

**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**

**LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT**

**Hà Nội – Năm 2020**

**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**

**LUẬN ÁN TIẾN SĨ KỸ THUẬT**

**Chuyên ngành: Kỹ thuật xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp**

**Mã số: 62 58 02 08**

**NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC**

- 1. PGS. TS. VŨ QUỐC ANH**
- 2. PGS. TS. NGHIÊM MẠNH HIỀN**

**Hà Nội – Năm 2020**

## **LỜI CAM ĐOAN**

Tác giả xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu của riêng tôi dưới sự hướng dẫn của PGS. TS Vũ Quốc Anh và PGS. TS Nghiêm Mạnh Hiến. Toàn bộ số liệu và kết quả trình bày trong luận án là trung thực và chưa từng được ai công bố trong bất kỳ một công trình nào khác.

Tôi xin chịu trách nhiệm về các kết quả nghiên cứu và công bố của mình.

Tác giả luận án

**Hoàng Hiếu Nghĩa**

## LỜI CẢM ƠN

Với tất cả tình cảm của mình, tôi xin bày tỏ lòng kính trọng và biết ơn sâu sắc tới PGS.TS Vũ Quốc Anh, PGS.TS Nghiêm Mạnh Hiến đã tận tình hướng dẫn, chỉ bảo cho tôi trong suốt quá trình nghiên cứu hoàn thành luận án của mình.

Tôi xin trân trọng cảm ơn các thầy cô Trường Đại học Kiến trúc Hà Nội đã tạo mọi điều kiện thuận lợi cho tôi học tập và hoàn thành luận án.

Sau cùng, xin cảm ơn đồng nghiệp và bạn bè đã chia sẻ, động viên, tạo điều kiện cho tôi hoàn thành luận án này. Tôi xin dành tặng luận án này cho bố mẹ tôi, vợ và các con của tôi.

*Hà nội, tháng 5 năm 2020*

**Hoàng Hiếu Nghĩa**

## MỤC LỤC

LỜI CAM ĐOAN .....	i
LỜI CẢM ƠN .....	ii
MỤC LỤC .....	iii
DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT .....	vii
DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ TRONG LUẬN ÁN .....	xi
DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU TRONG LUẬN ÁN .....	xvi
MỞ ĐẦU .....	1
Tính cấp thiết của đề tài .....	1
Mục đích nghiên cứu .....	3
Đối tượng và phạm vi nghiên cứu .....	3
Phương pháp nghiên cứu .....	4
Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài .....	4
Kết cấu luận án .....	5
Phụ lục .....	6
CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VỀ VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU .....	7
1.1. Giới thiệu về kết cấu khung cột thép dầm liên hợp .....	7
1.2. Xu hướng phân tích, thiết kế kết cấu thép và kết cấu liên hợp .....	7
1.3. Phân tích phi tuyến và các mức độ phân tích phi tuyến .....	9
1.3.1. Phân tích phi tuyến .....	9
1.3.2. Phi tuyến vật liệu .....	10
1.3.3. Phương pháp khớp dẻo .....	11
1.3.4. Phương pháp vùng dẻo .....	14
1.3.5. Các mức độ phân tích phi tuyến .....	15
1.4. Mô hình phi tuyến vật liệu thép và bê tông .....	17
1.4.1. Mô hình vật liệu thép .....	17
1.4.2. Mô hình phi tuyến vật liệu bê tông .....	18
1.5. Quan hệ mômen – độ cong của tiết diện dầm thép (M- $\phi$ ) .....	21
1.6. Mặt chảy dẻo của tiết diện cột thép .....	22
1.7. Các phương pháp tính toán kết cấu khung có xuất hiện khớp dẻo .....	25
1.7.1. Phương pháp trực tiếp .....	25
1.7.2. Phương pháp gia tải từng bước .....	26
1.7.3. Phương pháp PTHH .....	27
1.8. Kết luận chương .....	30

CHƯƠNG 2: XÂY DỰNG QUAN HỆ MÔ MEN - ĐỘ CONG CỦA TIẾT DIỆN DẦM LIÊN HỢP VÀ MẶT CHẢY ĐÈO CỦA TIẾT DIỆN CỘT THÉP .....	32
2.1. Khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện dầm thép.....	33
2.2. Khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện cột thép.....	35
2.3. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm thép theo phương pháp giải tích .....	37
2.3.1. Mô men dẻo theo trục chính (trục z) .....	38
2.3.2. Mô men dẻo theo trục phụ (trục y) .....	39
2.4. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm liên hợp theo phương pháp giải tích .....	40
2.4.1. Xét thành phần bản sàn bê tông .....	43
2.4.2. Xét thành phần dầm thép.....	46
2.4.3. Xét thành phần cốt thép sàn .....	48
2.4.4. Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng $M-\phi$ của dầm liên hợp theo phương pháp giải tích. ....	49
2.8. Xây dựng mặt chảy dẻo giới hạn của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương theo phương pháp giải tích.....	53
2.8.1. Xây dựng mặt chảy dẻo giới hạn ( $P-M_z$ ) của cột thép chữ I chịu nén uốn trong mặt phẳng chính .....	54
2.8.2. Xây dựng mặt chảy dẻo giới hạn ( $P-M_y$ ) của cột thép chữ I chịu nén uốn trong mặt phẳng phụ .....	55
2.8.3. Xây dựng mặt chảy dẻo giới hạn ( $P-M_z-M_y-\alpha$ ) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương .....	56
2.8.4. Xây dựng mặt giới hạn đàn hồi ( $P-M_{ze0}-M_{ye0}-\alpha$ ) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương.....	60
2.8.5. Phương trình quan hệ $M_y - P - \phi_y$ ; $M_z - P - \phi_z$ đoạn cong chuyển tiếp từ đàn hồi sang chảy dẻo hoàn toàn .....	61
2.8.6. Ví dụ xây dựng mặt chảy dẻo ( $p-m_z-m_y-\alpha-\phi$ ) bằng phương pháp giải tích...	63
2.9. Kết luận chương 2 .....	69
CHƯƠNG 3: PHƯƠNG PHÁP PTHH PHÂN TÍCH ĐÈO KẾT CẤU KHUNG CỘT THÉP DẦM LIÊN HỢP XÉT ĐẾN SỰ LAN TRUYỀN VÙNG BIẾN DẠNG ĐÈO CỦA PHẦN TỬ .....	71
3.1. Các giả thiết khi thực hiện bài toán phân tích.....	71
3.2. Xây dựng phần tử dầm, cột đa điểm dẻo.....	72

3.3.	Xây dựng ma trận độ cứng của phần tử dầm liên hợp đa điểm dẻo khi kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử .....	75
3.4.	Xây dựng ma trận độ cứng của phần tử cột phẳng đa điểm dẻo khi kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử .....	79
3.5.	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 .....	80
3.6.	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 .....	85
3.7.	Phương trình cân bằng toàn hệ kết cấu .....	89
3.8.	Kết luận chương 3 .....	89
<b>CHƯƠNG 4: XÂY DỰNG CHƯƠNG TRÌNH PHÂN TÍCH DẪO VÀ KHẢO SÁT MỘT SỐ BÀI TOÁN.....</b>		<b>91</b>
4.1.	Phương pháp giải phương trình cân bằng .....	91
4.1.1.	Thuật giải phi tuyến. ....	91
4.1.2.	Phương pháp gia tải Euler đơn giản .....	92
4.1.3.	Phương pháp Newton-Raphson và Newton-Raphson cải tiến .....	92
4.1.4.	Các bước phân tích dẻo của kết cấu khung .....	93
4.2.	Sơ đồ thuật toán phân tích dẻo kết cấu khung và chương trình phân tích SPH. ....	94
4.3.	Hệ số tải trọng giới hạn và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện .....	98
4.4.	Khảo sát một số bài toán phân tích dẻo.....	99
4.4.1.	Dầm đơn giản liên hợp thép - bê tông.....	99
4.4.2.	Dầm liên tục liên hợp thép - bê tông.....	103
4.4.3.	Khung Portal liên hợp thép - bê tông 1 tầng 1 nhịp .....	108
4.4.4.	Khung phẳng liên hợp 3 tầng 2 nhịp .....	111
4.5.	Kết luận chương 4 .....	116
<b>DANH MỤC CÁC CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ. ....</b>		<b>120</b>
<b>TÀI LIỆU THAM KHẢO.....</b>		<b>123</b>
<b>PHỤ LỤC.....</b>		<b>132</b>
1.	Phụ lục 1 .....	132
Phương pháp xác định mặt chảy dẻo giới hạn ( $P-M_z-M_y-\alpha$ ) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương. ....		132
1.1.	Lực dọc lớn nhất.....	132
1.2.	Mô men lớn nhất .....	132

1.2.1. Mặt phẳng chính.....	132
1.2.2. Mặt phẳng phụ.....	132
1.2.3. Mặt phẳng chéo .....	133
2. Phụ lục 2 .....	137
Đề xuất độ cứng EI có dạng phương trình bậc 3 và tính các tích phân trong công thức hệ số ma trận độ cứng. ....	137
3. Phụ lục 3 .....	140
3.1. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm, cột thép theo phương pháp chia thớ .....	140
3.2. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm liên hợp theo phương pháp chia thớ .....	141
3.2.1. Tiết diện dầm liên hợp và một số giả thiết.....	141
3.2.2. Phương pháp chia thớ.....	142
3.3. Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng M- $\phi$ của dầm thép, dầm liên hợp và cột thép theo phương pháp chia thớ. ....	143
3.4. Xây dựng mặt chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện cột thép theo phương pháp chia thớ .....	146
4. Phụ lục 4 .....	148
4.1. Mã nguồn dầm liên hợp thép bê tông.....	148
4.2. Mã nguồn mặt chảy dẻo của cột.....	164
4.3. Mã nguồn mặt giới hạn đàn hồi của cột.....	175



## DANH MỤC CÁC KÝ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT

<b>Ký hiệu chữ cái và chữ la tinh</b>	
$\Delta A_i$	Diện tích tiết diện ngang của từng thớ $i$
$A$	Diện tích tiết diện phần tử thanh
$A(x)$	Hàm diện tích tiết diện phần tử thanh
$a_1, b_1, c_1,$ $a_2, b_2, c_2$	Các hệ số của phương trình mối liên hệ lực nút
$A_i$	Diện tích tiết diện tại điểm $i$ bên trong phần tử
$A_N$	Diện tích tiết diện phần lõi chịu $N$
$b_{eff}$	Chiều rộng tham gia làm việc của tấm sàn đối với một dầm
$b_f$	Bề rộng bản cánh tiết diện thép hình I
$b_w$	Chiều dày bản bụng tiết diện thép hình I
$E$	Môđun đàn hồi của vật liệu
$E_b$	Môđun đàn hồi của vật liệu bê tông
$E_s (E_a)$	Môđun đàn hồi của vật liệu thép
$f$	Cường độ tính toán chịu kéo, nén của thép
$f_u$	Cường độ giới hạn của vật liệu
$f_y$	Cường độ tiêu chuẩn lấy theo giới hạn chảy của thép
$G$	Môđun đàn hồi trượt của vật liệu
$h_a (h)$	Chiều cao tiết diện dầm (cột) thép hình
$h_c$	Chiều cao bản sàn bê tông
$I$	Mômen quán tính của tiết diện
$i, j$	Chỉ số chạy
$L$	Chiều dài phần tử thanh (chiều dài phần tử thanh đa điểm dẻo)
$l_h$	Chiều dài vùng biến dạng dẻo
$M$	Mômen uốn

$M_p$	Mômen bền dẻo của tiết diện (mô men chảy dẻo hoàn toàn)
$M_y$	Mômen uốn theo phương trục phụ (y)
$M_{ye0}; M_{ze0}$	Mômen giới hạn đàn hồi
$M_{yu}; M_{zu}$	Mômen giới hạn (cực hạn) của tiết diện
$M_z$	Mômen uốn theo phương trục chính (z)
$M_{pl.Rd}^+$	Mômen bền dẻo dương
$M_{pl.Rd}^-$	Mômen bền dẻo âm
N	Lực dọc
$P_y$	Tải trọng tập trung trên phần tử thanh đa điểm dẻo
q	Tải trọng phân bố đều trên phần tử thanh đa điểm dẻo
$R_b$	Cường độ chịu nén của vật liệu bê tông
$R_{bt}$	Cường độ chịu kéo của vật liệu bê tông
S	Mômen tĩnh của một nửa tiết diện đối với trục trung hòa
t ( $t_f$ )	Chiều dày bản cánh tiết diện thép hình I
V	Lực cắt
$W_e$	Môđun chống uốn đàn hồi của tiết diện
$W_{ext}$	Công của ngoại lực
$W_{int}$	Công của nội lực
$W_p$	Môđun chống uốn dẻo của tiết diện
$W_{pN}$	Môđun chống uốn dẻo của tiết diện (phần chịu N)
X, Y	Tọa độ chung của hệ thanh
$y_p$	Khoảng cách từ tâm hình học đến điểm bắt đầu chảy dẻo
$k_{ij}$	Phần tử của ma trận độ cứng phần tử thanh đa điểm dẻo
$\bar{x}; \bar{y}$	Tọa độ cục bộ của phần tử
$x_i; x_{i+1}$	Vị trí điểm biến dạng dẻo bên trong phần tử
u, v, w	Chuyển vị dọc trục thanh và thẳng góc với trục thanh
$\theta_x, \theta_y, \theta_z$	Chuyển vị xoay tại đầu thanh

$\lambda$	Hệ số tải trọng
$\lambda_p$	Hệ số tải trọng giới hạn
$\phi$	Độ cong
$\phi_e$	Góc xoay đàn hồi
$\phi_{ye0}$	Góc xoay giới hạn đàn hồi
$\phi_p$	Góc xoay dẻo
$\mu$	Hệ số Poát xông
$\tau, \sigma$	ứng suất tiếp, ứng suất pháp
$\varepsilon (\varepsilon_s; \varepsilon_c)$	Biến dạng của vật liệu (thép; bê tông)
$\varepsilon_e$	Biến dạng đàn hồi
$\varepsilon_y$	Biến dạng chảy dẻo
$eps_i$	Sai số về lực và chuyển vị
$eps_{tol}$	Sai số yêu cầu
<b>Ký hiệu về ma trận và véctơ</b>	
$\{F\}$	Véc tơ tải trọng tĩnh (véc tơ phản lực)
$\{R\}$	Véc tơ tải trọng nút của kết cấu trong hệ tọa độ chung
$\{\Delta R\}^i$	Véc tơ tải trọng không cân bằng
$\{f\}$	Véc tơ tải trọng nút của phần tử đa điểm dẻo
$\{P\}$	Véc tơ lực không gian
$U^*$	Năng lượng bù biến dạng của phần tử
$[K]$	Ma trận độ cứng của kết cấu trong hệ tọa độ chung
$[k_e]$	Ma trận độ cứng của phần tử trong hệ tọa độ địa phương
$[k_p^d]$	Ma trận độ cứng của phần tử dầm đa điểm dẻo trong hệ tọa độ địa phương
$EI_i (k_t)$	Độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo
$[T]$	Ma trận biến đổi từ tọa độ địa phương về tọa độ chung

$\{U\}$	Véc tơ chuyển vị nút của kết cấu trong hệ tọa độ chung
$\{u\}$	Véc tơ chuyển vị nút của phần tử
$\{\Delta U\}_i^j$	Véc tơ số gia chuyển vị nút
$\{f\}_{ep}^i$	Véc tơ nội lực đàn hồi dẻo của phần tử thanh đa điểm dẻo
<b>Chữ viết tắt</b>	
Abaqus	Chương trình phân tích PTHH phi tuyến do công ty Simulink phát triển
Adina	Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis - Chương trình phân tích PTHH phi tuyến
AISC	American Institute of Steel Construction (Viện thép xây dựng Mỹ)
AS	Australian Standard (Tiêu chuẩn Úc)
ASD	Allowable Stress Design (thiết kế theo ứng suất cho phép)
BS	British Standard (Tiêu chuẩn anh)
BTCT	Bê tông cốt thép
C3D8R	Phần tử khối 3 chiều 8 điểm nút
Delphi XE8	Ngôn ngữ lập trình Delphi
EC	Eurocode (Tiêu chuẩn châu Âu)
ISI	Institute for Scientific Information, Hoa Kỳ
LRFD	Load and Resistance Factor Design (thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng)
NA	Trục trung hòa dẻo
PD	Plastic Design (Thiết kế dẻo)
PTHH	Phần tử hữu hạn
SPH	Steel Plastic Hinge (tên chương trình phân tích dẻo đề xuất)

## DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ TRONG LUẬN ÁN

<b>Hình 1.1.</b> Hình ảnh công trình sử dụng giải pháp kết cấu liên hợp.....	7
<b>Hình 1.2.</b> Phương pháp phân tích và thiết kế kết cấu.....	8
<b>Hình 1.3.</b> Các phương pháp phân tích phi tuyến vật liệu.....	10
<b>Hình 1.4.</b> Ứng xử của tiết diện khi chịu tải .....	11
<b>Hình 1.5.</b> Mô hình khớp dẻo .....	11
<b>Hình 1.6.</b> Phần tử thanh Bernoulli chia thớ tiết diện.....	14
<b>Hình 1.7.</b> Các mức độ phân tích phi tuyến.....	16
<b>Hình 1.8.</b> Quan hệ ứng suất – biến dạng của thép.....	17
<b>Hình 1.9.</b> Mô hình vật liệu bê tông theo Eurocode2 [45] .....	18
<b>Hình 1.10.</b> Mô hình vật liệu bê tông theo Kent và Park (1973)[56] .....	19
<b>Hình 1.11.</b> Mô hình Vecchio and Collins (1982) [63] .....	21
<b>Hình 1.12.</b> Quan hệ mô men – độ cong của tiết diện dầm thép .....	22
<b>Hình 1.13.</b> Mặt chảy dẻo của các tác giả nghiên cứu trên thế giới .....	23
<b>Hình 1.14.</b> Các bước tải của phương pháp gia tải từng bước.....	27
<b>Hình 1.15.</b> Mô hình phần tử dầm – cột trong phương pháp PTHH .....	27
<b>Hình 1.16.</b> Phần tử tứ diện, phần tử dạng nêm và phần tử lục diện .....	29
<b>Hình 1.17.</b> Mô hình dầm liên hợp sử dụng phần tử C3D8R bằng Abaqus ....	29
<b>Hình 2.1.</b> Sự phân bố ứng suất và sự chảy dẻo của tiết diện dầm bất kỳ chịu mô men uốn thuần túy M. ....	33
<b>Hình 2.2.</b> Sự phân bố ứng suất - biến dạng trên tiết diện dầm thép chữ I chịu uốn thuần túy.....	33
<b>Hình 2.3.</b> (a) - Độ cong, (b) – Đồ thị quan hệ M- $\phi$ của tiết diện dầm. ....	34
<b>Hình 2.4.</b> Mô hình đàn-dẻo lý tưởng: (a) ứng suất – biến dạng, (b) quan hệ mô men – độ cong lý tưởng.....	35
<b>Hình 2.5.</b> Sự phân bố ứng suất và sự hình thành khớp dẻo của tiết diện cột với tiết diện bất kỳ chịu mô men uốn M và lực dọc N.....	36
<b>Hình 2.6.</b> Sự phân bố ứng suất – biến dạng trên tiết diện cột thép I.....	36
<b>Hình 2.7.</b> Sơ đồ ứng suất - biến dạng của tiết diện chữ I theo trục chính z ...	37
<b>Hình 2.8.</b> Sơ đồ ứng suất - biến dạng của tiết diện chữ I theo trục phụ y.....	38
<b>Hình 2.9.</b> Tiết diện thép I400 .....	40

<b>Hình 2.10.</b> Đường quan hệ $M-\phi$ tiết diện dầm thép I400 theo phương pháp giải tích và phương pháp thứ.....	40
<b>Hình 2.11.</b> (a) - Tiết diện tổng quát dầm liên hợp; (b) - sơ đồ ứng suất biến dạng của tiết diện dầm liên hợp; (c) – độ cong; (d) Đường quan hệ $M-\phi$ (momen – độ cong) khi $M>0$ .....	41
<b>Hình 2.12.</b> Tiết diện tổng quát và sơ đồ ứng suất biến dạng của tiết diện dầm liên hợp khi $M<0$ .....	42
<b>Hình 2.13.</b> Các thành phần tiết diện dầm liên hợp .....	43
<b>Hình 2.14.</b> Vùng tính tích phân trên biểu đồ $\sigma - \varepsilon$ của vật liệu bê tông.....	44
<b>Hình 2.15.</b> Vùng tính tích phân trên biểu đồ $\sigma - \varepsilon$ của vật liệu thép.....	47
<b>Hình 2.16.</b> Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng quan hệ $M - \phi$ của dầm liên hợp theo phương pháp giải tích.....	50
<b>Hình 2.17.</b> Tiết diện dầm liên hợp chữ I chịu mômen uốn $M$ .....	51
<b>Hình 2.18.</b> Quan hệ $M-\phi$ của tiết diện dầm liên hợp ( $M>0$ ) .....	51
<b>Hình 2.19.</b> Quan hệ $M-\phi$ của tiết diện dầm liên hợp ( $M<0$ ) .....	51
<b>Hình 2.20.</b> So sánh quan hệ $M-\phi$ của tiết diện dầm liên hợp theo PP giải tích và PP chia thứ.....	52
<b>Hình 2.21.</b> Mặt chảy dẻo của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương .....	53
<b>Hình 2.22.</b> Trường hợp tổng quát cột thép chữ I chịu nén uốn 2 phương .....	54
<b>Hình 2.23.</b> Biểu đồ ứng suất chảy dẻo của tiết diện chữ I khi chịu $P, M$ (TH1) .....	55
<b>Hình 2.24.</b> Biểu đồ ứng suất chảy dẻo của tiết diện chữ I khi chịu $P, M$ (TH2) .....	55
<b>Hình 2.25.</b> Các trường hợp trục trung hòa của tiết diện chữ I khi chịu $P, M_z, M_y$ .....	57
<b>Hình 2.26.</b> Ký hiệu tính toán mô men phá hoại .....	57
<b>Hình 2.27.</b> Biểu đồ mặt chảy dẻo phá hoại của cột thép $P-M_z-M_y-\alpha$ .....	58
<b>Hình 2.28.</b> (a) - Đường quan hệ $M_y - P - \phi_y$ ; (b) - Đường quan hệ $M_z - P - \phi_z$ .....	62
<b>Hình 2.29.</b> Mặt chảy dẻo trung gian $M_y - M_z - P - \alpha - \phi$ .....	63
<b>Hình 2.30.</b> Tiết diện cột thép W14x426 chịu nén uốn .....	63
<b>Hình 2.31.</b> Dạng biểu đồ mặt chảy dẻo $P-M_z-M_y-\phi$ nghiên cứu đề xuất .....	64

<b>Hình 2.32.</b> Tiết diện ngang mặt chảy dẻo hoàn toàn $m_y - m_z - p - \alpha - \phi$ của tiết diện cột thép W14x426 theo phương pháp giải tích .....	66
<b>Hình 2.33.</b> Tiết diện ngang mặt giới hạn đàn hồi $m_y - m_z - p - \alpha - (\phi=0)$ của tiết diện cột thép W14x426 theo phương pháp giải tích .....	67
<b>Hình 2.34.</b> So sánh tiết diện ngang mặt chảy dẻo hoàn toàn $m_y - m_z - p - \alpha - \phi$ của tiết diện cột thép W14x426 theo PP đề xuất và các nghiên cứu khác.....	67
<b>Hình 2.35.</b> 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 .....	68
<b>Hình 2.36.</b> 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 ( $p=0$ ) .....	68
<b>Hình 3.1.</b> Mô hình xuất phát của bài toán và mô hình tính của kết cấu theo phương pháp PTHH. ....	72
<b>Hình 3.2.</b> Phần tử thanh 3D đa điểm dẻo trong hệ tọa độ địa phương.....	74
<b>Hình 3.3.</b> Phần tử dầm liên hợp đa điểm dẻo .....	74
<b>Hình 3.4.</b> Phần tử cột thép đa điểm dẻo .....	74
<b>Hình 3.5.</b> Lực nút của thanh dầm .....	75
<b>Hình 3.6.</b> Độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo .....	79
<b>Hình 3.7.</b> Phần tử cột phẳng 2D .....	80
<b>Hình 3.8.</b> Phần tử cột không gian 3D .....	81
<b>Hình 3.9.</b> Tải trọng phân bố đều $q$ trên phần tử đa điểm dẻo.....	85
<b>Hình 3.10.</b> Tải trọng tập trung $P_y$ trên phần tử đa điểm dẻo .....	86
<b>Hình 4.1.</b> Ứng xử tải trọng - chuyển vị của khung cổng chịu tải trọng .....	92
<b>Hình 4.2.</b> Sơ đồ minh họa thuật toán Euler đơn giản.....	92
<b>Hình 4.3.</b> Sơ đồ minh họa phương pháp Newton-Raphson .....	93
<b>Hình 4.4.</b> Sơ đồ minh họa phương pháp Newton-Raphson cải tiến.....	93
<b>Hình 4.5.</b> Sơ đồ khối các mô đun phân tích chính .....	95
<b>Hình 4.6.</b> Sơ đồ thuật toán của chương trình SPH phân tích dẻo kết cấu.....	97
<b>Hình 4.7.</b> Dầm liên hợp đơn giản chịu tải tập trung $P=100\text{kN}$ tại giữa nhịp. 99	
<b>Hình 4.8.</b> Quan hệ mômen và chuyển vị giữa dầm đơn giản liên hợp.....	101
<b>Hình 4.9.</b> Quan hệ tải trọng – chuyển vị tại vị trí giữa dầm.....	102
<b>Hình 4.10.</b> Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm.....	102

<b>Hình 4.11.</b> Độ cứng $EI_t/EI_{max}$ và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo .....	102
<b>Hình 4.12.</b> 02 mẫu dầm liên hợp liên tục CTB1 và CTB2 chịu tải tập trung tại giữa nhịp (Ansourian 1981) [22]; (a) – sơ đồ kết cấu dầm; (b) – tiết diện dầm liên hợp.....	105
<b>Hình 4.13.</b> Quan hệ tải trọng P và chuyển vị giữa dầm liên hợp liên tục CBT1 .....	105
<b>Hình 4.14.</b> Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm CBT1 .....	106
<b>Hình 4.15.</b> Độ cứng $EI_t/EI_{max}$ và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo dầm CBT1 .....	106
<b>Hình 4.16.</b> Quan hệ tải trọng P và chuyển vị giữa dầm liên hợp liên tục CBT2 .....	106
<b>Hình 4.17.</b> Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm CBT2.....	106
<b>Hình 4.18.</b> Độ cứng $EI_t/EI_{max}$ và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo dầm CBT2.....	107
<b>Hình 4.19.</b> Khung Portal liên hợp thép - bê tông chịu tải tập trung.....	109
<b>Hình 4.20.</b> Quan hệ giữa tải trọng P và chuyển vị ngang nút A .....	109
<b>Hình 4.21.</b> Thứ tự hình thành khớp dẻo của kết cấu khung Portal .....	110
<b>Hình 4.22.</b> Độ cứng $EI_t/EI_{max}$ và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện cột, dầm khung ở trạng thái phá hoại dẻo .....	110
<b>Hình 4.23.</b> Tiết diện dầm, cột thép, dầm liên hợp trong khung phẳng .....	112
<b>Hình 4.24.</b> Khung phẳng Li liên hợp 3 tầng 2 nhịp.....	113
<b>Hình 4.25.</b> Quan hệ nội lực và chuyển vị đỉnh khung Li 3 tầng 2 nhịp liên hợp ứng với mỗi bước tải trọng.....	113
<b>Hình 4.26.</b> Thứ tự hình thành khớp dẻo của kết cấu khung Li 3 tầng 2 nhịp .....	114
<b>Hình 4.27.</b> 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.....	114
<b>Hình PL1.1.</b> Ký hiệu tính toán mô men phá hoại .....	136
<b>Hình PL2.1.</b> Đường cong $I(x)$ ứng với các bậc khác nhau .....	137
<b>Hình PL3.1.</b> Chia thớ tiết diện dầm (a), cột (b) .....	140
<b>Hình PL3.2.</b> Tiết diện dầm liên hợp và chia thớ tiết diện dầm liên hợp.....	141



<b>Hình PL3.3.</b> Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng quan hệ $M - \phi$ của dầm thép, dầm liên hợp và cột thép theo phương pháp chia thớ .....	144
<b>Hình PL3.4.</b> Tiết diện thép I400 .....	145
<b>Hình PL3.5.</b> Đồ thị quan hệ $M-\phi$ của tiết diện thép I400 chịu $M$ .....	145
<b>Hình PL3.6.</b> Tiết diện dầm liên hợp chịu mômen uốn $M$ .....	146
<b>Hình PL3.7.</b> Quan hệ $M-\phi$ của tiết diện dầm liên hợp theo PP chia thớ .....	146
<b>Hình PL3.8.</b> Xác định vị trí của điểm chảy dẻo hoàn toàn trên mặt chảy dẻo	147
<b>Hình PL3.9.</b> Mặt chảy dẻo của tiết diện thép I đề xuất và của một số tác giả khác .....	147

## DANH MỤC CÁC BẢNG BIỂU TRONG LUẬN ÁN

<b>Bảng 2.1.</b> Bảng giá trị $M-\phi$ của tiết diện dầm liên hợp .....	52
<b>Bảng 2.2.</b> Các trường hợp tổng quát của Trục trung hòa ứng với trường hợp góc $\alpha$ .....	59
<b>Bảng 2.3.</b> Mặt chảy dẻo P – M ứng với các góc xoay $\alpha$ điển hình .....	64
<b>Bảng 4.1.</b> Kích thước tiết diện ngang thép hình trong dầm liên hợp đơn giản .....	99
<b>Bảng 4.2.</b> Giá trị nội lực và chuyển vị của dầm liên hợp đơn giản [41] ứng với mỗi bước tải trọng .....	100
<b>Bảng 4.3.</b> Bảng so sánh giá trị $\lambda_p$ và $M_p$ của dầm đơn giản .....	101
<b>Bảng 4.4.</b> Kích thước tiết diện ngang thép hình trong dầm liên hợp liên tục .....	104
<b>Bảng 4.5.</b> Tải trọng P tác dụng lên kết cấu dầm.....	104
<b>Bảng 4.6.</b> Đặc trưng của 02 mẫu dầm liên hợp liên tục CTB1-CTB2 theo thí nghiệm Ansourian (1981) [22].....	104
<b>Bảng 4.7.</b> Bảng so sánh giá trị $M_p$ của dầm liên hợp liên tục CTB1, CTB2	107
<b>Bảng 4.8.</b> Kích thước tiết diện ngang thép hình trong khung Portal.....	108
<b>Bảng 4.9.</b> Kích thước tiết diện ngang thép hình trong khung 3 tầng 2 nhịp	112
<b>Bảng PL1.1.</b> Công thức tính toán mô men và lực dọc trên mặt phẳng chéo	133
<b>Bảng PL2.1.</b> Dữ liệu tính giá trị $I(x)$ .....	138
<b>Bảng PL2.2.</b> Giá trị các điểm để xây dựng mặt chảy dẻo hoàn toàn tiết diện I400.....	147

## MỞ ĐẦU

### *Tính cấp thiết của đề tài*

Kết cấu khung thép liên hợp là loại kết cấu được cấu tạo từ thép kết cấu kết hợp với bê tông hoặc bê tông cốt thép để cùng làm việc chịu lực. Loại kết cấu này đã tích hợp được những ưu điểm nổi bật của hai loại vật liệu khác nhau là thép và bê tông để tạo thành một kết cấu có khả năng chịu lực tốt hơn, tăng độ ổn định cho kết cấu, tăng khả năng kháng chấn và khả năng chịu lửa so với việc chỉ sử dụng kết cấu thép hoặc bê tông đơn thuần. 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. Nếu có xem xét thì mới chỉ dừng lại ở việc tính gián tiếp thông qua các công thức thiết kế hoặc các hệ số đơn giản nào đó được đề xuất trong các tiêu chuẩn. Trong thực tế khi hệ kết cấu chịu tải trọng, kết cấu có thể vượt giai đoạn đàn hồi và chuyển sang giai đoạn chảy dẻo đáng kể mà chưa bị phá hủy hay mất ổn định cục bộ.

Hơn 40 năm qua, sử dụng lý thuyết dẻo, ổn định kết cấu và kỹ thuật máy tính phát triển đã tạo nên những thành tựu lớn trong phân tích kết cấu ngoài miền đàn hồi, phân tích phi tuyến đã được chấp nhận trong tiêu chuẩn của nhiều nước trên thế giới: EC-3 [31], ASCE [26], AISC-LRDF [21], ANSI/AISC 360-10 [19] và một số chương trình phân tích kết cấu Abaqus [17], Ansys [23], Midas [72], Adina [18]. Bài toán phân tích phi tuyến, quan hệ lực – chuyển vị

là phi tuyến, 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.

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 [34]). Do đó nó chưa phù hợp với tính toán công trình thực tế, chỉ phù hợp với các kết cấu đơn giản [34], [65], 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 [10], [6], [14], [34], [99].... Khi thực hiện phân tích dẻo các nhà nghiên cứu đã sử dụng các mặt chảy dẻo của Orbison 1982 [79], AISC-LRFD 1994 [21] để xem xét điều kiện chảy dẻo của tiết diện.

Mặt hạn chế của các phương pháp phân tích khớp dẻo là sử dụng các mặt chảy dẻo hoàn toàn Orbison 1982, AISC-LRFD 1994..., nó chưa thể hiện được sự chảy dẻo lan truyền từ khi tiết diện ở trạng thái đàn hồi chuyển sang trạng thái chảy dẻo hoàn toàn, sự chảy dẻo không phụ thuộc vào biến dạng dẻo của tiết diện và không phụ thuộc vào hình dáng tiết diện khác nhau, chưa đưa được tính phi tuyến của vật liệu vào trong quá trình phân tích hệ kết cấu, do đó chưa phản ánh đúng với ứng xử thực của hệ kết cấu khi chịu tải trọng. Cho đến nay các nghiên cứu về phân tích dẻo hệ kết cấu đa số tập trung phân tích hệ kết cấu thép, với kết cấu liên hợp chưa có nhiều nghiên cứu. Đặc biệt tại Việt Nam hiện nay chưa có tiêu chuẩn thiết kế kết cấu liên hợp và cũng chưa có nhiều nghiên cứu về loại kết cấu này khi phân tích dẻo của toàn hệ kết cấu có kể xét đến phi tuyến vật liệu.

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”**

#### ***Mục đích nghiên cứu***

- 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.

- 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.

- Xây dựng một phương pháp PTHH 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.

- Xây dựng 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.

#### ***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 phân 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.

***Phương pháp nghiên cứu: phương pháp lý thuyết***

- Sử dụng phương pháp giải tích để 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; xây dựng biểu thức độ cứng tiếp tuyến, mặt giới hạn đàn hồi, mặt chảy dẻo trung gian và mặt chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện cột thép chữ I; xây dựng một phương pháp PTHH 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.

- 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.

***Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài***

- 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.

- 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.

- 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.

- 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.

### ***Kết cấu luận án***

Luận án gồm có: phần mở đầu, 4 chương và phần kết luận, danh mục các công trình khoa học, tài liệu tham khảo và phần phụ lục.

***Phần mở đầu:*** Nêu tính cấp thiết của đề tài nghiên cứu, mục đích, phạm vi, phương pháp nghiên cứu, ý nghĩa khoa học và thực tiễn, nội dung và kết cấu của luận án.

#### ***Chương 1: Tổng quan về vấn đề nghiên cứu***

Nội dung: tổng quan về kết cấu khung cột thép dầm liên hợp, xu hướng thiết kế kết cấu thép và kết cấu liên hợp, phân tích phi tuyến và các mức độ phân tích phi tuyến, các mô hình phi tuyến vật liệu thép và bê tông, các mô hình phân tích dẻo kết cấu khung, quan hệ mômen – độ cong của tiết diện dầm, mặt chảy dẻo và các phương pháp tính toán kết cấu khung có xuất hiện khớp dẻo.

#### ***Chương 2: Xây dựng quan hệ mô men – độ cong của tiết diện dầm liên hợp và mặt chảy dẻo của tiết diện cột thép***

Nội dung: Khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện dầm, cột thép, xây dựng phương pháp tính và quan hệ mô men – độ cong của tiết diện dầm thép, dầm liên hợp, cột thép theo phương pháp giải tích. Xây dựng biểu thức độ cứng tiếp tuyến, mặt giới hạn đàn hồi và mặt giới hạn dẻo ( $P-M_x-M_y-\alpha$ ) của tiết diện chữ I cho cột 2D, 3D bằng phương pháp giải tích. Xây dựng mô đun chương trình SPH bằng ngôn ngữ lập trình Delphi XE8 để xây dựng đường quan hệ ( $M-\phi$ ) của tiết diện dầm thép, dầm liên hợp và mặt chảy dẻo của cột thép tiết diện chữ I.

#### ***Chương 3: Phân tích dẻo kết cấu khung cột thép dầm liên hợp xét đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo của phần tử***

Nội dung: Xây dựng phần tử thanh đa điểm dẻo với phần tử 2 điểm nút ở 2 đầu và n điểm biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử, xây dựng phương trình độ cứng bậc 3, xây dựng ma trận độ cứng của phần tử thanh đa điểm dẻo có xét

đến sự lan truyền biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử, xây dựng véc tơ tải trọng nút quy đổi với tải trọng tập trung và tải trọng phân bố.

***Chương 4: Xây dựng chương trình phân tích dẻo và khảo sát một số bài toán***

Nội dung: Thành lập và xây dựng mô hình, sơ đồ thuật toán, xây dựng chương trình SPH bằng ngôn ngữ lập trình Delphi XE8 để phân tích nội lực và chuyển vị, hệ số tải trọng giới hạn 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 khung cột thép dầm liên hợp ứng với từng cấp tải trọng. Khảo sát bằng số một số bài toán phân tích: dầm đơn giản, dầm liên tục liên hợp, khung phẳng cột thép dầm liên hợp chịu tải trọng tĩnh. Kết quả phân tích từ chương trình được so sánh với các kết quả của thí nghiệm đã có và các nghiên cứu đã được công bố trên thế giới.

***Kết luận:*** Trình bày các kết quả mới của luận án và hướng phát triển của luận án.

***Danh mục các công trình khoa học đã công bố:*** 15 bài báo đăng trên các tạp chí khoa học, 02 bài gửi chờ phản biện tại tạp chí thuộc danh mục ISI và SCOPUS và 4 bài báo cáo trong hội thảo khoa học.

***Tài liệu tham khảo:*** 15 tài liệu bằng tiếng Việt, 90 tài liệu bằng tiếng Anh đã được sử dụng để hoàn thành luận án.

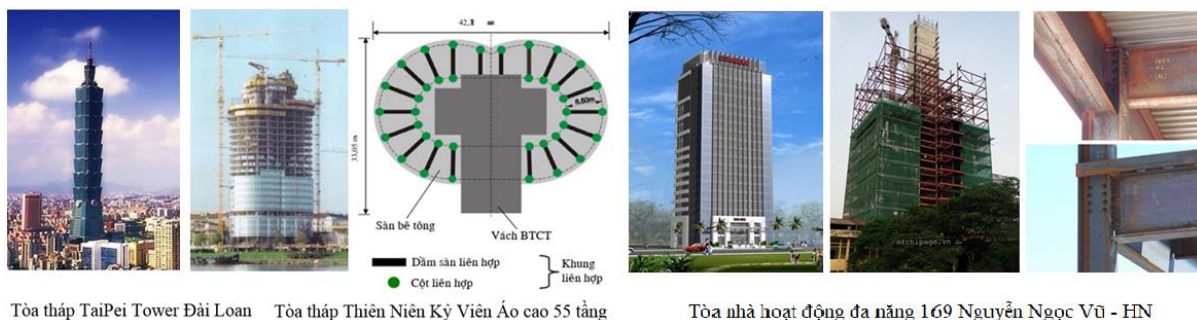
***Phụ lục:*** Trình bày lý thuyết chia thớ, lý thuyết giải tích, xác định mặt chảy dẻo, phương trình độ cứng bậc 3 của đoạn phần tử và trình bày mã nguồn các modul tính trong luận án.



## CHƯƠNG 1 : TỔNG QUAN VỀ VẤN ĐỀ NGHIÊN CỨU

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

Kết cấu khung liên hợp là loại kết cấu được cấu tạo từ thép kết cấu kết hợp với bê tông hoặc bê tông cốt thép để cùng làm việc chịu lực. Loại kết cấu này đã tích hợp được những ưu điểm nổi bật của hai loại vật liệu khác nhau là thép và bê tông để tạo thành một kết cấu có khả năng chịu lực tốt hơn, tăng độ ổn định cho kết cấu, tăng khả năng kháng chấn và khả năng chịu lửa so với việc chỉ sử dụng kết cấu thép hoặc bê tông đơn thuần. 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 nhà cao tầng đã và đang được các nhà nghiên cứu và các kỹ sư quan tâm thể hiện qua các công trình thực tế như hình 1.1 và qua các nghiên cứu như: Yam và Chapman [102], Ranzi và Bradford [82], Bùi Công Thành và Chu Việt Cường [1], Nguyễn Văn Chúng [9], Phạm Văn Hội [12].



Tòa tháp TaiPei Tower Đài Loan    Tòa tháp Thiên Niên Kỷ Viên Áo cao 55 tầng

Tòa nhà hoạt động đa năng 169 Nguyễn Ngọc Vũ - HN

### Hình 1.1. Hình ảnh công trình sử dụng giải pháp kết cấu 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.

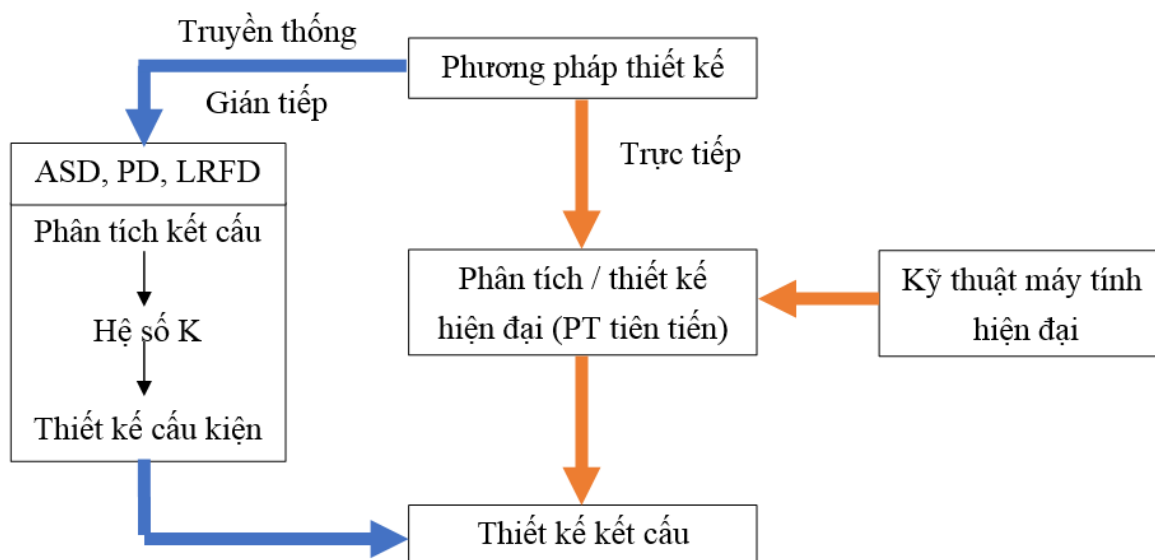
### 1.2. Xu hướng phân tích, thiết kế kết cấu thép và kết cấu liên hợp

Hiện nay khi phân tích và tính toán kết cấu thép và kết cấu liên hợp thường sử dụng các phương pháp truyền thống sau (hình 1.2) [19], [75], [87]:

- Thiết kế theo ứng suất cho phép (ASD): việc tính toán ứng suất dựa trên đàn hồi bậc nhất, còn ảnh hưởng về phi tuyến hình học được ngầm xét trong các phương trình tính toán cấu kiện.

