

BẢN TIN **V** THÍ NGHIỆM & KIỂM ĐỊNH **XÂY DỰNG**

CƠ QUAN THÔNG TIN CỦA MẠNG KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG VIỆT NAM - SỐ 16 THÁNG 12/2017

**SỬ DỤNG BÊ TÔNG LẮP CHÉP TẦM LỚN
TRONG XÂY DỰNG NHÀ Ở: CẦN NGHIÊN CỨU
MỘT CÁCH KHOA HỌC**

**MỘT SỐ NỘI DUNG CHÍNH CỦA HỘI NGHỊ
MẠNG KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG
TRÌNH XÂY DỰNG VIỆT NAM KHU VỰC
PHÍA NAM VÀ PHÍA BẮC NĂM 2017**

Tr. 06

**ĐỔI MỚI VÀ NÂNG CAO HIỆU QUẢ HOẠT
ĐỘNG GIÁM ĐỊNH TƯ PHÁP TRONG
LĨNH VỰC XÂY DỰNG**

Tr. 08

**ĐÁNH GIÁ AN TOÀN KẾT CẤU NHÀ Ở
LẮP CHÉP TẦM LỚN**

Tr. 10



Chúc Mừng
Năm Mới
2018



THÍ NGHIỆM & KIỂM ĐỊNH
XÂY DỰNG

CƠ QUAN THÔNG TIN CỦA MẠNG KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG VIỆT NAM

Mục Lục

CHỦ NHIỆM XUẤT BẢN

PGS. TS Phạm Minh Hà

CHỊU TRÁCH NHIỆM XUẤT BẢN

TS. Nguyễn Quang Hiệp

BAN CỐ VẤN VÀ THẨM ĐỊNH NỘI DUNG

Chủ tịch: GS.TSKH. Nguyễn Văn Quảng

Phó Chủ tịch: ThS. Hoàng Hải

HỘI ĐỒNG CỐ VẤN

PGS.TS. Trần Chung

PGS.TS. Võ Văn Thảo

GS. TS. Nguyễn Việt Trung

GS. TS. Vũ Thanh Te

BAN BIÊN TẬP

Trưởng ban: KS. Đỗ Việt Hà

Phó Trưởng ban: KTS. Nguyễn Xuân Phương

THÀNH VIÊN

KS. Nguyễn Anh Tuấn

CN. Vũ Thị Hoàng Mai

CN. Phạm Thùy Trinh

TÒA SOẠN VÀ TRỊ SỰ

TRUNG TÂM PHÁT TRIỂN

CÔNG NGHỆ QUẢN LÝ

VÀ KIỂM ĐỊNH XÂY DỰNG

Địa chỉ: 37 Lê Đại Hành,

Q. Hai Bà Trưng, Hà Nội.

Điện thoại: 024. 39760 271

(Ext. 182, 183, 184, 189, 454, 455)

Fax: 024. 3974 6596

Email: daotao.cqm@gmail.com

Mã ISSN: 2588 - 1280

In tại: Công ty TNHH MTV In và Thương Mại TTXVN

Tiêu điểm

04 | Sử dụng bê tông lắp ghép tấm lớn trong xây dựng nhà ở: Cần nghiên cứu một cách khoa học

Chuyển động mạng Kiểm định

06 | Một số nội dung chính của Hội nghị mạng Kiểm định chất lượng công trình xây dựng việt nam khu vực phía Nam và phía Bắc năm 2017

08 | Đổi mới và nâng cao hiệu quả hoạt động giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng

Chuyên đề Khoa học

10 | Đánh giá an toàn kết cấu nhà ở lắp ghép tấm lớn

16 | Thử nghiệm về khả năng chịu động đất của hệ kết cấu bê tông cốt thép nhà cao tầng sử dụng công nghệ bán lắp ghép

24 | Cấu tạo và tính toán chân cột thép liên kết ngàm trong nhà cao tầng theo tiêu chuẩn JGJ 99 – 98

28 | Sự làm việc đến phá hoại của dầm đường sắt đô thị mặt cắt chữ u: Thí nghiệm và phân tích lí thuyết

32 | Phân tích kết cấu khung nhà ống do chuyển vị của móng

36 | Ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng của hệ kết cấu khung bê tông cốt thép được thiết kế theo TCVN 9386:2012

SỬ DỤNG BÊ TÔNG LẮP GHÉP TẮM LỚN TRONG XÂY DỰNG NHÀ Ở: CẦN NGHIÊN CỨU MỘT CÁCH KHOA HỌC

Ngọc Hà

CHỦ TRƯỞNG CỦA CHÍNH PHỦ LÀ PHÁT TRIỂN NHÀ Ở XÃ HỘI VỚI GIÁ THÀNH RẺ VÀ CHẤT LƯỢNG CAO ĐỂ ĐÁP ỨNG YÊU CẦU NGÀY Càng LỚN VỀ NHU CẦU NHÀ Ở CHO NGƯỜI LAO ĐỘNG TRÊN CẢ NƯỚC. TẠI MỘT CUỘC LÀM VIỆC VỚI BỘ XÂY DỰNG MỚI ĐÂY, MỘT LÃNH ĐẠO CỦA UBND TP HÀ NỘI NÊU VẤN ĐỀ ỨNG DỤNG CÔNG NGHỆ BÊ TÔNG ĐÚC SẴN VÀO ĐẢM BẢO SỰ ĐA DẠNG TRONG KIẾN TRÚC, GIẢM GIÁ THÀNH XÂY DỰNG. XOAY QUANH NHỮNG ƯU, NHƯỢC ĐIỂM CỦA PHƯƠNG PHÁP NÀY, BÁO XÂY DỰNG ĐÃ CÓ CUỘC TRAO ĐỔI VỚI PGS.TS TRẦN CHỨNG - CHUYÊN GIA HỘI ĐỒNG NGHIỆM THU NHÀ NƯỚC CÁC CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG, CỔ VẤN CAO CẤP VIỆN KHCN XD.

Công nghệ thi công bê tông lắp ghép đúc sẵn có lịch sử hình thành lâu đời trên thế giới. Nhưng với Việt Nam, công nghệ này có chỗ đứng như thế nào, thưa ông?

- Năm 1824, người Anh phát minh ra xi măng tại vùng Portland và tới năm 1848 ngành công nghiệp xi măng hiện đại chính thức hình thành tạo sự đột phá trong lĩnh vực sản xuất vật liệu xây dựng. Tới năm 1855, vật liệu bê tông cốt thép (BTCT) chính thức ra đời. Ban đầu BTCT tại chỗ liền khối là chính và đầu thế kỷ XX BTCT lắp ghép bắt đầu xuất hiện với các cấu kiện đơn giản như cọc, dầm, cột dùng phổ biến trong xây dựng công trình công nghiệp, quân sự. Vào các năm sau chiến tranh thế giới lần thứ II, với mục tiêu tập trung lo nhà ở cho dân, công nghệ xây dựng nhà ở bằng kết cấu BTCT lắp ghép ở các nước châu Âu được chăm lo hoàn thiện. Kết cấu BTCT lắp ghép đã tạo lợi thế về tốc độ xây dựng ban đầu là hệ kết cấu khung, hệ kết cấu lắp ghép từ các cấu kiện tấm lớn được hình thành và phát triển mạnh mẽ sau năm 1954 tại các nước châu Âu mà nổi bật ở các nước Bỉ, Tiệp và đặc biệt ở Liên Xô (cũ).

Công nghệ xây dựng từ các cấu kiện tấm lớn lắp ghép đã được Việt Nam nghiên cứu và áp dụng từ cuối 1960 và phát triển mạnh trong thập niên 70 của thế kỷ trước. Ban đầu cũng là hệ kết cấu khung dầm gác các tấm sàn đúc sẵn nhưng sau đó các khu chung cư lớn như Giảng Võ, Thành Công, Kim Liên, Thanh Xuân, Nghĩa Đô... (Hà Nội) và một số khu nhà ở tại TP Hải Phòng, Việt Trì, Thanh Hóa, Nghệ An... được hình thành từ công nghệ lắp ghép tấm lớn.



PGS.TS Trần Chứng

Trải qua thời gian sử dụng công nghệ này ở Việt Nam. Ông đánh giá như thế nào về ưu và nhược điểm của chúng?

- Ưu điểm lớn nhất của công nghệ lắp ghép tấm lớn là có thể công nghiệp hóa được ngành Xây dựng và giảm thiểu thời gian xây dựng. Như chúng ta biết, công trình xây dựng chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố trong suốt thời gian xây dựng mà yếu tố khí hậu trong điều kiện xây dựng ở Việt Nam có tác động không nhỏ ảnh hưởng đến tiến độ và chất lượng công trình. Mặt khác, do phần lớn cấu kiện được sản xuất theo dây chuyền công nghiệp thông qua các công đoạn kiểm tra trong nhà xưởng nên chất lượng sản phẩm được đảm bảo ở mức tốt nhất. Các công việc còn lại ở hiện trường giảm thiểu đáng kể thời gian, nhân lực và đặc biệt là giảm khối lượng vật liệu cho biện pháp thi công như đà giáo, cốt pha so với việc đổ bê tông tại chỗ.

Tuy vậy, công nghệ lắp ghép nhà ở từ các tấm lớn bằng BTCT còn những hạn chế như sự đơn điệu về kiến trúc và cần có phương tiện thi công hiện đại như cần cẩu, xe chở cấu kiện...

Có ý kiến cho rằng sử dụng bê tông tấm lớn lắp ghép trong xây dựng nhà ở xã hội sẽ giảm giá thành công trình. Ông nhận định như thế nào về vấn đề này?

- Rõ ràng một công nghệ xây dựng mới phải mang lại sự ưu việt. Nếu nói tới giảm giá thành phải tính lợi ích tổng thể mà phương pháp này mang lại. Đầu tiên là hiệu quả do các cấu kiện được sản xuất từ các dây chuyền công nghiệp tạo được năng suất rất cao và các giá trị gia tăng cũng lớn theo; tiếp theo là các chi phí phát sinh trong quá trình sản xuất có thể giảm ở mức tối thiểu; các chi phí quản lý cũng được giảm thiểu do chuyên nghiệp hóa, chuyên môn hóa cao trong quá trình sản xuất; rủi ro về chất lượng được chủ động nhận dạng và khắc phục. Do công nghiệp hóa quá trình xây dựng nhà ở, các cấu kiện được điển hình hóa nên chi phí thiết kế được giảm thiểu. Nhưng giá thành xây dựng giảm đáng kể chính là tiến độ thi công nhanh và chất lượng được kiểm soát tốt và tuổi thọ công trình được đảm bảo.

Vậy, hướng đi nào đối với công nghệ sử dụng bê tông tấm lớn cho nhà lắp ghép trong tương lai ở Việt Nam, thưa không?

- Không có lý do gì mà sự ưu việt của công nghệ xây dựng theo phương pháp lắp ghép không được khai thác trong chương trình lo nhà ở cho nhân dân trong thời gian tới. Bên cạnh những ưu điểm, chúng ta cũng cần nhìn thẳng vào những mặt tồn tại của các công trình xây dựng theo công nghệ này đã áp dụng ở nước ta trong giai đoạn 1970 - 1980. Đó là sự áp dụng ào ạt theo kiểu "phong trào" cùng với việc kiểm soát chất lượng



xây dựng bị buông lỏng, công tác bảo trì công trình gần như không tồn tại khiến tình trạng xuống cấp nghiêm trọng của hầu hết các khu nhà lắp ghép mặc dù mới qua được một phần tư tuổi thọ mong muốn, tạo lên hình ảnh "xấu xí" trong cư dân về loại nhà này. Điều đó, khiến người dân quay lưng với nhà lắp ghép.

Vậy, chúng ta muốn phát triển loại nhà này, phải đầu tư nghiên cứu một cách khoa học, nghiêm túc về mọi vấn đề làm cơ sở cho sự triển khai đại trà công nghệ này. Các nước quanh ta như Singapor, Malaysia đang xây dựng nhà ở cho dân chủ đạo bằng công nghệ này. Sự thành công của công nghệ xây dựng nhà ở theo phương pháp bán lắp ghép do Công ty Xuân Mai thuộc TCty Vinaconex nghiên cứu, phát triển đã có sức sống trong thực tiễn. Gần đây, TCty Vinaconex đã phối hợp Viện Khoa học công nghệ xây dựng Việt Nam nghiên cứu về sự ứng dụng của công trình này khi chịu động đất trên mô hình tỷ lệ 1:1 đã mở ra khả năng áp dụng mạnh mẽ công nghệ này trong xây dựng các công trình nhà ở có chiều cao nhỏ hơn 25 tầng.

Kết quả nghiên cứu đó đã xóa đi quan niệm cũ cho rằng công nghệ này chỉ áp dụng cho nhà nhỏ hơn 9 tầng. Như vậy, chúng ta muốn phát triển công nghệ này nhiều hơn, đa dạng hơn, đặc biệt đối với công nghệ lắp ghép tấm lớn, thì cần nghiên cứu để tìm được các lời giải cho giải pháp kiến trúc, giải pháp kết cấu mà nhất là mối nối, công nghệ thi công, mức độ hoàn thiện của cấu kiện và hệ thống trang thiết bị kỹ thuật trong nhà cùng vấn đề bảo trì thuận tiện trong suốt tuổi thọ công trình... Nếu đảm bảo được các điều kiện ấy, chắc chắn công nghệ này có triển vọng. Sự kết hợp giữa Nhà đầu tư, Nhà sản xuất và Nhà khoa học tạo điểm tựa quan trọng cho sự phát triển công nghệ này trong tương lai.

Trần Trọng Cẩm ơn ông!

MỘT SỐ NỘI DUNG CHÍNH CỦA HỘI NGHỊ MẠNG KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG VIỆT NAM KHU VỰC PHÍA NAM VÀ PHÍA BẮC NĂM 2017

CỤC GIÁM ĐỊNH NHÀ NƯỚC VỀ CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG ĐÃ TỔ CHỨC HỘI THẢO “KIỂM ĐỊNH CÔNG TRÌNH CŨ TRONG ĐÔ THỊ” VÀ HAI HỘI NGHỊ MẠNG KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG KHU VỰC PHÍA NAM NGÀY 21/7/2017 TẠI QUY NHƠN VÀ PHÍA BẮC NGÀY 4/8/2017 TẠI QUẢNG BÌNH”

Trong những năm gần đây, Nhà nước và Chính phủ đã ban hành nhiều chủ trương, đường lối nhằm chỉnh trang, nâng cấp các đô thị hiện hữu. Qua đó, đã yêu cầu ngành Xây dựng đánh giá các công trình cũ trong đô thị để có kế hoạch cải tạo sửa chữa các công trình này. Trong đó, việc kiểm định đánh giá các công trình cũ trong đô thị là việc làm cấp thiết, là cơ sở của việc cải tạo chỉnh trang đô thị. Chính vì vậy, Hội thảo được tổ chức nhằm trình bày các phương pháp đánh giá các công trình cũ, cũng như một số vấn đề còn tồn tại bất cập và kiểm định các công trình cũ. Từ đó, trao đổi đóng góp có ý nghĩa cho công tác cải tạo sửa chữa lại công trình cũ hiện nay trong đô thị.

Phát biểu tại Hội thảo, Ông Phạm Minh Hà - Cục trưởng Cục Giám định nhấn mạnh trong thời gian qua ở nước ta đã xảy ra một số sự cố sập đổ công trình nhà như: công trình số 47 Huỳnh Thúc Kháng, công trình số 107 Trần Hưng Đạo... gây thiệt

hại lớn về người và tài sản. Ở các thành phố lớn như Hà Nội, TP Hồ Chí Minh hiện còn nhiều nhà đã xây dựng từ lâu, niên hạn trên 60 năm, đặc biệt là các nhà ở, nhà công sở, công trình công cộng xây dựng trước năm 1954, nhà chung cư xây dựng trước năm 1994. Nhìn chung, chất lượng của các công trình này hiện đã và đang bị xuống cấp, nhiều công trình hết niên hạn sử dụng, bị hư hỏng, tiềm ẩn các nguy cơ xảy ra các sự cố, sập đổ. Vì vậy việc đánh giá các đối tượng nhà này luôn đặt ra các câu hỏi về độ nguy hiểm để tiến hành kiểm định nhằm mục đích thực hiện công tác đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng cũ trong đô thị. Thực hiện Chỉ thị 05/CT-TTg ngày 15/2/2016 của Thủ tướng Chính phủ về việc Kiểm tra, rà soát, đánh giá an toàn chịu lực nhà ở và công trình công cộng cũ, nguy hiểm tại đô thị, Bộ Xây dựng đã ban hành Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng kèm theo Quyết định số 488/QĐ-BXD ngày 25/5/2016. Hội thảo là cơ hội chia sẻ và trao đổi kinh nghiệm giữa đại diện các cơ quan quản



Ông Phạm Minh Hà, Cục trưởng Cục Giám định phát biểu khai mạc Hội thảo



Ông Hoàng Hải, Phó Cục trưởng Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng phát biểu tại Hội thảo.

lý nhà nước và các nhà tư vấn, quản lý xây dựng nhằm tháo gỡ và góp ý nhằm hoàn thiện các văn bản quy phạm pháp luật trong lĩnh vực kiểm định xây dựng, đánh giá an toàn trong thời gian tới. Cũng tại Hội thảo, Ông Hoàng Hải - Phó Cục trưởng Cục Giám định đã trao đổi về tổ chức thực hiện việc kiểm tra công tác nghiệm thu trong quá trình thi công xây dựng khi hoàn thành công trình theo quy định tại Điều 32 Nghị định số 46/2015/NĐ-CP về quản lý chất lượng và bảo trì công trình xây dựng và giải đáp một số vướng mắc trong quá trình thực hiện.

Theo PGS.TS. Trần Chung - Phó Chủ tịch Hội Kết cấu và Công nghệ xây dựng Việt Nam cho biết: suốt thời gian công trình tồn tại trong quá trình sử dụng công trình sẽ bị xuống cấp không còn khả năng chịu tải tốt như công trình mới. Các yếu tố gây ảnh hưởng tới chất lượng công trình trong suốt quá trình sử dụng là đa dạng, có thể tác động riêng rẽ hay đồng thời nhằm làm suy giảm tuổi thọ công trình. Để đảm bảo tình trạng chất lượng công trình luôn đáp ứng công năng mong muốn, công tác bảo trì nhất là công tác bảo trì phòng ngừa có vai trò cực kỳ quan trọng.

"Trong công tác bảo trì, nhiệm vụ đầu tiên là "phòng ngừa" và sau đó mới là "sửa chữa". Vì vậy, bảo trì phòng ngừa là công tác bảo trì được tiến hành theo các khoảng thời gian định trước

hoặc theo các tiêu chí được mô tả và được dự định để giảm xác suất phá hoại hoặc sự xuống cấp chức năng của một hạng mục.

Tại hội nghị Mạng kiểm định khu vực phía Bắc, Ông Đinh Khắc Tiệp, Trưởng ban liên lạc Mạng kiểm định khu vực phía Bắc đã đọc báo cáo tổng kết tình hình hoạt động của Ban liên lạc Mạng kiểm định trong thời gian qua, nhấn mạnh những việc đã làm được và một số nội dung công việc phải hoàn thiện trong thời gian tới. Đồng thời thay mặt các thành viên Mạng kiểm định kiến nghị lên các cơ quan quản lý nhà nước một số bất cập, vướng mắc về tổ chức, cơ chế chính sách và đề xuất các giải pháp nhằm nâng cao hiệu quả hoạt động của các tổ chức tư vấn kiểm định xây dựng.

Kết thúc Hội thảo và hội nghị, thay mặt Cục Giám định - Cơ quan Điều hành Mạng kiểm định chất lượng CTXD Việt Nam, Ông Phạm Minh Hà đánh giá cao nỗ lực của các thành viên Mạng kiểm định chất lượng xây dựng trong việc tham mưu, hỗ trợ các cơ quan quản lý nhà nước ở Trung ương cũng như các địa phương và trong việc kiểm soát chất lượng công trình xây dựng, tạo ra diễn đàn để chia sẻ kinh nghiệm giữa các thành viên đồng thời cũng là một kênh trao đổi, phản biện góp ý xây dựng chính sách đối với các cơ quan quản lý nhà nước trong lĩnh vực xây dựng.

ĐỔI MỚI VÀ NÂNG CAO HIỆU QUẢ HOẠT ĐỘNG GIÁM ĐỊNH TƯ PHÁP TRONG LĨNH VỰC XÂY DỰNG

Lã Mạnh Chiến - Cục Giám định nhà nước về chất lượng công trình xây dựng

G iám định tư pháp là hoạt động hỗ trợ tư pháp, là công cụ quan trọng, phục vụ đắc lực cho hoạt động điều tra, truy tố và xét xử, góp phần quan trọng vào việc giải quyết các vụ án được chính xác, khách quan, đúng pháp luật. Trước yêu cầu ngày càng cao của thực tiễn và công cuộc cải cách tư pháp, đấu tranh chống tham nhũng, công tác giám định tư pháp cần phải đổi mới, nâng cao hiệu quả hoạt động, kịp thời khắc phục những hạn chế, khó khăn, vướng mắc.

Trong những năm gần đây, hoạt động giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng đã có những chuyển biến tích cực như thể chế về giám định tư pháp xây dựng đang ngày được hoàn thiện thông qua việc ban hành Thông tư quy định về quy chuẩn chuyên môn, điều kiện năng lực của cá nhân, tổ chức chuyên môn giám định tư pháp; nguồn nhân lực thực hiện giám định tư pháp đã được tăng lên về số lượng, chất lượng, cơ bản đáp ứng được yêu cầu thực tế; các vụ việc giám định cơ bản được giải quyết, đáp ứng kịp thời, đúng thời hạn giám định góp phần đưa hoạt động giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng không còn là “điểm nghẽn” làm ách tắc hoạt động tố tụng như những năm trước đây.

Để nâng cao hiệu quả hoạt động giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng, những công việc quan trọng đã được tập trung xây dựng, phát triển và hoàn thiện đó là:

- Hoàn thiện văn bản quy phạm pháp luật và hệ thống quy chuẩn, tiêu chuẩn chuyên môn phục vụ hoạt động giám định tư pháp:

Trước năm 2010, trong lĩnh vực xây dựng chưa có các văn bản pháp luật hướng dẫn riêng cho công tác giám định tư pháp về xây dựng, quy định năng lực các tổ chức chuyên môn giám định, chi phí giám định, tiếp nhận trung cầu và thực hiện giám định nên hoạt động giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng không thống nhất và có nhiều vướng mắc.

Để hướng dẫn thực hiện Pháp lệnh giám định tư pháp số 24/2004/PL-UBTVQH11 ngày 29/9/2004 và giải quyết những bất cập, vướng mắc về giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng, Bộ Xây dựng đã ban hành Thông tư số 35/2009/TT-BXD ngày 5/10/2009 hướng dẫn giám định tư pháp xây dựng, trong đó quy định thông tin năng lực của các tổ chức chuyên môn thực hiện giám định, chi phí giám định, trình tự tiếp nhận trưng cầu và thực hiện giám định.

Sau một thời gian thực hiện Thông tư số 35/2009/TT-BXD, hoạt động giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng đã có những chuyển biến tích cực. Trên cơ sở Luật Giám định tư pháp có hiệu lực thi hành từ ngày 01/01/2013, kết quả khảo sát, thu thập thông tin về những khó khăn, vướng mắc liên quan đến hoạt động giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng,

Bộ Xây dựng đã ban hành Thông tư số 04/2014/TT-BXD ngày 22/4/2014 hướng dẫn một số nội dung về giám định tư pháp trong hoạt động đầu tư xây dựng quy định cụ thể về điều kiện năng lực, công bố thông tin, lựa chọn cá nhân, tổ chức giám định tư pháp; việc áp dụng quy chuẩn, tiêu chuẩn chuyên môn về giám định tư pháp; hướng dẫn trình tự, thủ tục thực hiện và chi phí giám định tư pháp.

Thông tư số 04/2014/TT-BXD có những quy định tạo thuận lợi cho công tác lựa chọn, trung cầu của cơ quan tiến hành tố tụng và nâng cao chất lượng công tác giám định như việc cơ quan quản lý nhà nước về xây dựng giới thiệu các tổ chức, cá nhân thực hiện giám định tư pháp; tổ chức chuyên môn giám định tư pháp phù hợp với nội dung trung cầu thực tế như giám định về sự tuân thủ các quy định pháp luật, giám định về chất lượng xây dựng, giám định về chi phí đầu tư xây dựng. Qua một thời gian áp dụng, Thông tư đã giải quyết, tháo gỡ được các tồn tại, vướng mắc trong hoạt động giám định tư pháp xây dựng.

Bên cạnh đó, một trong những công cụ quan trọng để thực hiện giám định đó là hệ thống quy chuẩn, tiêu chuẩn chuyên môn phục vụ cho hoạt động giám định tư pháp. Hiện nay, để phục vụ cho hoạt động xây dựng có gần 500 tiêu chuẩn và 18 quy chuẩn kỹ thuật. Các quy chuẩn kỹ thuật, tiêu chuẩn cơ bản đáp ứng được nhu cầu thực tế hoạt động xây dựng nói chung và hoạt động giám định tư pháp xây dựng nói riêng.

- Hoàn thiện nguồn nhân lực để thực hiện giám định tư pháp xây dựng:

Trước năm 2010, trên cả nước chưa có tổ chức chuyên môn tư vấn xây dựng được công bố để thực hiện giám định tư pháp nên cơ quan tiến hành tố tụng thường trung cầu giám định viên tư pháp là cán bộ, công chức làm công việc quản lý nhà nước về xây dựng để thực hiện giám định. Các giám định viên tư pháp có kiến thức về pháp luật nhưng kiến thức về chuyên môn kỹ thuật hạn chế dẫn đến việc thực hiện giám định đối với các vụ việc liên quan đến chất lượng công trình, sự cố công trình chưa đạt hiệu quả. Sau năm 2010, theo quy định

của Thông tư số 35/2009/TT-BXD, Thông tư số 04/2014/TT-BXD, ngoài các giám định viên tư pháp, còn có các tổ chức chuyên môn hành nghề tư vấn xây dựng được công bố để thực hiện giám định tư pháp xây dựng.

- Tổ chức tuyên truyền, phổ biến các văn bản quy phạm pháp luật về giám định tư pháp:

Từ năm 2010 đến nay, Bộ Xây dựng đã tổ chức tuyên truyền, phổ biến các văn bản quy phạm pháp luật về giám định tư pháp thông qua hội nghị thường niên Mạng Kiểm định chất lượng công trình xây dựng Việt Nam tại các tỉnh phía Nam và phía Bắc. Hội nghị Mạng đã quy tụ hàng trăm tổ chức kiểm định xây dựng trên cả nước, trong đó có các Trung tâm kiểm định thuộc Sở Xây dựng các địa phương là tổ chức nòng cốt thực hiện giám định tư pháp xây dựng tại địa phương, tổ chức phổ biến văn bản quy phạm pháp luật; hướng dẫn việc áp dụng tiêu chuẩn, quy chuẩn chuyên môn trong hoạt động kiểm định, giám định; xây dựng giáo trình đào tạo, tập huấn nâng cao năng lực cho các tổ chức, cá nhân thực hiện kiểm định, giám định.

Ngoài ra, Bộ Xây dựng đã chủ động tổ chức phổ biến pháp luật về giám định tư pháp định kỳ thông qua các nhiệm vụ thường xuyên về quản lý hoạt động đầu tư xây dựng như hội thảo về quản lý chất lượng công trình xây dựng, làm việc với Sở Xây dựng các địa phương, kiểm tra tình hình quản lý chất lượng công trình xây dựng của các chủ thể tham gia xây dựng công trình, trong đó có Trung tâm kiểm định thuộc Sở Xây dựng các địa phương. Trong năm 2017, Bộ Xây dựng đã tổ chức được hội nghị phổ biến pháp luật về giám định tư pháp khu vực phía Bắc tại Quảng Ninh vào tháng 6/2017 và các tỉnh khu vực phía Nam tại Lâm Đồng vào tháng 8/2017.

Công tác tuyên truyền, phổ biến đã góp phần nâng cao sự hiểu biết pháp luật của các tổ chức, cá nhân tham gia hoạt động giám định tư pháp; trách nhiệm của các ngành, các cấp đối với hoạt động giám định tư pháp và giám định tư pháp trong lĩnh vực xây dựng.

ĐÁNH GIÁ AN TOÀN KẾT CẤU NHÀ Ở LẮP GHÉP TẮM LỚN

PGS.TS Nguyễn Võ Thông , ThS. Đỗ Văn Mạnh.

THỰC HIỆN CHỈ THỊ 05/CT-TTG NGÀY 15/2/2016 CỦA THỦ TƯỚNG CHÍNH PHỦ VỀ VIỆC KIỂM TRA, RÀ SOÁT, ĐÁNH GIÁ AN TOÀN CHỊU LỰC NHÀ Ở VÀ CÔNG TRÌNH CÔNG CỘNG CŨ, NGUY HIỂM TẠI ĐÔ THỊ, BỘ XÂY DỰNG ĐÃ BAN HÀNH QUY TRÌNH ĐÁNH GIÁ AN TOÀN KẾT CẤU NHÀ Ở VÀ CÔNG TRÌNH CÔNG CỘNG KÈM THEO QUYẾT ĐỊNH SỐ 488/QĐ-BXD NGÀY 25/5/2016. BÀI BÁO NÀY TRÌNH BÀY NỘI DUNG ĐÁNH GIÁ AN TOÀN KẾT CẤU CHO MỘT CÔNG TRÌNH NHÀ Ở LẮP GHÉP TẮM LỚN HIỆN HỮU VÀ ĐỀ XUẤT CÁC KIẾN NGHỊ SAU KHI ĐÁNH GIÁ THEO QUY TRÌNH ĐÃ BAN HÀNH

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Trong thời gian gần đây, ở nước ta đã xảy ra một số sự cố sập đổ công trình nhà ở như: công trình số 47 Huỳnh Thúc Kháng, công trình số 107 Trần Hưng Đạo,... gây thiệt hại lớn về người và tài sản. Ở các thành phố lớn như Hà Nội, TP Hồ Chí Minh hiện còn nhiều nhà đã xây dựng từ lâu, niên hạn trên 60 năm, đặc biệt là các nhà ở, nhà công sở, công trình công cộng xây dựng trước năm 1954, nhà chung cư xây dựng trước năm 1994. Nhìn chung, chất lượng của các công trình này hiện đã bị xuống cấp. Nhiều công trình hết niên hạn sử dụng, bị hư hỏng, tiềm ẩn nguy cơ xảy ra các sự cố, sập đổ. Vì vậy, việc đánh giá các đối tượng nhà này đã thuộc diện nguy hiểm chưa, hay nguy hiểm đến mức nào là một trong các vấn đề cần phải giải quyết cấp bách.

