

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO

BỘ XÂY DỰNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC HÀ NỘI

=====o O o=====

HOÀNG HIẾU NGHĨA

**PHÂN TÍCH DẪO KẾT CẤU KHUNG CỘT THÉP DẦM
LIÊN HỢP CHỊU TẢI TRỌNG TĨNH**

CHUYÊN NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH DD & CN

MÃ SỐ: 62 58 02 08

**TÓM TẮT LUẬN ÁN TIẾN SĨ
KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP**

HÀ NỘI, NĂM 2020

Luận án được hoàn thành tại:

Trường Đại học kiến trúc Hà Nội

Người hướng dẫn khoa học: **1. PGS.TS. Vũ Quốc Anh**
2. PGS.TS. Nghiêm Mạnh Hiến

Phản biện 1: **GS. TS. Nguyễn Tiến Chương**

Phản biện 2: **TS. Nguyễn Đại Minh**

Phản biện 3: **PGS. TS. Nguyễn Hồng Sơn**

Luận án này được bảo vệ tại hội đồng chấm luận án tiến sỹ cấp trường tại Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội.

Vào hồi.....giờ.....ngày.....tháng.....năm 2020

Có thể tìm hiểu luận án tại:

1. Thư viện quốc gia
2. Thư viện trường Đại học kiến trúc Hà Nội.

MỞ ĐẦU

1. Tính cấp thiết của đề tài

Trong những năm gần đây việc nghiên cứu ứng dụng và phát triển kết cấu liên hợp thép - bê tông trên thế giới và tại Việt Nam trong lĩnh vực kết cấu công trình đã và đang được các nhà nghiên cứu và các kỹ sư quan tâm.

Khi phân tích và tính toán kết cấu thường sử dụng phương pháp thiết kế truyền thống, bao gồm 2 bước: bước 1: Dùng phân tích đàn hồi tuyến tính và nguyên lý cộng tác dụng để xác định nội lực và chuyển vị của hệ kết cấu. Bước 2: Kiểm tra khả năng chịu lực, ứng suất giới hạn, ổn định của từng cấu kiện riêng lẻ.

Phương pháp thiết kế truyền thống trên đã được áp dụng lâu đời và có ưu điểm là đơn giản hóa công việc thiết kế của người kỹ sư. Tuy nhiên nó không thể hiện rõ quan hệ phi tuyến giữa tải trọng và chuyển vị, không thể hiện rõ tính phi tuyến của vật liệu kết cấu, chưa xem xét đầy đủ ứng xử của toàn hệ kết cấu do đó nó dẫn đến việc lãng phí vật liệu. Bài toán phân tích phi tuyến, quan hệ lực - chuyển vị là phi tuyến, phải giải lặp vì kết cấu đã bị biến dạng với tải trọng trước đó và độ cứng kết cấu bị suy yếu dần, máy tính sẽ cập nhật dữ liệu hình học, tính chất vật liệu sau mỗi lần tải trọng thay đổi do đó sẽ sát với ứng xử thực tế của kết cấu. Hiện nay trên thế giới, khi phân tích phi tuyến kết cấu, trong các tiêu chuẩn và các nhà nghiên cứu thường sử dụng hai phương pháp cơ bản: Phương pháp vùng dẻo và phương pháp khớp dẻo.

Phương pháp vùng dẻo xét đến sự phát triển vùng dẻo từ từ khi tăng lực tác dụng lên kết cấu, sự chảy dẻo của các phần tử sẽ được mô hình hóa bằng cách rời rạc hóa các cấu kiện thành hữu hạn các phần tử (chia phần tử thành thành n phần tử con) và chia tiết diện thành các thớ. Phương pháp này là cách tính chính xác để kiểm tra các phương pháp phân tích khác, nhưng phương pháp này phức tạp và đòi hỏi thời gian phân tích lớn (gấp hàng trăm lần tính theo phương pháp khớp dẻo – theo Ziemian). Do đó nó chưa phù hợp với tính toán công trình thực tế, chỉ phù hợp với các kết cấu đơn giản, vì vậy phương pháp này ít được áp dụng trong thực tế.

Phương pháp khớp dẻo là mô hình tính đơn giản hóa của kết cấu thực với giả thiết chiều dài vùng dẻo $l_h = 0$, theo đó giả thiết rằng trong quá trình chịu lực biến dạng dẻo chỉ xuất hiện và phát triển tại hai đầu phần tử, các tiết diện còn lại trong thanh vẫn biến dạng đàn hồi. Khi thực hiện phân tích dẻo các nhà nghiên cứu đã sử dụng các mặt chảy dẻo của Orbison 1982, AISC-LRFD 1994 để xem xét điều kiện chảy dẻo của tiết diện, các mặt chảy dẻo này còn nhiều hạn chế do đó chưa phản ánh đúng với ứng xử thực của hệ kết cấu khi chịu tải trọng.

Qua phân tích trên có thể thấy vấn đề xây dựng phương pháp phân tích dẻo kết cấu khung cột thép dầm liên hợp chịu tải trọng tĩnh đối với bài toán phân tích dẻo lan truyền của hệ kết cấu và bài toán tải trọng giới hạn của hệ kết cấu, trong đó có kể đến sự chảy dẻo lan truyền của tiết diện dầm liên hợp, cột thép và sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện là vấn đề có ý nghĩa khoa học và thực tiễn trong phân tích hệ kết cấu công trình xây dựng và cần thiết được nghiên cứu, áp dụng.

Vì vậy luận án chọn đề tài nghiên cứu là: **“Phân tích dẻo kết cấu khung cột thép dầm liên hợp chịu tải trọng tĩnh”**

2. Mục đích nghiên cứu

i) Xây dựng đường quan hệ mô men – độ cong ($M-\phi$) của tiết dầm liên hợp có xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu để phản ánh được đúng ứng xử thực tế của kết cấu dầm liên hợp khi chịu tải trọng; ii) xây dựng phương trình mặt giới hạn đàn hồi, mặt chảy dẻo trung gian, mặt chảy dẻo hoàn toàn (mặt phá hoại) của tiết diện cột thép chữ I khi chịu nén uốn để dự đoán khả năng chịu lực của tiết diện cột thép và ứng dụng mặt chảy dẻo đã xây dựng vào trong quá

trình phân tích phi tuyến của hệ kết cấu; **iii)** xây dựng một phương pháp PTHH và chương trình máy tính ứng dụng để phân tích phi tuyến hệ kết cấu khung cột thép dầm liên hợp xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu và sự chảy dẻo lan truyền của hệ kết cấu.

3. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu

- *Đối tượng nghiên cứu:* Phân tích phi tuyến kết cấu khung cột thép dầm liên hợp chịu tải trọng tĩnh có xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu.

- *Phạm vi nghiên cứu:* Kết cấu dầm, hệ kết cấu khung phẳng với cột thép và dầm liên hợp; mô hình vật liệu của thép không kể đến giai đoạn củng cố và mô hình phi tuyến của vật liệu bê tông chịu kéo và nén; mô hình phân tích dẻo của hệ kết cấu: mô hình biến dạng dẻo lan truyền dọc theo chiều dài phần tử; tải trọng tác dụng lên hệ kết cấu: tải trọng tĩnh và không đảo chiều trong quá trình phân tích; không xét đến ảnh hưởng của biến dạng cắt trong cấu kiện; không xét đến sự oằn cục bộ của tiết diện và sự oằn bên kèm xoắn của cấu kiện; không xét đến phi tuyến hình học trong quá trình phân tích.

4. Phương pháp nghiên cứu

- Sử dụng phương pháp nghiên cứu lý thuyết (phương pháp giải tích) để xây dựng lý thuyết phân tích phi tuyến hệ kết cấu khung cột thép dầm liên hợp xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu và sự chảy dẻo lan truyền của hệ kết cấu.

- Áp dụng các thuật toán giải lặp phi tuyến để xây dựng chương trình máy tính dựa trên những kết quả nghiên cứu lý thuyết và sử dụng để kiểm chứng những kết quả đã đạt được, nhằm chính xác hóa và bảo đảm độ tin cậy, cũng như tính khả thi của các kết quả đạt được.

5. Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài

i) đề tài đã xây dựng được đường quan hệ mô men - độ cong ($M-\phi$) của tiết dầm liên hợp có xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu để phản ánh được đúng ứng xử thực tế của kết cấu dầm liên hợp khi chịu tải trọng; **ii)** đề tài đã xây dựng được phương trình mặt giới hạn đàn hồi, mặt chảy dẻo trung gian, mặt chảy dẻo hoàn toàn (mặt phá hoại) của tiết diện cột thép chữ I khi chịu nén uốn để dự đoán khả năng chịu lực của tiết diện cột thép và ứng dụng mặt chảy dẻo đã xây dựng vào trong quá trình phân tích phi tuyến của hệ kết cấu; **iii)** đề tài đã xây dựng được một phương pháp PTHH với phần tử thanh đa điểm dẻo để phân tích phi tuyến hệ kết cấu khung cột thép dầm liên hợp xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu và sự chảy dẻo lan truyền của hệ kết cấu; **iv)** đề tài đã xây dựng được chương trình ứng dụng để phân tích phi tuyến hệ kết cấu khung cột thép dầm liên hợp xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu và sự chảy dẻo lan truyền của hệ kết cấu một cách tin cậy và hiệu quả, áp dụng chương trình để thực hiện các bài toán phân tích dẻo.

6. Những đóng góp mới của luận án

a) Xây dựng được đường quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm thép, dầm liên hợp để xác định độ cứng tiếp tuyến của các cấu kiện này tại các điểm khác nhau khi vật liệu làm việc trong giai đoạn đàn hồi, đàn dẻo và dẻo. Lập được chương trình SPH để thiết lập đường quan hệ này.

b) Xây dựng phương trình mặt giới hạn đàn hồi, mặt chảy dẻo trung gian và mặt chảy dẻo hoàn toàn của cột thép chữ I chịu nén uốn theo hai phương nhằm đánh giá được khả năng chịu lực của tiết diện cột ứng với tải trọng thiết kế nào đó.

c) Xây dựng cách tính theo phương pháp PTHH và chương trình máy tính để phân tích kết cấu khung cột thép dầm liên hợp có kể đến tính phi tuyến vật liệu khi hình thành đa điểm dẻo. Từ chương trình ứng dụng này có thể xác định được hệ số tải trọng giới hạn, tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện, nội lực, chuyển vị của kết cấu ứng với từng cấp tải trọng khác nhau, từ đó xác định được lượng an toàn dự trữ của kết cấu so với số liệu thiết kế.

7. Kết cấu luận án

Luận án có 4 chương, phần mở đầu, phần kết luận và các phụ lục

NỘI DUNG

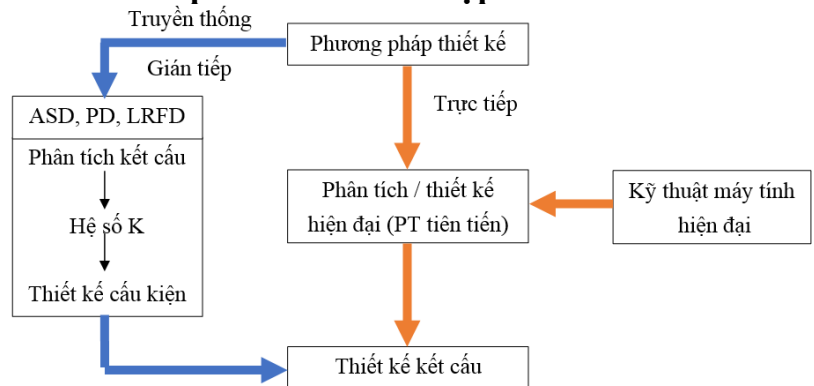
CHƯƠNG 1 . TỔNG QUAN VỀ VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU

1.1. Giới thiệu về kết cấu khung cột thép dầm liên hợp

Các nghiên cứu về kết cấu liên hợp trên thế giới ngày càng được nghiên cứu nhiều hơn và theo nhiều hướng tiếp cận khác nhau. Tại Việt Nam loại kết cấu này mới được nghiên cứu và áp dụng khoảng 10 năm gần đây và chủ yếu tập trung vào nghiên cứu tính toán cấu kiện và liên kết, sự phân tích tổng thể của hệ kết cấu khi chịu tải trọng còn ít được nghiên cứu, do đó hướng tiếp cận nghiên cứu loại kết cấu này có ý nghĩa khoa học, thực tiễn trong ngành xây dựng. Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, tác giả mới chỉ dừng lại ở việc nghiên cứu khung phẳng với cột thép và dầm liên hợp thép - bê tông cốt thép.

1.2. Xu hướng phân tích, thiết kế kết cấu thép và kết cấu liên hợp

Hiện nay khi phân tích và tính toán kết cấu thép và kết cấu liên hợp thường sử dụng các phương pháp truyền thống (hình 1.1). Cả 3 phương pháp ASD, PD, LRFD đều yêu cầu phải kiểm tra riêng rẽ từng cấu kiện, nhất là phải tính đến hệ số K, chưa xem xét đầy đủ ứng xử của toàn hệ kết cấu do đó nó dẫn đến việc lãng phí vật liệu.



Hình 1.1. Phương pháp phân tích và thiết kế kết cấu

Do vậy cần nghiên cứu hướng thiết kế hiện đại (phân tích tiên tiến) và chỉ thực hiện trong một bước thiết kế vì nó sẽ phản ánh chính xác sự làm việc thực tế của hệ kết cấu, dự đoán chính xác dạng phá hủy dẻo và tải trọng giới hạn của kết cấu khung khi chịu tải trọng tĩnh và là một điều rất cần thiết để có thể đảm bảo độ tin cậy của đồ án thiết kế.

1.3. Phân tích phi tuyến và các mức độ phân tích phi tuyến

1.3.1. Phân tích phi tuyến

Bài toán phân tích phi tuyến, quan hệ lực - biến dạng là đường cong, do đó phải giải lặp vì kết cấu đã bị biến dạng với tải trọng trước đó và độ cứng kết cấu bị suy yếu dần, máy tính sẽ cập nhật dữ liệu hình học, tính chất vật liệu sau mỗi lần tải trọng thay đổi.

Hai phương pháp cơ bản được các nhà nghiên cứu sử dụng khi phân tích kết cấu phi tuyến là phương pháp khớp dẻo và phương pháp vùng dẻo (hình 1.2). Một số công trình nghiên cứu về phi tuyến vật liệu như: Chan và Chui, White, Wrong, Chen và Sohal, Chen, Kim và Choi, Yong cùng cộng sự, Orbison và Guire, Nguyễn Văn Tú, Võ Thanh Lương.

1.3.2. Các mức độ phân tích phi tuyến

Trong phân tích kết cấu, rất khó để mô hình tất cả các yếu tố phi tuyến liên quan đến ứng xử của kết cấu như trong thực tế một cách chi tiết. Các mức độ thông thường nhất của phân tích phi tuyến được mô tả bởi các đường cong ứng xử của khung chịu tải trọng tĩnh được các tác giả Chan và Chui, Orbison, Nguyễn Văn Tú, Vũ Quốc Anh, Nghiêm Mạnh Hiến, Balling và Lyon đề cập đến như: phân tích đàn hồi bậc nhất, phân tích đàn hồi bậc hai, phân tích đàn dẻo bậc nhất, phân tích đàn dẻo bậc hai.