- Thiết kế dẻo (PD): Dùng phân tích khớp dẻo bậc nhất để phân tích kết cấu. Thiết kế dẻo có xét đến ảnh hưởng phân phối nội lực dẻo trên toàn hệ kết cấu, còn phi tuyến hình học và ảnh hưởng của sự chảy dẻo theo thời gian không được xét đến nên chúng được đưa vào trong các phương trình tính toán cấu kiện.

- Thiết kế theo hệ số tải trọng và sức kháng (LRFD): Dùng phân tích đàn hồi bậc nhất với các hệ số khuếch đại hay trực tiếp dùng phân tích đàn hồi bậc 2 để xét đến phi tuyến về mặt hình học, còn độ bền cực hạn của cấu kiện cột - dầm phản ánh gián tiếp qua các phương trình tương tác khi thiết kế cấu kiện.



**Hình 1.2.** Phương pháp phân tích và thiết kế kết cấu

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 (hệ số chiều dài tính toán).

Theo phương pháp truyền thống (hình 1.2), thiết kế kết cấu 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. Nếu có xem xét thì mới chỉ dừng lại ở việc tính gián tiếp thông qua các công thức thiết kế hoặc các hệ số đơn giản nào đó được đề xuất trong các tiêu chuẩn [19], [75]. Trong thực tế khi hệ kết cấu chịu tải trọng, kết cấu có thể trải qua quá trình đàn hồi và chuyển sang giai đoạn chảy dẻo đáng kể mà chưa bị phá hủy hay mất ổn định cục bộ.

Do vậy ta cần phải nghiên cứu sâu hơn nữa trạng thái dẻo của cả hệ kết cấu hay phân tích phi tuyến vật liệu hệ kết cấu. Đó là 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. Các nghiên cứu về vấn đề này điển hình như: Chan và Chui [34], White [99], Wrong [101], Chen và Sohal [36], Chen, Kim và Choi [37], Yong cùng cộng sự [104], Orbison và Guire [79], Nguyễn Văn Tú [10], Võ Thanh Lương [14].

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

#### ***1.3.1. Phân tích phi tuyến***

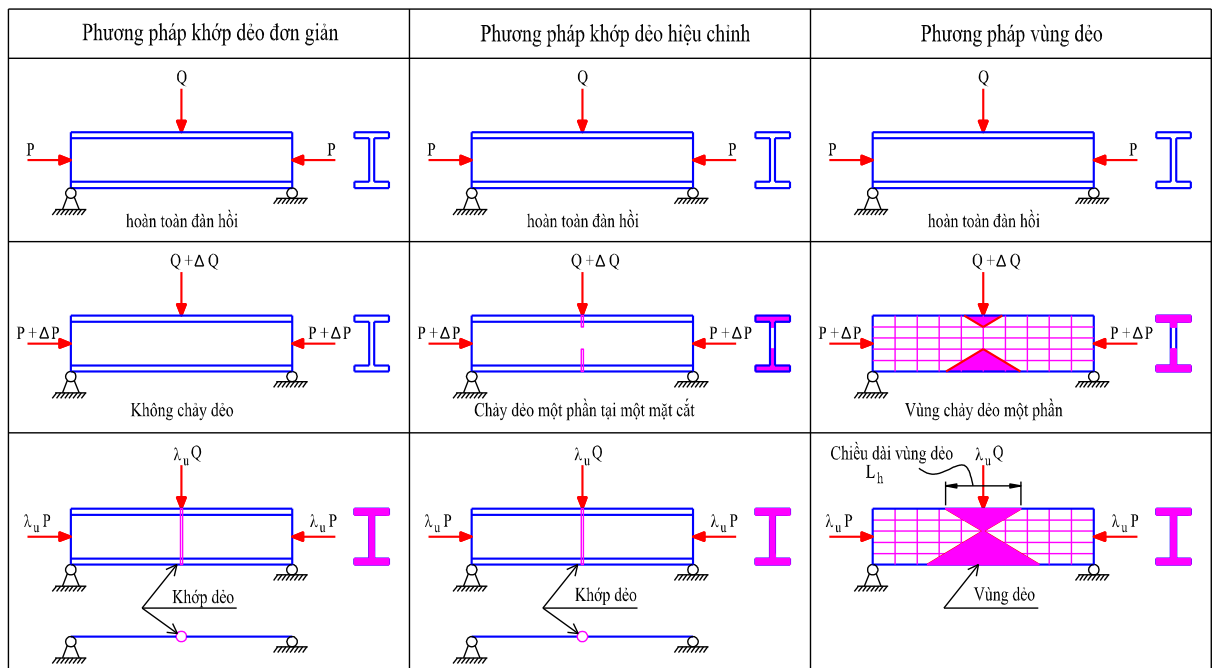
Phân tích kết cấu là xác định chuyển vị, biến dạng và ứng suất của từng phần tử của hệ kết cấu dưới tác dụng của tải trọng nào đó. Trong phân tích đàn hồi tuyến tính vật liệu được giả thiết là không chảy dẻo và các tính chất của vật liệu không thay đổi, biến dạng tỷ lệ với lực tác dụng, đường biểu diễn quan hệ ứng suất biến dạng là đường thẳng, các phương trình cân bằng được thiết lập dựa trên trường hợp cấu hình kết cấu chưa biến dạng dẻo. Các biến dạng được xem là nhỏ và không ảnh hưởng đáng kể đến sự cân bằng của hệ kết cấu. Phân tích này chưa xét đến sự thay đổi hình học, tích chất vật liệu và sự thay đổi hình dạng của kết cấu trong quá trình chịu tải. Người thiết kế thường bỏ sung các hệ số để xét đến các tác động trên cho nên chưa phản ánh đúng bản chất làm việc thực tế của kết cấu.

Bài toán phân tích tuyến tính thường đơn giản và không tốn nhiều công sức. 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.

### 1.3.2. Phi tuyến vật liệu

Phân tích phi tuyến vật liệu là phân tích có kể đến ứng xử ngoài miền đàn hồi của vật liệu. Khi chịu tải trọng, vật liệu làm việc từ giai đoạn đàn hồi, bắt đầu chảy dẻo, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn. Khi bắt đầu chảy dẻo, các thớ bên ngoài sẽ chảy dẻo trước và sẽ lan truyền dần vào các thớ bên trong tiết diện. Với sự lan truyền của sự chảy dẻo, độ cứng dọc trục  $EA$  và độ cứng chống uốn  $EI$  tại các tiết diện của phần tử sẽ suy giảm dọc theo chiều dài phần tử. 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 1.3). Phương pháp khớp dẻo đã được nhiều tác giả trong và ngoài nước ứng dụng để nghiên cứu phân tích kết cấu phi đàn hồi với nhiều hướng tiếp cận khác nhau, còn phương pháp vùng dẻo là phương pháp phân tích kết cấu phi đàn hồi cho kết quả sát với thực tế nhưng lại có rất ít tác giả nghiên cứu và áp dụng do tính phức tạp của nó. Một số công trình nghiên cứu về phi tuyến vật liệu như: Chan và Chui [34], White [99], Wron [101], Chen và Sohal [36], Chen, Kim và Choi [37], Yong cùng cộng sự [104], Orbison và Guire [79], Nguyễn Văn Tú [10], Võ Thanh Lương [14].



**Hình 1.3.** Các phương pháp phân tích phi tuyến vật liệu

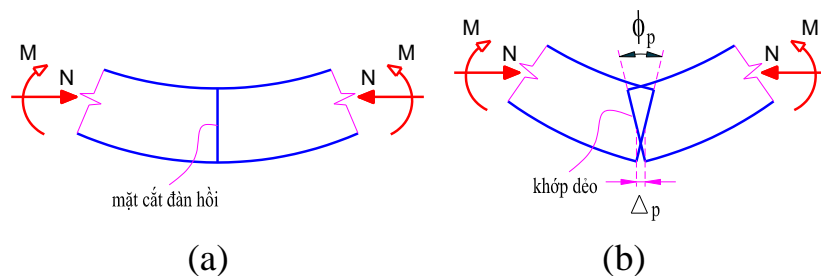
### 1.3.3. Phương pháp khớp dẻo

#### 1.3.3.1. Định nghĩa khớp dẻo

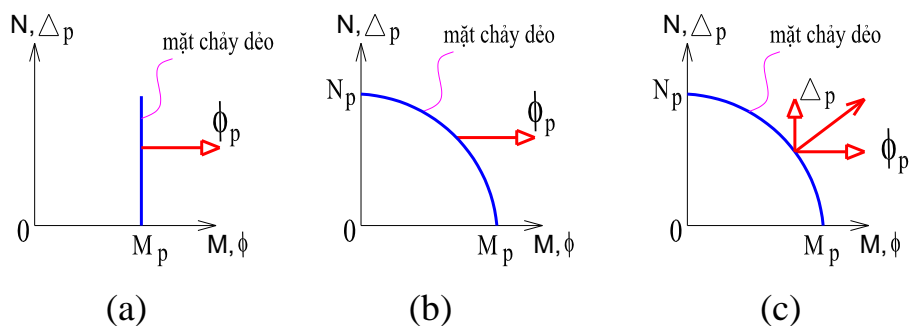
Để đơn giản trong cách phân tích mà vẫn phản ánh đúng sự làm việc thực tế của kết cấu khung đàn dẻo. Nhiều tác giả đã dùng phương pháp khớp dẻo điển hình như: Chan và Chui [34], White [99], Wrong [101], Chen và Sohal [36], Chen, Kim và Choi [37], Yong cùng cộng sự [104], Orbison cùng cộng sự [79], Liew và Chen [67], Nguyễn Văn Tú [10], Võ Thanh Lương [14]....

Phương pháp khớp dẻo là mô hình tính đơn giản hóa của mô hình thực với giả thiết chiều dài vùng dẻo  $l_h = 0$ , theo đó giả thiết 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 sự chảy dẻo ở tiết diện ngang đầu mút xảy ra, một khớp dẻo được hình thành đột ngột tại vị trí đó từ trạng thái đàn hồi. Khớp dẻo này được xem là “khớp lý tưởng” với ý nghĩa là không tiếp nhận được thêm nội lực nữa trong các bước gia tải tiếp theo. Orbison và cộng sự [79] đã thực hiện thành công phương pháp này kết hợp với mặt chảy dẻo để xác định sự hình thành khớp dẻo trong cấu kiện.

#### 1.3.3.2. Trạng thái của tiết diện khi chịu tải



**Hình 1.4.** Ứng xử của tiết diện khi chịu tải



**Hình 1.5.** Mô hình khớp dẻo

- Khi tiết diện chỉ chịu mô men uốn thuần túy  $M$  (hình 1.5a), không xét ảnh hưởng của các yếu tố khác đến quá trình hình thành khớp dẻo của tiết diện.

Các nghiên cứu sử dụng mô hình này cho phân tích khung thép phẳng như: Neal [77], Hodge [49], Steen [89], Võ Thanh Lương [14], Nguyễn Văn Tú [10], mô hình này chỉ phù hợp với dầm chịu uốn thuần túy, với phân tích khung thì không còn chính xác vì nó không kể đến ảnh hưởng của lực dọc. Mặt khác sự hình thành khớp dẻo đơn giản trong dầm (từ M đàn hồi tiết diện đạt ngay đến  $M_p$ ) không phản ánh được sự chảy dẻo lan truyền trên tiết diện dầm, không kể đến mô hình vật liệu phi tuyến, không kể đến góc xoay của tiết diện trong quá trình phân tích. Do đó cần đặt ra vấn đề nghiên cứu, đặc biệt là dầm liên hợp vì nó bao gồm cả vật liệu thép và bê tông cốt thép.

- Khi xem xét đến ảnh hưởng của lực dọc N thông qua mặt chảy M, N (hình 1.5b). Các nghiên cứu sử dụng mô hình này cho phân tích khung thép như: Chen, Yoshiaki và Liew [35], Kim, Park và Choi [61], Kim, Lee và Part [59], [60], Nguyễn Văn Tú [10]. Mô hình này không kể đến chuyển vị dọc trục  $\Delta$  do lực nén gây ra.

- Mô hình khớp dẻo có xét đến ảnh hưởng của lực dọc N và kể đến chuyển vị dọc trục  $\Delta$  thông qua mặt chảy M, N (hình 1.5c) là mô hình chính xác của khớp dẻo. Các nghiên cứu sử dụng mô hình này khi phân tích như: Milan và Ba [73], Orbison và cộng sự [79].

### 1.3.3.3. Các dạng phân tích khớp dẻo

#### - **Phương pháp khớp đàn - dẻo:**

Phương pháp này (hình 1.5) giả thiết rằng phần tử vẫn làm việc đàn hồi trên suốt chiều dài của nó, chỉ riêng ở hai đầu phần tử xuất hiện hai khớp dẻo có chiều dài bằng 0.

Phương pháp này xét đến tính dẻo của vật liệu nhưng chưa kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo:

Phương pháp khớp đàn dẻo có hai phương pháp phân tích sau:

+ *Phương pháp phân tích khớp đàn - dẻo bậc nhất:* bỏ qua các ảnh hưởng phi tuyến hình học, không xét đến khi thành lập phương trình cân bằng. Orbison và cộng sự [79], Balling và Lyon [83], Vũ Quốc Anh, Nghiêm Mạnh Hiến [15].

+ *Phương pháp phân tích khớp đàn - dẻo bậc hai:* có xét đến ảnh hưởng của phi tuyến hình học, chỉ cần dùng hàm ổn định để xét đến ảnh hưởng phi tuyến và cần dùng mô hình một phần tử cho một cấu kiện là có thể đạt được

ảnh hưởng bậc hai. Các nghiên cứu sử dụng phương pháp này điển hình như: Chen và Sohal [36], Chen, Kim và Choi [37], Yong cùng cộng sự [104], Yong cùng cộng sự [103], Balling và Lyon [83], Vũ Quốc Anh, Nghiêm Mạnh Hiến [15].

**- Phương pháp hiệu chỉnh khớp dẻo:**

Để khắc phục hạn chế phương pháp khớp dẻo đơn giản do nó không kể đến sự chảy dẻo lan truyền trên tiết diện, tác giả Liew và cộng sự [67] đã phát triển và dùng mô hình mặt dẻo đồng dạng thể hiện ảnh hưởng của phân bố dẻo qua tiết diện ngang bằng các giả thiết quá trình làm giảm độ cứng khớp dẻo.

Phương pháp hiệu chỉnh khớp dẻo có 2 điều chỉnh quan trọng là dùng hàm giảm độ cứng tiết diện để phản ánh sự chảy dẻo lan truyền tại vị trí hình thành khớp dẻo (chỉ xét sự xuất hiện khớp dẻo ở 2 đầu phân tử).

Ưu điểm chính của phương pháp này là đơn giản, hiệu quả, có kết quả tương đối chính xác. Tuy nhiên phương pháp này vẫn chưa phản ánh hết các ứng xử của vật liệu và mới được nghiên cứu chủ yếu cho khung phẳng và đặc biệt là dẻo của liên kết dầm - cột, còn với khung liên hợp còn rất ít các nghiên cứu được công bố.

Chen, Kim và Choi [37], Kim và Choi [57] đã sử dụng phương pháp hiệu chỉnh khớp dẻo để phân tích nâng cao cho khung không gian có liên kết nửa cứng, sự phi tuyến về liên kết được xét đến thông qua mô hình ba thông số của Kishi và Chen. Sự phi tuyến về hình học trong đó ảnh hưởng biến dạng bậc một và bậc hai của kết cấu được xét đến bằng cách dùng hàm ổn định. Sự phi tuyến về vật liệu được xét đến bằng cách sử dụng môđun tiếp tuyến CRC và hàm parabol thể hiện sự chảy dẻo lan truyền của liên kết.

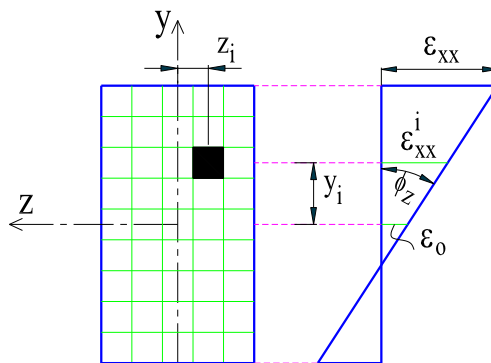
Bùi Công Thành và Chu Việt Cường [1] thực hiện phân tích nâng cao cho khung liên hợp thép – bê tông cốt thép phẳng có liên kết nửa cứng sử dụng phương pháp hiệu chỉnh khớp dẻo để phân tích kết cấu khung có kể đến sự làm việc phi tuyến của liên kết trên cơ sở lấy phương pháp thành phần theo tiêu chuẩn tính toán Eurocode 4 và mô hình ba thông số của Kishi và Chen, sự phi tuyến vật liệu được xét đến bằng cách sử dụng sự giảm độ cứng của phân tử, độ cứng của phân tử được giả thiết giảm theo quy luật parabol sau khi lực ở đầu phân tử vượt quá một hàm chảy dẻo được định nghĩa trước (hàm chảy LRFD). Khi đạt đến độ bền dẻo, khớp dẻo được mô hình như một khớp dẻo thật sự với

một mô men tác dụng  $M_p$ , lúc đó độ cứng tiếp tuyến phần tử phải được điều chỉnh để xét đến sự xuất hiện của khớp dẻo. Tác giả mới chỉ tập trung vào nghiên cứu dẻo của liên kết ở hai đầu phần tử chưa kể đến sự chảy dẻo của tiết diện dầm và chưa kể đến sự lan truyền biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử như ứng xử thực tế của kết cấu.

Đoàn Ngọc Tịnh Nghiêm [5] đã xây dựng một phần tử dầm - cột mới theo lý thuyết dầm - cột phi tuyến kết hợp với phương pháp đồng xoay có xét đến sự chảy dẻo và độ mềm của liên kết tại vị trí đầu mút phần tử và áp dụng nó trong việc phát triển một chương trình máy tính có thể mô phỏng ứng xử phi đàn hồi của hệ kết cấu khung thép phẳng có liên kết dầm - cột cứng và nửa cứng chịu tải trọng tĩnh và động. Tuy nhiên nghiên cứu mới chỉ dừng lại ở kết cấu khung thép và chưa kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo của hệ kết cấu.

#### 1.3.4. Phương pháp vùng dẻo

Phương pháp vùng dẻo hay phương pháp thớ là phương pháp có kể đến sự phát triển của vùng biến dạng dẻo trên các tiết diện dọc theo chiều dài của phần tử (chiều dài vùng biến dạng dẻo  $l_h \neq 0$ ). Phương pháp này chia cấu kiện thành nhiều phần tử con dọc theo chiều dài và chia tiết diện ngang thành nhiều thớ nhỏ như hình 1.6 và xác định độ cứng của từng thớ để mô hình hóa sự chảy dẻo.



**Hình 1.6.** Phần tử thanh Bernoulli chia thớ tiết diện

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 1993 [34]). Do đó nó không phù hợp với thực tế, chỉ phù hợp với các kết cấu đơn giản, nên



phương pháp này được ít các tác giả áp dụng, Chan và Chui [34], Chen, Kim và Choi [37], Chen [95], Alvarenga [16], Li và Lui [65].

Izzuddin và Elnashai [52], [53] đã sử dụng mô hình vùng dẻo để nghiên cứu phản ứng tuần hoàn và phi đàn hồi của khung thép không gian. Nghiên cứu đã thực hiện rời rạc hóa kết cấu theo chiều cao các tiết diện và theo chiều dài các cấu kiện. Ứng suất tại các thớ dọc của cấu kiện được xác định bởi quan hệ ứng suất – biến dạng một trục đã cho. Khi thực hiện phân tích theo phương pháp này, thời gian phân tích là khá lâu.

Filip và Fabio [47] trình bày phương pháp thớ để phân tích phần tử dầm cột bê tông cốt thép. Phương pháp này chia tiết diện của cấu kiện thành từng thớ sao cho tọa độ, diện tích, tính chất vật liệu và cập nhật sự thay đổi trục trung hòa trên từng tiết diện, ứng suất biến dạng trên từng thớ khi phân tích bằng thuật toán lặp gia tăng từng bước.

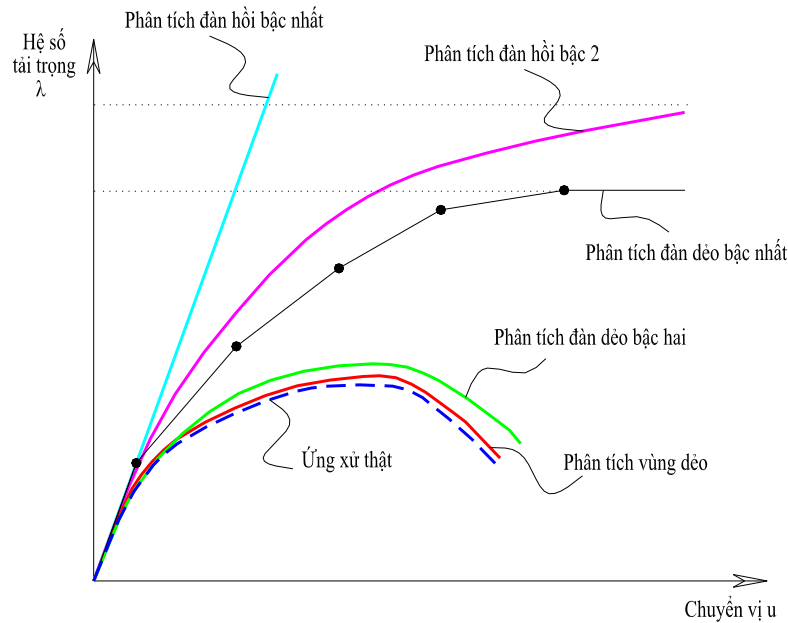
Cuong, Kim và Oh Jung [78] đề xuất phương pháp khớp dẻo - thớ dùng hàm ổn định để triển khai ma trận độ cứng kết cấu để giải quyết bài toán khung không đàn hồi, xét đến phi tuyến hình học và phi tuyến vật liệu (vật liệu đàn dẻo lý tưởng). Phương pháp mà các tác giả này dùng phải chia tiết diện thành nhiều thớ nhỏ và phần tử thành nhiều phần tử con có chày dẻo dần dần ở 2 đầu, do đó sẽ có khối lượng tính toán lớn nên mất nhiều thời gian để phân tích kết cấu.

Phạm Thị Thanh Thủy [11] đã sử dụng mô hình thớ để mô phỏng quá trình hình thành khớp dẻo của kết cấu trụ cầu bê tông cốt thép chịu động đất. Dựa trên việc tiếp cận tìm hiểu các phương pháp phân tích động đất, xây dựng một số mô hình tính toán sử dụng phương pháp chia thớ và ứng dụng mô phỏng quá trình hình thành khớp dẻo trên kết cấu trụ cầu bê tông cốt thép dưới tác dụng của tải trọng động đất. Nghiên cứu đã đánh giá và xem xét ứng xử sau giai đoạn đàn hồi của kết cấu cầu bê tông cốt thép dưới tác dụng của tải trọng động đất. Nghiên cứu mới đề cập đến cấu kiện BTCT và cũng chưa đề cập được sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài của cấu kiện .

### ***1.3.5. 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 như (hình 1.7) được các tác giả đề cập đến như: Chan và Chui [34], Guire và Ziemian [69].



**Hình 1.7.** Các mức độ phân tích phi tuyến

- **Phân tích đàn hồi bậc nhất:** là phương pháp cơ bản nhất trong đó vật liệu được mô phỏng đàn hồi và phương trình cân bằng được thiết lập với cấu hình chưa biến dạng của kết cấu, quan hệ giữa lực và chuyển vị là tỉ lệ qua phân tích. Phương pháp này không kể đến các yếu tố phi tuyến nào. Một số nghiên cứu sử dụng phương pháp này như: Chan và Chui [34], Orbison cùng cộng sự [79], Nguyễn Văn Tú [10].

- **Phân tích đàn hồi bậc hai:** mô phỏng vật liệu là đàn hồi nhưng điều kiện cân bằng được thiết lập dựa vào cấu hình hình học đã biến dạng của kết cấu. Với hầu hết các khung, đường cong ứng xử tải trọng - chuyển vị có được từ phân tích bậc hai tiệm cận với mức tải trọng tới hạn của trạng thái ổn định đàn hồi của kết cấu.

- **Phân tích đàn dẻo bậc nhất:** mô phỏng sự chảy dẻo của cấu kiện dưới tác dụng của tải trọng tăng dần, các phương trình cân bằng được thiết lập dựa trên cấu hình chưa biến dạng hình học của kết cấu. Vùng chảy dẻo phát triển tăng dần, hoặc nếu khớp dẻo xuất hiện thì sẽ có sự thay đổi đột ngột trong ứng xử của kết cấu. Khi vật liệu được xem là đàn dẻo hoàn toàn, đường cong ứng xử tải trọng sẽ tiệm cận với tải trọng giới hạn dẻo. Tải trọng giới hạn dẻo này được tính toán từ phân tích cơ cấu phá hoại dẻo của hệ, phân tích này không kể

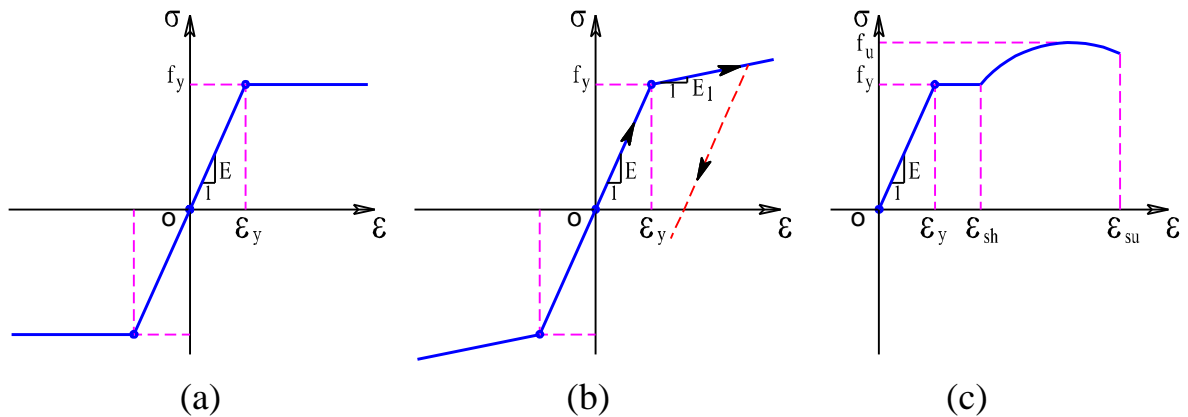
đến các tác động phi tuyến hình học như một số tác giả đã nghiên cứu: Vũ Quốc Anh và Nghiêm Mạnh Hiến [15], Orbison cùng cộng sự [79], Balling và Lyon [83].

- **Phân tích đàn dẻo bậc hai:** bao gồm cả yếu tố phi tuyến hình học lẫn phi tuyến vật liệu. Phân tích này kể đến sự giảm độ cứng do sự chảy dẻo của cấu kiện và do chuyển vị lớn và nó mô phỏng đầy đủ và chính xác ứng xử thật của kết cấu và tải trọng giới hạn ổn định phi đàn hồi là sự thể hiện chính xác nhất của cường độ thực tế của khung, các nghiên cứu điển hình như: Park và Kim [54], Vũ Quốc Anh và Nghiêm Mạnh Hiến [15], Chen và Sohal [36], Chen, Kim và Choi [37], Yong cùng cộng sự [104], [103], Balling và Lyon [83].

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

##### 1.4.1. Mô hình vật liệu thép

Các mô hình thực nghiệm ứng suất – biến dạng ( $\sigma - \epsilon$ ) của vật liệu thép có dạng tương đối phức tạp. Trong tính toán thường sử dụng các mô hình đơn giản sau (hình 1.8):



**Hình 1.8.** Quan hệ ứng suất – biến dạng của thép

##### a. Mô hình đàn dẻo lý tưởng theo Eurocode 3 [87]

Mô hình “đàn dẻo lý tưởng” là mô hình đơn giản được đặc trưng bởi hai đoạn thẳng (hình 1.8a) và được đặc trưng bởi hai thông số: Mô đun đàn hồi  $E$  và ứng suất chảy dẻo  $f_y$ . Mô hình này được sử dụng rất rộng rãi trong tiêu chuẩn Eurocode 3 [31] và các nghiên cứu về tính toán các kết cấu thép: Chan và Chui [34], Clough, Benuska và Wilson [40], Galambos [48], Li và Li [64], White [99], Wrong [101], Võ Thanh Lương [14], Nguyễn Văn Tú [10].

##### b. Mô hình đàn dẻo song tuyến tính

Mô hình “đàn dẻo song tuyến tính” là mô hình được đặc trưng bởi hai đoạn thẳng có mô đun đàn hồi tương ứng là  $E$  và  $E_1$  (hình 1.8b). Mô hình này kể đến sự tái bền (tăng cứng) của vật liệu thép, nên có thể gọi là mô hình đàn dẻo tái bền tuyến tính. Mô hình này được sử dụng trong các nghiên cứu về tính toán các kết cấu thép: Li và Li [64], Weichert và Ponter [98], Wilson [100], Cuong, Kim và Ryul [78], Cuong và Kim [42], Nguyễn Văn Tú [10].

*c. Mô hình Kent – Park (1973) [61]*

Mô hình này được đề xuất bởi Kent – Park (1973) dựa theo những thí nghiệm trên thép các bon của họ. Trong mô hình này, các ứng xử đàn hồi, chảy dẻo, sự tăng cứng (sau chảy dẻo) được xem xét (hình 1.8c). So sánh với kết quả thu được cho thấy mô hình Park mô tả khá chính xác sự làm việc thực tế của vật liệu thép. Mô hình này được sử dụng trong các nghiên cứu sau: Chen và Duan [97], chương trình phân tích MIDAS [72].

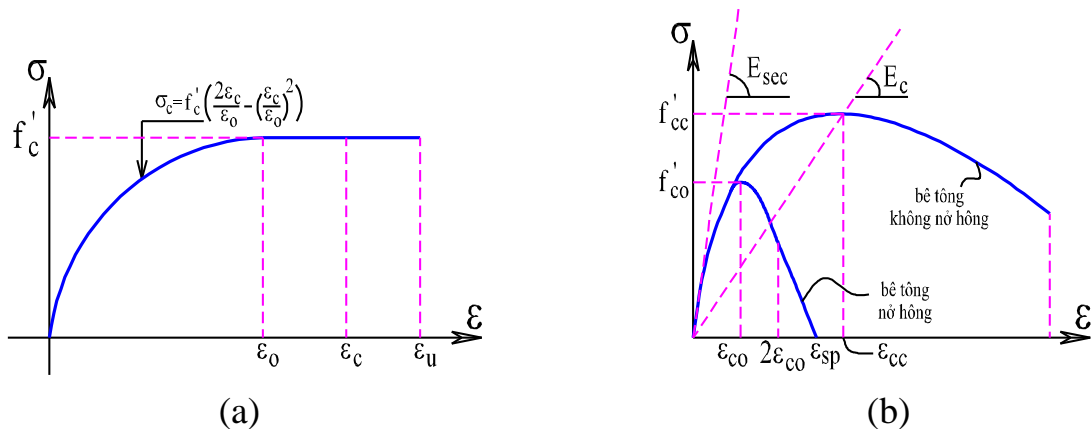
Qua phân tích các mô hình vật liệu thép trên và khi phân tích dẻo hệ kết cấu không kể đến giai đoạn củng cố vật liệu sau khi chảy dẻo, do đó luận án sử dụng mô hình ứng suất biến dạng đàn dẻo lý tưởng của thép theo Eurocode 3 [31] để phân tích dẻo kết cấu.

**1.4.2. Mô hình phi tuyến vật liệu bê tông**

Có nhiều dạng mô hình vật liệu khác nhau được nhiều nhà nghiên cứu thiết lập và ứng dụng trong phân tích kết cấu công trình, các mô hình có những ưu nhược điểm khác nhau, tùy theo đối tượng nghiên cứu và mục đích nghiên cứu mà mỗi tác giả có thể lựa chọn mô hình vật liệu cho phù hợp.

*1.4.2.1. Bê tông chịu nén*

*a. Mô hình theo Eurocode2 [45] và Karayannis (1994) [27]*



**Hình 1.9.** (a) - Mô hình vật liệu bê tông theo Eurocode2 [45]

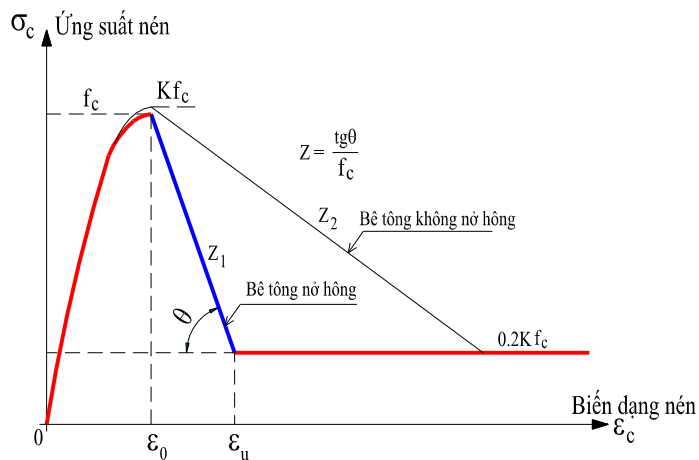
## (b) - Mô hình vật liệu bê tông theo Karayannis (1994) [27]

Mô hình vật liệu này đơn giản, bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông, chỉ xét cường độ của bê tông tăng từ 0 cho đến khi đạt cường độ chịu nén lớn nhất của nó, không kể đến giai đoạn xuất hiện các đường nứt lớn hay ép vỡ hoặc phá hủy và khi đó cường độ của bê tông giảm đáng kể. Mô hình này được sử dụng trong tiêu chuẩn Eurocode 2 [45].

## b. Mô hình Mander(1988) [68]

Mô hình này được thành lập dựa trên đường cong quan hệ ứng suất – biến dạng đơn trục của bê tông do Popovic đề xuất (1973) (hình 1.9b), mô hình có xét đến sự kiểm chế bê tông do cốt thép đai (không nở hông). Mô hình vật liệu này bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông, chỉ xét cường độ của bê tông tăng từ 0 cho đến khi đạt cường độ chịu nén lớn nhất của nó, có kể đến giai đoạn xuất hiện các đường nứt lớn nhưng chưa xét đến trạng thái ép vỡ hoặc phá hủy hoàn toàn và khi đó cường độ của bê tông giảm đáng kể. Mô hình này được sử dụng trong các nghiên cứu: Park và Kim [54], Chen và Duan [97].

## c. Mô hình Kent và Park (1973) [56]



**Hình 1.10.** Mô hình vật liệu bê tông theo Kent và Park (1973)[56]

Đường quan hệ ứng suất - biến dạng ( $\sigma_c - \varepsilon_c$ ) khi bê tông chịu nén được thể hiện như sau:

$$\sigma_c = K \cdot f_c \cdot \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{khi } \varepsilon \leq \varepsilon_0 \quad (1.1)$$

$$\sigma_c = K \cdot f_c \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon - \varepsilon_0)] \geq 0, 2K \cdot f_c \quad \text{khi } \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad (1.2)$$

$$\sigma_c = 0, 2K \cdot f_c \quad \text{khi } \varepsilon > \varepsilon_u \quad (1.3)$$

trong đó:  $\varepsilon$ : biến dạng của thớ bê tông chịu nén tương ứng;  $\sigma_c$ : ứng suất của thớ bê tông (MPa);  $\varepsilon_0$ : biến dạng tương ứng với ứng suất lớn nhất;  $\varepsilon_u$ : biến dạng cực hạn của bê tông;  $K$ : hệ số xét đến sự tăng cường độ bê tông do hiệu ứng kiềm chế nở hông;  $Z$ : độ dốc của đường biến dạng;  $f_c$ : cường độ chịu nén của bê tông mẫu trụ (MPa).

Khi thớ bê tông vượt quá biến dạng lớn nhất, nó được giả thiết là đến trạng thái vỡ nhỏ và nó được xem là không còn khả năng chịu lực nữa. Kent và Park đề nghị theo phương trình sau để tính toán các thông số trên đường bao (hình 1.10):

$$\varepsilon_0 = 0,002K \quad (1.4)$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{f_c} \quad (1.5)$$

$$Z = \frac{tg\theta}{f_c} \quad (1.6)$$

$$\varepsilon_u = 0,004 + 0,9\rho_s \cdot (f_{yh} / 300) \quad (1.7)$$

trong đó:  $f_{yh}$ : giới hạn chảy của cốt thép đai;  $\rho_s$ : tỉ lệ diện tích cốt thép đai với diện tích lõi bê tông;  $h'$ : chiều dày bê tông bảo vệ tính từ mép ngoài cốt đai;  $s_h$ : bước cốt thép đai;  $\varepsilon_u$ : biến dạng cực hạn của bê tông.

Mô hình mà Kent và Park đề xuất được đánh giá cao do các công thức rõ ràng và có độ chính xác, có xem xét đến hiệu ứng kiềm chế nở ngang của bê tông. Mô hình này có kể đến giai đoạn xuất hiện các đường nứt lớn, trạng thái ép vỡ hoặc phá hủy hoàn toàn và khi đó cường độ của bê tông giảm đáng kể. Do đó mô hình này được sử dụng nhiều trong các nghiên cứu như: Kent và Park [28][56], Park và Paulay, Wang và Duan, Mander và cộng sự, Hoshikuma và cộng sự [50].

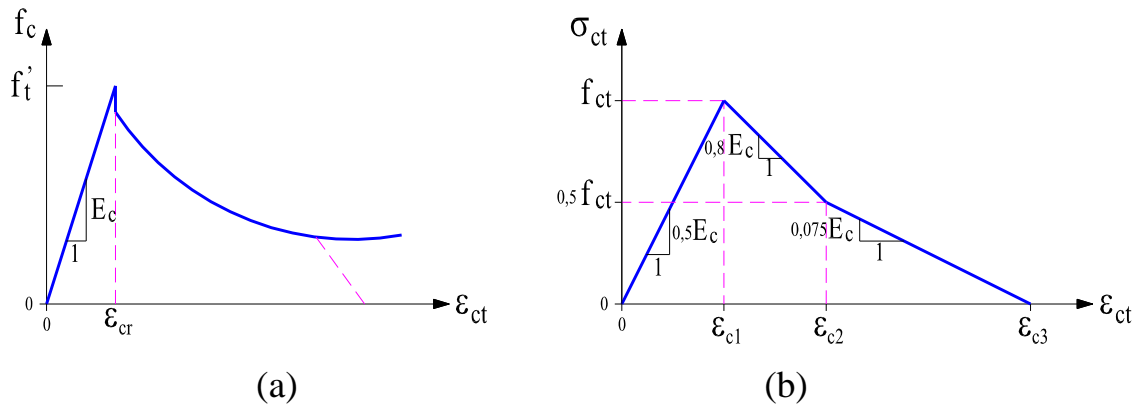
Luận án này sử dụng mô hình Kent và Park [28][56] trong phân tích kết cấu dầm và khung liên hợp.

#### 1.4.2.2. Bê tông chịu kéo

##### a. Mô hình Vecchio và Collins (1982) [63] (hình 1.11a)

Mô hình này được đề xuất bởi Vecchio và Collins (1982) dựa theo những thí nghiệm trên nhiều mẫu bê tông chịu kéo của họ. Từ những kết quả thí

nghiệm đã xây dựng biểu thức toán học của mô hình quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông khi chịu kéo.



**Hình 1.11.** (a) - Mô hình Vecchio and Collins (1982) [63]

(b) - Mô hình Vebo, A. and Ghali, A (1977) [94]

*b. Mô hình Vebo và Ghali 1977 [94] (hình 1.11b)*

Để đơn giản trong việc phân tích mà vẫn phản ánh đúng sự làm việc của vật liệu bê tông khi chịu kéo, Vebo và Ghali [94] đã đề xuất công thức lý thuyết của mô hình quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông khi chịu kéo. Chen và Duan [97] có áp dụng mô hình này.

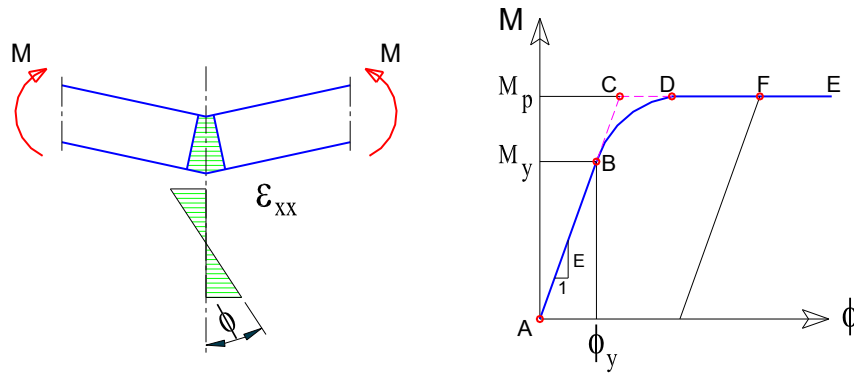
$$\begin{cases} \sigma_{ct} = E_{ct} \cdot \varepsilon & \text{khi } \varepsilon \leq \varepsilon_{c1} = 2f_{ct} / E_c \\ \sigma_{ct} = f_{ct} - 0,8E_c \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{c1}) & \text{khi } \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} = 2,625f_{ct} / E_c \\ \sigma_{ct} = 0,5 \cdot f_{ct} - 0,075E_c \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{c2}) & \text{khi } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c3} = 9,292f_{ct} / E_c \\ \sigma_{ct} = 0 & \text{khi } \varepsilon > \varepsilon_{c3} \end{cases} \quad (1.8)$$

trong đó:  $\varepsilon$ : biến dạng của thớ bê tông chịu kéo tương ứng;  $\sigma_{ct}$ : ứng suất của thớ bê tông chịu kéo (MPa);  $\varepsilon_{c1}$ : biến dạng tương ứng với ứng suất kéo lớn nhất;  $\varepsilon_{c2}$ : biến dạng tương ứng với  $0,5f_{ct}$ ;  $\varepsilon_{c3}$ : biến dạng tương ứng với  $f_{ct} = 0$ ;  $f_{ct}$ : cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông mẫu trụ (MPa);  $E_c$ : môđun đàn hồi chịu nén của bê tông;  $E_{ct}$ : môđun đàn hồi chịu kéo của bê tông ( $E_{ct} = 0,5E_c$ ).