Trước hiện trạng đó, ngày 20/10/2015, Chính phủ ban hành Nghị định 101/2015/NĐ-CP về cải tạo, xây dựng lại nhà chung cư [1]. Tiếp đó, ngày 15/2/2016, Thủ tướng Chính phủ ban hành Chỉ thị 05/CT-TTg về việc kiểm tra, rà soát, đánh giá an toàn chịu lực nhà ở và công trình công cộng cũ, nguy hiểm tại đô thị [2]. Tuy nhiên với số lượng nhà ở và công trình công cộng, đặc biệt là nhà chung cư và biệt thự cũ lên đến hàng nghìn, thì việc rà soát, đánh giá đó sẽ rất mất thời gian, kinh phí và nhân lực. Vì vậy, để thực hiện công tác đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng, cần phải đưa ra một quy trình cụ thể, thống nhất, để áp dụng. Trước tình hình đó, ngày 25/5/2016, Bộ Xây dựng đã ban hành kèm theo Quyết định số 488/QĐ-BXD Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng do Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng biên soạn [3].

Hiện nay, công tác đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng đang được thực hiện ở các tỉnh thành trên cả nước. Nhà lắp ghép tấm lớn là dạng nhà được xây dựng phổ biến trong khoảng thời gian những năm 1960 – 1980. Qua quá trình sử dụng, các công trình nhà ở lắp ghép tấm lớn có dấu hiệu xuống cấp, trong đó có nhiều nhà xuống cấp nghiêm trọng như nghiêng, lún, nứt tách, mối nối liên kết hư hỏng..., gây ảnh hưởng tới an toàn cho kết cấu công trình và người trong quá

trình khai thác, sử dụng. Nội dung dưới đây trình bày một số kết quả đánh giá an toàn kết cấu cho một công trình cụ thể là nhà lắp ghép tấm lớn và đề xuất một số kiến nghị.

2. QUY TRÌNH ĐÁNH GIÁ AN TOÀN KẾT CẤU NHÀ Ở VÀ CÔNG TRÌNH CÔNG CỘNG

Theo nội dung Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng được ban hành kèm theo Quyết định số 488/QĐ-BXD ngày 25/5/2016 của Bộ Xây dựng [3], quá trình đã giá một công trình được tiến hành theo 02 giai đoạn:

- **Giai đoạn 1:** Khảo sát, đánh giá sơ bộ. Khảo sát sơ bộ bằng phương pháp trực quan và chuyên gia, đưa ra các đánh giá dựa trên các dấu hiệu bên ngoài của các kết cấu. Kết luận của bước khảo sát này là công trình có cần thiết phải khảo sát chi tiết (Giai đoạn 2) hay không và nếu không thì hướng xử lý thế nào;

- **Giai đoạn 2:** Khảo sát, đánh giá chi tiết. Khảo sát chi tiết bằng các dụng cụ và thiết bị chuyên dụng; thí nghiệm; tính toán và đánh giá mức độ an toàn của kết cấu nhà và công trình. Từ đó đề xuất phương án xử lý tiếp theo: tiếp tục sử dụng; sửa chữa, gia cường; hoặc các biện pháp can thiệp khác. Bước này chỉ tiến hành đối với các nhà thuộc diện phải khảo sát chi tiết để đánh giá theo kết luận của Giai đoạn 1.

2.1 Quy trình khảo sát, đánh giá (Giai đoạn 1)

Trong Giai đoạn 1, tiến hành các công tác như sau:

- Công tác chuẩn bị: thu thập các thông tin sơ bộ về đối tượng được khảo sát như: các hồ sơ, tài liệu lưu giữ, các chủ thể liên quan đến công trình, các giải pháp kiến trúc, kết cấu, vật liệu... nhằm xác định được các vị trí và khối lượng khảo sát trực quan đối với từng loại cấu kiện trong từng bộ phận cấu thành công trình.

- Công tác khảo sát hiện trường: bằng trực quan kết hợp phương pháp chuyên gia và sử dụng các dụng cụ đơn giản (thước đo, quả dọi, ni vô, búa...) xác định và ghi chép các khuyết tật, sai lệch lớn nhất trên mỗi loại cấu kiện, để làm cơ sở đánh giá mức độ nguy hiểm của từng loại cấu kiện trên công trình.

- Phân tích và đánh giá: từ kết quả khảo sát hiện trường, phân loại nguy hiểm của từng nhóm cấu kiện trên công trình được chia thành 05 loại. Các dấu hiệu khuyết tật, hư hỏng sử dụng để phân loại nguy hiểm của cấu kiện được cho trong Quy trình [3], cụ thể: Bảng 3 (kết cấu bê tông cốt thép (BTCT)), Bảng 4 (kết cấu thép), Bảng 5 (kết cấu gạch đá), Bảng 6 (kết cấu gỗ). Từ kết quả phân loại nguy hiểm của nhóm cấu kiện, dùng công thức 2.1 trong Quy trình [3], tính toán xác định được mức độ hư hỏng tổng thể của công trình, từ đó xác định được tình trạng kỹ thuật của công trình theo Bảng 2 của Quy trình [3], bao gồm 03 mức với hướng xử lý tiếp theo như sau: (1) Không có khuyết tật, hư hỏng hoặc có nhưng vẫn đáp ứng yêu cầu sử dụng, các giá trị biến dạng (độ võng, bề rộng vết nứt...) có thể vượt quá giới hạn nhưng vẫn đảm bảo sử dụng bình thường, song cần có biện pháp chống ăn mòn và sửa chữa các khuyết tật, hư hỏng nhỏ; (2) Chưa đáp ứng được các yêu cầu sử dụng, tồn tại khuyết tật, hư hỏng làm giảm khả năng chịu lực, ảnh hưởng đến khả năng

khai thác cần tiến hành khảo sát chi tiết, việc khảo sát, đánh giá chi tiết được đưa vào kế hoạch và thực hiện theo lộ trình phù hợp trong khoảng thời gian từ 1 đến 2 năm; (3) Tình trạng nguy hiểm, tồn tại khuyết tật, hư hỏng có thể dẫn đến phá hủy kết cấu, đưa vào diện ưu tiên khảo sát, đánh giá chi tiết ngay, cần có biện pháp khoanh vùng nguy hiểm và chống đỡ, khi cần thiết có thể sơ tán dân tạm thời hoặc các biện pháp can thiệp khác nhằm đảm bảo an toàn cho người, bản thân công trình và các công trình xung quanh.

- Lập báo cáo khảo sát, đánh giá sơ bộ: các nội dung của báo cáo bao gồm các nội dung chính như: chủ đầu tư (chủ sở hữu); địa điểm xây dựng; năm xây dựng, năm đưa vào sử dụng; các mô tả chung về công trình (công năng, loại kết cấu, vật liệu sử dụng, hình dạng); bản vẽ hiện trạng các khuyết tật, hư hỏng: vị trí, kích thước, hình ảnh,...; kết quả đánh giá nhanh, xếp loại tình trạng kỹ thuật; kiến nghị hướng sử dụng tiếp theo.

2.2 Quy trình khảo sát, đánh giá chi tiết (Giai đoạn 2)

Đối với các đối tượng công trình được đánh giá ở mức 2 và mức 3 theo kết quả ở Giai đoạn 1, ở Giai đoạn 2 cần tiến hành các công tác như sau:

- Lập đề cương và xác định khối lượng khảo sát chi tiết: trên cơ sở các thông tin đã tìm hiểu và thu thập được trong Giai đoạn 1, tiến hành lập đề cương khảo sát chi tiết. Nội dung của đề cương cần chỉ rõ: mục đích, nhiệm vụ khảo sát; khối lượng khảo sát; phương pháp khảo sát; các thiết bị sử dụng để khảo sát; danh mục các tính toán kiểm tra cần thiết; danh mục nhân sự tham gia khảo sát; các biện pháp đảm bảo an toàn khi tiến hành khảo sát; tiến độ và dự toán khảo sát dự kiến.

- Công tác đo đạc và kiểm tra hiện trường: cần xác định các thông số sau: trực định vị công trình, các kích thước theo phương ngang và phương đứng của công trình; nhịp và bước của các kết cấu chịu lực; các thông số hình học chính của các kết cấu chịu lực; kích thước thực tế các tiết diện tính toán của kết cấu và cấu kiện; Hình dạng và kích thước nút liên kết các cấu kiện và phần gối tựa; độ thẳng đứng và độ lệch trục của kết cấu gối tựa, mối nối, các vị trí thay đổi tiết diện; độ võng, độ uốn cong, độ sai lệch so với trục thẳng đứng, độ nghiêng, độ phình, độ dịch chuyển và độ trượt của kết cấu; vị trí, số lượng và loại cốt thép, các dấu hiệu ăn mòn cốt thép và các chi tiết đặt sẵn, cũng như tình trạng lớp bê tông bảo vệ (trong kết cấu bê tông cốt thép); hình dạng và chiều rộng các vết nứt (trong kết cấu bê tông cốt thép; kết cấu gạch đá); độ thẳng của các thanh chịu nén; tình trạng các bản nối, tình trạng các cấu kiện có tiết diện thay đổi đột ngột; tình trạng ăn mòn của các cấu kiện, liên kết; chiều dài thực tế, chiều cao và chất lượng các mối hàn; vị trí, số lượng và đường kính bu lông, đinh tán,... (trong kết cấu thép).

- Công tác lấy mẫu và xác định đặc trưng vật liệu: các đặc trưng vật liệu được xác định thông qua thí nghiệm hiện trường và trong phòng theo nhiệm vụ, để cương, mục đích khảo sát, đánh giá và các điều kiện thực tế tại hiện trường. Công tác lấy mẫu, thí nghiệm có thể được thực hiện bằng các phương pháp khác nhau, theo các tiêu chuẩn liên quan phù hợp với quy định hiện

hành. Khi lấy mẫu phải đảm bảo an toàn của cấu kiện đó, trong các trường hợp cần thiết, vị trí lấy mẫu phải được gia cường hoặc có các biện pháp chống đỡ thay thế.

- Công tác xác định tải trọng thực tế: các tải trọng cần được xác định theo thực tế khảo sát bao gồm: trọng lượng bản thân của kết cấu chịu lực và không chịu lực; trọng lượng sàn, tường ngăn, tường trong tựa lên kết cấu chịu lực; các phần cơ nới, bể nước và các phần xây dựng thêm trong quá trình sử dụng; trọng lượng của các thiết bị cố định; trọng lượng của các vật liệu chất kho; hoạt tải sử dụng; tải trọng gió.

- Công tác tính toán kiểm tra: việc tính toán và xác định nội lực trong các cấu kiện trong điều kiện sử dụng với các thông số đã xác định được trong các bước trên đây có thể được tiến hành trên máy tính và các phần mềm chuyên dụng, phù hợp với các tiêu chuẩn hiện hành. Việc so sánh các đại lượng nội lực và khả năng chịu lực có thể xác định được cấu kiện nào là nguy hiểm theo TCVN 9381: 2012 [4].

- Đánh giá tình trạng kỹ thuật: sử dụng phương pháp đánh giá theo TCVN 9381: 2012 [4], cũng có thể tham khảo thêm quy định của các tiêu chuẩn, chỉ dẫn tương đương của nước ngoài nếu thấy cần thiết. Phân cấp đánh giá mức độ an toàn (nguy hiểm) của nhà và các hướng xử lý tiếp được chia làm 04 cấp: (A): khả năng chịu lực của kết cấu có thể thỏa mãn yêu cầu sử dụng bình thường, chưa có nguy hiểm, kết cấu nhà an toàn, tiếp tục sử dụng bình thường, sửa chữa các hư hỏng nhỏ; (B): khả năng chịu lực của kết cấu cơ bản đáp ứng yêu cầu sử dụng bình thường, cá biệt có cấu kiện ở trạng thái nguy hiểm, nhưng không ảnh hưởng đến kết cấu chịu lực, công trình đáp ứng được yêu cầu sử dụng bình thường, tiếp tục sử dụng bình thường, sửa chữa các cấu kiện nguy hiểm và các hư hỏng nhỏ; (C): khả năng chịu lực của một bộ phận kết cấu không thể đáp ứng được yêu cầu sử dụng bình thường, xuất hiện tình trạng nguy hiểm cục bộ, sửa chữa, gia cường các cấu kiện nguy hiểm và các hư hỏng trước khi sử dụng tiếp; (D): khả năng chịu lực của kết cấu chịu lực không thể đáp ứng được yêu cầu sử dụng bình thường, nhà xuất hiện tình trạng nguy hiểm tổng thể, sạt lở, cảnh báo nguy hiểm, có biện pháp chống đỡ kịp thời, tiến hành di dân, phá dỡ hoặc có biện pháp sửa chữa, gia cường phù hợp các cấu kiện nguy hiểm và các hư hỏng trước khi sử dụng tiếp.

- Báo cáo kết quả đánh giá an toàn chịu lực: dựa trên các kết quả khảo sát, đánh giá, tiến hành lập báo cáo về tình trạng kỹ thuật của kết cấu nhà hoặc công trình. Trong báo cáo khảo sát phải đưa ra: các mặt bằng, mặt cắt, danh mục khuyết tật và hư hỏng hoặc sơ đồ khuyết tật và hư hỏng kèm các hình ảnh đặc trưng chụp được; các sơ đồ vết nứt trong các kết cấu bê tông cốt thép và kết cấu gạch đá và số liệu về sự phát triển các vết nứt; giá trị của tất cả các dấu hiệu cần kiểm tra được nêu trong đề cương khảo sát; kết quả tính toán kiểm tra đã được dự tính trong đề cương khảo sát; đánh giá tình trạng kết cấu và đề xuất hướng xử lý tiếp theo.

3. KẾT QUẢ ĐÁNH GIÁ AN TOÀN CHỊU LỰC CỦA NHÀ LẮP GHÉP TẮM LỚN

3.1 Kết quả khảo sát, đánh giá sơ bộ (Giai đoạn 1)

a. Kết quả thu thập thông tin về công trình

Đối tượng khảo sát là công trình nhà tập thể tại Hà Nội, được xây dựng vào năm 1984. Qua thời gian sử dụng, hiện nay không còn lưu trữ các hồ sơ liên quan. Qua khảo sát sơ bộ, quy mô công trình gồm 05 tầng có kích thước: chiều dài nhà 48,3m; chiều rộng 9,8 m; chiều cao 15,5m. Tầng 1 cao 3,15 m gồm bậc tam cấp 0,45 m, không gian hành lang đi lại và 10 căn hộ cao 2,7 m. Cầu thang bố trí tại khu vực trung tâm. Tầng 2, 3, 4, 5 cao 2,7 m gồm hành lang đi lại, cầu thang bộ và 10 căn hộ cao 2,7 m. Mái cao 1,5 m, xung quanh là sê nô thoát nước.

Kết cấu chịu lực của công trình bao gồm: Móng bê BTCT toàn khối chiều dày 50 cm. Phần thân công trình có kết cấu chịu lực là BTCT lắp ghép tấm lớn gồm cả tường ngang và tường dọc. Kết cấu sàn được cấu tạo từ các tấm BTCT được liên kết với nhau bằng các mối nối hàn chèn vữa bê tông. Kết cấu bản thang là tấm BTCT tấm lớn kê lên dầm chiều nghiêng và dầm chiều tới. Dầm thang được gối hai đầu lên tấm tường chịu lực. Hệ thống lan can hành lang được cấu tạo từ các tấm BTCT chiều dày trung bình 10 cm được liên kết vào các tấm tường ngang bằng mối nối hàn. Kết cấu phần mái cấu tạo từ lớp chống nóng bằng bê tông xỉ kích thước trung bình 40 cm x 70 cm đặt trên các tấm bê tông tạo dốc, liên kết bằng vữa. Phần mái công trình được cấu tạo bằng các tấm BTCT tấm lớn tạo dốc chiều dày 10 cm được liên kết với các tấm tường thu hồi mái BTCT độ dày 10 cm bằng liên kết hàn chèn vữa bê tông.

b. Kết quả khảo sát hiện trường

Đối với nhà lắp ghép tấm lớn, việc khảo sát được tiến hành lần lượt trên từng loại cấu kiện. Các cấu kiện điển hình trong nhà lắp ghép tấm lớn bao gồm: móng (thường là móng băng BTCT), tấm panel tường chịu lực ngang, tấm panel tường chịu lực dọc, tấm panel sàn, tấm panel úp mái, dầm thang, tấm panel chiều tới, chiều nghiêng, các mối nối các tấm panel tường với panel tường, mối nối panel tường với panel sàn, mối nối tấm úp mái với panel tường, mối nối cầu thang với tường, tấm lan can, tay vịn lan can, tường không chịu lực ngăn chia căn hộ, nhà vệ sinh... Đối với các mối nối bị hư hỏng (hàn gỉ, đứt gãy, dịch chuyển, mất liên kết...), tình trạng kỹ thuật của các cấu kiện tại các mối nối đó được đánh giá ở mức 5 theo Bảng 3 Quy trình [3]. Trong giai đoạn khảo sát sơ bộ, việc kiểm tra kết cấu móng là rất khó thực hiện. Công tác kiểm tra chỉ thực hiện được đối với các cấu kiện có thể quan sát được, do có nhiều cấu kiện bị lấp kín do quá trình sử dụng (tấm sàn bị lấp kín bởi trần căn hộ, tấm tường bị lấp kín bởi các lớp trát, ốp sửa chữa...). Do vậy, mục đích của việc khảo sát sơ bộ là ghi nhận các khuyết tật, hư hỏng lớn nhất trên mỗi loại cấu kiện được thống kê ở trên.

Kết quả khảo sát hiện trường đối với nhà lắp ghép tấm lớn do nhóm tác giả đã thực hiện với các khuyết tật trên mỗi loại cấu kiện và giá trị hư hỏng lớn nhất tương ứng (theo Bảng 3 của Quy trình [3]) được thống kê trong Bảng 1 (Trang 13)

Bảng 1 – Thống kê hư hỏng lớn nhất trên mỗi loại cấu kiện

| TT | Loại cấu kiện | Khuyết tật lớn nhất | Vị trí | Giá trị hư hỏng, ϵ_{cki} | Hệ số tầm quan trọng, α_i |
|----|--------------------------------|--|---|-----------------------------------|----------------------------------|
| 1 | Tấm panel tường ngang chịu lực | Vết nứt xuyên qua tấm tường có chiều rộng 0,6 mm | Panel tường hành lang tầng 2 trực C-2,3 | 0,35 | 3 |
| 2 | Tấm panel tường dọc chịu lực | Mối nối bị han gỉ, dịch chuyển | Panel tường tầng 5 trực A, B-5,6 | 0,35 | 3 |
| 3 | Sàn | Bong tách lớp bê tông bảo vệ làm lộ cốt thép bị ăn mòn | Ồ sàn tầng 4 trực 7-8 | 0,25 | 2 |
| 4 | Mái | Mối nối bị dịch chuyển | Panel mái và panel tường trực D, E – 3, 4 | 0,35 | 2 |
| 5 | Cầu thang | Dầm thang bị bong tách lớp bê tông bảo vệ làm lộ toàn bộ đường kính cốt thép bị ăn mòn | Cầu thang tầng 3 | 0,35 | 2 |
| 6 | Lan can | Lan can bị nứt vỡ bê tông, mất liên kết | Lan can tầng 2 trực C,D-4,5 | 0,35 | 2 |

Các hư hỏng, khuyết tật khác cũng như các hình ảnh, kết quả đo vẽ hình thái hư hỏng phải được ghi chép, đưa vào báo cáo kết quả khảo sát.

c. Kết quả phân tích, đánh giá

Từ các kết quả khảo sát hiện trường và khuyết tật lớn nhất tại Bảng 1, sử dụng công thức (1) để xác định giá trị hư hỏng tổng thể của công trình:

$$\epsilon_{tt} = \frac{\alpha_1 \epsilon_{ck1} + \alpha_2 \epsilon_{ck2} + \dots + \alpha_i \epsilon_{cki}}{\alpha_1 + \alpha_2 + \dots + \alpha_i} \quad (1)$$

Đối với đối tượng công trình được khảo sát $\epsilon_{tt} = 0,34$. Đối chiếu với Bảng 2 của Quy trình [3], công trình có tình trạng kỹ thuật thuộc mức 2: chưa đáp ứng được các yêu cầu sử dụng, tồn tại khuyết tật, hư hỏng làm giảm khả năng chịu lực, ảnh hưởng đến khả năng khai thác, cần tiến hành khảo sát chi tiết.

3.2 Kết quả khảo sát, đánh giá chi tiết (Giai đoạn 2)

Đối tượng công trình được khảo sát có tình trạng kỹ thuật thuộc mức 2, tiến hành khảo sát, đánh giá chi tiết. Trước khi thực hiện công tác khảo sát, đánh giá chi tiết, nhóm khảo sát đã tiến hành lập đề cương chi tiết, xác định khối lượng khảo sát. Đối với nhà lắp ghép tấm lớn, cần phân chia các cấu kiện để khảo sát (xem mục 3.1). Nguyên tắc đánh giá tình trạng kỹ thuật (cấp nguy hiểm) được thực hiện theo hướng dẫn trong TCVN 9381: 2012 [4] với một số lưu ý như sau:

- Đối với các mối nối có khuyết tật gỉ sét, dịch chuyển, mất liên kết,... thì mỗi cấu kiện tấm panel tường, tấm panel sàn (mái), lan can, dầm cầu thang... liên kết bằng mối nối đó được tính là các cấu kiện nguy hiểm;
- Việc thí nghiệm, lấy mẫu xác định đặc trưng vật liệu, bố trí cốt thép được thực hiện trên tất cả loại cấu kiện: móng, tường ngang, tường dọc, sàn, mái, lan can, cầu thang...;
- Nếu kết quả đo độ nghiêng công trình cho thấy công trình có

dấu hiệu nghiêng, lún do nền móng công trình, cần phải tiến hành quan trắc, theo dõi tình trạng nghiêng lún công trình sau khi khảo sát, đánh giá, nhằm có biện pháp xử lý kịp thời;

- Do có nhiều cấu kiện bị lắp kín không khảo sát được, khi đánh giá tình trạng kỹ thuật (cấp nguy hiểm) theo TCVN 9381: 2012 [4], tổng số cấu kiện ở đây được tính là tổng số cấu kiện đã tiến hành khảo sát (không được tính là tổng số cấu kiện của toàn bộ công trình).

Kết quả khảo sát, đánh giá chi tiết công trình nhà ở lắp ghép tấm lớn do nhóm tác giả thực hiện được trình bày dưới đây:

a. Kết quả đo đạc, kiểm tra hiện trường

Các nội dung đo đạc, kiểm tra hiện trường bao gồm: đo đạc trực định vị, nhịp, bước, kích thước hình học của kết cấu chịu lực; đào lộ hố móng, kiểm tra kết cấu móng; xác định, đo vẽ các khuyết tật, hư hỏng trên công trình; đo độ nghiêng của các bức tường. Do các hồ sơ liên quan đến công trình không được lưu trữ nên tiến hành đo đạc trên toàn bộ kết cấu công trình nhằm xác định chính xác tất cả kích thước hình học của kết cấu. Kết quả đo đạc được thể hiện trên các bản vẽ mặt bằng, mặt đứng, mặt cắt và các chi tiết.

Nhóm khảo sát đã tiến hành đào kiểm tra tại 06 vị trí trên công trình. Kết quả khảo sát cho thấy móng công trình là kết cấu móng bê tông cốt thép, chiều dày móng 50 cm, chiều sâu đáy móng -1,95 m. Không phát hiện thấy có khuyết tật, hư hỏng trên các vị trí móng được đào lộ.

Phần thân công trình là kết cấu lắp ghép tấm lớn, tại các mối nối, đường hàn liên kết cũng như cốt thép liên kết hàn bị han gỉ mạnh gây ảnh hưởng đến khả năng ổn định tổng thể của công trình, đặc biệt khi chịu tải trọng ngang bất thường. Kết cấu cầu thang hiện tại đang ở trạng thái rất nguy hiểm, đang phải chống đỡ tạm bằng hệ khung thép. Hầu hết các tấm lan can đã bị bong lớp bê tông bảo vệ làm lộ cốt thép chịu lực, liên kết giữa tấm lan can với tường ngang bị han gỉ nặng, tiềm ẩn nguy cơ mất an toàn cao.

Toàn bộ tấm tường BTCT thu hồi mái bị nghiêng lệch quá giới

hạn cho phép. Nhiều vị trí lớp bê tông bảo vệ đã bong làm lộ cốt thép chịu lực. Các tấm BTCT tạo dốc hầu hết bị xô dịch khỏi vị trí ban đầu do tấm tường BTCT thu hồi mái bị nghiêng. Nhiều tấm tạo dốc lộ cốt thép chịu lực. Liên kết giữa các tấm BTCT tạo dốc với tường thu hồi mái bị han rỉ. Cá biệt tại khu vực cầu thang, tấm BTCT tạo dốc vị trí trục 8-9 đã bị sập, vị trí trục 9-10 tấm BTCT tạo dốc đã rời khỏi vị trí kê lên tấm tường thu hồi mái. Các tấm bê tông xi chống nóng hầu hết đã bị mục nát, lớp vữa liên kết bị lão hóa nghiêm trọng, tiềm ẩn nguy cơ bị rơi xuống gây nguy hiểm. Hệ thống senô thoát nước mái tại nhiều vị trí bị nứt, lộ cốt thép chịu lực, gây thấm dột nghiêm trọng cho công trình.

Kết quả đo độ nghiêng cho thấy nhiều bức tường dọc và tường ngang chịu lực có độ nghiêng trên 1 %, cá biệt có bức tường có độ nghiêng đo được lên tới 2,11 %.

b. Kết quả xác định đặc trưng vật liệu

Nhóm khảo sát đã tiến hành thí nghiệm hiện trường, lấy mẫu thí nghiệm trong phòng, kết quả như sau:

- Thí nghiệm kiểm tra cường độ chịu nén của bê tông bằng phương pháp siêu âm kết hợp súng bật nảy trên 60 cấu kiện, kết quả cường độ chịu nén dao động từ 18,7 N/mm² đến 42,1 N/mm²;
- Khoan lấy mẫu thí nghiệm kiểm tra cường độ chịu nén 12 tổ mẫu trên các cấu kiện, kết quả cường độ chịu nén dao động từ 32,5 N/mm² đến 44,5 N/mm²;
- Siêu âm xác định chiều dày lớp bê tông bảo vệ, vị trí và bố trí cốt thép trên các cấu kiện cho kết quả: tường chịu lực bố trí thép D10a100÷150, lớp bê tông bảo vệ có chiều dày từ 22 mm đến 25 mm; sàn bố trí thép D8a150, lớp bê tông bảo vệ có chiều dày từ 18 mm đến 20 mm; lan can bố trí cốt thép D8a150, lớp bê tông bảo vệ có chiều dày từ 8 mm đến 10 mm; bản thang bố trí cốt thép D8a150, lớp bê tông bảo vệ có chiều dày từ 12 mm đến 20 mm; dầm thang bố trí cốt thép chịu lực D16a150, lớp bê tông bảo vệ có chiều dày từ 19 mm đến 25 mm; tường thu hồi mái bố trí cốt thép D10a130÷160, lớp bê tông bảo vệ có chiều dày từ 18 mm đến 20 mm, tấm mái tạo dốc bố trí cốt thép D8a140÷170, chiều dày lớp bê tông bảo vệ từ 14 mm đến 20 mm;
- Kiểm tra cường độ chịu nén của gạch trên 09 tổ mẫu, kết quả cường độ chịu nén của gạch dao động từ 12,9 N/mm² đến 17,9 N/mm²;
- Kiểm tra cường độ chịu nén của vữa trên 09 tổ mẫu, kết quả cường độ chịu nén của vữa dao động từ 9,6 N/mm² đến 11,1 N/mm².

c. Kết quả xác định tải trọng thực tế

Các tải trọng thực tế bao gồm:

- Tĩnh tải: gây ra do kết cấu BTCT được phần mềm tự động tính toán, gây ra bởi vật liệu hoàn thiện được xác định bằng các đục tẩy các lớp vật liệu hoàn thiện để đo đạc, gây ra bởi tường ngăn chia do cải tạo, gây ra bởi các phần coi nới, bể nước mái...
- Hoạt tải được xác định theo TCVN 2737: 1995 [5] theo công năng sử dụng thực tế tại các khu vực (bao gồm các các khu vực được coi nới);
- Tải trọng gió được xác định thuộc vùng II, dạng địa hình B, áp lực gió tiêu chuẩn W0 = 0,95 kN/m²;
- Tải trọng động đất không được xét tới trong quá trình tính toán.

d. Kết quả tính toán kiểm tra khả năng chịu lực

Sử dụng phần mềm chuyên dụng trên máy tính để tính toán khả năng chịu lực của các cấu kiện. Quá trình tính toán, nhóm thực hiện sử dụng các số liệu đã xác định qua các bước trên đây: thông số kích thước hình học, đặc trưng vật liệu, tải trọng thực tế. Kết quả tính toán cho thấy: các cấu kiện móng, tường, sàn đảm bảo khả năng chịu lực theo điều kiện thực tế. Các mối nối thực tế rất khó tính toán, kiểm tra khả năng chịu lực. Tuy nhiên, theo dấu hiệu bên ngoài, các mối nối hầu như bị hư hỏng, dẫn tới các tấm sàn, tường liên kết tại đây được xem là cấu kiện nguy hiểm.

e. Kết quả tính đánh giá tình trạng kỹ thuật của công trình

Nhóm thực hiện đã tiến hành đánh giá tình trạng kỹ thuật của công trình dựa trên hướng dẫn trong TCVN 9381: 2012 [4], được thực hiện theo nguyên tắc đánh giá chất lượng công trình bắt đầu từ các chi tiết (cấu kiện) đến bộ phận công trình (Kết cấu nền móng, kết cấu chịu lực, kết cấu bao che) và cuối cùng là đánh giá chất lượng toàn công trình. Sử dụng các kết quả khảo sát, đo đạc, thí nghiệm, tính toán để xác định các cấu kiện nguy hiểm trong số các cấu kiện được khảo sát. Đặc trưng để xác định các cấu kiện được xem là nguy hiểm trình bày chi tiết trong TCVN 9381: 2012 [4]. Kết quả đánh giá cấu kiện nguy hiểm được trình bày trong Bảng 2 (Trang 15).

