure load W_{t1} was determined as the corresponding load from actuator at L/50: W_{t1} = $W_{L/50}$;

- If the ratio $W_{t1}/W_{0.1}$ was greater than 1.1, longitudinal shear behaviour can be considered as ductile. Then the experimental shear force should be taken as $V_t=0.5\times(W_{t1}+W_0)$, where W_0 is the total weight of the slab and the two secondary steel beams;

- If the ratio $W_{tl}/W_{0.1}$ was smaller than 1.1, longitudinal shear behaviour can be considered as brittle. Then the representative experimental shear force should be taken $V_t=0.8\times0.5\times(W_{t1}+W_0)$.

3. EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSIONS

3.1. Longitudinal shear resistance



Figure 6. LSR-1-1 - Load vs. mid-span deflections

Figure 6 shows the relationship between the applied load and the mid-span deflection of LSR-1-1, in which the continuous lines represent the readings of LVDTs 10, 11, 12 placed at the mid-span of LSR-1-1, respectively (Figure 4). The dashed line is the actuator displacement. It can be seen that the readings of the

three LVDTs are very consistent, showing symmetry of the test setup. However, the difference between the continuous and the hidden lines is due to the deflection of the load transfer system comprising the primary and the secondary steel beams (Figure 3).

Figure 7 shows the end slip measurement for LSR-1-1. The difference of 0.1mm is captured at an applied load of 46.7kN.



Figure 7. LSR-1-1 – End slip

It can be concluded from Figures 6 and 7 that LSR-1-1 reached its ultimate resistance of 122.8kN at a mid-span deflection of 23mm, which was lower than the deflection limit of L/50 = 48mm, giving $W_{t0} = 122.8kN$. From Figure , one can obtain $W_{0.1} = 46.7kN$. The ratio $W_{t0}/W_{0.1}$ is calculated as 122.8/46.7 = 2.6, which is greater than 1.1. Hence, the longitudinal shear behaviour of LSR-1-1 can be considered as ductile.

Based on the test results of LSR-1-1, the cyclic load levels of specimens LSR-1-2 and LSR-1-3 are determined as follows: (i) lower limit $0.2W_{t0} = 24.6$ kN and (ii) upper limit $0.6W_{t0} = 73.7$ kN. The cyclic load was applied for 5000 times in 3 hours, followed by a subsequent test in which the specimen was subjected to static load until failed.



Figure 8. LSR-1-2 – Load vs. mid-span deflection

With the aforementioned testing procedure, the relationship between the applied load and mid-span deflection of specimen LSR-1-2 is shown in Figure 8, while the end slip is shown in Figure 9. Only the

results of LSR-1-2 are shown as an example to reduce the paper length.



Figure 9. LSR-1-2 – End slip

The test results of LSR-1 and LSR-2 series are summarized in Tables 2 and 3. K is a factor taken as 0.5 if the failure mode is ductile, and 0.4 if the failure mode is fragile as explained in section 2.3.

Table 2. Test results of LSR-1 (L = 2600mm)

Parameters		LSR-1-1	LSR-1-2	LSR-1-3
W _{L/50}	(kN)	N/A	93.3	N/A
W _{t0}	(kN)	122.8		
W _{t1}	(kN)		93.3	93.5
W _{0.1}	(kN)	46.7	19.7	48.4
W _{t1} /V	$W_{t1}/W_{0.1}$		4.73	1.93
Failure	Failure mode		ductile	ductile
SW of sl	ab (kN)	6.74	6.74	6.74
SW of sj beams	SW of spreader beams (kN)		2.19	2.19
Wt	(kN)	131.73	102.23	102.43
K	K		0.5	0.5
Vt	(kN)	65.87	51.12	51.22

Table 3. Test results of LSR-2 (L = 4600mm)

Parar	neters	LSR-2-1	LSR-2-2	LSR-2-3
W _{L/50}	(kN)	N/A	N/A	N/A
W _{t0}	(kN)	62.25		
W _{t1}	(kN)		59.0	58.67
W _{0.1}	(kN)	45.33	25.51	22.9
W _{t1}	$W_{t1}/W_{0.1}$		2.31	2.62
Failur	Failure mode		ductile	ductile
SW of s	slab (kN)	11.93	11.93	11.93
SW of spreader beams (kN)		2.34	2.34	2.34
W _t	(kN)	76.52	73.27	72.94
K		0.5	0.5	0.5
V _t	(kN)	38.26	36.64	36.47

As can be seen, the longitudinal shear behaviour of all specimens was ductile.

3.2. Determination of m & k values

According to EC4-1, if using the m-k method the design shear resistance can be determined from Equation (1).

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{\rm vs}} \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right) \tag{1}$$

where: b, d_p are the width and distance between the centroidal axis of the sheeting and the extreme fiber of the slab, in mm; A_p is nominal cross-section of the sheeting in mm²; m, k are the design values for the empirical factors in N/mm² obtained from testing; L_s is shear span in mm; γ_{vs} is the partial safety factor.

The failure shear force V_t can be determined from the test results. The other parameters required to determine m & k values are summarized in Table 4.

Table 4. Parameters for determination of m & k

Parameter	Unit	LSR-1-1	LSR-1-2	LSR-1-3
\mathbf{V}_{t}	(kN)	65.87	51.12	51.22
b	(mm)	900	900	900
d _p	(mm)	105	105	105
Ls	(mm)	600	600	600
A _p	(mm^2)	1089	1089	1089
$V_t/(b.d_p)$	(N/mm ²)	0.699	0.543	0.544
$A_p/(b.L_s)$		0.00202	0.00202	0.00202
Parameter	Unit	LSR-2-1	LSR-2-2	LSR-2-3
\mathbf{V}_{t}	(kN)	38.26	36.64	36.47
b	(mm)	900	900	900
d _p	(mm)	105	105	105
Ls	(mm)	1100	1100	1100
A _p	(mm^2)	1089	1089	1089
$V_t/(b.d_p)$	(N/mm^2)	0.406	0.389	0.387
$A_p/(b.L_s)$		0.001101	0.001101	0.001101

Using Equation (1) and the test results, the m & k values can then be determined. The experimental values obtained from LSR-1 and LSR-2 series are m = 152.644 and k = 0.1804 as shown in Table 10. These values were obtained based on EC4-1 clause B3.5.2(3), which specifies that from each group the characteristic value is deemed to be the one obtained by taking the minimum value of the group reduced by 10% and the design relationship is formed by the straight line through these characteristic values for the two groups. The unit of both the m and k is N/mm².



Figure 10. Evaluation of m and k values

3.3. Validation of m & k values with LSR-3, 4 and 5 series

As mentioned in Section 2.1, the test series of LSR-3, 4, and -5 were for validations of the effects of the slab thickness and concrete compressive strength on m and k values. The test results of the three series are summarized in Table 4.

Table 5.Test results of LSR-3, 4, and 5 series (in kN)

Parame- ter	LSR- 3-1	LSR- 3-2	LSR- 4-1	LSR- 4-2	LSR- 5-1	LSR- 5-2
W _{L/50}	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
W _{t0}						
W _{t1}	181.8	N/A	151.2	120.6	282.9	242.9
W _{0.1}	94.5		76.89	32.1	312.5	68.19
$W_{t1}/W_{0.1}$	1.92		1.97	3.75	1.11	3.56
Failure mode*	D		D	D	D	D
SW of slab	14.04	24.84	6.74	11.93	14.04	24.84
SW of spreader beams	2.19	2.34	2.19	2.34	2.19	2.34
Wt	198.0		160.1	134.8	328.7	270.1
K	0.5		0.5	0.5	0.5	0.5
Vt	99.02	N/A	80.07	67.42	164.4	135.1

* D: ductile failure

It is noted in Table 5 that the specimen LSR-3-2 had premature failure during the test and the maximum load could not be obtained. This is due to an inclined crack near to the crack inducer. This crack occurred during transportation and prior to testing.

Similar to series LSR-1 and LSR-2, the m and k values for LSR-3, 4 and 5 series can also be determined as shown in Figure 11.



Figure 11. Evaluation of m and k values for all series

From Figure 11, it can be concluded that the m and k values obtained from LSR-1 and LSR-2 series can be used safely since almost the tested points from LSR-3, 4 and 5 are above the line. The m values are reasonably consistent for LSR-1, 2, 4 and 5 series, while the k values increase with an increase in concrete grade (LSR-1,2 vs. LSR-4), and decrease with an increase in specimen depth (LSR-4 vs. LSR-5).

4. CONCLUSIONS

The paper presents an experimental programme conducted on twelve composite slabs using the flatdecking profile, in which a part of the web and the top flange are embedded in the concrete slab. The purpose was to determine longitudinal shear resistance using the m-k method in accordance with EC4-1.

It can be concluded that all the flat-decking composite slabs had achieved the ductility requirement of EC4-1 with the ductile failure mode. The m–k values of the flat-decking composite slabs have been determined, where the m value is 152.644 N/mm² and the k value is 0.1804 N/mm².

The paper also demonstrates clearly the procedure of the standard tests specified in Annex B of EC4-1,

and it is a good example for other similar studies. The test results show that the flat-profiled decking composite slabs have similar benefits compared to traditional ribbed profiled decking (i.e., trapezoidal and re-entrant) at ambient temperature, and can be used effectively as a decking type for composite slabs.

ACKNOWLEDGMENT

The authors express their gratitude for the financial support and test specimens from Lycordeck® Building Products Pte. Ltd. for this study. The authors are also grateful to Mr Johnny Lim (from LCP Building Products Pte. Ltd.) for his valuable discussions.

REFERENCE

- [1] Abdullah, R. and W.S. Easterling (2007). *Determination of composite slab strength using a new elemental test method.* Journal of Structural Engineering, 133(9): p. 1268-1277.
- [2] Girhammar, U.A. and M. Pajari (2008). Tests and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping. Construction and Building Materials, 22(8): p. 1708-1722.
- [3] Mohammed, B.S. (2010). *Structural behavior and m–k value of composite slab utilizing concrete containing crumb rubber*. Construction and Building Materials, 24(7): p. 1214-1221.
- [4] BS EN 1994-1-1 (2004). Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [5] Nguyen, M.-P., T.-T. Nguyen, and K.-H. Tan (2018). *Temperature profile and resistance of flat decking composite slabs in- and post-fire*. Fire Safety Journal, 98: p. 109-119.

HỆ SỐ GIẬT VÀ XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG GIÓ TÁC DỤNG LÊN KẾT CẦU (GUST LOADING FACTOR AND DETERMINATION OF WIND LOADING ON STRUCTURES)

Vũ Thành Trung, Nguyễn Đại Minh Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Bộ Xây dựng 81 Trần Cung, Cầu Giấy, Hà Nội, Việt Nam Email: trungvuthanh1975@gmail.com

TÓM TẮT: TCVN 2737:1995 được sử dụng ở nước ta từ năm 1995, trong đó có nội dung tính toán xác định tải trọng gió tác dụng lên kết cấu. Hiện nay, tiêu chuẩn này đang được soát xét lại để phù hợp với thực tế phát triển của ngành xây dựng và hiện tượng biến đổi khí hậu. Bài báo này trình bày cơ sở xác định hệ số tải trọng giật (để đơn giản gọi là hệ số giật) và tính toán tải trọng gió tác dụng lên kết cấu theo TCVN 2737:1995 và tiêu chuẩn Mỹ ASCE/SEI 7-16 cũng như so sánh kết quả tính toán tải trọng gió theo các tiêu chuẩn này. Việc hiểu đúng các cơ sở lý thuyết này rất quan trọng không những trong tính toán thiết kế mà còn trong soát xét, biên soạn tiêu chuẩn. Từ đó, có thể đưa ra các kiến nghị xác định hệ số giật trong tính toán tải trọng gió tác dụng lên kết cấu ở Việt Nam sao cho thuận tiện, tin cậy và hợp lý.

TÙ KHÓA: Cộng hưởng, phản ứng động lực, phản ứng nền, hệ số động, hệ số giật, hệ số phản ứng giật, tải trọng gió, TCVN 2737, thành phần động, thành phần tĩnh.

ABSTRACTS: TCVN 2737:1995 has been applied in our country since 1995, in this code there is a chapter involving with the determination of the wind loads acting on the structures. Presently, this design standard is being revised to be met with the development of the construction industry and the climate changes. This paper presents the backgrounds for determination of the gust loading factor (for simplification, it is called gust factor) and for the calculation of the wind loads acting on the structures following TCVN 2737:1995 and ASCE 7-16, as well as the comparisons of the wind loading results obtained based on these 2 codes. Right understanding of these theoretical backgrounds is important not only for analysis and design but also for the preparation and revises of the wind codes. Then, the recommendations for the gust or dynamic factor used in determination of the wind loading on the structures in Vietnam can be made in the right and relevant way.

KEYWORDS: Resonance, dynamic response, background, dynamic factor, gust factor, gust loading factor, wind loading, TCVN 2737, static component, dynamic component.

1. GIỚI THIỆU

TCVN 2737:1995 [1] được biên soan trên cơ sở soát xét TCVN 2737:1990 [2], dựa trên tiêu chuẩn SNiP 2.01.07-85 [3] với một số điều chỉnh phù hợp với điều kiên khí hâu nước ta có nhiều bão nhiệt đới. Tiêu chuẩn này đã sử dụng trên 20 năm. Trong quá trình sử dung tiêu chuẩn, việc xác đinh thành phần đông của tải trong gió phức tạp, nhất là đối với công trình và các bô phận kết cấu có tần số dao động riêng cơ bản fl < 1 Hz (chu kỳ dao động riêng thứ nhất T1 > 1 giây, cao hơn 10 tầng). Ngoài ra, việc thay đổi vận tốc gió cơ bản Vtừ vân tốc gió 10 phút sang vân tốc gió 3 giây trong TCVN 2737:1995 nhưng phương pháp tính vẫn chấp nhận hoàn toàn như của SNiP (với khoảng thời gian T mà một luồng gió tác dung lên công trình (thời gian tương tác giữa gió và kết cấu) là 10 phút, ứng với V trung bình (không đổi theo thời gian hay còn gọi là tĩnh) cũng trong khoảng T = 10 phút nhưng lại lấy V trung bình trong 3 giây) đã gây những sai lệch về phương pháp tính toán. Tuy vậy, những sai lệch này phần lớn thiên về an toàn. Những ví du kiểm tra trong quá trình soát xét TCVN 2737:1990 [4] và tính toán thiết kế kết cấu trong 20 năm qua đã minh chứng điều này. Chính vì vậy, bài báo này làm rõ cơ sở tính toán tải trọng tác dụng lên công trình. Từ đó, có thể đưa ra các kiến nghị trong soát xét TCVN 2737:1995 hiện nay.

2. PHẢN ỨNG ĐỘNG LỰC (NÈN, CỘNG HƯỞNG) CỦA KẾT CÂU KHI CHỊU TẢI TRỌNG GIÓ

Gió là một hiện tượng trong tự nhiên hình thành do sự chuyển động của không khí có độ rối cao tác động lên kết cấu và các bộ phận kết cấu. Từ đó gây ra phản ứng động lực của kết cấu, bao gồm phản ứng nền và phản ứng cộng hưởng. Phản ứng cộng hưởng thường xảy ra đối với kết cấu và bộ phận kết cấu có tần số dao động riêng nhỏ hơn 1 Hz (T > 1 giây). Phản ứng cộng hưởng là một hiệu ứng phức tạp theo thời gian, không chỉ phụ thuộc vào vận tốc hoặc áp lực gió giật tức thời, tác động dọc theo luồng gió mà còn phụ thuộc vào vận tốc hoặc áp lực gió giật xảy ra trước đó.

Phản ứng cộng hưởng khác với phản ứng nền của kết cấu khi chịu tải trọng gió. Hình 1 thể hiện mật độ phổ phản ứng của kết cấu dưới tác động của tải trọng

gió, phần diện tích phía dưới đường cong thể hiện phương sai của phản ứng. Các phản ứng cộng hưởng của hai dạng dao động đầu tiên được thể hiện trong phần gạch chéo của hình này. Phản ứng nền, thường xảy ra với tần số dao động riêng thấp nhất, là phần lớn nhất trong Hình 1 và thường là phần nổi trội trong trường hợp tác động dọc luồng gió. Phản ứng cộng hưởng cũng quan trọng, thậm chí chiếm ưu thế khi kết cấu cao hơn và ứng với các tần số dao động riêng thấp hơn.



Hình 1. Mật độ phố phản ứng của kết cấu với các tần số dao động riêng cơ bản

Hình 2(a) thể hiện các đặc tính lịch sử theo thời gian của lực gió dọc; phản ứng của kết cấu có tần số dao động riêng cao được thể hiện ở Hình 2(b) và phản ứng của kết cấu có tần số dao động riêng thấp được thể hiện ở Hình 2(c). Đối với kết cấu có tần số dao động riêng thứ nhất cao, phản ứng cộng hưởng đóng vai trò thứ yếu. Tuy nhiên, đối với kết cấu có tần số dao động riêng thứ nhất thấp (<1 Hz), phản ứng cộng hưởng là quan trọng. Ngoài ra, phản ứng cộng hưởng cũng phụ thuộc vào độ cản, khí động hoặc dạng kết cấu.

Ví dụ, các đường dây tải điện cao thế thường có tần số rung lắc nhỏ hơn 1 Hz, song độ cản khí động là lớn. Các tháp rỗng, với khối lượng nhỏ, cũng có tỉ số cản thấp. Các cột đèn đơn thân với mối nối trượt có độ cản kết cấu cao do ma sát tại các mối nối sẽ hạn chế phản ứng cộng hưởng do gió gây ra.

Phản ứng cộng hưởng khi xảy ra có thể sinh ra các tương tác phức tạp, chuyển động của bản thân kết cấu dẫn đến các lực khí động thêm được tạo ra.

Có ba nguồn tạo ra tải trọng gió thay đổi:

+ Nguồn thứ nhất, phản ứng cộng hưởng, là dòng gió thay đổi tự nhiên và rối, tạo ra bởi các tác động cắt khi các dòng khí trượt trên bề mặt nhám của quả đất.

+ Nguồn thứ hai là tác động của kích động xoáy (vortex shedding), xảy ra ở phía sau các kết cấu có hình dạng với mặt cắt ngang tạo xoáy, các mặt cắt ngang hình trụ tròn hoặc hình vuông.

+ Nguồn thứ ba là các lực rung lắc (buffeting forces) từ các vết dòng của các kết cấu ở trước dòng gió của kết cấu đang xét đến.



Hình 2. Thay đổi theo thời gian của (a) lực gió,(b) phản ứng của kết cấu có tần số dao động riêng cao;(c) phản ứng của kết cấu có tần số dao động riêng thấp

3. DAO ĐỘNG NGÃU NHIÊN

Davenport [5-7] đưa ra phương pháp tiếp cận đối với dao động của kết cấu do gió gây ra. Các đóng góp quan trọng khác cho phương pháp này được tiếp tục thực hiện bởi Harris, Vickery [8-10].

Phương pháp của Davenport đã sử dụng khái niệm của quá trình ngẫu nhiên dừng (stationary) để mô tả vận tốc, áp lực và lực gió. Phương pháp này giả thiết sự phức tạp của thiên nhiên. Tuy nhiên, vẫn có thể sử dụng độ lệch chuẩn, tương quan và mật độ phổ để mô tả các đặc điểm chính của các lực kích động và phản ứng của kết cấu. Mật độ phổ là lượng quan trọng nhất được xem xét trong phương pháp này, sử dụng miền tần số, hoặc được gọi là phương pháp phổ.

Vận tốc, áp lực gió và phản ứng của kết cấu được coi như quá trình ngẫu nhiên dừng trong đó thành phần trung bình được tách khỏi thành phần thay đổi theo thời gian:

$$X(t) = X + x'(t)$$

trong đó:

X(t): Vận tốc gió, áp lực hoặc phản ứng của kết cấu (mômen, ứng suất, độ võng ...);

 $\overline{\mathbf{X}}$: Thành phần trung bình;

x'(t): Thành phần thay đổi theo thời gian.



Hình 3. Phương pháp mật độ phổ

3.1. Phản ứng dọc luồng gió của hệ kết cấu

Xem xét phản ứng động học dọc theo luồng gió của vật thể nhỏ, các đặc tính động lực của chúng được thể hiện bởi bộ giảm chấn khối lượng - lò xo, hệ một bậc tự do (xem Hình 4), không ảnh hưởng nhiều đến dòng rối tác động.

Phương trình chuyển động của hệ này dưới tác động của lực khí động, D(t), được thể hiện như sau:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = D(t) \tag{1}$$

Giả thiết tựa không đổi cho các kết cấu nhỏ cho phép liên hệ sau giữa trung bình bình phương của lực thay đổi và vận tốc gió dọc thay đổi được thể hiện theo các Phương trình 2a và 2b.

$$\overline{\mathbf{D}'^2} = \mathbf{C}^2{}_{\mathbf{D}\mathbf{o}} \rho^2{}_{\mathbf{a}} \overline{\mathbf{U}}^2 \overline{\mathbf{u}'^2} \mathbf{A}^2$$
(2a)

$$\overline{D'^{2}} \cong \overline{C_{D}}^{2} \rho_{a}^{2} \overline{U}^{2} \overline{u'^{2}} A^{2} = \frac{4\overline{D}^{2}}{\overline{U}^{2}} \overline{u'^{2}}$$
(2b)

Phương trình 2b thể hiện dưới dạng mật độ phổ (xem các Phương trình 3 và 4).

$$\int_{0}^{\infty} S_{\rm D}(n).\mathrm{d}n = \frac{4\overline{D}^2}{\overline{U}^2} \int_{0}^{\infty} S_{\rm u}(n).\mathrm{d}n \tag{3}$$

Do đó:

$$S_{\rm D}(n) = \frac{4\overline{\rm D}^2}{\overline{\rm U}^2} S_{\rm u}(n) \tag{4}$$

Để có mối liên hệ giữa lực tác động và phản ứng của kết cấu, độ võng được tách ra làm các thành phần trung bình và thay đổi, như Phương trình 5 dưới đây:

$$X(t) = X + x'(t)$$
 (5)

Quan hệ giữa lực tác động trung bình \overline{D} và độ võng trung bình \overline{X} được thể hiện ở Phương trình 6:

$$D = kX \tag{6}$$

trong đó:

k: Độ cứng lò xo được (xem Hình 4).



Hình 4. Mô hình động lực của kết cấu

Mật độ phổ của độ võng quan hệ với mật độ phổ của lực tác dụng thể hiện ở Phương trình 7:

$$S_{x}(n) = \frac{1}{k^{2}} |H(n)|^{2} S_{D}(n)$$
 (7)

trong đó:

 $|H(n)|^2$: Hàm dẫn xuất cơ học cho hệ một bậc tự do và được xác định theo Phương trình 8.

$$H(n)|^{2} = \frac{1}{\left[1 - (n / n_{1})^{2}\right]^{2} + 4\eta^{2} (n / n_{1})^{2}}$$
(8)

n: Tần số của lực kích thích;

n₁: Tần số dao động riêng thứ nhất;

 η : Độ cản.

Kết hợp các Phương trình 4 và 7, mật độ phổ của phản ứng độ võng quan hệ với mật độ phổ của sự thay đổi vận tốc gió theo Phương trình 9.

$$S_{x}(n) = \frac{1}{k^{2}} |H(n)|^{2} \frac{4\overline{D}^{2}}{\overline{U}^{2}} S_{u}(n)$$
 (9)

Phương trình 9 được dùng cho các kết cấu có diện tích chắn gió nhỏ.

Đối với các kết cấu lớn hơn, các sự thay đổi vận tốc gió không xảy ra đồng thời trên toàn bộ mặt đón gió và tương quan trên toàn bộ diện tích, A, phải được xem xét. Hàm dẫn xuất khí động $\chi^2(n)$ được dùng để xét đến hiệu ứng này (xem Phương trình 10).

$$S_{x}(n) = \frac{1}{k^{2}} |H(n)|^{2} \frac{4\overline{D}^{2}}{\overline{U}^{2}} \cdot \chi^{2}(n) \cdot S_{u}(n)$$
(10)

Thay \overline{D} từ Phương trình 6 vào Phương trình 10, dẫn đến:

$$S_{x}(n) = \frac{4\overline{X}^{2}}{\overline{U}^{2}} |H(n)|^{2} \cdot \chi^{2}(n) \cdot S_{u}(n)$$
(11)

Đối với các kết cấu hở, như tháp thép rỗng, không ảnh hưởng nhiều đến dòng gió, $\chi^2(n)$ có thể được xác định từ các đặc tính tương quan của sự thay đổi vận tốc gió tới. Giả thiết này cũng dùng cho các kết cấu đặc, nhưng $\chi^2(n)$ cũng xác định bằng thực nghiệm.

Hình 5 thể hiện dữ liệu thí nghiệm với hàm hồi quy. Chú ý rằng $\chi(n)$ gần bằng 1 tại các tần số thấp và các vật thể nhỏ. Trường hợp gió giật với tần số thấp

thì tương quan toàn bộ và bao toàn bộ bề mặt của kết cấu. Đối với các tần số cao, hoặc vật thể rất lớn, gió giật không thể tạo ra các lực toàn bộ trên kết cấu, do thiếu sự tương quan, và hàm dẫn xuất khí động có khuynh hướng về không.



Hình 5. Dẫn xuất khí động được xác định trên số liệu thí nghiệm [10]

$$\sigma_x^2 = \int_0^\infty S_x(n).dn$$
(12a)

$$\sigma_{x}^{2} = \int_{0}^{\infty} \frac{4\overline{X}^{2}}{\overline{U}^{2}} |H(n)|^{2} \cdot \chi^{2}(n) \cdot S_{u}(n) \cdot dn$$
(12b)

Đế xác định phương sai của độ võng thay đối, mật độ phổ của độ võng, xác định theo các Phương trình 13a và 13b được tích hợp trên toàn bộ các tần số.

Diện tích bên dưới đường tích phân của Phương trình 13b có thể được xấp xỉ thành hai thành phần, B và R, thể hiện bằng các phần *nền* và *cộng hưởng* (xem Hình 6).

Sự xấp xỉ của Phương trình 13b được dựa trên giả thiết trên bề rộng của đỉnh cộng hưởng trong Hình 6, các hàm $\chi^2(n)$, S_u(n) là hằng số tại các giá trị $\chi^2(n_1)$, S_u(n₁). Đây là sự xấp xỉ cho đặc trưng các mật độ phổ phẳng của tải trọng gió và khi đỉnh cộng hưởng là hẹp, xảy ra khi độ cản thấp [11].