Mô hình Vebo và Ghali [94] đơn giản và rõ ràng, do đó mô hình này được sử dụng trong luận án để phân tích kết cấu khi xét đến sự làm việc của bê tông chịu kéo.

**1.5. Quan hệ mômen – độ cong của tiết diện dầm thép (M- $\phi$ )**

Quá trình chảy dẻo trên tiết diện bao gồm 3 giai đoạn: đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn (hình 1.12) ASCE [26], Michael [71], Vrouwenvelder [96].

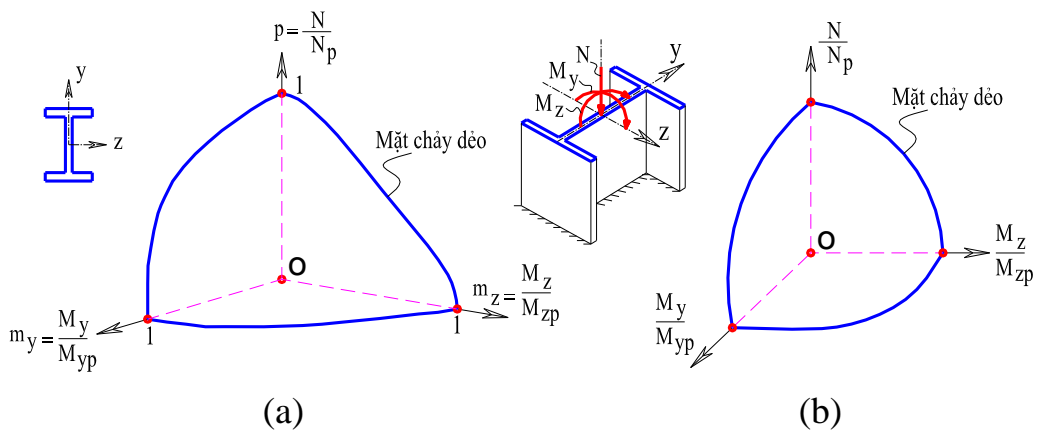


**Hình 1.12.** Quan hệ mô men – độ cong của tiết diện dầm thép

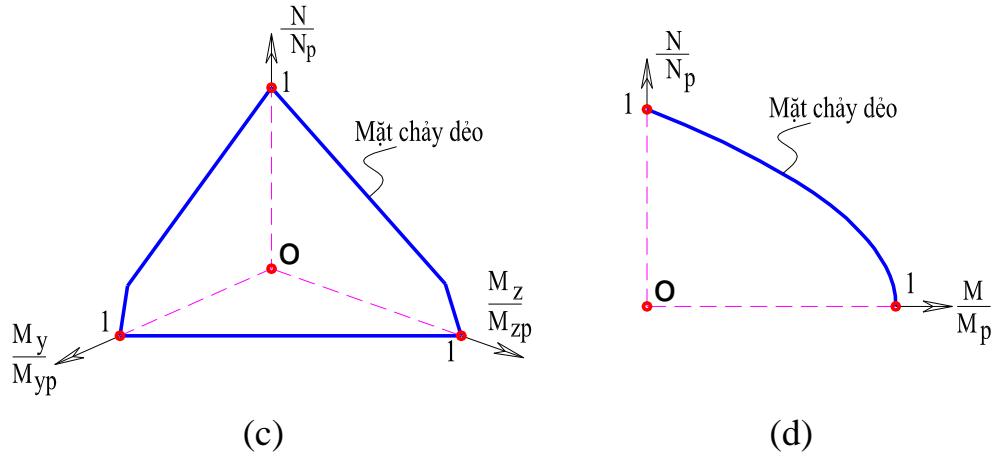
Với tiết diện chỉ chịu mô men uốn, quan hệ mô men - độ cong của tiết diện phát triển theo một đường cong trơn ABDFE (đường cong phi tuyến) từ đàn hồi đến khi chảy dẻo hoàn toàn (hình 1.12). Khi thiết kế kết cấu ngoài giới hạn đàn hồi, để đơn giản trong tính toán nhiều tác giả dùng mô hình đường cong  $M-\phi$  lý tưởng ACE như: Chan và Chui [34], Guire và Ziemian [69], Eurocode 3 [31] 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.

**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 [97], Duan và Chen [44], AISC-LRFD [21], Balling [83] (hình 1.13).







**Hình 1.13.** Mặt chảy dẻo của các tác giả nghiên cứu trên thế giới

- *Mặt chảy dẻo do Obison [79] đề xuất (hình 1.13a)*

Obison đã đề xuất mặt chảy giới hạn là một hàm lồi, trơn, nó thể hiện sự chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện, mặt chảy này không phụ thuộc vào hình dạng của tiết diện và được thể hiện như phương trình sau:

$$\Phi(p, m_y, m_z) = 1.15p^2 + m_z^2 + m_y^4 + 3.67p^2m_z^2 + 3p^6m_y^2 + 4.65m_z^4m_y^2 = 1 \quad (1.9)$$

$$\Phi(p, m_z) = 1.15p^2 + m_z^2 + 3.67p^2m_z^2 = 1 \quad (1.10)$$

- *Mặt chảy dẻo do Duan và Chen [44] đề xuất (hình 1.13b)*

Duan và Chen đã đề xuất mặt chảy giới hạn là một hàm lồi, trơn, nó thể hiện sự chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện, mặt chảy này phụ thuộc vào hình dạng tiết diện thông qua các hệ số  $\alpha_z, \alpha_y, \beta_z, \beta_y$  và được thể hiện ở phương trình sau:

$$\left(\frac{M_z}{M_{pz}}\right)^{\alpha_z} + \left(\frac{M_y}{M_{py}}\right)^{\alpha_y} = 1.0 ; M_{pcz} = M_{pz} \left[1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)^{\beta_z}\right] ; M_{pcy} = M_{py} \left[1 - \left(\frac{N}{N_p}\right)^{\beta_y}\right] \quad (1.11)$$

- *Mặt chảy dẻo AISC-LRFD [21] (hình 1.13c)*

Theo tiêu chuẩn AISC-LRFD mặt chảy giới hạn là hai mặt phẳng, nó thể hiện sự chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện, mặt chảy này không phụ thuộc vào hình dạng của tiết diện.

$$\frac{N}{N_p} + \frac{8}{9} \frac{M_y}{M_{yp}} + \frac{8}{9} \frac{M_z}{M_{zp}} = 1 \quad \text{khi} \quad \frac{N}{N_p} \geq 0,2 \quad (1.12)$$

$$\frac{N}{2N_p} + \frac{M_y}{M_{yp}} + \frac{M_z}{M_{zp}} = 1 \quad \text{khi} \quad \frac{N}{N_p} < 0,2 \quad (1.13)$$

- *Mặt chảy dẻo Balling [83] đề xuất (hình 1.13d):*  $\left(\frac{N}{N_p}\right)^2 + \frac{M}{M_{yp}} = 1 \quad (1.14)$

Balling đã đề xuất mặt chảy giới hạn là một hàm lồi, tron, nó thể hiện sự chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện và được áp dụng cho khung phẳng.

Khi phân tích dẻo kết cấu, các nghiên cứu đã xem xét mặt chảy dẻo của tiết diện như sau: (1) tiết diện có điểm lực nằm bên trong mặt chảy thì tiết diện đó vẫn còn đàn hồi, (2) tiết diện có điểm lực nằm trên mặt chảy dẻo thì tiết diện đó là chảy dẻo hoàn toàn, các nghiên cứu về vấn đề này như: Izzuddin và Elnashai [52], [53], Orbison, Mc Guire và Abel [79], Vũ Quốc Anh và Nghiêm Mạnh Hiến [15], Bùi Công Thành và Chu Việt Cường [1].

Izzuddin và Elnashai [52], [53] đã sử dụng mặt chảy dẻo 3 chiều của tiết diện chịu đồng thời lực dọc và mômen uốn. Khi các điểm lực phía trong mặt chảy dẻo, tiết diện được giả định là đàn hồi lý tưởng, khi điểm lực nằm trên bề mặt chảy, tiết diện được giả thiết là dẻo hoàn toàn, theo đó sự chảy dẻo một phần vật liệu trên tiết diện đã không được xem xét.

Vũ Quốc Anh và Nghiêm Mạnh Hiến [15] đã phân tích nội lực và chuyển vị của khung thép có kể đến sự hình thành khớp dẻo, các tác giả đã sử dụng mặt chảy Orbison để xét sự hình thành khớp dẻo và đã xây dựng phần tử thanh với hai đầu chảy dẻo và bên trong phần tử vẫn đàn hồi, áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn và xây dựng chương trình KCW V1.0 để phân tích dẻo kết cấu khung thép phẳng. Phương pháp này áp dụng đơn giản nhưng chưa phản ánh chính xác sự làm việc dẻo của kết cấu vì chưa xét đến sự chảy dẻo bên trong của thanh.

Bùi Công Thành và Chu Việt Cường [1] đã thực hiện phân tích nâng cao khung liên hợp thép – bê tông cốt thép phẳng có liên kết nửa cứng sử dụng phương pháp hiệu chỉnh khớp dẻo để phân tích kết cấu khung có kể đến sự phi tuyến vật liệu được xét đến bằng cách sử dụng sự giảm độ cứng của phần tử, tác giả sử dụng hàm chảy LRFD để xác định sự chảy dẻo ở hai đầu phần tử. Khi đạt đến độ bền dẻo, khớp dẻo được mô hình như một khớp dẻo thật sự với một mô men tác dụng  $M_p$ , lúc đó độ cứng tiếp tuyến phần tử phải được điều chỉnh để xét đến sự xuất hiện của khớp dẻo.

Như phân tích phương pháp vùng dẻo ở trên ta thấy thực tế trên tiết diện có sự chảy dẻo lan truyền từ đàn hồi đến chảy dẻo hoàn toàn và lan truyền dẻo dọc theo chiều dài cấu kiện.

**Với các mặt chảy dẻo đã được nghiên cứu nêu trên có hạn chế sau:**

- 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***

### ***1.7.1. Phương pháp trực tiếp***

Phương pháp trực tiếp là phương pháp phân tích kết cấu chỉ bằng một bước phân tích. Khi phân tích kết cấu ở trạng thái giới hạn dẻo thì hệ số tải trọng được xác định trực tiếp không thông qua bất cứ trạng thái trung gian nào của hệ kết cấu như được chỉ ra trong Weichert và Ponter [98], Neal [77], do đó nó không ảnh hưởng bởi ứng xử cục bộ của kết cấu (điều này thường được xảy ra trong phương pháp phân tích từng bước). Phương pháp trực tiếp bao gồm phương pháp tĩnh học và động học. Cả hai phương pháp tĩnh học và động học được nghiên cứu nhiều và hoàn thiện cách đây 50 năm.

#### ***1.7.1.1. Phương pháp tĩnh học***

Điều cơ bản của phương pháp tĩnh học là vẽ biểu đồ mô men của hệ khi chịu tải trọng tác dụng, xem xét điều kiện cân bằng (xét quan hệ cân bằng giữa tải trọng tác dụng và giá trị mô men tại một vị trí). Mô men tại bất kỳ vị trí nào dọc theo kết cấu đều có giá trị nhỏ hơn hoặc bằng khả năng chịu lực của cấu kiện ( $M_p$ ) và khi đó sẽ cho ta giá trị ước lượng của tải trọng giới hạn dẻo  $\lambda_i$ . Giá trị tải trọng giới hạn trên là đúng nếu biểu đồ mô men chỉ ra rằng số khớp dẻo đủ để tạo nên cơ cấu sụp đổ và khi đó các giá trị  $M$  đạt đến  $M_p$  (Michel Bruneau [71]). Theo phương pháp này thì hệ số tải trọng giới hạn của kết cấu  $\lambda_{gh}$  sẽ là giá trị lớn nhất trong các giá trị  $\lambda_i$  ( $\lambda_{gh} = \max(\lambda_i)$ ). Lý thuyết phương pháp này được đặt nền móng từ năm 1917 bởi Kist, sau đó được áp dụng trong các nghiên cứu của Gvozdev (1936), Horne (1950), Greenberg và prager (1952), Neal (1956) [77], Michel Bruneau (2011) [71].

#### ***1.7.1.2. Phương pháp động học***

Điều cơ bản của phương pháp động học là giả thiết hệ hình thành cơ cấu sụp đổ chuẩn xác khi đó ta sẽ có được giá trị của tải trọng giới hạn gây ra cho hệ biến thành cơ cấu. Tải trọng giới hạn này được xác định bằng phương pháp công ảo dựa trên chuyển vị dẻo (góc xoay và chuyển vị nút) của hệ cơ cấu. Khi hệ ở trạng thái hình thành cơ cấu dẻo thì công của nội lực ( $W_{int}$ ) tại các vị trí xuất hiện khớp dẻo sẽ cân bằng với công của ngoại lực ( $W_{ext}$ ) như được chỉ ra trong các nghiên cứu: Neal [77], Michel [71].

$$W_{int} = W_{ext} \Leftrightarrow \sum_{i=1}^n M_p \phi_i = \sum_{j=1}^n P_j \delta_j + \int_{x=0}^L \omega(x) \delta(x) dx \quad (1.15)$$

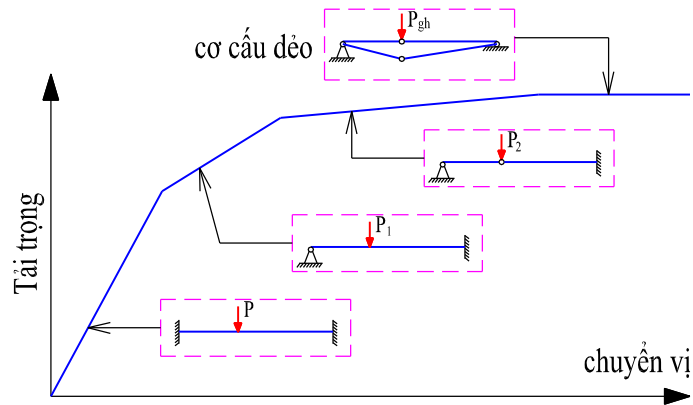
Với  $\phi_i$  là góc xoay dẻo tại vị trí khớp dẻo,  $M_p$  là mô men dẻo của tiết diện,  $P_j$  và  $\delta_j$  là lực và chuyển vị tương ứng tại nút  $j$ ,  $\omega(x)$  và  $\delta(x)$  là tải trọng phân bố và chuyển vị dọc theo chiều dài cấu kiện.

Hệ số tải trọng giới hạn ở cơ cấu  $i$ :  $\lambda_i =$  Tải trọng giới hạn ở cơ cấu  $i$  / Tải trọng tác dụng. Theo phương pháp này thì hệ số tải trọng giới hạn của kết cấu  $\lambda_{gh}$  sẽ là giá trị nhỏ nhất trong các giá trị  $\lambda_i$  ( $\lambda_{gh} = \min(\lambda_i)$ ).

Điều khó khăn của phương pháp này là sự dự đoán không chính xác của cơ cấu sụp đổ sẽ cho ta giá trị của tải trọng giới hạn của kết cấu không chính xác.

### **1.7.2. Phương pháp gia tải từng bước**

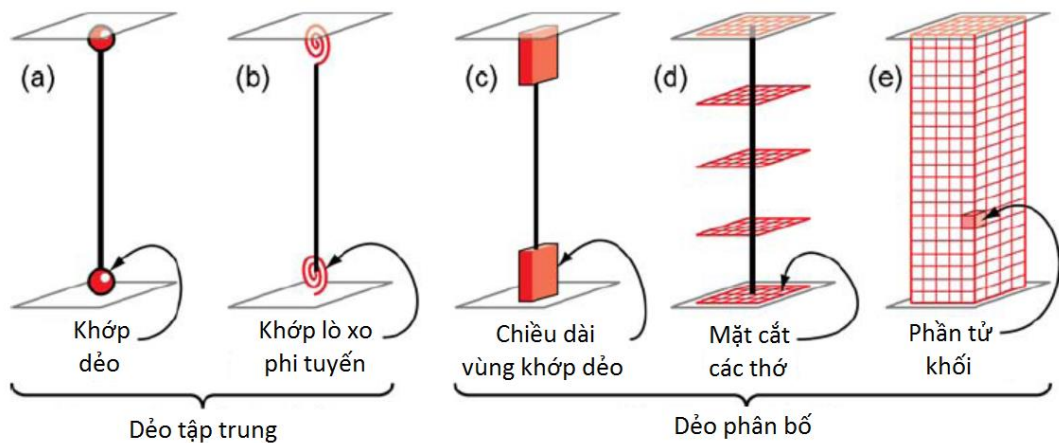
Phương pháp từng bước hay phương pháp đàn hồi – dẻo gia tăng là phương pháp dựa vào phân tích đàn hồi. Quá trình chất tải được chia ra làm nhiều bước, từ bước ứng xử đàn hồi đầu tiên. Sau mỗi bước chất tải, ma trận độ cứng sẽ được cập nhật để xét đến ảnh hưởng phi tuyến vật liệu cho tới khi khớp dẻo đầu tiên được hình thành và tiếp tục tăng tải cho tới khi các khớp dẻo hình thành và hình thành cơ cấu phá hoại dẻo (hình 1.14). Phương pháp này rất phù hợp khi áp dụng chương trình máy tính điện tử, Michel Bruneau (2011) [25][71].



**Hình 1.14.** Các bước tải của phương pháp gia tải từng bước

### 1.7.3. Phương pháp PTHH

Với những kết cấu đơn giản, khi phân tích kết cấu có thể dùng các phương pháp phân tích dẻo đơn giản ở trên. Với công trình trên thực tế, số lượng phần tử rất lớn (hàng trăm, hàng nghìn phần tử), việc dùng các phương pháp đơn giản để phân tích không còn phù hợp và không thể thực hiện được. Ngày nay với sự phát triển của kỹ thuật máy tính điện tử nên với các bài toán lớn, phức tạp đã được giải quyết thông qua phương pháp PTHH. Các mô hình phần tử dầm – cột được các tác giả sử dụng trong các nghiên cứu như (hình 1.15).



**Hình 1.15.** Mô hình phần tử dầm – cột trong phương pháp PTHH

- *Phần tử thanh có khớp dẻo lý tưởng ở hai đầu (hình 1.15a)*

Vùng biến dạng dẻo được giới hạn có chiều dài bằng không có thể xuất hiện tại vị trí hai đầu phần tử (hình 1.15a), vật liệu được coi là đàn hồi dẻo lý tưởng. Tiết diện hai đầu phần tử có thể chuyển từ trạng thái đàn hồi sang trạng thái dẻo hoàn toàn. Nhiều tác giả đã dùng phần tử thanh này cho nghiên cứu của mình: Nguyễn Văn Tú [10], Võ Thanh Lương [14], Chan và Chui [34], White

[99], Wrong [101], Chen và Sohal [36], Chen, Kim và Choi [37], Yong cùng cộng sự [104], Orbison cùng cộng sự [79], Liew và Chen [67].

Phương pháp này giả thiết rằng phần tử vẫn làm việc đàn hồi trên suốt chiều dài của nó, chỉ riêng ở hai đầu phần tử xuất hiện hai khớp dẻo có chiều dài bằng 0. Phương pháp này đơn giản, có xét đến tính dẻo của vật liệu nhưng chưa kể đến sự lan truyền dẻo nên độ chính xác không cao.

- *Phần tử thanh có liên kết lò xo phi tuyến ở hai đầu (hình 1.15b)*

Liên kết được mô hình hóa bằng các lò xo dạng dây cốt có độ mềm cho chuyển vị xoay gắn ở hai đầu thanh tạo thành phần tử ghép lò xo-dầm-lò xo như (hình 1.15b). Mô hình này đã được nhiều tác giả sử dụng cho bài toán phân tích kết cấu khung thép có xét đến độ mềm của liên kết dầm - cột như: Đoàn Tuyết Ngọc [4], Chan và Chui [34], Kim và Choi [57]...

Phần tử thanh hai đầu là liên kết lò xo chủ yếu dùng trong phân tích kết cấu có kể đến độ cứng của liên kết, tính dẻo của vật liệu trong phần tử không được đề cập đến khi dùng loại phần tử này.

- *Phần tử thanh có chiều dài vùng khớp dẻo ở hai đầu (hình 1.15c)*

Phần tử thanh được chia làm ba phần, ở hai vùng đầu phần tử là chia thành các phần tử rất nhỏ với các tiết diện được chia thớ, phần giữa của phần tử vật liệu vẫn làm việc đàn hồi. Cuong và Kim [42] đã sử dụng phương pháp khớp – thớ ở hai đầu phần tử để phân tích kết cấu khung portal. Phương pháp này mô tả được vùng chảy dẻo ở hai đầu phần tử, còn ở phần giữa vật liệu vẫn đàn hồi, do đó không giống với ứng xử thực của kết cấu.

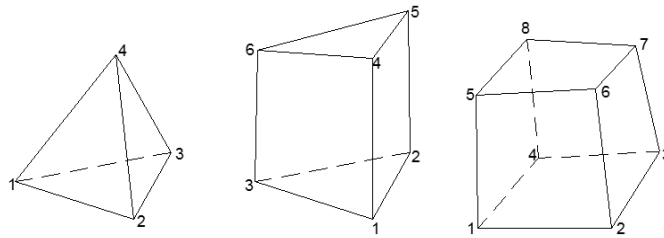
- *Phần tử thanh có tiết diện chia thớ dọc theo chiều dài phần tử (hình 1.15d)*

Phương pháp này chia cấu kiện thành nhiều phần tử con dọc theo chiều dài, mỗi phần tử có 2 tiết diện ở hai đầu và chia tiết diện ngang thành nhiều thớ và xác định độ cứng của từng thớ để mô hình hóa sự chảy dẻo của tiết diện. 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 [34]). Do đó chỉ phù hợp với các kết cấu đơn giản, với kết cấu lớn thì phương pháp này ít được các tác giả áp dụng, các nghiên cứu điển hình như: Chan và Chui [34], Chen, Kim và Choi [37], Chen [95], Alvarenga [16], Li và Lui [65], Ngo Huu Cuong, Kim và Ryul

[78], Đoàn Ngọc Tịnh Nghiêm và Ngô Hữu Cường [3], Phạm Thị Thanh Thủy [11].

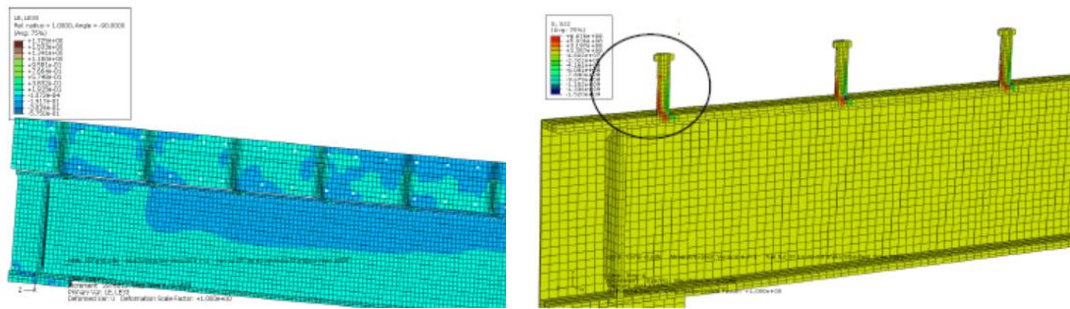
- *Phần tử khối (hình 1.15e)*

Phần tử khối là các phần tử hữu hạn ba chiều được sử dụng trong mô hình vật rắn và kết cấu dạng khối. Có ba phần tử khối chuẩn là: phần tử khối tứ diện, dạng nêm và khối lục diện tương ứng với 4, 6 và 8 nút (hình 1.16). Các phần tử này được sử dụng trong các chương trình Abaqus [17], Ansys [23], Midas [72], Adina [18], khi phân tích trạng thái ứng suất biến dạng của hệ kết cấu.



**Hình 1.16.** Phần tử tứ diện, phần tử dạng nêm và phần tử lục diện

Khi phân tích bằng PTHH dạng phần tử khối cho ta kết quả chính xác, nhưng khối lượng tính toán khổng lồ, nên chỉ dùng để phân tích các cấu kiện nhỏ để kiểm chứng các kết quả thí nghiệm, còn với công trình lớn thì thực hiện rất khó khăn và mất rất nhiều thời gian. Kim và Lee [58], Mutlu [74] đã sử dụng phần tử C3D8R phân tích ứng xử của dầm liên hợp thép – bê tông bằng chương trình Abaqus, dầm được chia 45.514 phần tử và 58.123 điểm nút (hình 1.17).



**Hình 1.17.** Mô hình dầm liên hợp sử dụng phần tử C3D8R bằng Abaqus

### 1.8. Kết luận chương

- Khi phân tích và tính toán kết cấu người ta thường sử dụng phương pháp thiết kế truyền thống, phương pháp này 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.

- Việc phân tích phi tuyến đã được chấp nhận trong tiêu chuẩn của nhiều nước trên thế giới: EC-3 [31], ASCE [26], AISC-LRFD [21], ANSI/AISC 360-10 [19] và một số chương trình phân tích kết cấu Abaqus [17], Ansys [23], Midas [72], Adina [18]. Tuy nhiên 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, mỗi phương pháp có ưu nhược điểm khác nhau.

- Phương pháp vùng dẻo là cách tính chính xác nhưng phương pháp này phức tạp và đòi hỏi thời gian phân tích lớn. Do đó nó chưa phù hợp với tính toán công trình thực tế, chỉ phù hợp với các kết cấu đơn giản [34], [65], vì vậy phương pháp này ít được áp dụng.

- 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 [10], [6], [14], [34], [99].... Khi thực hiện phân tích dẻo các nhà nghiên cứu đã sử dụng các mặt chảy dẻo của Orbison 1982 [79], AISC-LRFD 1994 [21] để xem xét điều kiện chảy dẻo của tiết diện. Mặt hạn chế của các phương pháp phân tích khớp dẻo là sử dụng các mặt chảy dẻo hoàn toàn Orbison 1982, AISC-LRFD 1994..., nó chưa thể hiện được sự chảy dẻo lan truyền từ khi tiết diện ở trạng thái đàn hồi chuyển sang trạng thái chảy dẻo hoàn toàn, sự chảy dẻo không phụ thuộc vào biến dạng dẻo của tiết diện và không phụ thuộc vào hình dáng tiết diện khác nhau, chưa đưa được tính phi tuyến của vật liệu vào trong quá trình phân tích hệ kết cấu, do đó chưa phản ánh đúng với ứng xử thực của hệ kết cấu khi chịu tải trọng.

- Cho đến nay các nghiên cứu về phân tích dẻo hệ kết cấu đa số tập trung phân tích hệ kết cấu thép, với kết cấu liên hợp chưa có nhiều nghiên cứu. Đặc



biệt tại Việt Nam hiện nay chưa có tiêu chuẩn thiết kế kết cấu liên hợp và cũng chưa có nhiều nghiên cứu về loại kết cấu này khi phân tích dầm của toàn hệ kết cấu có kể xét đến phi tuyến vật liệu.

- Qua phân tích ưu nhược điểm của các mô hình phần tử dầm – cột trong phương pháp PTHH, cho thấy cần thiết xây dựng một mô hình phần tử có kể đến sự chảy dẻo lan truyền trên tiết diện và lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử mà vẫn không phải chia nhiều thớ trên tiết diện, nhiều phần tử trên chiều dài cấu kiện, làm giảm khối lượng tính toán và không mất nhiều thời gian phân tích kết cấu.

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

- Như đã trình bày trong chương 1, khi thiết kế kết cấu ngoài giới hạn đàn hồi, nhiều tác giả dùng mô hình đường cong  $M-\phi$  lý tưởng và chưa kể đến sự chuyển tiếp từ đàn hồi sang dẻo bằng một đường cong trơn như ứng xử thực tế, do đó chưa phản ánh đúng ứng xử thực tế của kết cấu dầm khi chịu tải trọng, chưa đưa được mô hình vật liệu vào trong quá trình phân tích kết cấu đặc biệt là kết cấu liên hợp.

Do đó chương này với mục tiêu khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện dầm, cột, từ đó có thể thấy rõ được sự chảy dẻo của tiết diện dầm, cột từ giai đoạn đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn; nghiên cứu lý thuyết để xây dựng quan hệ mô men – độ cong của tiết diện dầm thép, dầm liên hợp theo đúng ứng xử thực tế của dầm khi chịu uốn và xây dựng mô đun chương trình máy tính để xây dựng đường quan hệ đó.

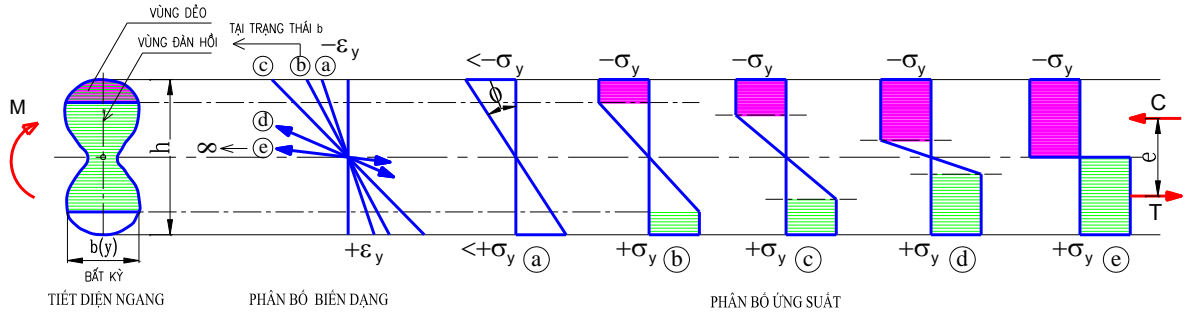
- Cũng trong chương 1 trình bày các mặt chảy dẻo khác nhau và các nghiên cứu sử dụng các mặt chảy dẻo để phân tích phi tuyến kết cấu khung. Tuy nhiên các mặt chảy dẻo này chỉ thể hiện sự chảy dẻo hoàn toàn, điều đó không phản ánh đúng sự làm việc của vật liệu trên tiết diện vì trong thực tế tiết diện 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.

Do đó chương này sẽ đề cập đến việc 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 ( $P, M_z, M_y$ ) theo phương pháp giải tích và xây dựng mô đun chương trình máy tính để xây dựng mặt chảy dẻo đó.

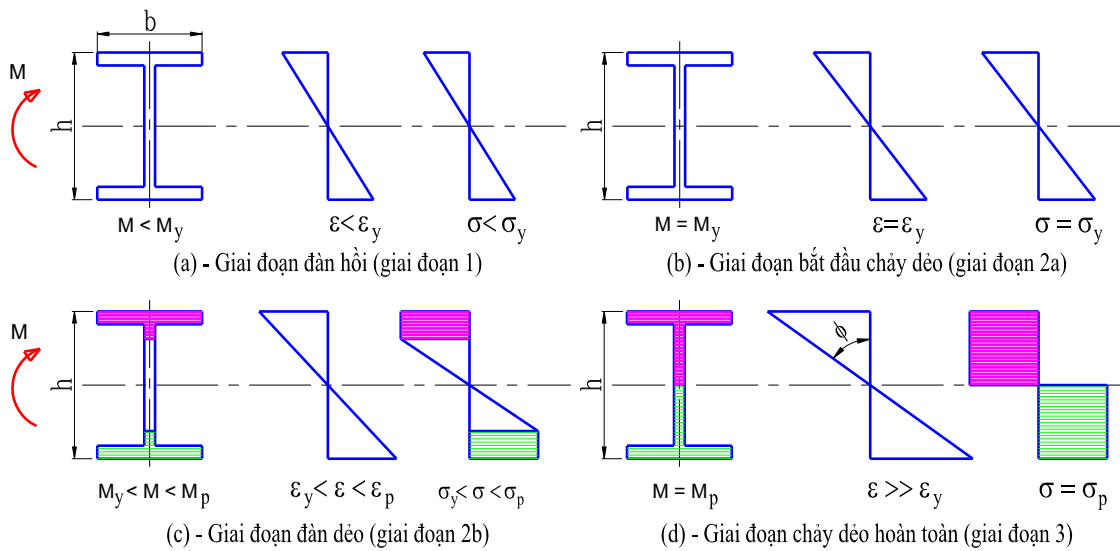
Các nội dung nghiên cứu tại chương 2 sẽ là những đóng góp mới của luận án và là dữ liệu để phục vụ cho các chương sau khi phân tích dẻo lan truyền kết cấu dầm và kết cấu khung.

### 2.1. Khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện dầm thép

Xét dầm có tiết diện bất kỳ có hai trục đối xứng và thực hiện khảo sát sự phân bố ứng suất, biến dạng của tiết diện dầm khi chịu mômen uốn thuần túy như trên hình 2.1.

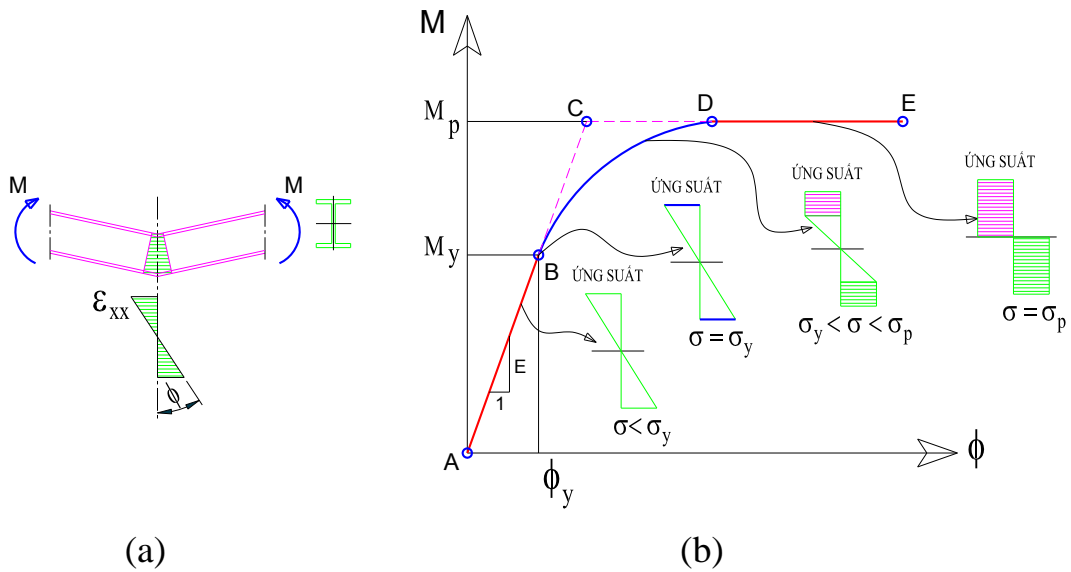


**Hình 2.1.** Sự phân bố ứng suất và sự chảy dẻo của tiết diện dầm bất kỳ chịu mô men uốn thuần túy  $M$ .



**Hình 2.2.** Sự phân bố ứng suất - biến dạng trên tiết diện dầm thép chữ I chịu uốn thuần túy.

Quá trình chảy dẻo trên tiết diện dầm bao gồm ba giai đoạn: đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn thể hiện trên hình 2.1 và hình 2.2. Quá trình này được thể hiện qua đồ thị mô men - độ cong như hình 2.3. Các tác giả nghiên cứu về vấn đề này điển hình như: Li và Li [64], ASCE [26], Bruneau [71], Vrouwenvelder [96].



**Hình 2.3.** (a) - Độ cong, (b) - Đồ thị quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện dầm.

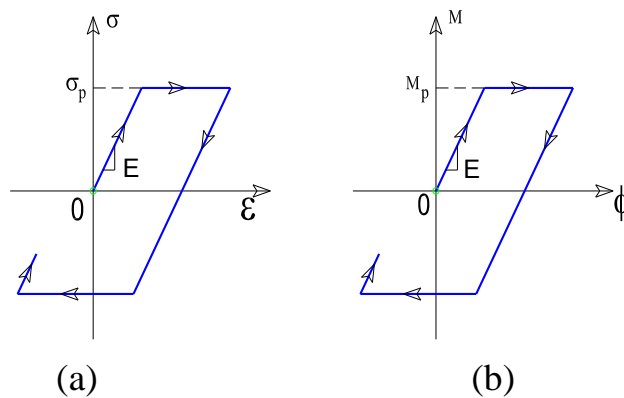
Giai đoạn 1: Giai đoạn đàn hồi, là giai đoạn có sự phân bố ứng suất trên tiết diện như hình 2.1 (a), hình 2.2 (a) và được thể hiện bằng đoạn thẳng AB như trên hình 2.3(b). Ứng suất trên tiết diện ở cả hai thớ nén và kéo đều nhỏ hơn ứng suất chảy  $\sigma_y$ , tương ứng với một biến dạng đàn hồi  $\varepsilon = \varepsilon_e < \varepsilon_y$ ,  $\phi = \phi_e$  và độ dốc của đồ thị  $M-\phi$  bằng  $E$  với  $E$  là mô đun đàn hồi.

Giai đoạn 2: Giai đoạn đàn dẻo, là giai đoạn có sự phân bố ứng suất trên tiết diện như hình 2.1 (b,c,d), hình 2.2 (b,c) và được thể hiện bằng đoạn cong BD như trên hình 2.3(b). Ứng suất tại thớ biên của tiết diện đạt tới ứng suất chảy  $\sigma_y$ , tương ứng với một biến dạng giới hạn đàn hồi  $\varepsilon = \varepsilon_y = \sigma_y / E$ , mômen tương ứng gọi là mômen chảy ban đầu  $M_y$  (mômen giới hạn đàn hồi) (điểm B trên hình 2.3 (b)). Tiếp tục tăng tải trọng (mômen  $M$  tăng), làm cho biến dạng và góc xoay  $\phi$  tăng lên, đồ thị  $M-\phi$  là đoạn cong thể hiện sự chuyển tiếp trơn chu từ đàn hồi sang dẻo (từ điểm B tới điểm D). Vùng có ứng suất đạt giá trị ứng suất chảy sẽ phát triển lan rộng vào các thớ bên trong của tiết diện, có nhiều thớ trên tiết diện ngang bị chảy dẻo như hình 2.2c và tiến tới toàn bộ tiết diện bị chảy dẻo sẽ xuất hiện khớp dẻo như trên hình 2.2d. Mômen tương ứng gọi là mômen dẻo toàn phần (hay mômen dẻo của tiết diện) ký hiệu là  $M_p$  và góc xoay dẻo  $\phi_p$ .

Giai đoạn 3: Giai đoạn chảy dẻo hoàn toàn, là giai đoạn có sự phân bố ứng suất trên tiết diện như hình 2.1 (e), hình 2.2 (d) và được thể hiện bằng đoạn nằm

ngang DE như trên hình 2.3(b). Bất kỳ sự gia tăng tải trọng nào chỉ dẫn đến tăng biến dạng (góc xoay), ở giai đoạn này mô men dẻo  $M_p$  có giá trị không đổi.

Khi thiết kế kết cấu ngoài giới hạn đàn hồi, để đơn giản trong tính toán nhiều tác giả dùng mô hình đường quan hệ mô men - độ cong lý tưởng như hình 2.4. Các nghiên cứu đó là: Eurocode 4 [32], Chan và Chui [34], Guire [69], Eurocode 3 [31]. Trong các nghiên cứu này, đường quan hệ mô men - độ cong chưa kể đến sự chuyển tiếp từ đàn hồi sang dẻo bằng một đường cong trơn như ứng xử chính xác của tiết diện.

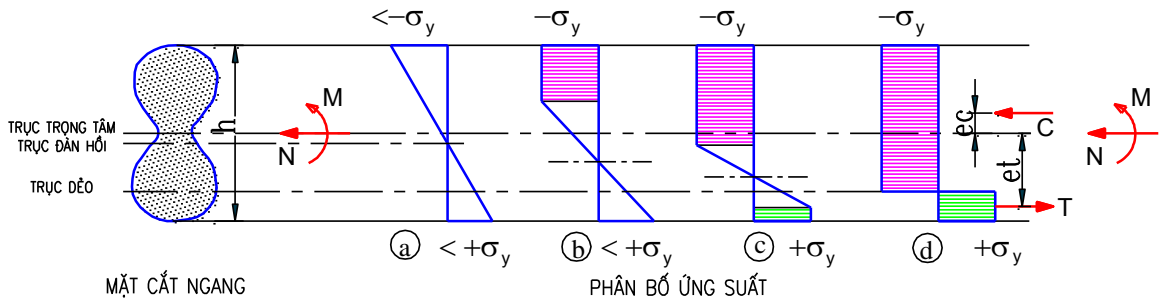


**Hình 2.4.** Mô hình đàn - dẻo lý tưởng: (a) ứng suất - biến dạng, (b) quan hệ mô men - độ cong lý tưởng

## 2.2. Khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện cột thép

Ở phần trên đã nghiên cứu quá trình chảy dẻo của tiết diện dầm thép chịu mômen uốn thuần túy  $M$  không kể đến ảnh hưởng của lực dọc  $N$  trên tiết diện thanh. Với cột thì ảnh hưởng của lực dọc đến quá trình chảy dẻo trên tiết diện là đáng kể, các nghiên cứu về vấn đề này như: ASCE [26], Bruneau [71], Vrouwenvelder [96]. Trên hình 2.5 thể hiện sự thay đổi của ứng suất khi kể đến ảnh hưởng của lực dọc.

Khảo sát tiết diện bất kỳ của phần tử cột với vật liệu biến dạng từ đàn hồi đến dẻo chịu tác dụng đồng thời của mômen uốn  $M$  và lực dọc  $N$  như trên hình 2.6.