Dựa trên thống kê các cấu kiện nguy hiểm trong Bảng 2, sử dụng các công thức tính toán trong TCVN 9381: 2012 [4], xác định được tình trạng kỹ thuật (mức độ nguy hiểm) của công trình, cụ thể như sau:

Tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong nền móng là: 0%;

Tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong kết cấu chịu lực là: 76,7%;

Tỷ số phần trăm cấu kiện nguy hiểm trong kết cấu bao che: 68,9%.

Cấp a: $\mu_{af} = 1$; $\mu_{as} = 0$; $\mu_{aes} = 0$

Cấp b: $\mu_{bf} = 1$; $\mu_{bs} = 0$; $\mu_{bes} = 0$

Cấp c: $\mu_{cf} = 0$; $\mu_{cs} = 0,33$; $\mu_{ces} = 0,44$

Cấp d: $\mu_{df} = 0$; $\mu_{ds} = 0,67$; $\mu_{des} = 0,55$

Hàm phụ thuộc của nhà theo các cấp A, B, C, D xác định bằng các công thức:

$$\mu_A = \max[\min(0,3; 1) \min(0,6; 0) \min(0,1; 0)] = \max(0,3; 0; 0) = 0,3$$

$$\mu_B = \max[\min(0,3; 1) \min(0,6; 0) \min(0,1; 0)] = \max(0; 0,4; 0,1) = 0,3$$

$$\mu_C = \max[\min(0,3; 0) \min(0,6; 0,33) \min(0,1; 0,44)] = \max(0; 0,33; 0,1) = 0,33$$

$$\mu_D = \max[\min(0,3; 0) \min(0,6; 0,67) \min(0,1; 0,55)] = \max(0; 0,6; 0,1) = 0,6$$

Đánh giá mức độ nguy hiểm của toàn nhà bằng công thức:

$$\max[\mu_A, \mu_B, \mu_C, \mu_D] = \max(0,3; 0,3; 0,33; 0,6) = 0,6 = mD$$

Từ kết quả tính toán trên, đối chiếu với Bảng 7 của Quy trình [3], tình trạng kỹ thuật của công trình thuộc Cấp D: khả năng chịu lực của kết cấu không đáp ứng điều kiện sử dụng, nhà xuất hiện tình trạng nguy hiểm tổng thể.

Đối với công trình này, cần tiến hành khoanh vùng nguy hiểm, có biện pháp chống đỡ kịp thời phục vụ công tác sửa chữa, gia cường hoặc phá dỡ nếu cần thiết.

4. KẾT LUẬN

Hiện nay, các đối tượng thuộc phạm vi điều chỉnh của Chỉ thị 05/CT-TTg rất lớn, tuy nhiên, thời gian thực hiện khảo sát, đánh giá rất

Bảng 2 – Kết quả đánh giá cấu kiện nguy hiểm

| TT | Cấu kiện kiểm tra | Số lượng cấu kiện khảo sát | Số lượng cấu kiện nguy hiểm | Số lượng cấu kiện không nguy hiểm | Đặc trưng nguy hiểm |
|----|---------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|--|
| 1 | Nền móng | 6 | 0 | 6 | |
| 2 | Tường nhà | | | | |
| | Tường dọc chịu lực | 150 | 120 | 30 | Độ nghiêng quá 1 % |
| | Tường ngang chịu lực | 80 | 70 | 10 | Độ nghiêng quá 1 % |
| | Tường bao che (tường ngăn vệ sinh) | 20 | 15 | 5 | Độ nghiêng quá 1 % |
| | Tường bao che (tấm lan can hành lang) | 65 | 43 | 22 | Lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực Vết nứt Thay đổi kích thước hình học do coir nở tầng 1 |
| | Tường thu hồi mái | 32 | 32 | 0 | Lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực Vết nứt Độ nghiêng quá 1 % |
| 3 | Sàn nhà | | | | |
| | Tấm sàn chịu lực | 70 | 10 | 60 | Vết nứt Lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực |
| | Tấm BT mái tạo dốc | 71 | 71 | 0 | Chuyển dịch gối tựa Lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực |
| | Bản, sàn cầu thang | 20 | 10 | 10 | Chuyển dịch gối tựa Vết nứt Lớp bê tông bảo vệ bị bong làm lộ cốt thép chịu lực |
| 4 | Dầm (cầu thang) | 14 | 14 | 0 | Chuyển dịch gối tựa Vết nứt |
| 5 | Seno thoát nước mái | 1 | 1 | 0 | Vết nứt Lộ cốt thép chịu lực |
| 6 | Lớp chống nóng mái | 1 | 1 | 0 | Lớp vữa liên kết bị mủn mục Tấm bê tông chống nóng bị lão hóa |

hạn hẹp, lực lượng chuyên gia am hiểu về lĩnh vực này còn mỏng. Do vậy, việc ban hành Quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng là rất cần thiết, giúp cho các tổ chức chuyên môn được giao nhiệm vụ có cơ sở thực hiện một cách thống nhất, nhanh chóng và đảm bảo độ chính xác.

Bài báo đã đưa ra các nội dung chính của quy trình đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình, gồm hai giai đoạn: khảo sát, đánh giá sơ bộ và khảo sát, đánh giá chi tiết. Quy trình này không chỉ có thể sử dụng để đánh giá an toàn kết cấu nhà ở và công trình công cộng cũ, nguy hiểm trong đô thị mà còn sử dụng để đánh giá an toàn kết cấu các đối tượng nhà ở và công trình dân dụng khác. Nội dung bài báo cũng đưa ra kết quả áp dụng Quy trình trên một

công trình cụ thể, ở đây là công trình nhà lắp ghép tấm lớn. Đối với các công trình nhà lắp ghép tấm lớn, các hư hỏng điển hình tập trung ở các mối nối và nghiêng lún của các tấm tường. Việc khảo sát, đánh giá các công trình nhà lắp ghép tấm lớn cần được tiến hành kỹ để ghi nhận được các cấu kiện nguy hiểm trong số các cấu kiện được khảo sát.

Đối với các công trình xuất hiện nguy hiểm tổng thể (tình trạng kỹ thuật cấp D), cần tiến hành khoanh vùng nguy hiểm, có biện pháp chống đỡ kịp thời phục vụ công tác sửa chữa, gia cường (hoặc phá dỡ nếu cần thiết), đồng thời tiến hành tiến hành quan trắc theo dõi nghiêng, lún công trình nhằm có biện pháp xử lý kịp thời.

THỬ NGHIỆM VỀ KHẢ NĂNG CHỊU ĐỘNG ĐẤT CỦA HỆ KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP NHÀ CAO TẦNG SỬ DỤNG CÔNG NGHỆ BÁN LẮP GHÉP

PGS.TS. Trần Chung, PGS.TS. Võ Văn Thảo, TS. Lê Minh Long, TS. Đỗ Tiến Thịnh, KS. Trần Ngọc Cường, KS. Ngô Mạnh Toàn, KS. Nguyễn Trung Kiên, KS. Phạm Văn Lệ.
Viện KHCN Xây dựng

NHÓM NGHIÊN CỨU THUỘC VIỆN KHCN XÂY DỰNG ĐÃ TIẾN HÀNH KHẢO SÁT THỰC NGHIỆM SỰ LÀM VIỆC VÀ ẢNH HƯỞNG TƯƠNG HỒ CỦA CÁC MỐI NỐI SỬ DỤNG TRONG LOẠI NHÀ BÁN LẮP GHÉP ĐANG ĐƯỢC PHÁT TRIỂN TẠI VIỆT NAM DƯỚI TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT, MỘT VẤN ĐỀ ĐANG ĐƯỢC CÁC CHUYÊN GIA KỸ THUẬT, CÁC NHÀ QUẢN LÝ VÀ XÃ HỘI QUAN TÂM. BÁO CÁO TRÌNH BÀY VIỆC LỰA CHỌN MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM VÀ HỆ THỐNG TÁC DỤNG TẢI TRỌNG, CÔNG TÁC CHẾ TẠO, LẮP DỰNG ĐỐI TƯỢNG THÍ NGHIỆM, HỆ THỐNG ĐO ĐẠC VÀ QUY TRÌNH TÁC DỤNG TẢI VÀ KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

1. MỞ ĐẦU

Ở Việt Nam đang phát triển công nghệ xây dựng nhà dạng bán lắp ghép, một giải pháp công nghiệp hóa xây dựng nhà ở xã hội cao tầng có sơ đồ kết cấu: vách và lõi cứng bằng bê tông cốt thép toàn khối, dầm, cột, sàn lắp ghép do Tổng công ty Cổ phần XNK và Xây dựng Việt Nam (VINACONEX) triển khai và được Chính phủ khuyến khích. Một trong những vấn đề kỹ thuật cốt lõi trong giải pháp công nghiệp hóa xây dựng này là đảm bảo sự làm việc của mối nối liên kết giữa các cấu kiện tiền chế với nhau và giữa cấu kiện tiền chế với cấu kiện toàn khối khi chịu các dạng tải trọng và tác động. Một vấn đề đang được quan tâm của các nhà quản lý và của xã hội là liệu loại công trình xây dựng theo công nghệ này có thích hợp khi công trình phải chịu tải trọng động đất. Để từng bước làm sáng tỏ vấn đề trên, nhóm nghiên cứu thuộc Viện KHCN Xây dựng tham gia đề tài "Xây dựng đề án công nghiệp hóa xây dựng nhà ở Việt Nam" đã tiến hành khảo sát thực nghiệm sự làm việc của mối nối loại nhà này. Mục đích của thí nghiệm là làm rõ mối quan hệ giữa các phần tử trong một dạng mối nối, ảnh hưởng tương hỗ giữa các mối nối trong hệ kết cấu khi chịu tác động đồng thời của tải trọng đứng và tải trọng ngang (động đất). Kết quả nghiên cứu sẽ trả lời câu hỏi: giải pháp thiết kế mối nối có phù hợp với yêu cầu kháng chấn không và là cơ sở kiến nghị một giải pháp thiết kế mối nối an toàn và hiệu quả.

Đây là một nhiệm vụ nghiên cứu thực nghiệm với qui mô lớn, lần đầu được thực hiện tại Việt Nam. Do vậy, trong suốt quá trình chuẩn bị nghiên cứu, nhóm đề tài đã tham vấn nhiều chuyên gia thông qua các cuộc hội thảo để có thể lựa chọn hình dạng và kích thước hình học của đối tượng thí nghiệm sao cho vừa đáp ứng được yêu cầu khảo sát các thông số cần quan tâm, vừa phù hợp với điều kiện kỹ thuật của phòng thí nghiệm động đất hiện đại nhất Việt Nam đặt tại Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng.

Toàn bộ quy trình thí nghiệm được tuân thủ tiêu chuẩn mới nhất của Hoa Kỳ về thử nghiệm khả năng kháng chấn của công trình xây dựng trên mô hình [7].

2. PHÂN TÍCH KẾT CẤU VÀ LỰA CHỌN MÔ HÌNH THÍ NGHIỆM

2.1. Đối tượng nghiên cứu và công trình thực

Vấn đề lựa chọn đối tượng thí nghiệm trước tiên cần dựa vào việc phân tích sơ đồ cấu tạo và điều kiện làm việc của kết cấu thực. Trong trường hợp này, kết cấu thực là kết cấu của công trình "Nhà thu nhập thấp CT2 thuộc dự án Xây dựng nhà ở thí điểm phục vụ công nhân", địa điểm xây dựng tại xã Kim Chung, huyện Đông Anh, thành phố Hà Nội: cao 16 tầng, nhịp điển hình 7,2 m x 7,2 m (Hình 1). Công trình được thiết kế phù hợp các tiêu chuẩn Việt Nam [4, 5].

Hệ kết cấu chịu lực chính bao gồm:

- Lõi bê tông cốt thép toàn khối ở chính giữa công trình;
- Hệ dầm, cột và tấm sàn lắp ghép xung quanh.

Hệ lõi vách cứng bằng bê tông cốt thép, được thiết kế để chịu toàn bộ tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng tác động

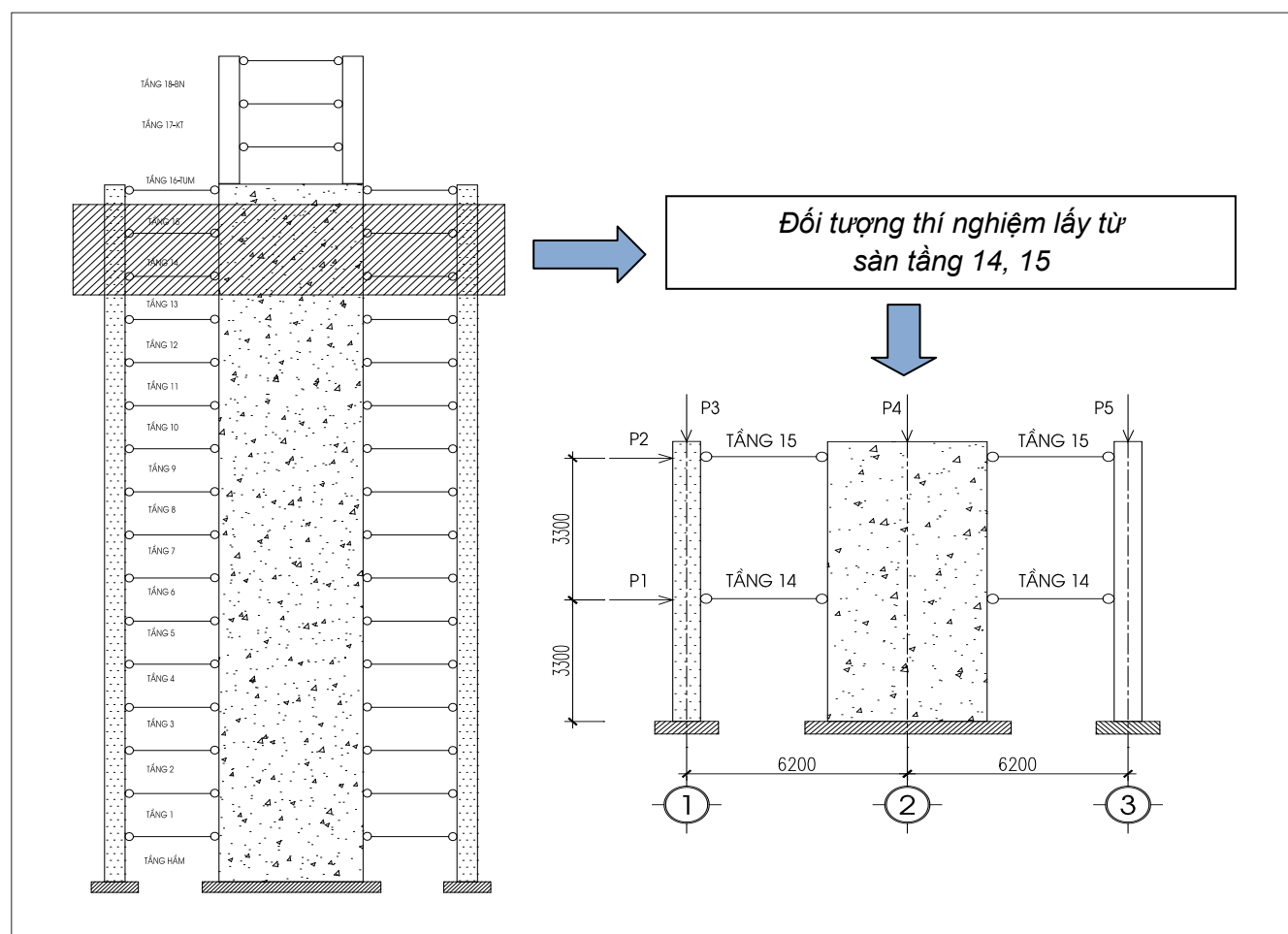
lên công trình, đổ tại công trường bằng bê tông B25 (M350). Hệ cột chịu tải trọng đứng là cấu kiện bê tông cốt thép tiền chế trong nhà máy với bê tông B35 (M450). Hệ kết cấu dầm và sàn là những cấu kiện dự ứng lực bán tiền chế cũng từ loại vật liệu bê tông B35 (M450).

2.2. Phân tích và xác định các kích thước của mô hình thí nghiệm

Phù hợp với quy mô của phòng thí nghiệm động đất, mô hình thí nghiệm được chọn có tỷ lệ 1:1 là một khung phẳng 2 tầng 2 nhịp, được tách từ kết cấu khung nhà thực tế (Hình 1). Sơ đồ kết cấu khung kiểu này tỏ ra ưu việt, đã được nhiều nước khai thác khi chọn đối tượng khảo sát tác động của lực động đất [2,3]. Vật liệu và các chi tiết cấu tạo hoàn toàn tương tự trong thực tế thi công trên công trình. Vì thế, các thông tin, số liệu nhận được hoàn toàn thực và đáp ứng các đòi hỏi của việc khảo sát kết cấu từ giai đoạn làm việc đàn hồi, đàn-dẻo đến phá hủy kết cấu.

Những lựa chọn cụ thể [8,9]:

- Sử dụng phần khung nhà trên các tầng cao (tầng 14 và 15) của công trình, vì ở cao trình này giá trị tải trọng thẳng đứng tác dụng lên các cột và vách lõi là phù hợp với khả năng gây tải thí



Hình 1 - Kết cấu thực và đối tượng thí nghiệm

nghiệm (khoảng 500-1000 kN);

-Tương ứng với độ cao của các tường phân lực và số lượng kích tác dụng ngang có công suất lớn của phòng thí nghiệm, nên khung thí nghiệm được chọn số tầng bằng 2;

-Do chiều dài của sàn phân lực không triển khai được với 2 nhịp khung thực tế 14,40 m nên nhịp khung của đối tượng thí nghiệm phải rút xuống 12,40 m.

Ngoài ra những cấu tạo cơ bản của đối tượng thí nghiệm được bảo tồn như kết cấu thực:

-Được chế tạo tổ hợp từ công nghệ xây lắp của công trình thực, trong đó gồm: những cấu kiện lắp ghép cột, dầm đúc sẵn của nhà máy; những cấu kiện vách cứng và phần sàn tham gia trong khung được đổ tại chỗ; các mối nối liên kết có cấu tạo và chất lượng như trên công trình thực.

-Phản ánh khá đầy đủ sự có mặt của các phần tử kết cấu, các loại liên kết cũng như các đặc trưng chịu lực tham gia trong kết cấu công trình. Cụ thể với cấu tạo khung 2 tầng, 2 nhịp cho phép khảo sát được sự làm việc các cấu kiện (cột, dầm, vách cứng), cũng như các loại mối liên kết trong công trình (cột-móng, vách-móng; cột - cột, cột - dầm - sàn, cột - dầm - vách...). Với những phân tích và lựa chọn đối tượng trên đây để tiến hành khảo sát thực nghiệm là thích hợp và đáp ứng được mục đích yêu cầu nghiên cứu. Thật vậy, đây là một đối tượng thí nghiệm nguyên hình:

-Có sơ đồ cấu tạo tương ứng với kết cấu khung ngang của công trình;

-Với các số liệu, thông tin nhận được trực tiếp không thông qua tính toán chuyển đổi;

-Có cấu tạo kết cấu đối xứng, khi tác dụng tải trọng với chu kỳ đối xứng, sẽ nhận được các cặp số liệu đối xứng, rất thuận tiện cho việc xử lý và so sánh;

-Có đầy đủ các loại mối nối liên kết và nằm đúng vị trí yêu cầu sẽ cho điều kiện khảo sát sự làm việc và tác dụng tương hỗ giữa chúng khi chịu các loại tải trọng tác dụng.

-Sẽ phản ánh được sự làm việc của công trình: sơ đồ biến dạng, sự hình thành và phát triển vết nứt, sự xuất hiện vùng nguy hiểm và khớp dẻo và cuối cùng là hình ảnh phá hủy kết cấu.

3. TẢI TRỌNG THÍ NGHIỆM

Tải trọng thí nghiệm là yếu tố cơ bản trực tiếp tác dụng lên đối tượng thí nghiệm. Vì thế, để theo dõi quá trình biến động các tham số khảo sát của đối tượng cần thiết phải tìm hiểu tính chất, quy luật và đại lượng của các loại tải trọng tác dụng trên kết cấu công trình. Ở đây, tương ứng với mục đích nghiên cứu, tải trọng tác dụng lên đối tượng thí nghiệm có 2 loại chủ yếu: tải trọng theo phương thẳng đứng và tải trọng theo phương nằm ngang lập, đảo chiều theo chu kỳ.

3.1. Tải trọng đứng

Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên mô hình thí nghiệm gồm các bộ phận (Hình 3):

-Tải trọng đứng tác dụng lên đầu vách lõi, cột: do phần trọng lượng bản thân của cấu kiện và hoạt tải sàn các tầng trên truyền xuống sau khi đã được tính toán quy đổi thành các tải trọng tập trung. Tải trọng đứng này tác dụng cố định vào trọng tâm tiết diện ngang của vách và cột. Theo thiết kế, giá trị tải trọng tác

dụng lên mỗi cột của mô hình là 500 kN, lên vách là 1000 kN.

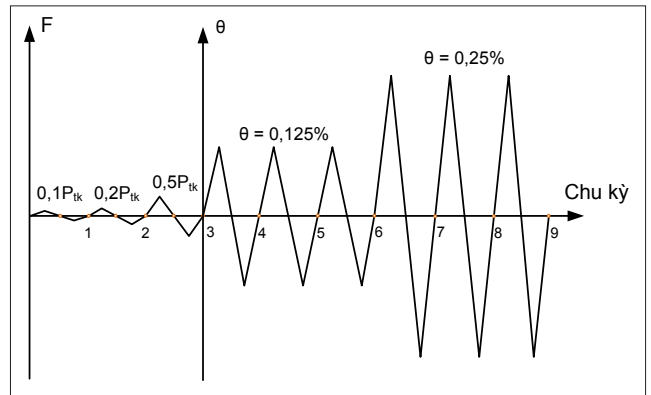
-Tải trọng đứng tác dụng lên dầm: do phần tĩnh tải và hoạt tải của các sàn mỗi tầng truyền vào dầm, đã được quy đổi thành hai tải trọng tập trung tác dụng tại hai điểm trên cơ sở tương đương về mô men uốn trong dầm. Giá trị tải trọng tác dụng lên mỗi dầm của mô hình là 60 kN truyền qua 2 điểm tải.

3.2. Tải trọng ngang lập đảo chiều theo chu kỳ

Tải trọng ngang tác dụng lên kết cấu thí nghiệm là tải trọng động đất được quy đổi và phân phối lên các mức sàn của mỗi tầng khung. Tải trọng ngang được đặt tại hai nút khung ở cao độ hai mức sàn của đối tượng thí nghiệm. Tải trọng này tác dụng đảo chiều (đẩy và kéo) và thay đổi liên tục trong quá trình thí nghiệm (Hình 3).

Nguyên tắc và quy trình tác dụng của tải trọng ngang lập đảo chiều như sau:

-Với mục đích kiểm tra đánh giá khả năng làm việc dưới tác



Hình 2- Lịch sử tác dụng tải trọng ngang

dụng của tải trọng ngang đảo chiều theo chu kỳ đối với hệ kết cấu công trình đã được sử dụng trong thực tế, ở đây thí nghiệm sẽ được thực hiện theo cách tác dụng tải trọng ngang đảo chiều với lịch sử tải trọng tác dụng lên mô hình thí nghiệm như trên Hình 2.

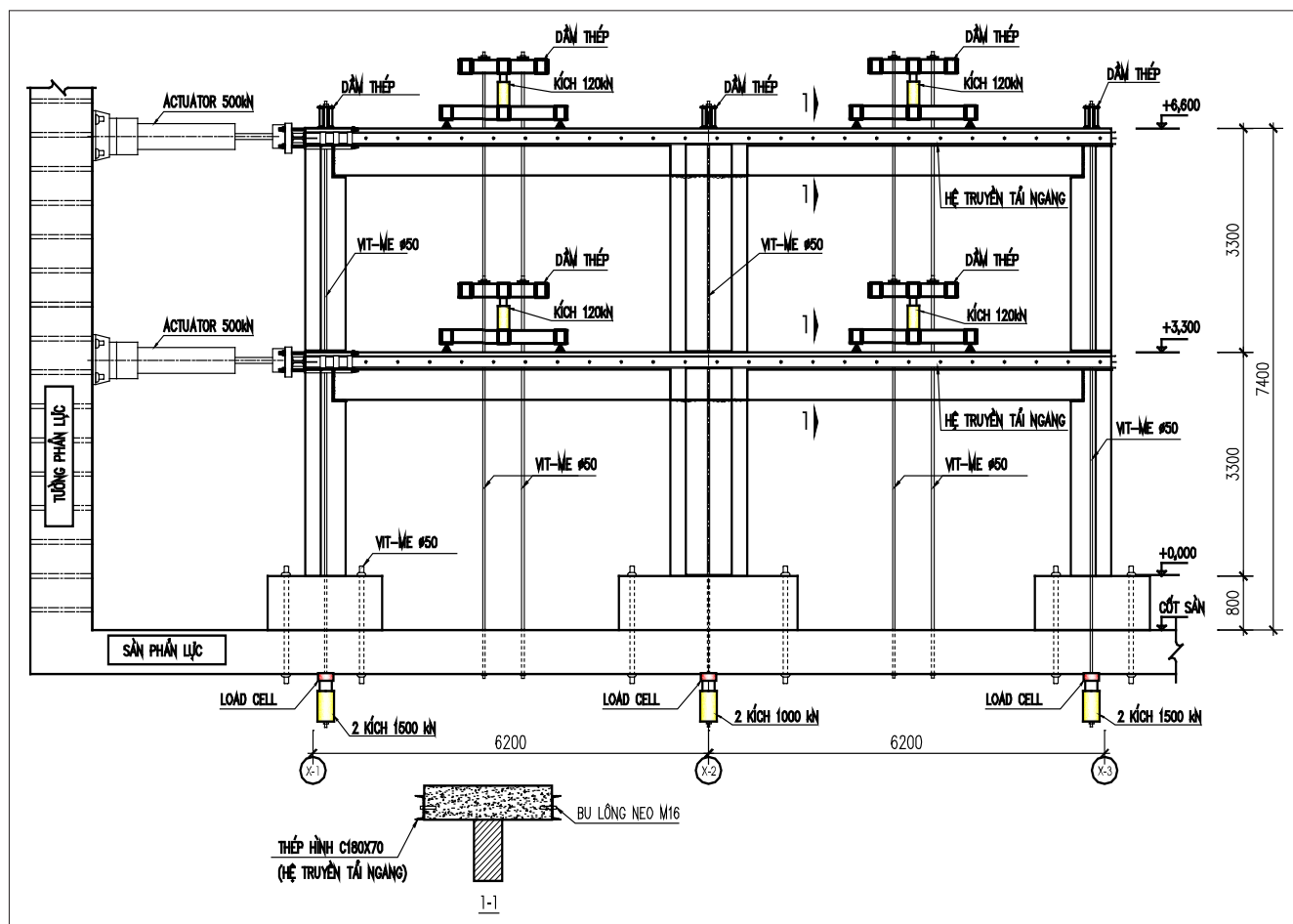
-Nhập các thông tin cần thiết yêu cầu về hoạt động của kích (tải trọng hoặc chuyển vị) vào hệ thống thiết bị điều khiển thông qua máy tính điện tử với phần mềm chuyên dụng.

-Bộ điều khiển gửi tín hiệu dưới dạng điện (analog) đến bộ chia (manifold). Bộ chia có tác dụng xử lý số liệu và kiểm soát hoạt động của kích bằng cách thay đổi tự động lưu lượng và áp lực dầu từ máy bơm dầu vào kích.

-Tín hiệu về sự làm việc thực tế của kích (tải trọng, chuyển vị) sẽ được gửi ngược lại từ kích về máy tính và hiển thị trên màn hình.