Hình 6. Mật độ phổ phản ứng của kết cấu với các tần số dao động riêng cơ bản

$$\sigma_{x}^{2} = \frac{4\overline{X}^{2}\sigma_{u}^{2}}{\overline{U}^{2}}|H(n)|^{2}.X^{2}(n).\frac{S_{u}(n)}{\sigma_{u}^{2}}.dn \qquad (13a)$$

$$\sigma_{x}^{2} \cong \frac{4\overline{X}^{2} \sigma_{u}^{2}}{\overline{U}^{2}} [B + R]$$
(13b)

trong đó:

$$\mathbf{B} = \int_{0}^{\infty} X^{2}(\mathbf{n}) \cdot \frac{\mathbf{S}_{u}(\mathbf{n})}{\sigma_{u}^{2}} \cdot \mathbf{dn}$$
(14)

$$R = X^{2}(n_{1}) \frac{S_{u}(n_{1})}{\sigma_{u}^{2}} \int_{0}^{\infty} |H(n)|^{2} .dn$$
(15)

Phương trình 13b được sử dụng rộng rãi trong các tiêu chuẩn trên thế giới để xác định tải trọng gió dọc.

Hệ số nền B thể hiện phản ứng tựa tĩnh gây ra bởi gió giật có tần số nhỏ hơn tần số dao động riêng của kết cấu. Quan trọng, hệ số nền B không phụ thuộc vào tần số dao động riêng của kết cấu như được thể hiện trong Phương trình 14, trong đó tần số lực kích thích chỉ xuất hiện trong hàm tích phân. Đối với nhiều kết cấu dưới tác động của tải trọng gió, B được xem lớn hơn đáng kể so với R (xem Phương trình 15).

3.2. Hệ số giật, hệ số phản ứng giật

Thuật ngữ hệ số tải trọng giật (gust loading factor) được giới thiệu bởi [12] hoặc hệ số giật (gust factor) được giới thiệu bởi [10]. Hệ số này được áp dụng đối với tải trọng gió hoặc phản ứng của kết cấu.

Thuật ngữ hệ số phản ứng giật (gust response factor) G được định nghĩa là tỉ lệ giữa phản ứng lớn nhất (chuyển vị hoặc ứng suất) của kết cấu trong một khoảng thời gian định trước (10 phút hoặc 1 giờ) và phản ứng trung bình cùng trong một khoảng thời gian trên. Hệ số này thường được dùng cho gió thay đổi theo thời gian với quá trình dừng hoặc gần dừng (near-stationary), như gió trong các cơn bão.

Phản ứng lớn nhất kỳ vọng của hệ đơn giản có thể được thể hiện theo Phương trình 16.

$$\hat{X} = \overline{X} + g\sigma_x \tag{16}$$

trong đó:

g: Hệ số đỉnh, xác định theo Phương trình 17;

$$g = \sqrt{2\log_{e}(vT)} + \frac{0.577}{\sqrt{2\log_{e}(vT)}}$$
 (17)

 ν . Tần số hiệu dụng, thường bằng tần số dao động riêng thứ nhất của kết cấu n_1 ;

T: Thời gian lấy trung bình, thường bằng 600 giây hoặc 3600 giây.

Hệ số phản ứng giật được xác định theo Phương trình 18 và giá trị của hệ số này luôn lớn 1.

$$G = \frac{\hat{X}}{\overline{X}} = 1 + g \frac{\sigma_x}{\overline{X}} = 1 + 2g \frac{\sigma_u}{\overline{U}} \sqrt{B + R}$$
(18)

3.3. Hệ số phản ứng động

Đối với các hiện tượng gió thay đổi theo thời gian với quá trình không dừng (non stationary) như giông, lốc, vòi rồng... thì việc sử dụng hệ số phản ứng giật Gsẽ không hợp lý do phần phản ứng trung bình \overline{X} rất nhỏ hoặc gần bằng không (xem Phương trình 18, ví dụ phản ứng ngang luồng gió). Trong trường hợp này, hệ số phản ứng động (để đơn giản gọi là hệ số động) C_{dyn} (dynamic response factor) được sử dụng. Hệ số này được sử dụng trong một số tiêu chuẩn trên thế giới như ASCE/SEI 7-16 [13], EN 1991-1-4.2005 [14]... (xem Phương trình 31).

 C_{dyn} = (Phản ứng lớn nhất bao gồm phản ứng cộng hưởng và tương quan)/ (Phản ứng lớn nhất chưa kể đến phản ứng cộng hưởng và tương quan)

Phần mẫu số là phản ứng được tính theo các phương pháp tĩnh trong các tiêu chuẩn. Giá trị của C_{dyn} thường xấp xỉ bằng 1. Nếu phản ứng cộng hưởng lớn thì giá trị này có thể lớn hơn 1.

4. TẢI TRỌNG GIÓ THEO TCVN 2737:1995

Áp lực gió được xác định theo Phương trình 19.

$$W = W_m + W_p \tag{19}$$

Trong đó:

 W_m : Áp lực gió tĩnh hay trung bình (ghi chú: áp lực trung bình trong khoảng thời gian tác động T, ghi chú tiêu chuẩn SNiP lấy T = 10 phút (600 giây), tiêu chuẩn Anh, Mỹ lấy hoặc 1 giờ (3600 giây), TCVN 2737:1995 không trình bày rõ điều này);

 W_p : Áp lực gió động hay xung (kể đến thành phần thay đổi của tải trọng gió, giật và cộng hưởng).

Áp lực gió tĩnh W_m ở độ cao z so với mốc chuẩn được xác định theo Phương trình 20.

$$W_m = W_o kc \tag{20}$$

trong đó :

 W_o : Giá trị áp lực gió theo bản đồ phân vùng;

k: Hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình xác định theo Bảng 5 của TCVN 2737:1995;

c: Hệ số khí động, xác định theo Bảng 6 của TCVN 2737:1995.

Hệ số tin cậy của tải trọng gió lấy bằng 1,2.

Áp lực gió động W_p ở độ cao z được xác định như sau:

- Đối với kết cấu có tần số dao động riêng cơ bản f_I (Hz) lớn hơn giá trị giới hạn f_L thì W_p được xác định theo Phương trình 21:

$$W_p = W_m \zeta \nu \tag{21}$$

Trong đó:

 ζ : Hệ số áp lực của tải trọng gió ở độ cao z;

v: Hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió.

Trong Phương trình 21, W_p không phụ thuộc vào tần số dao động riêng của công trình, phần cộng hưởng bỏ qua do $f_l > f_L$.

- Đối với kết cấu có một bậc tự do khi $f_l < f_L$ xác định theo Phương trình 22:

$$W_p = W_m \xi \zeta \nu \tag{22}$$

Trong đó:

 ξ : Hệ số động lực được xác định bằng đồ thị ở Hình 2 của TCVN 2737:1995, phụ thuộc vào thông số ε (xác định theo Phương trình 23) và độ giảm lôga của dao động.

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_1} \tag{23}$$

Các kết cấu có mặt bằng đối xứng $f_1 < f_L < f_2$ với f_2 là tần số dao động riêng thứ hai của công trình, xác định theo Phương trình 24.

$$W_p = m\xi\psi y \tag{24}$$

Trong đó:

m: Khối lượng phần kết cấu có độ cao *z*.

y: Dịch chuyển ngang của kết cấu ở độ cao *z* ứng với dạng dao động riêng thứ nhất

 ψ : Hệ số được xác định bằng cách chia kết cấu thành r phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió không đổi, xác định theo Phương trình 25.

$$\psi = \frac{\sum_{k=1}^{r} y_k W_{pk}}{\sum_{k=1}^{r} y_k^2 M_k}$$
(25)

Trong đó:

M_k: Khối lượng phần thứ k của kết cấu;

 y_k : Dịch chuyển ngang của trọng tâm phần thứ k ứng với dạng dao động riêng thứ nhất.

Các công trình có $f_S < f_L$ cần tính toán động lực có kể dến *s* dạng giao động đầu tiên, *s* được xác định từ điều kiện $f_S < f_L < f_{S+I}$.

5. TẢI TRỌNG GIÓ XÁC ĐỊNH THEO TIÊU CHUẨN MỸ ASCE/SEI 7-16

Áp lực gió tại độ cao z được xác định theo Phương trình 26.

$$q_z = 0.613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2$$
 (26)

Trong đó:

 K_z : Hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình tại độ cao z (Bảng 26.10-1 của ASCE/SEI 7-16);

 K_{zt} : Hệ số dạng địa hình, xác định theo mục 26.8.2 của ASCE/SEI 7-16;

 K_d : Hệ số hướng gió, xác định theo mục 26.6 của ASCE/SEI 7-16;

 K_e : Hệ số cao độ, xác định theo mục 26.9 của ASCE/SEI 7-16;

V: Vận tốc gió cơ bản ở độ cao 10 m so với mặt đất (vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây) tương ứng với địa hình dạng C của ASCE/SEI 7-16 và được xác định theo cấp rủi ro của công trình và kết cấu.

- Đối với các công trình và kết cấu có cấp rủi ro (tầm quan trọng) loại I, vận tốc gió cơ bản V là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây, với xác suất vượt không quá 15% trong 50 năm (tương ứng chu kỳ lặp 300 năm) (xem hình 26.5-1A của ASCE/SEI 7-16).

 Đối với các công trình và kết cấu có cấp rủi ro loại II, vận tốc gió cơ bản V là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây, với xác suất vượt không quá 7% trong 50 năm (tương ứng chu kỳ lặp 700 năm) (xem hình 26.5-1B của ASCE/SEI 7-16).

- Đối với các công trình và kết cấu có cấp rủi ro loại III, vận tốc gió cơ bản V là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây, với xác suất vượt không quá 3% trong 50 năm (tương ứng chu kỳ lặp 1700 năm) (xem hình 26.5-1C của ASCE/SEI 7-16).

- Đối với các công trình và kết cấu có cấp rủi ro loại IV, vận tốc gió cơ bản V là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây, với xác suất vượt không quá 1,6% trong 50 năm (tương ứng chu kỳ lặp 3000 năm) (xem hình 26.5-1D của ASCE/SEI 7-16).

Đây là điều khác biệt với vận tốc gió cơ bản của TCVN 2737:1995, vận tốc gió cơ bản V của TCVN 2737:1995 là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây bị vượt trung bình một lần trong 20 năm, khi tính thêm hệ số độ tin cậy 1,2 thì tương ứng với chu kỳ lặp 50 năm (với xác xuất vượt 64%). Đây là chu kỳ lặp khá thấp khi tính cho công trình và kết cấu quan trọng (vì hệ số tổ hợp của tải trọng gió trong 2737:1995 nhỏ hơn 1).

ASCE/SEI 7-16 đã sử dụng hệ số giật G để kể đến tác động động của gió (thành phần nền và thành phần cộng hưởng). Chú ý hệ số giật G trong tiêu chuẩn này chính là hệ số phản ứng động C_{dyn} .

- Đối với công trình và kết cấu cứng (với tần số dao động riêng thứ nhất $f_l > 1$ Hz) thì có thể lấy G = 0.85.

- Hệ số phản ứng giật *G*:

Với các kết cấu cứng khác thì G được xác định theo Phương trình 27.

$$G = 0.925 \left(\frac{1 + 0.7 g_{\rm Q} I_{\rm z}^{-} Q}{1 + 0.7 g_{\rm V} I_{\rm z}^{-}} \right)$$
(27)

Trong đó:

 $I_{\overline{z}}$: Độ rối ở cao độ \overline{z} , xác định theo Phương trình 28.

$$I_{\overline{z}} = c \left(\frac{10}{\overline{z}}\right)^{1/6}$$
(28)

Với \overline{z} là chiều cao tương đương của công trình, lấy bằng 0,6h, và không nhỏ hơn z_{min} cho tất cả công trình, z_{min} và c được xác định theo Bảng 26.11-1 cho từng dạng địa hình; g_Q và g_v được lấy bằng 3,4.

Q: Phản ứng nền, xác định theo Phương trình 29:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63\left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0,63}}}$$
(29)

B và h được định nghĩa trong mục 26.3 của ASCE/SEI 7-16 và $L_{\overline{z}}$ là tỷ lệ chiều dài rối tại cao độ \overline{z} , xác định theo Phương trình 30.

$$L_{\bar{z}} = l \left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\varepsilon}}$$
(30)

l và \in : Hệ số cho trong Bảng 26.11-1 của ASCE/SEI 7-16.

- Công trình mềm và các kết cấu khác

Hệ số phản ứng giật được xác định theo Phương trình 31:

$$G_{f} = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7I_{\bar{z}}\sqrt{g_{Q}^{2}Q^{2} + g_{R}^{2}R^{2}}}{1 + 1,7g_{v}I_{\bar{z}}} \right)$$
(31)

 g_Q và g_v được lấy bằng 3,4 và g_R được xác định theo Phương trình 32:

$$g_{\rm R} = \sqrt{2\ln(3600n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2\ln(3600n_1)}}$$
(32)

R: Hệ số phản ứng cộng hưởng và được xác định theo Phương trình 33.

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_{n} R_{h} R_{B} (0,53+0,47 R_{L})}$$
(33)

$$R_n = \frac{7,47N_1}{\left(1+10,3N_1\right)^{5/3}}$$
(34)

$$N_1 = \frac{n_1 L_{\bar{z}}}{\overline{V_{\bar{z}}}}$$
(35)

Trong đó:

$$R_{1} = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^{2}} (1 - e^{-2\eta}) \text{ với } \eta > 0;$$

$$R_{1} = 1 \text{ với } \eta = 0;$$

Với l được thay tương ứng cho h, B, L.

 n_1 : Tần số dao động riêng thứ nhất;

$$R_{l} = R_{h} \text{ với } \eta = 4,6n_{l}h/V_{\overline{z}};$$

$$R_{l} = R_{B} \text{ với } \eta = 4,6n_{l}B/\overline{V_{\overline{z}}};$$

$$R_{l} = R_{L} \text{ với } \eta = 15,4n_{l}L/\overline{V_{\overline{z}}};$$

B: Hê số tắt dần;

 $\overline{V_{\overline{z}}}$: Vận tốc gió trung bình trong khoảng thời gian 1 giờ tại cao độ \overline{z} :

$$\overline{V_{z}} = \overline{b} \left(\frac{\overline{z}}{10}\right)^{\alpha} V$$
(36)

Với \overline{b} và \overline{a} là hằng số được cho trong Bảng 26.9-1 của ASCE/SEI 7-16 và *V* là vận tốc gió cơ bản.

Tải trọng gió tác dụng lên hệ kết cấu công trình, tính theo ASCE/SEI 7-16 như sau:

Đối với công trình bao kín toàn bộ hoặc một phần, cứng hoặc mềm, áp lực gió thiết kế được xác định theo Phương trình 37.

 $p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \tag{37}$

Trong đó:

 $q = q_z$ cho mặt đón gió tại độ cao z so với mặt đất;

 $q = q_h$ cho mặt khuất gió, mặt bên và mái tại độ cao h so với mặt đất;

 $q_i = q_h$ cho các mặt đón gió, mặt khuất gió, mặt bên và mái của công trình bao kín, và cho xác định áp lực trong âm đối với các công trình kín một phần;

 $q_i = q_z$ cho xác định áp lực trong dương đối với công trình kín một phần tại độ cao z của cao trình cao nhất của lỗ mở của công trình (lỗ mở tác động đến áp lực trong dương). Đối với các công trình tại vùng chịu tác động của vật thể bay, mặt dựng không có khả năng chịu được hoặc được bảo vệ dưới tác động của vật thể bay sẽ được coi là lỗ mở theo mục 26.12.3. Đối với xác định áp lực trong dương, q_i được xác định tại độ cao $h(q_i = q_h)$;

G: Hệ số giật được xác định theo các Phương trình 27 hoặc 31 (tùy theo kết cấu cứng hay mềm);

 C_p : Hệ số áp lực ngoài, được xác định từ các Hình 27.3-1, 27.3-2 và 27.3-3 của ASCE/SEI 7-16;

 GC_{pi} : Hệ số áp lực trong, được xác định từ Bảng 26.13-1 của ASCE/SEI 7-16.

6. VÍ DỤ TẢI TRỌNG DỌC THEO LUỒNG GIÓ THEO TCVN 2737: 1995 VÀ ASCE/SEI 7-16

6.1 Mô hình tính toán

Mô hình nhà cao tầng với các thông số sau (xem Bảng 1 và Hình 7).

Bảng 1. Các thông số của mô hình tính toán

-	Kích thước	Tần số dao	Độ	
Cao H	Rộng B	Dài D	động riêng f_l (Hz)	cản (%)
180	30	50	0,2	1,5

Hệ số áp lực gió: 1,5 (0,8 cho mặt đón gió và 0,5 cho mặt khuất gió).

Dạng địa hình: A, B (cho TCVN 2737:1995) và D, C (cho ASCE/SEI 7-16).

Vận tốc gió cơ bản: 42 (m/s) (gió 3 giây, 50 năm).

Ở đây không xét đến cấp rủi ro của công trình và áp lực gió bên trong.

Các thông số ở đây được lấy đồng nhất để thuận lợi trong việc so sánh kết quả tính toán từ hai tiêu chuẩn.



Hình 7. Mô hình tính toán

6.2. Kết quả tính toán và nhận xét

Kết quả tính toán lực cắt đáy và mômen đáy của mô hình cho dạng trống trải, địa hình A (cho TCVN 2737:1995) và D (cho ASCE/SEI 7-16) của được thể hiện ở Bảng 2.

Kết quả tính toán cực cắt đáy và mômen đáy của mô hình cho dạng ít trống trải (ngoại ô), địa hình B (cho TCVN 2737:1995) và C (cho ASCE/SEI 7-16) của được thể hiện ở Bảng 3.

So sánh kết quả tính toán từ hai tiêu chuẩn được thể hiện ở các Hình 8, 9, 10 và 11.

va D (Cho ASCE/SET 7-10))							
Lực	TCVN 2737:1995	ASCE/SEI 7- 16	(3)/(2)				
(1)	(2)	(3)	(4)				
$F_X(KN)$	25.286	21.856	86%				
$F_{Y}(KN)$	15.380	13.368	87%				
M _X (KNm)	1.480.691	1.303.527	88%				
M _Y (KNm)	2.434.380	2.131.163	88%				
a 1 · · · ·							

Bảng 2. Lực cắt đáy và mômen đáy (cho dạng địa hình A (cho TCVN 2737:1995) và D (cho ASCE/SEI 7-16))

Ghi chú:

 F_X là lực khi gió tác dụng theo phương X (hướng gió 0°);

 $F_{\rm Y}$ là lực khi gió tác dụng theo phương Y (hướng gió 90°);

 M_X là mômen quanh trục X khi gió tác dụng theo phương Y (hướng gió 90°);

 M_Y là mômen quanh trục Y khi gió tác dụng theo phương X (hướng gió 0°).

Bảng 3. Lực cất đáy và mômen đáy (cho dạng địa hình B (cho TCVN 2737:1995) và C (cho ASCE/SEI 7-16))

Lực	TCVN 2737:1995	ASCE/SEI 7-16	(3)/(2)
(1)	(2)	(3)	(4)
$F_X(KN)$	24.002	19.791	82%
$F_{Y}(KN)$	14.728	12.107	82%
M _X (KNm)	1.429.916	1.197.075	84%
$\frac{M_Y}{(\text{KNm})}$	2.347.623	1.956.758	83%

Từ kết quả tính toán, cho thấy đối với dạng địa hình trống trải, lực cắt đáy F_X tính theo ASCE/SEI 7-16 bằng 86% lực cắt đáy F_X tính theo TCVN 2737:1995 và bằng 87% cho lực cắt đáy F_Y . Đối với mômen đáy M_X và M_Y là 88%.

Còn đối với trường hợp dạng địa hình ngoại ô thì bằng 82% cho các lực cắt đáy F_X , F_Y , 84% cho M_X và 84% cho M_Y , khi so sánh ASCE với TCVN.



Hình 8. So sánh lực cắt đáy F_X



Hình 9. So sánh lực cắt đáy F_Y



Hình 10. So sánh lực cắt đáy M_X



Hình 11. So sánh lực cắt đáy M_Y

Sự chênh lệnh này có thể giải thích như sau: vận tốc gió cơ bản V của TCVN 2737:1995 và ASCE/SEI 7-16 đều là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây (chỉ khác nhau về chu kỳ lặp) nên bản chất tải trong gió tác dung lên công trình đã là tải trong đông (tức là đã bao gồm phần phản ứng nền). Vì vây, đối với công trình và các bộ phận kết cấu có tần số dao động riêng cơ bản f_1 lớn hơn giá trị giới hạn của tần số dao động riêng f_L quy định trong điều 6.14 của TCVN 2737:1995 thì không cần tính thành phần động của tải trong gió theo Phương trình 21. Chú ý rằng TCVN 2737:1995 được biên soạn dựa trên tiêu chuẩn của Liên Xô (cũ) SNIP 2.01.07-85 và vận tốc gió cơ bản V của SNIP 2.01.07-85 là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 10 phút (chu kỳ lặp 5 năm). Đây là vân tốc gió trung bình chứ không phải vân tốc gió giật như của TCVN 2737:1995, do đó vẫn có thể sử dụng các Phương trình 21 hoặc 22 để tính thành phần động của tải trọng gió. Phương pháp xác định tải trọng gió của TCVN 2737:1995 là đang tính 2 lần phần phản ứng nền của tải trọng gió nên tải trọng gió tính ra sẽ lớn hơn tiêu chuẩn ASCE/SEI 7-16 (khi xét cùng các thông số đầu vào). Ngoài ra, đối với công trình và các bộ phận kết cấu có tần số dao động riêng cơ bản f_1 càng nhỏ thì giá trị thành phần động của tải trọng gió tính toán theo TCVN 2737:1995 càng lớn, có khi bằng trị thành phần tĩnh, tương đương với hệ số phản ứng giật G = 2, nên gây kết quả bất hợp lý. Như đã đề cập ở mục 3.2 và 3.3 của bài báo này, đối với các tiêu chuẩn sử dụng vận tốc gió cơ bản V là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 10 phút hoặc 1 giờ (AIJ 2004 [15], NBCC 2015 [16]) thì sử dụng hệ số phản ứng giật G (hệ số luôn lớn hơn 1), còn đối với các tiêu chuẩn sử dụng vận tốc gió cơ bản Vlà vân tốc trung bình trong khoảng thời gian 3 giây (ASCE/SEI 7-16, EN 1991-1-4.2005, AS/NZS 1170.2:2002 [17]...) thì sử dụng hệ số phản ứng động C_{dvn} (hệ số thường xấp xỉ bằng 1). Chú ý tiêu chuẩn EN 1991-1-4.2005 sử dụng vận tốc gió cơ bản V là vận tốc trung bình trong khoảng thời gian 10 phút, nhưng trong các công thức tính toán đã tự động chuyển về áp lực gió giật 3 giây nên vẫn sử dụng hệ số phản ứng động C_{dvn} .

7. KẾT LUẬN

Bài báo đã trình bày các phản ứng động lực học ngẫu nhiên của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng gió, bao gồm thành phần phản ứng nền và phản ứng cộng hưởng. Các vấn đề như dao động ngẫu nhiên và phương pháp phổ Davenport mà các tiêu chuẩn gió trên thế giới sử dụng cũng đã được trình bày cơ bản. Cơ sở để xác định hệ số giật G và hệ số động C_{dyn} đã được giới thiệu. Đây là những căn cứ quan trọng khi biên soạn mới hay xoát sét tiêu chuẩn tải trọng gió.

Phương pháp xác định tải trọng gió theo TCVN 2737:1995 và ASCE/SEI 7-16 cũng như các ví dụ tính toán tải trọng dọc theo luồng gió theo hai tiêu chuẩn đã thực hiện và so sánh.

Phương pháp tính toán thành phần động của tải trọng gió của TCVN 2737:1995 là phức tạp và chưa phù hợp với vận tốc gió cơ sở 3 giây đầu vào của tiêu chuẩn này. Lý do chính là khi xoát sét tiêu chuẩn này đã có sự nhầm lẫn giữa áp lực gió trung bình hay vận tốc gió trung bình (mean value) là thành phần không đối trong khoảng thời gian T (GS Davenport khuyển nghị lấy từ 10 phút đến 1 giờ, thời gian càng lớn thì phản ứng kết câu càng tốt) mà cơn gió tác dụng lên kết cấu (tương tác với kết cấu) với giá trị gió 3 giây làm đầu vào (t = 3 giây là thời gian trung bình quan trắc gió đầu vào) tính toán tải trọng gió. Tiêu chuẩn SNiP lấy T = 10 phút và trùng với gió đầu vào 10 phút (t = 600 giây), tiêu chuẩn Anh lấy T = 1 giờ và trùng với gió đầu vào 1 giờ (t = 3600 giây). Tiêu chuẩn Mỹ lấy T = 1 giờ nhưng gió đầu vào 3 giây (t = 3 giây). Làm rõ được điều này, cũng như hiểu rõ phản ứng động lực học của kết cấu dưới tác dụng của tải trọng gió sẽ góp phần cho việc xoát sét TCVN 2737: 1995 tin cây, hợp lý.

Việc soát xét TCVN 2737: 1995 đang được thực hiện và hướng tới sử dụng phương pháp hệ số giật G hoặc hệ số động C_{dyn} để xác định tải trọng gió.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] TCVN 2737: 1995 Tải trọng và tác động Tiêu chuẩn thiết kế.
- [2] TCVN 2737: 1990 Tải trọng và tác động Tiêu chuẩn thiết kế.
- [3] SNiP 2.01.07-85 Loads and actions norm for design (version 1989, in Russian).
- [4] Viện KHCN XD (1994) Thuyết minh TCVN 2737: 1995.
- [5] Davenport, A.G. (1961). *The application of statistical concepts to the wind loading of structures*. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 19: 449–71.
- [6] Davenport, A.G. (1963). *The buffeting of structures by gusts*. Proceedings, International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington, UK, 26–28 June, 358–91.
- [7] Davenport, A.G. (1964). Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading. Proceedings, Institution of Civil Engineers, 28: 187–96.
- [8] Harris, R.I. (1963). The response of structures to gusts. Proceedings, International Conference on Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington, UK, 26–28 June, 394–421.
- [9] Vickery, B.J. (1965). On the flow behind a coarse grid and its use as a model of atmospheric turbulence in studies related to wind loads on buildings. Aero Report 1143, National Physical Laboratory, UK.
- [10] Vickery, B.J. (1966). On the assessment of wind effects on elastic structures. Australian Civil Engineering Transactions, CE8: 183 92.
- [11] Ashraf Ali, M. and Gould, P.L. (1985). On the resonant component of the response of single degree-offreedom systems under wind loading. Engineering Structures, 7: 280–2.
- [12] Davenport, A.G. (1967). *Gust loading factors*. ASCE Journal of the Structural Division, 93: 11-34.
- [13] American Society of Civil Engineers (2017). ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.
- [14] European Standard (2005). Eurocode 1: Actions on structures, BS EN 1991-1-1-4:2005.
- [15] Architectural Institute of Japan(AIJ)(2004). Recommendation for Loads on Buildings.
- [16] National Building Code of Canada (2015). NBCC 2015: National Building Code of Canada.
- [17] Australian/New Zealand Standard (2016). AS/NZS
 1170.2: Australian/New Zealand Standard, Structural design actions, Part 2 : Wind actions.
- [18] Holmes, J.D., (2015). *Wind Loading on Structures 3nd Edition.* Taylor & Francis, London, U.K.