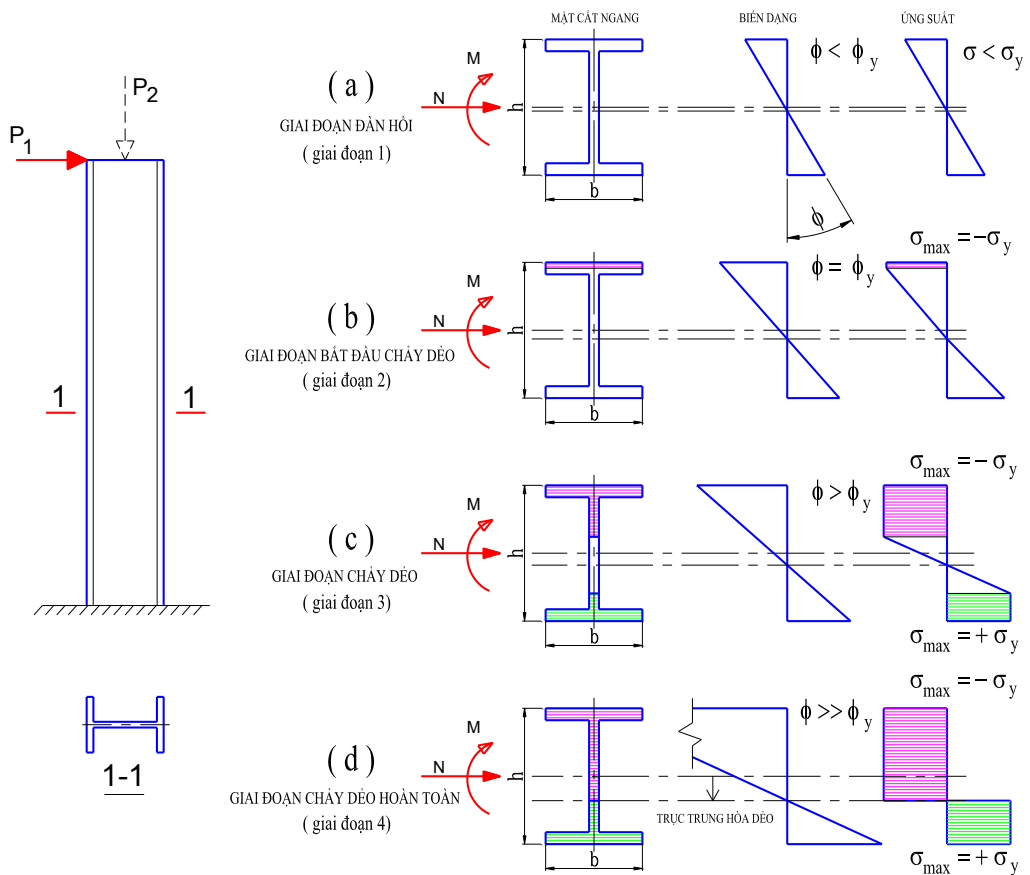


**Hình 2.5.** Sự phân bố ứng suất và sự hình thành khớp dẻo của tiết diện cột với tiết diện bất kỳ chịu mô men uốn  $M$  và lực dọc  $N$

Trên hình 2.5 thể hiện biểu đồ ứng suất pháp  $\sigma$  trên tiết diện cột trong các giai đoạn phát triển biến dạng khác nhau: hình 2.5a: biểu đồ ứng suất do  $M$  và  $N$  gây ra ở trạng thái đàn hồi, hình 2.5b: chảy dẻo trong vùng nén ( $\sigma_{\max} = -\sigma_y$ ), hình 2.5c: chảy dẻo trong vùng nén và vùng kéo, hình 2.5d: chảy dẻo hoàn toàn (trạng thái giới hạn dẻo), xuất hiện hay hình thành khớp dẻo hoàn toàn.

- *Quá trình chảy dẻo của tiết diện cột thép chữ I chịu nén uốn*

Quá trình chảy dẻo của tiết diện cột thép chữ I có một đầu ngàm một đầu tự do chịu lực ngang  $P_1$  và lực thẳng đứng  $P_2$  như hình 2.6.



**Hình 2.6.** Sự phân bố ứng suất – biến dạng trên tiết diện cột thép I

### 2.3. 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.

- Sử dụng mô hình vật liệu của thép là mô hình đàn dẻo lý tưởng được đề cập theo Eurocode 3 [31].

$$\begin{cases} \varepsilon < \varepsilon_y \rightarrow \sigma = E.\varepsilon \\ \varepsilon \geq \varepsilon_y \rightarrow \sigma = f_y \end{cases} \quad (2.1)$$

- Biểu thức quan hệ mô men - độ cong (M- $\phi$ ):

$$M = \int_0^L \sigma_x \cdot y \cdot b(x) dy \quad (2.2)$$

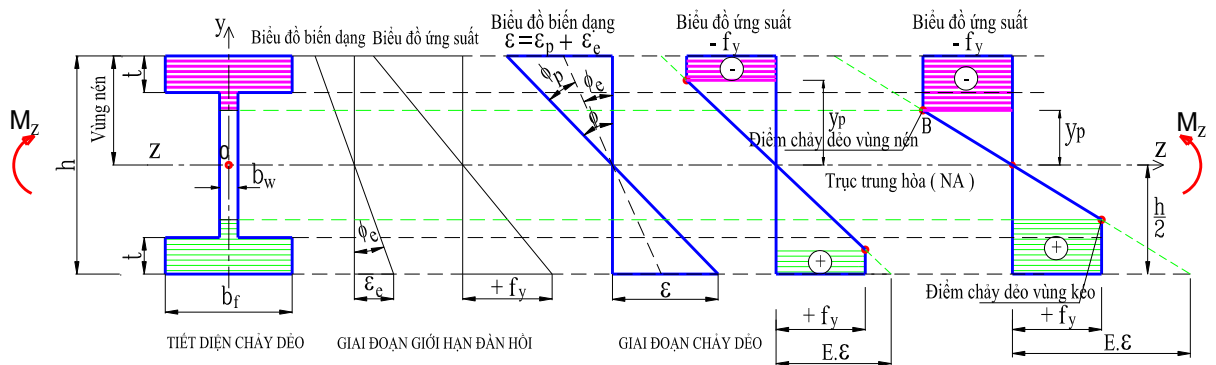
- Thiết lập các thông số:

$$\varepsilon_x = \phi \cdot y = (\phi_e + \phi_p) \cdot y ; \phi_e = \frac{2f_y}{E \cdot h} \rightarrow \varepsilon_x = \phi \cdot y = \left( \frac{2f_y}{h} + \phi_p \right) \cdot y \rightarrow \frac{2y_p}{h} = \frac{f_y}{\varepsilon \cdot E} = \frac{2f_y}{\phi \cdot h \cdot E}$$

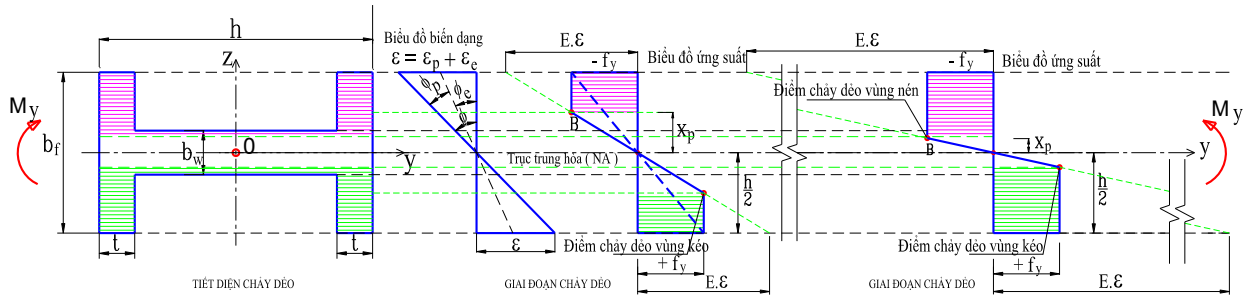
$$\rightarrow y_p = \frac{f_y}{\phi \cdot E} : \text{khoảng cách từ tâm hình học đến điểm bắt đầu chảy dẻo} \quad (2.3)$$

#### Khảo sát tiết diện thép chữ I

Thực hiện khảo sát sự phân bố ứng suất - biến dạng của tiết diện dầm thép chữ I như trên hình 2.7:



**Hình 2.7.** Sơ đồ ứng suất - biến dạng của tiết diện chữ I theo trục chính z



**Hình 2.8.** Sơ đồ ứng suất - biến dạng của tiết diện chữ I theo trục phụ y

### 2.3.1. Mô men dẻo theo trục chính (trục z) (hình 2.7)

- Góc xoay đàn hồi theo phương trục z:  $\phi_{z,e} = \frac{2f_y}{hE}$  (2.4)

- Mô men đàn hồi

$$M_{z,e} = 2 \int_0^{\frac{h}{2}-t} \sigma_z \cdot b_w \cdot y dy + 2 \int_{\frac{h}{2}-t}^{\frac{h}{2}} \sigma_z \cdot b_f \cdot y dy$$

$$M_{z,e} = 2 \frac{\phi_z E}{3} \left[ b_w \left( \frac{h}{2} - t \right)^3 + b_f \left( \left( \frac{h}{2} \right)^3 - \left( \frac{h}{2} - t \right)^3 \right) \right] \quad (2.5)$$

- Mô men giới hạn đàn hồi:

$$M_z = \frac{4 f_y}{3 h} \left[ b_w \left( \frac{h}{2} - t \right)^3 + b_f \left( \left( \frac{h}{2} \right)^3 - \left( \frac{h}{2} - t \right)^3 \right) \right] \quad (2.6)$$

- Mô men đàn dẻo:

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

$$M_z = 2 \left[ \frac{\phi_z E b_w}{3} \left( \frac{h}{2} - t \right)^3 + \frac{\phi_z E b_f}{3} \left( \left( \frac{f_y}{\phi_z E} \right)^3 - \left( \frac{h}{2} - t \right)^3 \right) + \frac{f_y b_f}{2} \left( \left( \frac{h}{2} \right)^2 - \left( \frac{f_y}{\phi_z E} \right)^2 \right) \right] \quad (2.7)$$

trong đó  $\phi_z = \frac{2f_y}{hE} + \phi_z^p$

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

$$M_z = 2 \left[ \frac{f_y b_w}{2} \left( \frac{h}{2} - t \right)^2 - \frac{f_y b_w}{6} \left( \frac{f_y}{\phi_z E} \right)^2 + \frac{f_y b_f t}{2} (h - t) \right] \quad (2.8)$$

- Giá trị mô men cực đại là:



$$M_{z,\max} = 2 \left[ \frac{f_y b_w}{2} \left( \frac{h}{2} - t \right)^2 + \frac{f_y b_f t}{2} (h - t) \right] \quad (2.9)$$

### 2.3.2. Mô men dẻo theo trục phụ (trục y) (hình 2.8)

- Góc xoay đàn hồi theo phương trục y:

$$\phi_{y,e} = \frac{2f_y}{b_f E} \quad (2.10)$$

- Mô men đàn hồi:

$$M_y = \frac{\phi_y E}{12} [2b_f^3 t + b_w^3 (h - 2t)] \quad (2.11)$$

- Mô men giới hạn đàn hồi:

$$M_{y,e} = \frac{f_y}{6b_f} [2b_f^3 t + b_w^3 (h - 2t)] \quad (2.12)$$

- Mô men đàn dẻo:

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

$$M_y = \frac{1}{2} f_y \left[ b_f^2 - \left( 2 \frac{f_y}{\phi_y E} \right)^2 \right] t + \frac{f_y}{6} \left( 2 \frac{f_y}{\phi_y E} \right)^2 t + \frac{\phi_y E}{12} b_w^3 (h - 2t) \quad (2.13)$$

trong đó  $\phi_y = \frac{2f_y}{b_f E} + \phi_{y,p}$

+ Trường hợp  $\phi_y > \frac{2f_y}{b_w E}$  hay  $\phi_{y,p} > \frac{2f_y}{b_w E} - \frac{2f_y}{b_f E} = \frac{2f_y}{E} \left( \frac{b_f - b_w}{b_w b_f} \right)$

$$M_y = \frac{1}{2} \left[ b_f^2 - \left( 2 \frac{f_y}{\phi_y E} \right)^2 \right] t f_y + \frac{1}{4} \left[ b_w^2 - \left( 2 \frac{f_y}{\phi_y E} \right)^2 \right] (h - 2t) f_y + \frac{\phi_y E}{12} \left( 2 \frac{f_y}{\phi_y E} \right)^3 h$$

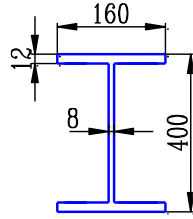
$$M_y = \frac{1}{4} h f_y b_w^2 - \frac{1}{3} \frac{h f_y^3}{\theta^2 E^2} + \frac{1}{2} t f_y (b_f^2 - b_w^2) \quad (2.14)$$

- Giá trị mô men cực đại là:

$$M_{y,\max} = \frac{1}{4} f_y [2b_f^2 t + b_w^2 (h - 2t)] \quad (2.15)$$

• Ví dụ xây dựng quan hệ M -  $\phi$  của tiết diện dầm I400.

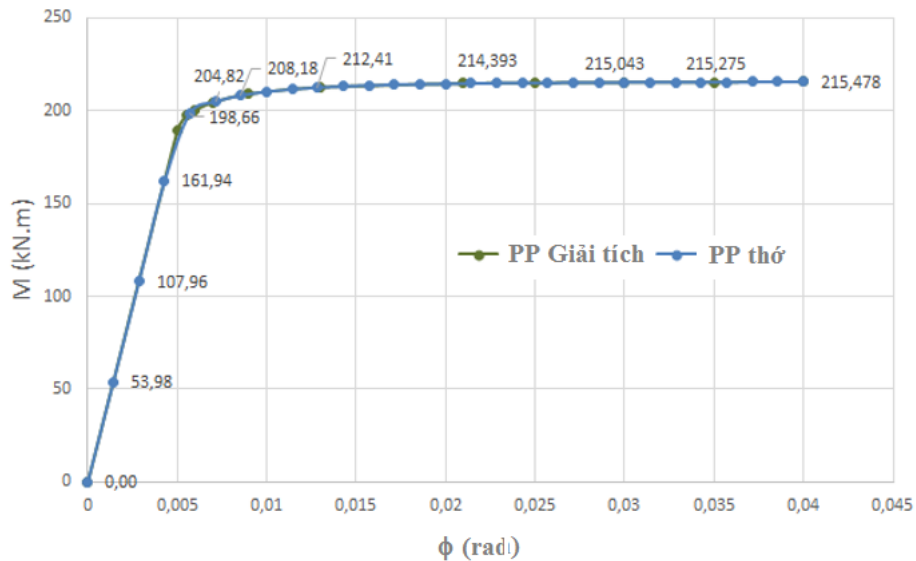
Xây dựng quan hệ M- $\phi$  của tiết diện dầm thép I400 chịu mômen uốn M (hình 2.9) theo phương pháp giải tích và phương pháp chia thớ.



**Hình 2.9.** Tiết diện thép I400

Thép có:  $\sigma_y = 210\text{MPa}$ ;  $E_a = 210.10^3$  MPa;  $\mu = 0,3$ . Sử dụng các công thức 2.7 đến 2.9 của phương pháp giải tích và chương trình SPH xây dựng đường quan hệ M- $\phi$ , kết quả cho như

hình 2.10; kết quả theo phương pháp giải tích như hình 2.10 được so sánh với kết quả của phương pháp thử (lý thuyết phương pháp thử xem tại phụ lục 3).



**Hình 2.10.** Đường quan hệ M- $\phi$  tiết diện dầm thép I400 theo phương pháp giải tích và phương pháp thử

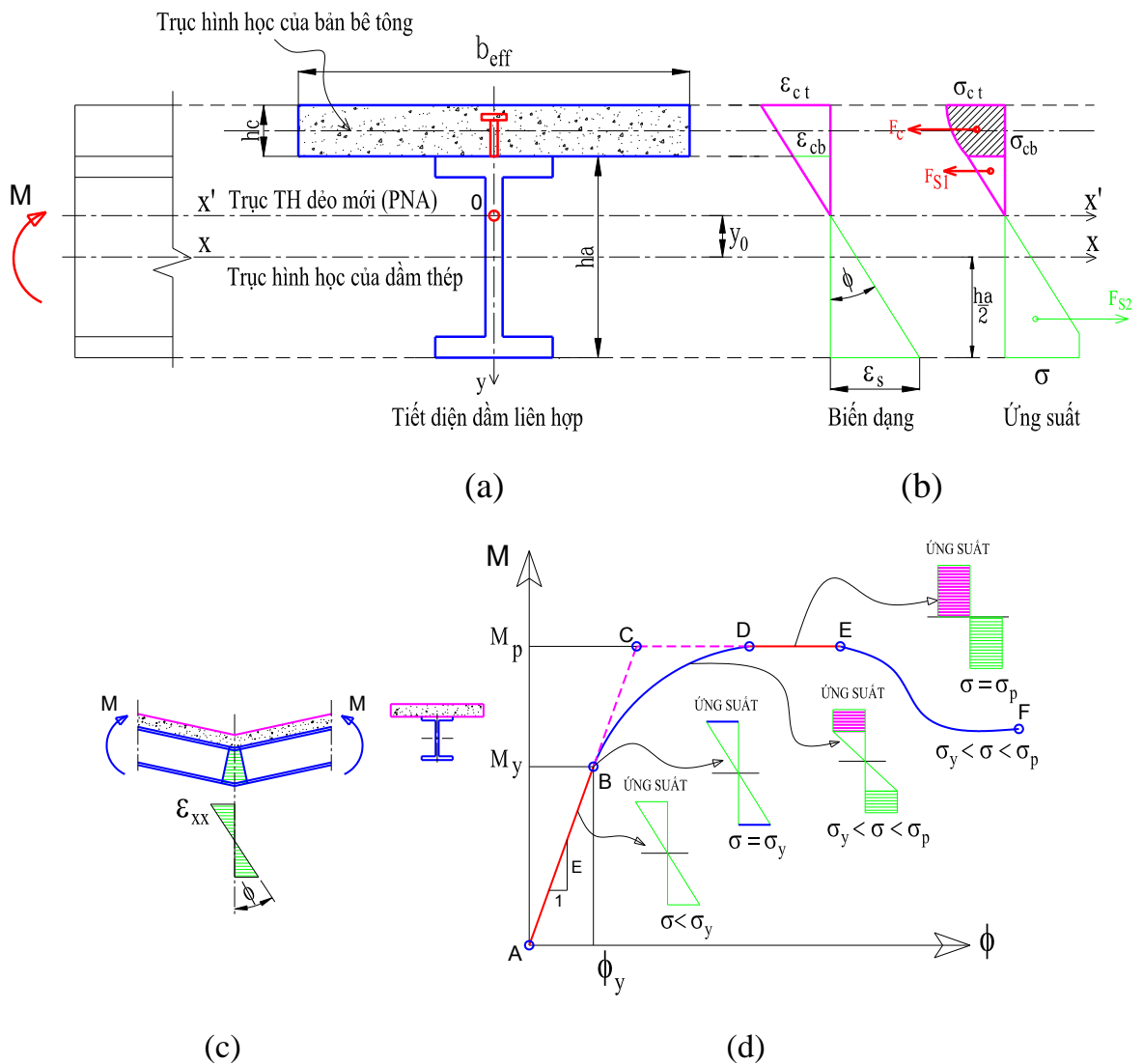
Nhận xét: từ đồ thị hình 2.10 nhận thấy hai đường cong phi tuyến M- $\phi$  là trùng nhau, do đó phương pháp giải tích cho kết quả chính xác và có độ tin cậy cao, mặt khác phương pháp này cho thấy quan hệ mômen – độ cong được thể hiện bằng phương trình liên tục rất thuận tiện khi phân tích kết cấu bằng phương pháp PTHH.

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

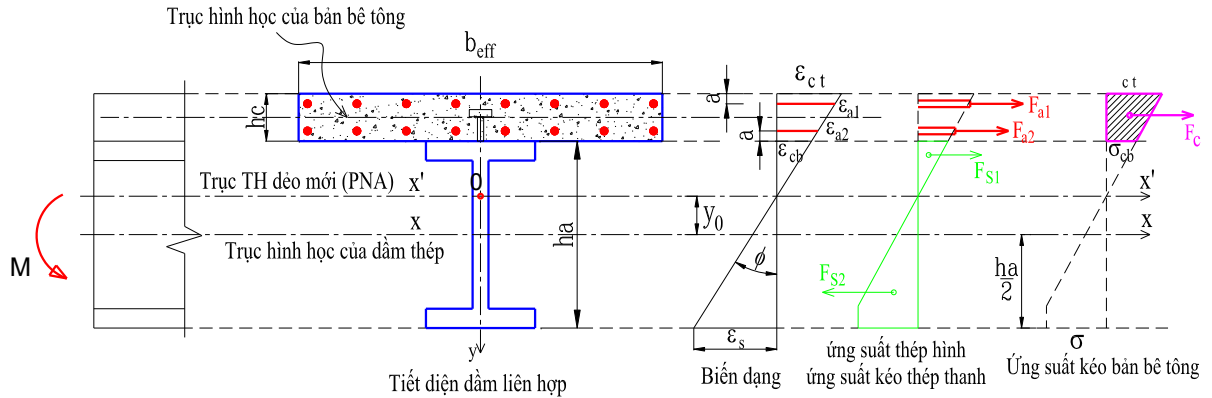
Sử dụng mô hình vật liệu phi tuyến của bê tông: với bê tông chịu nén dùng mô hình vật liệu phi tuyến Kent và Park [28][56] được đề cập ở công thức (1.1 đến 1.7) trong chương mở đầu, với bê tông chịu kéo dùng mô hình vật liệu Vebo và Ghali [94][97] được đề cập ở công thức (1.8) trong chương mở đầu.

Sử dụng mô hình đàn dẻo lý tưởng của vật liệu thép được đề cập ở công thức (2.1) theo tiêu chuẩn Eurocode 3 [31] và được đặc trưng bởi hai thông số: mô đun đàn hồi  $E$  và ứng suất chảy dẻo  $f_y$ .

Khảo sát ứng suất, biến dạng của tiết diện dầm liên hợp trong trường hợp tổng quát như trên hình 2.11 với tiết diện dầm liên hợp bao gồm bản sàn bê tông cốt thép và phần dầm thép chữ I. 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, cốt thép sàn và phần thép dầm chữ I sau đó tổ hợp lại.



**Hình 2.11.** (a) - Tiết diện tổng quát dầm liên hợp; (b) - sơ đồ ứng suất biến dạng của tiết diện dầm liên hợp; (c) – độ cong; (d) Đường quan hệ M- $\phi$  (momen – độ cong) khi  $M > 0$



**Hình 2.12.** Tiết diện tổng quát và sơ đồ ứng suất biến dạng của tiết diện dầm liên hợp khi  $M < 0$ .

Phương trình lực  $F$  và  $M$  phụ thuộc vào độ cong  $\phi$  của tiết diện dầm liên hợp khi chịu kéo và chịu nén. Tiến hành khảo sát các trường hợp chảy dẻo của tiết diện dầm liên hợp, thiết lập được phương trình  $M$  phụ thuộc vào độ cong  $\phi$ :

Từ hình 2.11 và 2.12 cần đi xác định vị trí của trục trung hòa dẻo mới (PNA) ( $y_0$ ).

Vị trí trục trung hòa dẻo mới (PNA)  $y_0$ : được xác định từ điều kiện cân bằng thể hiện như trên hình 2.11 và 2.12 với phương trình cân bằng:

$$F_c + F_a + F_{s1} + F_{s2} - F_{rc} = 0 \quad (2.16)$$

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);

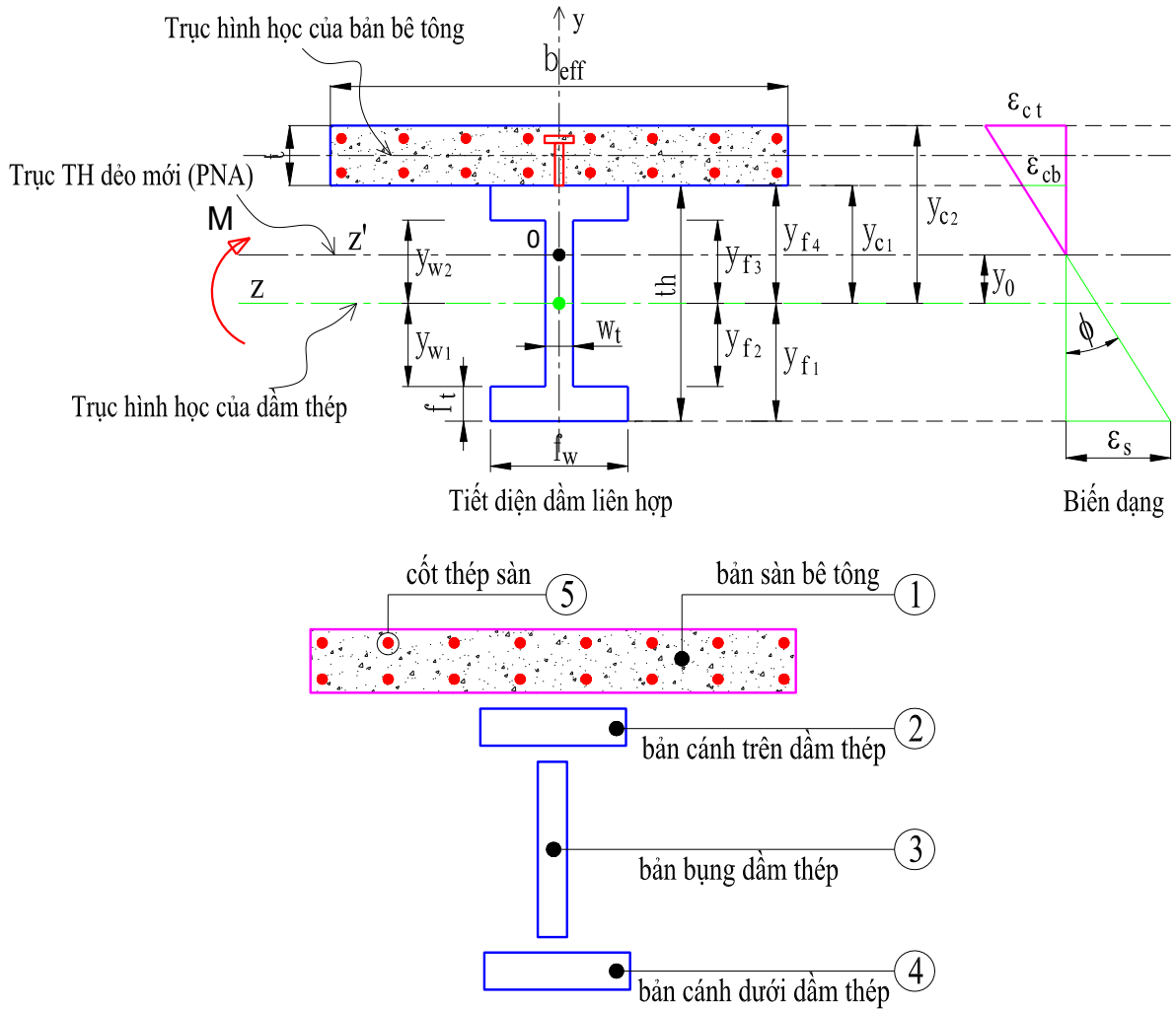
$F_{s2}$  - là hợp lực của phần dầm thép chịu kéo (nén);

$F_{rc}$  - là hợp lực của phần bê tông mà diện tích cốt thép chiếm chỗ.

Xác định mô men của dầm liên hợp:

$$M = M_c + M_a + M_s + M_{rc} \quad (2.17)$$

Thực hiện khảo sát các trường hợp chảy dẻo của các thành phần tiết diện dầm liên hợp thép - bê tông như trên hình 2.13.



**Hình 2.13.** Các thành phần tiết diện dầm liên hợp

**2.4.1. Xét thành phần bản sàn bê tông (1)**

Khi bản sàn bê tông làm việc, biến dạng của các điểm tại mặt dưới  $\epsilon_i$  ( $\epsilon_{cb}$ ) và mặt trên của bản sàn  $\epsilon_j$  ( $\epsilon_{ct}$ ) 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 2.14. 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.

Ký hiệu: (n) - đoạn lấy tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \epsilon$  ( $n=1 \div 6$ );

[i], [j] - điểm giới hạn của đoạn lấy tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \epsilon$ ;

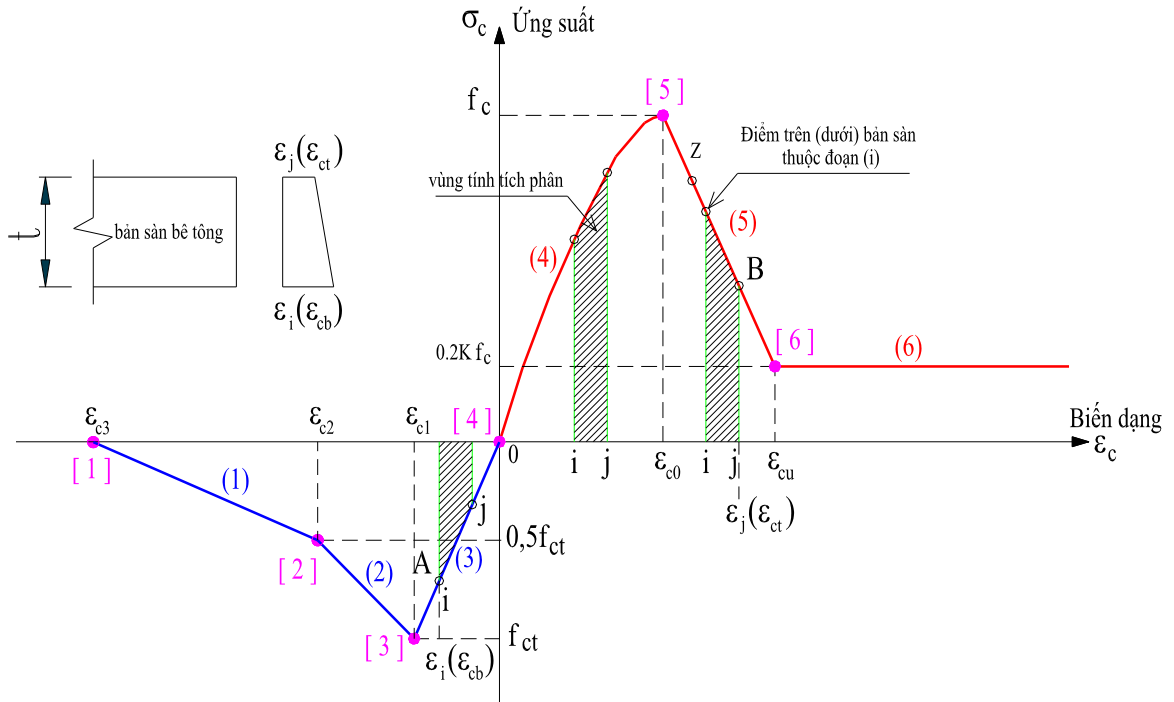
$\epsilon_i$  ( $\epsilon_{cb}$ ) - biến dạng thớ dưới cùng của bản bê tông sàn;

$\epsilon_j$  ( $\epsilon_{ct}$ ) - biến dạng thớ trên cùng của bản bê tông sàn;

$$\varepsilon_{cb} = \phi \cdot y_1 = \phi \cdot (y_{c1} - y_0); \quad \varepsilon_{ct} = \phi \cdot y_2 = \phi \cdot (y_{c2} - y_0) \quad (2.18)$$

Trường hợp xét bê tông nở hông, từ công thức 1.1 đến 1.7 → có các thông số sau đây:

$$\rho_s = 0 \rightarrow K=1 \rightarrow \varepsilon_0 = 0,002; \quad Z = \frac{0,8}{\varepsilon_u - \varepsilon_0}; \quad \varepsilon_u = 0,004 \quad (2.19)$$



**Hình 2.14.** Vùng tính tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$  của vật liệu bê tông

• **Xác định thành phần  $F_c, M_c$  của bản sàn bê tông**

$$F_c = \int_{y_1}^{y_2} b_{\text{eff}} \cdot \sigma_p(y) dy \quad (2.20)$$

$$M_c = \int_{y_1}^{y_2} b_{\text{eff}} \cdot \sigma_p(y) y dy \quad (2.21)$$

- Xét trường hợp khi bê tông chịu kéo

$$\begin{cases} \sigma_{ct} = 0,5E_c \varepsilon & \text{khi } \varepsilon \leq \varepsilon_{c1} \\ \sigma_{ct} = f_{ct} - 0,8E_c(\varepsilon - \varepsilon_{c1}) & \text{khi } \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} \\ \sigma_{ct} = 0,5f_{ct} - 0,075E_c(\varepsilon - \varepsilon_{c2}) & \text{khi } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c3} \\ \sigma_{ct} = 0 & \text{khi } \varepsilon > \varepsilon_{c3} \end{cases} \quad (2.22)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{c1} = \frac{f_{ct}}{E_{ct}} = \frac{2f_{ct}}{E_c} \\ \varepsilon_{c2} = \varepsilon_{c1} + \frac{0,5f_{ct}}{0,8E_c} = \varepsilon_{c1} + 0,625 \frac{f_{ct}}{E_c} = 1,3125\varepsilon_{c1} = 2,625 \frac{f_{ct}}{E_c} \\ \varepsilon_{c3} = \varepsilon_{c2} + \frac{0,5f_{ct}}{0,075E_c} = 1,3125\varepsilon_{c1} + \frac{10}{3} \varepsilon_{c1} = \frac{13,9375}{3} \varepsilon_{c1} \approx 9,292 \frac{f_{ct}}{E_c} \end{array} \right. \quad (2.23)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_c = b_{eff} \cdot \int_{y_1}^{y_2} 0,5E_c \phi y dy = b_{eff} E_c \phi \frac{y^2}{4} \Big|_{y_1}^{y_2} \\ F_c = b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} [f_{ct} - 0,8E_c(\phi y - \varepsilon_{c1})] dy = b_{eff} \left[ f_{ct} y - 0,4E_c \phi y^2 + 0,8E_c y \varepsilon_{c1} \right] \Big|_{y_1}^{y_2} \\ F_c = b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} [0,5f_{ct} - 0,075E_c(\phi y - \varepsilon_{c2})] dy = b_{eff} \left[ 0,5f_{ct} y - 0,075E_c \phi \frac{y^2}{2} + 0,075E_c y \varepsilon_{c2} \right] \Big|_{y_1}^{y_2} \end{array} \right. \quad (2.24)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_c = b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} 0,5E_c \phi y y dy = 0,5b_f E_c \phi \frac{y^3}{3} \Big|_{y_1}^{y_2} \\ M_c = b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} [f_{ct} - 0,8E_c(\phi y - \varepsilon_{c1})] y dy = b_{eff} \left[ f_{ct} \frac{y^2}{2} - 0,8E_c \phi \frac{y^3}{3} + 0,8E_c \frac{y^2}{2} \varepsilon_{c1} \right] \Big|_{y_1}^{y_2} \\ M_c = b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} [0,5f_{ct} - 0,075E_c(\phi y - \varepsilon_{c2})] y dy = b_{eff} \left[ 0,5f_{ct} \frac{y^2}{2} - 0,075E_c \phi \frac{y^3}{3} + 0,075E_c \frac{y^2}{2} \varepsilon_{c2} \right] \Big|_{y_1}^{y_2} \end{array} \right. \quad (2.25)$$

- Xét trường hợp khi bê tông chịu nén

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_c = K \cdot f_c \cdot \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] & \text{khi } \varepsilon \leq \varepsilon_0 \\ \sigma_c = K \cdot f_c \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon - \varepsilon_0)] \geq 0, 2K \cdot f_c & \text{khi } \varepsilon_0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ \sigma_c = 0, 2K \cdot f_c & \text{khi } \varepsilon \geq \varepsilon_u \end{array} \right. \quad (2.26)$$

$$\left\{ \begin{aligned}
F_c &= b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} f_c \left[ 2 \frac{\phi y}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\phi y}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] dy = b_{eff} f_c \left( \frac{\phi y^2}{\varepsilon_0} - \frac{1}{3} \frac{\phi^2 y^3}{\varepsilon_0^2} \right) \Big|_{y_1}^{y_2} \\
F_c &= b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} f_c [1 - Z(\phi y - \varepsilon_0)] dy = b_{eff} f_c \left( y - Z \frac{\phi y^2}{2} + Z y \varepsilon_0 \right) \Big|_{y_1}^{y_2} \\
&= b_f \int_{y_1}^{y_2} \left[ f_c - 0,8 f_c \frac{(\phi y - \varepsilon_0)}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right] dy = b_f \left( f_c y - 0,8 f_c \frac{\phi y^2}{2(\varepsilon_u - \varepsilon_0)} + 0,8 f_c \frac{y \varepsilon_0}{(\varepsilon_u - \varepsilon_0)} \right) \Big|_{y_1}^{y_2} \\
F_c &= b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} 0,2 f_c dy = b_f 0,2 f_c y \Big|_{y_1}^{y_2}
\end{aligned} \right. \quad (2.27)$$

$$\left\{ \begin{aligned}
M_c &= b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} f_c \left[ 2 \frac{\phi y}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\phi y}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] y dy = b_{eff} f_c \left( \frac{2}{3} \frac{\phi y^3}{\varepsilon_0} - \frac{1}{4} \frac{\phi^2 y^4}{\varepsilon_0^2} \right) \Big|_{y_1}^{y_2} \\
M_c &= b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} f_c [1 - Z(\phi y - \varepsilon_0)] y dy = b_{eff} f_c \left( \frac{y^2}{2} - Z \phi \frac{y^3}{3} + Z \frac{y^2}{2} \varepsilon_0 \right) \Big|_{y_1}^{y_2} \\
M_c &= b_{eff} \int_{y_1}^{y_2} 0,2 f_c y dy = b_{eff} 0,1 f_c y^2 \Big|_{y_1}^{y_2}
\end{aligned} \right. \quad (2.28)$$

#### 2.4.2. Xét thành phần dầm thép (2)(3)(4)

Khi thành phần (2)(3)(4) của dầm thép làm việc, biến dạng của các điểm tại mặt dưới  $\varepsilon_i$  ( $\varepsilon_{sb}$ ) và mặt trên của thành phần dầm thép  $\varepsilon_j$  ( $\varepsilon_{st}$ ) có thể đạt được các vị trí ứng suất (điểm A, điểm B) trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$  của vật liệu thép như hình 2.15. Từ biến dạng của các vị trí đó ta có thể đi xác định được vùng lấy tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$  của vật liệu và xác định được thành phần  $F_s$ ,  $M_s$  của thành phần dầm thép.

Ký hiệu: (n) - đoạn lấy tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$  ( $n=1 \div 4$ );

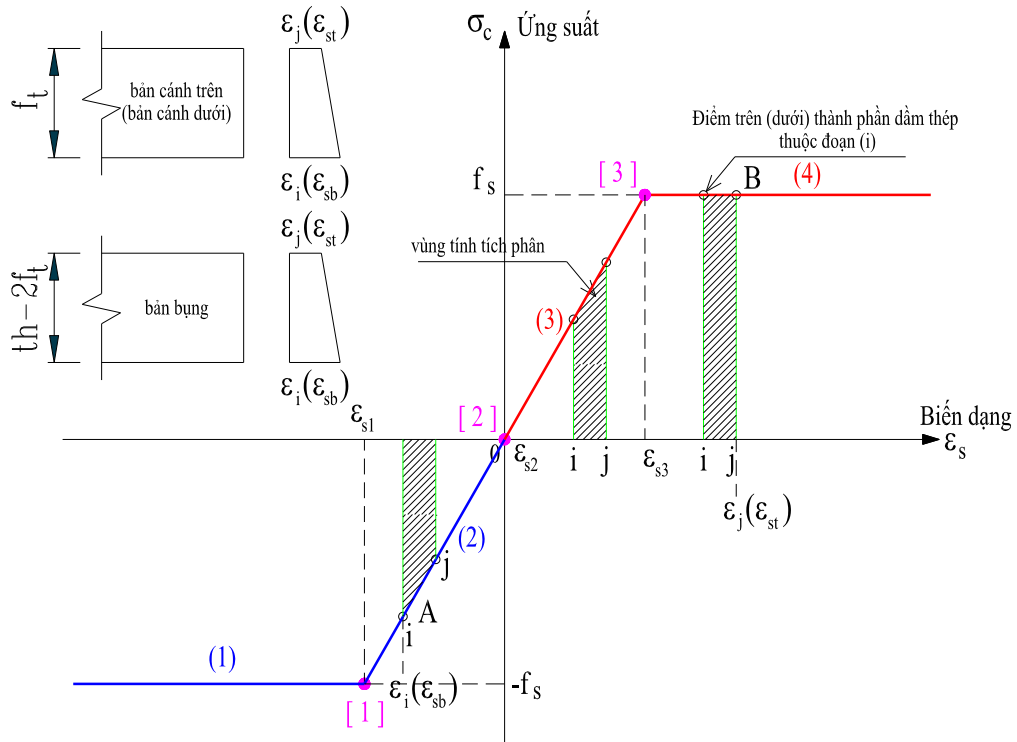
[i], [j] - điểm giới hạn của đoạn lấy tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$ ;

$\varepsilon_i$  ( $\varepsilon_{sb}$ ) - biến dạng thứ dưới cùng của thành phần dầm thép;

$\varepsilon_j$  ( $\varepsilon_{st}$ ) - biến dạng thứ trên cùng của thành phần dầm thép;

$$\varepsilon_{sb} = \phi \cdot y_1 = \phi \cdot (y_{s1} - y_0); \quad \varepsilon_{st} = \phi \cdot y_2 = \phi \cdot (y_{s2} - y_0) \quad (2.29)$$





**Hình 2.15.** Vùng tính tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$  của vật liệu thép

• **Xác định thành phần  $F_s, M_s$  của thành phần dầm thép**

$$F_s = F_{s1} + F_{s2} = F_f + F_w + F_f = \sum_{i=1}^3 \int_{y_1}^{y_2} b_i \cdot \sigma_p(y) dy \tag{2.30}$$

$$M_s = \sum_{i=1}^3 \int_{y_1}^{y_2} b_i \cdot \sigma_p(y) y dy \tag{2.31}$$

- Xét trường hợp khi thép chịu nén

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \varepsilon & \text{khi } \varepsilon < \varepsilon_{s1} \\ \sigma_s = f_y & \text{khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s1} \end{cases} \tag{2.32}$$

$$\begin{cases} F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y dy = b_i E_s \phi \frac{y^2}{2} \Big|_{y_1}^{y_2} \\ F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s dy = b_i f_s y \Big|_{y_1}^{y_2} \end{cases} \tag{2.33}$$

$$\begin{cases} M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y y dy = b_i E_s \phi \frac{y^3}{3} \Big|_{y_1}^{y_2} \\ M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s y dy = b_i f_s \frac{y^2}{2} \Big|_{y_1}^{y_2} \end{cases} \quad (2.34)$$

- Xét trường hợp khi thép chịu kéo

$$\begin{cases} \sigma_s = E_s \varepsilon & \text{khi } \varepsilon < \varepsilon_{s3} \\ \sigma_s = f_y & \text{khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s3} \end{cases} \quad (2.35)$$

$$\begin{cases} F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y dy = b_i E_s \phi \frac{y^2}{2} \Big|_{y_1}^{y_2} \\ F_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s dy = b_i f_s y \Big|_{y_1}^{y_2} \end{cases} \quad (2.36)$$

$$\begin{cases} M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} E_s \phi y y dy = b_i E_s \phi \frac{y^3}{3} \Big|_{y_1}^{y_2} \\ M_{si} = b_i \int_{y_1}^{y_2} f_s y dy = b_i f_s \frac{y^2}{2} \Big|_{y_1}^{y_2} \end{cases} \quad (2.37)$$

### 2.4.3. Xét thành phần cốt thép sàn (5)

Khi thành phần (5) cốt thép sàn làm việc, biến dạng của cốt thép sàn  $\varepsilon_i$  có thể đạt được các vị trí ứng suất (điểm A, điểm B) trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$  của vật liệu thép như hình 2.15.

Từ biến dạng của các vị trí đó ta có thể đi xác định được vùng lấy tích phân trên biểu đồ  $\sigma - \varepsilon$  của vật liệu và xác định được thành phần  $F_a$ ,  $M_a$  của thành phần cốt thép sàn.