3. CHẾ TẠO, LẮP DỰNG ĐỐI TƯỢNG VÀ CHUẨN BỊ THIẾT BỊ THÍ NGHIỆM

Trong nghiên cứu thực nghiệm kết cấu công trình, việc chế tạo mô hình thí nghiệm phản ánh được đầy đủ các yếu tố làm việc của kết cấu thực tế, cũng như việc lựa chọn phương pháp và chủng loại thiết bị đo phù hợp để cung cấp được đầy đủ các số liệu và đáp ứng được độ chính xác yêu cầu là những vấn đề cần



Hình 3 – Hệ thống gia tải đứng và ngang

thiết đối với sự thành công của thí nghiệm. Trong trường hợp này, ngoài việc triển khai chế tạo đối tượng thí nghiệm hoàn toàn giống công trình thực tế, công việc quan trọng nhất là việc thiết kế và lắp đặt các phiến điện trở trong cốt thép trước khi chế tạo mẫu, các vị trí và thiết bị khảo sát cần gắn vào kết cấu. Chất lượng công tác chuẩn bị này quyết định thành công của thí nghiệm khi hàng trăm thông tin tin cậy, đầy đủ được cung cấp đồng thời cho các thiết bị đo tự động, nhanh, chính xác và hiện đại. Trên cơ sở đó sẽ mang lại những kết quả và những mô tả trạng thái ứng xử chính xác của hệ kết cấu thực thông qua thí nghiệm.

3.1. Chế tạo, lắp dựng mô hình

Quá trình chế tạo đối tượng thí nghiệm được thực hiện theo trình tự thực tế thi công đối với loại kết cấu bán lắp ghép. Đối tượng thí nghiệm được xây dựng gồm hai loại kết cấu cơ bản là các cấu kiện cột, dầm đúc sẵn và các kết cấu móng, vách lõi, sàn đổ tại chỗ.

Cấu kiện cột, dầm đúc sẵn được sản xuất tại Công ty Cổ phần Bê tông và Xây dựng VINACONEX Xuân Mai và chuyển đến Phòng Thí nghiệm Động đất của IBST để lắp dựng.

Các kết cấu móng, vách lõi và sàn đổ tại chỗ được Công ty Cổ phần Bê tông và Xây dựng VINACONEX Xuân Mai triển khai thi

công dựng lắp cụ thể trên mặt bằng hệ thống sàn thí nghiệm của Phòng Nghiên cứu Động đất với sự phối hợp và giám sát của nhóm đề tài thuộc Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng.

3.2. Các thiết bị, dụng cụ phục vụ thí nghiệm

Trong nghiên cứu thực nghiệm, để nhận biết được sự ứng xử của đối tượng khảo sát khi chịu tác động của yếu tố bên ngoài cần phải dựa trên sự biến động của trạng thái ứng suất-biến dạng và của các tham số khảo sát khác trong quá trình tiến hành thí nghiệm.

Ở đây, để đáp ứng được yêu cầu đặt ra đối với thí nghiệm, cần phải tiến hành đo đạc các giá trị và quy luật của:

- Các tham số đầu vào: đó là giá trị và quy luật tác động của tải trọng đứng và lực ngang;
- Các tham số đầu ra gồm: chuyển vị tổng thể, chuyển vị lệch tầng, góc xoay trong mặt phẳng của hệ thống khung; biến dạng tương đối của vật liệu bê tông và thép tại các vùng khảo sát (nút khung) của khung.

Hệ thống nhận tín hiệu tự động được cấu tạo từ 2 thành phần:

a) Thiết bị thu nhận tín và chuyển đổi tín hiệu: có nhiệm vụ thu nhận các tín hiệu điện từ các phiến đo biến dạng hoặc các thiết bị đo chuyển vị LVDT, CDP, đo lực gắn trên mẫu thí nghiệm và chuyển đổi thành tín hiệu điện tử. Thí nghiệm này sử dụng

bộ thu nhận ký hiệu WBK16 của hãng iOTech (Mỹ) và bộ thu nhận Dataloger TDS-601 với bộ chia 50 kênh của hãng TML (Nhật Bản).

b) Phần mềm điều khiển: trong thí nghiệm này đã sử dụng hai phần mềm là DasyLab và Visual Log Statics. Các phần mềm này thu nhận các số liệu từ WaveBooks và Dataloger TDS-601, hiển thị các số liệu lên màn hình dưới nhiều dạng khác nhau như: số liệu, bảng biểu, biểu đồ.

3. QUY TRÌNH THÍ NGHIỆM [8,9]

3.1 Gia tải bước 1: Tải trọng đứng

Mục đích: Gia tải và giữ tải trọng tác dụng tĩnh thẳng đứng đến giá trị tải trọng thiết kế.

Tiến hành:

-Tăng tải tĩnh theo từng cấp: 0% - 25% - 50% - 75% - 90% - 100% giá trị tải trọng thiết kế,

-Lấy số liệu đo trên tất cả các thiết bị đo điện tử và cơ học ứng với 4 cấp tải cần thiết là 0%, 50%, 90% và 100% giá trị tải trọng thiết kế,;

-Giữ nguyên giá trị tải trọng đứng theo thiết kế này trong suốt

$$\theta = \frac{(\Delta_1 - \Delta_0)}{h_1} = \frac{(\Delta_2 - \Delta_1)}{h_2} = \dots = \frac{(\Delta_n - \Delta_{n-1})}{h_n} \quad (1)$$

quá trình thí nghiệm đối với tải trọng ngang.

3.2. Gia tải bước 2: Tải trọng ngang

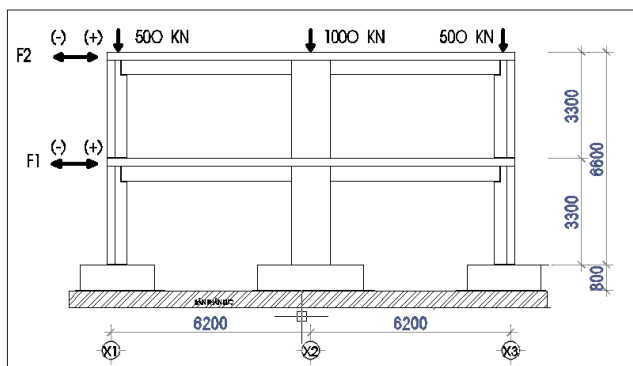
Tải trọng ngang là tải trọng đảo chiều theo từng chu kỳ. Giai đoạn thí nghiệm này chỉ được tiến hành sau thời gian 24 giờ giữ nguyên tải trọng đứng trên kết cấu thí nghiệm.

Tải trọng ngang được kiểm soát bằng độ chuyển vị ngang tỷ đối (story drift ratio) θ .

Độ chuyển vị ngang tỷ đối (θ) được xác định bởi tỷ số giữa chuyển vị lệch tầng trên chiều cao tầng tương ứng (theo %). Ở đây :

trong đó: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$ – giá trị chuyển vị ngang tại các mức sàn tầng 1, 2, ..., n; h_1, h_2, \dots, h_n – chiều cao tầng tương ứng.

Trong thí nghiệm này, quy trình gia tải ngang dự kiến sẽ gia tải đến giá trị độ chuyển vị ngang tỉ đối đến khoảng 3% ; tuy



Hình 4:
Chiều gia tải ngang quy ước khi tiến hành thí nghiệm

nhiên, do năng lực gia tải của kích thủy lực ngang bị hạn chế, tải trọng ngang chỉ được tiến hành đến cấp tải tương ứng với độ chuyển vị ngang tỉ đối là $\pm 0,125\%$, đạt khoảng 1,6 giá trị tải trọng ngang thiết kế. Trị số chuyển vị ngang tuyệt đối tại các mức sàn tầng một (Δ_1) và tầng hai (Δ_2) của khung thí nghiệm tương ứng với $\theta = \pm 0,125\%$, được xác định trước (trị số chuyển vị ngang ở cấp tải tương ứng với $\theta = 0,125\%$).

Lịch sử tác dụng tải và quy ước chiều gia tải được thể hiện lần lượt trên Hình 2 và Hình 4.

4. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM [4,11]

4.1 Sơ đồ và sự phát triển của vết nứt

4.1.1 Phương pháp khảo sát vết nứt

Trong quá trình gia tải, các vết nứt mới được ghi nhận, vẽ lại và chụp ảnh tại thời điểm tương ứng với các giá trị tải trọng ngang lớn nhất theo chiều đẩy (+) và chiều kéo (-) của mỗi chu kỳ gia tải. Sự phát triển của vết nứt được theo dõi, ghi nhận trong suốt quá trình thí nghiệm. Bên cạnh đó, bề rộng vết nứt được đo đạc, ghi nhận tại thời điểm tương ứng với các giá trị tải trọng ngang lớn nhất theo chiều đẩy (+) và chiều kéo (-) và thời điểm kết thúc của mỗi chu kỳ gia tải theo quy trình gia tải đã chọn lựa.

4.1.2 Sự hình thành và phát triển vết nứt trong quá trình thí nghiệm

Vết nứt đầu tiên được ghi nhận tại cấp tải 0,5 Ptk. Ở chiều đẩy (+), vết nứt xuất hiện tại vị trí đầu dầm D2, nút 5, cách bề mặt vách khoảng 30 cm. Vết nứt xuyên suốt chiều dày của phần sàn, từ biên của sàn vào đến mép dầm và chỉ xuất hiện ở một nửa bề rộng sàn. Tuy nhiên vết nứt này chưa phát triển sang phần dầm tiến chế. Bề rộng vết nứt ghi nhận được là 0,15 mm. Ở chiều kéo (-), vết nứt xuất hiện tại vị trí đầu dầm D1, nút 2, tại vị trí mép cột. Tương tự vết nứt trước, vết nứt này cũng xuyên suốt chiều dày của sàn và dài từ mép sàn đến mép dầm, ở nửa bề rộng sàn phía bắc và chưa phát triển sang phần dầm tiến chế. Bề rộng vết nứt ghi nhận được là 0,15 mm.

Ở cấp tải ứng với $\theta = 0,125\%$, một số vết nứt tách mới xuất hiện ở chân cột C1, C3 tại vị trí tiếp giáp với mặt móng, vách V1 (tầng 1), đầu dầm D1, D2, D3, D4, cũng như tại các vị trí mối nối giữa dầm và cột, dầm và vách.

Từ các kết quả ghi nhận được qua sự hình thành và phát triển vết nứt trên các cấu kiện và mối nối liên kết, có thể cho phép dự báo sơ bộ sẽ hình thành hình ảnh liên kết khớp tại các liên kết dầm – cột, dầm – vách, cột – móng; đồng thời thể hiện vị trí vùng tới hạn mà tại đó sẽ xuất hiện khớp dẻo. Tuy nhiên, các thông tin chính xác hơn về sự hình thành, vị trí, thứ tự của các khớp hoặc khớp dẻo chỉ có thể xác định được ở các cấp tải lớn hơn.

4.2 Dự đoán ứng xử tổng thể của mô hình thí nghiệm thông qua phân tích kết cấu

Để dự đoán kết quả thí nghiệm, sử dụng phần mềm ETABS để phân tích sự làm việc của mô hình thí nghiệm.

Mô hình được mô phỏng bằng phần mềm ETABS là một khung hai tầng, hai nhịp tương tự như mô hình thí nghiệm tại thực tế. Cột mô hình có tiết diện chữ T, kích thước tổng thể 620x620

| Cấp tải | Chiều gia tải | Lực ngang F1 (kN) | Lực ngang F2 (kN) | Liên kết | | | | | |
|---------|---------------|----------------------|----------------------|---------------------------------|--------|---------------------------------|--------|---------------------------------|--------|
| | | | | Dầm-cột: NGÂM dầm-vách: NGÂM | | Dầm-cột: KHỚP dầm-vách: NGÂM | | Dầm-cột: KHỚP dầm-vách: KHỚP | |
| | | | | q1 (%) | q2 (%) | q1 (%) | q2 (%) | q1 (%) | q2 (%) |
| 0,125 % | (+) | 117,4 | 459,5 | 0,067 | 0,097 | 0,091 | 0,161 | 0,133 | 0,258 |
| | (-) | 172,1 | 390,7 | 0,061 | 0,085 | 0,085 | 0,139 | 0,121 | 0,233 |

Bảng 1: Độ chuyển vị ngang tỉ đối của mô hình thí nghiệm theo tính toán

mm, chiều dày cánh và bụng đều là 220 mm. Dầm và sàn được mô hình hóa thành một dầm chữ T, có chiều rộng cánh bằng chiều rộng sàn là 1000 mm, chiều cao dầm chữ T bằng chiều cao dầm mô hình thí nghiệm là 700 mm, cánh có chiều dày bằng chiều dày hai lớp sàn là 250 mm (=190 + 60 mm), bụng dầm chữ T rộng 220 mm. Vách được mô hình hóa như một tiết diện chữ H, chiều rộng cánh 1000 mm, chiều cao tiết diện 1200 mm, chiều dày cánh và bụng là 220 mm. Dầm, cột, vách đều được mô hình là các phần tử thanh.

Các trường hợp phân tích:

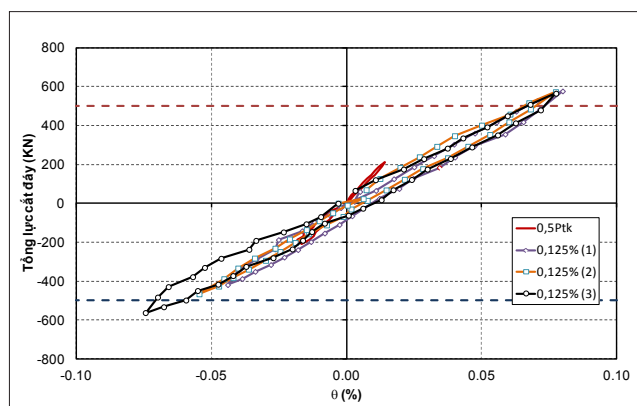
Mô hình được phân tích theo ba trường hợp:

Trường hợp 1: Liên kết dầm-cột là ngàm, dầm-vách là ngàm;

Trường hợp 2: Liên kết dầm-cột là khớp, dầm-vách là ngàm;

Trường hợp 3: Liên kết dầm-cột là khớp, dầm-vách là khớp.

Trong cả ba trường hợp, liên kết cột-móng, cột-cột được mô phỏng là liên kết ngàm.

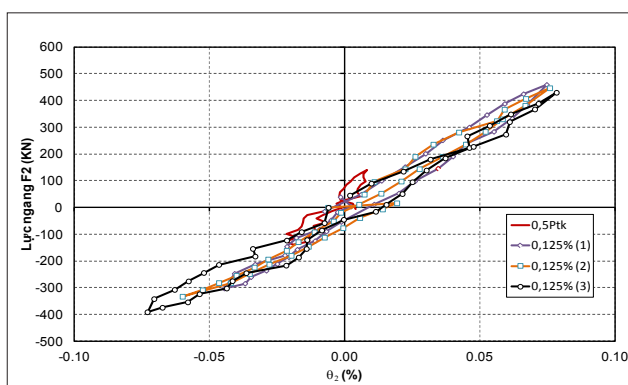


Hình 5: Biểu đồ quan hệ Tổng lực cắt đáy – Độ chuyển vị ngang tỉ đối

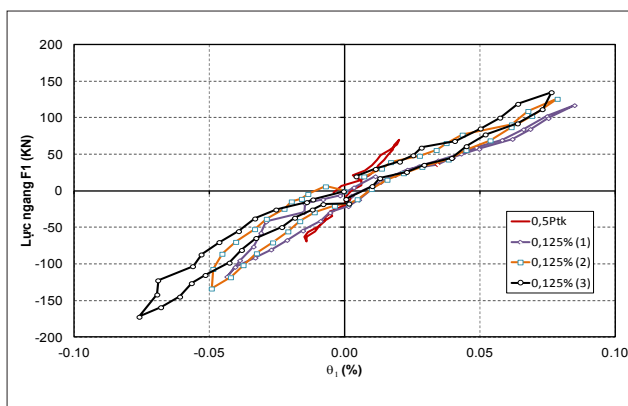
Kết quả tương ứng với từng trường hợp phân tích được đưa ra là độ chuyển vị ngang tỉ đối, được cho trong Bảng 1.

4.3 Phân tích ứng xử tổng thể của mô hình theo kết quả thí nghiệm

Ứng xử tổng thể của mô hình thí nghiệm được trình bày dưới dạng biểu đồ quan hệ Tổng lực cắt đáy (V_B) – Độ chuyển vị ngang tỉ đối (θ) của mô hình thí nghiệm (Hình 5); quan hệ Lực ngang F2 – Độ chuyển vị ngang tỉ đối (θ_2), ở tầng 2 của mô



Hình 6: Biểu đồ quan hệ Lực ngang F2 – Độ chuyển vị ngang tỉ đối, tầng 2



Hình 7: Biểu đồ quan hệ Lực ngang F1 – Độ chuyển vị ngang tỉ đối, tầng 1

hình thí nghiệm (Hình 6); quan hệ Lực ngang F2 – Độ chuyển vị ngang tỉ đối (θ_2), ở tầng 2 của mô hình thí nghiệm (Hình 7). Tổng hợp số liệu lực ngang, chuyển vị ngang của mô hình thí nghiệm ứng với các cấp tải được cho trong Bảng 3.

Trong thí nghiệm này, chiều đẩy được quy ước là chiều dương, chiều kéo là chiều âm. Lực ngang trong kích thủy lực động được quy ước là dương với lực nén, âm với lực kéo.

Tổng lực cắt đáy được xác định bằng tổng của hai lực ngang ghi nhận được trên hai kích thủy lực động được xác định như sau:

$$V_B = F_1 + F_2 \quad (2)$$

trong đó:

V_B : Tổng lực cắt đáy (kN);

F_1 : Lực ngang trong kích tầng 1 (kN);

F_2 : Lực ngang trong kích tầng 2 (kN).

| Cách gia tải | Cấp tải | Chiều gia tải | F_1 | F_2 | F_2/F_1 | V_B | D_1 | D_2 | $q_1=D_1/h$ | $q_2=(D_2-D_1)/h$ |
|--------------|----------------------|---------------|--------|--------|-----------|--------|-------|-------|-------------|-------------------|
| | | | (kN) | (kN) | | (kN) | (mm) | (mm) | (%) | (%) |
| Lực | 0,1 P_{tk} | (+) | 14,9 | 27,2 | 1,8 | 42,1 | 0,01 | 0,48 | 0,000 | 0,014 |
| | | (-) | -14,9 | -27,3 | 1,8 | -42,2 | -0,17 | -0,01 | -0,005 | 0,005 |
| | 0,2 P_{tk} | (+) | 29,77 | 54,4 | 1,8 | 84,2 | 0,21 | 0,61 | 0,006 | 0,012 |
| | | (-) | -27,01 | -49,2 | 1,8 | -76,2 | -0,26 | -0,23 | -0,008 | 0,001 |
| | 0,5 P_{tk} | (+) | 69,8 | 140,0 | 2,0 | 209,9 | 0,66 | 0,94 | 0,020 | 0,008 |
| | | (-) | -69,7 | -139,6 | 2,0 | -209,3 | -0,47 | -1,33 | -0,014 | -0,026 |
| Chuyển vị | 0,125% (Chu kỳ 1) | (+) | 117,4 | 459,5 | 3,9 | 576,9 | 2,8 | 5,3 | 0,085 | 0,075 |
| | | (-) | -117,1 | -302,2 | 2,6 | -419,3 | -1,4 | -2,9 | -0,043 | -0,044 |
| | 0,125% (Chu kỳ 2) | (+) | 126,1 | 446,9 | 3,5 | 573,0 | 2,6 | 5,1 | 0,079 | 0,076 |
| | | (-) | -133,4 | -332,7 | 2,5 | -466,1 | -1,6 | -3,6 | -0,049 | -0,060 |
| | 0,125% (Chu kỳ 3) | (+) | 135,2 | 430,0 | 3,2 | 565,1 | 2,5 | 5,1 | 0,077 | 0,078 |
| | | (-) | -172,1 | -390,7 | 2,3 | -562,8 | -2,5 | -4,9 | -0,076 | -0,073 |

Ghi chú:
 D_1 : Chuyển vị ngang của sàn tầng 1.
 D_2 : Chuyển vị ngang của sàn tầng 2.
 h : Chiều cao tầng.

Bảng 2: Lực ngang - Chuyển vị ngang theo kết quả thí nghiệm

Độ chuyển vị ngang tỉ đối được xác định như sau:

$$\theta = \frac{\Delta}{H} \times 100 \quad (3)$$

trong đó:

θ : Độ chuyển vị ngang tỉ đối (%);

Δ : Chuyển vị ngang tại cao trình sàn tầng 2 mô hình thí nghiệm (m);

H : Chiều cao mô hình thí nghiệm, tính từ cao trình sàn tầng 2 đến mặt móng (m).

Tổng giá trị lực ngang do thiết kế đưa ra:

$$P_{tk} = 285,4 + 214,4 = 499,8 \text{ kN}$$

Giá trị này được biểu diễn trên cùng biểu đồ với số liệu thí nghiệm dưới dạng đường nét đứt (xem Hình 5). Từ này có thể thấy, giá trị tổng lực cắt đáy lớn nhất đạt được ở cấp tải tương ứng với $\theta = 0,125\%$ là +576,9 kN ở chiều đẩy và -562,8 kN ở chiều kéo. Các giá trị này tương ứng bằng 1,15 và 1,13 lần giá trị tổng lực ngang thiết kế. Các giá trị tổng lực cắt đáy này tương ứng với độ chuyển vị ngang tỉ đối của tầng 1 là 0,085% (chiều đẩy), 0,076% (chiều kéo), giá trị trung bình là 0,08%, tầng 2 là 0,075% (chiều đẩy), 0,073% (chiều kéo), giá trị trung bình là 0,074%.

Các giá trị lực ngang và độ chuyển vị ngang tỉ đối thu được từ

thí nghiệm được so sánh với kết quả tính toán lí thuyết và điều kiện của tiêu chuẩn TCXDVN 375: 2006 như sau:

a) So sánh với kết quả tính toán của công trình thực:

Độ chuyển vị ngang tỉ đối của tầng 14 và tầng 15 của công trình thực do tải trọng động đất gây ra, tính toán với phổ phản ứng thiết kế, tương ứng là 0,068% và 0,071%. Có thể thấy giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm là tương đối phù hợp với giá trị chuyển vị ngang tỉ đối tính toán của tầng 14 và tầng 15 của công trình thực.

b) So sánh với kết quả tính toán của mô hình thí nghiệm:

Kết quả tính toán độ chuyển vị ngang tỉ đối của tầng 1 và tầng 2 của mô hình thí nghiệm tương ứng với giá trị lực ngang ghi nhận được ở cấp tải $\pm 0,125\%$ và các giả thiết liên kết giữa dầm và cột, dầm và vách là ngàm hoặc khớp được cho trong Bảng 2. Từ Bảng 2 và Bảng 3 có thể thấy: kết quả thí nghiệm phù hợp nhất với kết quả tính toán trong trường hợp giả thiết các liên kết dầm-cột, dầm-vách là ngàm. Các trường hợp tính toán với giả thiết liên kết dầm - cột là khớp, dầm - vách là ngàm và dầm - cột và dầm - vách đều là khớp cho kết quả độ chuyển vị ngang tỉ đối lớn hơn nhiều so với kết quả thí nghiệm.

c) So sánh với điều kiện khống chế của tiêu chuẩn TCXDVN

375: 2006 [8, 11]

Độ chuyển vị ngang tỉ đối cho phép đối với điều kiện hạn chế hư hỏng, theo mục 4.4.3.2 của tiêu chuẩn TCXDVN 375: 2006 [4] là:

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \leq 0,5\%$$

Trong đó:

Δ - chuyển vị ngang tỉ đối của tầng đã xét đến hệ số chiết giảm v (m);

H - chiều cao tầng (m).

Có thể thấy là kết quả độ chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm nhỏ hơn rất nhiều (xấp xỉ 16%) giá trị độ chuyển vị ngang tỉ đối cho phép quy định trong tiêu chuẩn.

Ở cấp gia tải này ($\theta = 0,125\%$), các thông tin như chuyển vị ngang và lực ngang tương ứng với thời điểm cốt thép bắt đầu chảy dẻo, thời điểm lực ngang đạt giá trị lớn nhất, thời điểm đạt đến biến dạng cực hạn của mô hình thí nghiệm chưa được xác định. Để có được các thông tin này thì cần phải tiến hành thí nghiệm với các cấp gia tải lớn hơn.

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

5.1 Kết luận

Trên cơ sở số liệu thực nghiệm nhận được từ thí nghiệm mô hình khung phẳng 2 tầng, 2 nhịp bằng bê tông cốt thép bán lắp ghép tỉ lệ 1:1 chịu tác động đồng thời của tải trọng đứng và tải trọng ngang đảo chiều theo chu kỳ, có thể rút ra một số kết luận chính như sau:

- 1) Giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm khá phù hợp với giá trị chuyển vị ngang tỉ đối tính toán của tầng 14 và tầng 15 của công trình thực.
- 2) Giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm tương đương với kết quả phân tích mô hình ứng với trường hợp giả thiết các liên kết dầm-cột và dầm-vách là ngàm. Các trường hợp tính toán với giả thiết liên kết dầm-cột là khớp, dầm-vách là ngàm và dầm-cột và dầm-vách đều là khớp cho kết quả chuyển vị ngang lớn hơn nhiều so với kết quả thí nghiệm.
- 3) Giá trị chuyển vị ngang tỉ đối nhận được từ kết quả thí nghiệm nhỏ hơn rất đáng kể (xấp xỉ 16%) so với giá trị chuyển vị ngang cho phép quy định trong tiêu chuẩn TCXDVN 375: 2006.
- 4) Tương ứng với cấp tải $\theta = 0,125\%$ chưa cho phép đánh giá đến khả năng tiêu tán năng lượng. Ở cấp gia tải này, vì tương ứng với giá trị tải trọng quy đổi còn nhỏ nên chưa nhận được các thông tin như chuyển vị ngang và lực ngang tương ứng với thời điểm cốt thép bắt đầu chảy dẻo, thời điểm lực ngang đạt giá trị lớn nhất, thời điểm đạt đến biến dạng cực hạn của mô hình thí nghiệm. Để đạt được các thông tin này thì cần phải tiến hành thí nghiệm với các cấp chuyển gia tải lớn hơn. Kết quả thí nghiệm nhận được cho thấy loại mối nối sử dụng trong mô hình thí nghiệm này có thể chịu được lực quy đổi bằng 1,16 lực động đất thiết kế.

Trên đây là những kết quả bước đầu về sự làm việc và khả

năng chịu động đất của dạng kết cấu này, cần thiết nên có những nghiên cứu tiếp theo sâu và đầy đủ hơn.

5.2 Kiến nghị

Đây là thí nghiệm lần đầu tiên thực hiện ở Việt Nam với qui mô lớn. Thí nghiệm với qui mô này trên thế giới cũng chỉ được thực hiện với số lượng hạn chế. Để có thể nghiên cứu sâu hơn về sự làm việc của mô hình thí nghiệm dưới tác động của tải trọng động đất, nhóm nghiên cứu thực nghiệm kiến nghị tiến hành thí nghiệm với chuyển vị ngang lớn hơn so với mức chuyển vị ngang đã thực hiện là 0,125%. Mức chuyển vị ngang tỉ đối dự kiến thí nghiệm ở giai đoạn tiếp theo là khoảng 3%. Với mức chuyển vị dự kiến này có thể khảo sát, đánh giá sự làm việc của mô hình ở giai đoạn ngoài miền đàn hồi dựa trên các yếu tố như: sự chảy dẻo của cốt thép, sự hình thành của các khớp, khớp dẻo, khả năng chịu lực ngang tối đa của mô hình.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Võ Văn Thảo (2010), "Nghiên cứu thực nghiệm kết cấu xây dựng – Phương pháp mô hình hóa".
2. M.J.Nigel Priestley, S. (Sri) Sritharan, James R. Conley (1999), "Preliminary results and conclusions from the PRESSS five-story precast concrete test building", *PCI Journal*, (November – December 1999), pp 42-67.
3. Weichen Xue, Xinlei Yang (2010), "Seismic tests of precast concrete, moment – resisting frames and connections", *PCI Journal*, (Summer 2010), pp 102-121.
4. TCXDVN 375:2006, *Thiết kế công trình chịu động đất*.
5. TCXDVN 356:2005, *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế*.
6. TCXDVN 338:2006, *Kết cấu thép - Tiêu chuẩn thiết kế*.
7. ACI T1.1-01, *Các tiêu chí đánh giá cho kết cấu khung chịu mô men dựa trên thí nghiệm kết cấu (Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing)*.
8. Báo cáo kết quả kết quả thực nghiệm nhiệm vụ KHCN "Thí nghiệm mối nối nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất" (2011), Viện KHCN Xây dựng.
9. Thí nghiệm mối nối nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất (2012), Phần 1, *Tạp chí KHCN Xây dựng*, số 1/2012.
10. Thí nghiệm mối nối nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất (2012), Phần 2, *Tạp chí KHCN Xây dựng*, số 2/2012.
11. Thí nghiệm mối nối nhà công nghiệp hóa chịu tải trọng động đất (2012), Phần 3, *Tạp chí KHCN Xây dựng*, số 3/2012.