1.4. Mô hình phi tuyến vật liệu thép và bê tông

Luận án đã sử dụng mô hình đàn dẻo lý tưởng theo Eurocode 3 cho vật liệu thép, mô hình Kent và Park (1973) cho vật liệu bê tông chịu nén, mô hình Vebo và Ghali (1977) cho vật liệu bê tông chịu kéo.

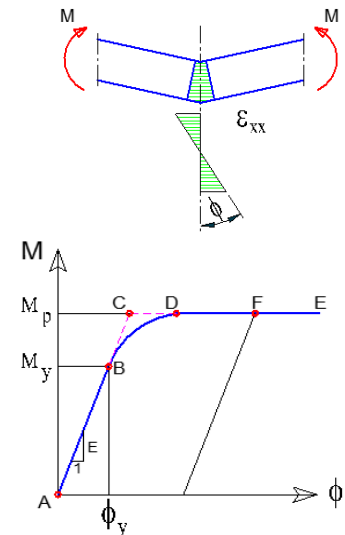
1.5. Quan hệ mômen - độ cong của tiết diện dầm thép (M- ϕ)

Quá trình chảy dẻo trên tiết diện bao gồm 3 giai đoạn: đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn (hình 1.3) ASCE, Michael, Vrouwenvelder.

Với tiết diện chỉ chịu mô men uốn, quan hệ mô men - độ cong của tiết diện phát triển theo một đường cong trơn ABDFE (đường cong phi tuyến) từ đàn hồi đến khi chảy dẻo hoàn toàn (hình 1.3). Khi thiết kế kết cấu ngoài giới hạn đàn hồi, để đơn giản trong tính toán nhiều tác giả dùng mô hình đường cong M- ϕ lý tưởng ACE như: Chan và Chui, Guire và Ziemian, Eurocode 3 và chưa kể đến sự chuyển tiếp từ đàn hồi sang dẻo bằng một đường cong trơn như ứng xử thực tế, không xác định được sự chảy dẻo lan truyền trên tiết diện, không xác định được chính xác nội lực và chuyển vị ứng với từng cấp tải trọng tác dụng. Do đó cần phải nghiên cứu theo đúng ứng xử thực tế của dầm khi chịu uốn.

Phương pháp khớp dẻo đơn giản	Phương pháp khớp dẻo hiệu chỉnh	Phương pháp vùng dẻo
 hoàn toàn đàn hồi	 hoàn toàn đàn hồi	 hoàn toàn đàn hồi
 Không chảy dẻo	 Chảy dẻo một phần tại một mặt cắt	 Vùng chảy dẻo một phần
 Khớp dẻo	 Khớp dẻo	 Chiều dài vùng dẻo L_h Vùng dẻo

Hình 1.2. Các phương pháp phân tích phi tuyến vật liệu



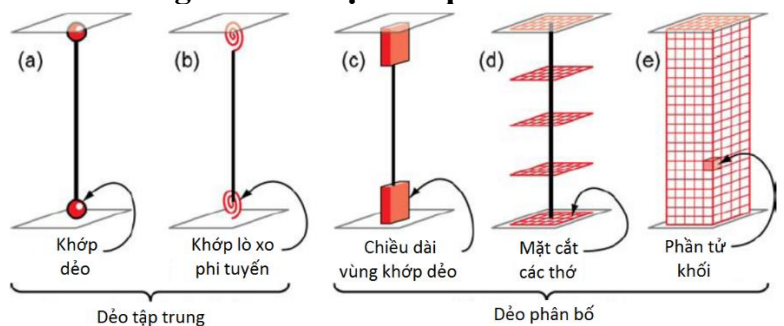
Hình 1.3. Quan hệ (M- ϕ) của tiết diện dầm thép

1.6. Mặt chảy dẻo của tiết diện cột thép

Khái niệm mặt chảy dẻo được đưa ra để kể đến ảnh hưởng đồng thời của lực dọc và mô men uốn trên cơ sở nội lực của phần tử. Khi mô men uốn và lực dọc trong phần tử đạt đến mặt chảy dẻo thì khớp dẻo được hình thành. Một số mặt chảy dẻo điển hình đã được đề xuất và áp dụng với nhiều nghiên cứu: Orbison, Duan và Chen, AISC-LRFD, Balling. Với các mặt chảy dẻo đã được nghiên cứu nêu trên có hạn chế: các mặt chảy dẻo chỉ thể hiện mặt chảy dẻo hoàn toàn, điều đó không phản ánh đúng sự làm việc của vật liệu trên tiết diện vì trong thực tế tiết diện chảy dẻo trước khi chảy dẻo hoàn toàn; các mặt chảy dẻo không phụ thuộc vào hình dạng của tiết diện và hoàn toàn không phụ thuộc vào góc xoay dẻo của tiết diện khi chảy dẻo. Luận án này trình bày phương pháp xây dựng mặt chảy dẻo trung gian để thể hiện sự chảy dẻo lan truyền trên tiết diện trong quá trình phân tích dẻo của kết cấu.

1.7. Các phương pháp tính toán kết cấu khung có xuất hiện khớp dẻo

Phương pháp phân tích phổ biến là phương pháp PTHH như hình 1.4 với nhiều tác giả sử dụng để phân tích như: Chan và Chui, White, Wrong, Chen, Kim và Choi, Orbison cùng cộng sự, Liew và Chen, Kim và Choi, Cuong và Kim, Đoàn Ngọc Tịnh Nghiêm và Ngô Hữu Cường, Abaqus, Ansys, Midas, Adina.

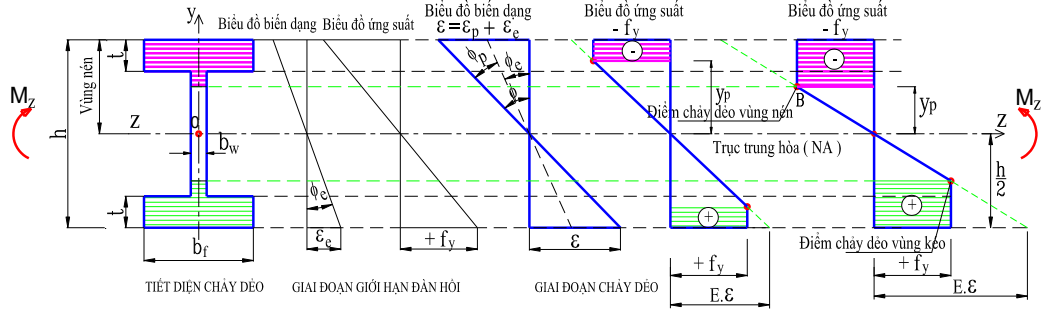


Hình 1.4. Mô hình phân tử dầm - cột trong phương pháp PTHH

CHƯƠNG 2 : XÂY DỰNG QUAN HỆ MÔ MEN - ĐỘ CONG CỦA TIẾT DIỆN DẦM LIÊN HỢP VÀ MẶT CHẢY DỄ CỦA TIẾT DIỆN CỘT THÉP

2.1. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm thép theo phương pháp giải tích

Việc xây dựng quan hệ $M-\phi$ của tiết diện dầm để tính độ cứng tiếp tuyến tại các vị trí biến dạng dẻo, là cơ sở để tính độ cứng phần tử và được sử dụng trong bài toán phân tích dẻo kết cấu khung thể hiện trong các chương sau. Khảo sát sơ đồ ứng suất biến dạng của tiết diện dầm thép chữ I như hình 2.1.



Hình 2.1. Sơ đồ ứng suất - biến dạng của tiết diện chữ I theo trục chính z

2.1.1. Mô men dẻo theo trục chính (trục z)

- Góc xoay đàn hồi theo phương trục z: $\phi_{z,e} = 2f_y / hE$ (2.1)

- Mô men đàn hồi: $M_{z,e} = 2 \frac{\phi_z E}{3} \left[b_w \left(\frac{h}{2} - t \right)^3 + b_f \left(\left(\frac{h}{2} \right)^3 - \left(\frac{h}{2} - t \right)^3 \right) \right]$ (2.2)

- Mô men giới hạn đàn hồi: $M_z = \frac{4 f_y}{3 h} \left[b_w \left(\frac{h}{2} - t \right)^3 + b_f \left(\left(\frac{h}{2} \right)^3 - \left(\frac{h}{2} - t \right)^3 \right) \right]$ (2.3)

- Mô men đàn dẻo:

+ Trường hợp $\frac{2f_y}{hE} \leq \phi_z \leq \frac{2f_y}{(h-2t)E}$ hay $0 \leq \phi_{z,p} \leq \frac{2f_y}{(h-2t)E} - \frac{2f_y}{hE} = \frac{2f_y}{E} \left(\frac{2t}{(h-2t)h} \right)$

$$M_z = 2 \left[\frac{\phi_z E b_w}{3} \left(\frac{h}{2} - t \right)^3 + \frac{\phi_z E b_f}{3} \left(\left(\frac{f_y}{\phi_z E} \right)^3 - \left(\frac{h}{2} - t \right)^3 \right) + \frac{f_y b_f}{2} \left(\left(\frac{h}{2} \right)^2 - \left(\frac{f_y}{\phi_z E} \right)^2 \right) \right] \quad (2.4)$$

+ Trường hợp $\phi_z > \frac{2f_y}{(h-2t)E}$ hay $\phi_{z,p} > \frac{2f_y}{(h-2t)E} - \frac{2f_y}{hE} = \frac{2f_y}{E} \left(\frac{2t}{(h-2t)h} \right)$

$$M_z = 2 \left[\frac{f_y b_w}{2} \left(\frac{h}{2} - t \right)^2 - \frac{f_y b_w}{6} \left(\frac{f_y}{\phi_z E} \right)^2 + \frac{f_y b_f t}{2} (h - t) \right] \quad (2.5)$$

- Giá trị mô men cực đại là: $M_{z,max} = 2 \left[\frac{f_y b_w}{2} \left(\frac{h}{2} - t \right)^2 + \frac{f_y b_f t}{2} (h - t) \right]$ (2.6)

2.1.2. Mô men dẻo theo trục phụ (trục y)

- Góc xoay đàn hồi theo phương trục y: $\phi_{y,e} = 2f_y / b_f E$ (2.9)

- Mô men đàn hồi: $M_y = [2b_f^3 t + b_w^3 (h - 2t)] \phi_y E / 12$ (2.10)

- Mô men giới hạn đàn hồi: $M_{y,e} = [2b_f^3 t + b_w^3 (h - 2t)] f_y / 6b_f$ (2.11)

- Mô men đàn dẻo: + Trường hợp $\frac{2f_y}{b_f E} \leq \phi_y \leq \frac{2f_y}{b_w E}$ hay $0 \leq \phi_{y,p} \leq \frac{2f_y}{b_w E} - \frac{2f_y}{b_f E} = \frac{2f_y}{E} \left(\frac{b_f - b_w}{b_w b_f} \right)$

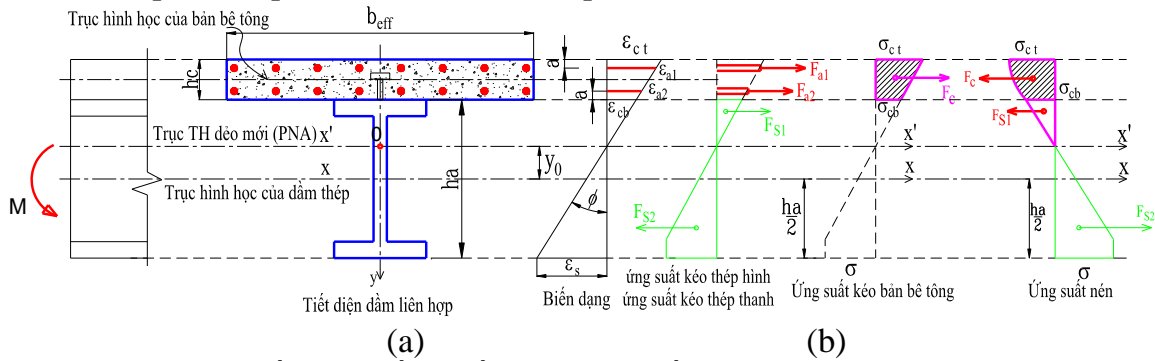
$$M_y = \frac{1}{2} f_y \left[b_f^2 - \left(2 \frac{f_y}{\phi_y E} \right)^2 \right] t + \frac{f_y}{6} \left(2 \frac{f_y}{\phi_y E} \right)^2 t + \frac{\phi_y E}{12} b_w^3 (h - 2t) \quad (2.12)$$

+ Trường hợp $\phi_y > \frac{2f_y}{b_w E}$, $M_y = \frac{1}{4} . h . f_y . b_w^2 - \frac{1}{3} . \frac{h . f_y^3}{\theta^2 . E^2} + \frac{1}{2} . t . f_y . (b_f^2 - b_w^2)$ (2.13)

- Giá trị mô men cực đại là: $M_{y,max} = [2b_f^2 t + b_w^2 (h - 2t)] f_y / 4$ (2.14)

2.2. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm liên hợp theo phương pháp giải tích

Sử dụng mô hình vật liệu phi tuyến của bê tông. Để xác định được mô men M^+ , M^- của tiết diện dầm liên hợp, cần xác định mô men của từng thành phần bản sàn bê tông M_c , cốt thép sàn M_a và phần thép dầm M_s sau đó tổ hợp lại.



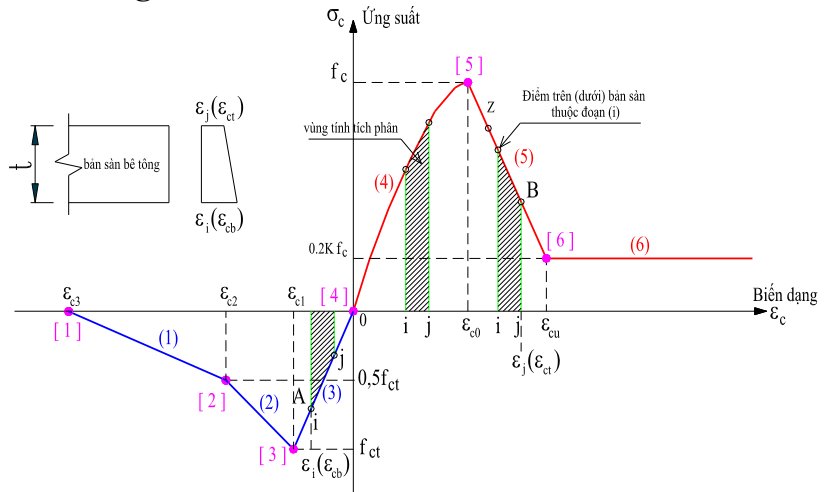
Hình 2.2. Sơ đồ ứng suất - biến dạng của tiết diện liên hợp theo trục chính

Vị trí trục trung hòa dẻo mới (PNA) y_0 : được xác định từ điều kiện cân bằng thể hiện như trên hình 2.2 với phương trình cân bằng: $F_c + F_a + F_{s1} + F_{s2} - F_{rc} = 0$ (2.15)

trong đó: F_c - là hợp lực của phần bản sàn bê tông chịu nén (kéo); F_a - là hợp lực của phần cốt thép sàn chịu nén (kéo); F_{s1} - là hợp lực của phần dầm thép chịu nén (kéo); F_{s2} - là hợp lực của phần dầm thép chịu kéo (nén); F_{rc} - là hợp lực của phần bê tông mà diện tích cốt thép chiếm chỗ. Xác định mô men của dầm liên hợp: $M = M_c + M_a + M_s + M_{rc}$ (2.16)

2.2.1. Xét thành phần bản sàn bê tông

Khi bản sàn bê tông làm việc, biến dạng của các điểm tại mặt dưới ϵ_i (ϵ_{cb}) và mặt trên của bản sàn ϵ_j (ϵ_{ct}) có thể đạt được các vị trí ứng suất (điểm A, điểm B) trên biểu đồ $\sigma_c - \epsilon_c$ của vật liệu bê tông như hình 2.3. Từ biến dạng của các vị trí đó ta có thể đi xác định được vùng lấy tích phân trên biểu đồ $\sigma_c - \epsilon_c$ của vật liệu và xác định được thành phần F_c , M_c của bản sàn bê tông.