HỆ SỐ ỨNG XỬ CỦA NHÀ CAO TẦNG CÓ TẦNG CỨNG CHỊU TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

TS. Nguyễn Hồng Hải, Ths. Nguyễn Mạnh Cường, TS. Cao Duy Bách

TÓM TẮT: Việc phân tính, tính toán kết cấu chịu tác động của động đất thông qua hệ số ứng xử của công trình nhằm kể đến ứng xử dẻo của kết cấu đã được chỉ ra trong các tiêu chuẩn thiết kế. Tuy nhiên, với đối với kết cấu có hình dạng phức tạp, sơ đồ truyền lực không rõ ràng thì việc áp dụng một hệ số ứng xử cho toàn bộ kết cấu là chưa đánh giá chính xác sự làm việc của kết cấu, đặc biệt là kết cấu có tầng cứng với liên kết dầm - cột không tuân thủ theo tiêu chí được nêu trong tiêu chuẩn là cột khỏe, dầm yếu. Do vậy, bài báo trình bày phương pháp xác định hệ số ứng xử của công trình thông qua nghiên cứu mô hình cụ thể với việc thay đổi độ cứng của dầm cứng bằng phương pháp phân tích phi tuyến tĩnh đẩy dần nhằm đưa ra những khuyến cáo cho việc lựa chọn hệ số ứng xử cho dạng kết cấu này.

TỪ KHÓA: Hệ số ứng xử, nhà cao tầng có tầng cứng, liên kết cột - dầm cứng.

ABTRACT: Analysis and design of buildings and other structures under seismic is implemented associated with a behavior factor, taking into account ductility of the structure, which is specified in seismic resistance design standards. For irregular complex structural systems, the application of a single behavior factor for the entire structure should not properly estimate the response of the structure. High-rise building structural system with outriggers is one of the cases, where codes' requirement of strong column-weak beam shall not be meet. This paper presents a method used for evaluating behavior factor of the structural system mentioned above. Nonlinear pushover analyses incorporated with experimental researches are carried out in this study. Recommendations of determining of structural behavior factors for the structure are given in the conclusions

KEY WORDS: Behavior factor, Outrigger braced tall buildings, outrigger - column joint.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Kết cấu có tầng cứng (Hình 1) dựa trên một nguyên lý vật lý đơn giản để chuyển hóa mô men từ lõi trung tâm thành lực dọc trong cột biên công trình khi chịu tải trong ngang, thông qua một hoặc nhiều dầm cứng bố trí tại các vị trí hợp lý theo chiều cao, giúp tăng đáng kể độ cứng ngang của công trình [1]. Nguyên lý này có thể sử dụng cho một số hình thái kết cấu như đai biên cho phép huy động toàn bộ các cột biên tham gia chống mômen lật, hoặc siêu khung khi mô men lật được chịu bởi một số cặp cột lớn. Hơn nữa, hệ kết cấu tầng cứng còn có ưu điểm là hạn chế ảnh hưởng của hiện tượng chênh lệch biến dạng co ngắn giữa cột ngoài và lõi do lực dọc gây ra. Hiện nay, hệ kết cấu này được áp dụng rất nhiều. Theo báo cáo tại hội nghị Quốc tế về nhà cao tầng tại Thượng Hải 2010 [1], từ năm 2000 đến 2010 có 73% kết cấu nhà cao tầng sử dụng hệ kết cấu lõi cứng - tầng cứng, trong đó 50% là kết cấu bê tông cốt thép. Với ưu thế về khả năng làm việc, hệ kết cấu lõi tầng cứng có thể cao tới 150 tầng [1].

Căn cứ vào nguyên lý làm việc của hệ kết cấu cao tầng có tầng cứng, nút liên kết tầng cứng - cột biên (dầm cứng, cột mềm) giữ vai trò quyết định đến khả năng làm việc của hệ kết cấu này, do đó cần có nghiên cứu sâu về sự làm việc của các cấu kiện xung quanh tầng cứng, đặc biệt sự ảnh hưởng của nút liên kết này đến sự làm việc tổng thể của hệ kết cấu.

Trong các tiêu chuẩn thiết kế hiện hành, việc lựa chọn hệ số điều chỉnh ứng xử tổng thể R (tiêu chuẩn

UBC [2], ASCE[3,4]) hay hệ số ứng xử q (TCVN 9386-1:2012 [5], EC8 [6]) được xem là điểm mấu chốt trong tính toán thiết kế kháng chấn. Mục đích chính của các hệ số này là để đơn giản hóa quy trình phân tích, sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi dự đoán một cách gần đúng ứng xử đàn hồi dẻo của kết cấu khi chịu tác dụng của động đất. Hệ số R (hay q) là giá trị định lượng ở mức độ tổng thể, không thể dùng để đánh giá tính năng của kết cấu ở mức độ cấu kiện. Han chế của việc sử dung hệ số R, q là rất rõ, ví du giá trị của các hệ số này không liên quan đến chu kỳ dao động của công trình cũng như đặc trưng của chuyển động đất nền, ngoài ra các hệ số mang tính tổng quát này không thể thể hiện được diễn biến của quá trình phân bố "phi tuyến" giữa các cấu kiện khác nhau, dẫn đến sự phân bố lại nội lực do tác động của động đất gây ra giữa các cấu kiện cũng như các thay đối xảy ra trong quá trình xảy ra động đất. Thêm vào đó, cơ chế phá hoại của kết cấu, sự phân bố hư hỏng trong các kết cấu khác nhau là khác nhau ngay cả khi chúng được thiết kế với cùng giá trị của hệ số R (hay q).

Việc nghiên cứu độ cứng của dầm cứng đối với ứng xử tổng thể của hệ kết cấu, đưa ra những khuyến cáo cho việc lựa chọn hệ số ứng xử cho dạng kết cấu này là cần thiết. Trong phạm vi của bài báo, sẽ trình bày phương pháp xác định hệ số ứng xử theo phương pháp N2 [7] từ kết quả phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dần, đồng thời thực hiện việc khảo sát sự thay đổi của hệ số ứng xử khi độ cứng của tầng cứng thay đổi, từ đó rút ra một số kiến nghị trong thực hành thiết kế.



Hình 1: Mô hình chịu lực của kết cấu có tầng cứng

2. PHƯỜNG PHÁP PHÂN TÍCH TĨNH PHI TUYẾN VÀ CÁCH XÁC ĐỊNH HỆ SỐ ỨNG XỬ

2.1. Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến

Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến được xây dựng trên giả thiết ứng xử của công trình có thể được xem xét thông qua ứng xử của hệ một bậc tự do tương đương (*equivalent SDOF system*) thay thế. Điều này có nghĩa, ứng xử của công trình sẽ do một dạng dao động khống chế và hình dáng của của dạng dao động này giữ nguyên trong cả quá trình phân tích.

Phương trình dao động của hệ nhiều bậc tự do chịu tác động của gia tốc nền theo phương ngang được biểu thị như sau:

$$[M]{\ddot{x}} + [C]{\dot{x}} + {Q} = -[M]{l}{\ddot{x}_{g}}$$
(1)

trong đó: [M], [C] lần lượt là ma trận khối lượng và ma trận cản; $\{x\}$ là vec-tơ chuyển vị tương đối; \ddot{x}_g là gia tốc dao động của nền; $\{Q\}$ là vec-tơ lực của các tầng.

Giả thiết, vec-tơ hình dáng $\{\Phi\}$ được chuẩn hóa tại vị trí đỉnh công trình, đặt x_t là chuyển vị đỉnh, ta có:

$$\{\mathbf{x}\} = \{\Phi\} \mathbf{x}_{\mathsf{t}} \tag{2}$$

Thay vào phương trình (1) ta được:

$$[M]{\Phi}\ddot{x}_{t} + [C]{\Phi}\dot{x}_{t} + {Q} = -[M]{l}\ddot{x}_{g} \qquad (3)$$

Hệ một bậc tự do tương đương được định nghĩa với chuyển vị tham chiếu xác định như sau:

$$\mathbf{x}^{\mathrm{r}} = \frac{\{\boldsymbol{\Phi}\}^{\mathrm{T}} [\mathbf{M}] \{\boldsymbol{\Phi}\}}{\{\boldsymbol{\Phi}\}^{\mathrm{T}} [\mathbf{M}] \{\mathbf{l}\}} \mathbf{x}_{\mathrm{t}}$$
(4)

Nhân hai vế của phương trình (3) với $\{\Phi\}^T$ và thay x_t từ phương trình (4), ta có phương trình cân bằng của hệ một bậc tự do tương đương:

trong đó:

$$\mathbf{M}^{\mathrm{r}} = \left\{ \boldsymbol{\Phi} \right\}^{\mathrm{T}} \left[\mathbf{M} \right] \left\{ \mathbf{l} \right\}$$
(6)

(5)

 $\mathbf{M}^{\mathrm{r}}\ddot{\mathbf{x}}^{\mathrm{r}} + \mathbf{C}^{\mathrm{r}}\dot{\mathbf{x}}^{\mathrm{r}} + \mathbf{Q}^{\mathrm{r}} = -\mathbf{M}^{\mathrm{r}}\ddot{\mathbf{x}}_{\mathrm{q}}$

$$\mathbf{Q}^{\mathrm{r}} = \left\{ \mathbf{\Phi} \right\}^{\mathrm{T}} \left\{ \mathbf{Q} \right\} \tag{7}$$

$$\mathbf{C}^{\mathrm{r}} = \left\{ \boldsymbol{\Phi} \right\}^{\mathrm{T}} \left[\mathbf{C} \right] \left\{ \boldsymbol{\Phi} \right\} \frac{\left\{ \boldsymbol{\Phi} \right\}^{\mathrm{T}} \left[\mathbf{M} \right] \left\{ 1 \right\}}{\left\{ \boldsymbol{\Phi} \right\}^{\mathrm{T}} \left[\mathbf{M} \right] \left\{ \boldsymbol{\Phi} \right\}}$$
(8)

Quan hệ lực - biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương được xác định từ kết quả phân tích tĩnh phi tuyến của hệ nhiều bậc tự do sử dụng vec-tơ hình dáng đã nêu ở trên. Quan hệ lực - biến dạng được lý tưởng hóa bằng đường quan hệ hai đoạn thẳng (bilinear), xem Hình 2.

Chu kỳ của hệ một bậc tự do tương đương được xác định bằng công thức sau:

$$\Gamma_{eq} = 2\pi \left[\frac{x_y^r M^r}{Q_y^r} \right]^{1/2}$$
(9)

trong đó x_y^r , Q_y^r lần lượt là chuyển vị dẻo và lực chảy dẻo của hệ một bậc tự do tương đượng được xác định theo công thức (10) và (11).

$$x_{y}^{r} = \frac{\{\Phi\}^{T} [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^{T} [M] \{1\}} x_{t,y}$$
(10)

$$\mathbf{Q}_{\mathbf{y}}^{\mathbf{r}} = \left\{ \boldsymbol{\Phi} \right\}^{\mathrm{T}} \left\{ \mathbf{Q}_{\mathbf{y}} \right\}$$
(11)

với $\{Q_y\}$ là vec-tơ lực của các tầng khi "chảy dẻo", giữa $\{Q_y\}$ và lực cắt đáy V_y có quan hệ sau:

$$V_{y} = \left\{1\right\}^{\mathrm{T}} \left\{Q_{y}\right\}$$
(12)



Hình 2: Quan hệ lực - biến dạng của công trình và hệ một bậc tự do tương đương

2.2. Cách xác định hệ số ứng xử theo phương pháp N2

Cách xác định hệ số ứng xử q được thực hiện theo các bước sau:

1) Phân tích phổ phản ứng theo quy định trong tiêu chuẩn (ở đây là TCVN 9386:2012) để xác định lực cắt đáy thiết kế V_d , quá trình này sử dụng hệ số ứng xử giả định được xác định theo quy định của tiêu chuẩn;

2) Tiến hành phân tích tĩnh phi tuyến để xác định được đường cong quan hệ lực biến dạng của kết cấu;



Hình 3: Sơ đồ tuyến tính hóa theo phương pháp N2

 Chuyển đổi đường cong quan hệ lực - biến dạng của hệ nhiều bậc tự do thành đường cong quan hệ lực - biến dạng của hệ một bậc tự do tương đương:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}$$
(13)

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \tag{14}$$

trong đó: F, d lần lượt là lực cắt đáy và chuyển vị của hệ nhiều bậc tự do; F^* , d^* lần lượt là lực cắt đáy và chuyển vị của hệ một bậc tự do tương đương; Γ là hệ số chuyển đổi, xác định theo công thức sau:

$$\Gamma = \frac{m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}$$
(15)

4) Thiết lập quan hệ tuyến tính hóa tại mức chuyển vị lớn nhất dmax (xem Hình 3);

5) Tính toán hệ số ứng xử theo công thức:

$$q = \frac{d_{max}}{d_v} \times \frac{V_y}{V_d}$$
(16)

3. ẢNH HƯỞNG CỦA ĐỘ CÚNG TÀNG CÚNG ĐẾN HỆ SỐ ỨNG XỬ CỦA CÔNG TRÌNH

Để nắm rõ cơ chế làm việc của nhà cao tầng có tầng cứng, tác giả đã khảo sát mô hình khung phẳng 55 tầng có 1 tầng cứng ở tầng 34 (Hình 4), các thông tin cơ bản của công trình cho trong Bảng 1.

Bảng 1: Các thông tin cơ bản về công trình

Thông tin	Tầng thường	Tầng cứng			
Chiều cao tầng (m)	4.0	6.5			
Tiết diện dầm	200×50 cm	$b \times h \operatorname{cm}$			
Tiết diện cột	150×1	80 cm			
Tiết diện vách	80×1200 cm				



Hình 4: Mô hình phân tích

Việc nghiên cứu ảnh hưởng của độ cứng tầng cứng đối với hệ số ứng xử của công trình được thực hiện theo các bước sau:

 Thay đổi kích thước tiết diện dầm ở tầng cứng, xem Bảng 2;

- Sử dụng phần mềm Ruaumoko [9,10] để phân tích phi tuyến tĩnh đẩy dần;

 - Áp dụng quy trình nêu trong mục 2.2 để xác định hệ số ứng xử đối với từng trường hợp. Kết quả thể hiện trong Bảng 2.

TT	Kích thước dầm cứng	q
1	Không dầm cứng	2.01
2	0.8×1.0m	2.17
3	0.8×1.5m	2.12
4	0.8×2.0m	2.21
5	0.8×2.5m	2.31
6	0.8×3.0m	2.29
7	0.8×3.5m	2.18
8	0.8×4.0m	2.30
9	0.8×4.5m	2.46
10	0.8×5.0m	2.76
11	0.8×5.5m	2.83
12	0.8×6.0m	3.02
13	0.8×6.5m	2.92
14	0.8×7.0m	3.22
15	0.8×7.5m	3.52
16	0.8×8.0m	3.87

Bảng 2: Hệ số ứng xử của công trình theo kích thước dầm cứng

Từ kết quả thể hiện trong Bảng 2 có thể thấy, hệ số ứng xử có xu hướng tăng khi độ cứng của tầng cứng tăng, hay nói cách khác độ dẻo của kết cấu tăng. Trong khi đó, khi phân tích kết cấu bằng phương pháp đàn hồi tuyến tính hệ số ứng xử của kết cấu khi kể đến sự không đều đặn theo phương đứng được tính theo công thức (TCVN 9386:2012):

$$q = 80\%.q_0.k_w = 3.12\tag{17}$$

trong đó: q_0 là giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, lấy bằng $1.3 \times 3 = 3.9$.

4. KÉT LUÂN

Bài báo đã trình bày các nội dung liên quan đến sự làm việc của nhà cao tầng có tầng cứng, ảnh hưởng của độ cứng dầm cứng đến hệ số ứng xử của kết cấu này. Bài báo đã trình bày hai chương trình xác định chuyển vị mục tiêu theo phương pháp N2 (TCVN 9386:2012) và chương trình xác định hệ số ứng xử của nhà cao tầng có tầng cứng theo phương pháp phân tích phi tuyến tĩnh đẩy dần. Qua đó có thể rút ra một số nhận xét và kiến nghị sau:

 Hệ số ứng xử của nhà cao tầng có tầng cứng có xu hướng tăng khi độ cứng của tầng cứng tăng, hay nói cách khác độ dẻo của kết cấu tăng;

- Đối với kết cấu phức tạp không có tính đều đặn, việc xác định hệ số ứng xử của công trình trong tính toán theo phương pháp phổ phản ứng để thiết kế cấu kiện nhiều khi chưa phản ánh đúng ứng xử thật của công trình. Do vậy, kiến nghị cần tiến hành phân tích phi tuyến tĩnh để kiểm chứng lại.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Outrigger Design for High-Rise Buildings, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 2012.
- [2] UBC, 1997, Uniform Building Code, Vol. 2, International Council of Building Officials.
- [3] ASCE 7-05. Minimum Design Load for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2005.
- [4] ASCE 7-10. Minimum Design Load for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, 2010.
- [5] TCVN 9386-1:2012, Thiết kế công trình chịu động đất. Phần 1: Quy định chung, tác động động đất và quy định đối với kết cấu nhà. Nhà xuất bản xây dựng.
- [6] Comite Europeen de Normalisation (2004) Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Building.
- [7] Peter Fajfar. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. Earthquake Spectra, Vol.16, No.3, pp.573-592, 2000.
- [8] Nguyễn Hồng Hải. Nghiên cứu sự làm việc của nhà cao tầng bê tông cốt thép có tầng cứng chịu tác động của động đất ở Việt Nam. Luận án tiến sĩ kỹ thuật 2015.
- [9] Athol J. Carr, Ruaumoko Volume 1: Theory. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2007.
- [10] Athol J. Carr, Ruaumoko Volume 2: User Manual forthe 2-Dimensional Version. Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2007.

INVESTIGATION OF STRENGTH DEGRADATION OF CONCRETE ENCASED STEEL COMPOSITE COLUMNS AT ELEVATED TEMPERATURES KHẢO SÁT SỰ SUY GIẢM CƯỜNG ĐỘ Ở NHIỆT ĐỘ CAO CỦA CỘT LIÊN HỢP BÊ TÔNG CÓ CỐT CỨNG

Nguyen Truong Thang¹, Tran Viet Tam², Nguyen Tuan Ninh³ ¹ National University of Civil Engineering, Hanoi, Vietnam, Email: thangnt2@nuce.edu.vn;

²National University of Civil Engineering, Hanoi, Vietnam, Email: tamtv@nuce.edu.vn; ³RD Construction Technological, Consulting and Design JSCo., Email: tuanninh1509@gmail.com

ABSTRACT: When subjected to fire, all mechanical properties of structural materials deteriorate pronouncedly, leading to the strength degradation of the heated column that significantly endangers the safety of the whole structural system. This paper introduces general principles to determine the strength of concrete encased steel (CES) composite columns at elevated temperatures. The temperature-dependent behavior of materials is analyzed by a finite element method software (SAFIR) to obtain the temperature distribution on the column cross-section. These are also the input of a computer program (RDCol) developed by the authors using Embarcadero Delphi to construct interaction diagrams of CES columns at a certain time of a fire incident, with a corresponding elevated temperature exposed on the surface(s) of the column. With relatively good validation with experimental data collected from literature, the computer program can be used to investigate the strength degradation of CES columns at elevated temperatures, based on which recommendations on the fire structural design of CES columns can be given.

KEYWORDS: Strength, structure, composite, column, fire.

TÓM TẮT: Khi bị tác động của cháy do hỏa hoạn, các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu kết cấu đều bị ảnh hưởng tiêu cực, dẫn tới suy giảm khả năng chịu lực của kết cấu. Bài báo này giới thiệu các nguyên tắc chung xác định khả năng chịu lực của cột liên hợp bê tông có cốt cứng (LHBCC) ở nhiệt độ cao. Một phần mềm máy tính (RDCol) được các tác giả phát triển để xây dựng biểu đồ tương tác của cột LHBCC tại bất kỳ thời điểm nào của đám cháy, với một nhiệt độ cao tương ứng tại một hay nhiều mặt cột và sự phân bố của nhiệt độ trong tiết diện cột được xác định bằng phần mềm phần tử hữu hạn SAFIR sử dụng dữ liệu về ứng xử của các vật liệu kết cấu ở nhiệt độ cao theo tiêu chuẩn châu Âu. Dựa vào độ chính xác chấp nhận được khi so sánh kết quả phần mềm với một số kết quả thực nghiệm đã được tiến hành trên thế giới, phần mềm của các tác giả có thể được sử dụng để khảo sát các yếu tổ ảnh hưởng tới sự suy giảm cường độ của cột LHBCC ở nhiệt độ cao, từ đó đưa ra một số khuyến cáo về thiết kế chịu lửa theo tiêu chí chịu lực của cột LHBCC.

TỪ KHÓA: Khả năng chịu lực, kết cấu, cột, liên hợp, chịu lửa.

1. INTRODUCTION

In recent years, together with the rapid economic development of the country, concrete - steel composite structures have been increasingly applied in civil and industrial construction in Vietnam owing to their high load bearing capacity, good seismic performance and advantage in fire resistance. In numerous of high-rise buildings in Hanoi, Ho Chi Minh city, Da Nang and other provinces, top-down method for multi-basement construction have been commonly used due to the limited land lot of the projects. In these buildings, temporary structural steel kingposts - with built-in or universal sections - can be utilized inside the reinforced concrete columns for long-term purpose, forming the so-called concrete encased steel (CES) columns supporting the basements and other lower storeys of the buildings. Fire incidents are potentially occurred in buildings, especially within car park areas at basements. When subjected to fire exposure, all mechanical properties of concrete, structural steel, and steel reinforcement will deteriorate, leading to the strength degradation of the heated CES column, then endangers the safety of the whole structural system.

In the world, experiments on fire resistance of CES columns have been studied by Hass [1], Xu [2], Huang et al. [3], Mao and Kodur [4], etc. Analytical studies of fire resistance of CES columns have been introduced by Kodur [5], Yu et al. [6], Milanovic et al. [7], etc. There are also guidelines for fire design of CES columns in current code provisions. A set of design curves and detailing requirements for the

design of CES columns exposed to standard fire are provided in Eurocode 4 [8]. A simplified formula for evaluating fire resistance of CES columns is specified in ASCE 29-5 [9]. However, the literature review also indicates that there have been little research works on fire behaviour and code specifications on fire design of CES columns in Vietnam. General principles to construct interaction diagrams of reinforced concrete columns at elevated temperatures has been introduced by Nguyen et al. [10], while very little structural columns have been tested under fire condition in Vietnam. Besides, there are only prescriptive rules specified in the national code [11] and standard [12] whereas there is still a need of more rational approaches for the structural fire design of CES columns.

In this paper, general principles to determine the strength of CES columns at elevated temperatures in a form of interaction diagrams is introduced and applied to a self-developed computer program using Embarcadero Delphi, namely RDCol. The input of this software is the temperature distribution within the column cross section at a certain time of the standard fire obtained from finite-element software, SAFIR [13]. RDCol is validated with a number of fire tests on CES columns conducted by Mao and Kodur [4] and shows relatively good results. Hence, the proposed computer program can be used to investigate the strength degradation of CES columns at elevated temperatures from which recommendations on the structural fire design of CES columns can be given in the latter part of the paper.

2. MECHANICAL PROPERTIES OF STRUCTURAL MATERIALS AT ELEVATED TEMPERATURES

Concrete, structural steel and reinforcing steel all experience continuous deterioration in strength as temperature increases (Figure 1).



Figure 1. Eurocode stress - strain relationships of (a) Concrete (b) Reinforcing steel

Figures 2(a) and 2(b) respectively illustrate the temperature-dependent strength reduction factors for concrete and reinforcing steel specified in the Eurocode 2 [14].



Figure 2. Eurocode strength reduction factors in (a) Concrete (b) Reinforcing steel

The continuous and hidden lines in Figure 2(a) depict the reduction curves for compressive strength of concrete using siliceous and calcareous aggregates, respectively. In Figure 2(b), the continuous and hidden lines are also the reduction curves for tensile strength of hot rolled and cold worked steel, respectively. The strength deterioration at elevated temperatures of structural steel is also specified in Eurocode 3 [15] to be similar to that of reinforcing steel shown in Figure 1(b).

3. TEMPERATURE DISTRIBUTION WITHIN COLUMN'S CROSS SECTION

In structural fire research, standard fire conditions are used as a basis for fire resistance analysis. In experiments, standard fire exposures are controlled by measured temperature regimes in the furnace following prescribed temperature-time relationships, so-called standard fire curves. Standard fire curves are generally used in fire resistance analysis. European countries commonly apply BS EN 1363-1:2012 [16], which is also based on ISO 834 [17].

In the fire tests using standard fire curves, socalled standard fire tests, while beams and slabs are usually heated from beneath, column specimens are generally exposed to fire on some or all of its sides. The measured temperatures of different points in RC columns are validated by numerical model using heat balance analysis. Those temperatures are lower than the gas temperature on the column surfaces since it takes time for the heat transfer process to take place. This process in CES columns can be determined based on material thermal properties and heat transfer methods such as radiation, convection, and conduction. Basically, thermal analysis can be conducted based on the conservation of thermal energy, which dictates that the system heat storage is equal to the heat source thermal energy. Current methods to calculate the temperature distribution in RC columns are mainly based on sectional analysis, assuming that temperature is uniformly distributed along the column length. In this study, thermal analysis on cross section of CES columns is conducted by using computer program SAFIR [13], with the cross-sectional model shown in Figure 3.



Figure 3. SAFIR model for thermal analysis

It is noted in Figure 3 that reforcing steel can be replaced by rectangular 2-D solid elements having equivalent area and consistent centroid. Besides, perfect bond between structural steel, reinforcing steel and concrete is assumed in the analysis.

4. STRENGTH OF CES COLUMNS AT ELEVATED TEMPERATURES

4.1. Thermal-induced strains at elevated temperatures

At elevated temperatures, there are several additional thermal-induced strains developing in structural materials, they are: (i) Thermal strain in both concrete and steel, which basically depends on thermal expansion and thermal stress. Thermal stresses occur from differential expansion. The difficulty to allow for thermal expansion due to surrounding structural elements produces restraints at the ends of the column; (ii) Transient strain, which only develops in concrete under compressive stress when temperature increases. The nature of transient strain is related to the nature of concrete including cement paste, hydration, bonding effect, and the loss of water at elevated temperatures. Transient strain is a dominating compressive strain and accounts for a large amount of deformation. In the Eurocodes, transient strain is expressed implicitly in the constitutive rule of concrete at elevated temperatures; and (iii) Creep strain in reinforcing steel, which develops significantly under constant stress at elevated temperatures.

4.2. Cross-sectional modeling for CES columns

The discretization of the cross section in the proposed analysis model is shown in Figure 4.