CẤU TẠO VÀ TÍNH TOÁN CHÂN CỘT THÉP LIÊN KẾT NGÀM TRONG NHÀ CAO TẦNG THEO TIÊU CHUẨN JGJ 99 – 98

Vũ Huy Hoàng, ThS, Giảng viên, Khoa Xây Dựng, Đại học Kiến trúc Hà Nội
Nguyễn Danh Hoàng, ThS, Giảng viên, Khoa Xây Dựng, Đại học Kiến trúc Hà Nội

LIÊN KẾT NGÀM CỦA CHÂN CỘT THÉP NHÀ CAO TẦNG CÓ 3 KIỂU CHÍNH: KIỂU CHÔN SÂU, KIỂU BỌC KÍN VÀ KIỂU HỖ. NHIỀU TÀI LIỆU TRONG NƯỚC ĐÃ ĐỀ CẬP CỤ THỂ VỀ CẤU TẠO VÀ TÍNH TOÁN CHÂN CỘT KIỂU HỖ [4,5,6] NHƯNG THIẾU HƯỚNG DẪN ĐỐI VỚI CHÂN CỘT KIỂU CHÔN SÂU VÀ KIỂU BỌC KÍN. BÀI BÁO ĐỀ CẬP ĐẾN TÍNH TOÁN VÀ CẤU TẠO CHÂN CỘT LIÊN KẾT KIỂU CHÔN SÂU VÀ KIỂU BỌC KÍN THEO TIÊU CHUẨN TRUNG QUỐC JGJ 99 - 98

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Các công trình kết cấu thép hiện nay ở nước ta có cấu tạo chân cột chủ yếu là kiểu hở (Hình 1-c), theo cách đó chân cột nằm nổi trên bề mặt móng hoặc giằng móng. Tuy nhiên đối với các công trình kết cấu thép cao tầng với nội lực chân cột rất lớn, để đảm bảo khả năng truyền lực chân cột xuống móng thì cấu tạo chân cột phải phức tạp và đa dạng hơn. Ngoài chân cột kiểu hở sẽ có thêm chân cột kiểu chôn sâu và kiểu bọc kín. Về mặt cấu tạo chân cột kiểu chôn sâu có một phần thân cột thép chôn vào trong móng hoặc giằng móng (Hình 1-a), loại chân cột này thường dùng cho các công trình có yêu cầu kháng chấn. Chân cột kiểu bọc kín là trường hợp chân cột đặt trên mặt móng như chân cột hở và dùng bê tông cốt thép bao bọc xung quanh phần dưới cột thép (Hình 1-b), thường dùng cho các công trình nhà dân dụng có tầng hầm.

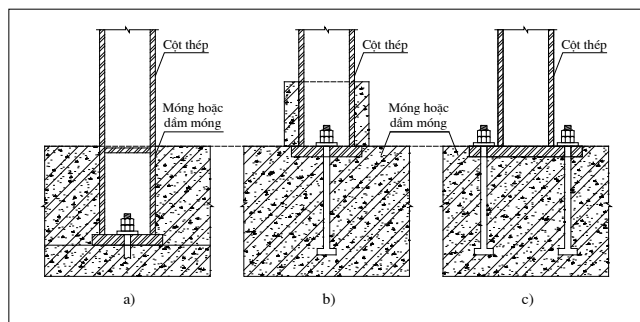
Tại Việt Nam trong 3 loại chân cột đề cập ở trên thì chân cột kiểu hở là phổ biến và được đề cập nhiều trong các tài liệu hiện hành về kết cấu thép [4], [5], [6]. Với hai loại còn lại vẫn thiếu các tài liệu hướng dẫn và không có tiêu chuẩn do đó sẽ dẫn đến khó khăn nhất định khi thiết kế, thi công hai loại chân cột này.

Tham khảo các tài liệu Trung Quốc [1,2,3] thấy rằng về cấu tạo và tính toán chân cột thép được nêu rất đầy đủ, vì thế bài báo sẽ đề cập đến nội dung này nhằm mục đích cung cấp thông tin cho các kỹ sư trong quá trình thiết kế cũng như thi công nhà cao tầng bằng thép.

2. CẤU TẠO VÀ TÍNH TOÁN CHÂN CỘT LIÊN KẾT NGÀM KIỂU CHÔN SÂU VÀ BỌC KÍN THEO TIÊU CHUẨN TRUNG QUỐC

2.1. Chân cột ngầm kiểu chôn sâu

Theo thiết kế của chân cột liên kết ngầm kiểu chôn sâu, trước tiên cố định cột thép vào sâu trong lồng thép của móng hoặc giằng bê tông (bê tông móng, giằng móng chưa thi công



Hình 1: Các trường hợp chân cột liên kết ngầm

hoặc mới thi công được một phần, tầng trên cùng chưa được thi công), sau đó đổ bê tông để chân cột nằm trực tiếp trong móng hoặc giằng bê tông để hình thành nên liên kết ngầm.

Chân cột kiểu chôn sâu thường được bố trí thêm chốt thép chống cắt. Sự truyền lực của kiểu chân cột này khá phức tạp, khi tính toán đưa ra một số giả định sau:

- Lực dọc trong cột N thông qua bản đế chân cột truyền tới móng hoặc giằng móng.
- Cách truyền mô men có hai phương pháp:
 - Toàn bộ mô men do chốt hàn trên cánh cột chịu và truyền vào móng hoặc giằng bê tông cốt thép;
 - Toàn bộ mô men do bản cánh truyền cho bê tông xung quanh thông qua ép mặt.
- Lực cắt V của chân cột được truyền đi thông qua ép mặt giữa phần bản cánh nằm trong bê tông với bê tông móng hoặc bê tông giằng.

Ngoài ra không xét đến lực ma sát và lực dính kết giữa bản đế chân cột và bê tông móng.

Hai phương pháp truyền mô men khác nhau dẫn đến hai cách tính khác nhau.

a) Toàn bộ mô men do chốt hàn trên cánh cột chịu, cần kiểm tra khả năng chịu lực của chốt thép

Lực nén một bên bản cánh do mô men gây ra:

$$N_F = \frac{M}{h_c} \quad (1)$$

Trong đó h_c là chiều cao tiết diện cột nằm trong bê tông.

Số lượng chốt thép trên một bản cánh cần thỏa mãn:

$$n_v^c = \frac{N_F}{N_v^c} \quad (2)$$

đồng thời không nhỏ hơn 8Ø16.

Trong đó N_v^c là khả năng chịu cắt của một chốt, tính theo công thức:

$$N_v^c = 0,43A_s \sqrt{E_c f_{cc}} \leq 0,7A_s f \quad (3)$$

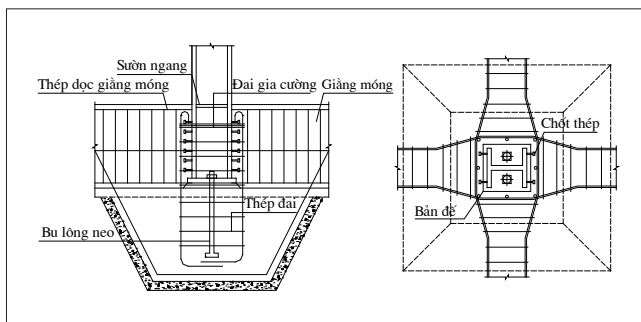
Trong đó:

A_s - Diện tích mặt cắt chốt;

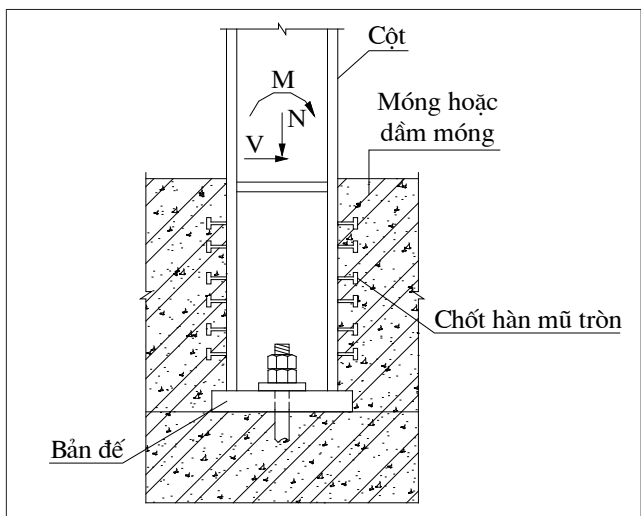
E_c - Mô đun đàn hồi của bê tông;

f_{cc} - Cường độ chịu nén tính toán dọc trục của bê tông;

f - Cường độ chịu kéo của thép làm chốt.



Hình 2: Chân cột kiểu chôn sâu



Hình 3: Sơ đồ nội lực của chân cột chôn sâu

Chiều dài chốt nên lấy bằng $4d$ (đường kính chốt), khoảng cách từ chốt đến mép ngoài bản cánh cột không nhỏ hơn 35mm, khoảng cách các chốt không quá 200mm.

b) Toàn bộ mô men do bản cánh truyền cho bê tông xung quanh thông qua ép mặt, cần kiểm tra khả năng chịu nén của bê tông sát bản cánh

Ứng suất nén phương ngang tại vùng bê tông sát bản cánh sinh ra bởi mô men và lực cắt chân cột không được vượt quá khả năng chịu nén của bê tông:

$$\sigma_c = \frac{M + V \frac{h_1}{2}}{W} \leq f_c \quad (4)$$

Trong đó:

$$W = \frac{1}{6} b h_1^2$$

b là bề rộng cánh cột, h_1 là chiều sâu chôn cột, R_b là cường độ chịu nén tính toán của bê tông.

Bề rộng và chiều dài của bản đế phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sigma_c = \frac{N}{BL} \leq f_c \quad (5)$$

Trong đó: N là lực dọc; L, B là chiều dài và bề rộng đế cột.
 Bu lông chân cột thường chỉ dùng làm bu lông cố định. Đường kính bu lông neo được quyết định bởi chiều dày các bản thép chân cột và bản đế, thông thường chọn trong khoảng 20 ~ 42 mm.

Chiều sâu chôn cột tiết diện chữ H nên lớn hơn hoặc bằng 2 ~ 2,5 lần chiều cao tiết diện cột, còn đối với cột tiết diện hộp nên lấy lớn hơn hoặc bằng 2,5 lần chiều cao tiết diện cột. Để có đủ khả năng truyền toàn bộ mô men dẻo của tiết diện cột cho móng, đối với cột biên và cột góc cần tăng chiều sâu chân cột một cách thích hợp.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ và hàm lượng thép bố trí xung quanh chân cột là nhân tố quan trọng đảm bảo cho chân cột có đủ khả năng chịu lực và biến dạng. Cột biên và cột góc dễ gây ra phá hoại cắt của bê tông, cần phải bố trí đủ cốt thép, chiều dày lớp bê tông phải đảm bảo, đồng thời phải để nổi bê tông. Lớp bê tông bảo vệ cánh cột cần tuân thủ yêu cầu tại Hình 4.

$$\sigma_c = \frac{N}{BL} \leq f_c \quad (6)$$

Mô men do chốt thép truyền cho bê tông, vì vậy số lượng bu lông tính theo công thức (1) và (2). Thép dọc của lớp bọc bê tông cần bố trí đối xứng theo cả vùng chịu kéo và chịu nén, diện tích thép lấy như sau:

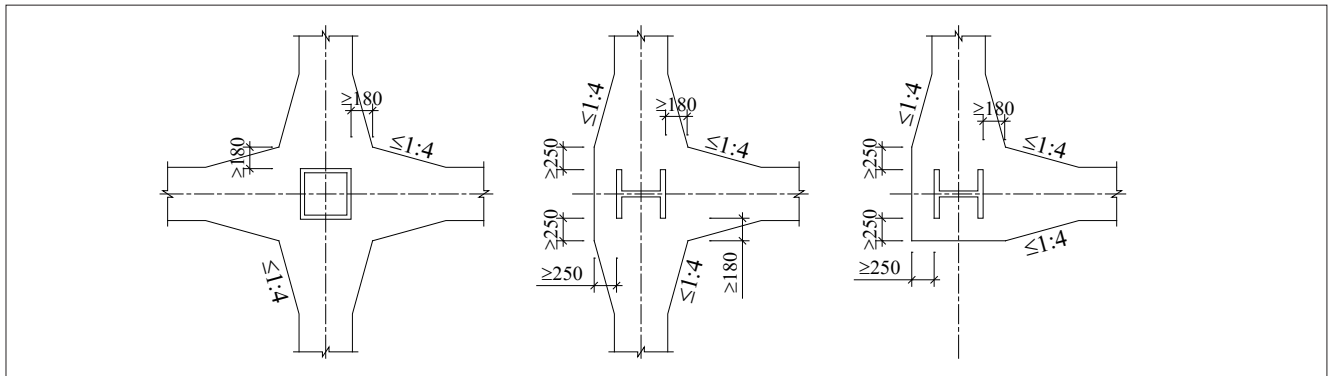
$$A_s = \frac{M_{brc}}{h_s f_y} \quad (7)$$

Trong đó:

M_{brc} - Mô men tác dụng lên vỏ bọc bê tông.

$M_{brc} = M + Vh_1$;

h_s - Khoảng cách giữa hai hợp lực của cốt thép vùng kéo và vùng nén;



Hình 4: Chiều dày lớp bê tông bảo vệ bản cánh cột

2.2. Chân cột bọc bê tông

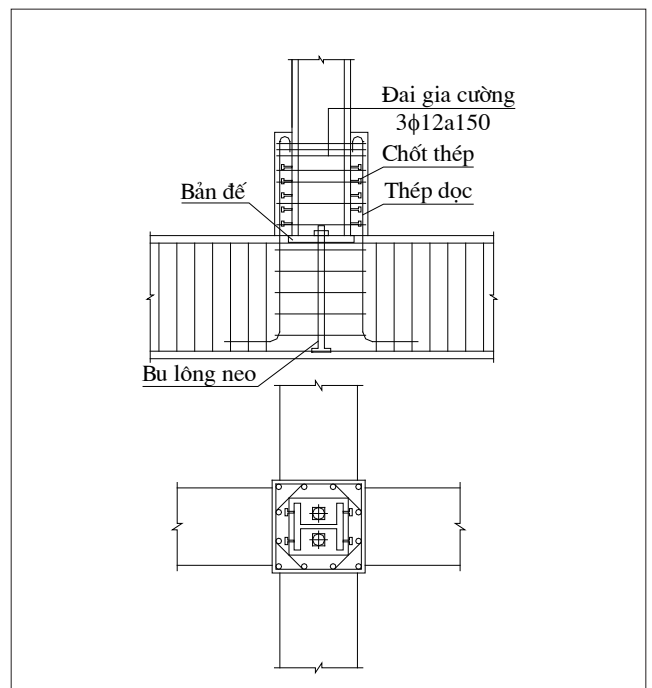
Chân cột bọc bê tông là chân cột đặt trên mặt móng và dùng bê tông cốt thép bao bọc xung quanh như Hình 5.

Chiều cao, kích thước tiết diện, cách bố trí cốt thép trong phần bê tông bọc ngoài chân cột (đặc biệt là thép gia cường trên đỉnh) có ảnh hưởng lớn đối với sự truyền lực của chân cột. Chiều cao lớp bọc chân cột chữ H thường lấy từ 2,2 ~ 2,7 lần chiều cao tiết diện cột, cột tiết diện hộp và cột ống lấy bằng 2,7 ~ 3,2 lần chiều cao tiết diện cột.

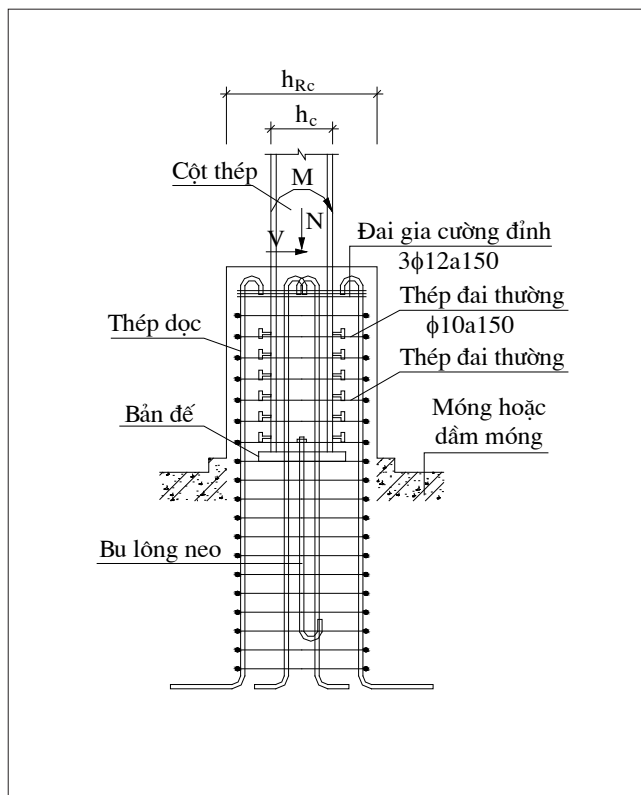
Thường áp dụng các giả thiết sau để truyền lực của chân cột bọc bê tông xuống móng:

- Lực dọc N được truyền trực tiếp qua bản đế chân cột xuống móng hoặc giằng bê tông cốt thép.
- Mô men M trước tiên thông qua chốt hàn trên cánh cột truyền cho lớp bê tông cốt thép bọc chân cột, sau đó truyền tiếp xuống móng hoặc giằng bê tông cốt thép.
- Một phần lực cắt V do lực ma sát giữa bản đế chân cột và bê tông mặt móng chịu, phần còn lại do bê tông bọc chân cột và cốt đai chịu.

Theo giả thiết này, kích thước bản đế chân cột được tính theo công thức :



Hình 5: Chân cột bọc bê tông



Hình 6: Sơ đồ nội lực của chân cột bọc bê tông

f_y - Cường độ tính toán chịu kéo của cốt thép;
 f_c - Cường độ tính toán chịu nén cục bộ của bê tông.
 Khi khoảng cách thép dọc lớn hơn 200mm, cần đặt thêm cốt thép $\Phi 16$ vào giữa, đồng thời cần đảm bảo chiều dài neo của thép chủ.

Cách tính khả năng chịu lực ngang của phần vỏ bọc bê tông được chia làm hai trường hợp sau:

c) Cột tiết diện chữ H

Như thể hiện trên Hình 7-a, khả năng chịu cắt của phần vỏ bọc V_{cs} được lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong hai công thức:

$$V_{cs} = b_{Rc} h_0 (0,07f_c + 0,5f_{ys} \rho_{sh}) \quad (8)$$

$$V_{cs} = b_{Rc} h_0 (2 \times 0,07b_e f_c / b_{Rc} + f_{ys} \rho_{sh}) \quad (9)$$

V_{cs} cần thỏa mãn điều kiện:

$$V_{cs} \geq V_{bRc} \quad (10)$$

Trong đó:

V_{bRc} - Lực cắt tác dụng lên phần vỏ bọc có xét đến lực ma sát giữa bản đế và bê tông móng, lấy $V_{bRc} = V - 0,4N$;

b_{Rc} - Bề rộng phần vỏ bọc;

b_e - Bề rộng hữu hiệu của vỏ bọc $b_e = b_{e1} + b_{e2}$ (Hình 7-a).
 Chiều dày lớp bê tông bảo vệ mỗi bên cánh cột (bề rộng hữu hiệu) không nhỏ hơn 180mm;

h_0 - Chiều cao tiết diện vỏ bọc;

f_{ys} - Cường độ chịu kéo tính toán của thép đai;

$$\rho_{sh} - \text{Hàm lượng cốt thép ngang}, \quad \rho_{sh} = \frac{A_{sv}}{b_{Rc}s}$$

Khi $\rho_{sh} > 0,6\%$ lấy bằng 0,6%;

A_{sv} - Toàn bộ diện tích cốt thép đai trên một mặt cắt,

A_{sv1} - Diện tích một nhánh cốt đai;

n - Số nhánh đai trên một mặt cắt;

A_{sv1} - Diện tích một nhánh cốt đai;

s - Khoảng cách dọc theo chiều cao vỏ bọc của cốt đai.

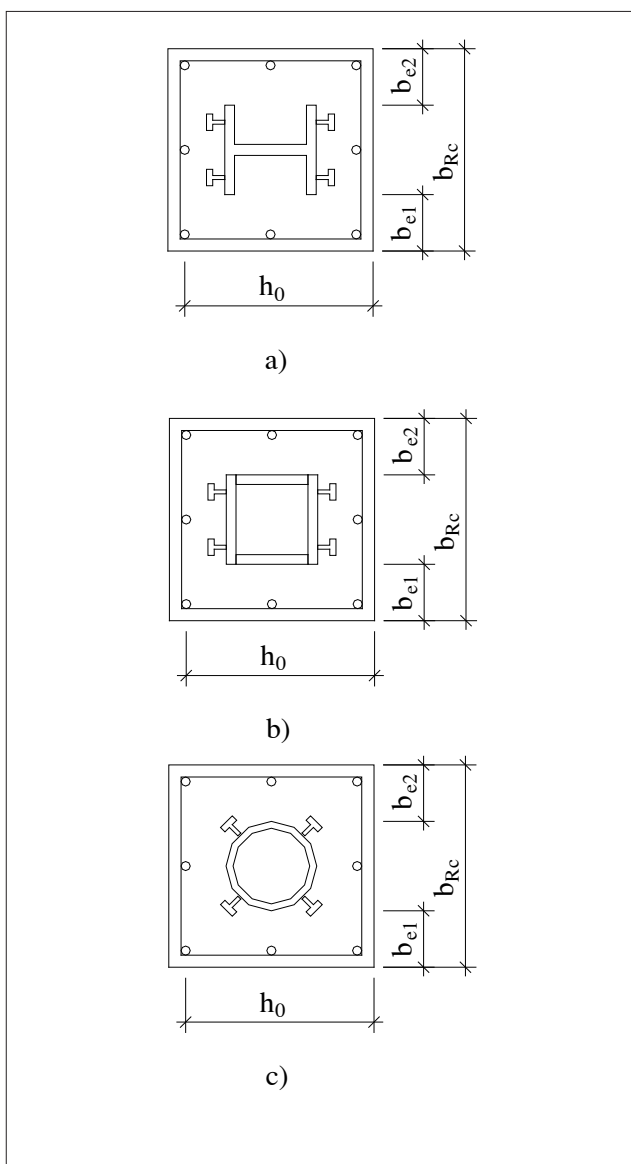
d) Cột tiết diện hộp hoặc tròn

Chân cột bọc bê tông của cột tiết diện hộp hoặc tròn được thể hiện trên Hình 7-b, c.

Khả năng chịu cắt của vỏ bọc bê tông cần thỏa mãn công thức:

$$V_{cs} = b_e h_0 (0,07f_c + 0,5f_{ys} \rho_{sh}) \geq V_{bRc} \quad (11)$$

Khi $\rho_{sh} > 1,2\%$ thì lấy bằng 1,2%.



Hình 7: Sơ đồ tính đơn giản hóa của chân cột bọc bê tông

3. KẾT LUẬN

Để đảm bảo khả năng truyền lực từ chân cột xuống móng trong công trình kết cấu thép nhà cao tầng ngoài cấu tạo chân cột kiểu hở có thể dùng chân cột kiểu chôn sâu hoặc kiểu bọc kín.

Chân cột chôn sâu sát với giả thiết liên kết ngàm. Tuy nhiên khi thi công đòi hỏi độ chính xác cao, mức độ thi công phức tạp. Chân cột hở rất linh động có thể dễ dàng vi chỉnh sai số thi công. Chân cột bọc có ưu điểm linh hoạt của chân cột hở, đồng thời có độ cứng lớn và khả năng chống ăn mòn tốt nhờ vỏ bọc bê tông ngoài, nhưng thi công lớp vỏ bọc đòi hỏi phải tuân thủ các yêu cầu kỹ thuật nghiêm ngặt. Lựa chọn giải pháp nào phải dựa vào tình hình cụ thể của từng công trình.

Trên đây đã trình bày về cấu tạo và tính toán chân cột kiểu chôn sâu và bọc kín theo tiêu chuẩn Trung Quốc. Để khẳng định tính đúng đắn của lý thuyết có thể tiếp tục khảo sát bằng các phần mềm phân tích, các thí nghiệm hoặc so sánh với những tiêu chuẩn khác.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Lý Quốc Cường, Thiết kế kết cấu thép nhà cao tầng, Nhà xuất bản kiến trúc công nghiệp Trung Quốc, 2004.
2. Quy trình kỹ thuật kết cấu thép nhà dân dụng cao tầng JGJ 99 - 98.
3. Tuyển tập tài liệu thiết kế kết cấu công trình, tập 5, Nhà xuất bản kiến trúc công nghiệp Trung Quốc, 2010.
4. Phạm Minh Hà - Đoàn Tuyết Ngọc, Thiết kế khung thép nhà công nghiệp một tầng một nhịp, NXB Xây dựng, 2008.
5. Phạm Văn Hội - Nguyễn Quang Viên - Phạm Văn Tư - Lưu Văn Tường, Kết cấu thép phần Cấu kiện cơ bản, NXB Khoa học và Kỹ thuật, 2006..
6. Nguyễn Quang Viên - Phạm Văn Tư - Hoàng Văn Quang, Kết cấu thép nhà dân dụng và công nghiệp, NXB Khoa học và kỹ thuật, 2013.

SỰ LÀM VIỆC ĐẾN PHÁ HOẠI CỦA DẦM ĐƯỜNG SẮT ĐÔ THỊ MẶT CẮT CHỮ U: THÍ NGHIỆM VÀ PHÂN TÍCH LÝ THUYẾT

Nguyễn Hữu Thuấn, Nguyễn Văn Nhậm, Nguyễn Tuấn Bình và Nguyễn Mạnh Hải
Giảng viên, khoa Công trình, ĐH GTVT Hà Nội

BÀI BÁO PHÂN TÍCH SỰ CẦN THIẾT VÀ TRÌNH BÀY CÁC NỘI DUNG CHÍNH CỦA MỘT THÍ NGHIỆM NÉN DẦM BÊ TÔNG DỰ ỨNG LỰC TỪ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ ĐẾN KHI DẦM BỊ PHÁ HOẠI. KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM CHO THẤY BIẾN DẠNG NGANG CỦA DẦM LÀ ĐÁNG KỂ VÀ BIẾN DẠNG NÀY CÓ ẢNH HƯỞNG ĐẾN ĐỘ CỨNG VÀ KHẢ NĂNG CHỊU LỰC TỔNG THỂ CỦA DẦM. ĐÂY LÀ NHỮNG CĂN CỨ QUAN TRỌNG CHỨNG MINH TÍNH ĐÚNG ĐẮN CỦA VIỆC XÉT ĐẾN BIẾN DẠNG CỤC BỘ Ở CẤP ĐỘ MẶT CẮT CỦA DẦM CHỮ U KHI THIẾT KẾ DẦM MẶT CẮT DẦM CHỮ U

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Hiện tại ở Việt Nam, mặt cắt dầm dạng chữ U (còn gọi là dầm lòng máng) được sử dụng rất phổ biến cho các kết cấu nhịp cầu đường sắt đô thị. Một số dự án đã sử dụng dạng mặt cắt này bao gồm: dự án đô thị số 2 của TP Hà Nội, đoạn Nhổn – Ga Hà Nội; dự án đường sắt đô thị Bến Thành – Suối Tiên- TP Hồ Chí Minh. Xét về mặt kinh tế, kỹ thuật, dạng mặt cắt này có những ưu điểm dễ nhận thấy như: giảm được chiều cao kiến trúc của cầu, giảm tác động tiếng ồn khi chạy tàu trong đô thị; kết cấu nhẹ dễ dàng vận chuyển và cầu lắp, có khả năng chế tạo sẵn tạo ra những lợi thế cho việc thi công hàng loạt; tăng tiến độ và hiệu quả của dự án.

Tuy nhiên, do là dạng mặt cắt mới được sử dụng ở Việt Nam, kết cấu nhịp dầm BT dự ứng lực mặt cắt chữ U còn một số vấn đề kỹ thuật cần được nghiên cứu, làm rõ; các vấn đề thường được đặt ra bao gồm:

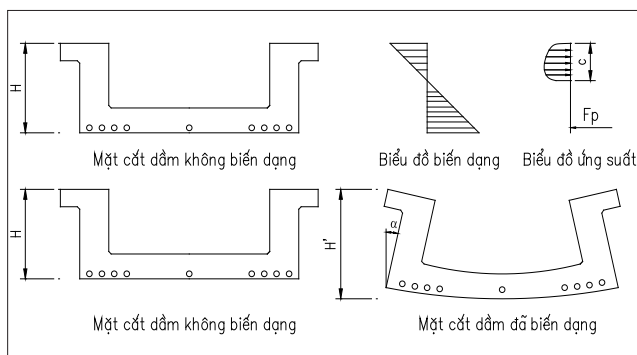
- Mức độ dư thừa về mặt cường độ của dầm khi chịu lực thực tế so với sức chịu tải theo tính toán lý thuyết;
- Ảnh hưởng của các phá hoại cục bộ: mất ổn định bản đáy, mất ổn định cánh trên chịu nén, biến dạng ngang của dầm dưới tác dụng của tải trọng (do dầm cấu tạo từ các vách, bản mỏng).

Các câu hỏi này không thể giải quyết bằng tính toán thiết kế thông thường, tức là sử dụng mô hình dầm Bernoulli truyền thống. Bên cạnh đó, do cấu tạo mặt cắt là hở và sử dụng các bản mỏng; biến dạng nội tại của mặt cắt không thể coi là “đủ nhỏ” để áp dụng giả thiết dầm. Cụ thể khi biến dạng, các kích thước của mặt cắt như chiều cao, góc nghiêng của sườn dầm, tọa độ cấp dự ứng lực sẽ bị thay đổi đáng kể... làm cho biểu đồ ứng suất và sự phân bố nội lực trên mặt cắt ngang không còn giống như mặt cắt ban đầu, sức kháng uốn của mặt cắt cũng sẽ thay đổi theo. Ngoài ra bản vách và bản đáy dầm tương đối mảnh lớn khi chịu tác động của tải trọng theo phương thẳng đứng (tải trọng tập trung hoặc phân bố đều) tăng dẫn đến một giá trị tới hạn (có thể nhỏ hơn rất nhiều so với lực gây phá hoại cắt hoặc uốn của dầm), biến dạng của các bộ phận này tăng lên nhanh chóng có thể dẫn đến nứt hoặc gãy (xem hình 1).