Hình 2.3. Vùng tính tích phân trên biểu đồ $\sigma - \epsilon$ của vật liệu bê tông

- Xét trường hợp khi bê tông chịu kéo

$$F_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} 0,5 E_c \phi y dy ; F_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} [f_{ct} - 0,8 E_c (\phi y - \epsilon_{c1})] dy ; F_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} [0,5 f_{ct} - 0,075 E_c (\phi y - \epsilon_{c2})] dy \quad (2.17)$$

$$M_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} 0,5E_c \phi y y dy; M_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} [f_{ct} - 0,8E_c(\phi y - \varepsilon_{c1})] y dy; \quad (2.18)$$

$$M_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} [0,5f_{ct} - 0,075E_c(\phi y - \varepsilon_{c2})] y dy \quad (2.19)$$

- Xét trường hợp khi bê tông chịu nén

$$F_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} f_c \left[2 \frac{\phi y}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\phi y}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] dy; F_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} f_c [1 - Z(\phi y - \varepsilon_0)] dy; F_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} 0,2 f_c dy \quad (2.20)$$

$$M_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} f_c \left[2 \frac{\phi y}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\phi y}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] y dy; M_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} f_c [1 - Z(\phi y - \varepsilon_0)] y dy; M_c = b_f \int_{y_1}^{y_2} 0,2 f_c y dy \quad (2.21)$$

2.2.2. Xét thành phần dầm thép

- Xét trường hợp khi thép chịu nén

$$F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y dy; F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s dy; M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y y dy; M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s y dy \quad (2.22)$$

- Xét trường hợp khi thép chịu kéo

$$F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y dy; F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s dy; M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y y dy; M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s y dy \quad (2.23)$$

2.2.3. Xét thành phần cốt thép sàn

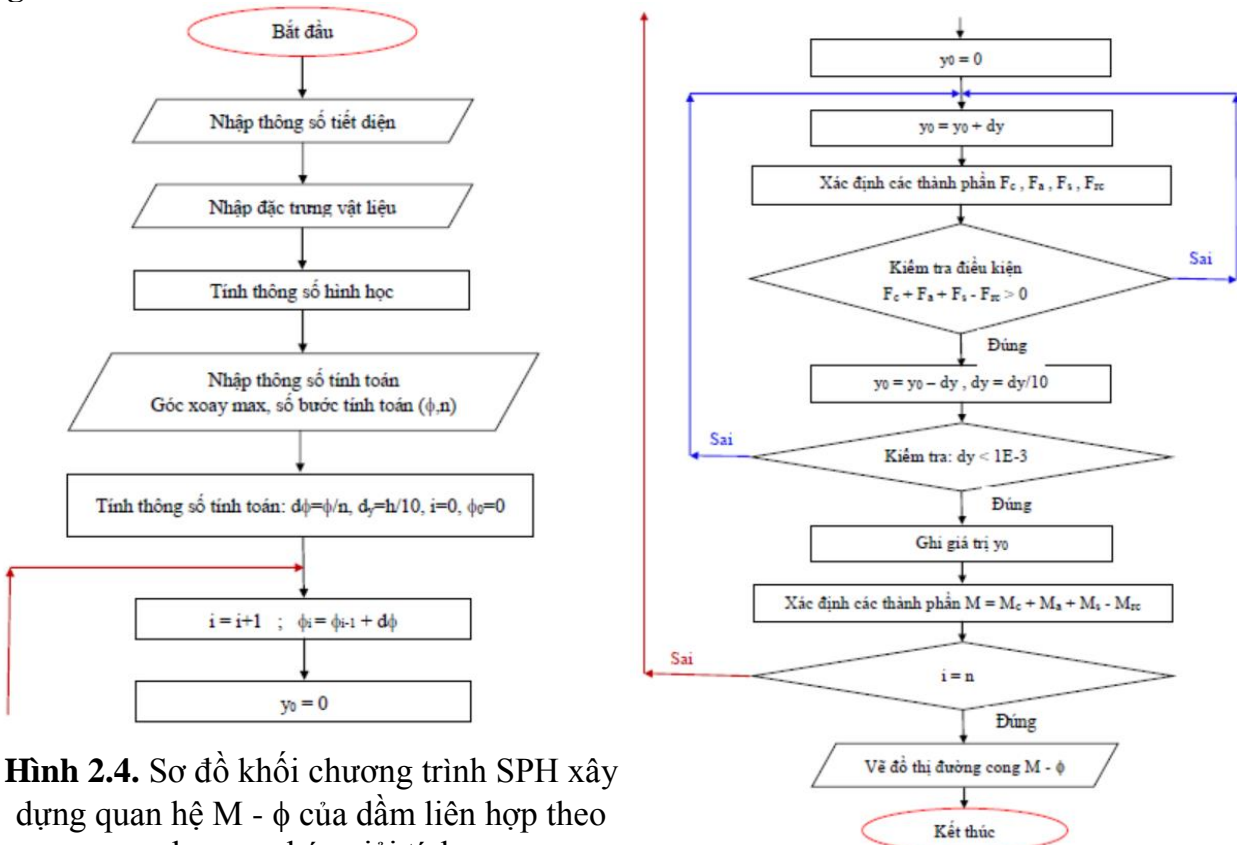
- Xét trường hợp khi thép chịu nén:

$$F_a = a_s E_s \phi y; M_a = a_s E_s \phi y^2 \text{ khi } \varepsilon < \varepsilon_{s1}; F_a = a_s f_y; M_a = a_s f_y y \text{ khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s1} \quad (2.24)$$

- Xét trường hợp khi thép chịu kéo

$$F_a = a_s E_s \phi y; M_a = a_s E_s \phi y^2 \text{ khi } \varepsilon < \varepsilon_{s3}; F_a = a_s f_y; M_a = a_s f_y y \text{ khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s3} \quad (2.25)$$

2.2.4. Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng M-φ của dầm liên hợp theo phương pháp giải tích.



Hình 2.4. Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng quan hệ M - φ của dầm liên hợp theo phương pháp giải tích.

2.8. Xây dựng mặt chày dẽo giới hạn của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương theo phương pháp giải tích

2.8.1. Xây dựng mặt chày dẽo giới hạn (P-M_z) của cột thép chữ I chịu nén uốn trong mặt phẳng chính

- Lực dọc lớn nhất: $P_{\max} = f_y b_w (h - 2t) + 2f_y b_f t = Af_y$ (2.26)

- Mô men lớn nhất khi không có lực dọc: $M_{z,\max} = 2 \left[\frac{f_y b_w}{2} \left(\frac{h}{2} - t \right)^2 + \frac{f_y b_f t}{2} (h - t) \right]$ (2.27)

- Mô men lớn nhất khi có lực dọc:

Trường hợp 1: $P \leq b_w (h - 2t) f_y$ có $M_z = f_y b_f t (h - t) + \frac{f_y b_w}{4} (h - 2t)^2 - \frac{1}{4f_y b_w} P^2$ (2.28)

Trường hợp 2: $b_w (h - 2t) f_y < P \leq f_y b_w (h - 2t) + 2f_y b_f t$

$$M_z = 2f_y \left[\frac{1}{2} b_f \left(t - \frac{1}{2} \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{f_y b_f} \right) \left(\frac{1}{2} \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{f_y b_f} + h - t \right) \right] \quad (2.29)$$

2.8.2. Xây dựng mặt chày dẽo giới hạn (P-M_y) của cột thép chữ I chịu nén uốn trong mặt phẳng phụ

- Mô men lớn nhất khi không có lực dọc: $M_{y,\max} = \frac{1}{4} [A_f b_f f_y + A_w b_w f_y]$ (2.30)

- Mô men lớn nhất khi có lực dọc:

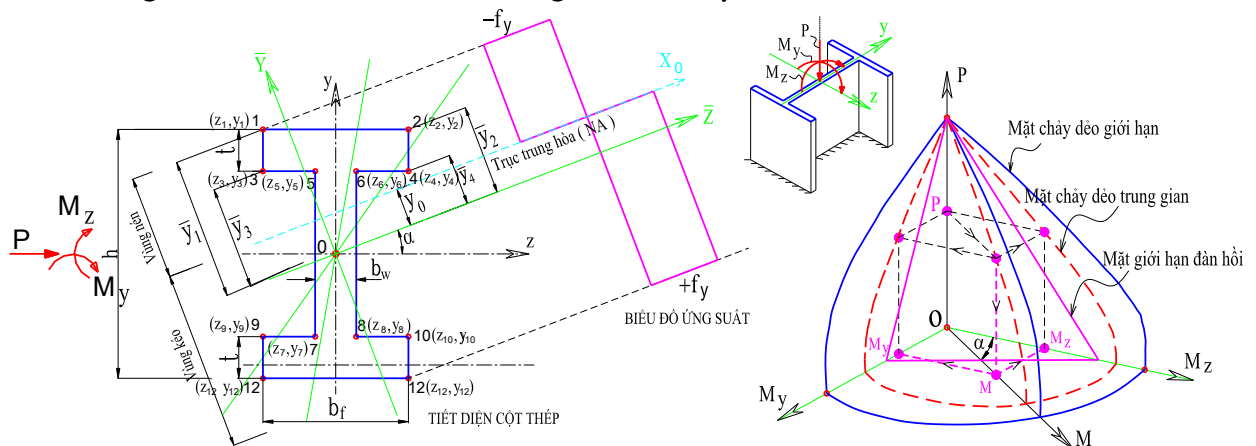
Trường hợp 1: $P \leq b_w h f_y$ có $M_y = 2f_y \left[\frac{t}{4} \left(b_f - \frac{P}{f_y h} \right) \left(b_f + \frac{P}{f_y h} \right) + \frac{(h - 2t)}{8} \left(b_w - \frac{P}{f_y h} \right) \left(b_w + \frac{P}{f_y h} \right) \right]$

Trường hợp 2: $b_w h f_y < P \leq f_y b_w (h - 2t) + 2f_y b_f t$ (2.31)

$$M_y = 2f_y \left[t \left(\frac{b_f}{2} - \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{4f_y t} \right) \left(\frac{b_f}{2} + \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{4f_y t} \right) \right] \quad (2.32)$$

2.8.3. Xây dựng mặt chày dẽo giới hạn (P-M_z-M_y-α) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương

Khảo sát tiết diện chữ I chịu đồng thời P-M_z-M_y như hình 2.5. Để xác định quan hệ P-M_z-M_y-α ta tách riêng phần ứng suất do P, M_z và M_y gây ra. Trục trung hòa dẽo NA sẽ chia tiết diện ra làm vùng chịu nén và vùng chịu kéo. Dựa vào góc α và lực P xác định được khoảng cách y₀ (d), từ đó xác định được các trường hợp trục trung hòa dẽo (NA) như bảng 2.1. Từ vị trí trục trung hòa dẽo NA xác định được giá trị M_z M_y.

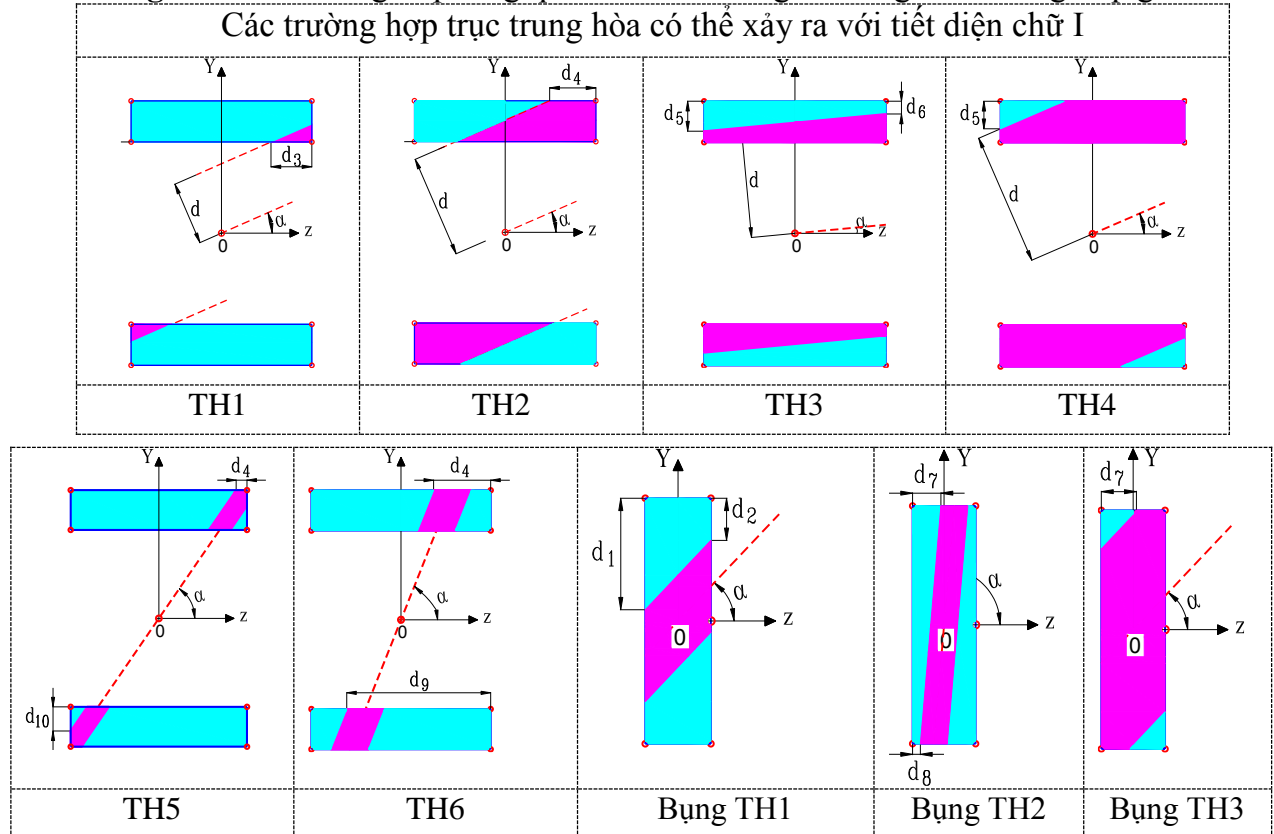


Hình 2.5. Tiết diện cột thép, sơ đồ ứng suất và mặt chày dẽo của cột thép tiết diện chữ I

Tọa độ các điểm được ký hiệu là y_i và z_i trong hệ trục tọa độ YZ. Khi hợp lực của mô men hai phương M_y và M_z hợp với phương trục z một góc α , hệ trục tọa độ mới là $\bar{Y}\bar{Z}$. Tọa độ các điểm trong hệ tọa độ mới liên hệ với tọa độ các điểm trong hệ tọa độ cũ là:
 $\bar{z} = z \cos \alpha + y \sin \alpha$, $\bar{y} = -z \sin \alpha + y \cos \alpha$.