Figure 4. Analytical model for cross section

It can be seen that the cross section of columns is divided into a two-dimensional array of $(m \times n)$ rectangular concrete sub-elements having a unique area of $A_{c-ij}=d_{uz}\times d_{uy}$ (*i*=1 to *m*, *j*=1 to *n*) (Figure 4(a)) and a number of round-shaped sub-elements representing reinforcing bars, namely, S_1 to S_p , with the corresponding areas A_{s-k} (*k*=1 to *p*), as well as elements for structural steel (Figures 4(c),(d)). Temperature distribution in Figure 4(b) is interpreted from the analysis results obtained from SAFIR.

4.3. M-N interaction diagrams of CES columns

The strength of columns can be presented in a form of M-N interaction diagram. There are assumptions applied in the construction of M-N iteraction diagram of CES columns in this study. Firstly and conventionally, cross section remains plane after bending and normal to the centroidal axis. Secondly, total strains in structural steel, reinforcing bars and adjacent concrete fibres are equal. Stresses in concrete and steel can be computed from mechanical strains based on the corresponding material temperature-dependent stress-strain curves shown in Figure 1. Concrete is assumed to have failed when the maximum mechanical compressive strain reaches a proposed limit. In addition, tensile strength of elevated temperatures concrete at and shear deformation effect are negligible in the analysis. Thirdly, fire exposure is uniform along the column height. Besides, only braced and non-sway columns in braced structural systems, with rectangular crosssections and load eccentricities smaller than one half of the cross-sectional sizes, are addressed in this study. Lastly, concrete spalling is ignorable in the analysis.

The direct cross-sectional analysis for biaxiallyloaded CES columns at elevated temperatures is shown in Figure 5.



Figure 5. Direct cross-sectional analysis

As can be seen in Figure 5, the extreme compressive concrete fibre is located at point B of the North-East corner, corresponding to the point load *N*. An arbitrary inclined neutral axis can be represented by two key parameters: (i) a distance c_n from point B to the neutral axis (line BG); and (ii) an inclined angle β between lines BG and side BC of the section. Obviously, the cases of uniaxial bending about *z*- and *y*-axes can be obtained when β is equal to zero and $\pi/2$, respectively.

force The axial and moment resistances contributed by concrete, structural steel and reinforcing steel bars can be obtained by integrating all compressive and tensile stresses over the entire the cross-section of the CES columns. It is noted that the concrete areas occupied by the structural steel and reinforcing bars located in the compression zone can be eliminated by subtracting their contributions from the internal forces of the steel components.

The temperature-dependent failure mechanical strain in the extreme concrete fibre at point B, namely, ε_{u}^{θ} , can be determined from two parameters (i) temperature θ_{B} at point B interpreted from SAFIR thermal analysis; and (ii) strain failure criterion. A typical stress-strain relationship of concrete at an elevated temperature θ in accordance with Eurocode 2 is shown in Figure 6.



Figure 6. Strain failure criterion

In Figure 6, $\varepsilon_{c1}^{\theta}$ is the strain corresponding to the compressive strength and $\varepsilon_{cu1}^{\theta}$ is the ultimate strain. It is not ideal to use either $\varepsilon_{c1}^{\theta}$ or $\varepsilon_{cu1}^{\theta}$ as the strain failure criterion since the former marks the beginning of strain softening, while the latter represents the end. Hence, the authors propose a set of temperature-dependent values for ε_{u}^{θ} by adding a constant amount of 1.0×10^{-3} to the compression strain $\varepsilon_{c1}^{\theta}$. This additional value is adopted based on the ambient

condition at which $\varepsilon_u^{\theta} = 3.5 \times 10^{-3}$, $\varepsilon_{c1}^{\theta} = 2.5 \times 10^{-3}$ and then $\varepsilon_u^{\theta} - \varepsilon_{c1}^{\theta} = 1.0 \times 10^{-3}$.

The total ultimate strain $\varepsilon_{tot-u}^{\theta}$ of the extreme concrete fibre at critical point B can be obtained by summing up the ultimate mechanical strain ε_{u}^{θ} (Figure 5(d)) and thermal strain $\varepsilon_{th-u}^{\theta}$ (Figure 5(c)) computed in accordance with the Eurocode 2 thermal properties of concrete and temperature $\theta_{\rm B}$ at point B.

4.4. RDCol computer program

Based on the principles introduced in the previous sections, the authors develop a computer program using Embarcadero Delphi programming language, namely RDCol, to determine the strengths of CES columns at elevated temperatures. The program is capable of calculating and providing the load-bearing capacities of CES columns at certain fire temperatures in a form of either $N-M_y-M_z$ interaction surface, $N-M_y$ ($N-M_z$) interaction diagrams, or M_y-M_z contours.

4.5. Validation of RDCol computer program

The results of fire resistance experiments on seven CES columns under standard fire exposure conditions conducted by Mao and Kodur [4] are used for validation of RDCol computer program. There were two types of cross section designed for the tested columns, which were all 3.81m in height, as shown in Figure 7. The concrete compressvie cube strength was 40MPa. The yeild strengths of steel components varied from 242.3 to 281.3 MPa.



Figure 7. Cross-sections of tested columns

Among the tested columns, there were six specimens having cross section of 250×350 mm, four reinforcing bars of 16mm diameter and the built-in structural steel of $200 \times 150 \times 6 \times 9$ mm. The concrete cover to the main re-bars was 25mm (Figure 7(a)). Two specimens, namely FR4S38 and FR4S64,

were heated from four sides whereas another four columns (FR3S35, FR3S37, FR3S65 and FR3S67) were subjected to 3-side heating in the tests. The remaining specimen, namely FR4S06, was cast with a cross section of 300×300 mm, four reinforcing bars of 16mm diameter and the built-in structural steel of $175 \times 175 \times 7.5 \times 11$ mm (Figure 7(b)). During the test, this column was loaded first and then heated up from four sides in the standard fire condition.

The SAFIR temperature distributions within the cross sections of column specimens FR4S38 (under 4-side heating) and FR3S35 (3-side heating) at the times of their failure, which are respectively 30 and 56 min, are shown in Figure 8.



(a) FR4S38 (30min)

(b) FR3S35 (56 min)

Figure 8. Temperature distributions by SAFIR

The axial loads applied in the tests N, ratio between the load eccentricity e_y to the cross-sectional height h and the failure times t_r of the tested specimens are shown in Table 1 [4].

 Table 1. Information of tested specimens

Specimens	$N(\mathbf{kN})$	e_y/h	t_r (min)
FR4S38	1500	0.15	30
FR4S64	610	0.30	70
FR4S06	2110	0.00	54
FR3S35	1232	0.15	56
FR2S37	878	0.15	141
FR3S65	719	0.30	89
FR3S67	1006	0.30	25

The thermal analysis of FR4S38 obtained from SAFIR shown in Figure 8(a) is used as the input for the sectional analysis in RDCol. The compression zones of mechanical strains and stresses when the column is subjected to uniaxial and biaxial bendings are shown in Figures 9(a) and 9(b), respectively.



(a) Uniaxial bending (b) Biaxial bending

Figure 9. Compression zones of FR4S38

Figures 10(a) and 10(b) respectively show the RDCol results of (M_y-M_z) contour at $N_{test}=1500$ kN and the $(N-M_z)$ interaction diagram at the moments of 0, 27 and 30min of the fire, so-called R0, R27 and R30, respectively.



a) $(M_v - M_z)$ contour



b) (*N*-*M*_z) interaction diagram Figure 10. Strengths of FR4S38

It is clearly shown in Figure 10 that at 27min of the test, the applied loads start to exceed the gradually-deteriorating load-bearing capacity of the column, meaning that the column has failed in a material manner at this moment. Then, the column failure time predicted by RDCol is 27min, which is in a agreement ratio k_a of 0.900 compared to the actual failure time of 30min obtained from the test (Table 1).

The RDCol predicted failure times of the other tested columns and their coressponding agreement ratio k_a to the test data are shown in Table 2.

Specimens	t_r^{Test} (min)	t_r^{RDCol} (min)	k_a
FR4S38	30	27	0.900
FR4S64	70	128	1.829
FR4S06	54	55	1.019
FR3S35	56	57	1.018
FR2S37	141	127	0.901
FR3S65	89	101	1.135

Table 2. Comparison in failure time

The summarized validation of all seven tested columns shown in Table 2 gives a mean value of 1.223 and coefficient of variation (COV) of 0.163. The premature failures of FR4S64 and FR3S67 could be due to un-expected concrete spalling during test. Hence, if these two columns are removed from the validation, the remaining five columns gain a mean value of 0.994 and COV of 0.039, which are relatively good results for validation.

44

1.760

25

FR3S67

4.6. Strength degradation of CES columns at elevated temperatures

Having obtained reasonable validation results as illustrated in Section 4.5, the computer program RDCol can be used to investigate an actual column availabe in practice as shown in Figure 11.



Figure 11. Investigated column

Figure 11 shows the cross-section of a typical column within a basement of a high-rise building using

top-down construction method. The 800×800 mm square column is reinforced by twenty 20mmdiameter longitudinal rebars and a built-in structural steel of $400 \times 400 \times 13 \times 21$ mm. The concrete cover to the main re-bars was 25mm. The concrete compressvie cube strength was 30MPa. The yeild strengths of reinforcing steel, web as well as flange plates are 400, and 235MPa, respectively.

In case a fire incident occurs in the basement, the column is assumed to be heated up from four sides by a standard fire condition. The SAFIR temperature distributions within the column cross section at 150 and 240min are shown in Figures 12(a) and 12(b), respectively.



Figure 12. Temperature distributions by SAFIR

The temperature developments at nodes No.1, 65, 225, 467, and 481 (Figure 11), which are respectively at the cross section corner, longitudinal bars, flange of steel section, concrete cover and steel section web at center are shown in Figure 13.



It is shown in Figure 13 that: (i) Temperatures at diffirent points within the cross-setion all increase during the fire; (ii) Temperatures at nodes nearer to the column surface are higher and develop faster than those at nodes closer to the column centroid; and (iii) At 150min of the fire (so-called 2.5 hours fire rate, or R150), the temperatures at nodes No.1, 65, 467 are all higer than 650°C whereas nodes No.225 and 481 are still at temperatures lower than 100°C. This is because the structural steel is located at the center of the cross section and is still protected from heat attack by surrounding concrete.

The thermal analysis results obtained from SAFIR are used as the input for RDCol to conduct cross-sectional analysis of the investigated column, of which the results are shown in Figures 14 and 15.



Figure 15. N- M_z interaction diagram

Figures 14 and 15 show the load bearing capacity at elevated temperatures of the column when subjected to a combination of axial force and a bending moment about principal *y*- and *z*- axes of the cross section, respectively. The column strength is represented in a form of series of interaction diagrams at the times of 0, 30, 60, 90, 120, 150, 180 and 240min of a standard fire, so-called R0, R30, R60, R90, R120, R150, R180 and R240, respectively. These regressing diagrams clearly illustrate the column strength degradation when temperature elevates during the fire.

The reduction factors at certain levels of maximum axial force resistance (namely 0.1N, 0.2N, 0.3N, 0.4N, 0.5N, 0.6N, 0.7N, 0.8N and 0.9N) of the bending moment resistances around y- and z- axes compared to those at ambient condition are shown in Figures 16 and 17, respectively.



Figure 16. Degradation in flexural resistance M_{ν}





The following observations can be made from Figures 16 and 17:

(1) At higher levels of axial force, the reductions in both M_y and M_z are more pronouncedly at a certain time of the fire;

(2) Prior to 90min of the fire, the reduction rates of both M_y and M_z are higher than those after 90min of the fire;

(3) At 150min of the fire, all the reduction factors of M_y and M_z are lower than 0.68 and 0.70, respectively. This means that if the column is designed with the respective bending moment resistances in M_y and M_z lower than 147 and 143% of the corresponding service moment bendings at ambient condition, it will hardly survive after 150min of a standard fire, or in other words, the column fire rate is lower than 2.5 hours.

The reduction factor in ultimate axial resistance of the column cross section is shown in Figure 18.



Figure 18. Degradation in axial load resistance

It is clearly shown in Figure 18 that in order to get a fire rate of 2.5 hours (150min), an axially-loaded column shall be designed to have an ambient axial load resistance higher than 133% of the service axial force, since the reduction factor in axial force resistance is lower than 0.75 at 150min.

5. CONCLUSSIONS

A rational approach in cross sectional analysis and an associated computer program (RDCol) are introduced in this paper to determine the strength of concrete encased steel (CES) composite columns at elevated temperatures. With relatively good validation with international experimental results, RDCol can be used to investigate the gradually degradation of the column strength when it is heated up following a standard fire scenario, from which useful comments in structural fire design of the CES columns can be obtained. This performance-based approach can be used more sufficiently compared to the prescriptive rules specified in the current codes and standards, which only focus on the concrete cover and minimum values of the column sizes.

In order to update the more rational approach to current national code of practice for strucutural fire design of CES columns, the following comprehensive research works shall be conducted in future: (i) To conduct experiments on CES columns subjected to stanfard fire scenarios in Vietnam conditions; (ii) To investigate the effects of the slenderness on the stability of CES columns at elevated temperatures; (iii) To study the effect of concrete spalling; and (iv) To apply the explicit concrete material model that accounts for the transient strain into the analysis.

Besides the CES columns, in-filled concrete - steel (ICS) columns would also be within the research interest for composite columns under fire conditions.

REFERENCES

- [1] Hass, R. (1986). Practical rules for the design of reinforced concrete and composite columns submitted to fire. Technical report No.69 Braunschweig (Germany).
- [2] Xu, C.H. (2004). Experimental study and theoretical analysis of SRC columns under fire. Dissertation applying for doctor's degree, Shanghai (China).
- [3] Huang, Z.F., Tan, K.H. and Phng, G.H. (2007). Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasing I-section steel. Journal of Constructional Steel Research, 63: 437-447.
- [4] Mao, X. and Kodur, V.K.R. (2011). Fire resistance of concrete encased steel columns under 3- and 4-side standard heating. Journal of Constructional Steel Research, 67: 270-280.
- [5] Kodur, V.K.R. (1995). Performance-based fire resistance design of concrete-filled steel columns. Journal of Constructional Steel Research, 51:21-36.
- [6] Yu, J.T., Lu, Z.D. and Xie, Q. (2007). Nonlinear analysis of SRC columns subjected to fire. Fire Safety Journal, 45(1), 1-10.
- [7] Milanovic, M., Cvetcovska, M. and Knezevic, P. (2015). Load-bearing capacity of fire exposed composite columns. Gradevinar 67 (2015) 12, 1187-1197. DOI: 10.14256/JCE.1329.2015.
- [8] European Committee for Standardization Eurocode 4 (2005). EN 1994-1-2 . Design of

composite steel and concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.

- [9] American Society of Civil Engineering (2006). ASCE/SEI/SFPE 29-05. Standard calculation methods for structural fire protection.
- [10] Nguyen, T.T. and Nguyen, T.N. (2016). Interaction diagrams of reinforced concrete columns at elevated temperatures to the Eurocode, Journal of Science and Technology in Civil Engineering, 28 (3-2016), 55-61.
- [11] Vietnam building code (2010). QCVN 06-2010/BXD, Vietnam building code of fire safety of buildings.
- [12] Vietnam design standard (2012). TCVN 5574:2012, Concrete and reinforced concrete structures Design standard.
- [13] SAFIR Computer program (2014), University of Liege, Belgium.
- [14] European Committee for Standardization Eurocode 2 (2004). EN 1992-1-2. Design of concrete structures - Part 1-2: General rules -Structural fire design.
- [15] European Committee for Standardization Eurocode 3 (2005). EN 1993-1-2. Design of steel structures - Part 1-2: General rules -Structural fire design.
- [16] British Standard Institution (2012). BS EN 1363-1:2012, Fire resistance tests - Part 1: General requirements.
- [17] ISO 834 (1975), Fire resistance tests Elements of building construction.

LESSONS FROM 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE -OUTLINES OF THE DAMAGE OF REINFORCE CONCRETE BUILDINGS AND FOUNDATIONS

Koichi KUSUNOKI¹, Tomohisa MUKAI², enji KABAYAMA³, Joji SAKUTA⁴

¹Professor, Earthquake Research Institute, the University of Tokyo, Email: kusunoki@eri.u-tokyo.ac.jp

²Senior Researcher, Building Research Institute, Email: t_mukai@kenken.go.jp ³Professor, Shibaura Institute of Technology, Email: kaba@sic.shibaura-it.ac.jp ⁴Structural Engineer, Horie Engineering and Architectural Research Institute, Email: sakuta@horieken.co.jp

ABSTRACTS: In Japan, several severe earthquakes hit Japan. The authors organized a field investigation team to survey the damages of the reinforced concrete buildings. After Kobe Earthquake, seismic screening and retrofitting have been promoted especially for the buildings designed according to the old seismic codes. In the Kumamoto area, many retrofitted buildings also exist, and they did not suffer any severe damage. One connecting corridor, of which seismic capacity was evaluated to satisfy the demand, was severely damaged. Its ultimate strength is calculated and compared with the actual damage in this paper. During the Kumamoto Earthquake, some old soft-first-story R/C buildings collapsed. According to the measured dimensions and bar arrangements of columns of a collapsed building, its ultimate capacity is calculated and the cause of the collapse is discussed. The soil condition in Kumamoto area is generally soft and pile foundation system is required. Some low-rise R/C apartment buildings tilted due to damage in the piles. After the earthquake, the pile damages were investigated. The investigation result will be discussed in this paper.

KEYWORDS: Kumamoto Earthquake, Damaged Building, Not Damaged Building, Damage of Piles, Accuracy of Functions, Ductility.

1. INTRODUCTION

Since the 1995 Kobe Earthquake, Japan has experienced tens of severe earthquakes, including the 2011 Tohoku Earthquake and the 2016 Kumamoto Earthquake. Whenever a catastrophic earthquake occurs, structural engineers are dispatched to conduct field surveys to establish the reasons for the damage, and the Japanese building code and guidelines are improved if necessary. In this way, Japanese buildings are made progressively more resilient to earthquakes.

If we look at the buildings in an earthquakeaffected area, we find that not all are damaged. Therefore, when discussing the capacity of existing buildings and whether to revise building codes, it is very important to investigate the undamaged buildings as well as the damaged ones.

Within a 28-h period on April 14–16, 2016, the city of Kumamoto in Japan was hit by two large earthquakes of magnitudes 6.5 and 7.3. The strongest recorded seismic intensity due to each event was 7, which is the maximum intensity on the Japan Meteorological Agency (JMA) seismic intensity scale. Figure 1 shows the typical damage done to wooden houses and reinforced concrete (RC) buildings. According to a report by the National Institute for

Land and Infrastructure Management (NILIM) and the Building Research Institute (BRI) (NILIM/BRI, 2016), more than 15% of the wooden houses in the central area of the town of Mashiki collapsed. Most of the RC buildings that were designed either to the current code at the time or to a previous code and subsequently retrofitted were not severely damaged, but some older buildings with a soft first story collapsed in that story. Figure 2 shows response acceleration (RA) spectra based on accelerations measured at KMM006 station in Kumamoto city during the two Kumamoto earthquakes; also shown in the figure are the design spectrum as defined by the building code and the RA spectrum recorded by the JMA during the 1995 Kobe Earthquake. If we consider the code requirement shown in Figure 2 to be for elastic structure and we apply a reduction factor of 0.3–0.55 for RC buildings to account for ductility, the RA during the Kumamoto earthquakes exceeded the code requirement considerably. Nevertheless, the Kobe earthquake was clearly far more severe than the Kumamoto earthquakes, although the damage ratio for RC buildings was lower in the former case despite the higher RA.

In this paper, the damage of reinforced concrete buildings and its pile foundations are outlined as follows. First, one connecting corridor, of which seismic capacity was evaluated to satisfy the demand, was severely damaged. Its ultimate strength is calculated and compared with the actual damage. Second, according to the measured dimensions and bar arrangements of columns of a collapsed building, its ultimate capacity is calculated and the cause of the collapse is discussed. The soil condition in Kumamoto area is generally soft and pile foundation system is required. Some low-rise R/C apartment buildings tilted due to damage in the piles. After the earthquake, the pile damages were investigated. Finally, the investigation result will be discussed in this paper.



(a) Wooden house in Masiki Town



(b) RC building that failed in its first story





Figure 2. Response acceleration spectra based on accelerations measured during the Kobe and Kumamoto earthquakes

2. DAMAGE OF A CONNECTING CORRIDOR

K junior high-school is located in Kumamoto city, which has 1 administration and classroom building (2-story) and 2 classroom buildings (1-story and 3-story) and 1 gymnasium as shown in Figure 3. There are two connecting corridors that connect classroom buildings. 1-story building was constructed according to the current building code, and no damage was observed. Other buildings and connecting corridors were designed according to the previous building code and evaluated their seismic performance according to Japanese standard [2].



Figure 3. Plan view of the K junior high-school

According to Japanese standard, the second level evaluation, which is the method for the building with strong beam and weak column and commonly used in Japan, is based on Equation (1).

$$_{i}I_{s} > I_{so} \tag{1}$$

where, $_{i}I_{s}$: seismic index for i-th story, and I_{so} is seismic demand index of 0.6 for ordinary building and 0.75 for school building for the second level evaluation.

The seismic index is calculated as Equation (2).

$$_{i}I_{s} = _{i}E_{o}.S_{D}.T$$
⁽²⁾

where, $_{i}E_{s}$: seismic capacity index and calculated as Equation (3), S_{D} : unbalance index, and T: aging index.

$$_{i}E_{o} = \frac{I}{_{i}A} \cdot _{i}C_{\cdot i}F \tag{3}$$

where, ${}_{i}A$: restoring force distribution shape factor and 1.0 for the ground floor, ${}_{i}C$: strength index (shear coefficient), and ${}_{i}F$: ductility index and ${}_{i}F$ of 1.0 is story deflection angle of 1/250. In addition to Equation (1), the ultimate strength index of the building, $C_{tu}S_D$, must be greater than or equal to 0.3 so that building does not rely on too high ductility.

The administration and classroom building was evaluated as ${}_{I}I_{s}$ of 0.77 and $C_{tu}.S_{D}$ of 0.82, which

Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng

satisfy the demands. Its damage level was also evaluated as "slightly damaged". The classroom building was evaluated as $_{I}I_{s}$ of 0.46 and $C_{tu}S_{D}$ of 0.49 and retrofitted with steel framed bracing system as shown in Figure 4 before the earthquake. The current seismic performance was evaluated as $_{I}I_{s}$ of 0.89 and $C_{tu}S_{D}$ of 0.45, which satisfy the demands. Its damage level was also evaluated as "slightly damaged". The connecting corridor was also evaluated its seismic performance as $_{I}I_{s}$ of 0.99 and $C_{tu}S_{D}$ of 0.37, and not retrofitted before the earthquake. However, both connecting corridors were severely damaged, inclined to the deflection angle of about 1/30 as shown in Figure 5 and demolished.



Figure 4. Retrofitted classroom building of the K junior high-school



Figure 5. Connecting corridor of the K junior high-school

Both corridors are almost identical and their plan view is shown in Figure 6. Dimension of column is 450 mm by 700 mm with 6 rebar of which diameter is 19mm. The diameter of hoops is 10 mm and its spacing is from 100mm to 125 mm. The relationships between C index and F index of connecting corridor, classroom building and administration and classroom building are shown in Figure 8. The demand curve for I_s of 0.75 is also superimposed to the figures. It can be seen that the seismic indexes of three structures satisfy the demand of 0.75. However, the C indexes at the F of 1.0 are 0.37, 0.60, and 0.83, which are base shear coefficient for the ground floor. C of the connecting corridor is much smaller than the others and the performance of the corridor highly depends on its ductility. It can be said that structure can deform more than expected if the performance of the structure depends on its ductility even though its C_{cu}.S_D is more than 0.30.



Figure 6. Plan view of the connecting corridor









3. DAMAGE TO A SOFT-FIRST-STORY BUILDING

The Japanese building code was revised in 1981, and the most of all R/C buildings designed according to the current building code survived without any severe damage during severe earthquakes such as 1995 Kobe earthquake and 2011 Tohoku earthquake. However, only the soft-first-story R/C buildings suffered severe damage during 1995 Kobe earthquake and a minor amendment was made so that the base shear coefficient of the soft-first-story building is more than 0.55, although the minimum requirement for the most ductile R/C building is 0.30.

During the Kumamoto earthquake, 5-story R/C softfist-story building, which was designed according to the previous building code and not retrofitted, collapsed as shown in Figure 1 (b). The damage of the column on the ground floor and photo from the back side are shown in Figure 9 and Figure 10, respectively.



Figure 9. Damage to the column on the ground floor



Figure 10. Photo from the back side of the building

The dimensions of structure and columns were measured at site. The plan view of the building is shown in Figure 11. The dimension and bar arrangement of column is shown in Figure 12. The total number of rebar is 24 with the diameter of 22 mm. The diameter of hoop is 9 mm with the spacing of 150mm. Although the span length to the transverse direction was measured as 10,400mm, which is rather long for R/C building, it was impossible to investigate whether mid frame existed. Therefore, the base shear coefficients for two cases, with and without mid frame are calculated in this paper. The dimension and bar arrangement of the columns in the mid frame are assumed as the same as Figure 12.

The elevations of the building are shown in Figure 13. Floor unit weight is assumed as 1.2 ton/m². The thickness of the wall is assumed as 150 mm. The ultimate shear strength of columns and walls are calculated according to the Japanese standard [2]. The ultimate shear strengths of column and extremely short column $(h_o/D \le 2)$) are assumed as 1.0 N/mm² (0.7 N/mm², for $(h_o/D \ge 6)$ and 1.5 N/mm², respectively [2]. The ultimate shear strengths of wall with boundary columns, wing wall, and rectangular wall are assumed as 3.0 N/mm², 2.0 N/mm², and 1.0 N/mm², respectively [2] (note that concrete strength is assumed as 20 MPa).



Figure 11. Plan view of the building



Figure 12. Dimension and bar arrangement of column

Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng





(b) back side

Figure 13. Elevation of the building

The calculated base shear strength and base shear coefficient with and without considering the mid frame are listed in Table 1. If the mid frame is ignored, the calculated base shear coefficient of 0.25 is slightly smaller than the demand of 0.30 for the ductile building. The calculated base shear coefficient is 0.34 with considering the mid frame. The building had almost minimum strength according to the previous building code, which highly rely on its ductility. As mentioned in section 3, it can be said that the response may exceeds the expectation especially for the soft-first-story building of which damage concentrate on the ground floor.

Table 2. Base-shear coefficient of the building

Mid. Frame	Base shear strength	Base shear coefficient		
Ignored	6,160 (kN)	0.25		
Considered	8,600 (kN)	0.34		

4. DAMAGE TO FOUNDATIONS

In the Higashi Ward of Kumamoto, which was shaken severely during the earthquake of April 2016, there are 14 low-rise apartment buildings for centralgovernment workers. The site plan is shown in Figure 14 and the building information is given in Table 3. The buildings were constructed from 1971 to 2004. The upper structures are all reinforced concrete frames, but Table 3 indicates that various pile foundation systems were used, such as friction and support piles. The seismic performance of some buildings constructed before the building code was revised in 1981 was evaluated, and those buildings were retrofitted with structural gaps between walls and columns (slit) and/or an additional brace system.