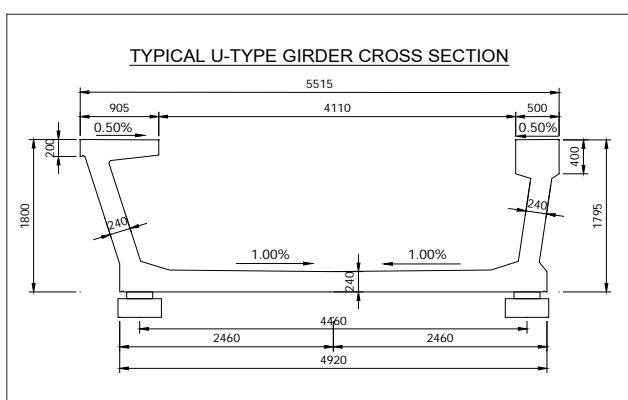
Trong nghiên cứu này, nhóm tác giả tiến hành sử dụng phương pháp phân tích phi tuyến để dự tính sức chịu tải của dầm, đồng thời tiến hành thí nghiệm để để xác định được chính xác dạng phá hoại của dầm lòng máng và đánh giá mức độ an toàn về chịu lực của dầm dưới tác dụng của tải trọng khai thác. Từ đó, nêu ra kết luận về mức độ an toàn về chịu lực của mặt cắt dầm chữ U cho đường sắt đô thị tại tuyến Nhổn – Ga Hà Nội tại Việt Nam.

2. Thiết kế thí nghiệm dầm U

Dầm thí nghiệm là dầm U dài 25m chiều cao 1.8m, sử dụng bê tông có cường độ $f'c=45$ Mpa. Cấp dự ứng lực sử dụng 58 tao cáp 15.2mm bố trí ở bản đáy. Cốt thép thường bản đáy có giới hạn chảy $f_y=414$ Mpa, đường kính cốt thép lưới trên là 12mm, đường kính cốt thép lưới dưới là 20mm. Tiến hành gia tải với 6 cấp để đo các biến dạng của dầm để đánh giá khả năng chịu lực của dầm.

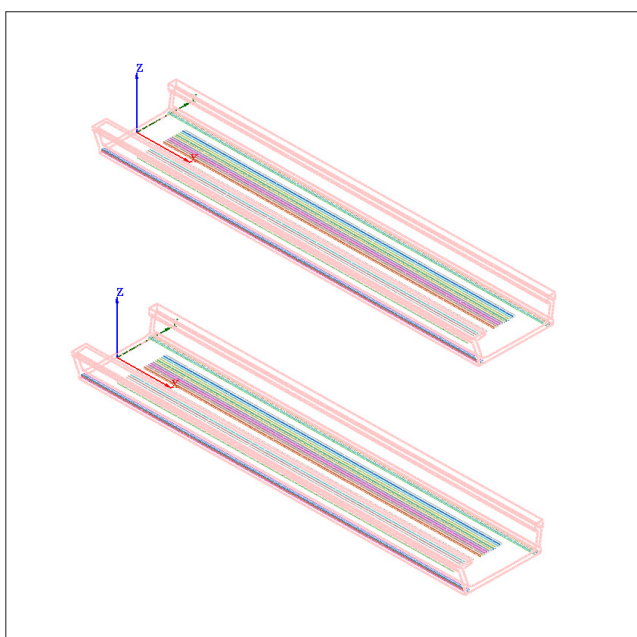


Hình 1: Mặt cắt dầm trước và sau biến dạng



Hình 2: Mặt cắt ngang dầm thí nghiệm

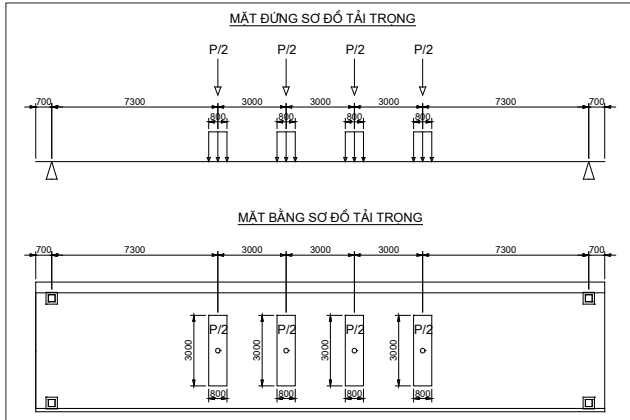
2.1. Cấu hình dầm



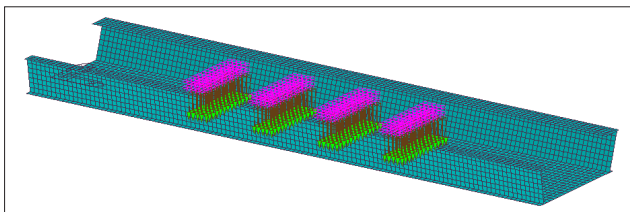
Hình 3: Bố trí cốt thép dự ứng lực và cốt thép thường của dầm

2.2. Quy trình gia tải

Sơ đồ tải trọng là 4 tải trọng rải đều trên mặt phẳng (kích thước 0.8mx3m), đặt cách nhau 3m theo phương dọc cầu. Thiết bị gia tải cho 1 kích: Dầm đôi I900, dầm đôi H400, sườn tăng cường và các tấm đệm đỡ kích.



Hình 4: Sơ đồ bố trí tải trọng



Hình 5: Mô hình tải trọng thí nghiệm

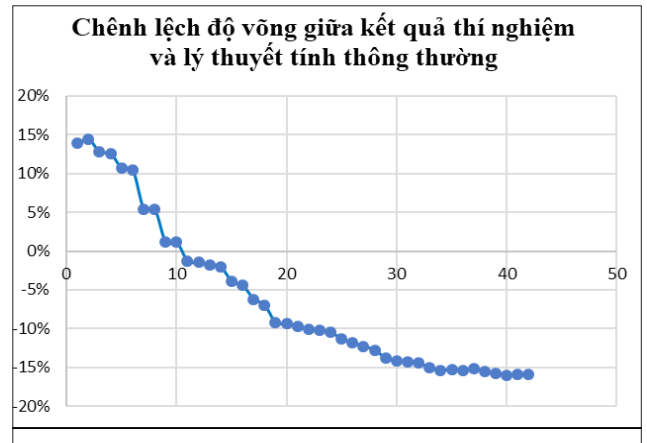
Việc bố trí sơ đồ tải trọng như vậy theo phương dọc sẽ tạo ra đoạn chịu uốn thuần túy trong phạm vi giữa dầm, khu vực sẽ chịu mô-men uốn lớn nhất trong giai đoạn khai thác, cũng như phù hợp với năng lực của kích. Theo phương ngang, tải trọng từ kích truyền xuống sẽ được phân bố đều lên bản đáy dầm qua hệ thống dầm, tránh được những hư hỏng cục bộ, thu được kết quả trên một diện tích lớn hơn, tăng độ chính xác khi đánh giá biến dạng theo phương ngang của dầm.

2.3. Một số kết quả thí nghiệm điển hình và so sánh

Kết quả thí nghiệm cho ta chuyển vị tại các vị trí giữa (V') và hai đầu của bản đáy (V;V''). Theo lý thuyết, độ võng tại giữa bản đáy sẽ được tính theo công thức:

$$V' = \frac{1}{2} (V+V'')$$

Do đó, khi so sánh kết quả theo lý thuyết tính thông thường này và kết quả thu được thực tế ta có biểu đồ so sánh sự chênh lệch như hình 6.

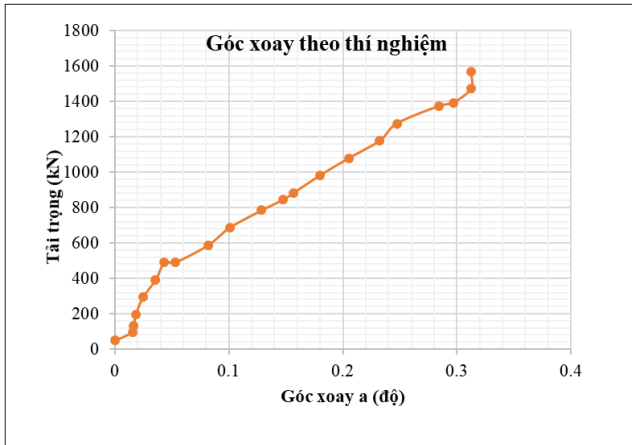


Hình 6: Chênh lệch độ võng giữa kết quả thí nghiệm và lý thuyết tính

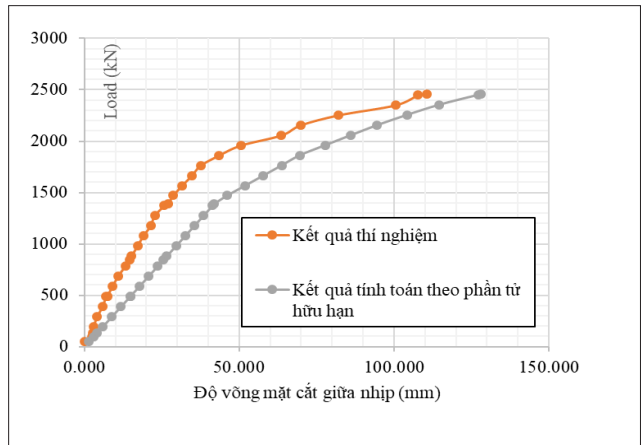
Kết quả thí nghiệm cho ta thấy độ võng tại giữa bản đáy trên thực tế lớn hơn đáng kể so với lý thuyết tính thông thường (khoảng 15%) từ các cấp tải có giá trị bằng với tải trọng khi tháo trở lên. Như vậy biến dạng của mặt cắt ngang tại giữa nhịp là đủ lớn, nằm ngoài phạm vi xét đến của lý thuyết tính hiện đang áp dụng, đặc biệt là khi phải chịu tổ hợp tải trọng có xét đến cả tĩnh tải và hoạt tải. Ngoài ra biến dạng ngang tại đỉnh cánh dầm (Hình 8) và góc xoay α (Hình 7) dù không quá lớn nhưng cũng ảnh hưởng đến khả năng chịu lực và gây ra những vết nứt dọc trên sườn dầm (Hình 10).

Bảng 1. Các cấp tải trọng chính

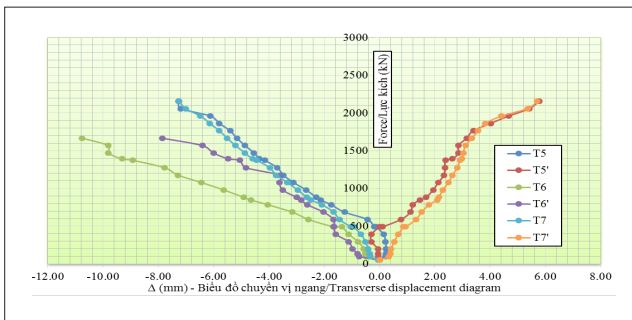
| Cấp tải | Giá trị lực kích truyền xuống | Công thức xác định ứng suất | Ý nghĩa |
|---------|-------------------------------|---|---|
| 1 | 133.29 KN | $S_{\text{kéo thớ dưới}} = \sigma_{DC} + \sigma_{DW}$ | Tạo ứng suất thớ dưới bằng ứng suất do tĩnh tải của thiết bị khai thác |
| 2 | 492.09 KN | $\sigma_{\text{kéo thớ dưới}} = \sigma_{DC} + \sigma_{DW} + \sigma_{LL+HM}$ | Tạo ứng suất thớ dưới bằng ứng suất khi có hoạt tải chạy trên dầm |
| 3 | 845.13 KN | $\sigma_{\text{kéo thớ dưới}} = \sigma_{PS} \Leftrightarrow \sigma_{\text{nén thớ dưới}} = 0$ | Tạo ứng suất thớ dưới có giá trị từ nén chuyển sang kéo |
| 4 | 1391.28 KN | $\sigma_{\text{kéo thớ dưới}} > \sigma_{PS} = 3.35\text{MPa} \Leftrightarrow \text{nứt dầm}$ | Tạo ứng suất tương ứng với ứng suất gây nứt dầm do kéo |
| 5 | 1960.58 KN | $\sigma_{\text{kéo thớ dưới}} = \sigma_{\text{giá trị giới hạn theo thiết kế}}$ | Tạo mô-men uốn ở mặt cắt giữa dầm bằng giá trị mô men uốn giới hạn theo tính toán |
| 6 | 2460.43 KN | $M=5M_u$ | Tạo mô-men uốn ở mặt cắt giữa dầm bằng 5 lần mô-men uốn giới hạn theo tính toán |



Hình 7: Biểu đồ góc xoay α



Hình 8: Biểu đồ độ võng mặt cắt giữa nhịp



Hình 9: Biểu đồ chuyển vị ngang tại đỉnh cánh dầm



Hình 10: Các vết nứt ở đáy và sườn dầm khu vực giữa nhịp

3. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Kết quả đo đạc thực tế cho thấy khi chịu tải trọng đặt tại bản đáy, biến dạng ngang của dầm là đáng kể. Cụ thể là kết quả đo chuyển vị tại đáy hai vách đứng và tại giữa đáy dầm có chênh lệch đáng kể. Hai cánh dầm móp vào trong làm chiều cao dầm chủ có thay đổi khi chịu lực. Biến dạng cục bộ này tại các mặt cắt tăng dần theo các cấp tải trọng từ khi dầm chỉ chịu tải trọng bản thân đến khi giá trị tải trọng bằng 5 lần tải trọng khai thác (tương đương với việc dầm bị phá hoại).

Kết quả mô hình hóa bằng phần tử hữu hạn cho kết quả phù hợp với kết quả thí nghiệm; điều này cho thấy việc cần xét đến biến dạng ngang, biến dạng cục bộ của dầm dưới tác dụng của tải trọng đặt ở bản đáy là cần thiết và ảnh hưởng đáng kể đến khả năng chịu lực tổng thể của dầm cần xét đến trong tính toán.

4. TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. B.Gibbens, P.Selby Smith, and G Joynson, Design – Construction of Sorell causeway channel bridge, Hobart, Tasmania, PCI Journal, Vol.49, pp. 56-66, May 2004.
2. B.Shepherd and B.Gibbens, The evolution of the concrete 'channel' bridge system and its application to road and rail bridges, fib concrete structures (symposium), Avignon, France, pp. 26-28, April 2004.
3. Nguyễn Tuấn Bình, Ngô Văn Minh, Bùi Tiến Thành, Nguyễn Ngọc Long, Phân tích sự làm việc ngoài đàn hồi của dầm bê tông cốt thép dự ứng lực mặt cắt chữ U dùng trong đường sắt đô thị, Tạp chí khoa học Giao thông Vận tải số 52-06/2016.
4. V Raju, Devdas Menon, Analysis of behaviour of U girder bridge deck, ACEEE Int.J.on Transportation and Urban Development, Vol.01, No.01, Apr 2011.
5. Indian Railway Standards (IRS) Rules specifying the loads for Design of super-structure and sub-structure of bridges, Bridge Rules, Research designs and standards organization, Lucknow, India, 2005.

PHÂN TÍCH KẾT CẤU KHUNG NHÀ ỚNG DO CHUYỂN VỊ CỦA MÓNG

Chu Thị Bình

Giảng viên, TS, khoa Xây dựng, ĐH Kiến trúc Hà Nội.

Đào Thị Linh Linh, Cao Hữu Tiến, Phạm Sơn Tùng, Nguyễn Tuấn Linh

Sinh viên, khoa Xây dựng, ĐH Kiến trúc Hà Nội.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Gần đây một số sự cố sụp đổ công trình của các nhà liền kề trong quá trình thi công các công trình lân cận đã đặt ra câu hỏi tìm nguyên nhân các sự cố. Nhà ống là một kiểu nhà có mặt tiền hẹp khoảng từ 3 đến 7 m và chiều sâu khoảng 15m đến 20 m nên thường có kết cấu khung một nhịp theo phương cạnh ngắn. Loại kết cấu này có thể có bậc siêu tĩnh nhỏ nên nội lực có thể phát sinh lớn khi có dịch chuyển móng trong quá trình thi công của công trình lân cận, gây ra sự cố công trình. Để tài đặt vấn đề tính nội lực và chuyển vị của kết cấu khi có dịch chuyển của móng công trình. Sơ đồ khung đàn hồi và khung có khớp dẻo hình thành ở dầm được xem xét. Nội lực phát sinh do chuyển vị của móng được so sánh với nội lực do các tải trọng thông thường để chỉ ra nguy cơ công trình có thể bị phá hoại khi có dịch chuyển của móng.

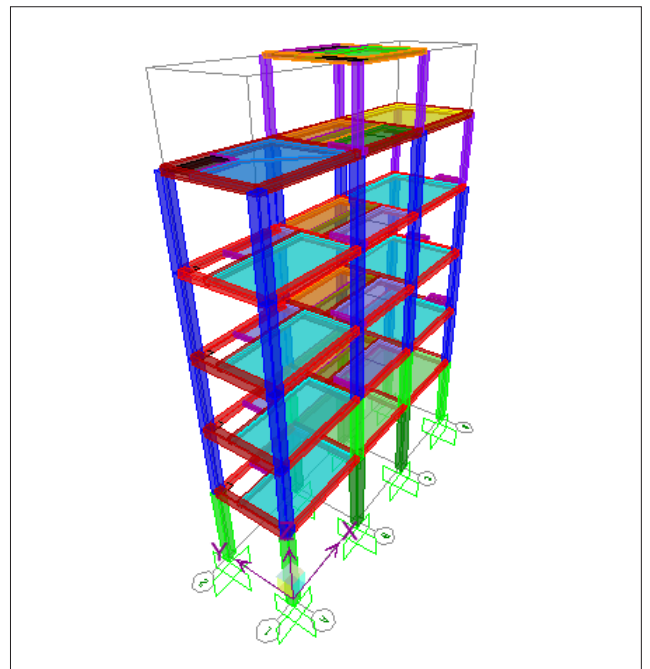
2. NỘI DUNG PHÂN TÍCH

Kết cấu khung được khảo sát được lấy từ các công trình nhà ở gia đình xây dựng tại Việt Nam có hệ khung chịu lực là kết cấu khung bê tông cốt thép một nhịp theo phương ngang nhà, ba nhịp theo phương dọc nhà (Hình 1). Kích thước nhịp dầm ngang thay đổi từ 3m đến 6m (cấp thay đổi là 1m), số tầng từ 4 đến 7 tầng (cấp thay đổi là 1 tầng). Các tải trọng được tác dụng lên hệ kết cấu khảo sát bao gồm các tải trọng được quy định trong tiêu chuẩn TCVN 2737-1995: tĩnh tải, hoạt tải, tải trọng gió. Kết cấu khung được phân tích khi có chuyển vị cưỡng bức chân cột, thường là độ lún của nền hay sự dịch chuyển móng xảy ra khi xây dựng các công trình lân cận.

Theo TCVN 9362-2012: Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình [3], giới hạn lún của công trình nhà dân dụng nhiều tầng

bằng khung bê tông cốt thép có tường chèn bằng 8 cm với lún tuyệt đối và 0,001 với lún tương đối giữa hai móng. Đối với các công trình được khảo sát, khoảng cách giữa hai móng bằng từ 3 đến 5m, do đó tiến hành khảo sát nội lực khung chịu tải trọng đồng thời có chuyển vị đứng hoặc chuyển vị ngang của chân cột lần lượt 1 cm, 2 cm, 3 cm, 4 cm và 5 cm.

Khung được khảo sát theo hai sơ đồ tính: sơ đồ đàn hồi và sơ đồ có khớp dẻo. Sơ đồ đàn hồi coi vật liệu làm việc đàn hồi, chỉ quan tâm đến mô đun đàn hồi của vật liệu và lấy chung của vật



Hình 1: Sơ đồ tính khung

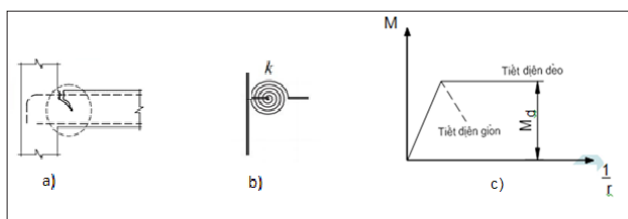
liệu bê tông cốt thép một giá trị mô đun đàn hồi. Sơ đồ khớp dẻo là tính tới sự hình thành các khớp dẻo ở đầu dầm. Tại các khớp dẻo xuất hiện các chuyển vị xoay cùng với đó là việc giảm bậc siêu tĩnh, hệ kết cấu mới bị thay đổi thành một hệ khác có bậc siêu tĩnh ít hơn đồng thời cũng có sự phân bố lại nội lực. Để khảo sát theo sơ đồ khớp dẻo, nhóm nghiên cứu tiến hành mô hình hóa khớp dẻo tại một số vị trí các đầu dầm ngang nơi có sự gia tăng nội lực lớn khi chịu tác động của chuyển vị móng. Để mô hình hóa khớp dẻo, vị trí đầu dầm được gán một lò xo có hệ số mômen-góc xoay k đã được tính toán cho một tiết diện dầm bê tông cốt thép cụ thể (Hình 2) [4].

3. KẾT QUẢ PHÂN TÍCH

Khung bê tông cốt thép như Hình 1 được tính nội lực khi có tải trọng thiết kế và chuyển vị của móng với các kích thước nhịp khung ngang thay đổi từ 3m đến 6m, số tầng từ 4 đến 7 tầng. Mỗi khung với nhịp và số tầng xác định đều được tính với tải trọng và tác động theo TCVN 2737-1995 để xác định nội lực dưới tác dụng của các tải trọng thiết kế thông thường. Nội lực do tải trọng thiết kế đồng thời có chuyển vị của móng được so sánh với nội lực do tải trọng thiết kế để có dự đoán công trình có thể bị phá hoại hay không với giả thiết khi nội lực vượt quá 150% nội lực thiết kế thông thường thì cấu kiện kết cấu bị phá hoại. Giá trị 150% được lấy do TCVN 9386:2012 [6] có nêu hệ số vượt cường độ của kết cấu khung bê tông cốt thép là 1,5. Khi xem xét đánh giá ảnh hưởng của yếu tố chuyển vị móng đến sự thay đổi nội lực trong cấu kiện, nhóm nghiên cứu nhận thấy các cột tầng 1 và các dầm ngang tầng 1 chịu ảnh hưởng nhiều nhất. Nội lực mới khi công trình chịu chuyển vị móng (lực dọc khi xét với cột và momen khi xét với dầm) có sự chênh lệch so với nội lực ban đầu nhiều nhất. Do đó các kết quả khảo sát được lấy và thể hiện là của các cấu kiện cột và dầm ngang tầng 1. Tám công trình đã được khảo sát cho thấy khi chuyển vị móng chỉ khoảng 2cm đến 3cm, nhiều vị trí có nội lực đã vượt quá 150% nội lực do tải trọng thiết kế. Kết quả khảo sát cho thấy những nhận xét sau:

- Khi chân cột chịu chuyển vị cưỡng bức thì kết cấu có sự phân bố lại nội lực. Nội lực (lực dọc trong cột, momen trong dầm) trong một số cấu kiện sẽ tăng lên gây nguy hiểm cho kết cấu, ngược lại cũng có một số cấu kiện có nội lực giảm xuống. Khi cho chuyển vị đứng một chân cột, thì chân cột bên cạnh cột chịu chuyển vị sẽ chịu lực nén gia tăng lớn nhất so với ban đầu. Đồng thời dầm ngang bên trên cột chịu chuyển vị sẽ có momen gia tăng lớn nhất. Còn khi chân cột chịu chuyển vị ngang thì cột đối diện với cột chịu chuyển vị theo phương dọc nhà sẽ chịu lực nén gia tăng lớn nhất so với ban đầu, dầm ngang bên trên cột chịu chuyển vị sẽ có momen dương tăng nguy hiểm nhất so với ban đầu.

- Cấu kiện dầm có sự tăng mô men do chuyển vị chân cột lớn hơn nhiều so với cấu kiện cột nên nếu có phá hoại thì dầm bị phá hoại trước. Ví dụ: Xét mô hình nhà 4 tầng nhịp ngang 4m, khi móng có chuyển vị dọc là 2cm thì tỷ số N/N_0 lớn nhất trong cột là 117,79% còn tỷ số M/M_0 lớn nhất với dầm là 198,14%. Với



Hình 2: a) Khớp dẻo tại đầu dầm trong khung ; b) Hệ số k , biểu thị khả năng xoay và chịu momen của khớp dẻo ; c) Lý tương hóa hệ momen - độ cong

chuyển vị dọc của móng là 3cm thì tỷ số N/N_0 lớn nhất trong cột là 141,69% còn tỷ số M/M_0 lớn nhất với dầm là 272,53%. Trong đó N_0 và M_0 là lực dọc và mô men trong cột dưới các tải trọng thiết kế thông thường khi công trình không chịu chuyển vị cưỡng bức, N và M là lực dọc và mô men trong cột khi công trình chịu tải trọng thiết kế đồng thời chịu chuyển vị cưỡng bức chân cột.

- Khi hình thành khớp dẻo, nội lực lớn nhất trong cấu kiện giảm đi. Trong nghiên cứu này giả thiết rằng: khi chân cột chịu chuyển vị cưỡng bức thì khớp dẻo sẽ hình thành ở dầm ngang ngay bên trên cột đó (dầm ngang tầng 1) do đây là dầm có momen gia tăng nguy hiểm nhất. Khớp dẻo có thể hình thành ở đầu dầm, hoặc hình thành ở đầu và cuối dầm. Các số liệu được đưa vào bảng khảo sát là của các cấu kiện dầm và cột tầng 1 có nội lực (lực dọc đối với cột và momen đối với dầm) gia tăng và chênh lệch so với ban đầu lớn nhất.

- Nghiên cứu này chỉ xét riêng từng trường hợp chuyển vị đứng (lún) và chuyển vị ngang. Thực tế có thể xảy ra trường hợp chuyển vị đứng và chuyển vị ngang xảy ra đồng thời nhưng nghiên cứu này chưa xét đến.

Phần sau đây trình bày kết quả của một ví dụ tính toán cho khung như Hình 1 với chiều ngang 4m, chiều dài nhà 16.7 m, cao 5 tầng chiều cao mỗi tầng: tầng 1 cao 4,35m, các tầng còn lại cao 3,6m, tầng mái cao 3m.

3.1. Nội lực và chuyển vị khung khi có dịch chuyển đứng (lún) của nền

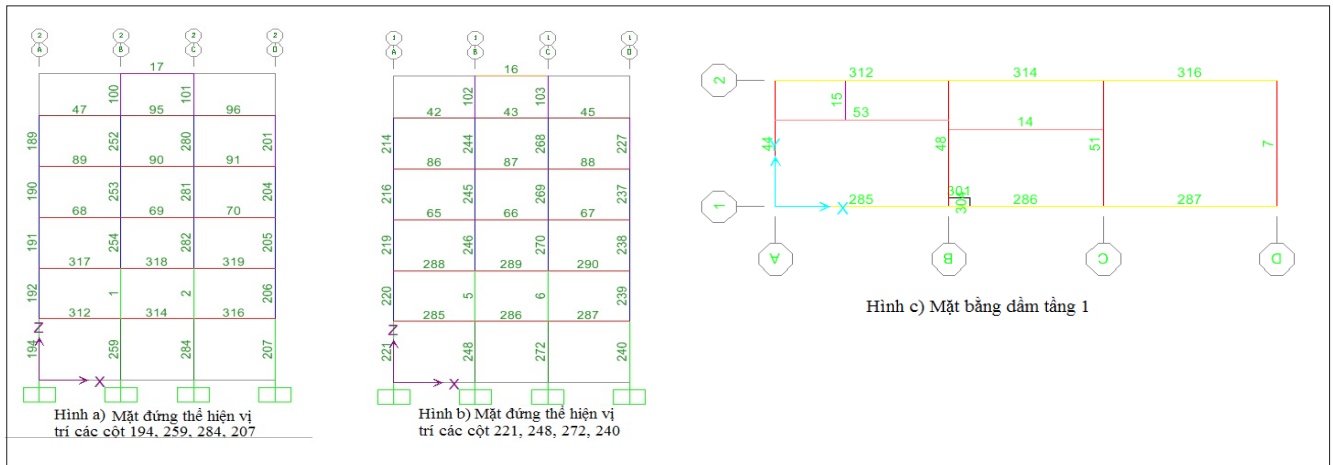
Sau khi xem xét kỹ về sự ảnh hưởng của chuyển vị đến sự tăng (giảm) nội lực trong kết cấu thì nhận thấy các cấu kiện ở tầng một là các cấu kiện chịu ảnh hưởng nhiều nhất (trong đó các dầm ngang chịu ảnh hưởng nhiều hơn dầm dọc). Do vậy, cấu kiện được chọn đưa vào bảng khảo sát kết quả gồm các cột tầng và dầm ngang tầng 1.

Trong mô hình SAP2000, các cột tầng một bao gồm 8 cột: 194, 207, 221, 240, 248, 259, 272 và 284 (Hình 3). Các dầm ngang tầng 1 bao gồm 4 dầm: 7, 51, 48, 44. Do công trình khảo sát có tính đối xứng nên lựa chọn 2 cấu kiện gồm một cột biên và một cột giữa (theo phương chiều dài nhà) để khảo sát. Cột biên và cột giữa được lựa chọn để cho chuyển vị cưỡng bức chân cột là cột 194 và cột 259.

Sự gia tăng nội lực trong các cấu kiện khung thể hiện ở tỷ số N/N_0 (%) và M/M_0 (%), trong đó N_0 và M_0 là lực dọc và mô men trong cột dưới các tải trọng thiết kế thông thường khi công trình không chịu chuyển vị cưỡng bức, N và M là lực dọc và mô

CHUYÊN ĐỀ KHOA HỌC

men trong cột khi công trình chịu tải trọng thiết kế đồng thời chịu chuyển vị cưỡng bức chân cột. Nội lực trong khung được tính với ba sơ đồ tính: sơ đồ đàn hồi (không hình thành khớp dẻo), sơ đồ có khớp dẻo ở đầu dầm và sơ đồ có khớp dẻo tại đầu dầm và cuối dầm.