Thuật toán tính toán mô men M_y và M_z khi biết trước lực dọc P như sau: Xác định các giá trị lực dọc P_i tương ứng với các điểm có $\bar{y}_i > 0$; sắp xếp theo lực dọc tăng dần $P_i < P_{i+1}$; tìm vị trí của P trong danh sách: $P_i \leq P < P_{i+1}$; nội suy tìm khoảng cách d tương ứng với P; xác định M_y và M_z từ giá trị d xác định được \rightarrow Xác định quan hệ P- M_z - M_y - α .

Bảng 2.1. Các trường hợp tổng quát của trục trung hòa ứng với trường hợp góc α

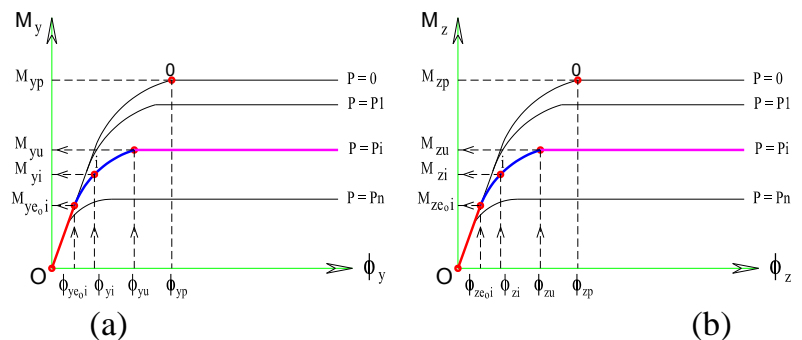


2.8.4. Mặt giới hạn đàn hồi (P - M_{ze0} - M_{ye0} - α) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương
 $p + m_{ye0} + m_{ze0} = 1; M_{ye} = W_y f_y; M_{ze} = W_z f_z$ (2.33)

$$M_{ye0} = m_{ye0} M_{ye} = \frac{1-p}{M_{ze} \tan \alpha + M_{ye}} M_{ze} \tan \alpha M_{ye}; M_{ze0} = m_{ze0} M_{ze} = \frac{1-p}{M_{ze} \tan \alpha + M_{ye}} M_{ye} M_{ze} \quad (2.34)$$

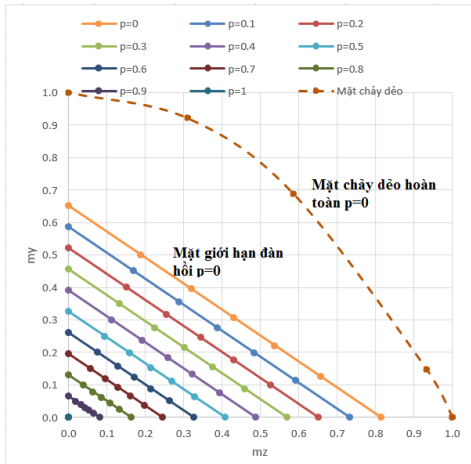
2.8.5. Phương trình quan hệ M_y - P - ϕ_y ; M_z - P - ϕ_z đoạn cong chuyển tiếp từ đàn hồi sang chảy dẻo hoàn toàn như hình 2.6

Hình 2.6. (a) - Đường quan hệ M_y - P - ϕ_y ; (b) - Đường quan hệ M_z - P - ϕ_z

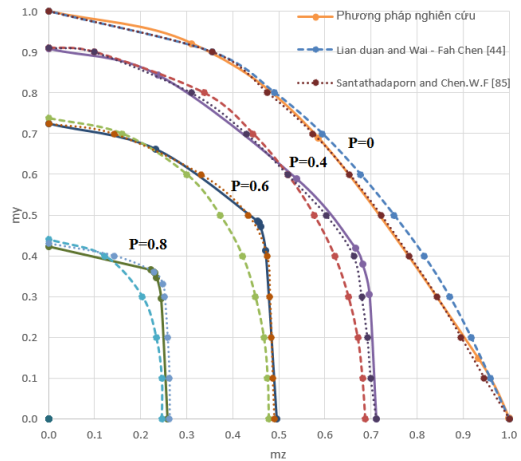


$$M_y = M_{ye0} + \frac{\phi_y - \phi_{ye0}}{\frac{1}{EI_y} + \frac{\phi_y - \phi_{ye0}}{M_{yu} - M_{ye0}}}; \quad M_z = M_{ze0} + \frac{\phi_z - \phi_{ze0}}{\frac{1}{EI_z} + \frac{\phi_z - \phi_{ze0}}{M_{zu} - M_{ze0}}} \quad (2.35)$$

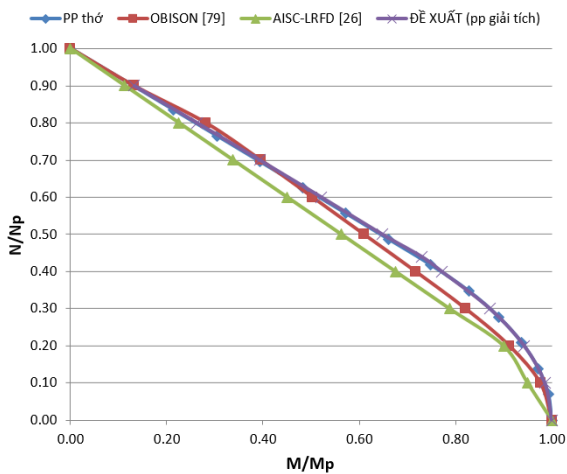
Ứng với mỗi giá trị của p sẽ có được đường quan hệ p-m_z-m_y của mặt chảy dẻo hoàn toàn chính là tiết diện ngang của mặt chảy dẻo hoàn toàn tiết diện cột thép W14x426 thể hiện trên hình 2.8 và mặt giới hạn đàn hồi như hình 2.7. Nếu điểm lực nằm bên trong đường giới hạn đàn hồi p-m_z-m_y thì tiết diện vẫn còn đàn hồi, nếu điểm lực nằm giữa đường giới hạn đàn hồi và đường chảy dẻo hoàn toàn thì tiết diện chảy dẻo một phần, nếu điểm lực nằm bên ngoài đường chảy dẻo hoàn toàn p-m_z-m_y thì tiết diện bị phá hoại. Điều này có ý nghĩa thực tế khi kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện cột thép (hình 2.10).



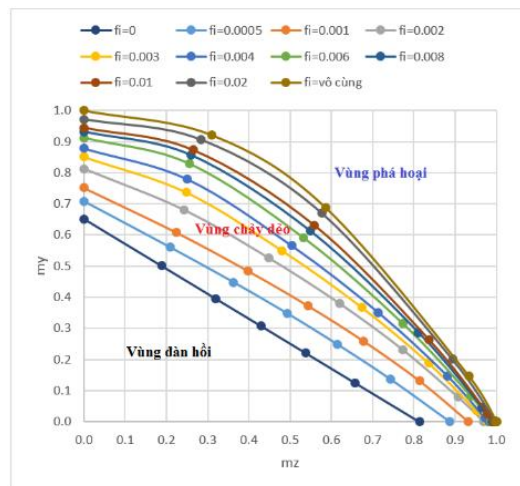
Hình 2.7. Tiết diện ngang mặt giới hạn đàn hồi m_y - m_z - p - α - (φ=0) của tiết diện cột thép W14x426 theo PP giải tích



Hình 2.8. So sánh tiết diện ngang mặt chảy dẻo hoàn toàn m_y - m_z - p - α - φ của tiết diện cột thép W14x426 theo PP đề xuất và các nghiên cứu khác



Hình 2.9. So sánh mặt chảy dẻo hoàn toàn P-M_z của tiết diện cột thép W14x426 theo phương pháp giải tích và các nghiên cứu khác



Hình 2.10. Mặt giới hạn đàn hồi, mặt chảy dẻo trung gian, mặt chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện cột thép W14x426 theo phương pháp giải tích (p=0) (mặt biểu đồ tương tác cho sức kháng uốn theo hai phương)

Từ hình 2.8 và 2.9 thấy rằng các mặt chảy dẻo của các nghiên cứu khác nhau và mặt chảy dẻo đề xuất là xấp xỉ trùng nhau, do đó mặt chảy dẻo đề xuất được xây dựng bằng phương pháp giải tích có độ tin cậy cao.

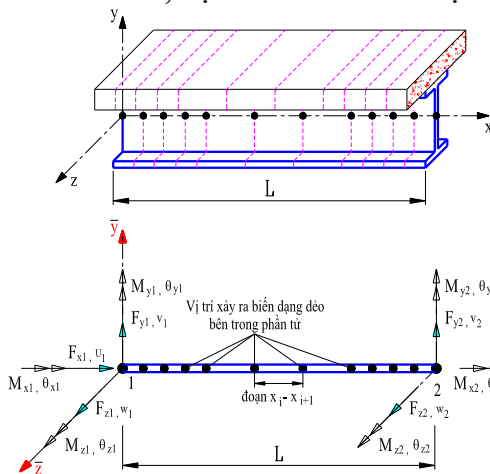
CHƯƠNG 3 : PHƯƠNG PHÁP PTHH PHÂN TÍCH DẪO KẾT CẤU KHUNG CỘT THÉP DẦM LIÊN HỢP XÉT ĐẾN SỰ LAN TRUYỀN VÙNG BIẾN DẠNG DẪO CỦA PHẦN TỬ

3.1. Các giả thiết khi thực hiện bài toán phân tích

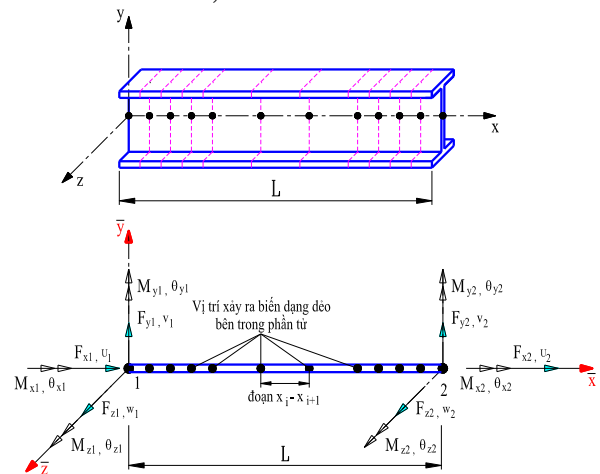
- Tất cả các phần tử thanh của hệ khi chưa chịu tải đều thẳng và có diện tích tiết diện ngang không đổi. Khi phần tử thanh biến dạng dẽo, tiết diện ngang vẫn phẳng và trục giao với trục x (hệ tọa độ cục bộ của phần tử); biến dạng dẽo xuất hiện và phát triển trong các phần tử của kết cấu là các biến dạng dẽo phân bố, do đó biến dạng dẽo có thể tồn tại ở tất cả các tiết diện trong suốt quá trình chịu tải; biến dạng và chuyển vị của hệ kết cấu là nhỏ, bỏ qua phi tuyến hình học; liên kết giữa sàn bê tông và dầm thép là liên kết hoàn toàn; bỏ qua chuyển vị do biến dạng cắt; chỉ xét vật liệu làm việc dẽo, bỏ qua giai đoạn cứng cổ.

3.2. Xây dựng phần tử dầm, cột đa điểm dẽo

Tác giả luận án đề xuất phần tử dầm - cột đa điểm dẽo như trên hình 3.1, 3.2. Mô hình phần tử dầm, cột đa điểm dẽo là phần tử chỉ với hai điểm nút hai đầu phần tử, giả sử có n điểm biến dạng dẽo liên tục bên trong phần tử (đa điểm dẽo), mỗi đoạn $x_i - x_{i+1}$ gồm hai điểm biến dạng dẽo liên tiếp và đoạn này có độ cứng $EI_i(x)$ thay đổi theo hàm bậc 3 (xem phần phụ lục 2), độ cứng $EI_i(x_i)$ được xác định thông qua đường quan hệ mô men - độ cong ($M-\phi-P$). Với phần tử đa điểm dẽo này không phải chia phần tử thành nhiều phần tử con như một số nghiên cứu đã thực hiện. Sử dụng phần tử thanh đa điểm dẽo có ưu điểm là cho kết quả chính xác so với sự làm việc thực tế của kết cấu, làm giảm đáng kể kích thước của bài toán phân tích kết cấu, tăng nhanh tốc độ tính toán, cho biết được tỷ lệ chảy dẽo của tiết diện, thứ tự hình thành khớp dẽo và ứng xử dẽo lan truyền của toàn hệ kết cấu, từ đó có thể dự đoán và đánh giá được độ dự trữ hay độ an toàn của kết cấu. Vị trí xuất hiện khớp dẽo trong thanh là bất kỳ phụ thuộc vào sự chảy dẽo của tiết diện trong quá trình phân tích kết cấu. Mô hình phần tử dầm, cột đa điểm dẽo được thể hiện như trên hình 3.1, 3.2.



Hình 3.1. Phần tử dầm liên hợp đa điểm dẽo



Hình 3.2. Phần tử cột thép đa điểm dẽo

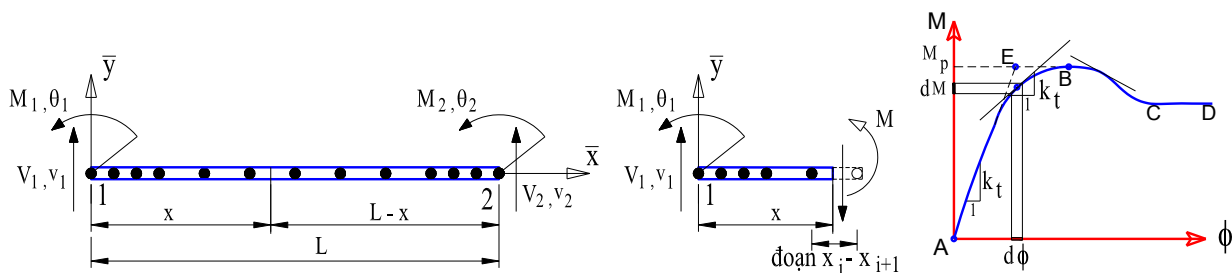
3.3. Xây dựng ma trận độ cứng của phần tử dầm liên hợp, cột phẳng đa điểm dẽo khi kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẽo dọc theo chiều dài phần tử

Giả sử có n điểm biến dạng dẽo liên tục bên trong phần tử, số lượng và sự phân bố các điểm dẽo được người sử dụng thiết lập trên mỗi phần tử và theo quy luật phân bố đều trên chiều dài phần tử như hình 3.1. Mỗi đoạn $x_i - x_{i+1}$ gồm hai điểm biến dạng dẽo liên tiếp và đoạn này có độ cứng $EI_i(x)$ thay đổi theo hàm bậc 3

$$EI_z(x) = (ax + b)^3, \text{ trong đó: } a = \left(\sqrt[3]{EI'_{i+1}} - \sqrt[3]{EI'_i} \right) / L; \quad b = \sqrt[3]{EI'_i}. \quad (3.1)$$

Xét phần tử bất kỳ có 2 đầu 1 (nút đầu) và 2 (nút cuối) có các thành phần nội lực và chuyển vị như hình 3.3, thiết lập mỗi liên hệ lực nút của thanh. Xác định năng lượng bù của

$$\text{biến dạng: } U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(M_x)^2}{EI_z(x)} dx = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1 x - M_1)^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.2)$$



Hình 3.3. Lực nút của thanh và độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo

Áp dụng định lý Engesser và giải phương trình: $dU^* / dV_1 = v_1$; $dU^* / dM_1 = \theta_1$ xác định được các giá trị M_1, V_1, M_2, V_2 của từng nút. Từ các kết quả nội lực M_1, V_1, M_2, V_2 tại nút đầu và nút cuối của phần tử và dựa vào phương trình cân bằng: $NL = [k_c] \cdot \{u\}$, sắp xếp các thành phần độ cứng vào ma trận độ cứng của phần tử dầm liên hợp, cột phẳng đa điểm dẻo. Kết quả được ma trận độ cứng cho như trong công thức 3.3. Độ cứng $EI'_i(k_i)$ - độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo, với dầm được xác định thông qua đường quan hệ M- ϕ như trên hình 3.3, với cột được xác định thông qua đường quan hệ P-M- ϕ như trên hình 2.6.

$$[k_p^d]([k_p^{2d}]) = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & k_{14} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & k_{23} & 0 & k_{25} & k_{26} \\ 0 & k_{32} & k_{33} & 0 & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\ 0 & k_{52} & k_{53} & 0 & k_{55} & k_{56} \\ 0 & k_{62} & k_{63} & 0 & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

trong đó: các hệ số trong ma trận (3.19b) được xác định như sau:

$$k_{11} = k_{44} = 1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx$$

$$A(x) = A_i + (A_{i+1} - A_i) \frac{x}{L}$$

$$k_{14} = k_{41} = -1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx$$

$$\text{Đặt } B_z = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx$$

$$\text{Đặt } C_z = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx$$

$$k_{22} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{B_z}; k_{23} = k_{32} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{B_z}; k_{25} = k_{52} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{26} = k_{62} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{C_z}$$

;

$$k_{33} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx}{B_z}; k_{35} = k_{53} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{36} = k_{63} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx - x^2}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{55} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{C_z};$$

$$k_{56} = k_{65} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{66} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{ii} = EI'_i = dM_i / d\phi_i; k_{t(i+1)} = EI'_{i+1} = dM_{i+1} / d\phi_{i+1}$$

3.4. Xây dựng ma trận độ cứng của phần tử cột 3D đa điểm dẻo khi kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử

Xây dựng tương tự như cột phẳng đa điểm dẻo có được ma trận độ cứng 12x12 của phần tử cột 3D đa điểm dẻo khi kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử như công thức 3.4.

$$\left[k_p^{3d} \right] = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{17} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & 0 & 0 & 0 & k_{26} & 0 & k_{28} & 0 & 0 & 0 & k_{212} \\ 0 & 0 & k_{33} & 0 & k_{35} & 0 & 0 & 0 & k_{39} & 0 & k_{311} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{410} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{53} & 0 & k_{55} & 0 & 0 & 0 & k_{59} & 0 & k_{511} & 0 \\ 0 & k_{62} & 0 & 0 & 0 & k_{66} & 0 & k_{68} & 0 & 0 & 0 & k_{612} \\ k_{71} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{77} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{82} & 0 & 0 & 0 & k_{86} & 0 & k_{88} & 0 & 0 & 0 & k_{812} \\ 0 & 0 & k_{93} & 0 & k_{95} & 0 & 0 & 0 & k_{99} & 0 & k_{911} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{104} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{1010} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{113} & 0 & k_{115} & 0 & 0 & 0 & k_{119} & 0 & k_{1111} & 0 \\ 0 & k_{122} & 0 & 0 & 0 & k_{126} & 0 & k_{128} & 0 & 0 & 0 & k_{1212} \end{bmatrix} \quad \begin{aligned} k_{44} &= k_{1010} = \frac{GI_T}{L} \\ k_{104} &= k_{410} = -\frac{GI_T}{L} \\ k_{11} &= k_{77} = 1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx \\ k_{17} &= k_{71} = -1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx \\ k_{22} &= \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{B_z} \end{aligned} \quad (3.4)$$

$$\text{Đặt } B_y = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx;$$

$$\text{Đặt } C_y = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx;$$

$$k_{26} = k_{62} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{B_z}; k_{28} = k_{82} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{212} = k_{122} = -\frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{66} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx}{B_z}$$

$$k_{68} = k_{86} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{612} = k_{126} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx - x^2}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{88} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{812} = k_{128} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{C_z}$$

$$k_{1212} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx}{C_z}; k_{33} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx}{B_y}; k_{35} = k_{53} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx}{B_y}; k_{39} = k_{93} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx}{C_y}$$

$$k_{311} = k_{113} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx}{C_y}; k_{55} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_y(x)} dx}{B_y}; k_{59} = k_{95} = -\frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx}{C_y}; k_{99} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx}{C_y}$$

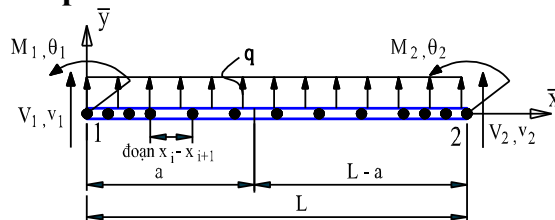
$$k_{511} = k_{115} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx - x^2}{EI_y(x)} dx}{C_y}; k_{911} = k_{119} = -\frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx}{C_y}; k_{1111} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx}{C_y};$$

Độ cứng tiếp tuyến EI_{it} (k_{it}) được xác định như sau:

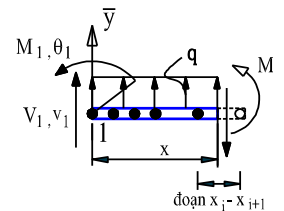
$$(EI_y)_t = \frac{\partial M_y}{\partial \phi_y} = EI_y \left(\frac{M_{yu} - M_y}{M_{yu} - M_{ye0}} \right)^2; (EI_z)_t = \frac{\partial M_z}{\partial \phi_z} = EI_z \left(\frac{M_{zu} - M_z}{M_{zu} - M_{ze0}} \right)^2 \quad (3.5)$$

3.5. Véc tơ tải trọng quy nút quy đổi của phần tử thanh đa điểm dẻo có điểm biến dạng dẻo liên tục dọc theo chiều dài phần tử

3.5.1. Tải trọng phân bố đều trên phần tử thanh đa điểm dẻo



(a)



(b)

Hình 3.4. (a) - Tải trọng phân bố đều q trên phần tử (b) - Mối liên hệ lực nút của thanh dầm
 Từ hình 3.4b có mối liên hệ lực nút của thanh dầm như sau: $M(x) = V_1x - M_1 + 0.5qx^2$

$$\text{Xác định năng lượng bù của biến dạng: } U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(M_x)^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.6)$$

Áp dụng định lý Engesser và giải phương trình: $\frac{dU^*}{dV_1} = v_1 = 0$; $\frac{dU^*}{dM_1} = \theta_1 = 0$ xác định được

các giá trị M_1, V_1, M_2, V_2 của từng nút.

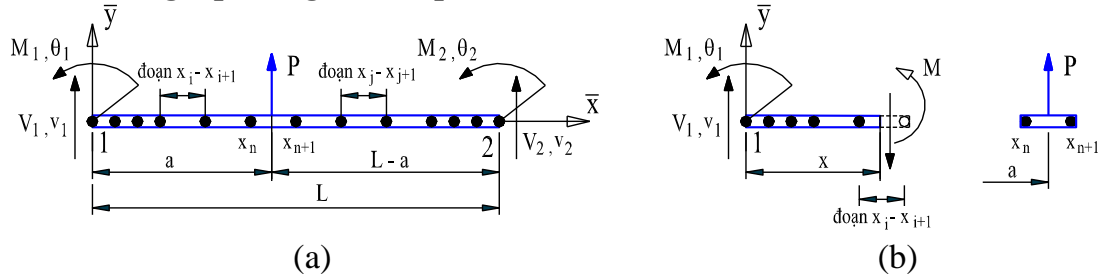
$$M_1 = \frac{1}{2} q \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^3}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx} \quad (3.7)$$

$$V_1 = \frac{1}{2} q \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^3}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx} \quad (3.8)$$

$$V_2 = -V_1 - qL; M_2 = V_1L + \frac{qL^2}{2} - M_1 \quad (3.9)$$

Véc tơ tải trọng nút $\{f\}$ của phần tử thanh đa điểm dẻo khi chịu tải trọng phân bố trong hệ tọa độ địa phương có các phần tử bằng phản lực gối tựa thanh nhưng trái dấu, thể hiện trong công thức (3.10) sau đây: $\{f\} = \{-V_1 \quad -M_1 \quad -V_2 \quad -M_2\}^T$ (3.10)

3.5.2. Xét tải trọng tập trung P_y trên phần tử



Hình 3.5. (a) - Tải trọng tập trung P_y trên phần tử (b) - Mối liên hệ lực nút của thanh dầm
 Xét tải trọng tập trung vuông góc với trục thanh như hình 3.5a. Từ hình 3.5b có mối liên hệ lực nút của thanh dầm như sau: $M(x) = M_1(x) + M_2(x) + M_3(x) + M_4(x)$ (3.11)

$$\text{Năng lượng bù của biến dạng: } U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(M_x)^2}{EI_z(x)} dx = U_1^* + U_2^* + U_3^* + U_4^* \quad (3.12)$$

$$U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1x - M_1)^2}{EI_z(x)} dx + \frac{1}{2} \int_{x_n}^a \frac{(V_1x - M_1)^2}{EI_z(x)} dx + \frac{1}{2} \int_a^{x_{n+1}} \frac{(V_1x - M_1 + P(x-a))^2}{EI_z(x)} dx + \sum_{j=1}^m \frac{1}{2} \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(V_1x - M_1 + P(x-a))^2}{EI_z(x)} dx$$

Áp dụng định lý Engesser và giải phương trình: $\frac{dU^*}{dV_1} = v_1 = 0$; $\frac{dU^*}{dM_1} = \theta_1 = 0$ xác định được

các giá trị M_1, V_1, M_2, V_2 .

$$V_1 = \frac{b_2 \cdot c_1 - b_1 \cdot c_2}{a_1 \cdot b_2 - b_1 \cdot a_2}; M_1 = \frac{a_1 \cdot c_2 - a_2 \cdot c_1}{a_1 \cdot b_2 - b_1 \cdot a_2}; V_2 = -V_1 - P; M_2 = V_1L + P(L-a) - M_1 \quad (3.13)$$

$$a_1 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx + \int_{x_n}^a \frac{x^2}{EI_z(x)} dx + \int_a^{x_{n+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx + \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.14)$$

$$b_1 = -\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_{x_n}^a \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_a^{x_{n+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \quad (3.15)$$

$$c_1 = -P \int_a^{x_{n+1}} \frac{(x-a)x}{EI_z(x)} dx - P \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(x-a)x}{EI_z(x)} dx \quad (3.16)$$

$$a_2 = -\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_{x_n}^a \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_a^{x_{n+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \quad (3.17)$$

$$b_2 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx + \int_{x_n}^a \frac{1}{EI_z(x)} dx + \int_a^{x_{n+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx + \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \quad (3.18)$$

$$c_2 = P \int_a^{x_{n+1}} \frac{(x-a)}{EI_z(x)} dx + P \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(x-a)}{EI_z(x)} dx \quad (3.19)$$

Véc tơ tải trọng nút $\{f\}$ của phần tử thanh đa điểm dẻo khi chịu tải trọng tập trung P_y trong hệ tọa độ địa phương có các phần tử bằng phản lực gối tựa thanh nhưng trái dấu, thể hiện trong công thức 3.20: $\{f\} = \{-V_1 \quad -M_1 \quad -V_2 \quad -M_2\}^T$ (3.20)

3.6. Phương trình cân bằng toàn hệ kết cấu

Trong trường hợp tổng quát cho hệ kết cấu thanh dàn dẻo thì ma trận độ cứng và véc tơ tải trọng nút phụ thuộc vào trạng thái của phần tử thanh với các điểm nút còn đàn hồi hay đã chảy dẻo. Do đó các ma trận độ cứng và véc tơ tải trọng nút của hệ kết cấu được xác định thông qua tập hợp các ma trận độ cứng và véc tơ tải trọng nút của phần tử đa điểm dẻo tương ứng. Như vậy có thể khẳng định phương trình cân bằng hệ kết cấu dàn dẻo là phương trình phi tuyến viết dưới dạng ma trận:

$$\{F\} = [K] \cdot \{U\} \quad (3.21)$$

trong đó:

$$[K] - \text{ma trận độ cứng của kết cấu trong hệ tọa độ chung: } [K] = [T]^T \cdot [k_p] \cdot [T] \quad (3.22)$$

$$\{U\} - \text{véc tơ chuyển vị nút của kết cấu trong hệ tọa độ chung: } \{U\} = [T]^T \cdot \{u\} \quad (3.23)$$

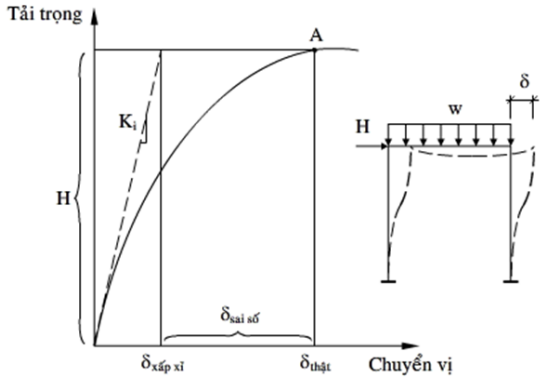
$$\{F\} - \text{véc tơ tải trọng nút của kết cấu trong hệ tọa độ chung: } \{F\} = [T]^T \cdot \{f\} \quad (3.24)$$

CHƯƠNG 4 : XÂY DỰNG CHƯƠNG TRÌNH PHÂN TÍCH DÈO VÀ KHẢO SÁT MỘT SỐ BÀI TOÁN

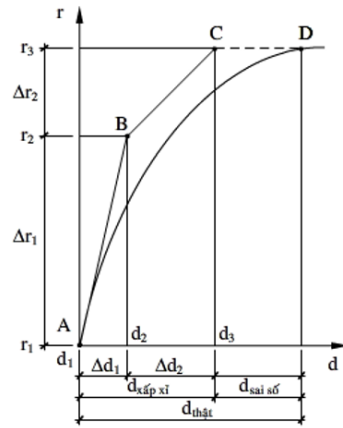
4.1. Phương pháp giải phương trình cân bằng

4.1.1. Thuật giải phi tuyến.

Ứng xử của kết cấu khi đến gần hoặc qua điểm giới hạn rất ít khi đúng theo đường tải trọng - biến dạng được giả thiết trong kỹ thuật giải tuyến tính. Sự phát triển của kỹ thuật phân tích phi tuyến bắt nguồn từ nhu cầu giải bài toán với đường cong tải trọng chuyển vị giống như hình 4.1. Hầu hết các kỹ thuật giải phi tuyến đều thông qua việc tuyến tính hóa. Sự chuyển đổi qua ứng xử tuyến tính làm cho việc phân tích bài toán phi tuyến được thực hiện qua việc ứng dụng các bước tải trọng gia tăng. Có ba phương pháp lập chủ yếu cho phân tích phi tuyến: Thuật toán gia tải Euler đơn giản như hình 4.2 Chan và Chui, phương pháp Newton-Raphson như hình 4.3 và phương pháp Newton-Raphson cải tiến như hình 4.4, Chan và Chui, Robert và cộng sự.