- Xét trường hợp khi thép chịu nén

$$\begin{cases} F_a = a_s E_s \phi y & \text{khi } \varepsilon < \varepsilon_{s1} \\ F_a = a_s f_y & \text{khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s1} \end{cases} \quad (2.38)$$

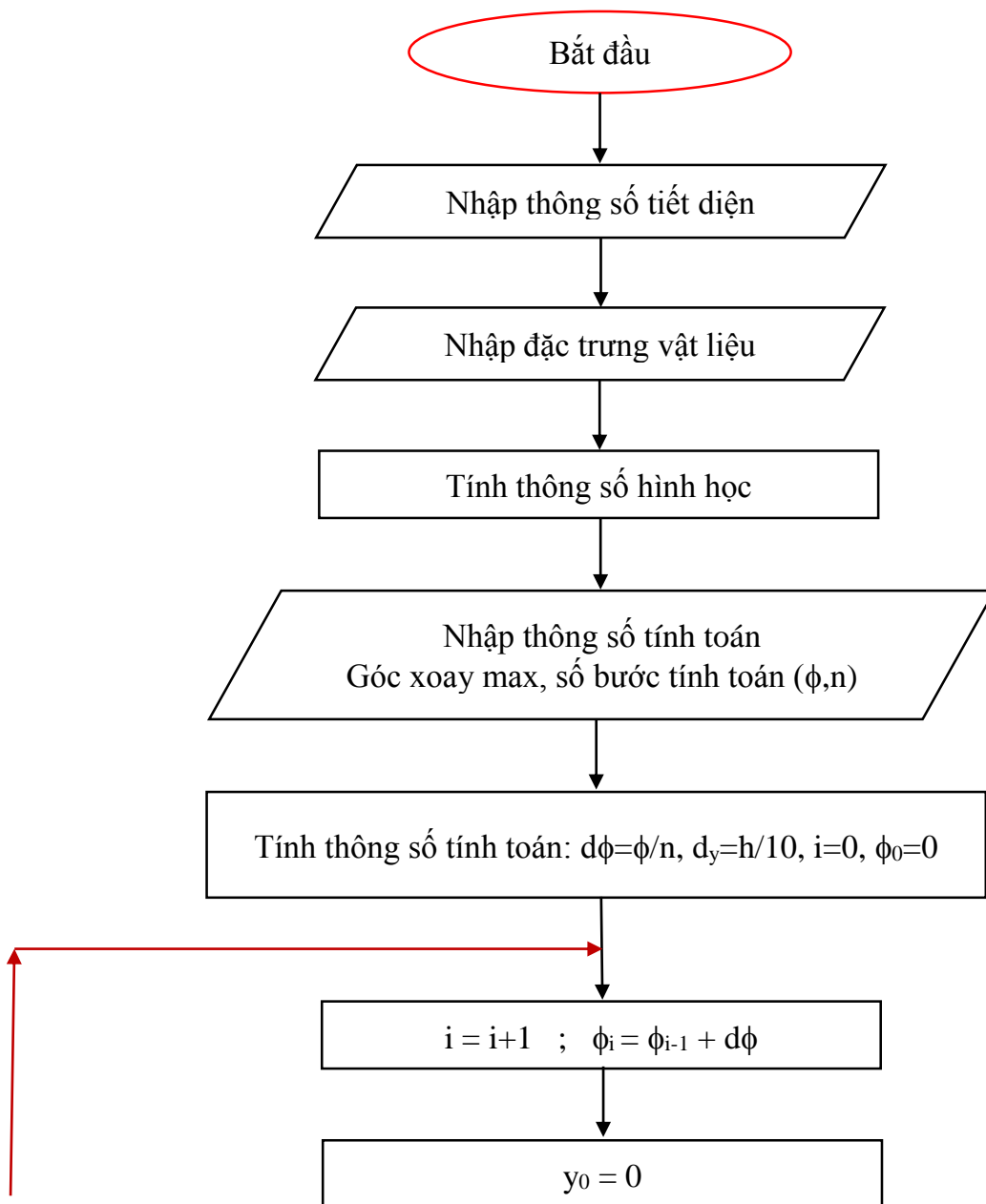
$$\begin{cases} M_a = a_s E_s \phi y^2 & \text{khi } \varepsilon < \varepsilon_{s1} \\ M_a = a_s f_y y & \text{khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s1} \end{cases} \quad (2.39)$$

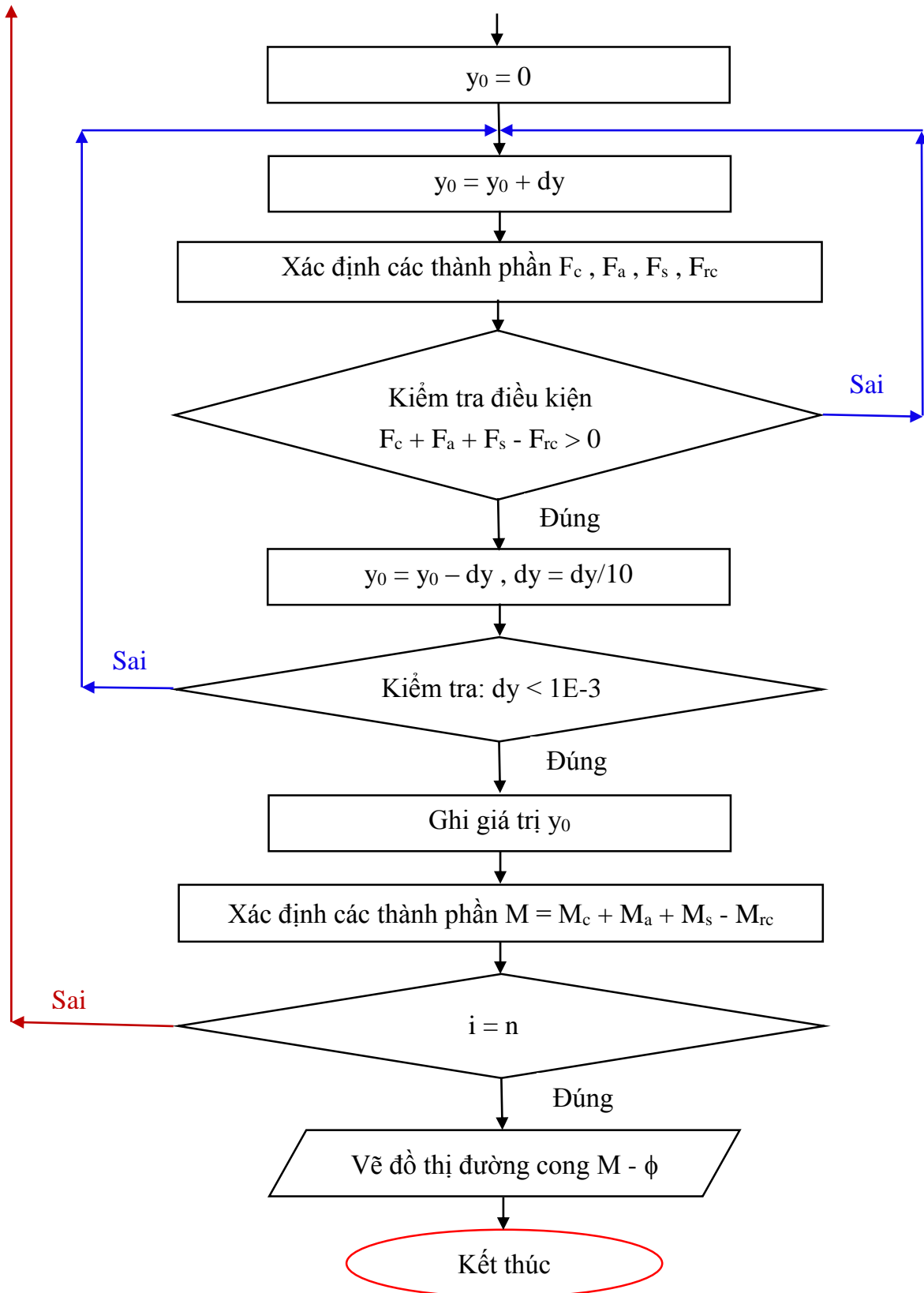
- Xét trường hợp khi thép chịu kéo

$$\begin{cases} F_a = a_s E_s \phi y & \text{khi } \varepsilon < \varepsilon_{s3} \\ F_a = a_s f_y & \text{khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s3} \end{cases} \quad (2.40)$$

$$\begin{cases} M_a = a_s E_s \phi y^2 & \text{khi } \varepsilon < \varepsilon_{s3} \\ M_a = a_s f_y y & \text{khi } \varepsilon \geq \varepsilon_{s3} \end{cases} \quad (2.41)$$

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



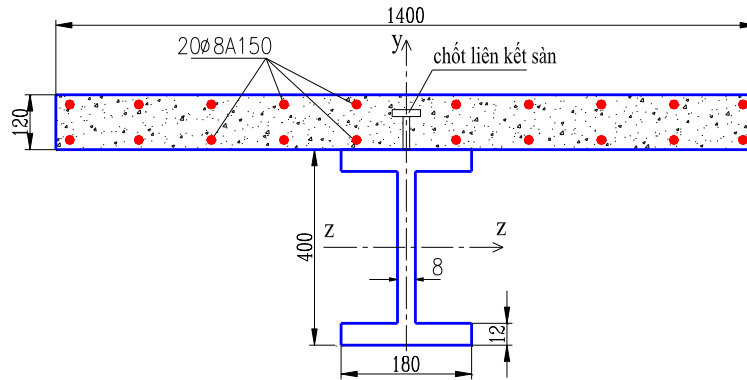


**Hình 2.16.** Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng quan hệ  $M - \phi$  của dầm liên hợp theo phương pháp giải tích.

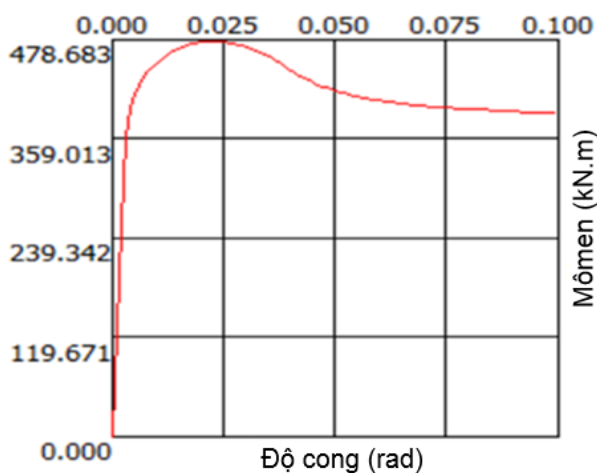
Sử dụng sơ đồ khối và các công thức đã thiết lập theo phương pháp giải tích từ công thức 2.2 đến 2.41, lập trình chương trình SPH bằng ngôn ngữ Delphi XE8 để xây dựng quan hệ mô men – độ cong ( $M-\phi$ ) của tiết diện dầm thép và dầm liên hợp chịu uốn bằng phương pháp giải tích và được khảo sát qua các ví dụ sau:

- Ví dụ xây dựng quan hệ  $M - \phi$  của tiết diện dầm liên hợp

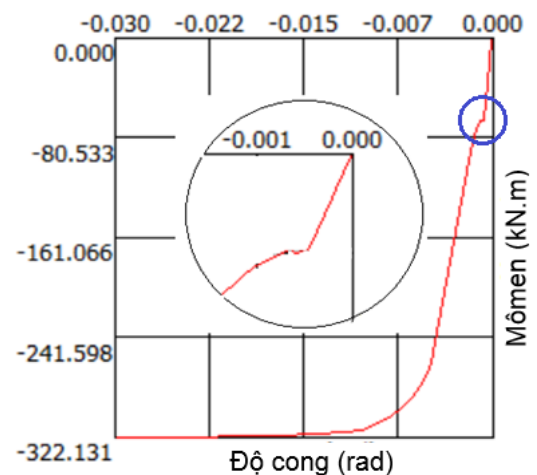
Sử dụng chương trình SPH xây dựng quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện dầm liên hợp chịu mômen uốn  $M$  hình 2.17. Thép hình XCT38 có:  $\sigma_y = 230\text{MPa}$ ;  $E_a = 210.10^3\text{MPa}$ ;  $\mu = 0,3$ ; thép thanh trong sàn AII có:  $\sigma_y = 295\text{MPa}$ ;  $E_a = 210.10^3\text{MPa}$ ;  $\mu = 0,3$ ; bê tông sàn B30 có:  $R_b = 17\text{MPa}$ ;  $R_{bt} = 1,2\text{MPa}$ ;  $E_b = 32,5.10^3\text{MPa}$ ;  $\mu = 0,2$ . Kết quả thể hiện tại hình 2.18, 2.19.



**Hình 2.17.** Tiết diện dầm liên hợp chữ I chịu mômen uốn  $M$



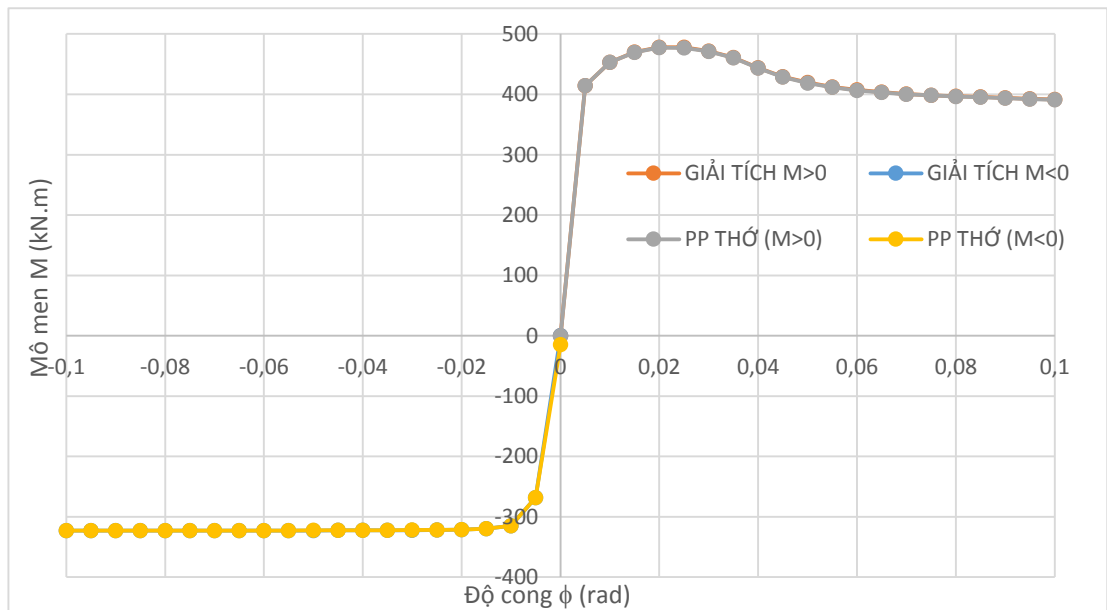
**Hình 2.18.** Quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện dầm liên hợp ( $M > 0$ )



**Hình 2.19.** Quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện dầm liên hợp ( $M < 0$ )

Bảng 2.1. Bảng giá trị M-φ của tiết diện dầm liên hợp

Độ cong	M	M	y <sub>0</sub>	y <sub>0</sub>	Độ cong	M	M	y <sub>0</sub>	y <sub>0</sub>
φ	(theo PP chính xác)	(theo PP thớ)	(theo PP chính xác)	(theo PP thớ)	φ	(theo PP chính xác)	(theo PP thớ)	(theo PP chính xác)	(theo PP thớ)
(rad)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)	(rad)	(kN.m)	(kN.m)	(m)	(m)
0	0.000	-0.171	-14.828	0.305	0	0.000	-14.828	-0.171	0.000
0.005	414.343	414.157	0.215	0.215	-0.005	-268.473	-268.412	-0.034	-0.034
0.01	453.142	453.131	0.231	0.231	-0.01	-314.912	-314.848	-0.079	-0.079
0.015	469.983	469.612	0.237	0.237	-0.015	-319.679	-319.615	-0.081	-0.081
0.022	478.683	478.335	0.237	0.237	-0.02	-321.109	-321.046	-0.081	-0.081
0.025	477.780	477.036	0.235	0.234	-0.025	-321.772	-321.708	-0.081	-0.081
0.03	471.742	471.144	0.230	0.230	-0.030	-322.131	-322.069	-0.081	-0.081
0.035	460.951	460.367	0.225	0.224	-0.035	-322.348	-322.285	-0.081	-0.081
0.04	444.033	443.621	0.218	0.218	-0.04	-322.489	-322.426	-0.081	-0.081
0.045	429.058	428.685	0.212	0.212	-0.045	-322.585	-322.522	-0.081	-0.081
0.05	419.589	418.602	0.209	0.208	-0.05	-322.654	-322.593	-0.081	-0.081
0.055	412.110	411.615	0.205	0.205	-0.055	-322.705	-322.643	-0.081	-0.081
0.06	407.279	406.603	0.203	0.203	-0.06	-322.744	-322.684	-0.081	-0.081
0.065	403.481	402.955	0.202	0.201	-0.065	-322.775	-322.711	-0.081	-0.081
0.07	400.750	400.237	0.200	0.200	-0.07	-322.799	-322.737	-0.081	-0.081
0.075	398.652	398.152	0.199	0.199	-0.075	-322.818	-322.758	-0.081	-0.081
0.08	397.025	396.524	0.199	0.198	-0.08	-322.834	-322.771	-0.081	-0.081
0.085	395.764	395.036	0.198	0.198	-0.085	-322.847	-322.783	-0.081	-0.081
0.09	394.057	393.538	0.197	0.197	-0.09	-322.858	-322.796	-0.081	-0.081
0.095	392.784	392.278	0.196	0.196	-0.095	-322.867	-322.808	-0.081	-0.081
0.1	391.709	391.224	0.195	0.195	-0.1	-322.875	-322.816	-0.081	-0.081



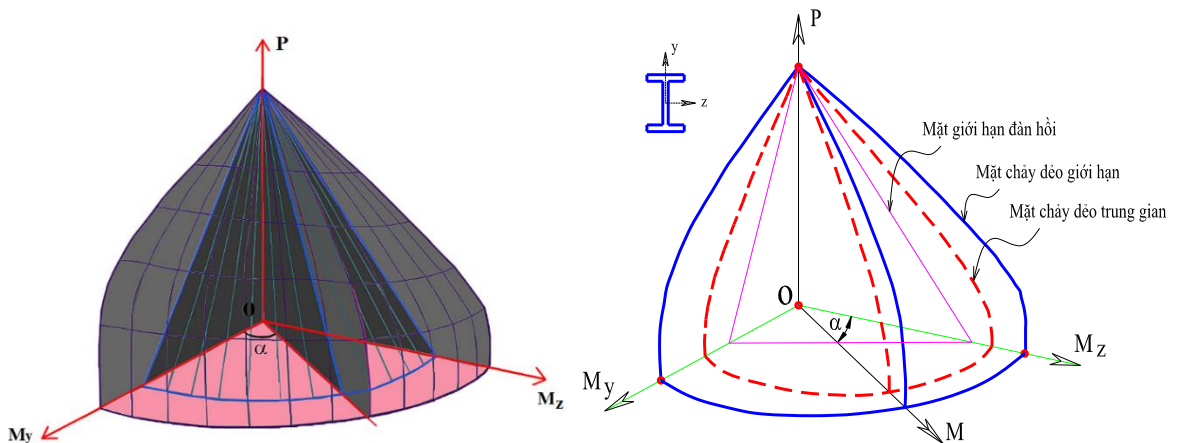
Hình 2.20. So sánh quan hệ M-φ của tiết diện dầm liên hợp theo PP giải tích và PP chia thớ

Nhận xét: từ đồ thị hình 2.20 có thể nhận thấy hai đường quan hệ phi tuyến  $M-\phi$  là trùng nhau, giá trị  $M_p$  khi tính theo chương trình SPH có  $M_p^+ = 478,683$  kN.m, so sánh với tiêu chuẩn Eurocode 4  $M_p^+ = 469,13$  kN.m là xấp xỉ bằng nhau (chênh lệch 2%). Do đó phương pháp giải tích có độ tin cậy cao và chính xác.

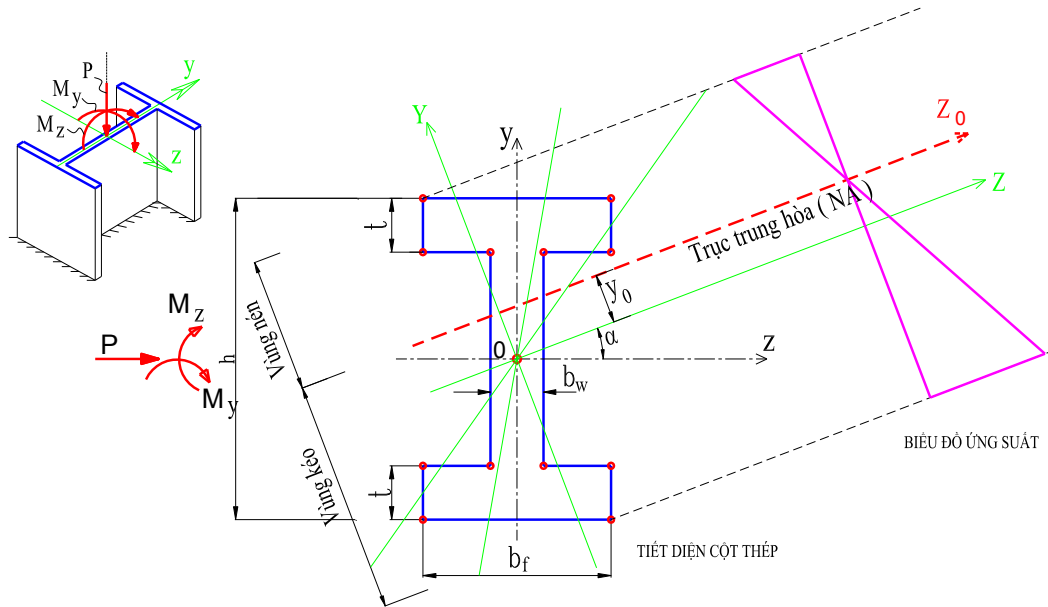
Với phương pháp chia thớ tiết diện sẽ không cho ta được phương trình liên tục, sự chính xác của phương pháp chia thớ phụ thuộc nhiều vào mật độ chia thớ, do đó sẽ mất nhiều thời gian phân tích và với kết cấu lớn thì sẽ có khó khăn nhất định. Ngược lại, với phương pháp giải tích, ta xác định được phương trình quan hệ  $M-\phi$  liên tục và phi tuyến, do đó rất thuận tiện cho việc áp dụng phương pháp PTHH với phần tử đa điểm dẻo thanh khi phân tích kết cấu. Mặt khác theo phương pháp giải tích ta đã đưa được mô hình vật liệu phi tuyến vào trong quá trình phân tích kết cấu thông qua quan hệ phi tuyến  $M-\phi$ .

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

Mục này trình bày cách xây dựng mặt đàn hồi (dạng mặt phẳng), mặt chảy dẻo giới hạn (mặt lồi, tròn) để thể hiện sự chảy dẻo trên tiết diện cột thép trong quá trình phân tích từ đàn hồi cho tới khi chảy dẻo hoàn toàn, minh họa trên hình 2.21, 2.22.



**Hình 2.21.** Mặt chảy dẻo của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương



**Hình 2.22.** Trường hợp tổng quát cột thép chữ I chịu nén uốn 2 phương  
**2.8.1. Xây dựng mặt chảy dẻo giới hạn (P-M<sub>z</sub>) của cột thép chữ I chịu nén uốn trong mặt phẳng chính**

Khảo sát tiết diện chữ I chịu đồng thời P-M<sub>z</sub> như hình 2.23a, 2.24a. Để xác định quan hệ P-M<sub>z</sub> ta tách riêng phần ứng suất do P và M<sub>z</sub> gây ra như hình 2.23, 2.24b,c,d. Trục trung hòa dẻo (NA) sẽ chia tiết diện ra làm vùng chịu nén và vùng chịu kéo. Xác định vị trí trục trung hòa dẻo NA từ đó xác định được quan hệ P-M<sub>z</sub>.

• **Lực dọc lớn nhất**

$$P_{\max} = f_y b_w (h - 2t) + 2f_y b_f t \quad (2.42)$$

$$P_{\max} = A f_y$$

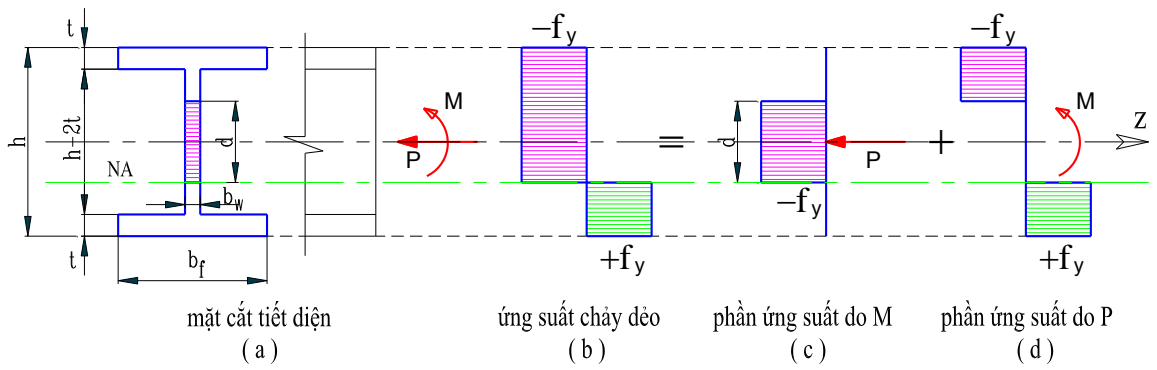
• **Mô men lớn nhất khi không có lực dọc:**

$$\begin{aligned} M_{z,\max} &= 2 \left[ \frac{f_y b_w}{2} \left( \frac{h}{2} - t \right)^2 + \frac{f_y b_f t}{2} (h - t) \right] \\ &= \frac{f_y b_w}{4} (h - 2t)^2 + f_y b_f t (h - t) = f_y \left( \frac{A_w}{4} (h - 2t) + \frac{A_f}{2} (h - t) \right) \end{aligned} \quad (2.43)$$

• **Mô men lớn nhất khi có lực dọc:**

Trường hợp 1 (TH1):  $P \leq b_w (h - 2t) f_y$



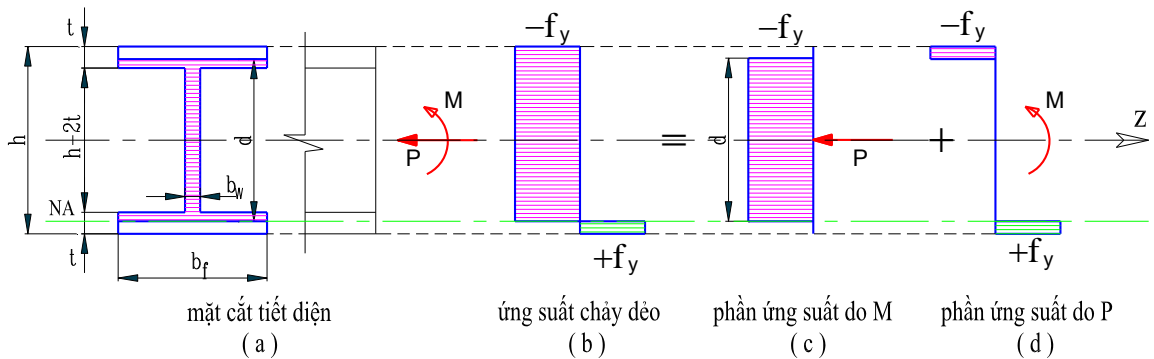


**Hình 2.23.** Biểu đồ ứng suất chảy dẻo của tiết diện chữ I khi chịu P, M (TH1)

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

$$M_z = f_y b_f t (h-t) + \frac{f_y b_w}{4} (h-2t)^2 - \frac{1}{4 f_y b_w} P^2 \quad (2.44)$$

Trường hợp 2 (TH2):  $b_w (h-2t) f_y < P \leq f_y b_w (h-2t) + 2f_y b_f t$



**Hình 2.24.** Biểu đồ ứng suất chảy dẻo của tiết diện chữ I khi chịu P, M (TH2)

$$M_z = 2f_y \left[ \frac{1}{2} b_f \left( t - \frac{1}{2} \frac{P - f_y b_w (h-2t)}{f_y b_f} \right) \left( \frac{1}{2} \frac{P - f_y b_w (h-2t)}{f_y b_f} + h - t \right) \right] \quad (2.45)$$

### 2.8.2. Xây dựng mặt chảy dẻo giới hạn (P-M<sub>y</sub>) của cột thép chữ I chịu nén uốn trong mặt phẳng phụ

- **Mô men lớn nhất khi không có lực dọc:**

$$M_{y,\max} = \frac{1}{4} f_y [2b_f^2 t + b_w^2 (h-2t)] = \frac{1}{4} [A_f b_f f_y + A_w b_w f_y] \quad (2.46)$$

- **Mô men lớn nhất khi có lực dọc:**

Trường hợp 1:  $P \leq b_w h f_y$

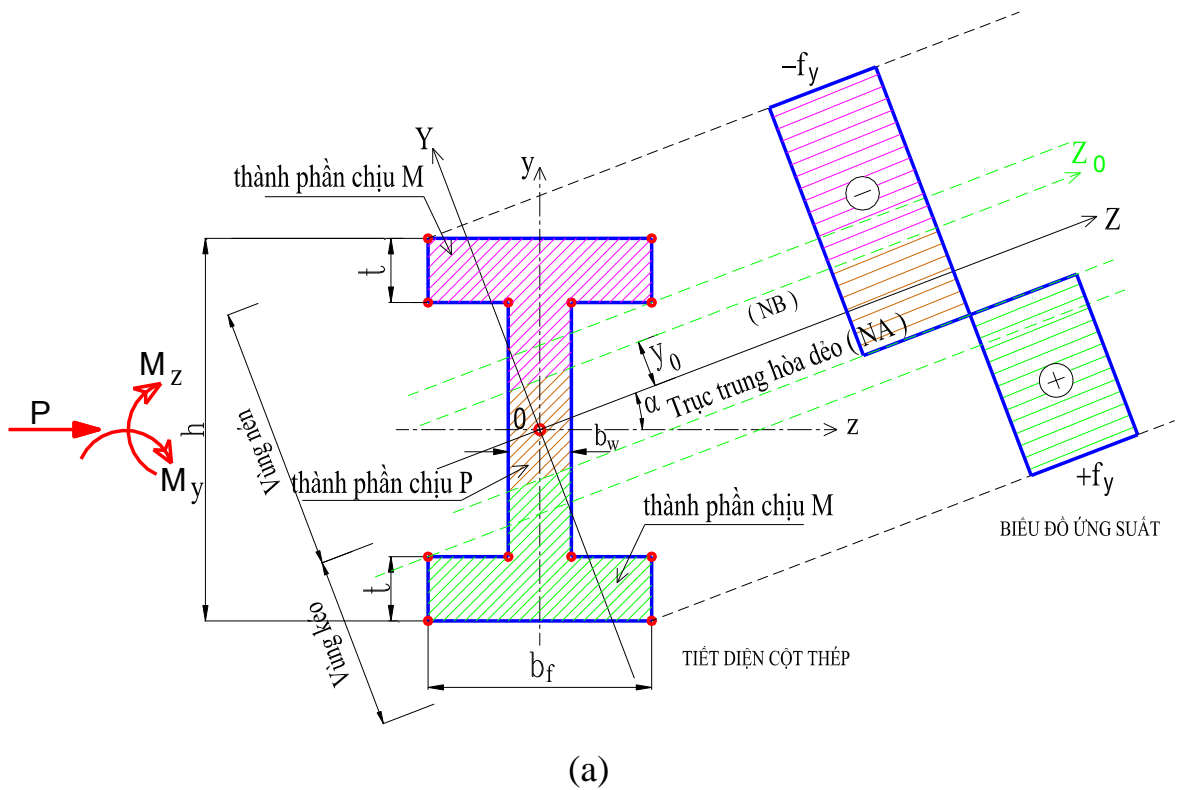
$$M_y = 2f_y \left[ \frac{t}{4} \left( b_f - \frac{P}{f_y h} \right) \left( b_f + \frac{P}{f_y h} \right) + \frac{(h-2t)}{8} \left( b_w - \frac{P}{f_y h} \right) \left( b_w + \frac{P}{f_y h} \right) \right] \quad (2.47)$$

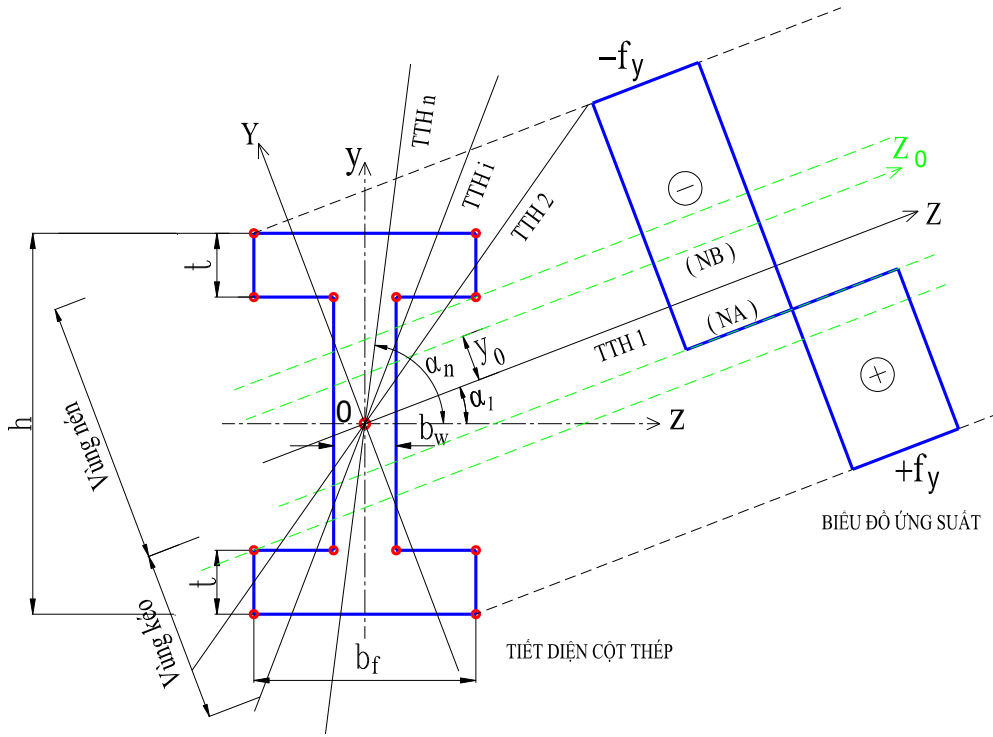
Trường hợp 2:  $b_w h f_y < P \leq f_y b_w (h - 2t) + 2f_y b_f t$

$$M_y = 2f_y \left[ t \left( \frac{b_f}{2} - \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{4f_y t} \right) \left( \frac{b_f}{2} + \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{4f_y t} \right) \right] \quad (2.48)$$

**2.8.3. Xây dựng mặt chẵn dẻo giới hạn (P-M<sub>z</sub>-M<sub>y</sub>-α) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương**

Khảo sát tiết diện chữ I chịu đồng thời P-M<sub>z</sub>-M<sub>y</sub> như hình 2.25. Để xác định quan hệ P-M<sub>z</sub>-M<sub>y</sub>-α ta tách riêng phần ứng suất do P, M<sub>z</sub> và M<sub>y</sub> gây ra như hình 2.25. Trục trung hòa dẻo 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 y<sub>0</sub> (d), từ đó xác định được các trường hợp trục trung hòa dẻo (NA). Từ vị trí trục trung hòa dẻo NA xác định được giá trị M<sub>z</sub> M<sub>y</sub> trong bảng 2.2 và bảng PL1.1 (xem phụ lục 1).



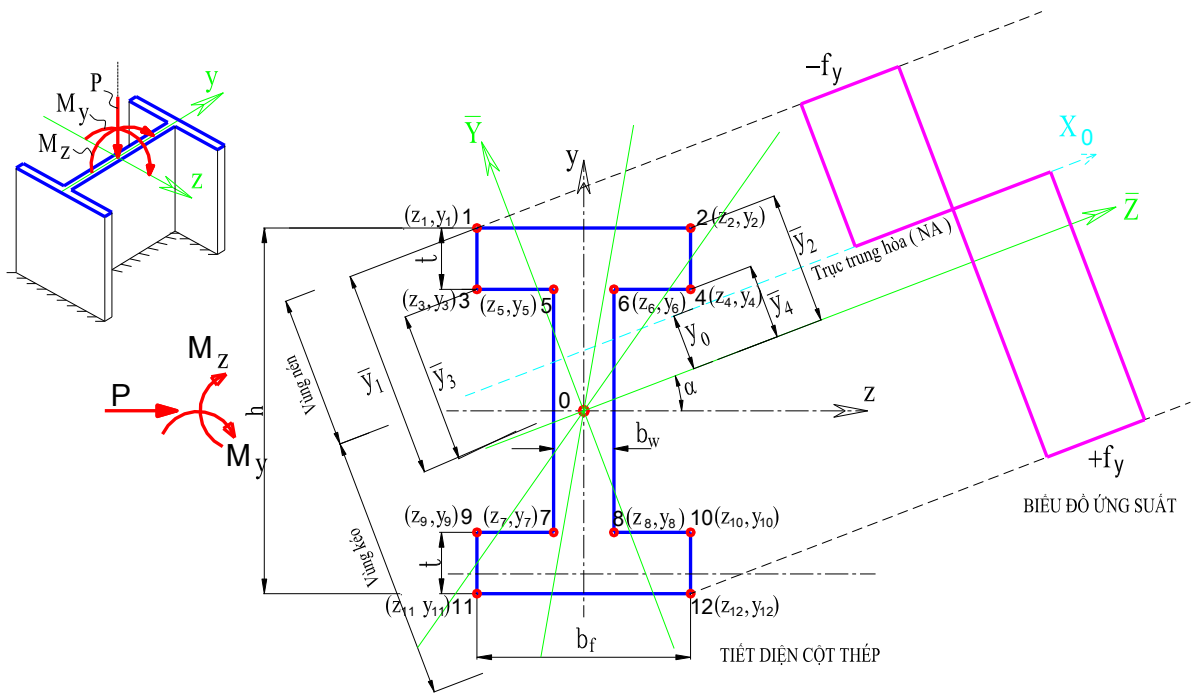


(b)

**Hình 2.25.** Các trường hợp trục trung hòa của tiết diện chữ I khi chịu  $P, M_z, M_y$

**Cách xác định mặt chảy dẻo giới hạn ( $P-M_z-M_y-\alpha$ )**

Thực hiện khảo sát tiết diện chữ I chịu đồng thời  $P-M_z-M_y$  với các ký hiệu tính toán mô men phá hoại như hình 2.26



**Hình 2.26.** Ký hiệu tính toán mô men phá hoại

Các điểm trên tiết diện chữ I được đánh số như trên hình 2.26. 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  $\alpha$ , 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:

$$\begin{aligned}\bar{z}_i &= z_i \cos \alpha + y_i \sin \alpha \\ \bar{y}_i &= -z_i \sin \alpha + y_i \cos \alpha\end{aligned}\quad (2.49)$$

Tọa độ  $\bar{y}$  đồng thời là khoảng cách từ các điểm đến trục trung hòa  $\bar{Z}$ .

$i=1\div 12$

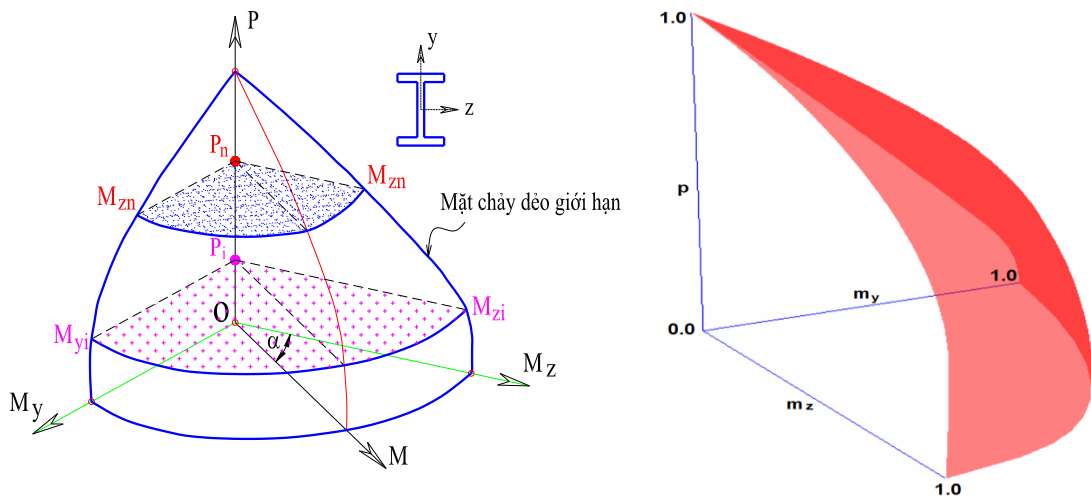
Thuật toán tính toán mô men  $M_y$  và  $M_z$  khi biết trước lực dọc  $P$  như sau:

- Xác định các giá trị lực dọc  $P_i$  tương ứng với các điểm có  $\bar{y}_i > 0$  theo các công thức trong bảng P1.1 (xem phụ lục 1) ( $i=1\div 12$ ).
- 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  $P$ :

$$d = d_i + \frac{P - P_i}{P_{i+1} - P_i} (d_{i+1} - d_i) \quad (2.50)$$

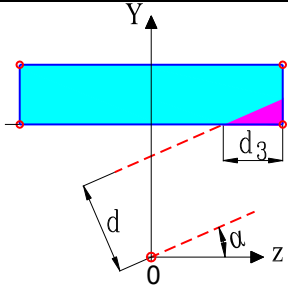
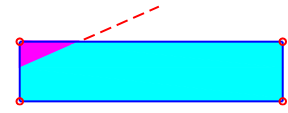
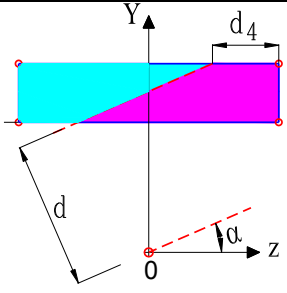
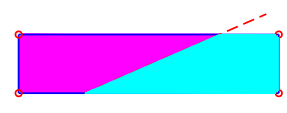
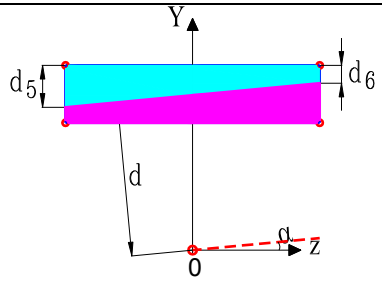

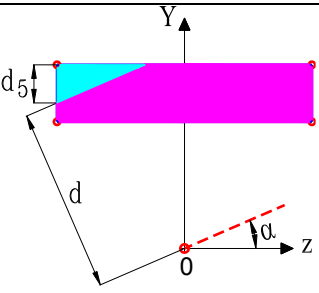

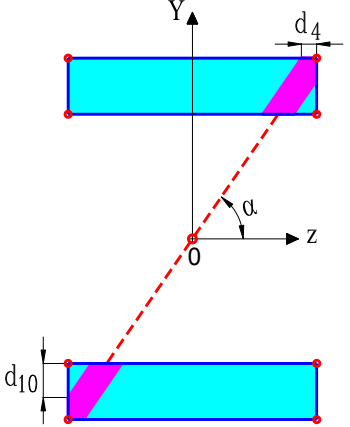

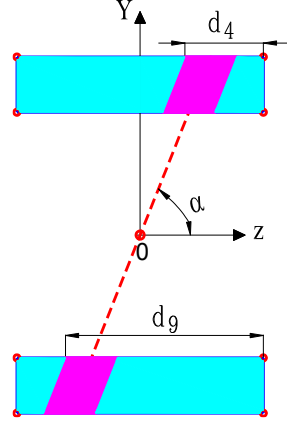
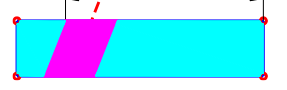
- Xác định  $M_y$  và  $M_z$  từ giá trị  $d$  xác định được.