Hình 3: Tên các cấu kiện trên khung dọc và mặt bằng dầm tầng 1

Bảng 1: Tỷ số N/No (%) của cột 259 khi cho chân cột 194 chuyển vị đứng

| Chuyển vị đứng ở chân cột 194 | Tỷ số N/No (%) | | |
|-------------------------------|----------------|---|--|
| | Sơ đồ đàn hồi | Sơ đồ khớp dẻo - khớp dẻo hình thành tại dầm 44 | |
| | | Hình thành khớp dẻo tại đầu dầm 44 | Hình thành khớp dẻo tại đầu và cuối dầm 44 |
| 0cm | 100 | 100 | 100 |
| 1cm | 114.9 | 115.16 | 115.14 |
| 2cm | 129.79 | 129.75 | 129.53 |
| 3cm | 144.69 | 144.34 | 143.91 |
| 4cm | 159.58 | 158.93 | 158.30 |
| 5cm | 174.48 | 173.53 | 172.68 |

Bảng 2: Tỷ số M/Mo của dầm 44 khi cho chân cột 194 chuyển vị đứng (%)

| Chuyển vị đứng ở chân cột 194 | Tỷ số M/Mo (%) | | | | | |
|-------------------------------|----------------|---|--|---------------|---|--|
| | Sơ đồ đàn hồi | Momen âm đầu dầm 44 | | Sơ đồ đàn hồi | Momen dương giữa dầm 44 | |
| | | Sơ đồ khớp dẻo - khớp dẻo hình thành tại dầm 44 | | | Sơ đồ khớp dẻo - khớp dẻo hình thành tại dầm 44 | |
| | | Hình thành khớp dẻo tại đầu dầm 44 | Hình thành khớp dẻo tại đầu và cuối dầm 44 | | Hình thành khớp dẻo tại đầu dầm 44 | Hình thành khớp dẻo tại đầu và cuối dầm 44 |
| 0cm | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 1cm | 143.67 | 140.20 | 88.17 | 191.47 | 132.34 | 115.97 |
| 2cm | 190.08 | 184.96 | 115.32 | 282.95 | 195.56 | 188.48 |
| 3cm | 236.49 | 229.71 | 144.46 | 374.42 | 258.79 | 250.00 |
| 4cm | 282.9 | 274.47 | 172.60 | 465.9 | 322.01 | 311.51 |
| 5cm | 329.3 | 319.22 | 200.74 | 557.37 | 385.23 | 373.02 |

3.2. Nội lực và chuyển vị khung khi có dịch chuyển ngang của chân cột (móng)

Đánh số các cấu kiện như Hình 3. Lần lượt cho hai chân cột 194 và 259 chuyển vị ngang ra phía ngoài nhà, cùng phương với nhịp ngang với các cấp chuyển vị lần lượt 1cm, 2cm, 3cm, 4cm, 5cm.

Kết quả tính toán cho thấy khi cột 194 chuyển vị ngang, cột 221 có chênh lệch lực dọc do chuyển vị so với ban đầu lớn nhất. So sánh kết quả lực dọc trong cột 221 trong trường hợp tính theo sơ đồ đàn hồi (không hình thành khớp dẻo) và có hình thành khớp dẻo thể hiện ở Bảng 3.

Bảng 3: Tỷ số N/No (%) của cột 221 khi cho chân cột 194 chuyển vị ngang

| Chuyển vị đứng ở chân cột 194 | Tỷ số N/No (%) | | |
|-------------------------------|----------------|---|--|
| | Sơ đồ đàn hồi | Sơ đồ khớp dẻo - khớp dẻo hình thành tại dầm 44 | |
| | | Hình thành khớp dẻo tại đầu dầm 44 | Hình thành khớp dẻo tại đầu và cuối dầm 44 |
| 0cm | 100 | 100 | 100 |
| 1cm | 117.43 | 100.08 | 101.37 |
| 2cm | 134.86 | 100.85 | 101.98 |
| 3cm | 152.29 | 101.62 | 102.59 |
| 4cm | 169.72 | 102.39 | 103.20 |
| 5cm | 187.15 | 103.16 | 103.81 |

Bảng 4: Tỷ số M/Mo (%) của dầm 44 khi cho chân cột 194 chuyển vị ngang

| Chuyển vị đứng ở chân cột 194 | Tỷ số M/Mo (%) | | | | | |
|-------------------------------|----------------|---|--|---------------|---|--|
| | Sơ đồ đàn hồi | Momen âm đầu dầm 48 | | Sơ đồ đàn hồi | Momen dương giữa dầm 44 | |
| | | Sơ đồ khớp dẻo - khớp dẻo hình thành tại dầm 44 | | | Sơ đồ khớp dẻo - khớp dẻo hình thành tại dầm 44 | |
| | | Hình thành khớp dẻo tại đầu dầm 44 | Hình thành khớp dẻo tại đầu và cuối dầm 44 | | Hình thành khớp dẻo tại đầu dầm 44 | Hình thành khớp dẻo tại đầu và cuối dầm 44 |
| 0cm | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 1cm | 114.38 | 91.18 | 57.34 | 126.04 | 107.84 | 108.79 |
| 2cm | 128.76 | 86.90 | 54.65 | 152.08 | 146.57 | 143.81 |
| 3cm | 143.13 | 82.62 | 51.96 | 178.12 | 185.30 | 182.13 |
| 4cm | 157.51 | 78.34 | 49.27 | 204.16 | 224.02 | 221.02 |
| 5cm | 171.89 | 74.06 | 46.57 | 230.2 | 262.74 | 259.91 |

4. KẾT LUẬN

Kết quả nội lực trong các công trình khảo sát cho thấy:

- Khi chuyển vị móng chỉ khoảng 2cm đến 3cm, nhiều vị trí có nội lực đã vượt quá 150% nội lực do tải trọng thiết kế;
- Cấu kiện dầm có sự tăng mô men do chuyển vị chân cột lớn hơn nhiều so với cấu kiện cột;
- Khi hình thành khớp dẻo ở dầm, nội lực lớn nhất trong khung do chuyển vị chân cột giảm đi so với tính theo sơ đồ đàn hồi. Số lượng khớp dẻo hình thành càng nhiều, nội lực phát sinh do chuyển vị càng giảm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Sự cố và phòng ngừa sự cố công trình xây dựng, Kỷ yếu Hội thảo khoa học, Hà Nội 2009
2. Tiêu chuẩn TCVN 2737:1995: Tải trọng và tác động.
3. Tiêu chuẩn TCVN 9362:2012: Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.
4. Lê Bình Dương, Phân tích khung bê tông cốt thép kể tới sự phân phối lại mômen, Luận văn thạc sĩ, trường Đại học Kiến Trúc Hà Nội, 2015 .
5. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam 198-1997, Nhà cao tầng – Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối.
6. Tiêu chuẩn TCVN 9386:2012: Thiết kế công trình chịu động đất.

ẢNH HƯỞNG CỦA TƯỜNG CHÈN TỚI PHẢN ỨNG CỦA HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP ĐƯỢC THIẾT KẾ THEO TCVN 9386:2012

Nguyễn Lê Ninh, PGS.TS, Trường ĐH Xây dựng
Phan Văn Huệ, ThS, Trường ĐH Xây dựng Miền Trung

CÁC TƯỜNG CHÈN CÓ ẢNH HƯỞNG LỚN TỚI PHẢN ỨNG CỦA HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP (BTCT) CHỊU ĐỘNG ĐẤT. TUY VẬY TRONG TCVN 9386:2012, VẤN ĐỀ NÀY VẪN CHƯA ĐƯỢC ĐỀ CẬP TỚI MỘT CÁCH CỤ THỂ, ĐẶC BIỆT KHI CHO PHÉP HỆ KẾT CẤU LÀM VIỆC SAU ĐÀN HỒI. NỘI DUNG CỦA BẢN BÁO CÁO, GIỚI THIỆU MỘT MÔ HÌNH ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA CÁC TƯỜNG CHÈN ĐƯỢC CÁC TÁC GIẢ THIẾT LẬP VÀ ỨNG DỤNG ĐỂ ĐÁNH GIÁ PHẢN ỨNG CỦA KHUNG BTCT KHI CÓ XÉT TỚI TƯƠNG TÁC VỚI TƯỜNG CHÈN. KẾT QUẢ TÍNH TOÁN TÍNH PHI TUYẾN CHO THẤY, CÁC TƯỜNG CHÈN CÓ KHẢ NĂNG LÀM CÔNG TRÌNH BỊ SỤP ĐỔ ĐỘT NGỘT VÀ LÀM SAI LỆCH Ý ĐỒ CỦA NGƯỜI THIẾT KẾ

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Các tường chèn có ảnh hưởng lớn tới phản ứng của hệ khung bao quanh dưới tác động động đất. Các kết quả nghiên cứu đều cho thấy, dưới tác động của tải trọng ngang, các tường chèn làm gia tăng độ cứng ngang, độ bền, khả năng phân tán năng lượng ... của hệ khung chịu lực. Các kết quả nghiên cứu này cũng cho phép chúng ta hiểu sâu hơn ứng xử của hệ khung chèn trong các giai đoạn chất tải khác nhau, từ đó nhiều mô hình tính toán hệ kết cấu hỗn hợp này đã được đề xuất, đặc biệt trong giai đoạn làm việc đàn hồi. Hiện nay, quan niệm thiết kế kháng chấn các công trình xây dựng đã có nhiều thay đổi, chuyển từ việc thiết kế để bảo vệ công trình sang thiết kế để bảo vệ trực tiếp sinh mạng con người và của cải vật chất xã hội. Các công trình xây dựng được phép làm việc sau đàn hồi, miễn là không bị sụp đổ đột ngột dưới tác động động đất mạnh. Trong bối cảnh này, việc nghiên cứu ứng xử phi tuyến của tường chèn và sự tương tác giữa chúng với hệ khung bao quanh trong các giai đoạn làm việc khác nhau dưới tác động ngang là hết sức cần thiết. Các phần sau đây sẽ giới thiệu một số kết quả nghiên cứu về mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung và phản ứng của hệ kết cấu khung được thiết kế theo TCVN 9386:2012, khi có xét tới tương tác với các tường chèn.

2. NGUYÊN TẮC THIẾT KẾ KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TCVN 9386:2012

Theo TCVN 9386:2012, các hệ kết cấu nói chung và hệ kết cấu BTCT nói riêng được phép làm việc sau giới hạn đàn hồi khi chịu động đất. Đối với hệ kết cấu khung BTCT, để không bị sụp đổ đột ngột, sơ đồ phá hoại thường được lựa chọn khi thiết kế là sơ đồ phá hoại dẻo với các khớp dẻo uốn xuất hiện trước

trong các dầm (nguyên tắc “cột khỏe – dầm yếu”), và phá hoại cắt phải xảy ra sau phá hoại uốn. Với sơ đồ phá hoại này, hệ kết cấu có thể huy động được khả năng chịu lực tối đa của các bộ phận kết cấu và một lượng năng lượng đáng kể do động đất truyền đến được phân tán qua biến dạng dẻo tại các vùng tới hạn.

3. MÔ HÌNH HÓA ỨNG XỬ HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP VÀ TƯỜNG CHÈN

3.1. Phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dẫn

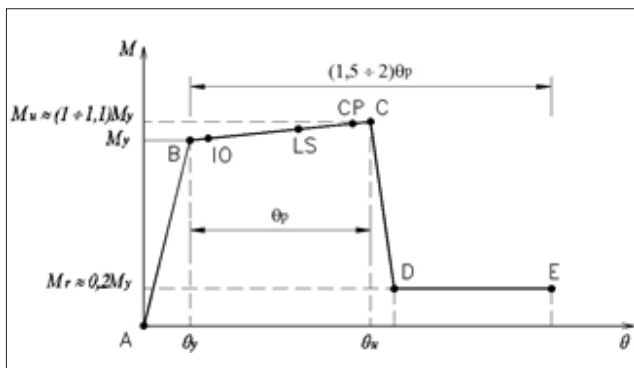
Để nghiên cứu ảnh hưởng của các tường chèn tới phản ứng của các khung BTCT chịu động đất, phương pháp phân tích tĩnh phi tuyến đẩy dẫn (pushover) đã được sử dụng. Phương pháp phân tích này, cho phép theo dõi quá trình chảy dẻo và phá hoại ở các cấu kiện thành phần lẫn toàn bộ hệ kết cấu. Phương pháp này cũng cho phép xác định sự phân bố chuyển vị ngang không đàn hồi trên chiều cao của công trình và cách thức sụp đổ của hệ kết cấu. Đồ thị biểu diễn mối quan hệ giữa lực cắt đáy và chuyển vị ngang kiểm tra ở cao trình mái được gọi là đường cong khả năng, biểu thị công năng tổng thể của công trình.

Quy trình phân tích đẩy dẫn kiểm soát chuyển vị được sử dụng để xác định các yêu cầu kháng chấn ở các cấp công năng (trạng thái giới hạn) tương ứng của công trình. Các cấp công năng thường được biểu thị qua tỷ lệ phần trăm chiều cao công trình. Theo FEMA 356 (2000), tỷ lệ này cho các cấp công năng, tương ứng bằng 1%, 2% và 4% ở trạng thái làm việc bình thường (IO - Immediate Occupancy), kiểm soát hư hỏng (LS - Life Safty) và ngăn ngừa sụp đổ (CP - Collapse Prevention)] [5].

Để thực hiện việc phân tích tĩnh phi tuyến, phần sau đây sẽ giới thiệu các mô hình ứng xử phi tuyến của hệ kết cấu khung BTCT và tường chèn trong khung.

3.2. Mô hình hóa ứng xử phi tuyến hệ kết cấu khung bê tông cốt thép

Việc mô hình hóa hệ kết cấu khung BTCT làm việc sau đàn hồi dưới tác động động đất được thực hiện ở cấp vật liệu và các cấu kiện chịu lực. Đối với các vật liệu của khung, ứng xử của bê tông chịu nén được biểu thị qua đồ thị parabol – chữ nhật,



Hình 1. Quan hệ mômen – chuyển vị xoay điển hình tại khớp dẻo uốn của khung BTCT

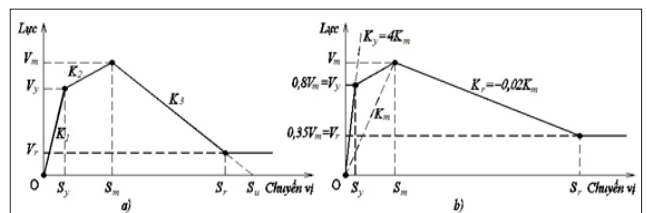
còn cốt thép qua đồ thị đàn hồi – biến cứng theo tiêu chuẩn Eurocode 2 [3]. Các cấu kiện dầm và cột khung được mô hình hóa là các cấu kiện chịu uốn. Ứng xử phi tuyến của các cấu kiện này được mô tả theo giả thiết chảy dẻo tập trung, tại các khớp dẻo uốn ở đầu mút các thanh đàn hồi. Các đặc trưng khớp dẻo được xác định qua quan hệ phi tuyến mômen uốn (M) – chuyển vị xoay (θ) quy định trong ASCE 41-13 [2], sử dụng các đặc tính vật liệu và hàm lượng cốt thép tại các tiết diện của dầm hoặc cột tương ứng (Hình 1). Ba điểm IO, LS và CP tương ứng với ba cấp công năng của nhà trên đoạn thẳng BC, được dùng để định nghĩa các tiêu chí được chấp nhận cho khớp dẻo.

3.3. Mô hình ứng xử phi tuyến các tường chèn trong khung

3.3.1. Các nghiên cứu đã thực hiện

Các tài liệu khoa học chuyên ngành trong gần 70 năm qua đã giới thiệu nhiều mô hình mô phỏng ứng xử của tường chèn trong hệ kết cấu khung BTCT chịu tác động ngang trong giai đoạn đàn hồi. Khi gia tăng tải trọng ngang, phản ứng của hệ kết cấu khung - tường chèn chuyển từ tuyến tính sang phi tuyến, do tính phi tuyến vật liệu của: pano chèn, khung BTCT và mặt tiếp xúc giữa chúng. Điều này làm cho việc phân tích kết cấu trở nên phức tạp, đòi hỏi các công cụ tính toán hiện đại. Đây là những vấn đề giải thích lý do các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn hiện đại, ví dụ TCVN 9386:2012, không có các quy định cụ thể về việc xét tới tương tác với các tường chèn mặc dù thừa nhận chúng có ảnh hưởng lớn tới phản ứng tổng thể của công trình, trong điều kiện hệ kết cấu khung được phép làm việc sau giới hạn đàn hồi [13].

Trong thời gian gần đây, một số mô hình tính toán ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung đã được đề xuất. Các mô hình này đều xuất phát từ ý tưởng mô hình một dải chéo tương đương và quan hệ lực – chuyển vị được thiết lập trên cơ sở các kết quả nghiên cứu thực nghiệm gồm bốn đoạn thẳng, biểu thị 4 giai đoạn làm việc của tường chèn từ lúc bắt đầu chịu tải cho tới khi sụp đổ như trong Hình 2. Các mô hình đều sử dụng bề rộng dải chéo tương đương w_m dùng trong phân tích tuyến tính làm cơ sở, nên mức độ chính xác và tính ứng



Hình 2. Quan hệ lực – chuyển vị của mô hình dải chéo tương đương theo

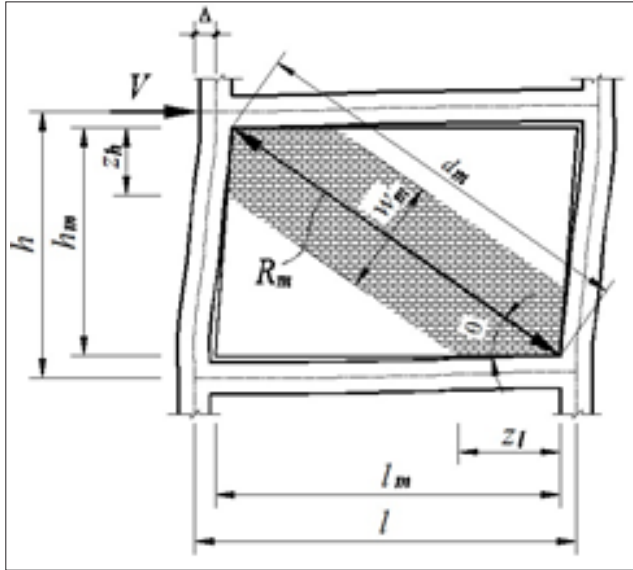
a) Panagiotakos và Farrdis [9]; b) Bertoldi và cộng sự [17]

dụng bị hạn chế.

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu của Nguyễn Lê Ninh (1980), một mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung đã được thiết lập, nhằm mục đích giải quyết các vấn đề còn tồn tại ở các mô hình tính toán đã có và có thể áp dụng dễ dàng trong điều kiện thiết kế thực tế ở Việt Nam.

3.3.2. Mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn

Trên cơ sở các kết quả nghiên cứu thực nghiệm và lý thuyết của mình, lần đầu tiên Nguyễn Lê Ninh (1980) đã đề xuất một biểu thức xác định bề rộng dải nén chéo tương đương w_m của tường chèn trong các giai đoạn làm việc đàn hồi và sau đàn hồi thông qua tỷ số giữa lực ngang tác động và lực ngang gây nứt tường chèn [7],[8] (Hình 3):



Hình 3. Mô hình dải chéo tương đương

$$w_m = e^{m(1-n)} w_{m0}$$

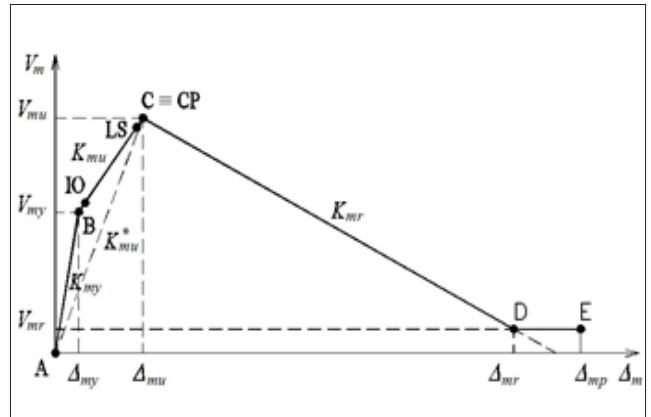
(1) trong đó w_{m0} là bề rộng cơ sở của dải chéo tương đương ở thời điểm giả thiết tường chèn không còn đủ độ bền và độ cứng để tham gia chịu lực cùng với hệ khung bao quanh:

$$w_{m0} = \frac{d_m}{\lambda_h h + \lambda_l l + k}$$

(2) trong các biểu thức trên, λ_h và λ_l là các thông số của chiều dài vùng tiếp xúc z ở cột và dầm, được xác định theo các biểu thức sau:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m l_m}{4 E_c I_c h_m^2}} \quad \text{và} \quad \lambda_l = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m h_m^2}{4 E_c I_b l_m^2}}$$

trong đó: E_m, E_c - lần lượt là mô đun đàn hồi của vật liệu tường chèn và bê tông khung; l và h - tương ứng là chiều dài của dầm và cột tính đến trục; I_b, I_c - tương ứng là mômen quán tính của dầm và cột; $m = 2$ và $k = 3,5$ - cho tường chèn bằng gạch đất sét nung các loại; $m = 3,6$ và $k = 20$ - cho tường chèn bằng các gạch xây bê tông chưng áp (BAC); $n = V/V_{mu}$ - tỷ số giữa lực ngang tác dụng và lực ngang gây nứt tường chèn.



Hình 4. Mô hình ứng xử phi tuyến của tường

Trong giai đoạn làm việc đàn hồi, Nguyễn Lê Ninh (1980) đã lấy hệ số $n = 0,6$ để tính toán sự tương tác giữa khung với tường chèn. Tiếp tục phát triển ý tưởng này, một mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn trong khung có dạng tương tự như các mô hình tường chèn của Panagiotakos và Fardis và mô hình của Bertoldi và cộng sự ở Hình 2 đã được thiết lập (Hình 4). Trong mô hình này, quan hệ giữa lực cắt V_m và chuyển vị ngang Δ_m gồm bốn giai đoạn: giai đoạn ứng xử đàn hồi tuyến tính (đoạn AB) với độ cứng K_{my} , giai đoạn ứng xử phi tuyến (đoạn BC), giai đoạn ngăn ngừa sụp đổ CP (đoạn CD) được đặc trưng qua độ cứng $K_{mr} = -\gamma K_{my}$ và giai đoạn cuối cùng (đoạn DE nằm ngang), được đặc trưng bằng độ bền dư V_{mr} không đổi nhằm nâng cao tính ổn định khi phân tích. Có thể bỏ qua độ bền dư của tường chèn bằng cách kéo dài đoạn thẳng CD cho tới khi độ bền dư bằng không (đường đứt nét ở Hình 4), tương ứng với chuyển vị Δ_{mp} . Theo Nguyễn Lê Ninh (1980) giai đoạn làm việc tuyến tính (trạng thái làm việc bình thường IO) kết thúc khi $n = 0,6$, còn giai đoạn làm việc phi tuyến (trạng thái kiểm soát hư hỏng LS) kết thúc khi $n = 1,0$.

3.3.3. Xác định các thông số độ cứng ngang của tường chèn

Dưới dạng tổng quát, độ cứng ngang của tường chèn ở các giai đoạn làm việc khác nhau được xác định theo biểu thức sau [7]:

$$K_m = \frac{e^{m(1-n)} w_{m0} t_m E_m \cos^2 \theta}{d_m} \quad (4)$$

trong đó w_{m0} - bề rộng cơ sở của dải chéo tương đương xác định theo biểu thức (2), còn các thông số λ_h và λ_l được xác định theo các biểu thức (3).

• Tại thời điểm tường chèn bị chảy dẻo (cấp sử dụng bình thường IO), $n = 0,6$:

$$K_{my} = \frac{e^{0,4m} w_{m0} t_m E_m \cos^2 \theta}{d_m} \quad (5)$$

• Tại thời điểm tường chèn đạt trạng thái giới hạn LS, $n = 1,0$:

$$K_{mu}^* = \frac{w_{m0} t_m E_m \cos^2 \theta}{d_m} = \frac{K_{my}}{e^{0,4m}} \quad (6)$$

3.3.4. Xác định các thông số độ bền của tường chèn

Dựa trên các nghiên cứu sâu rộng trong năm thập kỷ gần đây [1],[10],[12], bốn dạng phá hoại khác nhau của pano chèn là phá hoại cắt trượt, nứt do kéo theo phương đường chéo, phá hoại do nén theo phương đường chéo và ép vỡ góc các tường chèn đã được nhận diện và nhiều phương pháp đánh giá độ bền của tường chèn ở các dạng phá hoại này đã được đề xuất. Trong các dạng phá hoại trên, phá hoại cắt trượt và phá hoại nén theo phương chéo thường xảy ra nhất.

1) Độ bền của tường chèn ở trạng thái giới hạn LS

a) Phá hoại cắt - trượt

Đối với dạng phá hoại này, nhiều mô hình khác nhau đã được đề xuất để xác định độ bền của tường chèn: Smith và Carter (1969), Smith và Riddington (1978), Smith và Coull (1991) [12], Rosenblueth (1980) [16], Paulay và Priestley (1992) [10], Galanti, Scarpas và Vrouwenvleder (1998) [16], FEMA 306 (1998) [4], FEMA 356 (2000) [5], Al-Chaar (2002) [1], ACI 530-13 (2013) [6], ASCE 41-13 (2014) [2]...

Theo TCVN 5573:2011, khả năng chịu cắt của khối xây không giằng và không có cốt thép theo mạch vữa ngang được xác định theo biểu thức sau [14]:

$$V_{ms} = (f_{bs} + 0,8n_1\mu\sigma_y)l_m t_m \quad (7)$$

trong đó: V_{ms} - lực ngang tác động lên khối xây gây ra phá hoại trượt ngang; f_{bs} - cường độ lực dính tiếp tuyến giữa gạch và vữa; μ - hệ số ma sát theo mạch của khối xây; σ_y - ứng suất nén trung bình theo phương đứng trong khối xây khi tải trọng nhỏ nhất được xác định với hệ số vượt tải 0,9; $n_1 = 1$ với khối xây bằng gạch đặc, bằng 0,5 đối với khối xây bằng gạch rỗng; l_m và t_m tương ứng là chiều dài và bề dày tường chèn.

Giả thiết tường chèn không chịu tác động lực trọng trường, áp lực nén lên mặt trượt tiềm năng chỉ do thành phần thẳng đứng của lực nén chéo R_{ms} gây ra. Do đó:

$$V_{ms} = f_{bs} t_m l_m + 0,72n_1\mu R_{ms} \sin \theta \quad (8)$$

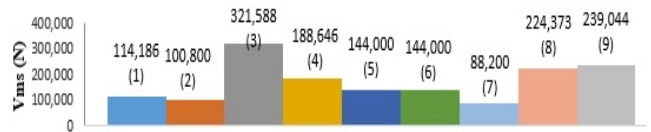
trong đó θ - góc tạo bởi đường chéo pano chèn và phương ngang (độ).

Khả năng chịu cắt trượt lớn nhất được xác định bằng cách thay $V_{ms} = R_{ms} \cos \theta$ là thành phần ngang của lực nén R_{ms} trong dải chéo tương đương vào (8), ta được:

$$V_{ms} = \frac{f_{bs} t_m l_m}{1 - 0,72n_1 \mu \tan \theta} \quad (9)$$

Các biểu thức tính toán do các tác giả ngoài nước và dựa theo TCVN 5573:2011 đã được sử dụng để xác định độ bền cắt trượt của tường chèn được thi công bằng gạch đất sét nung mác 75 và vữa xi măng mác 75 ở trong khung BTCT có các kích thước hình học như trong Hình 8. Kết quả tính toán đã được tổng hợp lại trong Hình 5.

Hình 5 cho thấy, độ bền cắt trượt xác định theo phương pháp kiến nghị trong FEMA 306 (1998) là nhỏ nhất, còn xác định theo

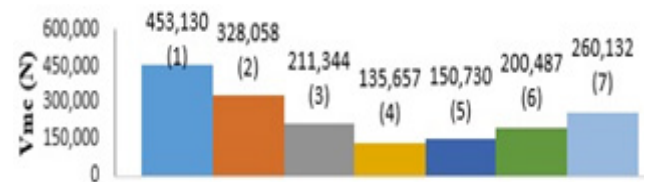


Hình 5. So sánh độ bền cắt trượt của tường chèn tầng 1 trong khung ở Hình 8 được tính toán theo các tác giả: (1)-Rosenblueth; (2)-Smith và Coull; (3),(4)-Paulay và Priestley, $\mu = 0,7$ và $\mu = 0,3$; (5)-FEMA 356, ASCE 41-13, Al-Chaar; (6)-Galanti, Scarpas và Vrouwenvleder; (7)-FEMA 306; (8)-ACI 530-13; (9)-Biểu thức tác giả đề xuất

Paulay và Priestley (1992) với hệ số ma sát $\mu = 0,7$ là lớn nhất. Trên cơ sở phân tích các ưu và nhược điểm của từng phương pháp cũng như các kết quả tính toán thu được trong điều kiện áp dụng thực tế ở Việt Nam hiện nay, độ bền cắt trượt của tường chèn được lựa chọn để xác định đặc trưng của mô hình tính toán phi tuyến đề xuất là biểu thức (9) do các tác giả đề xuất.

b) Phá hoại nén

Đối với dạng phá hoại này, các tác giả và tiêu chuẩn sau đây đã đề xuất cách thức xác định độ bền của tường chèn: Rosenblueth (1980) [16], Paulay và Priestley (1992) [10], Smith và Coull (1991) [12], Galanti, Scarpas và Vrouwenvleder (1998) [16], FEMA 306 (1998) [4], Al-Chaar (2002) [1], Tucker (2007) [16], ASCE 41-13 (2014) [2]... Tương tự như ở trên, độ bền chịu nén theo phương chéo của tường chèn trong có các đặc tính cơ lý như ở mục a) đã được tính toán. Kết quả tính toán đã được tổng hợp trong Hình 6.