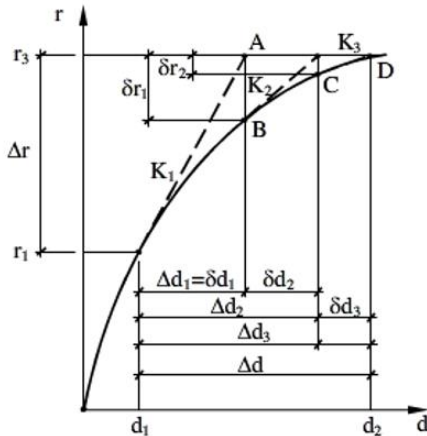
Hình 4.1. Ứng xử tải trọng - chuyển vị của khung công chịu tải trọng



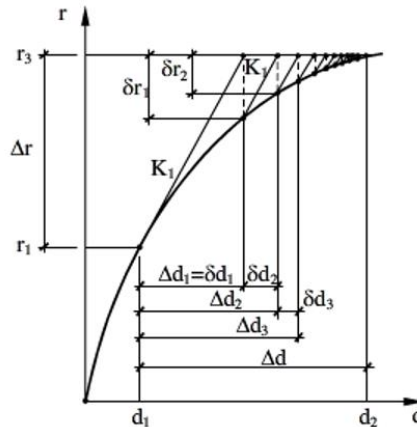
Hình 4.2. Sơ đồ minh họa thuật toán Euler đơn giản

4.1.2. Phương pháp Newton-Raphson và Newton-Raphson cải tiến

Kết quả sai số tích lũy của kỹ thuật gia tăng đơn giản có thể được cực tiểu hóa qua việc lập kết hợp trong mỗi bước tải trọng khi phân tích. Việc lập giúp cực tiểu hóa các lực không cân bằng giữa tác dụng bên ngoài và sức kháng bên trong xảy ra ở mỗi bước tải trọng được thực hiện bởi phương pháp Phương pháp Newton-Raphson và Newton-Raphson cải tiến như trên hình 4.3, 4.4.



Hình 4.3. Sơ đồ minh họa phương pháp Newton-Raphson



Hình 4.4. Sơ đồ minh họa phương pháp Newton-Raphson cải tiến

4.2. Sơ đồ thuật toán phân tích dẻo kết cấu khung và chương trình phân tích SPH

Sơ đồ thuật toán của chương trình SPH phân tích dẻo kết cấu thể hiện như hình 4.5

4.3. Hệ số tải trọng giới hạn và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện

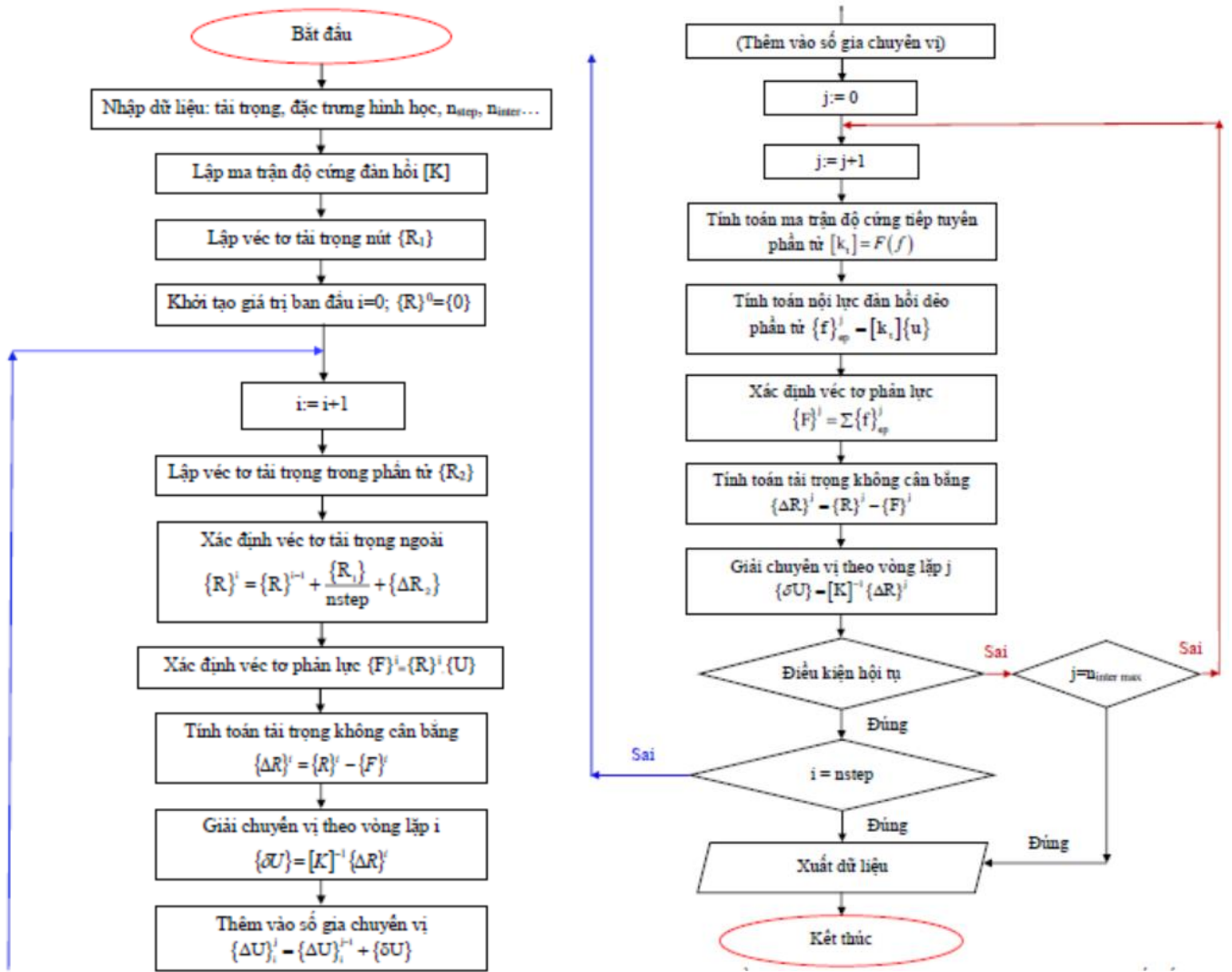
- Xác định hệ số tải trọng giới hạn λ_p của kết cấu:

$$\lambda_p = \text{Tải trọng giới hạn khi hệ bị phá hoại} / \text{Tải trọng tác dụng} \quad (4.1)$$

Từ hệ số λ_p có thể đánh giá được mức độ an toàn của kết cấu khi chịu tải trọng.

- Xác định tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện: % chảy dẻo = $100\% - EI_t / EI_{max} \times 100\%$ (4.2)

trong đó: EI_t là độ cứng còn lại của tiết diện khi một phần tiết diện đã bị chảy dẻo; EI_{max} là độ cứng lớn nhất của tiết diện khi tiết diện chưa chảy dẻo; từ tỷ lệ % chảy dẻo của tiết diện có thể đánh giá được độ dự trữ khả năng chịu lực tại tiết diện đó của kết cấu.

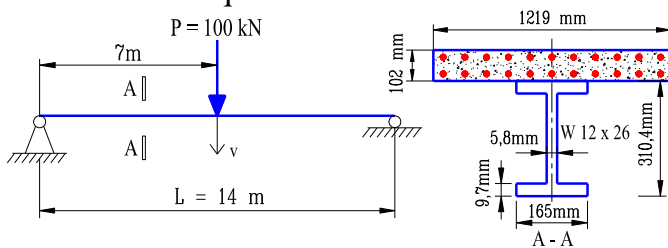


Hình 4.5. Sơ đồ thuật toán của chương trình SPH phân tích dầm kết cấu

4.4. Khảo sát một số bài toán phân tích dầm

4.4.1. Dầm đơn giản liên hợp thép - bê tông

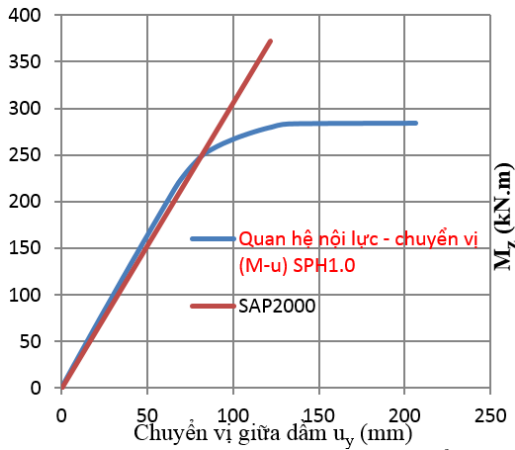
Khảo sát dầm liên hợp đơn giản có tiết diện dầm gồm thép W12x27, bản bê tông 102x1219mm như hình 4.6. Lực tập trung tác dụng $P = 100\text{kN}$ tại vị trí giữa dầm, bước tải $n_{\text{step}} = P/100$. Cường độ chịu nén của bê tông $f_c' = 16\text{MPa}$, $f_{ct} = 1,2\text{MPa}$, mô đun đàn hồi của bê tông $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{MPa}$, $\epsilon_0 = 0,002$, $\epsilon_u = 0,004$. Ứng suất chảy của thép dầm $f_y = 252,4\text{MPa}$, cường độ chịu kéo của thép sàn $f_y = 210\text{MPa}$, mô đun đàn hồi của thép $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa}$, 2 lớp cốt thép sàn $\phi 10a100$ (11 $\phi 10/1$ lớp). Kết cấu dầm này được tác giả Cuong Ngo Huu (2006) thực hiện trong nghiên cứu của mình và sử dụng phương pháp khớp thờ và chương trình Abaqus để phân tích. Áp dụng kết quả nghiên cứu đề xuất (phương pháp biến dạng dầm lan truyền) để phân tích phi tuyến kết cấu dầm này với khớp dẻo tập trung và khớp dẻo phân bố và cho các kết quả như sau:



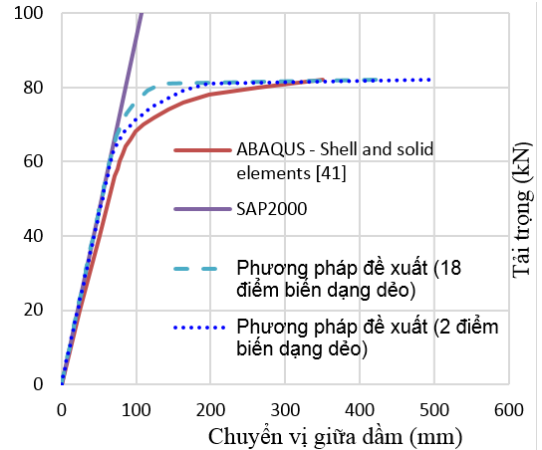
Hình 4.6. Dầm liên hợp đơn giản chịu tải tập trung

Tên nghiên cứu	M_p	λ_p	Chênh lệch so với SPH
SPH	283,7	0,82	
ABAQUS		0,82	0%
SAP2000	282,2		0,53%
Eurocode 4	275,3		2,96%

Bảng 4.1. Bảng so sánh giá trị λ_p và M_p



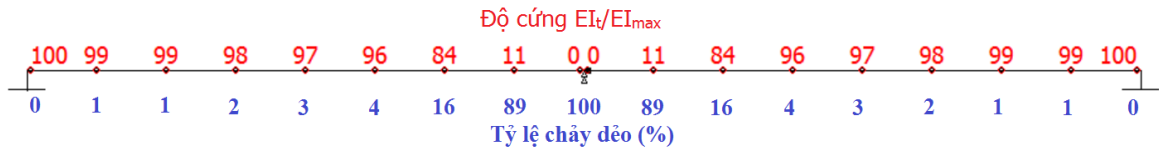
Hình 4.7. Quan hệ mômen và chuyển vị giữa dầm đơn giản liên hợp



Hình 4.8. Quan hệ tải trọng – chuyển vị tại vị trí giữa dầm



Hình 4.9. Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm



Hình 4.10. Độ cứng EI_i/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo
Nhận xét kết quả:

- Từ đồ thị hình 4.7 và hình 4.8 có thể nhận thấy rõ khi vật liệu còn đàn hồi, kết quả của nghiên cứu hoàn toàn trùng khớp với kết quả chạy từ chương trình SAP2000, khi đàn dẻo kết quả cũng tương đồng với kết quả nghiên cứu trước, điều đó khẳng định độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu, đồng thời cho thấy quan hệ tải trọng - chuyển vị là phi tuyến, từ đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn, có thể xác định được nội lực của dầm liên hợp.

- Kết quả của nghiên cứu được so sánh với kết quả của tác giả Cuong Ngo Huu (2006) cho thấy các đường quan hệ tải trọng chuyển vị là tương đồng và xấp xỉ trùng nhau (hình 4.8). Từ bảng 4.1: hệ số tải trọng giới hạn λ_p của phương pháp nghiên cứu và hệ số λ_p khi phân tích bằng chương trình Abaqus và Cuong Ngo Huu (2006) trùng nhau. Giá trị λ_p của bài toán = 0,82 < 1 cho thấy khi tải trọng tác dụng $P=82T$ thì hệ sẽ bị phá hoại, tiết diện giữa nhịp không còn khả năng chịu lực và hình thành khớp dẻo.

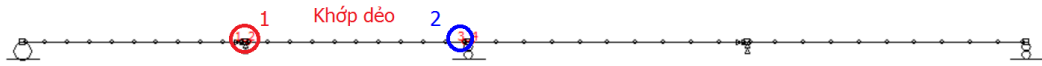
- Từ bảng 4.1: kết quả nghiên cứu về giá trị M_p tính theo SPH chênh lệch so với các kết quả M_p tính theo Eurocode 4 và giá trị M_p tính từ SAP2000 nhỏ (chênh lệch từ 0,5 ÷ 3%)

→ cho thấy độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.

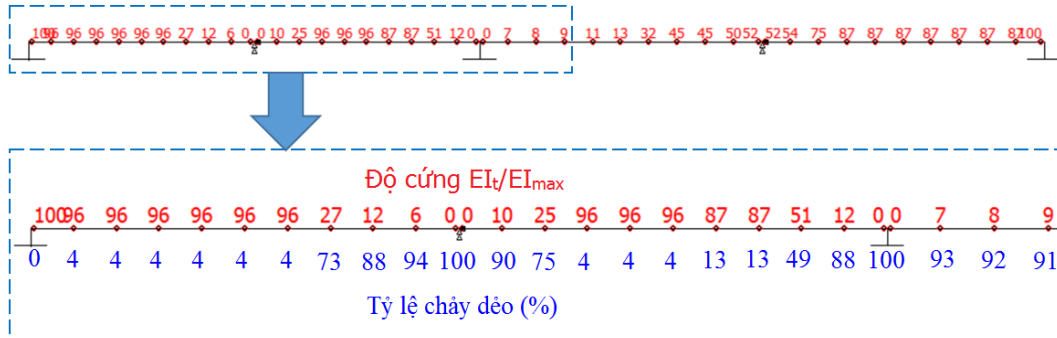
- Từ đồ thị hình 4.8 cho thấy khi sử dụng phương pháp khớp dẻo phân bố (18 điểm biến dạng dẻo) nhận thấy khi kết cấu chảy dẻo thì với cùng một cấp tải trọng cho chuyển vị nhỏ hơn so với chuyển vị của phương pháp khớp dẻo tập trung (2 điểm biến dạng dẻo). Điều đó cho thấy khi sử dụng phần tử đa điểm dẻo thì kết cấu dầm chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phần tử thông thường.