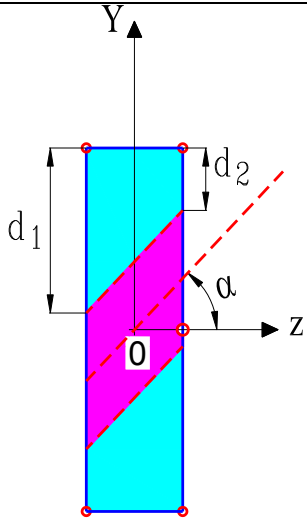
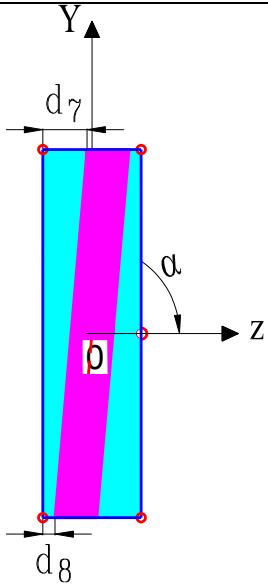
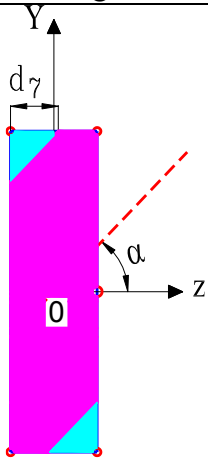
→ Xác định quan hệ  $P$ - $M_z$ - $M_y$ - $\alpha$  (như hình 2.27)



**Hình 2.27.** Biểu đồ mặt chày dẻo phá hoại  $P$ - $M_z$ - $M_y$ - $\alpha$  của tiết diện cột thép

**Bảng 2.2.** Các trường hợp tổng quát của trục trung hòa ứng với trường hợp góc  $\alpha$

Các trường hợp trục trung hòa có thể xảy ra với tiết diện chữ I	
  <p>TH1</p>	  <p>TH2</p>
  <p>TH3</p>	  <p>TH4</p>
  <p>TH5</p>	  <p>TH6</p>

Các trường hợp Trục trung hòa có thể xảy ra với tiết diện chữ I	
	
Bụng TH1	Bụng TH2
	
Bụng TH3	

#### 2.8.4. Xây dựng mặt giới hạn đàn hồi ( $P-M_{ze0}-M_{ye0}-\alpha$ ) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương

Mặt giới hạn đàn hồi:

$$p + m_{ye0} + m_{ze0} = 1 \quad (2.51)$$

$$p = \frac{P}{P_{\max}}; m_{ye0} = \frac{M_{ye0}}{M_{ye}}; m_{ze0} = \frac{M_{ze0}}{M_{ze}} \quad (2.52)$$

Trong đó:

$M_{ye}$  - mô men đàn hồi lớn nhất theo trục y;  $M_{ze}$  - mô men đàn hồi lớn nhất theo trục z;  $M_{ye0}$  - mô men giới hạn đàn hồi theo trục y;  $M_{ze}$  - mô men giới hạn đàn hồi theo trục z;  $P_{\max}$  - lực dọc lớn nhất.

Mô men đàn hồi lớn nhất được xác định:

$$M_{ye} = W_y f_y; \quad M_{ze} = W_z f_z \quad (2.53)$$

$$\frac{M_y}{M_z} = \frac{M_{ye0}}{M_{ze0}}; \quad \frac{M_y}{M_z} = \frac{M_{yu0}}{M_{zu0}}$$

$$\tan \alpha = \frac{\phi_y}{\phi_z} = \frac{M_{ye0} \cdot EI_z}{M_{ze0} \cdot EI_y} = \frac{M_{ye0}}{M_{ze0}} = \frac{m_{ye0} M_{ye} I_z}{m_{ze0} M_{ze} I_y} \text{ nên } m_{ye0} = \frac{m_{ze0} M_{ze}}{M_{ye}} \cdot \frac{I_y}{I_z} \tan \alpha \quad (2.54)$$

Thay công thức 2.54 vào công thức 2.51 có:

$$m_{ze0} = \frac{1-p}{M_{ye} I_z + M_{ze} I_y \tan \alpha} M_{ye} I_z \quad (2.55)$$

Thay công thức 2.55 vào công thức 2.54 có:

$$m_{ye0} = \frac{1-p}{M_{ye} I_z + M_{ze} I_y \tan \alpha} M_{ze} I_y \tan \alpha \quad (2.56)$$

Mô men giới hạn đàn hồi theo các trục được xác định như sau:

$$M_{ye0} = \frac{1-p}{M_{ye} I_z + M_{ze} I_y \tan \alpha} M_{ze} I_y \tan \alpha M_{ye} \quad (2.57)$$

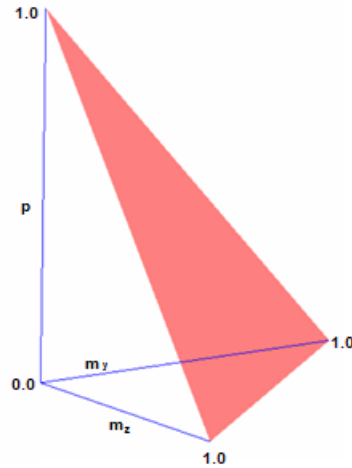
$$M_{ze0} = \frac{1-p}{M_{ye} I_z + M_{ze} I_y \tan \alpha} M_{ye} I_z M_{ze} \quad (2.58)$$

Công thức 2.57 và 2.58 được rút gọn như sau:

$$M_{ye0} = f_y \frac{1-p}{\frac{h}{b_f} + \tan \alpha} \tan \alpha W_y \quad (2.59)$$

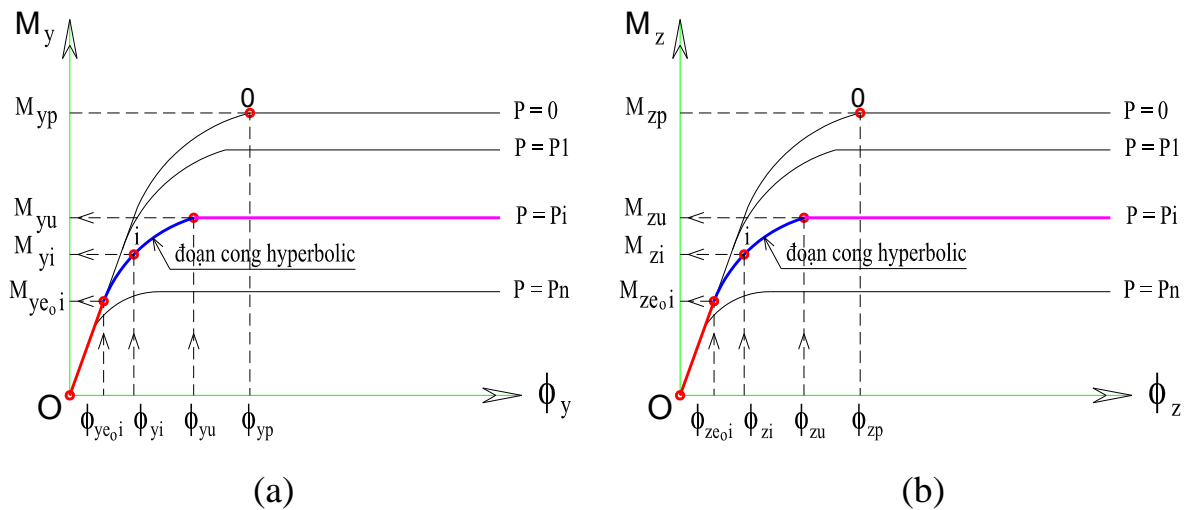
$$M_{ze0} = f_y \frac{1-p}{1 + \frac{b_f}{h} \tan \alpha} W_z \quad (2.60)$$

Mặt giới hạn đàn hồi ( $P$ - $M_{ze0}$ - $M_{ye0}$ ) được thể hiện như hình 2.28 có dạng mặt phẳng



**Hình 2.28.** Biểu đồ mặt giới hạn đàn hồi  $P-M_{ze0}-M_{ye0}$  của tiết diện cột thép  
**2.8.5. Phương trình quan hệ  $M_y - P - \phi_y$ ;  $M_z - P - \phi_z$  đoạn cong chuyển tiếp từ đàn hồi sang chảy dẻo hoàn toàn như hình 2.28**

Mặt chảy trung gian nằm giữa mặt giới hạn đàn hồi và mặt chảy dẻo hoàn toàn, thể hiện sự chảy dẻo từ từ của tiết diện cột thép chữ I như hình 2.29. Mỗi quan hệ giữa mô men và độ cong là phi tuyến và có thể được xấp xỉ bằng các đường cong hyperbolic như hình 2.28 và được trình bày trong các phương trình sau:

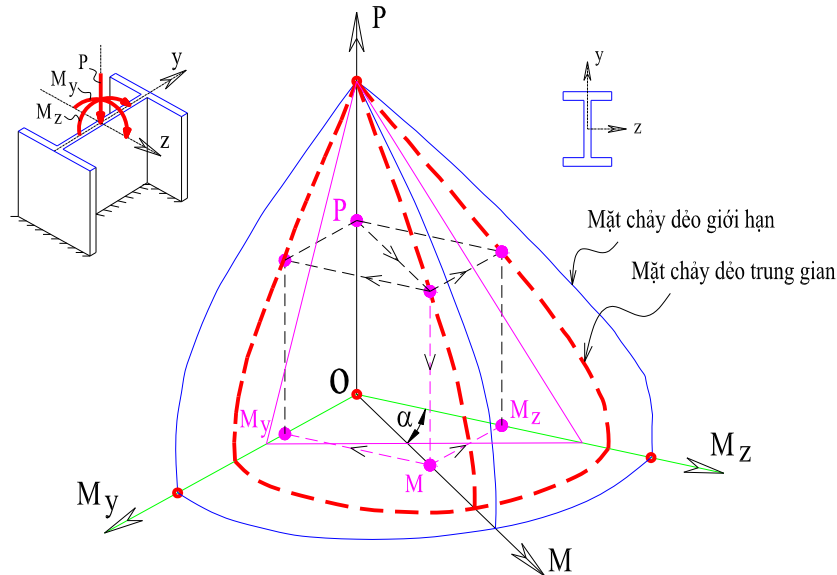


**Hình 2.29.** (a) - Đường quan hệ  $M_y - P - \phi_y$ ; (b) - Đường quan hệ  $M_z - P - \phi_z$

$$M_y = M_{ye0} + \frac{\phi_y - \phi_{ye0}}{\frac{1}{EI_y} + \frac{\phi_y - \phi_{ye0}}{M_{yu} - M_{ye0}}} \tag{2.61}$$



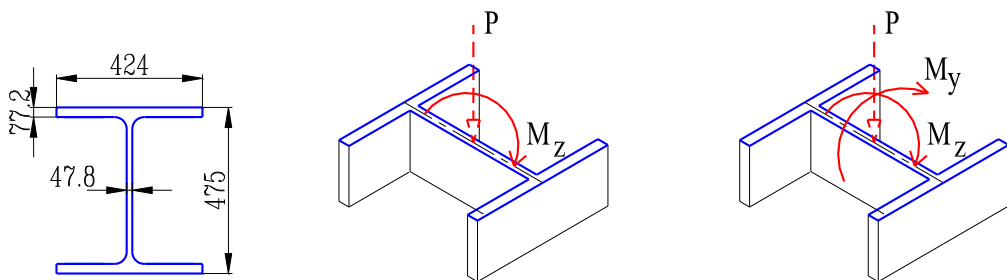
$$M_z = M_{ze0} + \frac{\phi_z - \phi_{ze0}}{\frac{1}{EI_z} + \frac{\phi_z - \phi_{ze0}}{M_{zu} - M_{ze0}}} \quad (2.62)$$



**Hình 2.30.** Mặt chày dẻo trung gian  $M_y - M_z - P - \alpha - \phi$

### 2.8.6. Ví dụ xây dựng mặt chày dẻo ( $p-m_z-m_y-\alpha-\phi$ ) bằng phương pháp giải tích

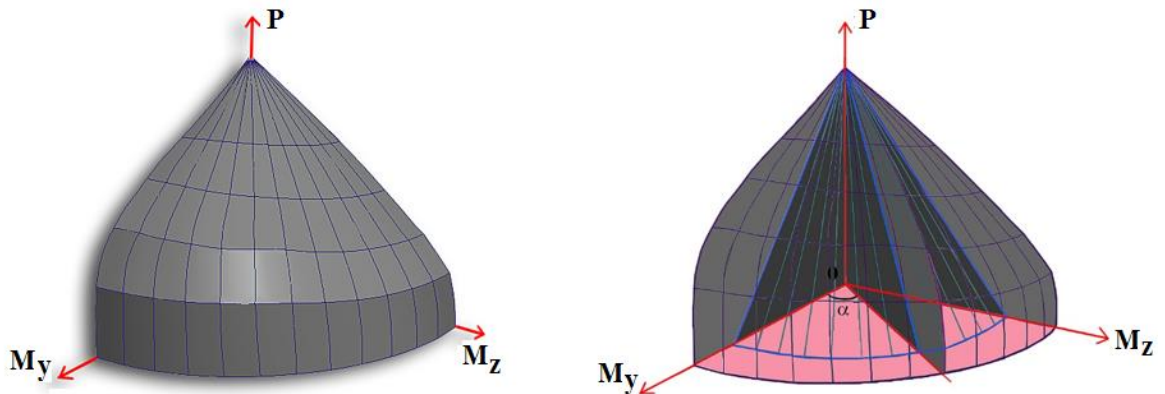
Sử dụng chương trình SPH xây dựng mặt chày dẻo của tiết diện cột thép W14x426 chịu nén uốn hai phương  $P, M_z, M_y$  như trên hình 2.30. Dùng thép S235 có:  $\sigma_y = 235\text{MPa}$ ;  $E_a = 210.10^3\text{MPa}$ ;  $\mu = 0,2$  và kết quả được thể hiện trên hình 2.31 và bảng 2.3



**Hình 2.31.** Tiết diện cột thép W14x426 chịu nén uốn

Dạng biểu đồ mặt chày dẻo như hình 2.31. Sử dụng công thức đã thiết lập theo các trường hợp ở bên trên, lập trình chương trình SPH bằng ngôn ngữ Delphi XE8 xây dựng mặt chày dẻo  $M_y - M_z - P - \alpha - \phi$  của tiết diện cột thép

W14x426 chịu nén uốn theo phương pháp giải tích và được khảo sát qua các trường hợp góc  $\alpha$  điển hình:

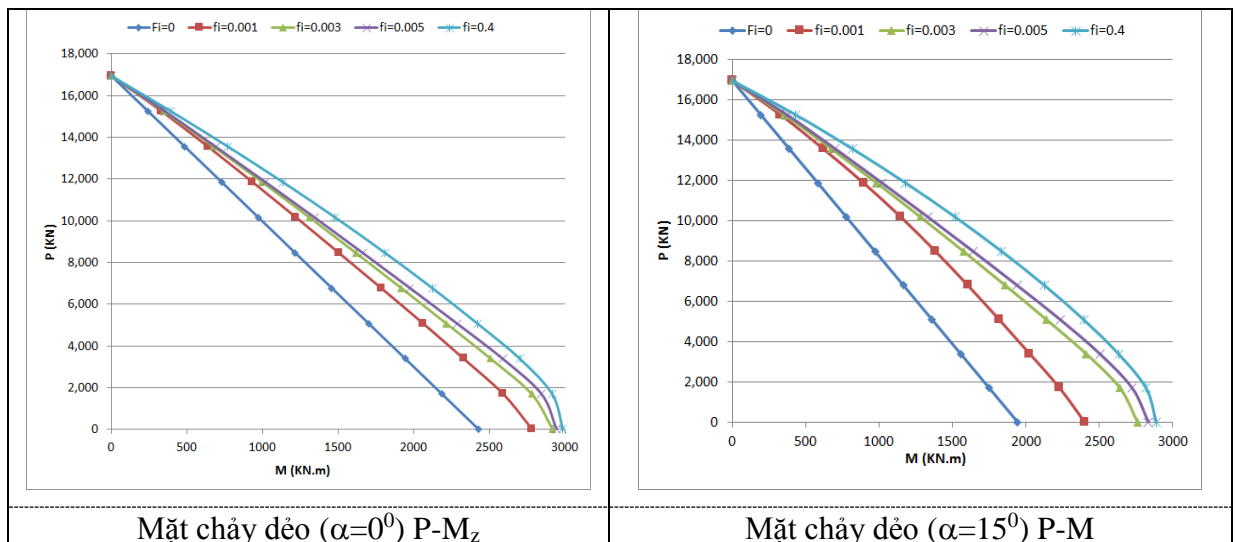


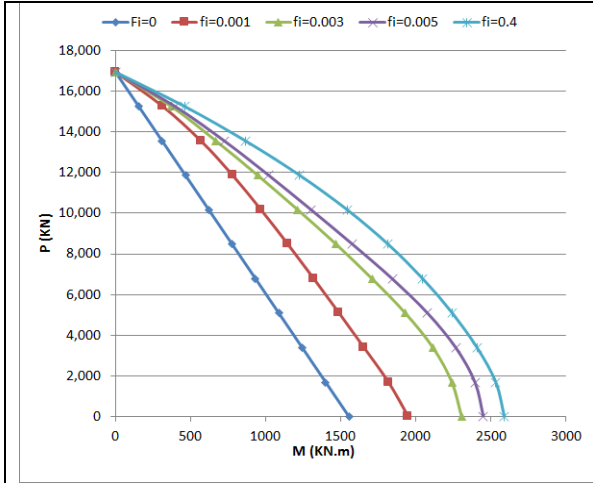
**Hình 2.32.** Dạng biểu đồ mặt chày dẻo P-M<sub>z</sub>-M<sub>y</sub>- $\phi$  nghiên cứu đề xuất

• *Xây dựng mặt chày dẻo P-M*

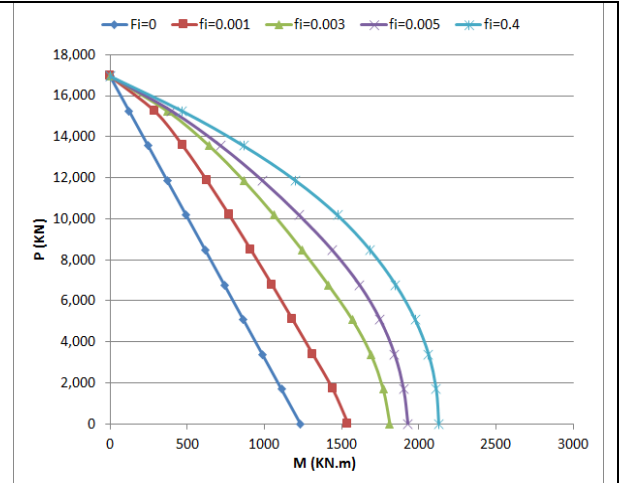
Sử dụng chương trình SPH xây dựng mặt chày dẻo P-M của tiết diện cột thép W14x426. Trong bảng 2.3 thể hiện mặt chày dẻo P-M ứng với các góc xoay điển hình. Khi  $\phi_d = 0$  ta sẽ có được mặt giới hạn đàn hồi (đường thẳng trong cùng), tăng dần giá trị  $\phi_d$  từ 0 đến giá trị  $\phi_d = \infty$  ta sẽ xây dựng được các mặt chày dẻo trung gian và mặt chày dẻo hoàn toàn của tiết diện cột W14x426 ứng với bất kỳ góc xoay  $\alpha$  nào (các đường cong lồi phía bên ngoài).

**Bảng 2.3.** Mặt chày dẻo P – M ứng với các góc xoay  $\alpha$  điển hình

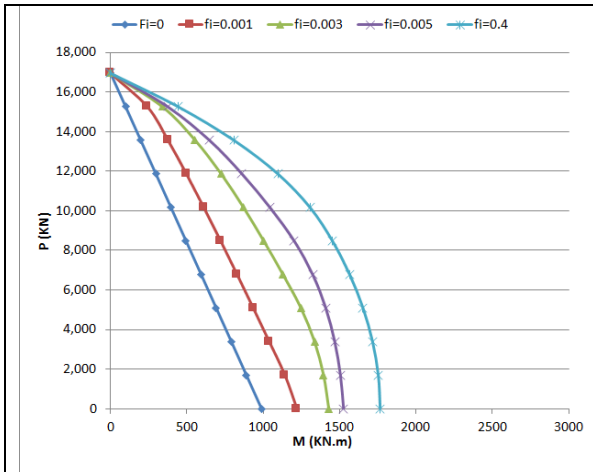




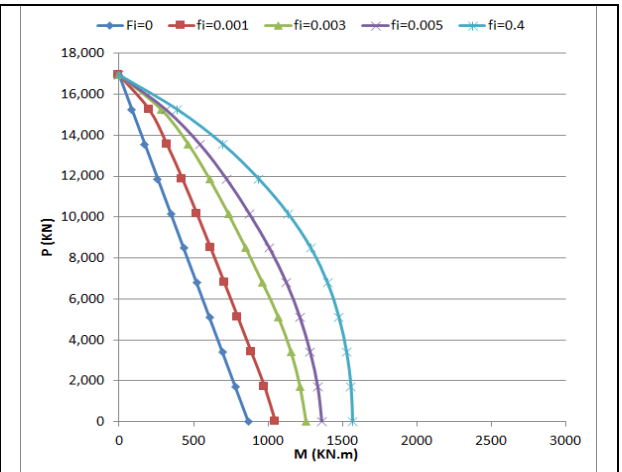
Mặt chảy dẻo ( $\alpha=30^0$ ) P-M



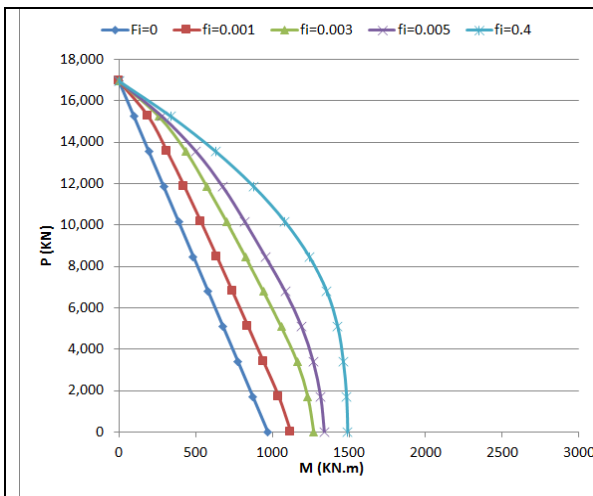
Mặt chảy dẻo ( $\alpha=45^0$ ) P-M



Mặt chảy dẻo ( $\alpha=60^0$ ) P-M



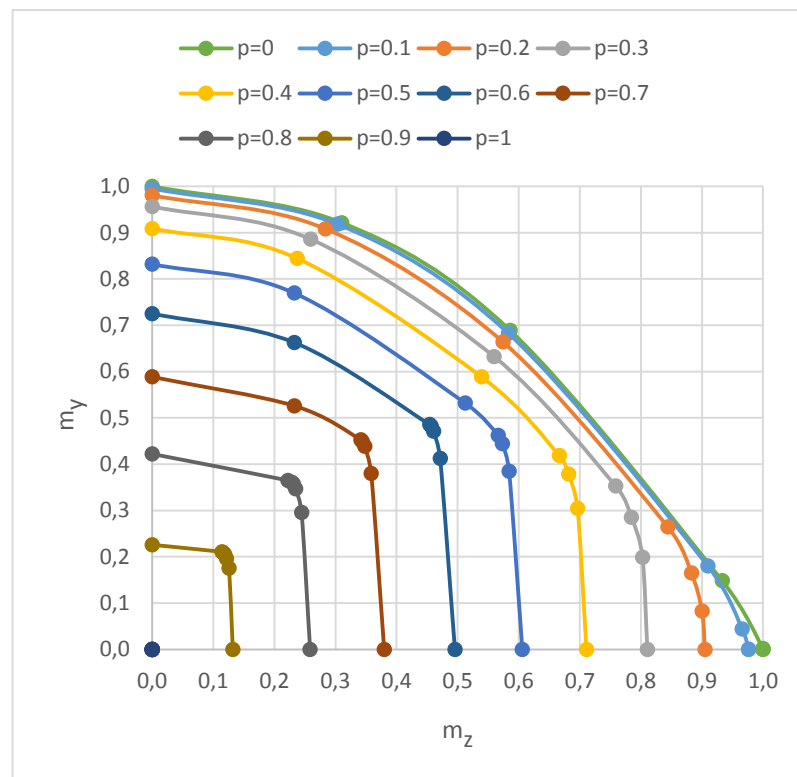
Mặt chảy dẻo ( $\alpha=75^0$ ) P-M



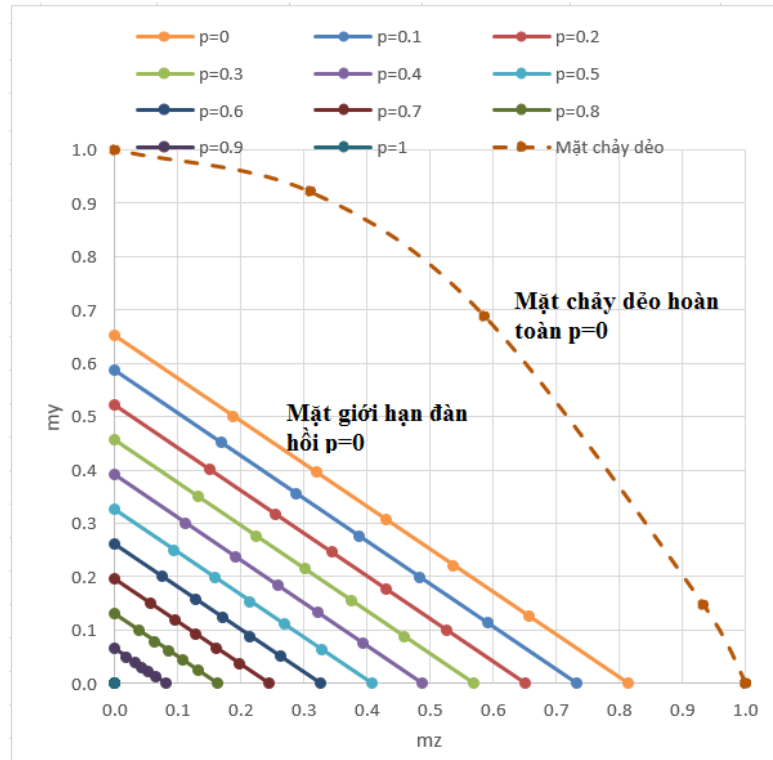
Mặt chảy dẻo ( $\alpha=90^0$ ) P-M<sub>y</sub>



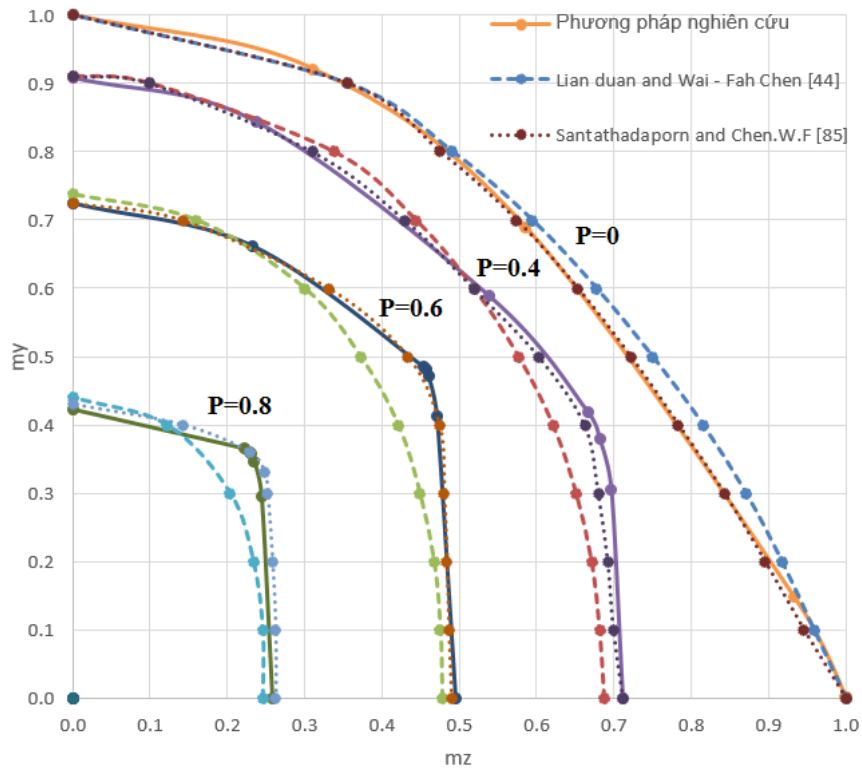
Ứng với mỗi giá trị của  $p$  sẽ có được đường quan hệ  $p$ - $m_z$ - $m_y$  của mặt chảy dẻo hoàn toàn chính là tiết diện ngang của mặt chảy dẻo hoàn toàn tiết diện cột thép W14x426 thể hiện trên hình 2.32 và mặt giới hạn đàn hồi như hình 2.33. Nếu điểm lực nằm bên trong đường giới hạn đàn hồi  $p$ - $m_z$ - $m_y$  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 2.33).



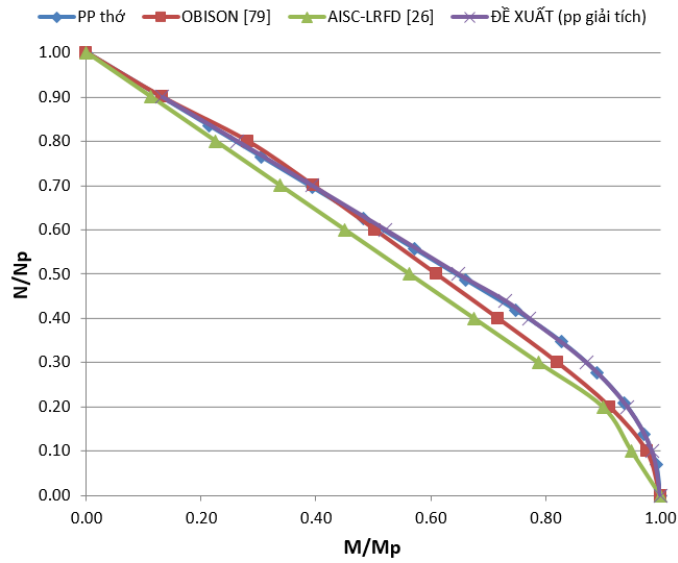
**Hình 2.33.** Tiết diện ngang mặt chảy dẻo hoàn toàn  $m_y$  -  $m_z$  -  $p$  -  $\alpha$  -  $\phi$  của tiết diện cột thép W14x426 theo phương pháp giải tích



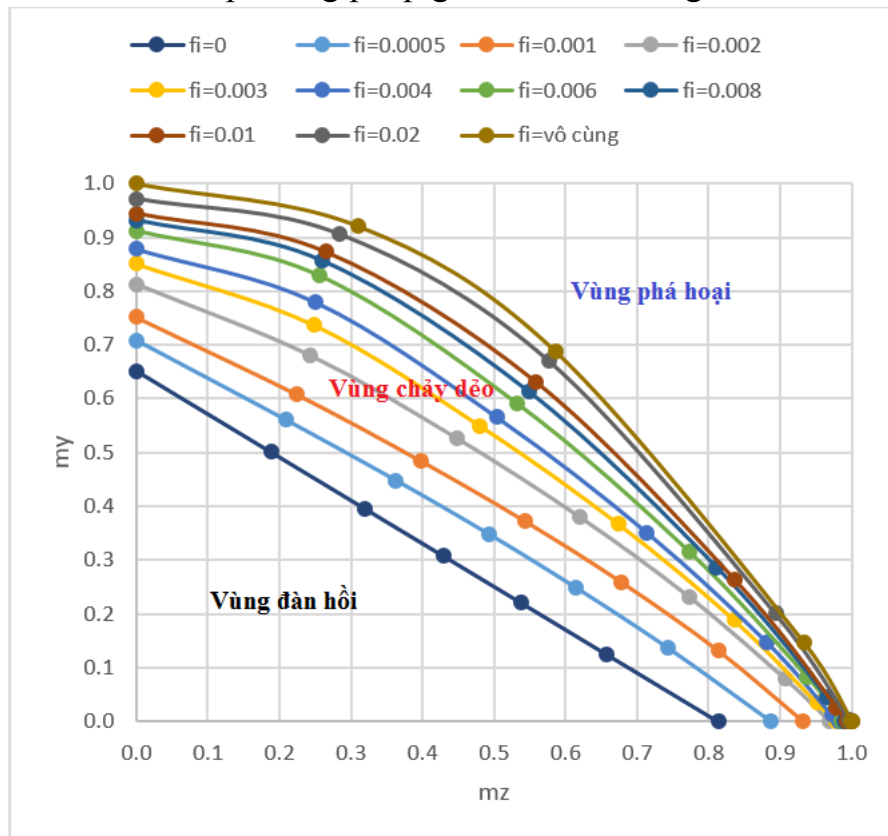
**Hình 2.34.** Tiết diện ngang mặt giới hạn đàn hồi  $m_y - m_z - p - \alpha - (\phi=0)$  của tiết diện cột thép W14x426 theo phương pháp giải tích



**Hình 2.35.** So sánh tiết diện ngang mặt chảy dẻo hoàn toàn  $m_y - m_z - p - \alpha - \phi$  của tiết diện cột thép W14x426 theo PP đề xuất và các nghiên cứu khác



**Hình 2.36.** So sánh mặt chảy dẻo hoàn toàn P-M<sub>z</sub> của tiết diện cột thép W14x426 theo phương pháp giải tích và các nghiên cứu khác



**Hình 2.37.** 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 2.34, 2.35 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.

Nhận xét: Mục này đã trình bày cách xây dựng mặt giới hạn đàn hồi, mặt chảy dẻo trung gian và mặt chảy dẻo hoàn toàn (mặt phá hoại) của cột thép chịu nén uốn hai phương để thể hiện sự chảy dẻo lan truyền trên tiết diện cột thép trong quá trình phân tích. Từ các hình trong bảng 2.2 và hình 2.36 có thể nhận thấy rất rõ khả năng làm việc của vật liệu làm việc từ giai đoạn đàn hồi đến chảy dẻo hoàn toàn là rất lớn và sự chảy dẻo lan truyền của tiết diện. Điều đó cho thấy rằng cần thiết phải phân tích kết cấu ngoài giới hạn đàn hồi để tận dụng được hết khả năng làm việc của cấu kiện và của cả công trình, điều này sẽ được ứng dụng trực tiếp để phân tích dẻo kết cấu công trình được trình bày cụ thể trong chương 3.

## **2.9. Kết luận chương 2**

Nội dung chương 2 đã khảo sát quá trình chảy dẻo của tiết diện dầm, cột, từ đó có thể thấy rõ được sự chảy dẻo của tiết diện dầm, cột từ giai đoạn đàn hồi, đàn dẻo và chảy dẻo hoàn toàn; xác định đường cong quan hệ mô men - độ cong ( $M-\phi$ ) của tiết diện dầm thép, dầm liên hợp bằng phương pháp chia thớ tiết diện (xem phụ lục 2), tuy nhiên với phương pháp chia thớ tiết diện sẽ không cho ta được phương trình liên tục gây khó khăn khi ứng dụng vào PTHH, sự chính xác của phương pháp chia thớ phụ thuộc nhiều vào mật độ chia thớ, do đó sẽ mất nhiều thời gian phân tích và với kết cấu lớn thì sẽ có khó khăn nhất định.

Từ hạn chế đó, tác giả đã sử dụng lý thuyết giải tích để xây dựng quan hệ mô men – độ cong của tiết diện dầm thép, 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 khi chịu tải trọng và xây dựng mô đun chương trình máy tính SPH để thiết lập đường quan hệ đó. Đường quan hệ mô men – độ cong của tiết diện dầm liên hợp là cơ sở để xác định độ cứng tiếp tuyến tại các vị trí của dầm, xác định ma

trận độ cứng của phần tử dầm liên hợp để ứng dụng trong quá trình phân tích dẻo lan truyền của kết cấu dầm.

- 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 phương trình 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 trong việc kiểm tra cấu kiện thép.

Kết quả từ các ví dụ về xây dựng đường quan hệ  $M - \phi$ , xây dựng mặt chảy dẻo có thể nhận thấy rất rõ khả năng làm việc của vật liệu làm việc từ giai đoạn đàn hồi đến chảy dẻo hoàn toàn là rất lớn và sự chảy dẻo lan truyền của tiết diện. Điều đó cho thấy cần thiết phải phân tích kết cấu ngoài giới hạn đàn hồi để tận dụng được hết khả năng làm việc của cấu kiện và của cả hệ kết cấu, điều này sẽ được ứng dụng trực tiếp để phân tích dẻo kết cấu khung được trình bày cụ thể trong chương 3.

Các nội dung nghiên cứu tại chương 2 cũng là những đóng góp mới của luận án và là dữ liệu để phục vụ cho chương sau khi phân tích dẻo lan truyền kết cấu dầm và kết cấu khung.



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

Qua phân tích ưu nhược điểm của các mô hình phần tử dầm - cột trong phương pháp PTHH, cho thấy cần thiết xây dựng một mô hình phần tử có kể đến sự chảy dẻo lan truyền trên tiết diện và lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử mà vẫn không phải chia nhiều thớ trên tiết diện, nhiều phần tử trên chiều dài cấu kiện và không mất nhiều thời gian phân tích kết cấu đồng thời cho kết quả chính xác với ứng xử thực của kết cấu. Nội dung chương 3 sẽ giải quyết các hạn chế trên và dựa trên các nội dung đã nghiên cứu trong chương 2.

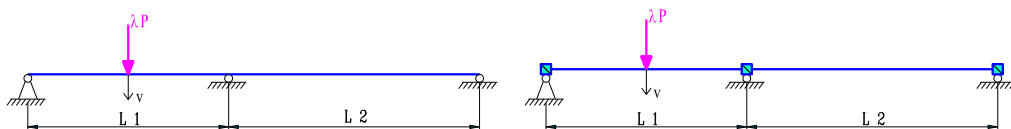
Nội dung chương này giải quyết các vấn đề sau:

- Xây dựng phần tử dầm, cột đa điểm dẻo để mô tả sự chảy dẻo của tiết diện, sự lan truyền vùng biến dạng dẻo trên chiều dài phần tử, tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện, thứ tự hình thành khớp dẻo và ứng xử dẻo lan truyền của toàn hệ kết cấu.
- Xây dựng véc tơ tải cho phần tử dầm, cột đa điểm dẻo (tải tập trung và tải phân bố).
- Xây dựng biểu thức ma trận độ cứng của phần tử thanh đa điểm dẻo khi xét đến sự chảy dẻo lan truyền của tiết diện bên trong phần tử.

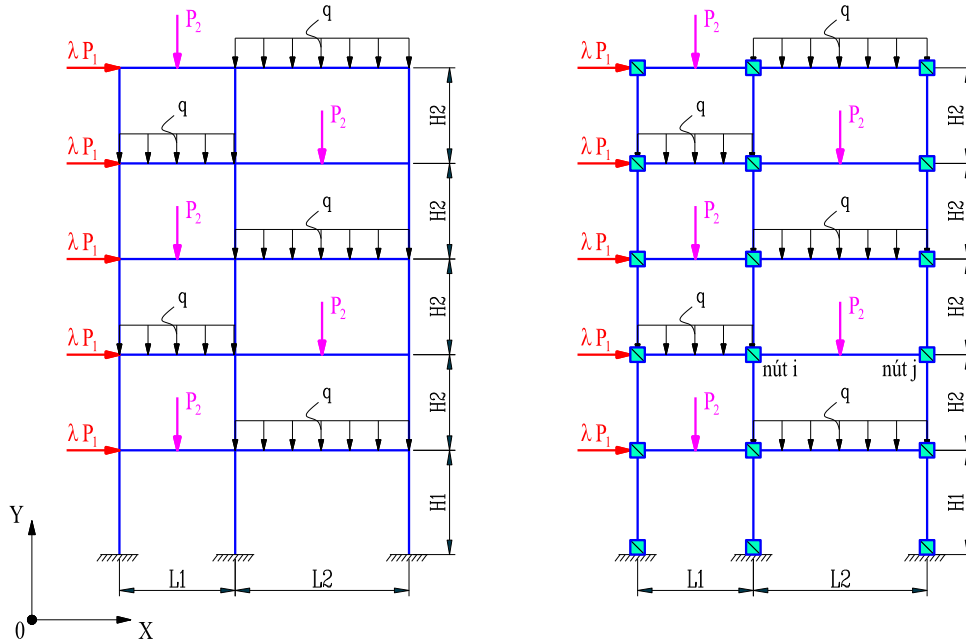
#### 3.1. Các giả thiết khi thực hiện bài toán phân tích

Thực hiện bài toán phân tích dẻo lan truyền kết cấu dầm liên hợp và khung phẳng với cột thép dầm liên hợp chịu tải trọng tĩnh như trên hình 3.1 với các giả thiết sau:

- 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 dẻo, tiết diện ngang vẫn phẳng và trục giao với trục  $x$  (hệ tọa độ cục bộ của phần tử).



Kết cấu dầm



Kết cấu khung phẳng

(a)

(b)

**Hình 3.1.** Mô hình xuất phát của bài toán và mô hình tính của kết cấu theo phương pháp PTHH: (a) – mô hình thực của hệ kết cấu và tải trọng.

(b) – mô hình tính của kết cấu theo phương pháp PTHH.

- Biến dạng dẻo xuất hiện và phát triển trong các phần tử của kết cấu là các biến dạng dẻo phân bố, do đó biến dạng dẻo 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 dẻo, bỏ qua giai đoạn cứng cố.

### 3.2. Xây dựng phần tử dầm, cột đa điểm dẻo

Khi phân tích dẻo kết cấu, sự phát triển vùng biến dạng dẻo trên tiết diện dọc theo chiều dài phần tử, nhiều tác giả đã nghiên cứu như: Chan và Chui [34], Chen, Kim và Choi [37], Chen [95], Alvarenga [16], Li và Lui [65], Cuong, Kim và Ryul [78]. Các nghiên cứu này đã sử dụng phần tử thanh với  $n$  phần tử con được chia và tại mỗi đầu phần tử là một tiết diện chia thớ. Do đó tốc độ tính toán và sự chính xác phụ thuộc nhiều vào sự chia thớ tiết diện và mới chỉ áp dụng nhiều cho kết cấu thép, với kết cấu liên hợp vẫn chưa thấy áp dụng.