Hình 6. So sánh độ bền nén theo phương chéo của tường chèn tầng 1 trong khung ở Hình 8 được tính toán theo các tác giả: (1)-Rosenblueth, Paulay và Priestley; (2)-Smith và Coull; (3)-Galanti, Scarpas và Vrouwenvleder; (4)-FEMA 306; (5)-Al-Chaar; (6)-Tucker; (7)-ASCE 41-13

Trên cơ sở phân tích các ưu và nhược điểm của từng phương pháp cũng như các kết quả tính toán thu được trong điều kiện áp dụng thực tế ở Việt Nam hiện nay, độ bền nén theo phương chéo của tường chèn được lựa chọn để xác định đặc trưng của mô hình tính toán phi tuyến là theo ASCE 41-13 (2014) cho biểu thức:

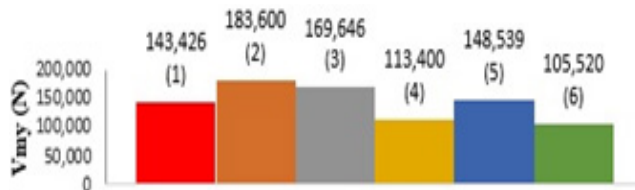
$$V_{mc} = f_{mc} t_m \cos \theta \quad (10)$$

trong đó: V_{mc} - lực cắt ngang lớn nhất gây ra phá hoại nén trong dải chéo; f_{mc} - cường độ chịu nén của khối xây; h_m và t_m - tương ứng là chiều cao và chiều dày tường chèn; θ - góc nghiêng của đường chéo pano chèn so với phương ngang. Độ bền cực hạn của tường chèn khi đạt trạng thái giới hạn LS được xác định theo biểu thức sau:

$$V_{mu} = \min(V_{ms}, V_{mc}) \quad (11)$$

2) Độ bền của tường chèn ở trạng thái giới hạn IO

Nhiều tác giả khác nhau đã đề xuất các phương pháp xác định độ bền của tường chèn ở trạng thái giới hạn này: Nguyễn Lê Ninh (1980) [7], Smith và Coull (1991) [12], Priestley và Calvi (1991) [11], Panagiotakos, Fardis (1996) [9], FEMA306 (1998) [4], Tucker (2007) [16]...



Hình 7. So sánh độ bền lúc bắt đầu chảy dẻo của tường chèn tầng 1 trong khung Hình 8 theo các tác giả: (1)-Nguyễn Lê Ninh; (2)-Smith và Coull; (3)-Priestley và Calvi; (4)-Panagiotakos và Fardis; (5)-FEMA 306; (6)-Tucker

Các kết quả tính toán độ bền lúc bắt đầu chảy dẻo của tường chèn tầng 1 trong khung BTCT có các kích thước hình học như trong Hình 8 theo các tác giả khác nhau được cho ở Hình 7. Trên cơ sở này, biểu thức do Nguyễn Lê Ninh (1980) đề xuất đã được lựa chọn do tính đơn giản của nó, cũng như cho giá trị tính toán trung bình so với các tác giả khác:

$$V_{my} = 0,6V_{mu} \quad (12)$$

3) Độ bền dư của tường chèn ở giai đoạn ngăn ngừa sụp đổ (CP): V_{mr} nằm trong giới hạn sau [17]:

$$0 \leq V_{mr} \leq 0,1V_{my} \quad (13)$$

3.3.5. Xác định các thông số chuyển vị của tường chèn

Chuyển vị của tường chèn Δ_{mu} ở trạng thái giới hạn LS:

$$\Delta_{mu} = \frac{V_{mu}}{K_{mu}^*} \quad (14)$$

Chuyển vị của tường chèn Δ_{my} lúc bắt đầu chảy dẻo giả thiết:

$$\Delta_{my} = \frac{V_{my}}{K_{my}} \quad (15)$$

Chuyển vị ngang cực hạn Δ_{mr} :

$$\Delta_{mr} = \Delta_{mu} + \frac{V_{mr} - V_{mu}}{K_{mr}} \quad (16)$$

4. PHÂN TÍCH TÍNH PHITUYẾN HỆ KẾT CẤU KHUNG BÊ TÔNG CỐT THÉP

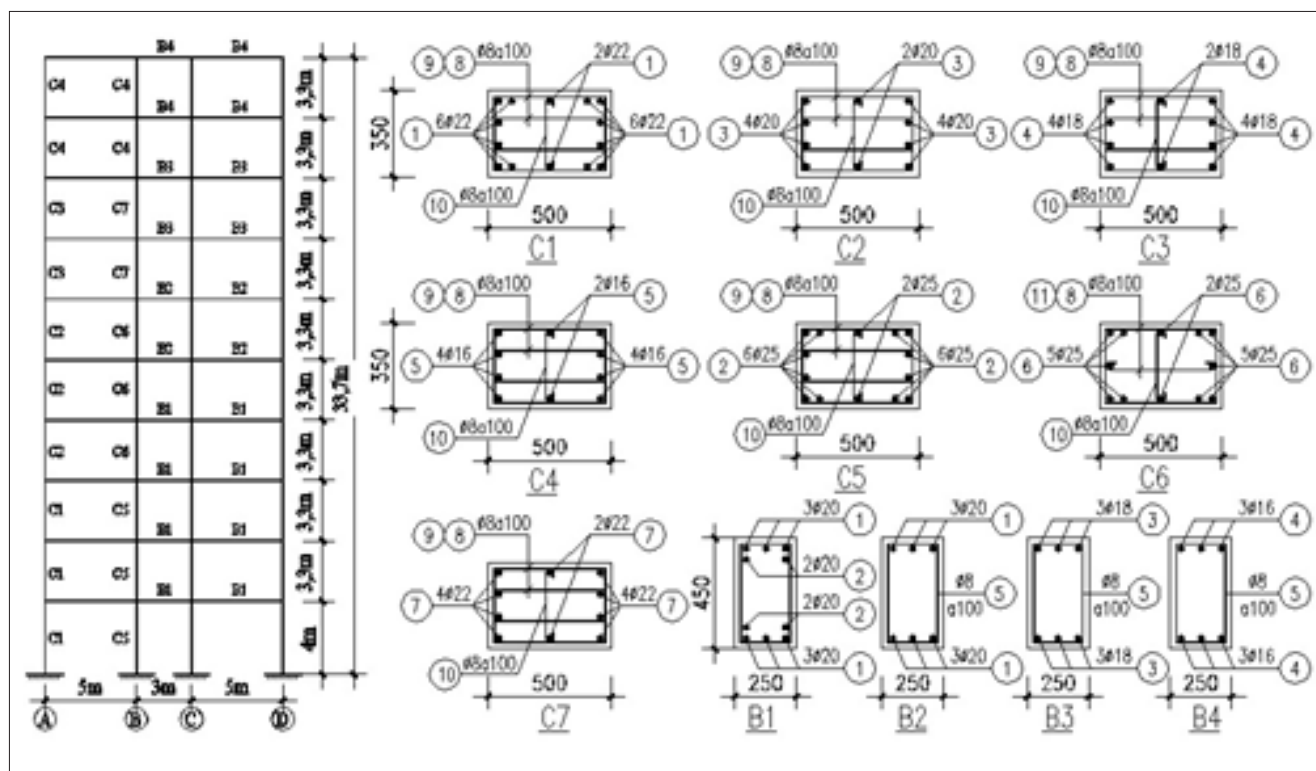
4.1. Các số liệu tính toán

Ví dụ tính toán này được thực hiện nhằm xét ảnh hưởng của tường chèn tới phản ứng phi tuyến của khung BTCT chịu động đất được thiết kế theo TCVN 9386:2012. Hệ kết cấu khung được xét có cấp dẻo trung bình (DCM), hệ số tầm quan trọng $\gamma_I = 1,2$, được xây dựng tại vùng có gia tốc nền $a_{gR} = 0,1097g$, trên nền đất loại D. Sơ đồ kết cấu và các kích thước cơ bản của khung được cho ở Hình 8. Khung được thi công bằng bê tông có độ bền B25, cốt thép dọc của dầm và cột nhóm AIII, cốt thép đai nhóm AI. Trên các dầm ở nhịp ngoài cùng của khung (nhịp AB và CD) được chèn kín bằng các tường dày 200mm, thi công bằng gạch đất sét nung ép dẻo mác 75 và vữa xi măng mác 75. Các tính năng cơ lý của vật liệu khung và tường chèn được xác định theo TCVN 5574:2012 [15] và TCVN 5573:2011 [14].

4.2. Phản ứng của khung trong trường hợp không xét tới tương tác với tường chèn

Trong trường hợp không xét tới sự tương tác với các pano chèn trong khung, kết quả thiết kế cho cốt thép các cấu kiện khung ngang như trong Hình 8. Việc tính toán tính phi tuyến đẩy dẫn được thực hiện theo phần mềm tính toán SAP2000, với hàm lực ngang là các chuyển vị cưỡng bức. Giả thiết biến dạng uốn kiểm soát ứng xử phi tuyến của cột và dầm, sử dụng các luật thành phần để cập trong mục 3.2, việc phân tích được thực hiện cho tới khi khung đạt chuyển vị mục tiêu $\Delta = 1,348$ m. Hình 10a là sơ đồ các khớp dẻo uốn xuất hiện ở khung lúc sụp đổ giả thiết. Hình này cho thấy, khi không xét tới tương tác với các tường chèn, sơ đồ phá hoại khung là sơ đồ phá hoại dẻo dự kiến với các khớp dẻo uốn xuất hiện trước hết ở các dầm sau đó mới tới cột.

Đường liên nét trong Hình 11 là đường cong khả năng biểu thị ứng xử phi tuyến của khung khi không xét tới tương tác với tường chèn (khung trống). Đường cong này cho thấy, biến dạng tuyến tính của khung kết thúc ở bước 11 ($V = 518,342$ kN,



Hình 8. Sơ đồ kết cấu và cấu tạo cốt thép khung ngang

$\Delta = 0,143$ m). Độ cứng ngang của khung trong giai đoạn này $K_{DF} = 3625$ kN/m. Giá trị lực cắt đáy lớn nhất $V = 728,182$ kN và chuyển vị ngang tương ứng $\Delta = 0,576$ m ở bước 40. Sau thời điểm này, độ cứng ngang của khung suy giảm gần như tuyến tính. Khi kết thúc quá trình đẩy dần ở bước 97, lực cắt đáy $V = 667,946$ kN.

4.3. Phản ứng của khung trong trường hợp có xét tới tương tác với tường chèn

a) Trường hợp tất cả các tầng của khung trong các nhịp biên 1 và 3 đều có tường chèn

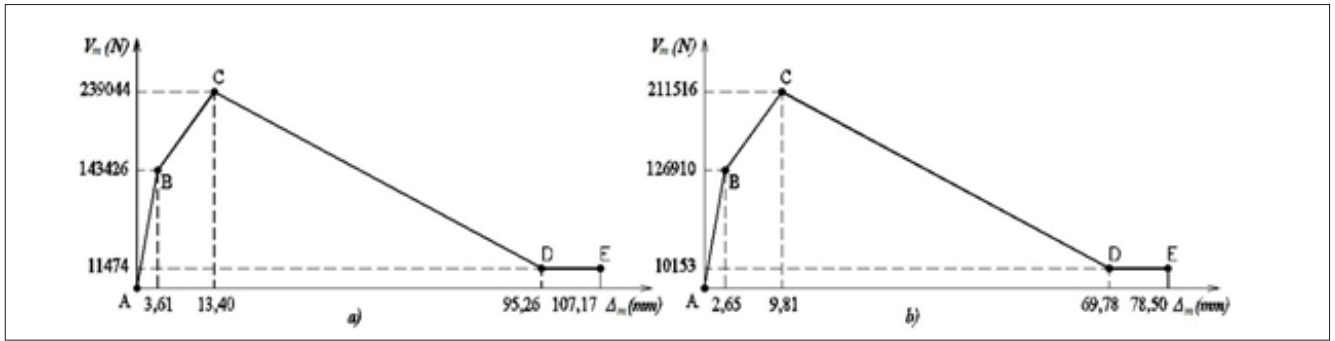
Trong trường hợp này để thiết lập mô hình ứng xử phi tuyến của tường chèn, các thông số liên quan tới độ cứng của các loại tường chèn (bề rộng dải chéo tương đương w_{m0} , các độ cứng K_{my} , K^*_{mu} và K_{mr}) được cho trong Bảng 1. Các thông số độ bền cũng như các giá trị chuyển vị của các tường chèn xác định theo các biểu thức từ (14) đến (16) được cho ở Bảng 2. Trên cơ sở giá trị các thông số đã được xác định, biểu đồ quan hệ lực - chuyển vị của các panô tường chèn được thiết lập ở Hình 9. a) tầng 1; b) các tầng 2 đến 10

Bảng 1. Các thông số độ cứng của tường chèn

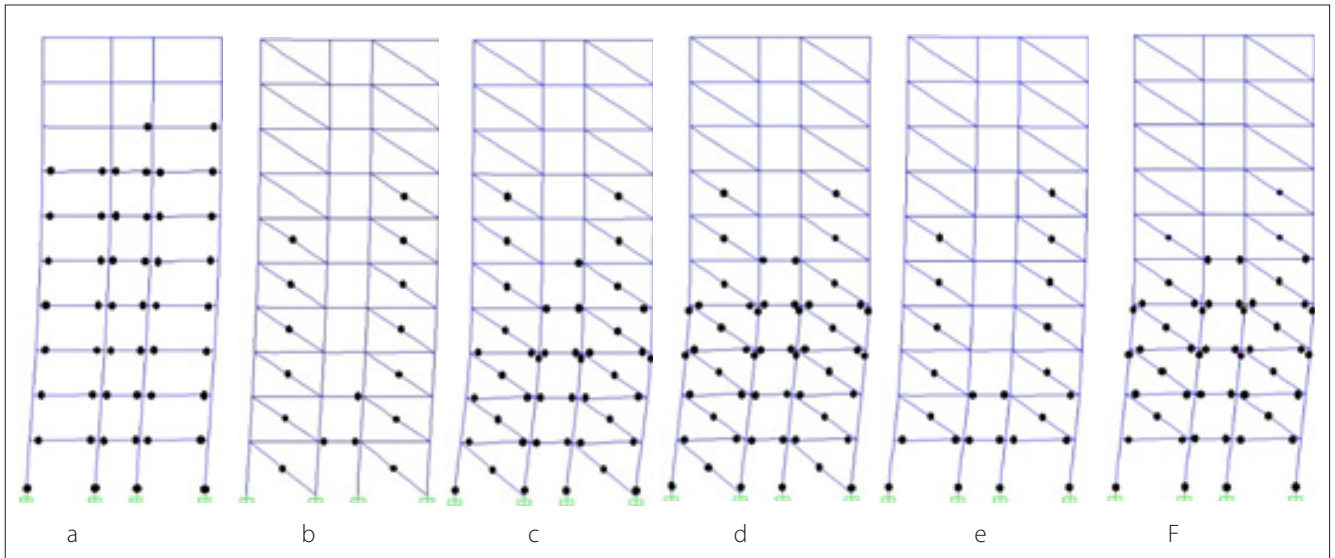
| Thông số | w_{m0} (mm) | w_m (mm) | K^*_{mu} (N/mm) | K_{my} (N/mm) | K_{mr} (N/mm) |
|-------------|---------------|------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| Tầng 1 | 593 | 1319 | 17844 | 39712 | -2780 |
| Tầng 2 - 10 | 575 | 1279 | 21555 | 47973 | -3358 |

Bảng 2. Độ bền và chuyển vị của tường chèn ở các trạng thái giới hạn

| Thông số | V_{ms} (N) | V_{mc} (N) | V_{mu} (N) | V_{my} (N) | V_{mr} (N) | Δ_{mu} | Δ_{my} | Δ_{mr} | Δ_{mp} |
|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| Tầng 1 | 239044 | 260132 | 239044 | 143426 | 11474 | 13.40 | 3.61 | 95.26 | 107.17 |
| Tầng 2 - 10 | 211516 | 224722 | 211516 | 126910 | 10153 | 9.81 | 2.65 | 69.78 | 78.50 |



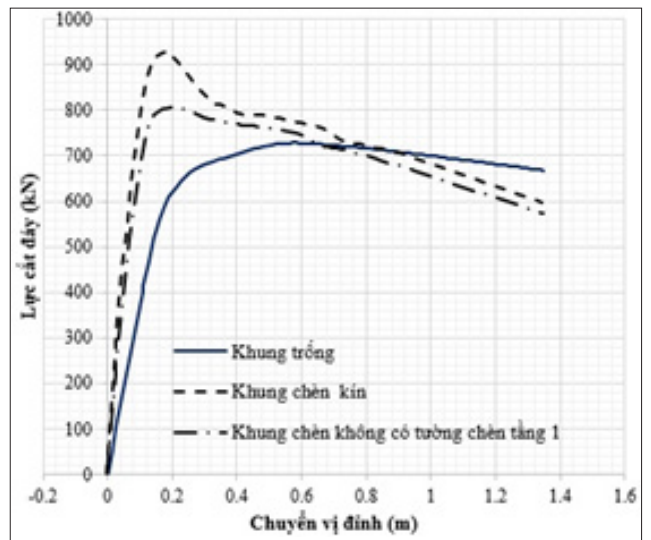
Hình 9. Quan hệ lực – chuyển vị trong mô hình dài chéo tương đương của tường chèn



Hình 10. Các sơ đồ biến dạng dẻo của khung và tường chèn

a) Khung trống; b), c), d) Khung chèn tất cả các tầng; e), f) Khung không có tường chèn ở tầng 1

Kết quả phân tích tính phi tuyến cho thấy, bắt đầu ở bước chất tải thứ ba ($V = 304,603 \text{ kN}$, $\Delta = 0,027 \text{ m}$) cho tới bước thứ bảy, lần lượt các tường chèn ở các tầng thứ nhất tới tầng 6 bị biến dạng ở các mức độ khác nhau (trạng thái CP, LS và IO). Ở bước thứ 8 ($V = 811,1 \text{ kN}$, $\Delta = 0,105 \text{ m}$) các tường chèn ở hai tầng dưới cùng bị sụp đổ kéo theo sự xuất hiện chảy dẻo ở đầu mút các dầm ở nhịp giữa tầng 1 và 2, trong khi các pa nô chèn ở các tầng trên tiếp tục bị biến dạng dẻo ở các mức độ khác nhau (Hình 10b). Các biến dạng dẻo ở chân các cột tầng một bắt đầu xuất hiện ở bước thứ 11 ($V = 914,676 \text{ kN}$ và $\Delta = 0,149 \text{ m}$) và tiếp tục gia tăng cho tới bước 16 khi toàn bộ chân các cột tầng 1 bị chảy dẻo. Khác với trường hợp khung trống, các đầu trên của hai cột giữa và cột biên phải ở tầng 3 bị chảy dẻo ở bước 42 ($V = 790,232 \text{ kN}$ và $\Delta = 0,422 \text{ m}$) (Hình 10c). Cho tới khi đạt chuyển vị mục tiêu $\Delta = 1,345 \text{ m}$ các biến dạng dẻo hầu như chỉ tập trung vào các chân cột trên mặt móng, các đầu cột ở tầng 3 và sau đó là tầng 4 nơi tiết diện cốt thép cột bị giảm xuống (Hình 10d).



Hình 11. Các đường cong khả năng

Đường đứt nét trong Hình 11 là đường cong khả năng của hệ kết cấu có các tường chèn ở hai nhịp biên ở tất cả các tầng. Đường cong này có dạng hoàn toàn khác với dạng đường cong khả năng của khung trống (đường liền nét). Trong giai đoạn đầu tiên cho tới khi lực cắt đáy đạt $V = 811,098 \text{ kN}$ và $\Delta = 0,105 \text{ m}$ ở bước thứ 8, hệ kết cấu có ứng xử gần như tuyến tính với độ cứng ngang $K_{if} = 7725 \text{ kN/m}$. Sau khi lực cắt đáy đạt giá trị lớn nhất $V = 928,6 \text{ kN}$ và $\Delta = 0,184 \text{ m}$ ở bước 14, hệ kết cấu bị sụt giảm độ cứng đột ngột và biến thiên không đều, phù hợp với trạng thái phá hoại khác nhau của các tường chèn trên chiều cao khung. Ở bước 78, khi $V = 710,8 \text{ kN}$ tương ứng với $\Delta = 0,875 \text{ m}$, toàn bộ khả năng chịu lực của hệ kết cấu hỗn hợp khung tường chèn gần như được chuyển sang cho các tầng ở dưới cùng. Hệ kết cấu hỗn hợp bị suy giảm độ cứng gần tuyến tính nhưng với độ dốc lớn hơn so với khung trống.

b) Trường hợp không có các tường chèn trong các nhịp biên 1 và 3 ở tầng một

Trong trường hợp này, đường cong khả năng của hệ kết cấu hỗn hợp (đường đứt nét - chấm) trong Hình 11 có một số điểm khác biệt quan trọng so với hai trường hợp trên:

- So với trường hợp chèn kín tầng một, lực cắt đáy V không bị sụt giảm đột ngột và sự suy giảm khả năng chịu lực sau đàn hồi diễn ra tương đối đều hơn. Giai đoạn làm việc đàn hồi tuyến tính kết thúc sớm hơn nhiều so với khung chèn kín và gần với khung trống hơn;

- Thời điểm chuyển giao khả năng chịu lực của hệ kết cấu khung chèn sang cho khung ở các tầng dưới ($V = 719,5 \text{ kN}$; $\Delta = 0,681 \text{ m}$) sớm hơn khung được chèn kín.

Như vậy khi tầng 1 để trống, phản ứng của hệ kết cấu hỗn hợp trước và sau khi chuyển giao đều kém hơn nhiều so với trường hợp được chèn kín, khả năng chịu lực bị sụt giảm mạnh hơn so với hai trường hợp khung trống và khung được chèn kín. Các kết quả phân tích cho thấy, khi đạt chuyển vị mục tiêu $\Delta = 1,345 \text{ m}$, lực cắt đáy ở khung chèn khi tầng một để trống $V = 572,4 \text{ kN}$ (bước 108) nhỏ thua so với trường hợp khung trống gần 1,2 lần.

Các Hình 12a và b cho thấy có một sự khác nhau rất lớn giữa chuyển vị ngang của hệ kết cấu trong ba trường hợp tương tác trong các giai đoạn: tuyến tính khi $V = 552,966 \text{ kN}$ (Hình 12a) và

sau đàn hồi khi $V = 682,691 \text{ kN}$ (Hình 12b). Trong giai đoạn làm việc sau đàn hồi, sự phá hoại (biến dạng) của hệ kết cấu khung – tường chèn hầu như chỉ tập trung ở các cột tầng dưới cùng, trong khi các tầng trên hầu như không bị biến dạng tiếp tục. Nguy cơ sụp đổ đột ngột các tầng dưới cùng (cơ cấu phá hoại tầng mềm) rất lớn, đặc biệt trong trường hợp ở tầng 1 không có tường chèn (Hình 12b).

Sơ đồ xuất hiện các khớp dẻo cho thấy, khớp dẻo uốn đầu tiên ở chân cột tầng 1 xuất hiện ở bước thứ 7 ($V = 694,2 \text{ kN}$, $\Delta = 0,104 \text{ m}$) và toàn bộ các khớp dẻo uốn ở chân cột tầng 1 xuất hiện ở bước thứ 10, sớm hơn nhiều so với khung chèn kín (Hình 10e). Khi đạt chuyển vị mục tiêu $\Delta = 1,345 \text{ m}$ tương ứng $V = 572,4 \text{ kN}$ (bước 108), toàn bộ các chân cột trên mặt móng và các đầu cột ở tầng 3 và 4 đều bị chảy dẻo tương tự như khung chèn kín nhưng ở thời điểm sớm hơn (Hình 10f).

5. KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

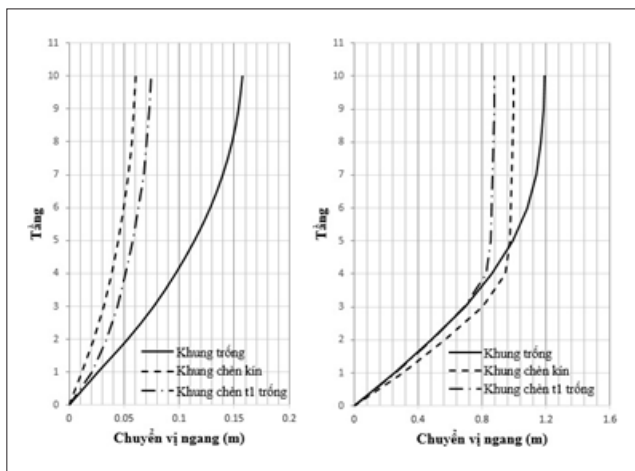
Các kết quả phân tích tĩnh phi tuyến cho thấy, các tường chèn trong khung đã làm thay đổi cơ bản phản ứng của hệ kết cấu khung được thiết kế theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012:

- Sơ đồ phá hoại khung chuyển từ sơ đồ phá hoại dẻo (phá hoại dầm) khi không xét tới sự tương tác với tường chèn sang sơ đồ phá hoại giòn (phá hoại cột) khi xét tới sự tương tác với tường chèn.

- Dạng các đường cong khả năng biểu thị ứng xử phi tuyến của khung trong các trường hợp xét và không xét tới sự tương tác với tường chèn là khác nhau. Ở trường hợp có xét tới sự tương tác với tường chèn, sau khi lực cắt đáy đạt giá trị đỉnh, hệ kết cấu khung – tường chèn bị sụt giảm độ bền và độ cứng đột ngột do sự phá hoại giòn của các panô chèn ở các tầng dưới. Tiếp sau giai đoạn này, toàn bộ khả năng chịu lực và phân tán năng lượng của hệ kết cấu hỗn hợp này hầu như dồn hết về các cột ở các tầng dưới (các tiết diện cột trên mặt móng và tại các tiết diện đầu mút cột nơi bắt đầu giảm tiết diện cốt thép cột ở tầng 3 và 4).

- Các panô chèn bị phá hoại tập trung ở các tầng dưới cùng, trong khi ở các tầng trên gần như không chịu các biến dạng lớn. Do đó, sau khi các panô chèn ở các tầng dưới không còn đủ độ cứng và độ bền để tương tác với khung, phản ứng của khung lúc này không còn giống như của khung trống. Cơ cấu phá hoại tầng mềm xuất hiện, đặc biệt trong trường hợp không có tường chèn ở tầng dưới cùng sự sụp đổ của hệ kết cấu hỗn hợp xảy ra sớm hơn và nguy hiểm hơn so với trường hợp được chèn kín.

Những nhận xét trên cho thấy, khi khung được thiết kế kháng chấn theo quan niệm hiện đại bằng cách sử dụng quy trình thiết kế theo khả năng, sự có mặt của tường chèn đã làm thay đổi hoàn toàn ý đồ của người thiết kế. Đây là một tình huống hết sức nguy hiểm đối với các công trình được thiết kế để chịu động đất hiện nay. Do đó, để bảo đảm an toàn cho các công trình khung BTCT được thiết kế theo TCVN 9386:2012, việc xem xét, điều chỉnh lại một số nội dung thiết kế hệ kết cấu khung quy định trong tiêu chuẩn là hết sức cần thiết.



Hình 12. Chuyển vị ngang của hệ kết cấu

CƠ QUAN THƯỜNG TRỰC MẠNG KIỂM ĐỊNH CHẤT LƯỢNG CTXD VIỆT NAM

Địa chỉ: 37 Lê Đại Hành, Q. Hai Bà Trưng, Hà Nội
ĐT: 024. 3976 0271 - Fax: 024. 3974 6596

PHỤC VỤ HOẠT ĐỘNG CỦA HỘI ĐỒNG NGHIỆM THU NHÀ NƯỚC CÁC CTXD

PHỔ BIẾN VĂN BẢN QUY PHẠM PHÁP LUẬT

NGHIÊN CỨU KHOA HỌC, THỰC HIỆN CÁC DỰ ÁN, ĐỀ ÁN

TỔ CHỨC SỰ KIỆN

ĐÀO TẠO, BỒI DƯỠNG NGHIỆP VỤ TRONG XÂY DỰNG:

- Giám sát thi công xây dựng
- Quản lý dự án đầu tư xây dựng
- Chỉ huy trưởng công trình
- An toàn lao động
- Giám đốc quản lý dự án
- Chứng nhận sự phù hợp về chất lượng CTXD
- Kiểm định, giám định CTXD

DỊCH VỤ TƯ VẤN:

- Kiểm định, Giám định chất lượng CTXD
- Chứng nhận sự phù hợp về chất lượng CTXD
- Thẩm tra thiết kế xây dựng công trình
- Quan trắc công trình xây dựng
- Quản lý dự án đầu tư CTXD
- Giám sát thi công xây dựng
- Tư vấn lập hồ sơ hoàn thành CTXD

PHÒNG THÍ NGHIỆM CHUYÊN NGÀNH XÂY DỰNG LAS - XD 1298

CHỨC NĂNG: Trung tâm Phát triển Công nghệ quản lý và Kiểm định xây dựng có chức năng giúp Cục Giám định tổ chức nghiên cứu khoa học, ứng dụng tiến bộ kỹ thuật, tư vấn, chuyển giao công nghệ, đào tạo và phát triển nghiệp vụ trong lĩnh vực quản lý chất lượng công trình xây dựng; điều hành mạng lưới kiểm định chất lượng công trình xây dựng; tổ chức thực hiện việc giám định chất lượng và chứng nhận chất lượng công trình xây dựng trên phạm vi cả nước.