The damage conditions of all 14 buildings were investigated, and no significant or severe damage was observed. However, buildings 3–5, which were designed according to the current design code but whose lateral capacity of pre-stressed high-strength concrete (PHC) supporting piles was not confirmed because the current regulations does not enforce to do it, tilted a lot, as shown in Figure 15.



Figure 14. Locations of buildings



Figure 15. Tilted building (no. 4).

The piles under either end frame of buildings 3–5 were investigated by excavating the surrounding ground as shown in Figure 16. The tops of some piles were found to have failed under shear. Figure 17 shows the results of investigating building 4, which was tilted the most, by about 1/30 rad. Two of the seven piles investigated had failed under shear and four were severely cracked. Given that the upper structure did not suffer any severe damage but that the piles did, the damage to the foundations possibly reduced that to the upper structure.



Figure 16. Damaged piles of building 5.



Figure 17. Damage condition of investigated piles (building 4).

After the pile foundations of building 3 to 5 were investigated, the condition of the other piles, especially those of buildings 6 and 7, which were designed according to the same regulations and had a similar pile system as buildings 3 to 5, was decided to be investigated. As building 3 to 5, the ground around the piles at both ends of the buildings was excavated to observe the damage of the piles. As an example, the photo of building 6 is shown in Figure 18. Both buildings 6 and 7 suffered no damage in the upper structure, and no evidence of settlement was observed on the ground around the buildings, either.



Figure 18. Building 6.



Figure 19. Damage condition of investigated piles (building 6).

Figure 19 shows the investigation result of building 6. One pile was severely damaged with shear cracks and another pile suffered moderate damage. For building 7, one pile was severely damaged with shear cracks. Buildings probably prevented tilting because most of all piles survived although some of them were severely damaged. It can be said that even though there is no damage in the upper structure and on the ground around the building, there is a possibility that some piles suffer severe damage. Development of a method to predict the damage level of piles of existing building after an earthquake is strongly required.

5. CONCLUDING REMARKS

Many buildings suffered severe damage during the 2016 Kumamoto Earthquake. In this paper, the performance of the connecting corridor that collapsed in the ground floor, was evaluated and compared the result with its damage. Another 5-story R/C soft-first-story building was also collapsed in the ground floor. The corridor and the R/C building satisfied the demand according to Japanese standard as high ductile structure. It can be said that the response of a simple structure that shows story failure may exceed the demand. It is recommended to increase the strength demand for soft-first-story structures even thought a ductile flexural failure mechanism is predicted.

Building	Const		No. of				Structure			Current	Design for	
(R: retrofitted)	year	Story	units	U] stru	pper icture		Foundat	ion	No. of piles	code	lateral force	
#1(R)	1981	5	30	RC	Frame	Friction	15t/pile	PC L=8 m	228	×	×	
#2	1982	5	30	RC	Frame	Friction	15t/pile	PC L=8 m	284	0	×	
#3	1983	5	30	RC	Frame	Support	110t/pile	PHC500 φ L=39 m	38	0	×	
#4	1984	5	30	RC	Frame	Support	110t/pile	PHC500 φ L=39 m	38	0	×	
#5	1984	5	30	RC	Frame	Support	110t/pile	PHC500 φ L=39 m	38	0	×	
#6	1985	5	20	RC	Frame	Support	130t/pile	PHC-A600 φ L=37 m	24	0	×	
#7	1985	5	20	RC	Frame	Support	130t/pile PHC-A600 L=37 m		24	0	×	
#9	1995	5	35	RC	Frame	Support	170– 240t/pile	1100 φ , 1200 φ L=40 m	22	0	0	
#10(R)	1971	5	30	RC	Frame	Friction	20t/pile	L=6 m	160	×	×	
#11(R)	1971	5	30	RC	Frame	Friction	20t/pile	L=6 m	160	×	×	
#12(R)	1971	5	30	RC	Frame	Friction	20t/pile	L=6 m	160	×	×	
#13(R)	1971	5	30	RC	Frame	Friction	20t/pile	L=6 m	160	×	×	
#17	1995	5	25	RC	Frame	Support	270t/pile	1100 φ L=40 m	21	0	0	
#18	2004	5	50	RC	Frame	Support	1500– 2560 kN/ pile	SKK450 (steel pipe pile), 500ϕ , 600ϕ , L=39 m	28	0	0	

Table 3. Building information

The damage of the piles of three tilted 5-story buildings, which suffered no damage in the upper structure, was investigated. It was found that the piles were severely damaged and it caused the inclination. The damage of the piles of two more buildings, of which upper structures and piles are identical to the tilted buildings, was also conducted. The two buildings suffered no damage in the upper structures and did not tilt. However, it was found that some piles were damaged severely. It can be said that even though there is no damage in the upper structure and on the ground around the building, there is a possibility that some piles suffer severe damage. Development of a method to predict the damage level of piles of existing building after an earthquake is strongly required.

6. ACKNOWLEDGEMENT

We would like to thank the Japan Building Disaster Prevention Association for funding the committee that evaluated the performance of existing retrofitted buildings in the affected area. The database used in this study was developed under a project funded by the MLIT. We acknowledge K-NET (under the auspices of the National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience) for providing the earthquake data. We would also like to thank those in charge of the tilted apartment for their kind support and for providing important information about low-rise apartment buildings for central-government workers.

REFERENCES

[1] National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM), Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT), and Building Research Institute (BRI) (2016). *Quick Report of the Field Survey and the Building Damage by the 2016 Kumamoto Earthquake*. Technical Note of National Institute for Land and Infrastructure Management, No. 929, and Building Research Data, No. 173.

MODAL PARAMETER IDENTIFICATION OF STAY CABLES USING SUBSPACE METHOD WITH MODAL COHERENCE INDICATOR

Ta Minh Nghi¹, Joseph Lardies²

¹Vietnam Institute for Building Science and Technology (IBST), Email: taminhnghi@ibst.vn ²Institute FEMTO-ST; UMR 6174, LMARC, 25000, Besancon, France, Email: joseph.lardies@univ-fcomte.fr

ABSTRACTS: Stay cables are one of the most critical structural components in modern cable-stayed bridges and the cable tension plays an important role in the construction, control and monitoring of cable-stayed bridges. We propose a time domain approaches for modal parameter identification of stay cables using output-only measurements. The time domain approach uses the subspace algorithm which is improved with a new modal coherence indicator. Two experiments of stay cables are presented. Ambient vibration of each stay cable is carried out using accelerometers. The modal parameters of stay cables are extracted from output-only measurements. Once the eigenfrequencies and the damping coefficients are obtained, the cable forces and the Scruton number are derived. In a continuous monitoring and modal analysis process, the tension forces and Scruton numbers could be used to assess the health of stay cables in cable-stayed bridges.

KEYWORDS: Subspace method, modal parameters, modal coherence indicator, stay cables.

1. INTRODUCTION

Identification of modal parameters: eigenfrequencies, damping ratios and mode shapes from empirical data is of fundamental engineering importance in the dynamical analysis of stay cables, and more generally in the dynamical analysis of mechanical structures. These modal parameters will serve as reference to the finite element model updating, to perform structural health monitoring, damage detection and safety evaluation of structures. The extraction of modal parameters from frequency response function measurements requires knowledge of both: the input and the output from the system under test. However, in real operational conditions the input cannot be measured and an artificial excitation needs to be applied. This is very difficult to realize from an instrumental point of view and the resulting responses are often of poor quality, the useful signals being contaminated by the noise caused by the system's operation. Hence, in many cases, only operational response data are measurable and the system identification process will need to base itself on response only data. This identification based on the knowledge of output-only responses, without using excitation information, is known as Operational Modal Analysis (OMA), also named as ambient or natural excitation or output-only modal analysis. OMA has drawn a great attention in mechanical and civil engineering community with applications for rotating machinery, wings or structures of aircraft during flight, wind tunnel testing, wind turbines, off-shore platforms, buildings, stadiums, towers, bridges,..., which are under natural or environmental excitation. Several OMA parameter identification algorithms are proposed

in the literature [1-5] and these algorithms work in the frequency domain or in the time domain. In the frequency domain, the power spectral density of output responses is obtained using several signal processing techniques and natural frequencies are determined through a peak-picking procedure. However, there are limits with these methods in dealing with heavy damping and closeness of natural frequencies. The reason for the limitation is essentially modal interference and hence some individual modes and natural frequencies cannot be observed individually. In the time domain, correlation functions or covariance matrices between output responses are used to obtain state space matrices and extract modal parameters. We propose in this work a time domain procedure to extract the modal parameters of vibrating systems from output-only measurements.

The procedure is based on subspace algorithms, which use covariance matrices between output signals and are able to give estimates of high precision. They are constructed on the observability and controllability properties of linear time invarying systems and need linear algebra operations, such as the singular value decomposition (SVD) or QR factorization to filter noises, to estimate the state space matrices and the model order. However, all the time domain modal identification algorithms have a problem on model order estimation. When extracting physical modes the time domain algorithms generate spurious or computational modes to account for unwanted effects such as noise, leakage, residuals and nonlinearities. Therefore, it is necessary to completely identify and remove spurious modes. So far, there are many criteria such as MCF, MAmC and CEI that can be

used to remove spurious modes and validate identified modal parameters [6]. Besides these criteria, the stabilization diagram which represents the variation of modal parameters with model order increments is also an effective tool to eliminate the non-structural modes. The original contribution of the paper is to propose a new modal indicator to distinguish structural and spurious modes. This modal indicator, named as Modal Coherence Indicator, is developed and implemented using the product of the modal observability coherence indicator and the modal controllability coherence indicator. In fact, this indicator describes the coherence between the modes of the identified state space model and the modes obtained from measured responses. This modal indicator is used to eliminate spurious modes. Two experimental examples show the performances of this indicator in modal parameter identification.

In this work the subspace method is applied to study the dynamic behaviour of line cables. Two examples using real data are presented. The first experiment concerns a horizontal cable in laboratory where the external load is applied through an impact hammer and the vibratory signals are acquired through four accelerometers. The second experiment concerns the Jinma cable-stayed bridge in China. Ambient vibrations of each stay cable are carried out using accelerometers. This paper is organised as follows. In Section 2 a mathematical model of the dynamic behaviour of transmission line cables and the subspace method are presented. The determination of the true structural modes is based upon a modal coherence indicator formed with identified and measured covariance matrices of signals. In Section 3 experimental results in laboratory and in environmental conditions are presented. This paper is briefly concluded in Section 4.

2. A MATHEMATICAL MODEL AND SUBSPACE METHOD

2.1. A mathematical model

Study of vibrations of cables is similar to the analysis of a beam under the action of axial forces. This model is usually used to evaluate the behaviour of the cable submitted to the action of an external load such as the excitation due to the wind and to mechanical tension. The differential equation of cable motion is [7]

$$\mathrm{EI}\frac{\partial^4 \mathbf{w}(\mathbf{x},t)}{\partial x^4} + \rho \mathbf{S}\frac{\partial^2 \mathbf{w}(\mathbf{x},t)}{\partial t^2} - \mathbf{P}\frac{\partial^2 \mathbf{w}(\mathbf{x},t)}{\partial x^2} = \mathbf{f}(\mathbf{x},t) (1)$$

where E is the Young's modulus, I the moment of inertia of the cable cross-section, ρ the specific mass, S the cross-sectional area, P the axial load, f(x,t) the external load, w(x,t) the transversal displacement which is assumed to be small, x the position along

the cable and t the time variable. For the free vibration the external load is zero and the solution of Eq.(1) is obtained by the method of separation of variables. The theoretical natural frequencies of vibration are then given by [7]

$$f_{k} = \frac{\pi}{2L^{2}} \left(\frac{EI}{\rho S}\right)^{1/2} \left(k^{4} + \frac{k^{2}PL^{2}}{\pi^{2}EI}\right)^{1/2}$$
(2)

where k is the free vibration mode number, and L the length of the cable. We would like to approximate the desired partial differentiate equation solution w(x,t) in a separable form as series expansion of time varying coefficients $q_i(t)$ and spatially varying basis functions $c_i(x)$.

$$\tilde{w}(x,t) = \sum_{i=1}^{n} q_i(t)c_i(x)$$
(3)

Where $\tilde{w}(x,t)$ is the approximation for w(x,t). Assuming that the basis functions are known, the Galerkin procedure can then be used to specify the equations of motion for the coefficients $q_i(t)$. This method requires that the partial differentiate equation residual is orthogonal to each of the basis functions and Eq.(1) is then transformed in the following ordinary differential equation:

$$M\ddot{q} + Kq = g \tag{4}$$

Where:

$$M_{ij} = \int_0^L \rho Sc_i(x) c_j(x) dx$$
(5)

$$K_{ij} = \int_{0}^{L} \left(EI \frac{d^{2}c_{i}(x)}{dx^{2}} \frac{d^{2}c_{j}(x)}{dx^{2}} + P \frac{dc_{i}(x)}{dx} \frac{dc_{j}(x)}{dx} \right) dx (6)$$
$$g_{i} = \int_{0}^{L} c_{i}(x)f(x,t)dx$$
(7)

Barbieri et al. [8] used this procedure and a resolution of (4) by a FEM analysis is proposed. The basis functions $c_i(x)$ are computed with cubical Lagrangean finite elements and the natural frequencies of line cables are obtained. In this work, our purpose is to identify the modal parameters of a cable from response data only, using the signals of accelerometers placed in the cable, and to compare the theoretical results with experimental results.

For an n' degrees of freedom system with viscous damping, the motion equation is

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq = g \tag{8}$$

where M is the mass matrix, and C, K are the damping and stiffness matrices respectively. In [8] Barbieri et al. propose a procedure based on experimental and simulated data to identify eigenfrequencies of a transmission line cable. The experimental data are collected through accelerometers and the simulated data are obtained using the finite element method. In this work, we identify damping ratios of line cables from output-only measurements using the subspace method.

2.2. The Subspace method

The dynamic behaviour of a structure excited by ambient forces can be described by a discrete time stochastic state-space model:

$$z_{k+1} = A z_k + w_k$$
 state equation (9)

$$y_k = C z_k + v_k$$
 observation equation (10)

where z_k is the unobserved state vector of dimension n=2n', y_k the (mx1) vector of observations or measured output vector at discrete time instant k, w_k , v_k are the white noise terms representing process noise and measurement noise together with the unknown inputs, it is assumed that the excitation effect appears in the disturbances w_k and v_k , since the system input cannot be measured, A the (nxn) transition matrix describing the dynamics of the system and C the (mxn) output or observation matrix, translating the internal state of the system into observations. The stochastic identification problem deals with the determination of the two state space matrices A and C using output-only measurements.

The modal parameters of a vibrating system are obtained by applying the eigenvalue decomposition of the transition matrix A.

$$\mathbf{A} = \Psi \Lambda \Psi^{-1} \tag{11}$$

where $\Lambda = \text{diag}(\lambda_i)$, i=1,2,...,n is the diagonal matrix containing the complex eigenvalues and Ψ contains the eigenvectors of A as columns. The eigenfrequencies f_i and damping ratios ζ_i are obtained from the eigenvalues which are complex conjugate pair:

$$f_{i} = \frac{1}{4\pi\Delta t} \sqrt{\left[\ln\left(\lambda_{i}\lambda_{i}^{*}\right)\right]^{2} + 4\left[\operatorname{Ar}\cos\left(\frac{\lambda_{i} + \lambda_{i}^{*}}{2\sqrt{\lambda_{i}\lambda_{i}^{*}}}\right)\right]^{2}} (12)$$

$$\zeta_{i} = \sqrt{\frac{\left[\ln\left(\lambda_{i}\lambda_{i}^{*}\right)\right]^{2}}{\left[\ln\left(\lambda_{i}\lambda_{i}^{*}\right)\right]^{2} + 4\left[\operatorname{Ar}\cos\left(\frac{\lambda_{i} + \lambda_{i}^{*}}{2\sqrt{\lambda_{i}\lambda_{i}^{*}}}\right)\right]^{2}} (13)$$

with Δt the sampling period of analyzed signals. The mode shapes evaluated at the sensor locations are the columns of the matrix Φ obtained by multiplying the output matrix C with the matrix of eigenvectors Ψ :

$$\Phi = C\Psi \tag{14}$$

Our purpose is to determine the transition matrix A and the output matrix C in order to obtain the modal parameters of the vibrating system. Define the (mfx1) and (mpx1) future and past data vectors as $y_k^+ = \begin{bmatrix} y_k^T, y_{k+1}^T, ..., y_{k+f-1}^T \end{bmatrix}^T$, $y_k^- = \begin{bmatrix} y_k^T, y_{k-1}^T, ..., y_{k-p+1}^T \end{bmatrix}^T$. The (mfxmp) covariance matrix between the future and the past is given by

$$H = \mathbb{E} \left[y_{k}^{+} y_{k}^{-T} \right] = \begin{bmatrix} R_{1} & R_{2} & \dots & R_{p} \\ R_{2} & R_{3} & \dots & R_{p+1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{f} & R_{f+1} & \dots & R_{f+p-1} \end{bmatrix}$$
(15)

where E denotes the expectation operator and the superscript T the transpose operation, H is the block Hankel matrix formed with the (mxm) individual theoretical auto-covariance matrices R_i .

$$\mathbf{R}_{i} = \mathbb{E}\left[\mathbf{y}_{k+i}\mathbf{y}_{k}^{\mathrm{T}}\right] = \mathbf{C}\mathbf{A}^{i-1}\mathbf{G}$$
, with $\mathbf{G} = \mathbb{E}\left[\mathbf{z}_{k+1}\mathbf{y}_{k}^{\mathrm{T}}\right]$.

In practice, the auto-covariance matrices are estimated from N data points and are computed by $R_i = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^{N-i} y_{k+i} y_k^T$ i=1, 2..., p+f and with these estimated auto-covariance matrices we form the block Hankel matrix H. In order to identify the transition matrix A and the output influence matrix C two matrix

Hankel matrix H. In order to identify the transition matrix A and the output influence matrix C two matrix factorizations of H are employed. The first factorization uses the singular value decomposition (SVD) of H:

$$\mathbf{H} = \mathbf{U}\mathbf{S}\mathbf{V}^{\mathrm{T}} = \left(\mathbf{U}\mathbf{S}^{1/2}\right)\left(\mathbf{S}^{1/2}\mathbf{V}^{\mathrm{T}}\right)$$
(16)

with U^TU and V^TV identity matrices and S a diagonal matrix of singular values. The second factorization of the block Hankel matrix H considers its (mfxn) observability O and (nxmp) controllability matrices K, as.

$$H = \begin{bmatrix} CG & CAG & ... & CA^{p-1}G \\ CAG & CA^{2}G & ... & CA^{p}G \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ CA^{f-1}G & CA^{f}G & ... & CA^{f+p-2}G \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{f-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} G & AG & ... & A^{p-1}G \end{bmatrix} = OK \quad (17)$$

By identification, the observability matrix O is expressed in terms of C and A and the controllability matrix K is expressed in terms of G and A. The two factorizations of the block Hankel matrix are equated to give:

$$\mathbf{H} = \left(\mathbf{U}\mathbf{S}^{1/2}\right) \left(\mathbf{S}^{1/2}\mathbf{V}^{\mathrm{T}}\right) = \mathbf{O}\mathbf{K}$$
(18)

implying $O = (US^{1/2})$ and $K = (S^{1/2}V^T)$. Properties of the observability and controllability matrices are used to determine the transition matrix A. Let O^{\downarrow} (m(f-1),n) be the shifted matrix obtained by deleting the last block row of O and let O^{\uparrow} (m(f-1),n) be the shifted matrix obtained by deleting the first block row of O. It is easy to show that

$$O^{\uparrow} = O^{\downarrow}A \quad \text{or} \quad \left(US^{1/2}\right)^{\uparrow} = \left(US^{1/2}\right)^{\downarrow}A \tag{19}$$

and the transition matrix is

A =
$$(O^{\downarrow})^{\#}O^{\uparrow}$$
 or A = S^{-1/2} $(U^{\downarrow})^{\#}U^{\uparrow}S^{1/2}$ (20)

where $()^{\#}$ represents the pseudo inverse of a matrix.

Two methods can be used to determine the output matrix C. In the first method, let H_{1R} be the first block row of the block Hankel matrix H. It is easy to show that

$$H_{1R} = \left[R_1 R_2 \dots R_p \right] = CK$$
(21)

and the estimate of C is obtained using the pseudo-inverse of \boldsymbol{K}

$$C = H_{1R}K^{\#} = H_{1R}VS^{-1/2}$$
(22)

In the second method, we observe that C is only the first block row of the observability matrix O

$$C = O_{1R} = (US^{1/2})_{1R}$$
 (23)

2.3. The Modal Coherence Indicator

With estimates of A and C in hand we compute the eigenvalues and eigenvectors of A, and from (12-14) we identify eigenfrequencies, damping ratios and mode shapes of the vibrating system. However, all the subspace modal identification algorithms have a serious problem of model order determination. When extracting physical or structural modes, subspace algorithms always generate spurious or computational modes to account for unwanted effects such as noise, leakage, residuals, nonlinearity... Furthermore, weakly excited modes often require relatively high numbers of assumed modes to be properly identified. For these reasons, the assumed number of modes, or model order, is incremented over a wide range of values and we plot the stability diagram. The stability diagram involves tracking the estimates of eigenfrequencies and damping ratios as a function of model order. As the model order is increased, more and more modal frequencies and damping ratios are estimated, hopefully, the estimates of the physical modal parameters stabilize as the correct model order is reached. For modes which are very active in the measured data, the modal parameters stabilize at a very low model order. For modes that are poorly excited, the modal parameters may not stabilize until

a very high model order is chosen. Nevertheless, the non-physical modes, called spurious modes, do not stabilize at all during this process and can be sorted out of the modal parameters. A criterion based on the modal coherence of measured and identified modes is used to detect these spurious modes and remove them from the model.

The modal observability coherence indicator is defined as the magnitude of the normalized dot product between the vectors

$$MOCI_{i} = \frac{\left|\overline{q}_{i}^{oH}\widetilde{q}_{i}^{o}\right|}{\left(\left|\overline{q}_{i}^{oH}\overline{q}_{i}^{o}\right|\left|\widetilde{q}_{i}^{oH}\widetilde{q}_{i}^{o}\right|\right)^{1/2}}$$
(24)

where \overline{q}_i^o , \tilde{q}_i^o are respectively the i-th (mfx1) column vector of the measured observability matrix and the identified observability matrix. With (.)^H indicating complex conjugate transposition.

The modal controllability coherence indicator

$$MCCI_{i} = \frac{\left|\overline{q}_{i}^{c} \tilde{q}_{i}^{cH}\right|}{\left(\left|\overline{q}_{i}^{c} \overline{q}_{i}^{cH}\right|\right| \tilde{q}_{i}^{c} \tilde{q}_{i}^{cH}\right)^{1/2}}$$
(25)

where \overline{q}_i^c , \tilde{q}_i^c are respectively the i-th (1xmp) row vector of the measured controllability matrix and the identified controllability matrix.

Finally, the modal coherence indicator is defined for i=1, 2,..., n as $MCI_i = MOCI_i * MCCI_i$. Given a state space model and a set of measured covariance matrices, the modal coherence indicator describes the correlation between each mode of the identified state space model and the modes directly inferred from the measured signal and thus serve as a distributed model quality measure. This indicator generalizes the modal amplitude coherence (MAC) indicator introduced by Juang [6]. Here we generalize the indicator to operational modal analysis where only multi-output data are used to form covariance matrices.

3. APPLICATIONS

3.1. Modal parameter identification of a line cable in laboratory

To prove the effectiveness of the identification procedure based on the subspace analysis, we analyze the dynamic behaviour of transmission lines through the comparison of theoretical and experimental results. The schematic view of the testing system is shown in Figure 1 and obtained from Barbieri et al. [8]. The parameters of the cable are: specific mass 0.8127 kg/m and rigidity flexural (EI) 11.07Nm². For the modal identification four accelerometers are placed in the cable in the position L/2, 3L/8, L/4 and L/8. The length of the cable is L = 32.3 m and the

mechanical load is 10700 N. The excitation of the cable is obtained through an impact hammer at 5.38 m of the extremity of the cable and Figure 2 shows the time responses of different accelerometers. The recording time is 32s and the sampling frequency is 64Hz. We have then 2048 points to form auto-covariance matrices. Before identification the data are filtered through a digital low-pass filter with a cut-off frequency of 30 Hz.



Figure 1. Schematic view of the testing line cable in laboratory



Figure 2. Time response of accelerometers (amplitude (mm s^{-2}) versus time (s))

When performing modal analysis, one of the key decisions is to decide how many modes are there in the frequency range of interest. All the time domain modal identification algorithms have a serious problem on model order determination and when extracting physical or structural modes the subspace algorithm always generates spurious or computational modes to account for unwanted effects such as noise. leakage. residuals. nonlinearities... Practical experience in subspace modal analysis shows that it is better to over-specify the model order and to eliminate spurious poles afterwards. This can be done by constructing the stabilization diagram where models of increasing order are determined. Each model yields a set of modal parameters which are plotted in a stabilization diagram. In [1] the poles corresponding to a certain model order are compared to the poles of a one order lower model. If the eigenfrequency, the damping ratio and the related mode shape differences are within certain preset limits, the pole is labeled as a stable pole. In this work, to eliminate spurious poles we have chosen a modal coherence indicator MCI_i superior to 99%.

Figure 3 shows the stabilization diagram on eigenfrequencies using the subspace method and the modal coherence indicator. A definition of the stabilization diagram is presented. The true system order is unknown and a common practice in operational modal analysis is to calculate the modal parameters for increasing model orders. The stability diagram is then plotted where the estimates of eigenfrequencies are given as a function of model order. In other words, the stability diagram involves tracking the estimates of eigenfrequencies as a function of model order. For modes that are very active in the measured data, the modal parameters stabilize at a very low model order and for modes that are poorly excited in the measured data, the modal parameters may not stabilize until a very high model order is reached. Nevertheless, the non-physical or computational modes do not stabilize at all during this process and can be sorted out of the modal parameters data set using the modal coherence indicator. The detection of eigenfrequencies is performed visually in a so-called stabilization diagram. The stabilization diagram shows very stable eigenfrequencies and from this plot (Figure 3) we obtain the experimental natural frequencies of the cable.



Figure 3. Stabilization diagram on eigenfrequencies without and with MCI

Table 1 shows the theoretical and experimental natural frequencies and damping ratios of the cable using different configurations of sensors. The theoretical natural frequencies are obtained from (2) and the experimental modal parameters are obtained using (12). Figure 4 shows the theoretical (solid line) and experimental (points) mode shapes of the vibrating cable. From all these results, it can be seen that good estimates of modal parameters are obtained from the subspace algorithm, using output-only measurements.