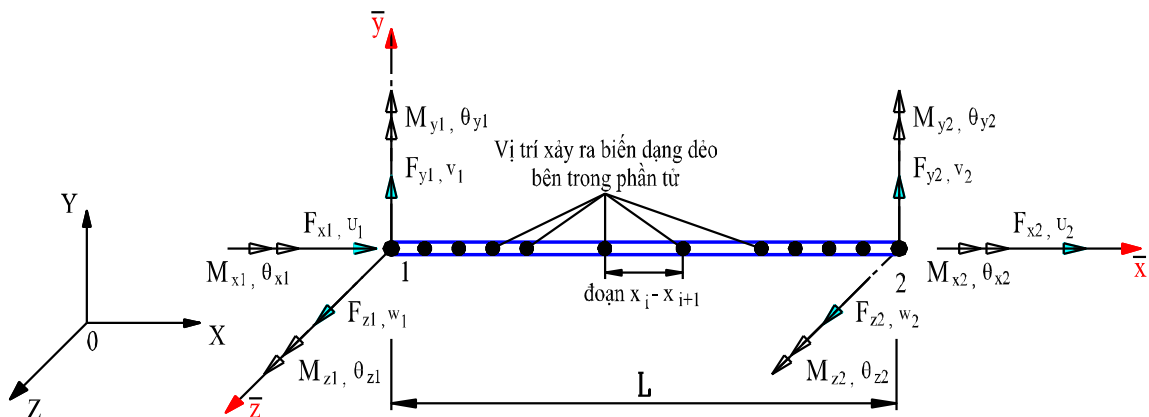
Tác giả luận án đề xuất phần tử dầm – cột đa điểm dẻo như trên hình 3.2, 3.3 và 3.4. Mô hình phần tử dầm, cột đa điểm dẻo là phần tử chỉ với hai điểm nút hai đầu phần tử, giả sử có  $n$  điểm biến dạng dẻo liên tục bên trong phần tử (đa điểm dẻo), mỗi đoạn  $x_i - x_{i+1}$  gồm hai điểm biến dạng dẻo 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 dẻo 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 dẻo 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 dẻo của tiết diện, thứ tự hình thành khớp dẻo và ứng xử dẻo 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 dẻo trong thanh là bất kỳ phụ thuộc vào sự chảy dẻo của tiết diện trong quá trình phân tích kết cấu. Mô hình phần tử dầm, cột đa điểm dẻo được thể hiện như trên hình 3.2, 3.3, 3.4.

Đối với phần tử hệ trục được quy định như sau: trục  $x$  là trục đi qua trọng tâm cấu kiện, trục  $y$  là trục khỏe của tiết diện và trục  $z$  là trục yếu của tiết diện cấu kiện. Chiều dương được quy ước như trong hình 3.2. Hệ trục này còn được gọi là hệ trục địa phương. Tại mỗi nút sẽ có 6 thành phần lực và 6 thành phần chuyển vị.

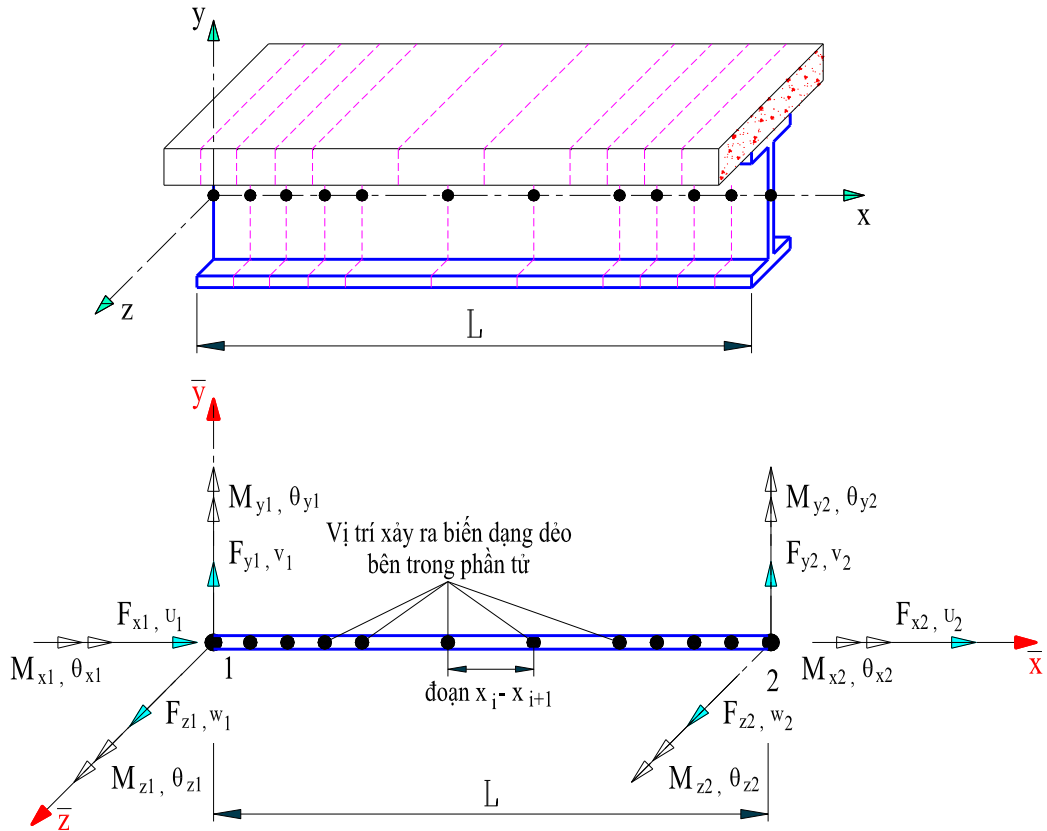
$$F = [F_{x1} \quad F_{y1} \quad F_{z1} \quad M_{x1} \quad M_{y1} \quad M_{z1} \quad F_{x2} \quad F_{y2} \quad F_{z2} \quad M_{x2} \quad M_{y2} \quad M_{z2}] \quad (3.2)$$

$$U = [u_1 \quad v_1 \quad w_1 \quad \theta_{x1} \quad \theta_{y1} \quad \theta_{z1} \quad u_2 \quad v_2 \quad w_2 \quad \theta_{x2} \quad \theta_{y2} \quad \theta_{z2}] \quad (3.3)$$

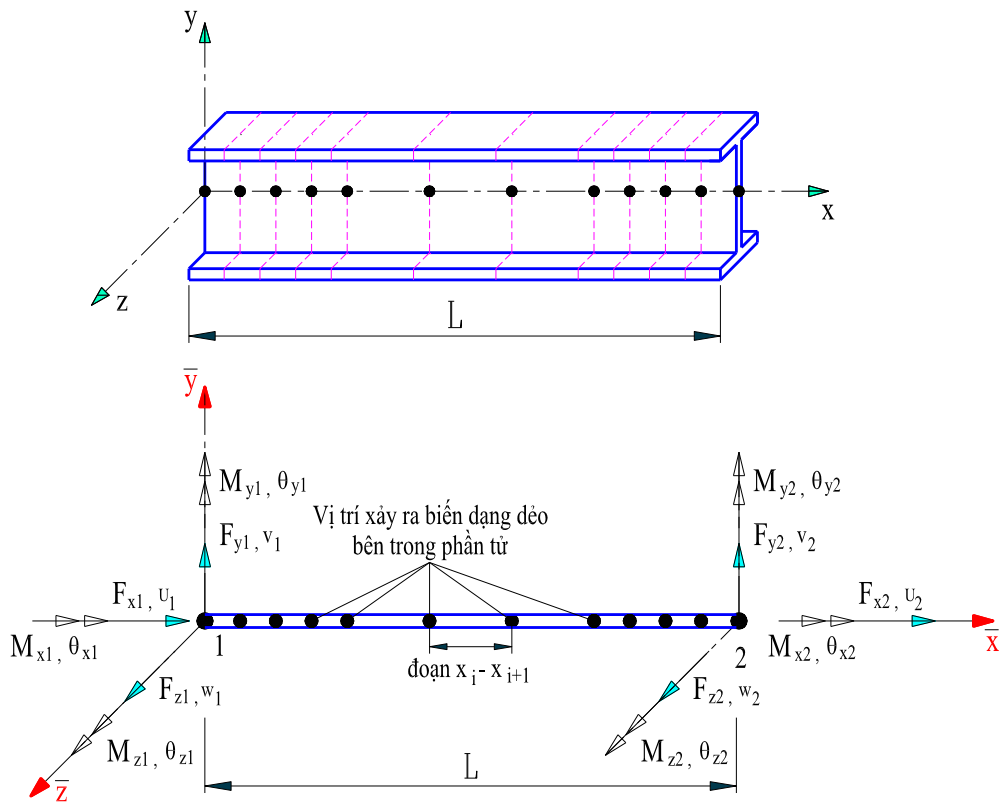
Với khung phẳng chỉ quan tâm đến các thành phần sau:  $F_{x1}$ ,  $F_{y1}$ ,  $M_{z1}$ ,  $u_1$ ,  $v_1$ ,  $\theta_{z1}$ ,  $F_{x2}$ ,  $F_{y2}$ ,  $M_{z2}$ ,  $u_2$ ,  $v_2$ ,  $\theta_{z2}$ .



**Hình 3.2.** Phần tử thanh 3D đa điểm dẻo trong hệ tọa độ địa phương



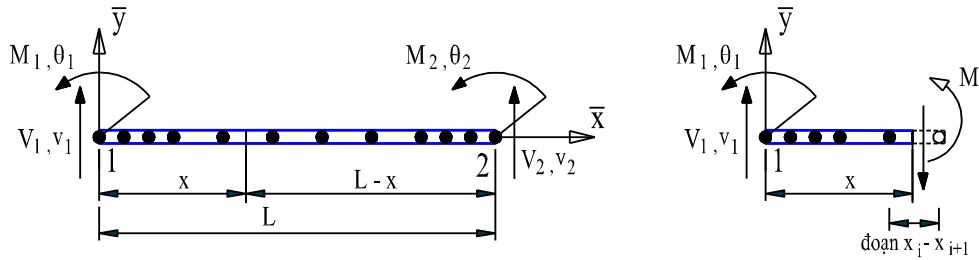
**Hình 3.3.** Phần tử dầm liên hợp đa điểm dẻo



**Hình 3.4.** Phần tử cột thép đa điểm dẻo

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

Giả sử có  $n$  điểm biến dạng dẻo liên tục bên trong phần tử, số lượng và sự phân bố các điểm dẻo được người sử dụng thiết lập trên mỗi phần tử và theo quy luật phân bố đều trên chiều dài phần tử như hình 3.5. Mỗi đoạn  $x_i - x_{i+1}$  gồm hai điểm biến dạng dẻo liên tiếp thể hiện trên hình 3.5 và đoạn này có độ cứng  $EI_i(x)$  thay đổi theo hàm bậc 3 (xem phần phụ lục 2).



**Hình 3.5.** Lực nút của thanh dầm

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 3.5, mối liên hệ lực nút của thanh dầm như sau:

$$M = V_1 x - M_1 ; V_1 = -V_2 ; M_1 = -V_2 L - M_2 \quad (3.4)$$

Tại nút đầu:

Năng lượng bù của biến dạng [13]:

$$U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(M_x)^2}{EI_z(x)} dx = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1 x - M_1)^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.5)$$

Áp dụng định lý Engesser [13] có:

$$\frac{dU^*}{dV_1} = v_1 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1 x - M_1) x}{EI_z(x)} dx = \sum_{i=1}^{n-1} V_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} M_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \quad (3.6)$$

$$\frac{dU^*}{dM_1} = \theta_1 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{-(V_1 x - M_1)}{EI_z(x)} dx = \sum_{i=1}^{n-1} -V_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} M_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \quad (3.7)$$

Từ các phương trình (3.6) và (3.7) ta có:

$$M_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} v_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} \theta_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.8)$$

$$V_1 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} v_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} \theta_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.9)$$

$$M_2 = V_1 L - M_1 = -V_2 L - M_1; \quad V_2 = -V_1$$

$$M_2 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} v_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} \theta_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx-x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.10)$$

$$V_2 = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} v_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} \theta_1 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.11)$$

Tại nút cuối :

Năng lượng bù của biến dạng:

$$U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(M_x)^2}{EI_z(x)} dx = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_2(L-x) + M_2)^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.12)$$

$$\begin{aligned} \frac{dU^*}{dV_2} &= v_2 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_2(L-x) + M_2)(L-x)}{EI_z(x)} dx \\ &= \sum_{i=1}^{n-1} V_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} M_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \end{aligned} \quad (3.13)$$

$$\frac{dU^*}{dM_2} = \theta_2 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_2(L-x) + M_2)}{EI_z(x)} dx = \sum_{i=1}^{n-1} V_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} M_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \quad (3.14)$$

Từ các phương trình (3.12) và (3.13) ta có:

$$M_2 = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} v_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} \theta_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.15)$$

$$V_2 = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} v_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \theta_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.16)$$

$$M_1 = -V_2 L - M_2; \quad V_2 = -V_1$$

$$M_1 = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} v_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + \sum_{i=1}^{n-1} \theta_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx - x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.17)$$

$$V_1 = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} v_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \theta_2 \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.18)$$

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:  $NL = [k_e] \cdot \{u\}$ , sắp xếp các thành phần độ cứng vào ma trận độ cứng của phần tử dầm liên hợp đa điểm dẻo. Kết quả được ma trận độ cứng cho như trong công thức 3.19a, 3.19b.

$$[k_p^d] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} \quad (3.19a)$$

$$[k_p^d] = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & k_{14} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & k_{23} & 0 & k_{25} & k_{26} \\ 0 & k_{32} & k_{33} & 0 & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\ 0 & k_{52} & k_{53} & 0 & k_{55} & k_{56} \\ 0 & k_{62} & k_{63} & 0 & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} \quad (3.19b)$$

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

$$k_{11} = k_{44} = 1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx \quad \text{với} \quad A(x) = A_i + (A_{i+1} - A_i) \frac{x}{L} \quad (3.20)$$

$$k_{14} = k_{41} = -1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx \quad (3.21)$$

$$k_{22} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.22)$$

$$k_{23} = k_{32} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.23)$$

$$k_{25} = k_{52} = - \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.24)$$

$$k_{26} = k_{62} = - \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.25)$$

$$k_{33} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.26)$$

$$k_{35} = k_{53} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.27)$$

$$k_{36} = k_{63} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx - x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.28)$$

$$k_{55} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.29)$$

$$k_{56} = k_{65} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.30)$$

$$k_{66} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.31)$$

$EI_z(x)$ : Độ cứng thay đổi trên đoạn có biến dạng dẻo (đoạn  $x_i - x_{i+1}$ ).



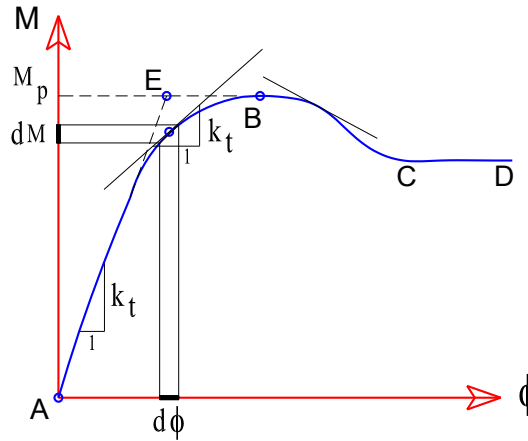
Tác giả đề xuất độ cứng  $EI_z$  (đoạn  $x_i - x_{i+1}$ ) có dạng phương trình bậc 3:

$$EI_z(x) = (ax + b)^3 \quad (\text{xem chi tiết tại phụ lục 2}) \quad (3.32)$$

$$\text{trong đó: } a = \frac{\sqrt[3]{EI'_{i+1}} - \sqrt[3]{EI'_i}}{L}; \quad b = \sqrt[3]{EI'_i} \quad (3.33)$$

$EI'_i, EI'_{i+1}$  là độ cứng tiếp tuyến của tiết diện dầm tại đầu  $i$  và  $i+1$ ; độ cứng  $EI'_i(k_t)$  - độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo, được xác định thông qua đường quan hệ mô men – độ cong ( $M-\phi$ ) như trên hình 3.6.

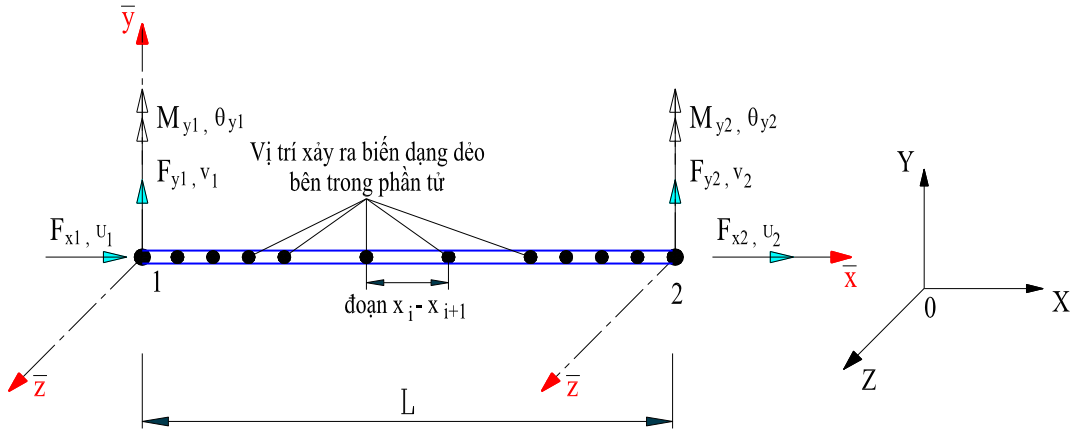
$$k_{ti} = EI'_i = \frac{dM_i}{d\phi_i}; \quad k_{t(i+1)} = EI'_{i+1} = \frac{dM_{i+1}}{d\phi_{i+1}} \quad (3.34)$$



**Hình 3.6.** Độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo

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

Giả sử có  $n$  điểm biến dạng dẻo liên tục bên trong phần tử, mỗi đoạn  $x_i - x_{i+1}$  gồm hai điểm biến dạng dẻo liên tiếp thể hiện trên hình 3.7 và đoạn này có độ cứng  $EI(x)$  thay đổi theo hàm bậc 3 và diện tích tiết diện thay đổi theo chiều dài.



**Hình 3.7.** Phần tử cột phẳng 2D

Xét phần tử cột 2D có 2 đầu 1 và 2 có 6 thành phần nội lực và chuyển vị như hình 3.7,  $F_{x1}$ ,  $F_{y1}$ ,  $M_{z1}$ ,  $u_1$ ,  $v_1$ ,  $\theta_{z1}$ ;  $F_{x2}$ ,  $F_{y2}$ ,  $M_{z2}$ ,  $u_2$ ,  $v_2$ ,  $\theta_{z2}$ . Dựa vào độ cứng do uốn trong mặt phẳng, độ cứng do kéo (nén), sắp xếp các thành phần độ cứng vào ma trận độ cứng 6x6 có được ma trận độ cứng của phần tử cột 2D đa điểm dẻo khi kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử như sau:

$$[k_p^{2d}] = \begin{bmatrix} k_{11} & 0 & 0 & k_{14} & 0 & 0 \\ 0 & k_{22} & k_{23} & 0 & k_{25} & k_{26} \\ 0 & k_{32} & k_{33} & 0 & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 \\ 0 & k_{52} & k_{53} & 0 & k_{55} & k_{56} \\ 0 & k_{62} & k_{63} & 0 & k_{65} & k_{66} \end{bmatrix} \quad (3.35)$$

Các hệ số trong ma trận  $[k_p^{2d}]$  được xác định như các hệ số trong ma trận độ cứng (3.19b).

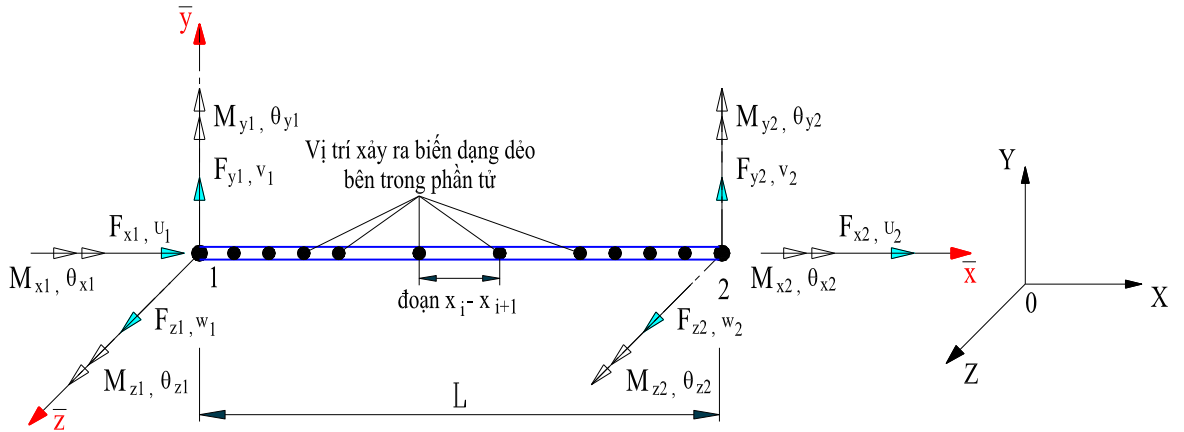
$EI'_i$  ( $k_{it}$ ) - độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo, được xác định thông qua đường quan hệ mô men – độ cong - lực P (M- $\phi$ -P) (xem hình 2.28).

$EI'_i$ ,  $EI'_{i+1}$  là độ cứng tiếp tuyến của tiết diện dầm tại đầu i và i+1; độ cứng  $EI'_i$  ( $k_i$ ) - độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo, được xác định thông qua đường quan hệ mô men – độ cong - lực P (M- $\phi$ -P) (xem hình 2.28).

$$k_{ii} = EI'_i = \frac{dM_i}{d\phi_i}; \quad k_{i(i+1)} = EI'_{i+1} = \frac{dM_{i+1}}{d\phi_{i+1}} \quad (3.36)$$

**3.5. 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**

Giả sử có  $n$  điểm biến dạng dẻo liên tục bên trong phần tử, mỗi đoạn  $x_i - x_{i+1}$  gồm hai điểm biến dạng dẻo liên tiếp thể hiện trên hình 3.8 và đoạn này có độ cứng  $EI(x)$  thay đổi theo hàm bậc 3 và diện tích tiết diện thay đổi theo chiều dài.



**Hình 3.8.** Phần tử cột không gian 3D

Xét phần tử cột 3D có 2 đầu 1 và 2 có 12 thành phần nội lực và 12 thành phần chuyển vị  $F_{x1}, F_{y1}, F_{z1}, M_{x1}, M_{y1}, M_{z1}, u_1, v_1, w_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}; F_{x2}, F_{y2}, F_{z2}, M_{x2}, M_{y2}, M_{z2}, u_2, v_2, w_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}$  như hình 3.8. Dựa vào độ cứng do uốn trong từng mặt phẳng, độ cứng do kéo (nén), độ cứng do xoắn, sắp xếp các thành phần độ cứng vào ma trận độ cứng  $12 \times 12$  có được 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 như sau:

$$\left[ k_p^{3d} \right] = \begin{bmatrix}
 k_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{17} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & k_{22} & 0 & 0 & 0 & k_{26} & 0 & k_{28} & 0 & 0 & 0 & k_{212} \\
 0 & 0 & k_{33} & 0 & k_{35} & 0 & 0 & 0 & k_{39} & 0 & k_{311} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & k_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{410} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & k_{53} & 0 & k_{55} & 0 & 0 & 0 & k_{59} & 0 & k_{511} & 0 \\
 0 & k_{62} & 0 & 0 & 0 & k_{66} & 0 & k_{68} & 0 & 0 & 0 & k_{612} \\
 k_{71} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{77} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & k_{82} & 0 & 0 & 0 & k_{86} & 0 & k_{88} & 0 & 0 & 0 & k_{812} \\
 0 & 0 & k_{93} & 0 & k_{95} & 0 & 0 & 0 & k_{99} & 0 & k_{911} & 0 \\
 0 & 0 & 0 & k_{104} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{1010} & 0 & 0 \\
 0 & 0 & k_{113} & 0 & k_{115} & 0 & 0 & 0 & k_{119} & 0 & k_{1111} & 0 \\
 0 & k_{122} & 0 & 0 & 0 & k_{126} & 0 & k_{128} & 0 & 0 & 0 & k_{1212}
 \end{bmatrix} \quad (3.37)$$

trong đó:

$$k_{11} = k_{77} = 1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx ; \quad k_{17} = k_{71} = -1 / \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EA(x)} dx \quad (3.38)$$

$$k_{22} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.39)$$

$$k_{26} = k_{62} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.40)$$

$$k_{28} = k_{82} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.41)$$

$$k_{212} = k_{122} = -\frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.42)$$

$$k_{66} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.43)$$

$$k_{68} = k_{86} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.44)$$

$$k_{612} = k_{126} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx - x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.45)$$

$$k_{88} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.46)$$

$$k_{812} = k_{128} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.47)$$

$$k_{1212} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_z(x)} dx} \quad (3.48)$$

$$k_{33} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.49)$$

$$k_{35} = k_{53} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.50)$$

$$k_{39} = k_{93} = -\frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.51)$$

$$k_{311} = k_{113} = \frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.52)$$

$$k_{55} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.53)$$

$$k_{59} = k_{95} = -\frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.54)$$

$$k_{511} = k_{115} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{Lx - x^2}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.55)$$

$$k_{99} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.56)$$

$$k_{911} = k_{119} = -\frac{-\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.57)$$

$$k_{1111} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L^2 - 2Lx + x^2}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_y(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{L-x}{EI_y(x)} dx} \quad (3.58)$$

$$k_{44} = k_{1010} = \frac{GI_T}{L} ; k_{104} = k_{410} = -\frac{GI_T}{L} \quad (3.59)$$

$EI_{y_i}, EI_{y_{(i+1)}}, EI_{z_i}, EI_{z_{(i+1)}}$  là độ cứng của tiết diện cột tại đầu  $i$  và  $i+1$ ; độ cứng  $EI_{it}$  ( $k_{it}$ ) - độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo, được xác định thông qua đường quan hệ mô men – độ cong - lực P (M- $\phi$ -P) (xem hình 2.28).

$$k_{it} = EI_{y_{it}} = \frac{dM_{y_i}}{d\phi_{y_i}} ; k_{(i+1)t} = EI_{y_{(i+1)t}} = \frac{dM_{y_{(i+1)}}}{d\phi_{y_{(i+1)}}} \quad (3.60)$$

$$k_{it} = EI_{z_{it}} = \frac{dM_{z_i}}{d\phi_{z_i}} ; k_{(i+1)t} = EI_{z_{(i+1)t}} = \frac{dM_{z_{(i+1)}}}{d\phi_{z_{(i+1)}}} \quad (3.61)$$

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

$$(EI_y)_t = \frac{\partial M_y}{\partial \phi_y} = EI_y \left( \frac{M_{y_u} - M_{y_{e0}}}{M_{y_u} - M_{y_{e0}} + (\phi_y - \phi_{y_{e0}}) EI_y} \right)^2 \quad (3.62)$$

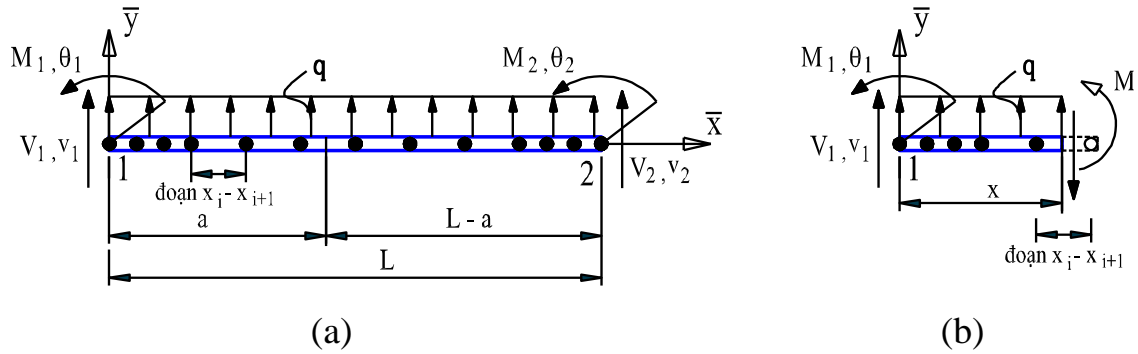
$$(\phi_y - \phi_{ye0}) = \frac{(M_y - M_{ye0})}{1 - \frac{M_{yu} - M_{ye0}}{M_{yu} - M_{ye0}}} \frac{1}{EI_y} \quad (3.63)$$

$$(EI_y)_t = \frac{\partial M_y}{\partial \phi_y} = EI_y \left( \frac{M_{yu} - M_y}{M_{yu} - M_{ye0}} \right)^2 \quad (3.64)$$

$$(EI_z)_t = \frac{\partial M_z}{\partial \phi_z} = EI_z \left( \frac{M_{zu} - M_z}{M_{zu} - M_{ze0}} \right)^2 \quad (3.65)$$

### 3.6. 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

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



**Hình 3.9.** (a) - Tải trọng phân bố đều \$q\$ trên phần tử đa điểm dẻo  
(b) - Mối liên hệ lực nút của thanh dầm

Xét tải trọng phân bố đều vuông góc với trục thanh như hình 3.9. Từ hình 3.9b có mối liên hệ lực nút của thanh dầm như sau:

$$M(x) = V_1 x - M_1 + 0.5qx^2 \quad (3.66)$$

Năng lượng bù của biến dạng [13]:

$$U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(M_x)^2}{EI_z(x)} dx = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1 x - M_1 + 0.5qx^2)^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.67)$$

Áp dụng định lý Engesser [13] có:

$$\frac{dU^*}{dV_1} = v_1 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1 x - M_1 + 0.5qx^2)x}{EI_z(x)} dx = 0 \quad (3.68)$$

$$\frac{dU^*}{dM_1} = \theta_1 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{-(V_1 x - M_1 + 0.5qx^2)}{EI_z(x)} dx = 0 \quad (3.69)$$

Giải hệ phương trình:

$$\begin{cases} v_1 = 0 = V_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - M_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + 0.5q \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^3}{EI_z(x)} dx \\ \theta_1 = 0 = -V_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + M_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - 0.5q \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \end{cases} \quad (3.70)$$

Ta được kết quả:

$$M_1 = \frac{1}{2} q \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^3}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx} \quad (3.71)$$

$$V_1 = \frac{1}{2} q \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^3}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx} \quad (3.72)$$

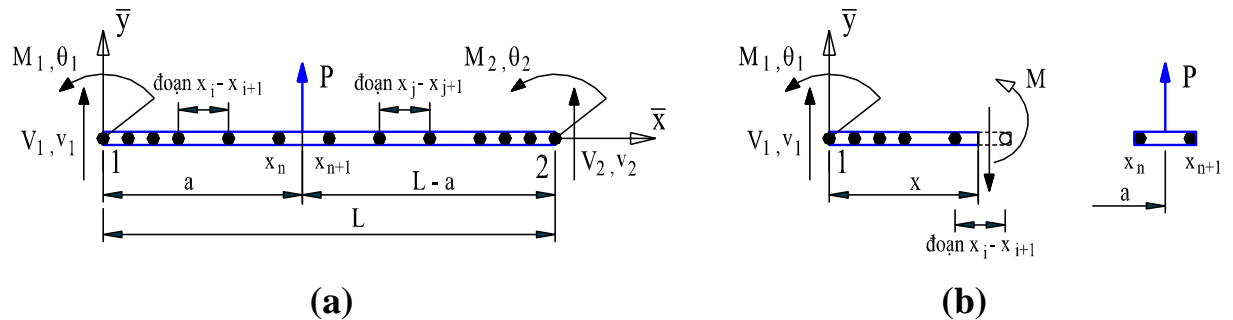
$$\begin{aligned} V_2 &= -V_1 - qL \\ &= -\frac{1}{2} q \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^3}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx}{\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx} - qL \end{aligned} \quad (3.73)$$

$$M_2 = V_1 L + \frac{qL^2}{2} - M_1 \quad (3.74)$$

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 (3.75) sau đây:

$$\{f\} = \{-V_1 \quad -M_1 \quad -V_2 \quad -M_2\}^T \quad (3.75)$$

### 3.6.2. Xét tải trọng tập trung $P_y$ trên phần tử



**Hình 3.10.** (a) - Tải trọng tập trung  $P_y$  trên phần tử đa điểm dẻo  
(b) - Mối liên hệ lực nút của thanh dầm



Xét tải trọng tập trung vuông góc với trục thanh như hình 3.10a. Từ hình 3.10b có mối liên hệ lực nút của thanh dầm như sau:

$$M(x) = M_1(x) + M_2(x) + M_3(x) + M_4(x) \quad (3.76)$$

$$\text{Năng lượng bù của biến dạng: } U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(M_x)^2}{EI_z(x)} dx = U_1^* + U_2^* + U_3^* + U_4^* \quad (3.77)$$

$$U^* = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{2} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1 x - M_1)^2}{EI_z(x)} dx + \frac{1}{2} \int_{x_n}^a \frac{(V_1 x - M_1)^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.78)$$

$$+ \frac{1}{2} \int_a^{x_{n+1}} \frac{(V_1 x - M_1 + P(x-a))^2}{EI_z(x)} dx + \sum_{j=1}^m \frac{1}{2} \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(V_1 x - M_1 + P(x-a))^2}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_1^*}{dV_1} = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{(V_1 x - M_1)x}{EI_z(x)} dx = V_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - M_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_2^*}{dV_1} = \int_{x_n}^a \frac{(V_1 x - M_1)x}{EI_z(x)} dx = V_1 \int_{x_n}^a \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - M_1 \int_{x_n}^a \frac{x}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_3^*}{dV_1} = \int_a^{x_{n+1}} \frac{(V_1 x - M_1 + P(x-a))x}{EI_z(x)} dx = V_1 \int_a^{x_{n+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - M_1 \int_a^{x_{n+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + P \int_a^{x_{n+1}} \frac{(x-a)x}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_4^*}{dV_1} = \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(V_1 x - M_1 + P(x-a))x}{EI_z(x)} dx =$$

$$= V_1 \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx - M_1 \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + P \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(x-a)x}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_1^*}{dM_1} = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{-(V_1 x - M_1)}{EI_z(x)} dx = -V_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + M_1 \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_2^*}{dM_1} = \int_{x_n}^a \frac{-(V_1 x - M_1)}{EI_z(x)} dx = -V_1 \int_{x_n}^a \frac{x}{EI_z(x)} dx + M_1 \int_{x_n}^a \frac{1}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_3^*}{dM_1} = \int_a^{x_{n+1}} \frac{-(V_1 x - M_1 + P(x-a))}{EI_z(x)} dx = -V_1 \int_a^{x_{n+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + M_1 \int_a^{x_{n+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - P \int_a^{x_{n+1}} \frac{(x-a)}{EI_z(x)} dx$$

$$\frac{dU_4^*}{dM_1} = \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{-(V_1 x - M_1 + P(x-a))}{EI_z(x)} dx$$

$$= -V_1 \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx + M_1 \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx - P \sum_{j=1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(x-a)}{EI_z(x)} dx$$

Áp dụng định lý Engesser [13], ta có:

$$\begin{cases} \frac{dU^*}{dV_1} = v_1 = \frac{dU_1^*}{dV_1} + \frac{dU_2^*}{dV_1} + \frac{dU_3^*}{dV_1} + \frac{dU_4^*}{dV_1} = 0 \\ \frac{dU^*}{dM_1} = \theta_1 = \frac{dU_1^*}{dM_1} + \frac{dU_2^*}{dM_1} + \frac{dU_3^*}{dM_1} + \frac{dU_4^*}{dM_1} = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} a_1 \cdot V_1 + b_1 \cdot M_1 = c_1 \\ a_2 \cdot V_1 + b_2 \cdot M_1 = c_2 \end{cases} \quad (3.79)$$

trong đó:

$$a_1 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx + \int_{x_n}^a \frac{x^2}{EI_z(x)} dx + \int_a^{x_{n+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx + \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x^2}{EI_z(x)} dx \quad (3.80)$$

$$b_1 = -\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_{x_n}^a \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_a^{x_{n+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \quad (3.81)$$

$$c_1 = -P \int_a^{x_{n+1}} \frac{(x-a)x}{EI_z(x)} dx - P \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(x-a)x}{EI_z(x)} dx \quad (3.82)$$

$$a_2 = -\sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_{x_n}^a \frac{x}{EI_z(x)} dx - \int_a^{x_{n+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx - \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{x}{EI_z(x)} dx \quad (3.83)$$

$$b_2 = \sum_{i=1}^{n-1} \int_{x_i}^{x_{i+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx + \int_{x_n}^a \frac{1}{EI_z(x)} dx + \int_a^{x_{n+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx + \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{1}{EI_z(x)} dx \quad (3.84)$$

$$c_2 = P \int_a^{x_{n+1}} \frac{(x-a)}{EI_z(x)} dx + P \sum_{j=n+1}^m \int_{x_j}^{x_{j+1}} \frac{(x-a)}{EI_z(x)} dx \quad (3.85)$$

Giải hệ phương trình (3.79) có:

$$V_1 = \frac{b_2 \cdot c_1 - b_1 \cdot c_2}{a_1 \cdot b_2 - b_1 \cdot a_2}; \quad M_1 = \frac{a_1 \cdot c_2 - a_2 \cdot c_1}{a_1 \cdot b_2 - b_1 \cdot a_2} \quad (3.86)$$

$$V_2 = -V_1 - P; \quad V_1 L + P(L-a) - M_1 = M_2 \quad (3.87)$$

Véc tơ tải trọng nút  $\{f\}$  của phần tử thanh đa điểm dèo 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 (3.88) sau đây:

$$\{f\} = \{-V_1 \quad -M_1 \quad -V_2 \quad -M_2\}^T \quad (3.88)$$

Nhận xét:

Ma trận độ cứng và véc tơ tải trọng nút quy đổi cho các trường hợp đặc biệt (khi thanh chỉ có hai điểm đầu phần tử  $i, j$ ) so với các tài liệu [2], [13], [86] là hoàn toàn trùng khớp. Do đó việc xây dựng ma trận độ cứng của phần tử thanh đa điểm dèo và véc tơ tải trọng nút của phần tử thanh đa điểm dèo có đủ độ tin cậy khi sử dụng chúng vào phân tích dèo lan truyền của kết cấu.

### 3.7. Phương trình cân bằng toàn hệ kết cấu

Trong trường hợp tổng quát cho hệ kết cấu thanh dàn dèo 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 dàn 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 dèo tương ứng. Như vậy có thể khẳng định phương trình cân bằng hệ kết cấu dàn dèo là phương trình phi tuyến viết dưới dạng ma trận:

$$\{F\} = [K] \cdot \{U\} \quad (3.89)$$

trong đó:

$[K]$  - ma trận độ cứng của kết cấu trong hệ tọa độ chung:

$$[K] = [T]^T \cdot [k_p] \cdot [T] \quad (3.90)$$

$\{U\}$  - véc tơ chuyển vị nút của kết cấu trong hệ tọa độ chung:

$$\{U\} = [T]^T \cdot \{u\} \quad (3.91)$$

$\{F\}$  - véc tơ tải trọng nút của kết cấu trong hệ tọa độ chung:

$$\{F\} = [T]^T \cdot \{f\} \quad (3.92)$$

### 3.8. Kết luận chương 3

Các nội dung nghiên cứu tại chương 3 là những đóng góp mới của luận án và là dữ liệu để xây dựng chương trình phân tích dèo lan truyền kết cấu dầm và kết cấu khung được ứng dụng ở chương 4.

Kết quả nghiên cứu đã đề xuất phần tử đa điểm dèo dầm – cột. Mô hình phần tử đa điểm dèo dầm, cột là phần tử chỉ với hai điểm nút hai đầu phần tử, mặc định có  $n$  điểm biến dạng dèo liên tục bên trong phần tử (đa điểm dèo), mỗi đoạn  $x_i - x_{i+1}$  gồm hai điểm biến dạng dèo liên tiếp và đoạn này có độ cứng  $EI_i(x)$  thay đổi theo hàm bậc 3, độ cứng  $EI_i$  được xác định thông qua đường quan hệ mô men – độ cong ( $M-\phi$ ). Với phần tử đa điểm dèo này không phải chia phần tử thành nhiều phần tử con, không phải chia nhiều thớ trên tiết diện, như một số tác giả đã nghiên cứu trước đó. Sử dụng phần tử đa điểm dèo 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 dẻo của tiết diện, thứ tự hình thành khớp dèo và ứng

xử dẻo 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.

Xây dựng phương trình độ cứng bậc 3 của phần tử thanh đa điểm dẻo khi kể đến sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử thể hiện thông qua  $n$  điểm biến dạng dẻo. Xây dựng ma trận độ cứng của phần tử đa điểm dẻo dầm liên hợp, cột thép có sử dụng độ cứng tiếp tuyến tại vị trí có biến dạng dẻo. Xây dựng véc tơ tải cho phần tử đa điểm dẻo dầm, cột (tải tập trung và tải phân bố). Với những kết quả đạt được làm phong phú thêm thư viện các phần tử mẫu của phương pháp PTHH và là dữ liệu để xây dựng chương trình phân tích dẻo lan truyền kết cấu dầm và kết cấu khung được ứng dụng ở chương 4.

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

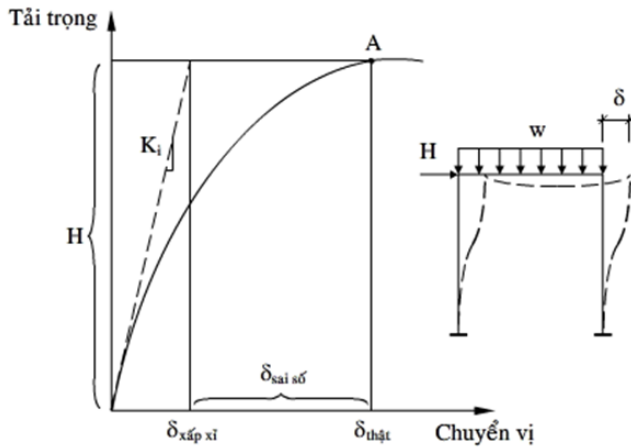
Với mục đích đưa việc phân tích dẻo kết cấu dầm, khung vào thực tế xây dựng, dựa trên các kết quả lý thuyết đã xây dựng được ở chương 2 và chương 3 (lý thuyết vùng biến dạng dẻo lan truyền), lựa chọn phương pháp giải bài toán, xây dựng sơ đồ thuật toán phân tích dẻo kết cấu và lập trình chương trình phân tích dẻo **SPH** bằng ngôn ngữ lập trình Delphi XE8 để phân tích dẻo lan truyền kết cấu dầm, khung phẳng với cột thép dầm liên hợp chịu tải trọng tĩnh. Kết quả của các bài toán phân tích là nội lực, chuyển vị ứng với mỗi cấp tải trọng, tải trọng giới hạn của hệ hết 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, các kết quả của bài toán được so sánh với các thí nghiệm đã có và các nghiên cứu trước đó để đánh giá độ tin cậy của lý thuyết đề xuất và chương trình SPH thiết lập.