- Từ đồ thị hình 4.9, 4.10 thể hiện thứ tự hình thành khớp dẻo, độ cứng EI_i/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo ($\lambda_p=0,82$), tiết diện giữa dầm chảy dẻo 100%, các tiết diện sát cạnh chảy dẻo 89%, 16%.... Qua giá trị tỷ lệ chảy dẻo đó có thể đánh giá được độ dự trữ về khả năng chịu lực của từng tiết diện trong cấu kiện dầm, đó là một điểm mới khi sử dụng phần tử đa điểm dẻo trong phương pháp biến dạng dẻo lan truyền mà nghiên cứu đề xuất.

Hình 4.15. Độ cứng EI_t/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo dầm CBT1



Hình 4.16. Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm CBT2



Hình 4.17. Độ cứng EI_t/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo dầm CBT2

Bảng 4.2. Bảng so sánh giá trị M_p của dầm liên hợp liên tục CTB1, CTB2

Giá trị M_p	CTB1	Chênh lệch so với SPH (CBT1)	CTB2	Chênh lệch so với SPH (CBT2)
SPH	149,2		158,9	
TN Ansourian (1981)	152	1,8%	164	3,1%
Eurocode 4	137	8,9%	145,8	9,0%

Nhận xét kết quả:

- Từ đồ thị hình 4.12 và 4.13 có thể nhận thấy rõ khi vật liệu còn đàn hồi, kết quả của nghiên cứu hoàn toàn trùng khớp với kết quả chạy từ chương trình SAP2000, khi đàn dẻo thì kết quả trùng khớp với kết quả thí nghiệm, điều đó khẳng định độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu, đồng thời cho thấy quan hệ tải trọng - chuyển vị là phi tuyến, từ đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn.

- Kết quả của nghiên cứu được so sánh với kết quả thí nghiệm bởi Ansourian (1981) và Bradford MA, Uy B (2006) cho thấy các đường quan hệ tải trọng chuyển vị là tương đồng và xấp xỉ trùng nhau. Từ bảng 4.2 cho thấy giá trị M_p tính theo SPH so sánh với các kết quả M_p theo thí nghiệm Ansourian (1981) và giá trị M_p tính theo Eurocode 4 có sự chênh lệch không nhiều (với dầm CBT1 chênh lệch từ 1,8% ÷ 8,9%, với dầm CBT2 chênh lệch từ 3,1% ÷ 9,0%). Điều đó cho thấy độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.

- Từ đồ thị hình 4.12 và hình 4.13 cho thấy khi sử dụng phương pháp khớp dẻo phân bố (22 điểm biến dạng dẻo) nhận thấy khi kết cấu chảy dẻo thì với cùng một cấp tải trọng cho chuyển vị nhỏ hơn so với chuyển vị của phương pháp khớp dẻo tập trung (2 điểm biến dạng dẻo). Điều đó cho thấy khi sử dụng phân tử đa điểm dẻo thì kết cấu dầm chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phân tử thông thường.

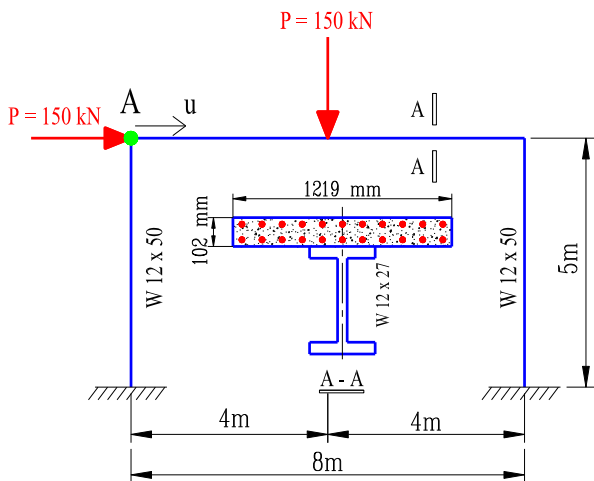
- Từ đồ thị hình 4.14, 4.16 thể hiện thứ tự hình thành khớp dẻo, độ cứng EI_t/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo, tiết diện giữa nhịp 1 của dầm CBT1 chảy dẻo 100%, các tiết diện sát cạnh chảy dẻo 92%, 91%.... tiết diện giữa nhịp 1 và ở gối của dầm CBT2 chảy dẻo 100%, các tiết diện sát cạnh chảy dẻo 90%, 94%.... Qua giá trị tỷ lệ chảy dẻo đó có thể đánh giá được độ dự trữ về khả năng chịu lực của từng tiết diện trong cấu kiện dầm, đó là một điểm mới khi sử dụng phân tử đa điểm dẻo trong phương pháp biến dạng dẻo lan truyền mà nghiên cứu đề xuất.

4.4.3. Khung Portal liên hợp thép - bê tông 1 tầng 1 nhịp

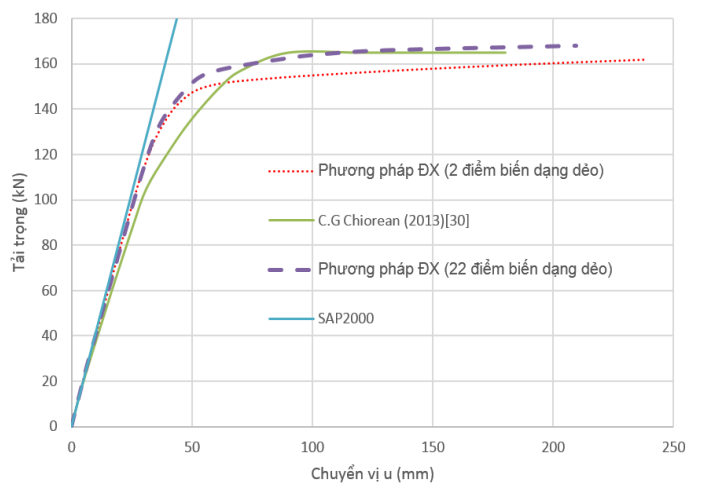
Khảo sát khung liên hợp thép - bê tông với dầm liên hợp thép - bê tông có liên kết cứng tại 2 đầu cột thép, cột thép W12x50, tiết diện dầm gồm thép W12x27 và bản bê tông 102x1219 mm như hình 4.18 và bảng 4.3. Lực tập trung tác dụng $P = 150\text{kN}$, bước tải $n_{\text{step}} = P/100$. Cường độ chịu nén của bê tông $f'_c = 16\text{MPa}$, $f_{ct} = 1,2\text{MPa}$, mô đun đàn hồi của bê tông $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{MPa}$, $\varepsilon_0 = 0,002$, $\varepsilon_u = 0,004$. Ứng suất chảy của thép dầm $f_y = 252,4\text{MPa}$, cường độ chịu kéo của thép sàn $f_y = 210\text{MPa}$, mô đun đàn hồi của thép $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa}$, 2 lớp cốt thép sàn $\phi 10 \times 100$ (11 $\phi 10/1$ lớp). Cuong Ngo-Huu, Seung-Eock Kim (2012) đã dùng phương pháp khớp thứ và Abaqus để phân tích kết cấu trên, với kết cấu thép được mô hình bởi 5852 phần tử shell S4R, bản bê tông được mô hình bởi 5376 phần tử solid C3D8R, thời gian phân tích là 48 phút 20s. C.G Chiorean (2013) đã dùng phương pháp dẻo phân bố dùng hàm Ramberg-Osgood để phân tích. Áp dụng kết quả nghiên cứu đề xuất, sử dụng phương pháp PTHH với phần tử thanh đa điểm dẻo với phần tử cột sử dụng 5 điểm biến dạng dẻo, phần tử dầm sử dụng 22 điểm biến dạng dẻo để phân tích kết cấu khung Portal liên hợp và so sánh với kết quả đã được nghiên cứu.

Bảng 4.3. Kích thước tiết diện ngang thép hình trong khung Portal

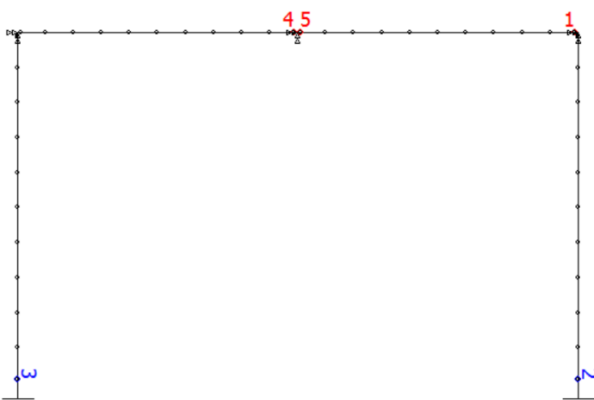
Cấu kiện	b_f (mm)	t_f (mm)	d (mm)	t_w (mm)
W12x27	165	10,16	304	6,02
W12x50	205,2	16,26	309,6	9,4



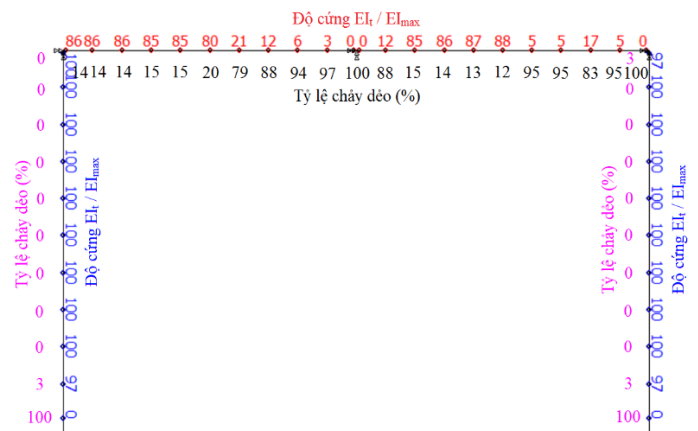
Hình 4.18. Khung Portal liên hợp thép - bê tông chịu tải tập trung



Hình 4.19. Quan hệ giữa tải trọng P và chuyển vị ngang nút A



Hình 4.20. Thứ tự hình thành khớp dẻo của kết cấu khung Portal



Hình 4.21. Độ cứng EI_t/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện cột, dầm khung ở trạng thái phá hoại dẻo

Nhận xét kết quả:

- Từ đồ thị hình 4.19 có thể nhận thấy rõ khi vật liệu còn đàn hồi, kết quả của nghiên cứu hoàn toàn trùng khớp với kết quả chạy từ chương trình SAP2000, khi đàn dẻo thì kết quả trùng khớp với kết quả nghiên cứu trước (C.G Chiorean 2013), điều đó khẳng định độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.

- Từ đồ thị hình 4.19 có thể nhận thấy rõ quan hệ tải trọng - chuyển vị là phi tuyến, từ đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn, có thể xác định được nội lực của khung Portal liên hợp tại bất kỳ bước tải nào cho tới khi khung bị phá hoại.

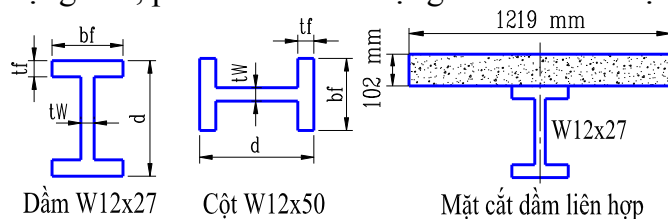
- Từ đồ thị hình 4.19, khi sử dụng phương pháp khớp dẻo phân bố (22 điểm biến dạng dẻo) nhận thấy khi kết cấu chảy dẻo thì với cùng một cấp tải trọng cho chuyển vị nhỏ hơn so với chuyển vị của phương pháp khớp dẻo tập trung (2 điểm biến dạng dẻo). Điều đó cho thấy khi sử dụng phần tử đa điểm dẻo thì kết cấu khung chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phần tử thông thường.

- Từ đồ thị hình 4.20 thể hiện thứ tự hình thành khớp dẻo, khớp dẻo đầu tiên xuất hiện tại đầu dầm bên phải, khớp dẻo tiếp theo xuất hiện tại vị trí chân cột và cuối cùng là tại vị trí giữa dầm. Từ đồ thị hình 4.21 cho thấy độ cứng EI/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện dầm, cột ở trạng thái phá hoại dẻo, tiết diện đầu dầm bên phải chảy dẻo 100%, các tiết diện sát cạnh chảy dẻo 95%, 83%.... tiết diện giữa nhịp dầm chảy dẻo 100%, các tiết diện sát cạnh chảy dẻo 97%, 88%....và chảy dẻo lan truyền dần sang tiết diện bên cạnh. Qua giá trị tỷ lệ chảy dẻo đó có thể đánh giá được độ dự trữ về khả năng chịu lực của từng tiết diện trong cấu kiện dầm, cột, đó là một điểm mới khi sử dụng phần tử đa điểm dẻo trong phương pháp biến dạng dẻo lan truyền mà nghiên cứu đề xuất.

- Chương trình SPH cho thời gian phân tích kết cấu ngắn với 2 phút 40s, điều đó nói nên rằng các phương trình và phương pháp giải là tối ưu, khẳng định ưu điểm của phương pháp nghiên cứu (làm giảm khối lượng tính toán trong quá trình phân tích) và sẽ rất thuận lợi khi phân tích dẻo kết cấu công trình cao tầng với số lượng phần tử nhiều.

4.4.4. Khung phẳng liên hợp 3 tầng 2 nhịp

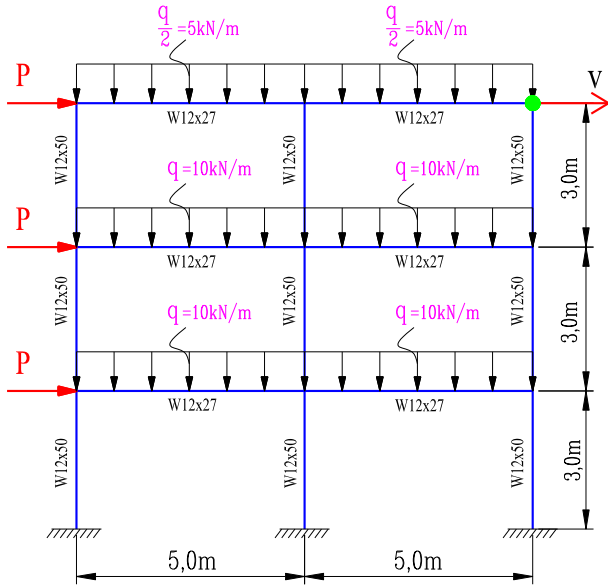
Khảo sát khung liên hợp thép - bê tông 3 tầng 2 nhịp, sơ đồ kết cấu khung được thực hiện bởi Li, Guo.Qiang và Li, Jin.Jun (2007) với dầm liên hợp thép - bê tông có liên kết cứng tại 2 đầu cột thép, cột thép W12x50, tiết diện dầm gồm thép W12x27 và bản bê tông 102x1219 mm như hình 4.22 và bảng 4.4. Tải tập trung tác dụng theo phương ngang tại các nút P (kN), tải trọng phân bố đều trên các dầm q như hình 4.23, bước tải $n_{step} = P/100$ và $n_{step} = q/100$. Cường độ chịu nén của bê tông $f'_c = 16\text{MPa}$, $f_{ct} = 1,2\text{MPa}$, mô đun đàn hồi của bê tông $E_c = 0.043\rho^{1.5}\sqrt{f'_c} = 21,5.10^3 \text{MPa}$, $\varepsilon_0 = 0,002$, $\varepsilon_u = 0,004$. Ứng suất chảy của thép dầm $f_y = 252,4\text{MPa}$, mô đun đàn hồi của thép $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$. Li, Guo.Qiang và Li, Jin.Jun đã dùng phương pháp khớp đàn dẻo để phân tích kết cấu trên. Áp dụng kết quả nghiên cứu đề xuất, sử dụng phương pháp PTHH với phần tử thanh đa điểm dẻo để phân tích kết cấu khung 3 tầng 2 nhịp liên hợp và so sánh với kết quả đã được nghiên cứu. Phần tử cột sử dụng 5 điểm biến dạng dẻo, phần tử dầm sử dụng 9 điểm biến dạng dẻo.