Madaa	Theor.	Sense	or 1,2	Sens	sor 2
Modes	freq	\mathbf{f}_{i}	ζi	\mathbf{f}_{i}	ζi
1	1,765	1,776	0,509	1,774	0,518
2	3,530	3,517	0,275	3,518	0,262
3	5,295	5,255	0,282	5,256	0,293
4	7,060	7,016	0,170	7,016	0,161
5	8,825	8,729	0,174	8,729	0,181
Madaa	Theor.	Sens	sor 4	Sensor	1,2,3,4
Modes					
	freq	\mathbf{f}_{i}	ζi	\mathbf{f}_{i}	ζ_i
1	freq 1,765	f _i 1,776	ζ _i 0,509	f _i 1,774	ζ _i 0,518
1 2	freq 1,765 3,530	f _i 1,776 3,517	ζ_i 0,509 0,275	f _i 1,774 3,518	ζ _i 0,518 0,262
1 2 3	freq 1,765 3,530 5,295	f _i 1,776 3,517 5,255	ζ_i 0,509 0,275 0,282	f _i 1,774 3,518 5,256	ζ_i 0,518 0,262 0,293
1 2 3 4	freq 1,765 3,530 5,295 7,060	f _i 1,776 3,517 5,255 7,016	ζ_i 0,509 0,275 0,282 0,170	f _i 1,774 3,518 5,256 7,016	ζ_i 0,518 0,262 0,293 0,161







3.2. Modal parameter identification of the Jinma cable-stayed bridge

The subspace method is applied to the analysis of stay cables of the Jinma cable-stayed bridge (Figure 5), that connects Guangzhou and Zhaoqing in Guangdong Province, China. It is a single tower, double row cablestayed bridge, supported by $28 \times 4 = 112$ stay cables. Before the official opening of the bridge, ambient vibration tests on each stay cable were carried out for the purpose of cable tension evaluation. Inputs could evidently not be measured, so only acceleration data are available. For the ambient vibration measurement of each stay cable an accelerometer was mounted securely to the cables, the sampling frequency is 40Hz and the recording time is 140.8s, which results in total 5632 data points. Cables 1, 56, 57 and 112 are the longest and cables 28, 29, 84 and 85 are the shortest. A full description of the test can be found in [9].



Figure 5. Schematic view of the Jinma bridge with stay cables

Figure 6(b) shows the stabilization diagrams on eigenfrequencies and damping ratios using the subspace method and the modal coherence indicator from the ambient response of cable 25(Figure 6(a)). These diagrams show remarkable stable eigenfrequencies and from these plots we determine the eigenfrequencies and damping ratios of the stay cable 25. In fact, we apply the subspace method to each of 120 stay cables to obtain the fundamental frequency f_0 of each cable. The fundamental frequencies of all 112 stay cables determined via subspace analysis of ambient vibration responses for upstream stay cables and downstream stay cables are presented in Figure 7. It can be seen that the fundamental frequencies of both bridge sides are almost identical and the fundamental frequency distribution is symmetric with respect to the single tower. The fundamental frequencies vary between 0.533 Hz for the longest cable and 2.703 Hz for the shortest cable.



Figure 6. (a) Ambient response of cable 25



Figure 6. (b) Stabilization diagram on eigenfrequencies and damping ratios

The instability of a cable is assessed by the Scruton number [10], which is defined for each mode of vibration by $S_{c,i} = \zeta_i \rho / \rho_a D^2$, where ζ_i is the damping ratio for each mode, ρ the mass of the cable per meter, ρ_a the density of air and D the cable diameter. High values of the Scruton number tend to suppress the oscillation and bring up the start of instability at high wind speeds. Considering $\rho = 66.94$ kg/m, $\rho_a = 1.2$ kg/m³ and D = 0.203 m, the Scruton number for each mode is presented in Table 2.



Figure 7. Fundamental frequency of each cable on upstream side and on downstream side

Table 2. Natural frequencies, damping ratios and Scruton number of cable 25 using the subspace method

	1	2	3	4	5	6
\mathbf{f}_{i}	1,965	3,932	5,905	7,886	9,876	11,88
ζ_{i}	0,269	0,035	0,160	0,066	0,070	0,073
S _{c,i}	3,350	0,436	1,993	0,822	0,872	0,909

In the Scruton number, damping is a main factor and most vibration problems in stay cables are subject to low damping values. The situation can be resolved by the improvement of damping through devices which are fixed to cables. A very economic and effective solution is the application of connecting wires between neighbouring cables in order to change the vibration system as well as increase damping considerably.

4. CONCLUSION

Modal parameter identification of stay cables in a cable-stayed bridge is a typical class of structural modal analysis and it is of practical significance to develop methods for identifying modal parameters with only measured response data. In this paper, it is shown that the subspace method can be effectively employed in operational modal analysis. The output-only measurement technique have already demonstrated its robustness and reliability when applied to ambient vibrations especially in eigenfrequencies identification of stay cables. The subspace method is improved by the introduction of a modal coherence indicator which eliminates spurious modes. Once the eigenfrequencies and the damping coefficients have been identified, the cable forces and the Scruton number are derived. In a continuous monitoring and modal analysis process, the tension forces and Scruton numbers could be used to assess the health of stay cables in cable-stayed bridges. Operational modal analysis applied to the dynamic data of stay cables provides useful information to determine the current condition of stay cables accurately.

REFERENCES

- B. Peeters, G. De Roeck, Reference based stochastic subspace identification for output-only modal analysis, Mechanical Systems and Signal Processing 13 (1999) 855-878.
- [2] R. Brincker, L. Zhang, P. Andersen, Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition, Smart Materials and Structures 10 (2001) 441-445.
- [3] K.A. Petsounis, S.D. Fassois, Parametric timedomain methods for the identification of vibrating structures-a critical comparison and assessment, Mechanical Systems and Signal Processing 15 (2001) 1031-1060.
- [4] J.B. Bodeux, J.C. Golinval, Modal identification and damage detection using the data-driven stochastic subspace and ARMAV methods, *Mechanical Systems and Signal Processing* 17 (2003) 83-89.
- [5] Y. Zhang, Z. Zhang, X. Xu, H. Hua, Modal parameter identification using response data only, Journal of Sound and Vibration 282 (2005) 367-380.
- [6] J.N. Juang, Applied System Identification, Prentice Hall, New-Jersey, USA, 1994.
- [7] S.S Rao, Mechanical Vibrations, Addison Wesley Publishing Company, 1995.
- [8] N. Barbieri, O. Honorato De Souza Junior, R. Barbieri, Dynamical analysis of transmission line cables. Part 1-linear theory, Part 2-damping estimation, Mechanical Systems and Signal Processing 18 (2004) 659-681.
- [9] W. X. Ren, G. Chen, Experimental modal analysis of stay cables in cable-stayed bridges, Proceedings of the 21st IMAC, Kissimmee, Florida, 2003.
- [10] R. Geier, R. Flesh, Cable-stayed bridges and their dynamic response, Proceedings of the 22nd IMAC, Detroit, Michigan, 2004.

MỘT CÁCH TIẾP CẬN KHÁC ĐỂ PHÂN TÍCH BÀI TOÁN KẾT CẦU CHỊU CHUYỀN VỊ CƯĨNG BỨC THEO PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN A DIFFERENT APPROACHING TO ANALYSE STRUCTURE UNDER DISPLACEMENT LOAD AS APPLYING FINITE ELEMENT METHOD

Phạm Văn Đạt

TS, Giảng viên, khoa Xây dựng, ĐH Kiến trúc Hà Nội, Email: datpv.hau@gmail.com

TÓM TẮT: Chuyển vị cưỡng bức là một trong những nguyên nhân thường gặp, gây ra nội lực trong kết cấu. Hiện nay có rất nhiều phương pháp khác nhau để phân tích kết cấu, nhưng một trong những phương pháp quan trọng và không thể thiếu được đối với người kỹ sư là phương pháp phần tử hữu hạn. Các tài liệu viết về phương pháp phần tử hữu hạn, khi trình bày xử lý điều kiện biên kết cấu có chuyển vị cưỡng bức thường giới thiệu hai cách: phương pháp tải trọng tương đương và phương pháp xử lý theo toán học. Trong nội dung bài báo này sẽ giới thiệu cách áp dụng phương pháp thừa số Lagrange để giải quyết bài toán này.

TỪ KHÓA: Chuyển vị cưỡng bức, Phương pháp phần tử hữu hạn, Phương pháp thừa số Lagrange.

ABSTRACT: Displacement load is one of the most frequent load is usually seen in analysis structure problem. To analyse structure, there are nowadays the overwhelming measures; otherwise an important and indispensable method for engineering to implement analysis of real structure is finite element method. In documences, there are normally two ways introduced which includes equivalent load method and mathematical method. In this article presents adopting multiplier Lagrange method to solve this problem.

KEY WORDS: Displacement load; Finite element method; Multipier Lagrange method.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Một trong những phương pháp phân tích kết cấu hiện nay không thể thiếu được mà các Kỹ sư thường sử dụng để phân tích, tính toán thiết kế cho các kết cấu công trình là phương pháp phần tử hữu hạn. Phương pháp phần tử hữu hạn là phương pháp khi nghiên cứu một vật thể (kết cấu công trình) thì vật thể nghiên cứu được chia thành một số hữu hạn các miền con (phần tử) [1,2]. Các phần tử này được nối với nhau tại các điểm định trước thường tại đỉnh phần tử (thậm trí tại các điểm trên biên phần tử) gọi là nút. Như vậy việc tính toán kết cấu công trình được đưa về tính toán trên các phần tử của kết cấu, sau đó kết nối các phần tử này lại với nhau ta được lời giải của một kết cấu công trình hoàn chỉnh.

Hiện nay khi giải bài toán kết cấu khung có chuyển vị cưỡng bức bằng phương pháp phần tử hữu hạn, các tài liệu thường giới thiệu hai phương pháp chính: Phương pháp thứ nhất coi tải trọng cưỡng bức như một dạng tải trọng (Phương pháp tải trọng tương đương); Phương pháp thứ hai là thay đổi trị số của số hạng trong ma trận độ cứng với chỉ số hàng, cột của số hạng tương ứng với bậc tự do của chuyển vị cưỡng bức và giá trị vécto tải trọng tác dụng tại vị trí hàng tương ứng với bậc tự do này (Phương pháp xử lý theo toán học) [3,4,6,7].

Khi áp dụng phương pháp tải trọng tương đương vào phân tích bài toán chuyển vị cưỡng bức mà tại nút chuyển vị cưỡng bức có nhiều phần tử đi qua thì ta phải xác định nội lực trong từng phần tử khi có chuyển vị cưỡng bức và tổng hợp các nội lực này lại với nhau. Do đó, ta có thay thế tác dụng của nguyên nhân chuyển vị cưỡng bức bằng các thành phần ngoại lực tác dụng tại nút có chuyển vị cưỡng bức, với điều kiện các thành phần ngoại lực này phải cân bằng với các thành phần nội lực trong các phần tử tại vị trí nút chuyển vị cưỡng bức. Như vậy, khi nút có chuyển vị cưỡng bức có số lượng thanh đi qua càng nhiều thì bài toán càng trở lên phức tạp.

Trong phần mềm Sap 2000 khi phân tích bài toán kết cấu có chuyển vị cưỡng bức thì phần mềm xem chuyển vị cưỡng bức như là một dạng tải trọng tương đương. Nhưng, để lập trình giải được các bài toán khác nhau như phần mềm Sap 2000, ta cần lập được các thư viện mẫu các loại phần tử khi chịu các thành phần chuyển vị cưỡng bức khác nhau tại các nút phần tử. Do đó, để giải quyết vấn đề này thì cần phải có thời gian và nhân lực thực hiện và thường thực hiện trong các công ty phần mềm lớn.

Phương pháp xử lý theo toán học thì khắc phục được sự tăng mức độ phức tạp của bài toán khi số thanh đi qua nút chuyển vị cưỡng bức tăng lên. Nhưng theo phương pháp này thì ta phải thay đổi giá trị của một số thừa số trong ma trận độ cứng của toàn hệ và vécto tải trọng tác dụng nút. Đặc biệt thêm một số vô cùng lớn vào các số hạng trong ma trận độ cứng và vécto tải trọng. Khi giải tự động bằng máy tính ta phải xác định giá trị vô cùng lớn này bằng một giá trị xác định, vì vậy giá trị xác định này bằng bao nhiêu được coi là vô cùng lớn thì nó còn phụ thuộc vào kích thước hình học của các phần tử và mô đun đàn hồi của vật liệu.

Nhằm có một thêm cách giải đơn giản, có thể áp dụng lập trình tự động để phân tích các bài toán kết cấu có chuyển vị cưỡng bức bằng phương pháp phần tử hữu hạn, trong nội dung bài báo này sẽ trình bày việc áp dụng phương pháp thừa số Lagrange để phân tích bài toán kết cấu hệ thanh (kết cấu dàn và kết cấu khung) khi chịu chuyển vị cưỡng bức theo "phương pháp phần tử hữu hạn".

2. ÁP DỤNG PHƯƠNG PHÁP THÙA SỐ LAGRANGE ĐỂ PHÂN TÍCH BÀI TOÁN KẾT CÂU CÓ MỘT ĐIỀU KIỆN BIÊN CHUYỄN VỊ CƯÕNG BỨC

2.1. Phương pháp thừa số Lagrange

Xét bài toán quy hoạch toán học với điều kiện ràng buộc là đẳng thức:

Hàm mục tiêu:

$$Z = F(x_1, x_2, ..., x_n) \rightarrow \min$$
 (1a)

Ràng buộc:

$$g_{j}(x_{1}, x_{2}, ..., x_{n}) = 0; j = 1 \div m; X = \{x_{1}, x_{2}, ..., x_{n}\}$$
 (1b)

Phương pháp thừa số Lagrange [5,12,13] sẽ đưa bài toán quy hoạch toán học có ràng buộc về bài toán quy hoạch không ràng buộc với hạm mục tiêu mở rộng:

$$L(X,\lambda) = F(x_1, x_2, ..., x_n) + \sum_{i=1}^{m} \lambda_j g_i(x_1, x_2, ..., x_n) \to \min$$
(2)

Điều kiện cần để hàm $L(X,\lambda)$ có cực trị:

$$\begin{cases} \frac{\partial L}{\partial x_{i}} = 0 & i = 1 \div n; \\ \frac{\partial L}{\partial \lambda_{i}} = 0 & j = 1 \div m; \end{cases}$$
(3)

Khai triển (3) ta có hệ phương trình gồm (n + m)phương trình độc lập với (n + m) ẩn là: $x_1, x_2, ..., x_n, \lambda_1, \lambda_2, ..., \lambda_n$.

2.2. Áp dụng phương pháp thừa số Lagrange phân tích bài toán kết cấu có một điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức

Giả sử hệ kết cấu được rời rạc hóa thành m phần tử, số bậc tự do của toàn hệ là n. Thế năng toàn phần của hệ được xác định [4,6,7,9,10]:

$$\prod = \sum_{e=1}^{m} \left[\frac{1}{2} \{ \delta' \}^{T} [H]_{e}^{T} [K']_{e} [H]_{e} \{ \delta' \} - \{ \delta' \}^{T} [H]_{e}^{T} \{ F' \}_{e} \right] (4)$$

trong đó: $\{\delta'\}$: bậc tự do của phần tử trong hệ trục tọa độ chung; $[K']_e$: ma trận độ cứng của phần tử trong hệ tọa độ chung; $[H]_e$: ma trận định vị phần tử trong hệ tọa độ chung.

Khi bài toán không có điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức, thì dựa vào nguyên lý dừng thế năng toàn phần của hệ kết cấu ta sẽ xây dựng được phương trình cân bằng cho toàn hệ kết cấu có dạng:

$$[\mathbf{K}']\{\delta'\} = \{\mathbf{F}'\}\tag{5}$$

trong đó:

$$\{\delta'\} = \left\{ \delta_{1}, \delta_{2}, \cdots, \delta_{n}, \right\}^{T}$$

$$\{F'\} = \left\{ F_{1}, F_{2}, \cdots, F_{n}, \right\}^{T}$$

$$[K'] = \begin{bmatrix} k'_{11}, \cdots, k'_{1i}, k'_{1(i+1)}, \cdots, k'_{1n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k'_{i1}, \cdots, k'_{ii}, k'_{i(i+1)}, \cdots, k'_{in} \\ k'_{(i+1)1}, \cdots, k'_{(i+1)i}, k'_{(i+1)(i+1)}, \cdots, k'_{(i+1)n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k'_{n1}, \cdots, k'_{ni}, k'_{n(i+1)}, \cdots, k'_{nn} \end{bmatrix}$$

Khi tại một biên nào đó của hệ kết cấu thanh phẳng có điều kiện biên cưỡng bức (chẳng hạn tại bậc tự do $(\delta'_i = a_0)$, thì lúc đó:

$$\delta'_{i} = a_{0} \tag{6a}$$

(6b)

hay:

Như vậy, khi áp dụng nguyên lý dừng thế năng toàn phần vào bài toán ta sẽ được bài toán quy hoạch toán học có ràng buộc:

 $\delta'_i - a_0 = 0$

Hàm mục tiêu:

$$\prod_{e=1}^{m} \left[\frac{1}{2} \{ \delta' \}^{T} [H]_{e}^{T} [K']_{e} [H]_{e} \{ \delta' \} - \{ \delta' \}^{T} [H]_{e}^{T} \{ F' \}_{e} \right] (7a)$$

$$\rightarrow \min$$

Điều kiện ràng buộc:

$$g(\delta') = \delta_i^i - a_0 = 0 \tag{7b}$$

Áp dụng phương pháp thừa số Lagrange vào sẽ đưa bài toán quy hoạch toán học có ràng buộc về bài toán quy hoạch không ràng buộc bằng cách thêm ẩn số là thừa số Lagrange, hàm Lagrange của bài toán lúc này là:

$$L = \sum_{e=1}^{m} \left[\frac{1}{2} \{\delta'\}^{T} [H]_{e}^{T} [K']_{e} [H]_{e} \{\delta'\} - \{\delta'\}^{T} [H]_{e}^{T} \{F'\}_{e} \right] + (8)$$

+ $\lambda(\delta'_{i} - a_{0}) \rightarrow min$

Bài toán lúc này sẽ thêm 1 ẩn số so với số ẩn số ban đầu: $\{\delta'\} = \{\delta'_1 \ \delta'_2 \ \cdots \ \delta'_n \ \lambda\}^T$

Từ biểu thức (8) ta có:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \left\{ \delta' \right\}} = \left\{ \frac{\partial \Pi}{\partial \delta'_{1}} \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \delta'_{2}} \quad \dots \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \delta'_{n}} \quad \frac{\partial \Pi}{\partial \lambda} \right\}^{T} = 0$$
(9)

Viết biểu thức (9) dưới dạng ma trận:

$$\begin{bmatrix} \dot{k_{11}} & \cdots & \dot{k_{1i}} & \dot{k_{1(i+1)}} & \cdots & \dot{k_{1n}} & 0\\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots\\ \dot{k_{i1}} & \cdots & \dot{k_{ii}} & \dot{k_{i(i+1)}} & \cdots & \dot{k_{in}} & 1\\ \dot{k_{(i+1)1}} & \cdots & \dot{k_{(i+1)1}} & \dot{k_{(i+1)(i+1)}} & \cdots & \dot{k_{in}} & 1\\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots\\ \dot{k_{n1}} & & \dot{k_{ni}} & \dot{k_{n(n+1)}} & \cdots & \dot{k_{nn}} & 0\\ 0 & \cdots & 1 & 0 & \cdots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\delta_{1}} \\ \vdots \\ \dot{\delta_{1}} \\ \dot{\delta_{1}} \\ \dot{\delta_{1}} \\ \vdots \\ \dot{\delta_{n}} \\ \lambda \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{1} \\ \vdots \\ F_{1} \\ \vdots \\ F_{n} \\ a_{0} \end{bmatrix} (10)$$

Giải phương trình cân bằng toàn hệ (10) ta sẽ xác định được các thành phần chuyển vị tại các nút. Sau khi xác định các thành phần chuyển vị tại các nút ta sẽ xác định được các thành phần nội lực trong các phần tử [1,4,11].

3. ÁP DỤNG PHƯƠNG PHÁP THÙA SỐ LAGRANGE PHÂN TÍCH BÀI TOÁN KẾT CẦU CÓ NHIỀU ĐIỀU KIỆN BIÊN CHUYỄN VỊ CƯÕNG BỨC

Khi kết cấu có nhiều hơn một bậc tự do là chuyển vị cưỡng bức thì ta sẽ làm lần lượt từng bậc tự do có chuyển vị cưỡng bức (như mục 2) cho đến hết. Sau đây bài báo sẽ trình bày một số trường hợp cụ thể:

3.1. Khi kết cấu có hai bậc tự do là các chuyển vị cưỡng bức

Xét bài toán kết cấu có m phần tử, tổng số bậc tự do là n. Phương trình cân bằng của toàn hệ khi kết cấu không có chuyển vị cưỡng bức:

$$\begin{bmatrix} \dot{k_{11}} & \dots & \dot{k_{li}} & \dot{k_{l(i+l)}} & \dots & \dot{k_{ln}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \dot{k_{i1}} & \dots & \dot{k_{ii}} & \dot{k_{i(i+l)}} & \dots & \dot{k_{in}} \\ \dot{k_{(i+l)l}} & \dots & \dot{k_{(i+l)i}} & \dot{k_{(i+l)(i+l)}} & \dots & \dot{k_{in}} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \dot{k_{n1}} & \dots & \dot{k_{ni}} & \dot{k_{n(i+l)}} & \dots & \dot{k_{nn}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\delta_{1}} \\ \vdots \\ \dot{\delta_{1}} \\ \dot{\delta_{1}} \\ \dot{\delta_{1}} \\ \vdots \\ \dot{\delta_{n}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{1} \\ \vdots \\ F_{1} \\ \vdots \\ F_{1} \\ \vdots \\ F_{n} \end{bmatrix} (11)$$

Giả sử khi hai bậc tự do thứ (i) và thứ (j) của kết cấu có chuyển vị cưỡng bức tương ứng là là:

$$\begin{cases} \delta'_i = a_1 \\ \delta'_j = a_2 \end{cases}$$
(12)

Phương trình cân bằng toàn hệ khi kể thêm điều kiện chuyển vị cưỡng bức của hai bậc tự do (12) là:

$$\begin{bmatrix} k'_{11} & \dots & k'_{1i} & \dots & k'_{1j} & \dots & k'_{1n} & 0 & 0 \\ \vdots & & \vdots & & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ k'_{i1} & \dots & k'_{ii} & \dots & k'_{ij} & \dots & k'_{in} & 1 & 0 \\ \vdots & & \vdots & & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ k'_{j1} & \dots & k'_{ji} & \dots & k'_{ji} & \dots & k'_{jn} & 0 & 1 \\ \vdots & & \vdots & & \vdots & & \vdots & \vdots & \vdots \\ k'_{n1} & \dots & k'_{ni} & \dots & k'_{nj} & \dots & k'_{nn} & 0 & 0 \\ 0 & \dots & 1 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \dots & 0 & \dots & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta'_{1} \\ \vdots \\ \delta'_{j} \\ \vdots \\ \delta'_{n} \\ \lambda_{1} \\ \lambda_{2} \end{bmatrix} = \begin{cases} F'_{1} \\ \vdots \\ F'_{1} \\ \vdots \\ F'_{n} \\ a_{1} \\ a_{2} \end{bmatrix}$$
(13)

3.2. Khi kết cấu có ba bậc tự do là các chuyển vị cưỡng bức

Xét bài toán kết cấu có m phần tử, tổng số bậc tự do là n. Giả sử khi ba bậc tự do thứ (i), thứ (j) và thứ (r) của kết cấu có chuyển vị cưỡng bức tương ứng là là:

$$\delta'_i = a_1$$

 $\delta'_j = a_2$ (14)
 $\delta'_r = a_3$

Phương trình cân bằng toàn hệ khi kể thêm điều kiện chuyển vị cưỡng bức của ba bậc tự do (14) là:

_							_	~ ~		
k ₁₁	 k _{li}	 k _{lj}	 k _{lr}	 k _{ln}	0	0	0	$\left[\delta_{l}'\right]$		
:	÷	÷	÷	÷	÷	÷	:	1:	:	
k _{i1}	 k _{ii}	 k _{ij}	 k _{ir}	 k _{in}	1	0	0	δ	F	
:	÷	÷	÷	÷	÷	÷	:	1:		
k _{il}	 k _{ji}	 k _{ji}	 k' _{ir}	 k' _{in}	0	1	0	δ	Fj	
:	:	:	:	:	÷	÷	:]:		$\left (15) \right $
k _{r1}	 k' _n	 k' _{ıj}	 k' _{rr}	 k' _m	0	0	1	$\delta_{\rm r}$	Ē	(13)
:	:	:	÷	÷	÷	÷	:	:		
k' _{nl}	 k' _{ni}	 k' _{nj}	 k' _{nr}	 k' _m	0	0	0	δ'n	F _n	
0	 1	 0	 0	 0	0	0	0	λ	a _l	
0	 0	 1	 0	 0	0	0	0	λ_2	a ₂	
0	 0	 0	 1	 0	0	0	0	λ_3	a ₃	

Tương tự theo nguyên tắc mở rộng ma trận độ cứng và véctơ tải trọng tác dụng nút như trên, ta có thể áp dụng xây dựng phương trình cân bằng toàn hệ cho các bài toán kết cấu có nhiều hơn 3 bậc tự do là chuyển vị cưỡng bức. Sau khi xây dựng được phương trình cân bằng toàn hệ, ta có thể xác định được các thành phần chuyển vị tại các nút và các thành phần nội lực trong các phần tử.

4. MỘT SỐ VÍ DỤ PHÂN TÍCH BÀI TOÁN CÓ ĐIỀU KIỆN BIÊN CHUYỄN VỊ CƯÕNG BỨC

Ví dụ 1: Cho hệ chịu nguyên nhân chuyển vị cưỡng bức như hình 1, biết: $EA = 12.10^4$ (kN); $\Delta = 10^{-4}$ (m). Xác định nội lực trong các thanh và các thành phần chuyển vị tại các nút.



Hình 1. Hình ví dụ 1

Lời giải

Kết cấu được rời rạc thành các phần tử và đánh số hiệu phần tử, bậc tự do tại các nút được đánh số như hình 2.