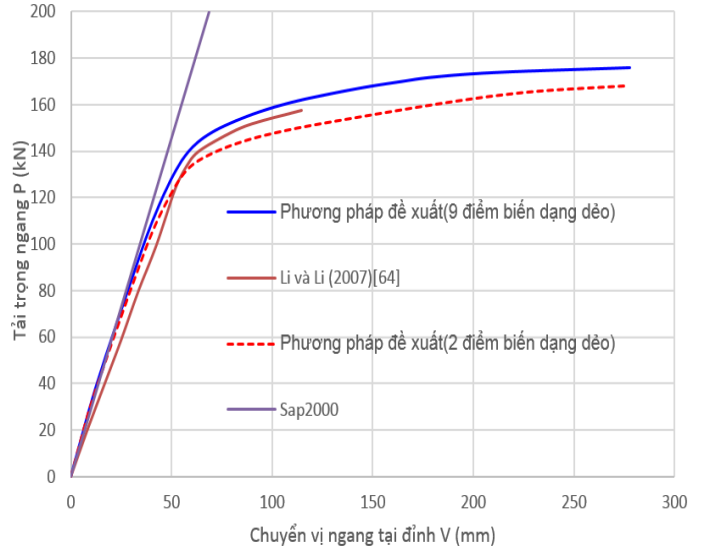
Hình 4.22. Tiết diện dầm, cột thép, dầm liên hợp trong khung phẳng

Cấu kiện	b_f (mm)	t_f (mm)	d (mm)	t_w (mm)
W12x27	165	10,16	304	6,02
W12x50	205,2	16,26	309,6	9,4

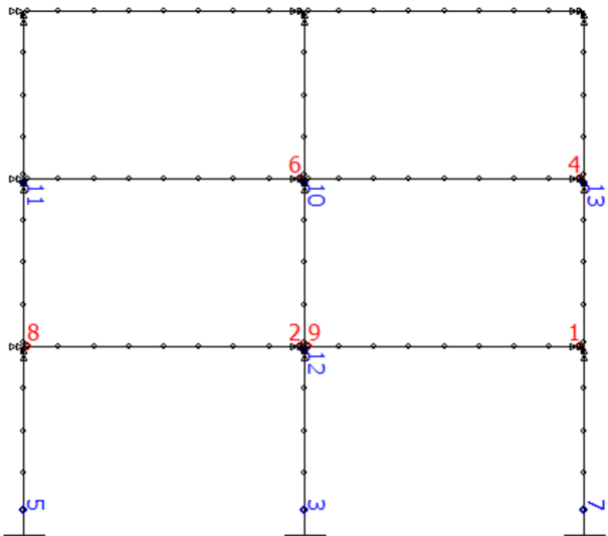
Bảng 4.4. Kích thước tiết diện ngang thép hình trong khung 3 tầng 2 nhịp



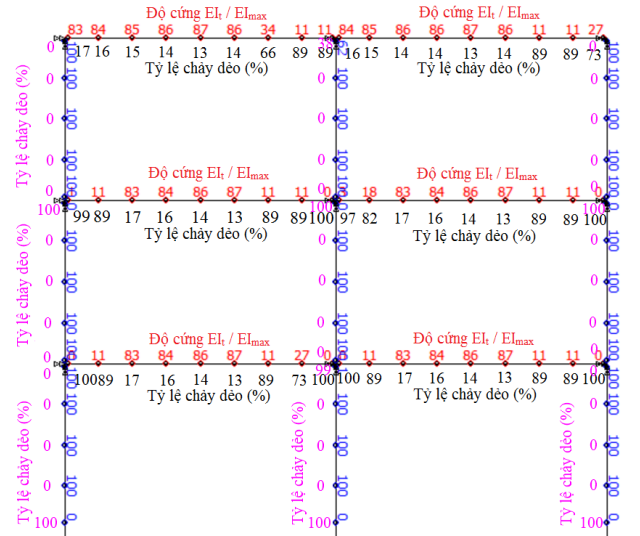
Hình 4.23. Khung phẳng Li liên hợp 3 tầng 2 nhịp



Hình 4.24. Quan hệ nội lực và chuyển vị đỉnh khung Li 3 tầng 2 nhịp liên hợp ứng với mỗi bước tải trọng



Hình 4.25. Thứ tự hình thành khớp dẻo của kết cấu khung Li 3 tầng 2 nhịp



Hình 4.26. Độ cứng EI_t/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện cột, dầm khung liên hợp ở trạng thái phá hoại dẻo

Nhận xét kết quả:

- Từ đồ thị hình 4.24 có thể nhận thấy rõ khi vật liệu còn đàn hồi, kết quả của nghiên cứu hoàn toàn trùng khớp với kết quả chạy từ chương trình SAP2000, khi đàn dẻo thì kết quả trùng khớp với kết quả nghiên cứu trước (Li và Li), điều đó khẳng định độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.
- Từ đồ thị hình 4.24 có thể nhận thấy rõ quan hệ tải trọng - chuyển vị là phi tuyến, từ đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn, có thể xác định được nội lực của khung phẳng.
- Từ đồ thị hình 4.24, khi sử dụng phương pháp khớp dẻo phân bố nhận thấy khi kết cấu chảy dẻo thì với cùng một cấp tải trọng cho chuyển vị nhỏ hơn so với chuyển vị của phương pháp khớp dẻo tập trung (2 điểm biến dạng dẻo). Điều đó cho thấy khi sử dụng phân tử đa điểm dẻo thì kết cấu khung chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phân tử thông thường.
- Từ đồ thị hình 4.25 thể hiện thứ tự hình thành khớp dẻo, khớp dẻo đầu tiên xuất hiện tại đầu dầm bên phải tầng 1, các khớp dẻo tiếp theo lần lượt xuất hiện khi tăng tải trọng tác dụng.

- Từ đồ thị hình 4.26 cho thấy độ cứng EI/EI_{max} và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện dầm, cột ở trạng thái phá hoại dẻo. Qua giá trị tỷ lệ chảy dẻo đó có thể đánh giá được độ dự trữ về khả năng chịu lực của từng tiết diện trong cấu kiện dầm, cột, đó là một điểm mới khi sử dụng phần tử đa điểm dẻo trong phương pháp biến dạng dẻo lan truyền mà nghiên cứu đề xuất.

- Chương trình SPH cho thời gian phân tích kết cấu ngắn với 4 phút 15s, điều đó nói nên rằng các phương trình và phương pháp giải là tối ưu, khẳng định ưu điểm của phương pháp nghiên cứu (làm giảm khối lượng tính toán trong quá trình phân tích) và sẽ rất thuận lợi khi phân tích dẻo kết cấu công trình cao tầng với số lượng phần tử nhiều.

KẾT LUẬN

NHỮNG KẾT QUẢ MỚI CỦA LUẬN ÁN

1. Xây dựng quan hệ $M - \phi$ của tiết diện dầm thép, dầm liên hợp để xác định độ cứng tiếp tuyến của các cấu kiện này tại các điểm khác nhau khi vật liệu làm việc trong giai đoạn đàn hồi, đàn dẻo và dẻo. Lập được chương trình SPH1.0 để thiết lập đường quan hệ này.

2. Xây dựng phương trình mặt giới hạn đàn hồi, phương trình mặt chảy dẻo trung gian, phương trình mặt chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương theo phương pháp giải tích và xây dựng chương trình máy tính để thể hiện mặt chảy dẻo đó. Các mặt chảy dẻo phụ thuộc vào hình dạng của tiết diện và phụ thuộc vào góc xoay dẻo của tiết diện khi chảy dẻo, do đó thể hiện được sự chảy dẻo lan truyền của tiết diện cột thép trong quá trình phân tích kết cấu. Đồng thời dựa vào mặt chảy dẻo (mặt biểu đồ tương tác cho sức kháng uốn theo hai phương) đã xây dựng có thể kiểm tra khả năng chịu lực của tiết diện cột, xem xét tiết diện cột vẫn còn ở trạng thái làm việc đàn hồi, đang chảy dẻo hay đã bị phá hoại. Điều đó có ý nghĩa thực tế nhằm đánh giá được khả năng chịu lực của tiết diện cột ứng với tải trọng thiết kế nào đó.

3. Xây dựng một phương pháp PTHH và chương trình ứng dụng để phân tích phi tuyến hệ kết cấu khung cột thép dầm liên hợp xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu và sự chảy dẻo lan truyền của hệ kết cấu. Phương pháp có độ tin cậy và cho kết quả chính xác so với sự làm việc thực tế của kết cấu, làm giảm đáng kể kích thước của bài toán phân tích kết cấu, tăng nhanh tốc độ tính toán.

- Xây dựng phần tử thanh đa điểm dẻo để mô tả sự hình thành khớp dẻo, sự lan truyền vùng biến dạng dẻo trên chiều dài phần tử. Xây dựng véc tơ tải cho PT thanh đa điểm dẻo.

- Xây dựng phương trình độ cứng thay đổi dọc theo chiều dài phần tử có dạng phương trình bậc 3 và xây dựng ma trận độ cứng tiếp tuyến của phần tử thanh đa điểm dẻo khi xét đến sự chảy dẻo của tiết diện bên trong phần tử.

- Xác định nội lực, chuyển vị của hệ kết cấu ứng với mỗi cấp tải trọng tác dụng, tính tải trọng giới hạn λ_p của hệ kết cấu, tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện, thứ tự hình thành khớp dẻo và ứng xử dẻo lan truyền của toàn hệ kết cấu đối với khung phẳng khi chịu tải trọng tĩnh và đánh giá được lượng an toàn dự trữ về khả năng chịu lực của cấu kiện thông qua tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện so với số liệu thiết kế.

- Ứng dụng để phân tích dẻo một số bài toán cho kết quả và được so sánh với kết quả thí nghiệm, kết quả phân tích số của các nghiên cứu khác để đánh giá độ chính xác của lý thuyết đề xuất trong luận án. Kết quả so sánh cho thấy phương pháp đề xuất có độ chính xác và tin cậy cao.

HƯỚNG PHÁT TRIỂN CỦA LUẬN ÁN

1. Tiếp tục nghiên cứu, phát triển phương trình mặt chảy dẻo và mặt phá hoại đối với các tiết diện cột thép có hình dạng bất kỳ và tiết diện cột liên hợp.

2. Xây dựng lý thuyết phân tích cho bài toán kết cấu chịu tải trọng động.

3. Phân tích dẻo của kết cấu liên hợp với cột bọc bê tông khi chịu tải trọng tĩnh và tải trọng động.

DANH MỤC

CÁC BÀI BÁO KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ CỦA TÁC GIẢ LIÊN QUAN ĐẾN LUẬN ÁN.

1. Hoàng Hiếu Nghĩa, Vũ Quốc Anh (2013), *Xác định độ cứng K của liên kết nửa cứng trong kết cấu liên hợp thép - bê tông*, Tạp chí Kết cấu và Công nghệ xây dựng số 12 - 2013.
2. Hoàng Hiếu Nghĩa (2014), *Khung liên hợp thép - bê tông - kết cấu hiện đại cho nhà cao tầng tại Việt Nam*, Tạp chí khoa học – Đại học Hải Phòng, Hải Phòng 7/2014.
3. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2014), *Nghiên cứu sự hình thành khớp dẻo của thanh nén uốn xét đến ảnh hưởng của lực dọc*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 6/2014.
4. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2014), *Xây dựng đường cong M- θ và mặt chảy hoàn toàn của tiết diện dầm, cột thép chữ I bằng phương pháp thử*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 8/2014.
5. Hoàng Hiếu Nghĩa, Vũ Quốc Anh (2014), *Nghiên cứu ảnh hưởng của lực dọc đến quá trình chảy dẻo và mặt chảy dẻo của thanh thép tiết diện chữ I*, Tạp chí Khoa học Công nghệ Xây dựng số 4/2014.
6. Hoàng Hiếu Nghĩa, Vũ Quốc Anh (2015), *Ảnh hưởng của độ cứng liên kết đến sự phân phối nội lực của kết cấu khung liên hợp thép - bê tông*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 2/2015 (Hội nghị khoa học thường niên - Trường ĐH Thủy lợi Hà Nội).
7. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2015), *Khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện dầm liên hợp thép - bê tông bằng phương pháp chia thử*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 3/2015 (Hội nghị khoa học 45 năm truyền thống đào tạo – Trường ĐH Kiến trúc Hà Nội).
8. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2015), *Phân tích phi tuyến dầm liên hợp thép – bê tông chịu tải trọng tĩnh*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 11/2015.
9. Hoàng Hiếu Nghĩa (2016), *Phân tích dẻo kết cấu dầm sử dụng các phương pháp đơn giản*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 3/2016.
10. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2016), *Xây dựng phương trình quan hệ mô men - góc xoay của tiết diện dầm liên hợp thép - bê tông xét đến biến dạng dẻo*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 4/2016.
11. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2016), *Thiết lập phương trình mặt chảy dẻo tái bền của tiết diện cột thép chữ I chịu nén uốn phẳng bằng phương pháp giải tích*, Tập 2, Tuyển tập công trình Hội nghị Khoa học toàn quốc - Cơ học Vật rắn biến dạng lần thứ XII Đại học Duy Tân, TP Đà Nẵng, 6-7/8/2015.
12. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2016), *Xây dựng mặt chảy dẻo tăng bền của tiết diện cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương p-mx-my*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 8/2016.
13. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2016), *Thiết lập phương trình mặt chảy dẻo hoàn toàn $F(p-mx-my)$ của tiết diện cột thép chữ I có xét đến sự thay đổi của tiết diện*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 8/2016.
14. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2017), *Phân tích dẻo lan truyền dầm liên hợp thép - bê tông chịu tải trọng tĩnh sử dụng siêu phần tử thanh*, Tạp chí Khoa học kiến trúc - Xây dựng - Đại học Kiến trúc Hà Nội, Hà Nội số 28 (Conference on Materials, Structures and Construction Technology - 2017 (MSC 2017) Đại học Kiến trúc, TP Hà Nội).

15. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2018), *Phân tích dẻo lan truyền khung phẳng liên hợp thép - bê tông chịu tải trọng tĩnh sử dụng siêu phân tử thanh*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 3/2018.
16. Anh Quoc Vu, Nghia Hieu Hoang, Hien Manh Nghiem (2019), *Distributed Plastic Hinge Method of Composite Steel-Concrete Beams*, Journal of Structures, ISSN 2352-0124 (trong danh mục tạp chí ISI và SCOPUS) (Đang phản biện).
17. Anh Quoc Vu, Nghia Hieu Hoang, Hien Manh Nghiem (2020), *Efficient method for yield surfaces of doubly symmetrical sections in nonlinear analysis of steel frame*, the International Journal of Advanced Steel Construction, ISSN 1816-112X (trong danh mục tạp chí ISI và SCOPUS) (Đang phản biện).