Hình 2. Số hiệu phần tử và mã bậc tự do

Phương trình cân bằng toàn hệ khi chưa kể đến điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức:

$$[\mathbf{K'}]\{\delta'\} = \{\mathbf{F'}\}$$

trong đó:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}' \end{bmatrix} = 10^{4} \begin{bmatrix} 4,4032 & 0,5705 \\ 0,5705 & 5,9725 \end{bmatrix}^{1}_{2}$$
$$\begin{bmatrix} \mathbf{F}' \end{bmatrix} = \{0 \ 0\}^{\mathrm{T}}$$

Phương trình cân bằng toàn hệ khi kể đến hai điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức:

$$\left[\mathbf{K}^*\right]\left\{\boldsymbol{\delta}^*\right\} = \left\{\mathbf{F}^*\right\}$$

trong đó:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}^* \end{bmatrix} = 10^4 \begin{bmatrix} 4,4032 & 0,5705 & 0\\ 0,5705 & 5,9725 & 10^{-4}\\ 0 & 10^{-4} & 0 \end{bmatrix}^{\mathrm{T}}$$
$$\begin{bmatrix} \mathbf{F}^* \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -10^{-4} \end{bmatrix}^{\mathrm{T}}$$

Giải phương trình trên, ta sẽ xác định được các thành phần chuyển vị tại các nút:

$$\begin{cases} u_{A} \\ v_{A} \end{cases} = \begin{cases} 0,12957 \\ -1 \end{cases} 10^{-4} (m)$$

Kết quả biểu đổ nội lực trong các thanh được thể hiện như bảng 1:

Bảng 1: Kết quả nội lực trong các thanh

Thanh	1	2	3	4
Nội lực (kN)	1,6888	4,0000	1,1912	0,4330

Để kiểm tra độ tin cậy của phương pháp đề xuất, bài báo đã phân tích lại ví dụ 1 bằng phần mềm Sap2000 và kết quả cho như hình 3:



Hình 3. Nội lực khi phân tích bằng phần mềm Sap2000

So sánh kết quả giữa phương pháp đề xuất và phần mềm Sap2000 cho thấy, phương pháp đề xuất hoàn toàn tin cậy.

Ví dụ 2: Cho hệ chịu lực và các nguyên nhân chuyển vị cưỡng bức như hình 4, biết: $EA = 12.10^4$ (kN); $\Delta_1 = 5.10^{-4}$ (m); $\Delta_2 = 10^{-4}$ (m). Xác định nội lực trong các thanh và các thành phần chuyển vị tại các nút.



Lời giải

Kết cấu được rời rạc thành các phần tử và các bậc tự do tại các nút được đánh số như hình 5.



Hình 5. Số hiệu phần tử và bậc tự do

Phương trình cân bằng toàn hệ khi chưa kể đến điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức:

Phương trình cân bằng toàn hệ khi kể đến hai điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức:

$$10^{4} \begin{bmatrix} 7,536 & -1,152 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1,536 & 1,152 & 0 & 0 \\ 4,864 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4 & 1,152 & -0,654 & 0 & 0 \\ 4,1732 & 0 & -4 & 0 & 0 & 0,4618 & -0,1732 & 0 & 0 \\ 3 & 0 & -3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 5,7673 & -1,6138 & 1 & 0 \\ 5,0372 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 10^{4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0 \\ \delta_{2} \\ \delta_{3} \\ \delta_{4} \\ 0 \\ \delta_{5} \\ 0 \\ \delta_{7} \\ \delta_{8} \\ 0 \\ \delta_{7} \\ 0 \\ \delta_{7} \\ \delta_{8} \\ 0 \\ \delta_{7} \\ \delta_{8} \\ 0 \\ \delta_{7} \\ 0 \\ \delta_{7} \\ \delta_{8} \\ \delta_{9} \\ 0 \\ \delta_{7} \\ \delta_{8} \\ \delta_{9} \\ \delta_{7} \\ \delta_{8} \\ \delta_{9} \\ \delta_{$$

Giải phương trình trên, ta sẽ xác định được các thành phần chuyển vị tại các nút:

$$\begin{bmatrix} \delta_{1} \\ \delta_{2} \\ \delta_{3} \\ \delta_{4} \\ \delta_{5} \\ \delta_{6} \\ \delta_{7} \\ \delta_{8} \\ \delta_{9} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -1, 212.10^{-4} (m) \\ 6, 051.10^{-4} (m) \\ -2, 423.10^{-4} (m) \\ 0(m) \\ -5.10^{-4} (m) \\ 6, 051.10^{-4} (m) \\ 10^{-4} (m) \end{bmatrix}$$

Kết quả biểu đổ nội lực trong các thanh được thể hiện như bảng 2:

Bản	g 2:	Kêt (quả	nội l	ực tron	ig các	thanh	(kN))
				•		C7		· ·	

Thanh	1	2	3	4	5
Nội lực	-3,6347	-3,6347	0	0	4
Thanh	6	7	8	9	
Nội lực	0	0	0	3,8819	

Để kiểm tra độ tin cậy của phương pháp đề xuất, bài báo đã phân tích lại ví dụ 2 bằng phần mềm Sap2000 và kết quả cho như hình 6. So sánh kết quả giữa phương pháp đề xuất và phần mềm Sap2000 cho thấy, phương pháp đề xuất hoàn toàn tin cậy.



Hình 6. Nội lực khi phân tích bằng phần mềm Sap2000

Ví dụ 3: Cho hệ chịu các nguyên nhân chuyển vị cưỡng bức như hình 7, biết: tiết diện các thanh $b \times h = 0.22 \times 0.3$ (m); $E = 2.10^4$ (kN/cm²); $\Delta = 10^{-3}$ (m); $\phi = \pi / 10$ (rad). Xác định nội lực trong các thanh và các thành phần chuyển vị tại các nút.

Lời giải

Kết cấu được rời rạc thành các phần tử và các bậc tự do tại các nút được đánh số như hình 8.





Phương trình cân bằng toàn hệ khi chưa kể đến điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức:

$$\left[\mathbf{K'}\right]\!\left\{\boldsymbol{\delta'}\right\}\!=\!\left\{\mathbf{F'}\right\}$$

trong đó:

	5011,6	1262,6	22,9	-1693	-1262,6	-14,3	0	0	0	-3300	0	0]1
		4275	56,1	-1262,6	-956,5	19	0	0	0	0	-18,6	37,1	2
			277,2	14,3	-19	39,6	0	0	0	0	-37,1	49,5	3
				3430	0	94,5	-1693	1262,6	14,3	-44	0	66	4
					6313	0	1262,6	-956,5	190	0	-4400	0	5
[v]						290,4	-14,3	-19	39,6	-66	0	66	6
[[]]=							5011,6	-1262,6	22,9	-3300	0	0	7
								4275	-56,1	0	-18,6	-37,1	8
									277,2	0	37,1	49,5	9
										6644	0	-66	10
											437,1	0	11
	(đx)											330	12



Hình 8. Số hiệu phần tử và bậc tự do

Phương trình cân bằng toàn hệ khi chưa kể đến điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức:

$$[\mathbf{K'}]\{\boldsymbol{\delta'}\} = \{\mathbf{F'}\}$$

trong đó:

Phương trình cân bằng toàn hệ khi kể đến ba điều kiện biên chuyển vị cưỡng bức:

$$\left[\mathbf{K}^*\right]\!\left\{\boldsymbol{\delta}^*\right\}\!=\!\left\{\mathbf{F}^*\right\}$$

trong đó:

Giải phương trình trên, ta sẽ xác định được các thành phần chuyển vị tại các nút như bảng 3:

Bảng 3. Kết quả phân tích chuyển vị ví dụ 3

Chuyển vị	$u_{B}\left(m ight)$	$v_{B}\left(m ight)$	ϕ_{B} (rad)	$u_{C}(m)$
Kết quả	-10^{-3}	4,894.10 ⁻⁴	$-1,201.10^{-4}$	1,442.10 ⁻³
Chuyển vị	$v_{C}(m)$	ϕ_C (rad)	$u_{D}(m)$	$v_{D}(m)$
Kết quả	5.10^{-4}	3,463.10 ⁻⁴	1,813.10 ⁻³	$-3,376.10^{-3}$
Chuyển vị	ϕ_D (rad)	$u_{\mathrm{H}}\left(m ight)$	$v_{\rm H}\left(m ight)$	$\phi_{\rm H}$ (rad)
Kết quả	-0,314	1,170.10 ⁻³	3,012.10 ⁻³	41,511.10 ⁻³

Kết quả nội lực trong các thanh được thể hiện như hình 9.



Hình 9. Biểu đồ nội lực trong các thanh

Để kiểm tra độ tin cậy của kết quả phân tích theo phương pháp đề xuất, bài báo đã so sánh kết quả phân tích này với kết quả chạy bằng phần mềm Sap2000 và được thể hiện như hình 10.



Mômen



So sánh kết quả giữa phương pháp đề xuất và phần mềm Sap2000 cho thấy, phương pháp đề xuất hoàn toàn tin cậy.

5. KẾT LUẬN

Qua các nội dung đã trình bày trong bài báo, có thể đưa ra một số kết luận như sau:

 Có thể áp dụng phương pháp thừa số Lagrange khi phân tích bài toán kết cấu có chuyển vị cưỡng bức bằng phương pháp phần tử hữu hạn cho kết quả tin cậy.

- Phương pháp có thể áp dụng để tự khi lập trình phân tích tự động hóa bằng cách sử dụng một số phần mềm lập trình tính toán. Do đó có khả năng ứng dụng trong việc phân tích các bài toán kết cấu trong thực tế có số ẩn lớn.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Tài liệu Tiếng việt

- [1] Chu Quốc Thắng (1997), *Phương pháp phần tử hữu hạn*, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.
- [2] Nguyễn Trâm (2013), *Phương pháp phần tử hữu hạn và dải hữu hạn*, Nhà xuất bản Xây dựng.
- [3] Võ Như Cầu (2005), *Tính kết cấu theo phương pháp phần tử hữu hạn*, Nhà xuất bản Xây dựng.
- [4] Phạm Văn Đạt (2017), Tính kết cấu hệ thanh theo phương pháp phần tử hữu hạn, Nhà Nhà xuất bản Xây dựng.
- [5] Lê Xuân Huỳnh (2006), Tính toán kết cấu theo lý thuyết tối ưu, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.

Tài liệu dịch

[6] T.Karamanxki (1985), Phương pháp số trong cơ học kết cấu, Nguyễn Tiến Cường dịch, Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật.

Tài liệu Tiếng Anh

- [7] B.Reza, S.Farhad (2013), *Advanced Finite Element Method*, Public web site for the graduate core course ASEN 6367.
- [8] C. Felippa (2016), Introduce Finite Element Method, Public web site for the graduate core course ASEN 5007.
- [9] D.V. Hutton (2004), *Fundamentals of Finite Element Analysis*, The McGraw–Hill Companies.
- [10] K.J. Bathe (1996), *Finite Element Procedure*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458.
- [11] R.L. Taylor (2000), *The Finite Element Method Volume*, Butterworth-Heinemann Publishing.
- [12] S. R. Singiresu (2009), *Engineering Optimization* Theory and Practice, John Wiley & Sons, Inc.
- [13] W. Ch. Peter, K. Anders (2009), An Introduction to Structural Optimization, Springer Science + Business Media B.V.

NGHIÊN CỨU ÁP DỤNG KẾT CẦU LẮP GHÉP SỬ DỤNG BÊ TÔNG SỢI THÉP TÍNH NĂNG SIÊU CAO CHO CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG TRÊN ĐẢO XA TẠI VIỆT NAM STUDY ON PRECAST ULTRA-HIGH PERFORMANCE STEEL FIBER REINFORCEDCONCRETE (UHPSFRC) SOLUTION FOR BUILDINGS IN VIETNAM'S OFFSHORE ISLANDS

Lê Minh Long, Trần Bá Việt, Đỗ Tiến Thịnh, Ngô Mạnh Toàn, Nguyễn Trung Kiên, Nguyễn Văn Hùng, Nguyễn Hồng Sơn, Hoàng Mạnh Viện Khoa học công nghệ xây dựng, Email: le_minhlongvn@yahoo.com

TÓM TẮT: Ở nước ta hiện nay, việc xây dựng các công trình nhà bê tông cốt thép ở trên các đảo xa bờ gặp rất nhiều khó khăn về phương diện vận chuyển vật liệu xây dựng và chống ăn mòn. Các công trình nhàbê tông cốt thép xây dựng trên đảo thường bị ăn mòn rất nhanh, chỉ sau 5 đến 10 năm. Vì vậy, cần phải nghiên cứu ứng dụng vật liệu, kết cấutiên tiến trong xây dựng nhằm nâng cao khả năng chống ăn mòn, tăng tuổi thọ công trình, thuận lợi cho vận chuyển vàphù hợp vớiđiều kiện xây dựng trên đảo. Bài báo này giới thiệu giải pháp kết cấu lắp ghép sử dụng bê tông sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) cho công trình xây dựng dân dụng trên đảo.

TỪ KHÓA: Đảo xa, bê tông tính năng siêu cao, bê tông sợi thép tính năng siêu cao, kết cấu lắp ghép.

ABSTRACTS: In Vietnam, at present there are many difficulties on execution of reinforced concrete building structures on offshore islandsrgarding to transportation of construction materials and anti-corrosion. Buildings on offshore islands made by reinforced concrete structures were corroded rapidly, corrosion occurred only after five to ten years. Therefore, it is necessary to study for applying advanced construction materials and structure solution in order to improve corrosion resistance, increase design working life of structures, facilitate the transportation, and satisfythe construction conditions on the islands. This paper presents the precast structures solution using Ultra-High Performance Steel FiberReinforced Concrete (UHPSFRC) for civil construction on islands.

KEYWORDS: Offshore Islands, Ultra-High Performance Steel FiberReinforced Concrete(UHPSFRC), precast structures.

1. MỞ ĐẦU

Ở nước ta hiện nay, việc xây dựng các công trình bằng bê tông cốt thép ở trên các đảo xa bờ gặp rất nhiều khó khăn do một số nguyên nhân:

- Sau khoảng 3 đến 5 năm các công trình thường bắt đầu bị ăn mòn và 5 đến 10 năm thì bị ăn mòn nặng và phá hủy nghiêm trọng, làm giảm tuổi thọ và tăng chi phí bảo trì, sửa chữa công trình (Hình 1);

 Việc vận chuyển một khối lượng lớn nguyên vật liệu từ đất liền ra các đảo để thi công tại chỗ là rất khó khăn và tốn kém;

- Vật liệu khi chuyên chở trên biển có thể bị nhiễm mặn bởi nước biển nên chất lượng của công trình bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ bị ảnh hưởng, đặc biệt là bị ăn mòn nhanh;

 - Ở nhiều đảo thườngkhông có thiết bị cẩu lắp và máy thi công; việc vận chuyển vật liệu từ tàu lên đảo và trong phạm vi của đảo chủ yếu được thực hiện bằng thủ công.

Để khắc phục những khó khăn trên, cần phải nghiên cứu ứng dụng vật liệu, kết cấu phù hợp trong việc xây dựng các công trình trên đảo nhằm hạn chế tối thiểu sự ăn mòn do môi trường xâm thực ở biển và trên đảo, tăng tuổi thọ công trình, rút ngắn thời gian thi công, tăng tính linh hoạt trong vận chuyển, đáp ứng các điều kiện thi công và sử dụng trên đảo.

Viện KHCN Xây dựng đang thực hiện đề tài trọng điểm "Nghiên cứu giải pháp kết cấu lắp ghép sử dụng bê tông tính năng cao cho công trình xây dựng trên đảo" [1]. Trong đề tài này, vật liệu bê tông tính năng siêu cao có kết hợp sợi thép mảnh phân tán trong thể tích bê tông đã được nghiên cứu chế tạo thành công tại Viện KHCN Xây dựng và vật liệu này đã được nhóm nghiên cứu ứng dụng thành công cho kết cấu công trình xây dựng trên đảo.



Hình 1: Hiện trạng cốt thép sàn bị ăn mòn tại đảo Bạch Long Vĩ

Bài báo này giới thiệu giải pháp kết cấu lắp ghép sử dụng bê tông sợi thép tính năng siêu cao (UHPSFRC) cho công trình xây dựng trên đảo.

2. GIẢI PHÁP ĐỀ XUẤT

2.1. Vật liệu UHPFRC

Về lý thuyết, khi chất lượng vật liệu càng được nâng cao thì khả năng giảm được kích thước và trọng lượng của cấu kiện bê tông càng dễ dàng thực hiện được. Để đáp ứng được yêu cầu cấu kiện có trọng lượng nhẹ mà vẫn có khả năng chịu lực cao, ngoài giá trị cường độ chịu nén, giá trị cường độ chịu kéo cũng là yếu tố quyết định đến kích thước và trọng lượng của cấu kiện. Nhóm nghiên cứu đề tài [1] đã lựa chọn bê tông có nhiều ưu điểm là bê tông tính năng siêu cao (Ultra-High Performance Concrete, gọi tắt là UHPC) với nhiều ưu điểm làm bê tông gốc trong nghiên cứu.

UHPC được trộn thêm sợi thép mảnh được gọi là bê tông sợi thép tính năng siêu cao (Ultra-High Performance SteelFiber Reinforced Concrete, gọi tắt là UHPSFRC), thường có cường độ chịu nén(mẫu trụ tròn có đường kính 100 m và chiều cao 200mm) từ 150MPa trở lên, cường độ chịu kéo cao (>12 MPa) đã được nghiên cứu trên thế giới từ nhiều thập kỷ qua và mới hơn 15 năm gần đây ở Việt Nam. Hình 2 minh họa sự phân bố sợi thép mảnh trong mẫu thử sau khi thử uốn đến phá hủy.



Hình 2: Sợi thép trong mẫu sau khi thử uốn phá hủy

UHPSFRC có một số ưu điểm nổi trội so với bê tông truyền thống là: cường độ chịu nén và chịu kéo rất cao; khả năng chống nứt, độ dai va đập, khả năng chống ăn mòn được nâng cao; độ rỗng, co ngót và từ biến được giảm bớt; thuận lợi cho việc sử dụng các giải pháp kết cấu hiệu quả hơn (ví dụ: kết cấu thành mỏng, kết cấu không có cốt thép phân bố, cốt thép bó hoặc cốt thép ngang); chi phí lao động cho công tác cốt thép giảm xuống; mức độ cơ giới hóa và tự động hóa sản xuất cấu kiện kết cấu được tăng lên.

Trên cơ sở các nguyên vật liệu sẵn có tại Việt Nam, nhóm nghiên cứu đã chế tạo thành công UHPSFRC để sản xuất các cấu kiện bê tông đúc sẵn phục vụ xây dựng các công trình dân dụng trên đảo.

Để minh chứng cho khả năng chịu tác động của môi trường ăn mòn, nhiều thí nghiệm đã được nhóm nghiên cứu thực hiện để kiểm chứng. Các kết quả thí nghiệm cho thấy mức độ thấm ion Cl⁻ của bê tông gốc UHPC là rất thấp. Ngoài ra, những thí nghiệm cơ học cũng đã được thực hiện tại Viện KHCN Xây dựng.

2.2. Giải pháp kết cấu

Từ thực trạng đã nêu ở trên, các kết cấu của các công trình dân dụng trên đảo cần phải đáp ứng được các yêu cầu sau:

- Có khả năng chịu ăn mòn tốt để đảm bảo độ bền lâu cho công trình trên đảo (tối thiểu 50 năm);

- Chịu được tải trọng gió mạnh (vùng gió IV (155 daN/m² và V (185 daN/m²) [2]) vì phần lớn các đảo của nước ta nằm trong các vùng gió này;

 Có trọng lượng các cấu kiện đúc sẵn không vượt quá 400 kG để thuận tiện cho vận chuyển đến các đảo và lấp dựng trên các đảo xa, nơi có điều kiện vận chuyển và thiết bị thi công khó khăn (thi công thủ công);

- Có khả năng mô đun hóa cao để có thể áp dụng linh hoạt cho các công trình dân dụng trên đảo như trụ sở cơ quan, trường học, bệnh viện... với các cấu kiện chịu lực chính được điển hình hóa sao cho quá trình chế tạo và lắp dựng nhanh nhất;

- Có giá thành chấp nhận được phù hợp với tuổi thọ công trình.

Từ các yêu cầu trên, để minh chứng cho tính khả thi, trong khuôn khổ bài báo này, nhóm nghiên cứu giới thiệu giải pháp kết cấu đề xuất cho nhà công cộng trên đảo là hệ kết cấu lắp ghép từ các cấu kiện bê tông đúc sẵn sử dụng UHPSFRC với một số đặc điểm sau:

- Tất cả các cấu kiện chịu lực chính như móng, cột, dầm đều được đúc sẵn tại nhà máy và lắp ghép tại hiện trường để đảm bảo tốt được chất lượng của các cấu kiện, hạn chế tối đa công việc đổ bê tông tại hiện trường, giảm thiểu tác động của các yếu tố môi trường và thời tiết đến chất lượng thi công, đặc biệt đối với mối nối.

- Kết cấu khung chịu mô men với các liên kết chính như sau:

+ Liên kết dầm - cột: là liên kết ngàm thông qua thanh thép ứng lực trước cường độ cao, tăng độ cứng ngang và giảm chuyển vị ngang của khung;

+ Liên kết cột - cột: là liên kết ngàm dạng xỏ lỗchốt;

+ Liên kết cột - móng: là liên kết ngàm- xỏ lỗ với cột liên kết với móng thông qua cốc móng.

Ngoài ra, sàn tầng và mái cũng được đúc sẵn từ UHPSFRC thành từng tấm đơn lẻ rồi lắp ghép tại hiện trường. Liên kết dầm - sàn là liên kết khớp (các tấm sàn được kê lên phần cánh chữ T của dầm chính).

Trên thế giới,UHPSFRClà một loại vật liệu tiên tiến khá mới và mới dần được áp dụng nhiềuhơn vào thực tế trong những năm gần đây. Hiện nay, mới chỉ có một số quốc gia tiên tiến trên thế giới có tiêu chuẩn hoặc hướng dẫn thiết kế cho kết cấu chịu lực sử dụng loại vật liệu UHPSFRC như Mỹ [3], [4], Pháp [5], Hàn Quốc [6], Nhật Bản [7], Châu Âu [8].

Trong nghiên cứu này, nhóm nghiên cứu đã sử dụng kết họp các tài liệu, tiêu chuẩn [4], [5], [6], để thiết kế các cấu kiện chịu lực chính. Sự khác biệt lớn nhất khi thiết kế kết cấu bê tông có sử dụng UHPSFRC so với sử dụng bê tông truyền thống là có kể đến cường độ chịu kéo của bê tông khi tính toán cấu kiện.

Các cấu kiện chịu lực chính như cột, dầm, sàn, mái sử dụng UHPSFRC kết hợp với cốt thép ứng lực trước với đường kính nhỏ (5 mm; 7 mm), cho phép tận dụng được tối đa khả năng chịu lực của hai loại vật liệu trên, giảm thiểu việc sử dụng cốt thép thường, đặc biệt hoàn toàn không sử dụng cốt thép đai trong các cấu kiện dầm, cột. Tất cả các cấu kiện chịu lực chính được thiết kế, chế tạo với trọng lượng nhẹ (không quá 400 kG mỗi cấu kiện), phù hợp với thi công thủ công trên đảo.

3. ÁP DỤNG GIẢI PHÁP KẾT CÂU LẮP GHÉP SỬ DỤNG UHPSFRC VÀO MỘT CÔNG TRÌNH CỤ THỂ TRÊN ĐẢO

Từ các kết quả nghiên cứu vật liệu, giải pháp kết cấuvà thí nghiệm các cấu kiện đơn lẻ, cũng như các liên kết, nhóm nghiên cứu đã áp dụng vào thiết kế, chế tạo các cấu kiện đúc sẵn cho một công trình cụ thể là nhà sinh hoạt cộng đồng trên đảo xa bờ nằm trong vùng gió V.

Một số thông số của công trình như sau: diện tích xây dựng 90 m²; tổng diện tích sàn 180 m²; mô đun lưới cột: $(3,3 \times 5,1)$ m; số tầng: 2 tầng, mỗi tầng cao 3,3m; mái dốc; tổng chiều cao 8,1 m (tính từ cốt hoàn thiệnnền tầng 1 đến đỉnh mái).

Mặt bằng tầng 1 và phối cảnh công trình được thể hiện trên Hình 3 và Hình 4.







Hình 4: Phối cảnh góc công trình

Như đã biết, kết cấu lắp ghép đã được ứng dụng từ rất lâu. Tuy nhiên, khi áp dụng UHPSFRC với các tính năng nổi trội của nó so với bê tông truyền thống thì kích thước các cấu kiện được thu nhỏ lại dẫn đến rất khó thiết kế các nút liên kết như thông thường.

Với đặc điểm của hệ kết cấu là các liên kết chính đều là ngàm nên sơ đồ tính tổng thể tương tự sơ đồ tính của hệ kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối thông thường chịu được các tác động, trong đó có tải trọng gió.

Sau rất nhiều nghiên cứu bằng tính toán cũng như thực nghiệm, hệ kết cấu cho nhà sinh hoạt cộng đồng được hình thành từ những cấu kiện bê tông đúc sẵn sử dụng UHPSFRC, được nối với nhau thông qua các liên kết được thiết kế đặc biệt đảm bảo khả năng chịu lực, sử dụng và độ bền lâu (chịu được môi trường xâm thực trên đảo).

Từ kết quả tính toán, thiết kế, các cấu kiện chịu lực chính có các thông số như sau:

Cấu kiện móng: móng đơn trên nền thiên nhiên.
 Mỗi móng đơn được chia nhỏ thành các mô đun và lắp ghép với nhau tại hiện trường thông qua các bu lông liên kết, và có cốc để liên kết với cột (Hình 5);



Hình 5: Kết cấu móng lắp ghép

 Cấu kiện cột: cột chính có tiết diện chữ I, hoặc cột biên chữ nhật rỗng giữa. Riêng phần đầu cột được thiết kế đặc biệt để liên kết với dầm dọc, dầm ngang và cột tầng trên (Hình 6);

 Cấu kiện dầm: dầm có tiết diện chữ I (Hình 7), hoặc chữ T ngược với cánh chữ T được sử dụng để kê các tấm sàn, riêng hai đầu dầm có tiết diện chữ nhật để liên kết với cột (Hình 8);

 Cấu kiện sàn: sàn được thiết kế thành các tấm dày 25 mm, sườn cao 100 mm, rộng 540 mm, dài 3280 mm (Hình 9a);

 Cấu kiện mái: mái được thiết kế thành các tấm tương tự các tấm sàn nhưng có thêm hèm ngăn nước và liên kết với dầm mái; các dầm mái này được liên kết với cột mái bằng mối nối (Hình 9b); - Bản thang: có bậc rộng 300 mm, cao 150 mm, dày 50 mm, được kê trực tiếp lên dầm (Hình 9c).

Trọng lượng một số cấu kiện chính ghi trong Bảng 1.

Cấu kiện	Chiều dài (mm)	Trọng lượng (kG)			
Cột	3800	370			
Dầm	4700	365			
Sàn	3280	230			
Bản thang	3500	400			
Bản móng *	-	300			
*) Bản móng vuông có kích thước (1500×1500) mm.					

Bång 1:	Trọng	lượng	một số	cấu	kiện	chính
---------	-------	-------	--------	-----	------	-------

Một số liên kết chính giữa các cấu kiện được minh họa trên Hình 10. Có thể thấy là tại các liên kết này, độ mỏng của các thành, các hẻm là rất nhỏ nhưng vẫn đảm bảo dễ dàng chế tạo bằng UHPSFRC.

Điểm đặc biệt trong thiết kế ở đây là cột và dầm không sử dụng cốt thép đai, và chỉ sử dụng thép ứng suất trước đường kính nhỏ (5÷7 mm), không sử dụng cốt thép dọc. Tại các đầu cột có cốt thép chờ để nối các cột với nhau. Dầm được liên kết với cột thông qua thanh thép ren cường độ cao. Các đai ốc được siết chặt một cách dễ dàng tại công trường. Sau đó, các đầu hở của các thanh thép hoặc đai ốc được bịt kín bằng vữa chuyên dụng (cũng được chế tạo tại Viện KHCN Xây dựng) để đảm bảo yêu cầu chống ăn mòn cho mối nối.





Hình 6: Cấu kiện cột chữ I



Hình 7: Cấu kiện dầm chữ I

Hội nghị khoa học quốc tế Kỷ niệm 55 năm ngày thành lập Viện KHCN Xây dựng



Hình 8: Cấu kiện dầm chữ T ngược



a) Tấm sàn (dày25 mm)



b) Tấm mái (dày 20 mm)



c) Bån thang (dày 50 mm)



a) Cột – cột (giữa)



d) Cột giữa - dầm ngang, dọc



g) Dầm - sàn



Hình 9: Các cấu kiện tấm sàn, tấm mái, bản thang

b) Cột - cột (biên)



e) Cột biên – dầm ngang, dọc



h) Cột - móngHình 10: Các liên kết



c) Cột - cột (góc)



f) Cột góc - dầm



i) Bản thang - dầm

Toàn bộ việc thi công lắp dựng kết cấu công trình nhà sinh hoạt cộng đồng đã được thực hiện hoàn toàn bằng thủ công và bán thủ công một cách dễ dàng tại Viện KHCN Xây dựng bởi nhóm nghiên cứu.



Hình 11: Lắp dựng cốp pha móng



Hình 13: Lắp dụng móng và cột



Hình 15: Lắp dựng xong khung đầu tiên



Hình 17: Kết cấu tầng 1

Trong một số thao tác có sự trợ giúp của cẩu trục nhẹ tự chế tạo được lắp ghép từ những thanh đơn lẻ dễ vận chuyển ra đảo. Một số hình ảnh minh họa quá trình thi công công trình được thể hiện trên các hình từ 11 đến 18.



Hình 12: Tạo phẳng nền



Hình 14: Lắp dựng dầm



Hình 16: Lắp dụng xong nhịp đầu tiên



Hình 18: Kết cấu tổng thể công trình

4. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM MỘT SỐ CÂU KIỆN

Nhiều thí nghiệm cho các cấu kiện đúc sẵn đơn lẻ, cũng như các liên kết đã được tiến hành trong nghiên cứu để kiểm tra khả năng chịu lực và sử dụng. Dưới đây là một số thông tin thí nghiệm bản thang và liên kết cột - cột.

4.1. Thí nghiệm bản thang

Điểm đặc biệt của bản thang là chiều dày chỉ có 50 mm và cầu thang không cốn đáp ứng yêu cầu kiến trúc. Việc thí nghiệm được tiến hành cả ở trong phòng thí nghiệm và tại công trường. Hình ảnh thử uốn bản thang tại công trường được thể hiện trên Hình 19.



Hình 19: Thử uốn bản thang UHPSFRC dày 50 mm

Kết quả thử uốn cho thấy độ võng bản thang là 1,8 mm nhỏ hơn giới hạn cho phép (2,3 mm) và bản thang vẫn nằm trong trạng thái đàn hồi. Như vậy, với chiều dày chỉ 50 mm nhưng bản thang có thể đáp ứng các tiêu chí độ bền cũng như sử dụng. Điều này cho phép tạo nên những cầu thang có hình dáng kiến trúc đẹp.

4.2. Thí nghiệmliên kết cột - cột

Mục đích của thí nghiệm là:

 Xác định độ cứng của liên kết cột - cột và so sánh với độ cứng của liên kết toàn khối;

- Xác định khả năng chịu mô men của liên kết này: mô men nứt, mô men cực hạn.

Các thiết bị đo đạc được sử dụng là:

 LVDT: đo chuyển vị ngang đỉnh cột, đo góc xoay tại vị trí chân cột;

- Loadcell của kích: đo lực ngang đỉnh cột;

- Loadcell đặt tại đỉnh cột: đo lực đứng trong cột;

- Phiến điện trở: đo biến dạng của thanh cốt thép chờ (02 thanh đối xứng nhau);

 Sơ đồ và hình ảnh thí nghiệm được thể hiện trên Hình 20 và Hình 21.

Trong khuôn khổ bài báo này chỉ trình bày quan hệ mô men - góc xoay của liên kết cột - cột như trên Hình 22 và mô men - biến dạng cốt thép như trên Hình 23.

Từ Hình 22 có thể thấy mô men lớn nhất xác định được là 83,26 kNm, tương ứng với lực dọc lớn nhất trong cột là 120 kN. Kết quả này lớn hơn so với cặp nội lực tính toán tương ứng là M = 30 kNm và N = 120 kN.

Ngoài ra, tại thời điểm mô men đạt giá trị lớn nhất thì góc xoay của cột là rất nhỏ (0,007 rad), phù hợp với giả thiết tính toán đây là liên kết ngàm.

Từ Hình 23 có thể thấy là khi mô men đạt giá trị lớn nhất thì biến dạng trong cốt thép chờ cũng đạt đến biến dạng chảy. Điều đó cho thấy là liên kết cột - cột dạng thép chờ xỏ lỗ ứng xử tương đương với liên kết bê tông cốt thép toàn khối, không có hiện tượng tuột cốt thép chờ ra khỏi chân cột tầng 2.



Hình 20: Sơ đồ thí nghiệm liên kết cột - cột



Hình 21: Hình ảnh thí nghiệm liên kết cột - cột



Hình 22: Biểu đồ mô men - góc xoay liên kết cột - cột



Biến dạng (µe)

Hình 23: Biểu đồ mô men - biến dạng cốt thép

Các kết quả thí nghiệm trên các mẫu thử cấu kiện và liên kết khác cho thấy các mẫu thử đều đáp ứng các tiêu chí về khả năng chịu lực, sử dụng và chống ăn mòn. Điều này cho phép nhóm nghiên cứu tiến hành chế tạo đầy đủ các cấu kiện, liên kết cho một công trình hoàn chỉnh từ móng đến mái bằng vật liệu UHPSFRC. Báo cáo đầy đủ của đề tài sẽ được trình bày trong thời gian tới.

5. KẾT LUẬN

Bài báo đã giới thiệu một số kết quả nghiên cứu của đề tài trọng điểm trong việc áp dụng giải pháp kết cấu lắp ghép sử dụng vật liệu tiên tiến UHPSFRC cho công trình xây dựng trên đảo.

Các kết quả nghiên cứu bằng lý thuyết và thực nghiệm cho thấy các cấu kiện và liên kết đều đáp ứng các tiêu chí độ bền, sử dụng và độ bền lâu.

Việc lắp dựng hoàn toàn bằng thủ công và bán thủ công mẫu nhà sinh hoạt cộng đồng tại Viện KHCN

Xây dựng là một ví dụ minh chứng cho tính khả thi của giải pháp đề xuất phù hợp với điều kiện thi công trên đảo hiện nay.

Có thể nói, giải pháp lắp ghép các cấu kiện đúc sẵn đơn lẻ sử dụng UHPSFRC với kích thước hợp lý đã đáp ứng được yêu cầu mô đun hóa trong chế tạo, vận chuyển, bảo quản và tổ hợp thành các kết cấu công trình xây dựng trên đảo.

Các kết quả nghiên cứu khác của nhóm nghiên cứu sẽ được trình bày trong thời gian tới.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nghiên cứu giải pháp kết cấu lắp ghép sử dụng bê tông tính năng cao cho công trình xây dựng trên đảo, RD 87-16 BĐ, 2016
- [2] TCVN 2737:1995, Tải trọng và tác động Tiêu chuẩn thiết kế.
- [3] ACI 544.4R-88, (Reapproved 1999) Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete, 1999.
- [4] Building Code requirements for Structural Concrete, ACI 318-14, American Concrete Institute, 2014.
- [5] NF P 18-710, National addition to Eurocode 2 -Design of concrete structures: Specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC), 2017.
- [6] DesignGuidelines for K- UHPC, KICT, Korea, 2014.
- [7] Recommendations for design and construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC), JSCE, 2008.
- [8] TR63 Guidance for the design of steel-fibrereinforced concrete, 2007.

NGHIÊN CỨU MÔ PHỎNG ỨNG XỬ CỦA VÁCH LIÊN HỢP THÉP - BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU TẢI TRỌNG TĨNH NUMERICAL SIMULATION ON THE BEHAVIOUR OF COMPOSITE STEEL - CONCRETE SHEAR WALLS SUBJECTED TO STATIC LOADING

Phạm Văn Nam¹, Nguyễn Hoàng Quân², Trần Hùng³

^{1,3}Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, Email: nam92.ibst@gmail.com, hungtran.ibst@gmail.com ²Trường Đại học Giao thông Vận tải, Email: quannh_ktxd@utc.edu.vn

TÓM TẮT: Bài báo trình bày nghiên cứu mô phỏng ứng xử của vách liên hợp thép - bê tông cốt thép chịu tải trọng tĩnh. Mô hình RICRAG được sử dụng để miêu tả ứng xử của bê tông vách. Kết quả thu được từ mô hình mô phỏng tương đồng với kết quả thí nghiệm. Bên cạnh đó, bài báo cũng nghiên cứu ảnh hưởng của giới hạn chảy của thép hình tới ứng xử của vách liên hợp.

TỪ KHÓA: nghiên cứu mô phỏng, vách liên hợp, tải trọng tĩnh, mô hình RICRAG,

ABSTRACTS: This paper presents the numerical study on the behaviour of composite concrete steel shear walls subjected to static loading. A couple elastoplastic damage model, labelled as RICRAG model, is used to describe the behaviour of concrete material. The numerical results obtained agree fairly well with the experimental results. On the other hand, the influence of yied strength of steel profile on the behaviour of composite shear walls is also investigated.

KEYWORDS: numerical simulation, composite concrete steel shear wall, static loading, RICRAG model.

1. GIỚI THIỆU

Kết cấu vách liên hợp thép - Bê tông cốt thép (BTCT) (composite steel concrete shear walls-CSWs), là một giải pháp kết cấu được sử dụng ngày càng nhiều trong kết cấu nhà cao tầng do dạng kết cấu này tạo cho công trình có độ cứng cao và có khả năng chịu tải trọng ngang lớn. Bên cạnh đó, một số nghiên cứu thực nghiệm về kết cấu vách liên hợp chỉ ra rằng dạng kết cấu này có tính dẻo lớn, có khả năng tiêu tán năng lượng cao, thích hợp để chịu tải trọng động [1, 2, 3]. Ngoài ra, CSWs còn còn có một số ưu điểm khác như làm tăng khả năng chịu lực và làm giảm kích thước tiết diện của vách, cho phép phát huy các ưu điểm của vật liệu bê tông cốt thép và thép hình [4], tăng khả năng chịu lửa và dễ dàng trong việc thi công.

Mặc dù đã được áp dụng vào thực tế, tuy nhiên, hiện nay, các tiêu chuẩn nổi tiếng về kết cấu liên hợp như Eurocode 4 [5] của châu Âu, AISC [6] của Mỹ vẫn chưa thấy đề cập đến phương pháp tính toán vách liên hợp. Nhiều nghiên cứu thực nghiệm trên các dạng cấu tạo vách liên hợp khác nhau đã được tiến hành trên thế giới [1, 2, 3]. Tuy nhiên, đến thời điểm hiện tại, nhiều vấn đề kỹ thuật của vách liên hợp vẫn chưa được giải quyết triệt để như sự truyền lực giữa bê tông và thép hình, thiết kế vùng chuyển tiếp giữa bê tông cốt thép và thép hình, ứng xử phi tuyến, dạng phá hoại.

Bài báo trình bày nghiên cứu mô phỏng bằng phương pháp phần tử hữu hạn ứng xử của kết cấu vách liên hợp thép - bê tông cốt thép chịu tải trọng tĩnh. Kết quả mô phỏng được so sánh với kết quả thí nghiệm được thực hiện bởi Zhou et al [1]. Trên cơ sở đó, nhóm tác giả nghiên cứu ảnh hưởng của giới hạn chảy của thép hình tới ứng xử của vách liên hợp thép bê tông cốt thép.

2. NGHIÊN CỨU THỰC NGHIỆM

Phần dưới đây trình bày tóm tắt nghiên cứu thực nghiệm về vách liên hợp thép - bê tông cốt thép đã được thực hiện bởi nhóm nghiên cứu người Trung Quốc [1].

2.1. Mẫu thí nghiệm

Mẫu thí nghiệm được chế tạo theo tỉ lệ thu nhỏ 1:3, mẫu được thiết kế dựa trên tiêu chuẩn thiết kế nhà chịu tải trọng động đất [5] và chỉ dẫn kĩ thuật cho kết cấu nhà cao tầng bằng bê tông cốt thép của Trung Quốc [6]. Mẫu có chiều cao bằng 3000 mm, chiều rộng bằng 800 mm, hệ số tỷ lệ (tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng mẫu) bằng 3,75; chiều dày mẫu bằng 100 mm. Hai thép hình chữ I được đặt tại hai đầu của vách. Kích thước chi tiết của thép hình được thể hiện trên hình 1. Vách sử dụng các thanh thép dọc có đường kính 8mm, bước thép dọc bằng 100mm, thép đai có đường kính 6mm, bước thép đai 100mm.

2.2. Vật liệu

Bê tông làm vách có cường độ chịu nén bằng 50,3MPa, được xác định dựa trên thí nghiệm nén mẫu hình trụ. Thép hình sử dụng loại thép Q235 với giới hạn chảy bằng 235 MPa. Cốt thép sử dụng loại thép Grade I với giới hạn chảy bằng 210 MPa.

2.3. Mô hình thí nghiệm

Mô hình thí nghiệm được thể hiện trên Hình 2. Các bộ phận chính của mô hình thí nghiệm gồm có: dầm phản lực bên dưới, dầm truyền lực, khung đỡ bằng thép, tường phản lực, kích tay và kích thủy lực. Vách được liên kết cứng với dầm phản lực và dầm truyền lực. Dầm phản lực được liên kết bằng bu lông với sàn phản lực bên dưới. Dầm truyền lực có tác dụng nhận tải trọng ngang truyền từ kích thủy lực lên vách. Trong phạm vi thí nghiêm này, tải trọng ngang tác dụng lên vách là tải trọng tĩnh. Lực nén tác dụng lên vách thông qua hệ kích tay. Do được đõ bởi hệ khung thép nên lực nén tác dụng lên vách được giữ không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm. Các đầu đo chuyển vị (LVDT) được bố trí trên vách nhằm xác định chuyển vị của một số điểm.



Hình 2. Sơ đồ bố trí thí nghiệm

2.4. Kết quả thí nghiệm

Hình ảnh mẫu thí nghiệm được thể hiện trên hình 3. Trong quá trình thí nghiệm, tải trọng nén tác dụng lên vách được giữ không đối. Tải trọng này được lấy bằng 392 kN, bằng 0,09 lần sức kháng nén của vách. Tải trong ngang tác dung lên vách được tăng dần đến khi mẫu bi phá hoại. Quá trình quan sát mẫu thí nghiêm cho thấy rằng các vết nứt đầu tiên xuất hiện ở vùng chịu kéo. Tiếp đó, các vết nứt ở vùng chịu nén xuất hiện. Tại thời điểm bị phá hoại, thép hình đạt tới giới hạn chảy và bê tông vùng nén bị bong ra. Hình 4 thể hiện hình ảnh của vết nứt tại vùng chịu kéo của vách. Hình 5 thể hiện ứng xử tổng thể của vách được thể hiện thông qua mối quan hệ giữa lực và chuyển vị ngang. Quan sát thấy rằng khi tải trong nhỏ, ứng xử của vách là ứng xử tuyến tính. Tiếp đó, với tải trọng tăng dần, mẫu thí nghiệm thể hiện ứng xử dẻo và độ cứng của vách giảm.



Hình 3. Hình ảnh mẫu thí nghiệm



Hình 4. Hình ảnh vết nứt tại vùng chịu kéo



Hình 5. Ứng xử tổng thể của vách liên hợp

3. MÔ HÌNH MÔ PHỎNG

3.1. Xây dựng mô hình

Mô hình thí nghiệm được mô phỏng bằng cách sử dụng phần mềm phần tử hữu hạn Cast3M. Phần mềm này

được xây dựng và phát triển bởi viện nghiên cứu năng lượng nguyên tử (CEA) của Công Hòa Pháp. Nhờ vào tính đối xứng của kết cấu, việc mô hình hóa mẫu thí nghiệm được thực hiện trên 1/2 mô hình nhằm mục đích giảm nhẹ khối lượng tính toán. Việc quy đổi về 1/2 mô hình được thể hiện thông qua điều kiện khống chế chuyển vị thẳng trên mặt đối xứng theo phương vuông góc với mặt phẳng của vách bằng không. Liên kết giữa dầm phản lực với sàn được coi là liên kết ngàm, được thể hiện trong mô hình thông qua việc khống chế ba thành phần chuyển vị đường bằng không. Lưới phần tử hữu hạn của mô hình được thể hiện trên hình 6. Bê tông và thép hình được miêu tả bằng phần tử lục diện 8 nút (CUB8), cốt thép được mô hình bằng phần tử thanh 2 nút (SEG2). Tổng cộng, lưới phần tử hữu han gồm có 44575 nút. Các kết quả thu được trên các lưới phần tử min hơn không cho thấy sự chênh lệch đáng kể so với lưới phần tử được giới thiệu ở trên. Sự dính bám giữa bê tông, thép hình và cốt thép được giả thiết là dính bám tuyệt đối. Ứng xử của bê tông vách được miêu tả bằng mô hình RICRAG [7] trong Cast3M. Mô hình này cho phép miêu tả các ứng xử phức tạp của bê tông khi chịu tải trọng lặp như sự phục hồi đô cứng, hiện tương trễ, sư xuất hiện của lực ma sát khi có sự trượt lên nhau giữa bề mặt các vết nứt. Các tham số của mô hình được thể hiện trong bảng 1. Trong đó, các tham số đặc trưng cho ứng xử của vật liệu bê tông ở trạng thái chưa bị phá hoại gồm có mô đun đàn hồi E và hệ số Poisson v. Cơ chế phá hoại của vật liệu bê tông được thể hiện thông qua 4 tham số Y_o, A_{Dir}, A_{ind} , β . Trong đó Y_o là ngưỡng phá hoại ban đầu, giá trị này được xác định thông qua cường độ chịu kéo của bê tông $Y_o = f_t^2 / (2E)$. Các tham số A_{Dir} , A_{ind} thể hiện tính giòn của vật liệu bê tông khi chịu kéo trực tiếp hoặc chịu kéo gián tiếp (hiện tượng nở hông khi chịu nén). β là tham số thể hiện ứng xử bất đối xứng của bê tông khi chịu kéo và chịu nén. Cuối cùng mối tương quan giữa mức độ hư hỏng của vật liệu và sự trượt lên nhau giữa các bề mặt của vết nứt được thể hiện thông qua các tham số γ_0 và a_0 .

Tham sô	Giá trị		
Mô đun đàn hồi E	$35000 \times 10^6 Pa$		
Hệ số Poisson v	0,2		
Ngưỡng phá hoại ban đầu Y_o	228 Jm ⁻³		
Tính giòn khi chịu kéo trực tiếp A _{Dir}	0,1		
Tính giòn khi chịu kéo gián tiếp A _{ind}	0,1		
Cường độ chịu kéo của bê tông f_t	$4 \times 10^6 \text{Pa}$		
Hệ số bất đối xứng β	100		
Mô đun cứng hóa động học γ_o	7×10^{9} Pa		
Mô đung cứng hóa phi tuyến a_o	1×10^{-7} Pa		



Hình 6. Lưới phần tử hữu hạn

Úng xử của bê tông làm dầm phản lực và dầm truyền lực được thể hiện bằng ứng xử đàn hồi tuyến tính, trong đó mô đun đàn hồi và hệ số Poisson tương tự như bê tông sử dụng để đúc vách. Mô hình đàn dẻo tuyệt đối được sử dụng để miêu tả ứng xử của thép hình. Ứng xử của cốt thép được miêu tả bằng mô hình Menegotto-Pinto [8].



Hình 7: Mô hình Menegotto - Pinto cho cốt thép dưới tác dụng của tải trọng tĩnh

Úng xử của cốt thép trong mô hình Menegotto -Pinto khi chịu tác dụng của tải trọng tĩnh được mô tả trên hình 7. Đường cong ứng xử gồm ba giai đoạn: giai đoạn tuyến tính ứng với biến dạng trong cốt thép nhỏ hơn biến dạng ở giới hạn chảy ε_y , thềm chảy ứng với biến dạng trong cốt thép nằm trong phạm vi từ ε_y đến ε_{sh} , giai đoạn cứng hóa ứng với giá trị biến dạng trong cốt thép thay đổi từ ε_{sh} đến giá trị biến dạng cực hạn ε_{su} . Các giai đoạn này được thể hiện thông qua phương trình dưới đây:

$$\begin{cases} \sigma = E_{a}\epsilon & 0 < \epsilon < \epsilon_{y} \\ \sigma = \sigma_{sy} & \epsilon_{y} < \epsilon < \epsilon_{sh} \\ \\ \sigma = \sigma_{su} - (\sigma_{su} - \sigma_{sy}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}\right)^{4} & \epsilon > \epsilon_{sh} \end{cases}$$

trong đó: E_a - mô đun đàn hồi của cốt thép.

3.2. Kết quả mô hình mô phỏng

Đường cong lực - chuyển vị thu được từ mô hình mô phỏng 3D được so sánh với kết quả thí nghiệm trên hình 8. Có thể nhận thấy rằng đường cong thực nghiệm và đường cong mô phỏng là khá tương đồng. Từ đó có thể thấy rằng mô hình RICRAG cho phép miêu tả tương đối tốt ứng xử dẻo của vách. Bên cạnh đó, mô hình cũng cho phép dự báo dạng phá hoại của vách. Độ mở rộng vết nứt trong mô hình được tính toán bằng cách sử dụng phương pháp năng lượng được đề xuất bởi Matallah et al [9]. Các vết nứt xuất hiện trên vách thu được từ mô hình mô phỏng được thể hiện trên hình 9. Vị trí của các vết nứt quan sát được trên thí nghiệm. Hình 10 miêu tả hình ảnh các vết nứt trong thép hình.



Hình 8. So sánh đường cong lực - chuyển vị thu được từ thí nghiệm và mô phỏng



Hình 9. Dạng phá hoại của mẫu thí nghiệm thu được từ mô hình



Hình 10: Dạng vết nứt trong thép hình

3.3. Ảnh hưởng của giới hạn chảy của thép hình đến ứng xử của vách liên hợp

Nhằm mục đích nghiên cứu ảnh hưởng của giới hạn chảy của thép hình tới ứng xử tổng thể của vách liên hợp, các mô hình vách sử dụng các thép hình có giới hạn chảy 300, 400, 500 MPa được tiến hành mô phỏng, các thông số của vật liệu bê tông được giữ nguyên. Kết quả được thể hiện trên hình 11. Quan sát thấy rằng, khi tăng giới hạn chảy của thép hình thì khả năng chịu lực vách cũng tăng lên. Tuy nhiên, ta cũng thấy rằng khi tăng giới hạn chảy của thép từ 400 đến 500 Mpa thì khả năng chịu lực của vách thay đổi không đáng kể. Như vậy, có thể nhận xét rằng, trong trường hợp này việc sử dụng thép hình có giới hạn chảy lớn hơn 400 Mpa không làm thay đổi đáng kể khả năng chịu lực của vách.



Hình 11. Ảnh hưởng của cấp thép tới ứng xử tổng thể của vách liên hợp

4. KÉT LUÂN

Mục đích chính của bài báo nhằm xây dựng mô hình mô phỏng ứng xử của vách liên hợp chịu tải trọng đứng và ngang đồng thời. Kết quả thu được từ mô hình và kết quả thí nghiệm thể hiện sự tương đồng. Từ đó cho thấy mô hình có khả năng dự báo tốt ứng xử tổng thể của vách cũng dạng phá hoại của vách liên hợp. Mô hình mô phỏng cho thấy rằng, nếu giữ nguyên các đặc trưng của vật liệu bê tông thì việc sử dụng thép hình có giới hạn chảy lớn hơn 400 Mpa không làm thay đổi đáng kể khả năng chịu lực của vách.

Bài báo mới chỉ dừng ở việc nghiên cứu ảnh hưởng của cấp thép tới ứng xử tổng thể của vách liên hợp, ảnh hưởng một số tham số khác cần được tiếp tục nghiên cứu như: cường độ bê tông, ảnh hưởng của lực nén, độ mảnh của vách Bên cạnh đó, mô hình mô phỏng mới chỉ nghiên cứu ứng xử của vách dưới tải trọng tĩnh, cần tiếp tục đánh giá hiệu quả của mô hình khi nghiên cứu ứng xử của vách chịu tác dụng của tải trọng động.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- Zhou, Y., Lu, X., and Dong, Y. (2010). Seismic behaviour of composite shear walls with multi embedded steel sections. Part I: experiment, The Structural Design of Tall and Special Buildings 19 (6):618-636.
- [2] Dan, D., Fabian, A., and Stoian, V. (2011). Theoretical and experimental study on composite steel - concrete shear walls with vertical steel encased profiles. Journal of Constructional Steel Research 67(5): 800-813.
- [3] Quian, J., Jiang, Z., and Ji, X.(2012), Behavior of steel tube reinforced concrete composite walls subjected to high axial force and cyclic loadings. Engineering Structures 36:173-184.
- [4] Griffis, L,G.(1986). Some design considerations for composite - frames structures. Engineering Journal 23 (2): 59-64.
- [5] China Ministry of construction (MOC) (2001). Code for seismic design of building (GB50011-2001). China Architecture & building press: Beijing, China.
- [6] China Ministry of construction (MOC) (2002). *Technical specification for concrete structure of tall building*. China Architecture & building press: Beijing, China.
- [7] Richard, B., Ragueneau, F., Cremona, C., and Adelaide (2010). Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading: stiffness recovery, inelastic strains and frictional loading. Enginneering Fracture Mechanics, 77, 1202 -1233.
- [8] Menegotto, M., and Pinto P,. (1973). Methode of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non elastic behavior of elements under combined normal force and bending. IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads, Lisbon.
- [9] Matallah, M., La Borderie, C., and Maurel, O (2010). *A practical method to estimate crack openings in concrete structures*. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics 34(15)1615:33.