### 4.1. Phương pháp giải phương trình cân bằng

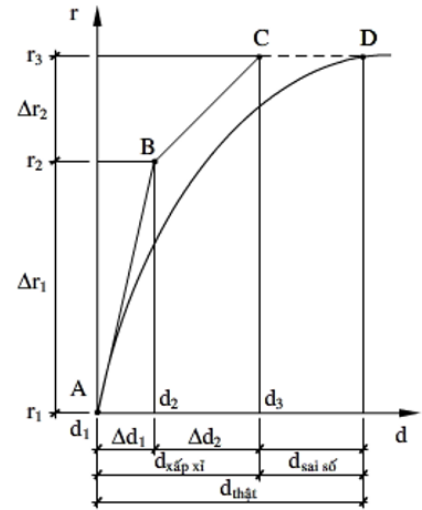
#### 4.1.1. Thuật giải phi tuyến.

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. Xét phản ứng tải trọng - chuyển vị của khung công biểu diễn ở hình 4.1, gọi  $\delta$  là chuyển vị ngang của khung. Ta xét điểm A trên đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị phi tuyến (đường cong ứng xử thật). Giả thiết rằng ứng xử phi tuyến và áp dụng kỹ thuật phân tích tuyến tính, ta được độ lệch tương ứng với tải trọng H, có giá trị xấp xỉ là  $\delta_{xấp xỉ}$ . Tuy nhiên, trong thực tế cho thấy rằng, độ lệch thật  $\delta_{thật}$  lớn hơn nhiều so với ứng xử tuyến tính đã được giả thiết.

Sự phát triển của kỹ thuật phân tích phi tuyến bắt nguồn từ nhu cầu giải bài toán với đường 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 [34], phương pháp Newton-Raphson như hình 4.3 và phương pháp Newton-Raphson cải tiến như hình 4.4, Chan và Chui [34], Robert và cộng sự [84].



**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 gia tải Euler đơn giản

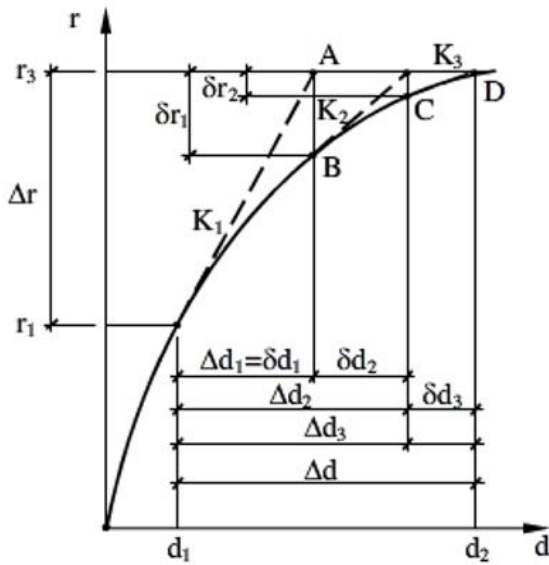
Đối với phương pháp gia tăng Euler đơn giản [34] thường cho kết quả sai số từ 10÷20% (McGiure 2000 [69]), sơ đồ của phương pháp này được thể hiện ở hình 4.2.

Xét điểm A trên đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị, một bước tải đến một điểm mới B có thể xác định bằng:  $r_2 = r_1 + \Delta r_1$ ;  $d_2 = d_1 + K_T^{-1} \Delta r_1$  (4.1)

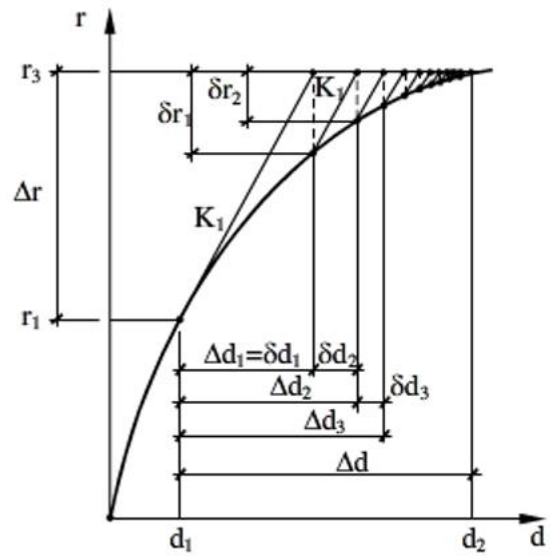
Điểm C được xác định theo cách tương tự. Khi điểm C tiến đến điểm tới hạn, có một sai số tích lũy trong mỗi bước gia tải do đó phương pháp này ít khi được áp dụng.

#### 4.1.3. 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 [34][55][84] 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

**4.1.4. Các bước phân tích dẻo của kết cấu khung**

Qua phân tích trên tác giả đã sử dụng phương pháp Newton-Raphson cải tiến [84] (phương pháp ma trận độ cứng không đổi) để giải bài toán phi tuyến vật liệu (đàn hồi dẻo). Các bước giải được tiến hành như sau:

- Bước 1: Lập ma trận độ cứng đàn hồi  $[K]$
- Bước 2: Lập véc tơ tải trọng nút  $\{R_1\}$
- Bước 3: Khởi tạo giá trị ban đầu  $i = 0; \{R\}^0 = \{0\}$
- Bước 4: Vòng lặp qua các bước tải trọng  $i \rightarrow i + 1$
- Bước 5: Lập véc tơ tải trọng trong phần tử  $\{\Delta R_2\}$
- Bước 6: Thành lập véc tơ tải trọng ngoài  $\{R\}^i = \{R\}^{i-1} + \frac{\{R_1\}}{nstep} + \{\Delta R_2\}$
- Bước 7: Thành lập véc tơ phản lực  $\{F\}^i$
- Bước 8: Tính toán tải trọng không cân bằng  $\{\Delta R\}^i = \{R\}^i - \{F\}^i$
- Bước 9: Giải chuyển vị  $\{\delta U\} = [K]^{-1} \{\Delta R\}^i$
- Bước 10: Thêm vào số gia chuyển vị  $\{\Delta U\}_i^j = \{\Delta U\}_i^{j-1} + \{\delta U\}$
- Vòng lặp mới**  $j \rightarrow j + 1$

11.1: Tính toán ma trận độ cứng tiếp tuyến phần tử  $[k_i] = F(f)$

11.2: Tính toán nội lực đàn hồi dẻo phần tử

- $$\{f\}_{ep}^j = [k_t]\{u\}$$
- 11.3: Thành lập véc tơ phản lực  $\{F\}^j = \sum \{f\}_{ep}^j$
- 11.4: Tính toán tải trọng không cân bằng  $\{\Delta R\}^j = \{R\}^j - \{F\}^j$
- 11.5: Giải chuyển vị theo vòng lặp j  $\{\delta U\} = [K]^{-1} \{\Delta R\}^j$
- 11.6: Tính toán sai số  $eps_1 = \frac{|\Delta R|}{|R^i|}$  ;  $eps_2 = \frac{|\delta U|}{|U^i|}$
- 11.7: Kiểm tra độ chính xác  $eps_j > eps_{tol}$
- 11.8: Thêm vào số gia chuyển vị  $\{\Delta U\}_i^j = \{\Delta U\}_i^{j-1} + \{\delta U\}$
- Vòng lặp mới

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

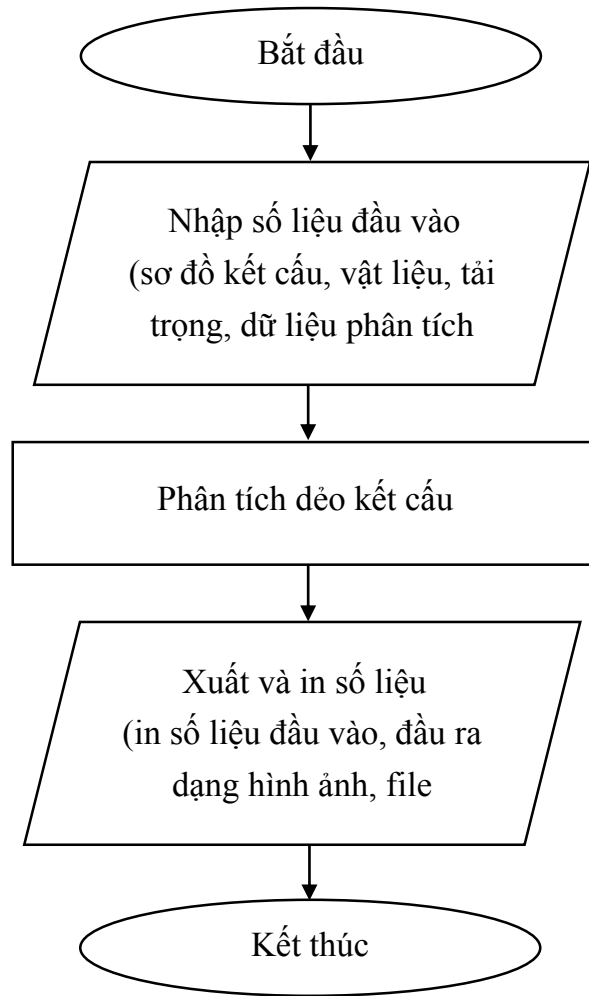
Các bước tính toán phân tích dẻo kết cấu dầm và kết cấu khung cột thép dầm liên hợp chịu tải trọng tĩnh được trình bày trong mục 4.1.4 và thiết lập được sơ đồ thuật toán như hình 4.6. Trên cơ sở đó, tác giả đã lập chương trình để phân tích dẻo của kết cấu dầm và kết cấu khung phẳng chịu tác dụng của tải trọng tĩnh, chương trình có tên là SPH. Chương trình được viết bằng ngôn ngữ lập trình Delphi XE8 chạy trên máy tính.

Cấu trúc của chương trình SPH gồm có các mô đun chính như hình 4.5:

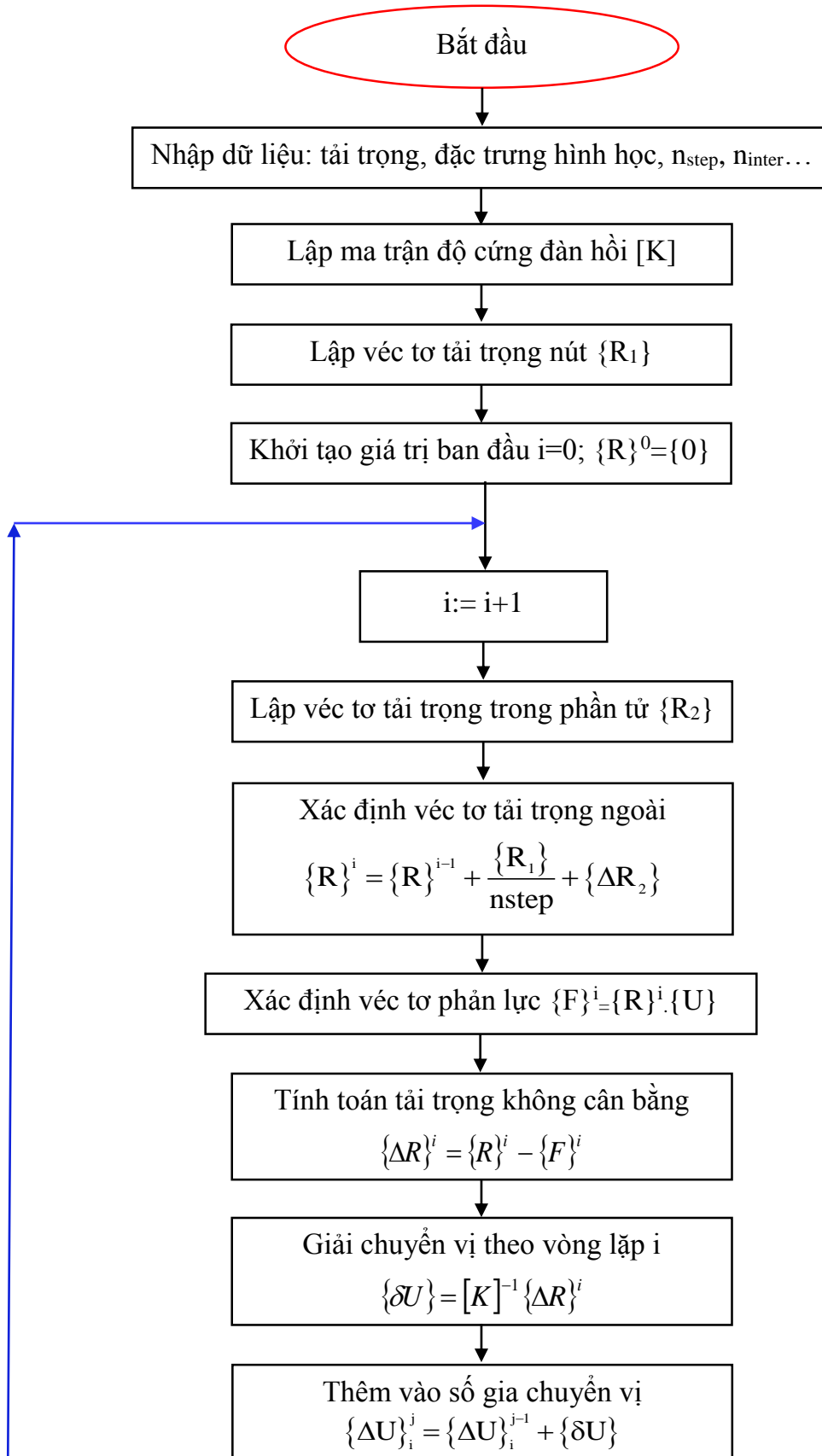
- Mô đun nhập số liệu;
- Mô đun phân tích dẻo kết cấu;
- Mô đun đồ họa: xuất, in số liệu đầu vào, đầu ra.

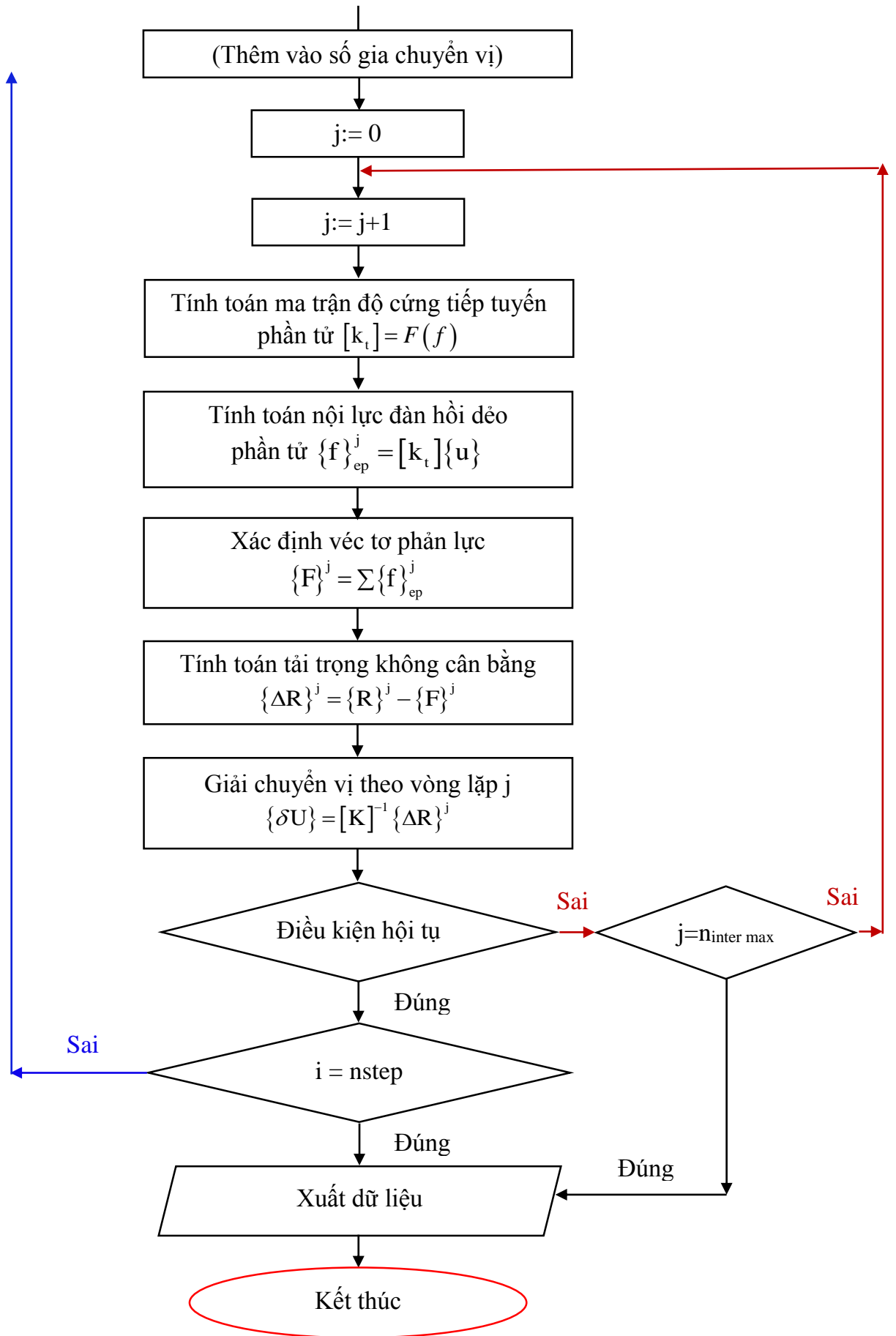
Văn bản mã nguồn của các mô đun chương trình được trình bày trong phụ lục 4 của luận án. Khi chuẩn bị số liệu, việc nhập phần tử có thể thực hiện thủ công. Số liệu đầu vào và kết quả số của chương trình SPH được lưu ở dạng file văn bản, file đồ họa.





**Hình 4.5.** Sơ đồ khối các mô đun phân tích chính





**Hình 4.6.** Sơ đồ thuật toán của chương trình SPH phân tích dẻo kết cấu

- Chương trình SPH có khả năng thực hiện được các bài toán:
  - + Phân tích nội lực và chuyển vị của hệ kết cấu ở bất kỳ trạng thái làm việc nào của hệ kết cấu (đàn hồi, đàn dẻo, dẻo hoàn toàn và phá hoại).
  - + Xác định được hệ số tải trọng của hệ kết cấu ( $\lambda_p$ ), từ hệ số  $\lambda_p$  có thể đánh giá được mức độ an toàn của kết cấu khi chịu tải trọng.
  - + Xác định thứ tự hình thành khớp dẻo và sự lan truyền vùng biến dạng dẻo dọc theo chiều dài phần tử như ứng xử thực tế và có thể xác định được chiều dài vùng biến dạng dẻo.
  - + Xác định được khả năng chảy dẻo của từng tiết diện phần tử khi chịu tải trọng, dựa vào kết quả đó có thể đánh giá được độ dự trữ khả năng chịu lực tại tiết diện đó của kết cấu.
- Chương trình đã đáp ứng được các yêu cầu sau:
  - + Tính toán kết cấu với sơ đồ tính hoàn thiện, phản ánh được chính xác sự làm việc thực tế của kết cấu dầm và kết cấu khung phẳng.
  - + Kiểm tra được độ chính xác của kết quả lý thuyết đã xây dựng.
  - + Ứng dụng kết quả nghiên cứu lý thuyết làm cơ sở cho việc tính toán và phân tích dẻo kết cấu công trình.

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

- Xác định hệ số tải trọng giới hạn  $\lambda_p$  của kết cấu:

Hệ số tải trọng giới hạn  $\lambda_p$  của kết cấu là hệ số giữa tải trọng giới hạn khi hệ bị phá hoại / Tải trọng tác dụng vào hệ.

$$\lambda_p = \text{Tải trọng giới hạn khi hệ bị phá hoại} / \text{Tải trọng tác dụng} \quad (4.2)$$

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

Nếu  $\lambda_p < 1$  hệ sẽ bị phá hoại với tải trọng tác dụng vào hệ, từ đó đánh giá hệ sẽ không an toàn với tải trọng tác dụng đó.

Nếu  $\lambda_p > 1$  hệ chưa bị phá hoại với tải trọng tác dụng vào hệ, từ đó đánh giá hệ sẽ còn an toàn với tải trọng tác dụng đó.

- Xác định tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện:

$$\% \text{ chảy dẻo} = 100\% - \frac{EI_t}{EI_{\max}} \times 100\% \quad (4.3)$$

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.

#### 4.4. Khảo sát một số bài toán phân tích dẻo

Thực hiện khảo sát các bài toán phân tích dẻo kết cấu sau:

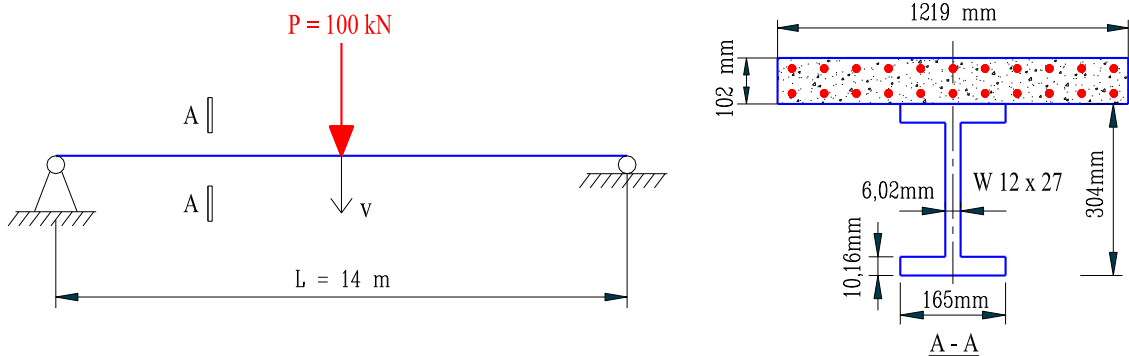
- Kết cấu dầm đơn giản liên hợp thép - bê tông.
- Kết cấu dầm liên tục liên hợp thép - bê tông.
- Kết cấu khung phẳng liên hợp thép - bê tông 1 tầng, 1 nhịp.
- Kết cấu khung phẳng liên hợp thép - bê tông 3 tầng, 2 nhịp.

##### 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 4.7. Lực tập trung tác dụng  $P = 100\text{kN}$  tại vị trí giữa dầm. 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  $f_t = 210\text{MPa}$ , 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), lớp bê tông bảo vệ = 10mm. Kết cấu dầm này được tác giả Cuong Ngo Huu (2006) [41] thực hiện trong nghiên cứu của mình và sử dụng phương pháp khớp thớ và chương trình Abaqus để phân tích. Áp dụng kết quả nghiên cứu đề xuất (phương pháp biến dạng dẻo lan truyền) để phân tích phi tuyến kết cấu dầm này với khớp dẻo tập trung và khớp dẻo phân bố.

**Bảng 4.1.** Kích thước tiết diện ngang thép hình trong dầm liên hợp đơn giản

Cấu kiện	$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	$d$ (mm)	$t_w$ (mm)
W12x27	165	10,16	304	6,02



**Hình 4.7.** Dầm liên hợp đơn giản chịu tải tập trung  $P=100\text{kN}$  tại giữa nhịp

- Thực hiện phân tích phi tuyến kết cấu dầm đơn giản liên hợp thép - bê tông bằng chương trình SPH. Bước tải  $n_{\text{step}} = P/100$ . Tải trọng tác dụng lên kết cấu tăng dần từ 0 đến P (kN).

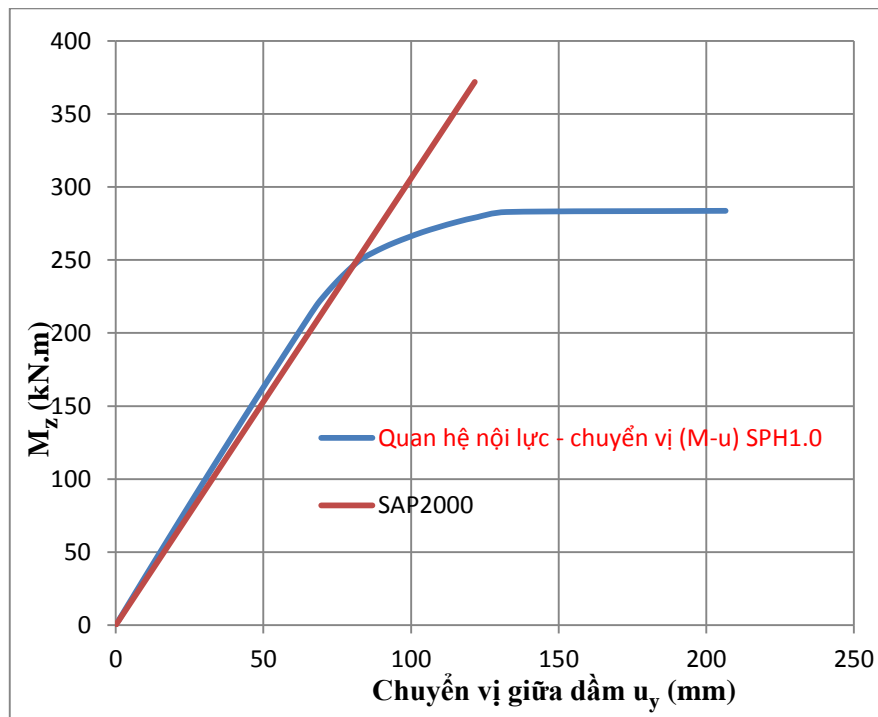
- Kết quả thu được: nội lực, chuyển vị dẻo như hình 4.8, hệ số tải trọng giới hạn của kết cấu trong bảng 4.2 và 4.3; thứ tự hình thành khớp dẻo và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện như hình 4.10 và 4.11, so sánh giá trị  $M_p$  của dầm liên hợp đơn giản trong bảng 4.3.

**Bảng 4.2.** Giá trị nội lực và chuyển vị tại vị trí giữa dầm liên hợp đơn giản [41] ứng với mỗi bước tải trọng

Load Case	Step	Joint (giữa dầm)	Mz (kN.m)	Uy (mm)	$\lambda_p$
1	1	2	3.500	1.050	0.01
1	2	2	7.005	2.098	0.02
1	3	2	10.504	3.146	0.03
1	4	2	14.003	4.194	0.04
1	5	2	17.500	5.244	0.05
1	6	2	20.998	6.295	0.06
1	7	2	24.496	7.347	0.07
1	8	2	27.994	8.400	0.08
1	9	2	31.491	9.454	0.09
1	10	2	34.989	10.510	0.10
1	11	2	38.487	11.567	0.11
1	12	2	41.982	12.625	0.12
1	13	2	45.482	13.684	0.13
1	14	2	48.978	14.744	0.14
1	15	2	52.477	15.806	0.15
1	16	2	55.973	16.869	0.16
1	17	2	59.471	17.933	0.17
1	18	2	62.970	18.999	0.18
1	19	2	66.466	20.065	0.19
1	20	2	69.964	21.133	0.20
1	21	2	73.462	22.202	0.21
1	22	2	76.960	23.273	0.22
1	23	2	80.457	24.344	0.23
1	24	2	83.955	25.418	0.24
1	25	2	87.453	26.492	0.25
1	26	2	90.948	27.568	0.26
1	27	2	94.448	28.645	0.27
1	28	2	97.945	29.723	0.28
1	29	2	101.443	30.803	0.29
1	30	2	104.940	31.884	0.30

Step	Joint	Mz (kN.m)	Uy (mm)	$\lambda_p$
42	2	146.909	44.965	0.42
43	2	150.407	46.063	0.43
44	2	153.903	47.164	0.44
45	2	157.400	48.268	0.45
46	2	160.898	49.372	0.46
47	2	164.391	50.477	0.47
48	2	167.890	51.584	0.48
49	2	171.388	52.692	0.49
50	2	174.887	53.802	0.50
51	2	178.383	54.914	0.51
52	2	181.880	56.028	0.52
53	2	185.377	57.143	0.53
54	2	188.869	58.260	0.54
55	2	192.367	59.378	0.55
56	2	195.867	60.497	0.56
57	2	199.364	61.619	0.57
58	2	202.861	62.742	0.58
59	2	206.357	63.868	0.59
60	2	209.856	64.996	0.60
61	2	213.351	66.124	0.61
62	2	216.747	67.276	0.62
63	2	220.233	68.453	0.63
64	2	223.899	69.923	0.64
65	2	227.381	71.381	0.65
66	2	230.843	72.882	0.66
67	2	234.298	74.448	0.67
68	2	237.769	76.090	0.68
69	2	241.187	77.815	0.69
70	2	244.783	79.695	0.70
71	2	248.219	81.635	0.71

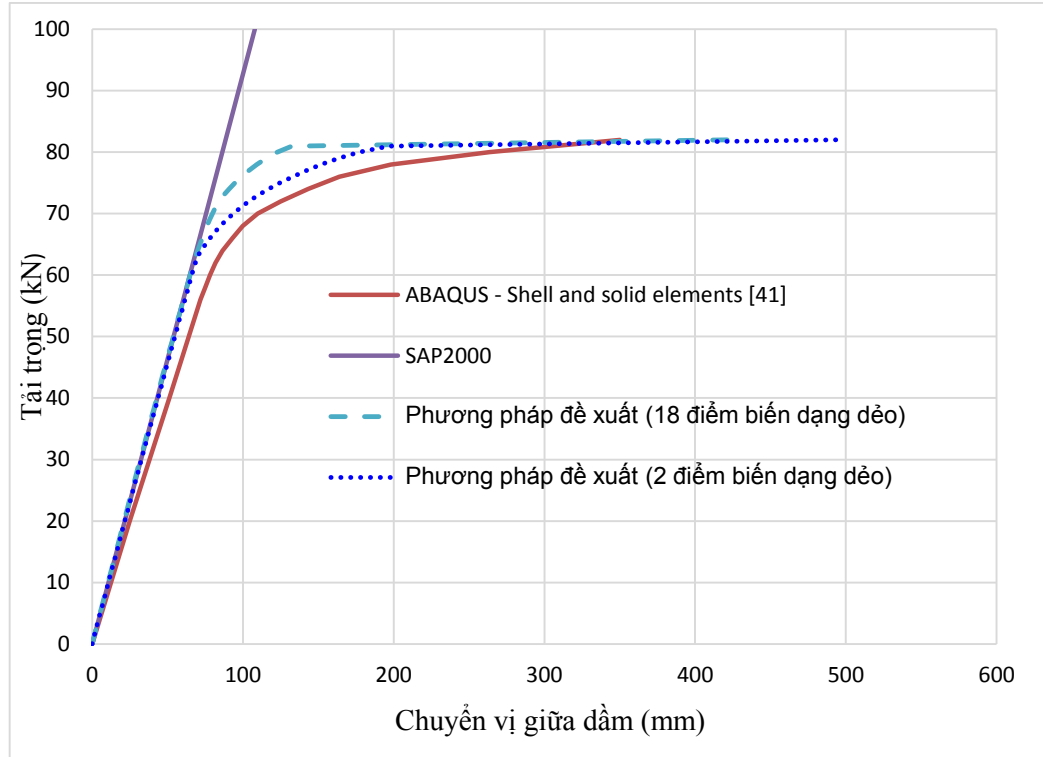
1	31	2	108.438	32.967	0.31	72	2	251.700	84.042	0.72
1	32	2	111.934	34.050	0.32	73	2	255.120	87.172	0.73
1	33	2	115.432	35.135	0.33	74	2	258.632	90.701	0.74
1	34	2	118.929	36.222	0.34	75	2	262.084	94.615	0.75
1	35	2	122.427	37.310	0.35	76	2	265.578	99.087	0.76
1	36	2	125.926	38.399	0.36	77	2	269.112	103.891	0.77
1	37	2	129.422	39.490	0.37	78	2	272.562	109.381	0.78
1	38	2	132.920	40.582	0.38	79	2	276.028	115.444	0.79
1	39	2	136.417	41.675	0.39	80	2	279.488	122.652	0.80
1	40	2	139.914	42.770	0.40	81	2	282.919	132.387	0.81
1	41	2	143.411	43.867	0.41	82	2	283.718	206.577	0.82



**Hình 4.8.** Quan hệ mômen và chuyển vị giữa dầm đơn giản liên hợp

**Bảng 4.3.** Bảng so sánh giá trị  $\lambda_p$  và  $M_p$  của dầm đơn giản

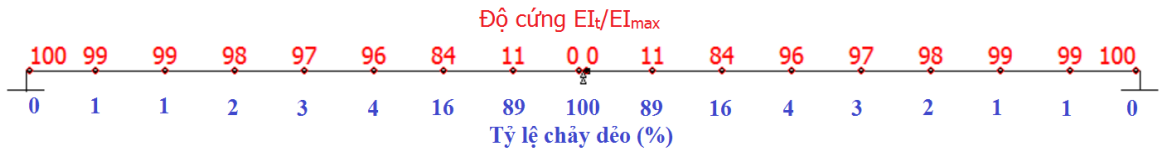
Tên nghiên cứu	Giá trị $M_p$	Giá trị $\lambda_p$	Chênh lệch so với SPH
SPH	283,6	0,82	
ABAQUS [41]		0,82	0%
SAP2000	282,2		0,53%
Eurocode 4	275,3		2,96%



**Hình 4.9.** Quan hệ tải trọng – chuyển vị tại vị trí giữa dầm



**Hình 4.10.** Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm



**Hình 4.11.** Độ cứng  $EI_t/EI_{max}$  và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo

### **Nhận xét kết quả:**

- Từ đồ thị hình 4.8 và hình 4.9 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 [41], 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 tại bất kỳ bước tải nào cho tới khi dầm bị phá hoại.



- Kết quả của nghiên cứu được so sánh với kết quả của tác giả Cuong Ngo Huu (2006) [41] cho thấy các đường quan hệ tải trọng chuyển vị là tương đồng và xấp xỉ trùng nhau (hình 4.9). Từ bảng 4.3: hệ số tải trọng giới hạn  $\lambda_p$  của phương pháp nghiên cứu và hệ số  $\lambda_p$  khi phân tích bằng chương trình Abaqus và Cuong Ngo Huu (2006) [41] trùng nhau. Giá trị  $\lambda_p$  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 4.3: 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 [32] là 3% (do tính theo EC4 thì giá trị  $M_p$  không kể đến thép sàn) và giá trị  $M_p$  tính từ SAP2000 rất nhỏ (0,5%) → cho thấy độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.

- Từ đồ thị hình 4.9 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 cứng hơn và chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phần tử thông thường.

- Từ đồ thị hình 4.10, 4.11 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 ( $\lambda_p=0,82$ ), 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.

#### **4.4.2. Dầm liên tục liên hợp thép - bê tông**

Khảo sát dầm liên tục liên hợp được thí nghiệm bởi Ansourian (1981) [22] với 02 mẫu dầm CTB1 và CTB2, nhiều tác giả đã dùng kết quả thí nghiệm này để kiểm chứng với các kết quả nghiên cứu của họ như: Yong – Lin Pi, Bradford MA, Uy B (2006) [103] sử dụng phương pháp dẻo phân bố, Cuong Ngo-Huu, Seung-Eock Kim (2012) [42] đã dùng phương pháp khớp thớ để phân tích kết cấu dầm và so sánh với kết quả thí nghiệm. Áp dụng kết quả nghiên cứu đề xuất, sử dụng phương pháp PTHH với phần tử thanh đa điểm dẻo (với 22 điểm

biến dạng dẻo) để phân tích kết cấu dầm liên tục liên hợp và so sánh với kết quả thí nghiệm và các kết quả đã được nghiên cứu. Tiết diện dầm liên hợp gồm dầm thép có tiết diện như Bảng 4.4, bản bê tông 100x800mm như hình 4.12, lớp bê tông bảo vệ = 10mm, các đặc trưng của kết cấu dầm cho trong Bảng 4.6. Mô đun đàn hồi của bê tông theo Warner et al. 1998 [103]  $E_c = 0.043\rho^{1.5}\sqrt{f'_c} = 26,15.10^3$  MPa,  $\varepsilon_0=0,002$ ,  $\varepsilon_u=0,004$ . Mô đun đàn hồi của thép  $E_s = 2.10^5$  MPa. Lực tác dụng P được cho trong Bảng 4.5 ,

**Bảng 4.4.** Kích thước tiết diện ngang thép hình trong dầm liên hợp liên tục

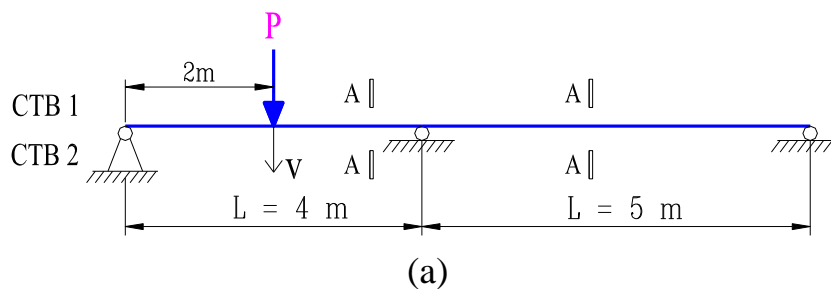
Cấu kiện	$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	d (mm)	$t_w$ (mm)
IPE200	100	8,5	200	5,6

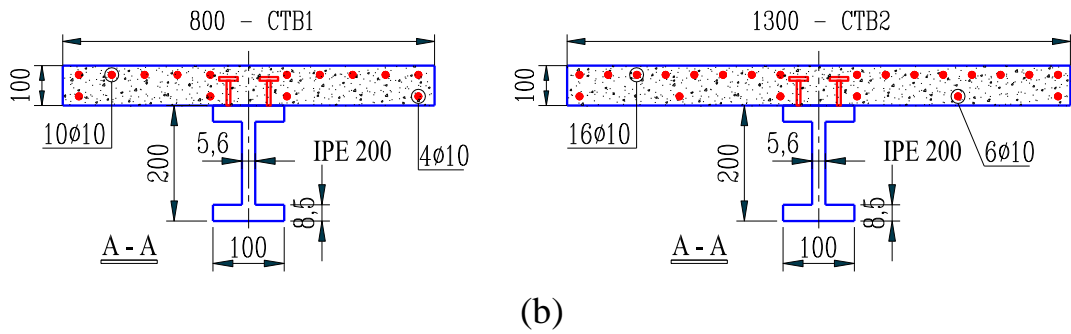
**Bảng 4.5.** Tải trọng P tác dụng lên kết cấu dầm

Cấu kiện	CBT1	CBT2
P (kN)	200	250

**Bảng 4.6.** Đặc trưng của 02 mẫu dầm liên hợp liên tục CBT1-CBT2 theo thí nghiệm Ansourian (1981) [22]

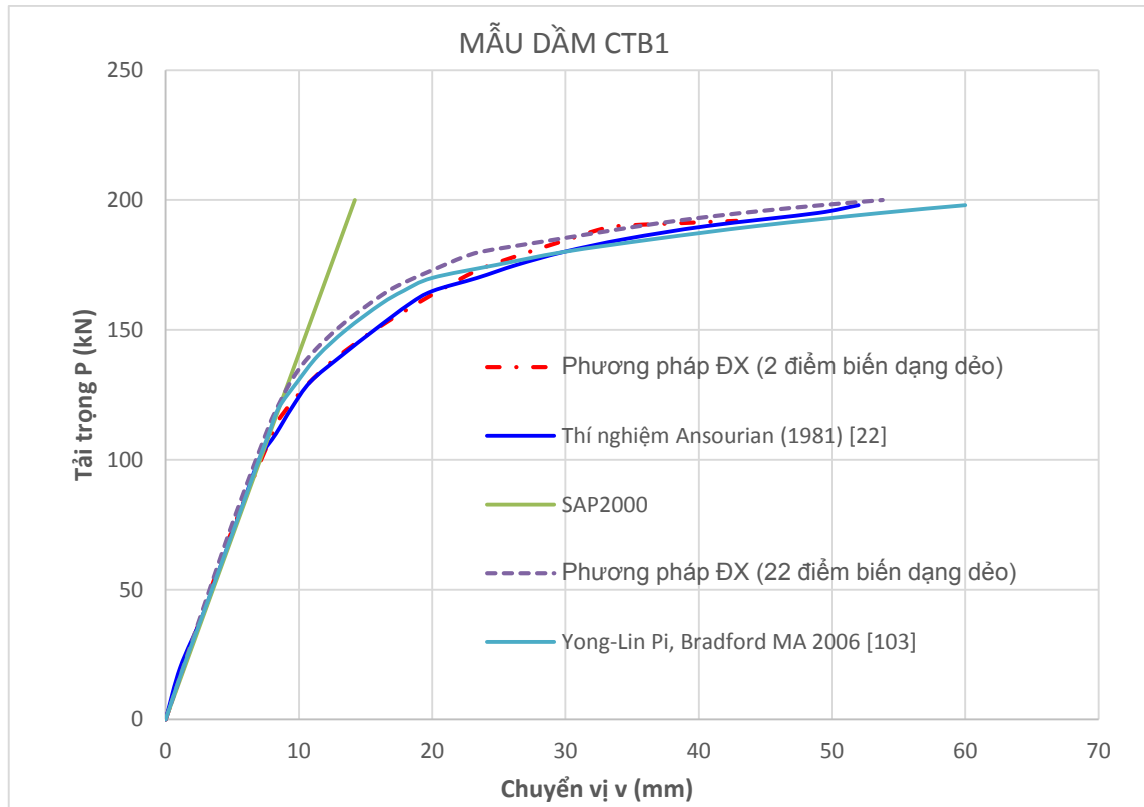
Cấu kiện Dầm liên hợp	Mẫu CBT1	Mẫu CBT2
Dầm thép	IPE200	IPE200
Chiều dày sàn bê tông (mm)	100	100
Chiều rộng sàn bê tông beff (mm)	800	1300
Liên kết chịu cắt (chốt 19x75mm) (cái)	66	66
% khả năng liên kết chịu cắt (%)	150 (M <sup>+</sup> )	150 (M <sup>+</sup> )
% khả năng liên kết chịu cắt (%)	160 (M)	135 (M <sup>-</sup> )
Cốt thép sàn (mm <sup>2</sup> )	(lớp trên 10φ 10) (lớp dưới 4φ 10)	(lớp trên 16φ 10) (lớp dưới 6φ 10)
Cường độ chịu nén (kéo) của bê tông $f'_c$ ( $f_{ct}$ )	30 (1,6)	50 (3,1)
$\rho$ bê tông (kg/m <sup>3</sup> )	2.310	2.310
Ứng suất chảy của thép dầm $f_y$ (MPa)	277	277
Cường độ chịu kéo của thép sàn $f_y$ (MPa)	430	430
Mô đun đàn hồi của thép $E_s$ (MPa)	$2.10^5$	$2.10^5$



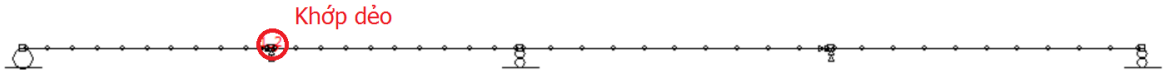


**Hình 4.12.** 02 mẫu dầm liên hợp liên tục CTB1 và CTB2 chịu tải tập trung tại giữa nhịp (Ansourian 1981) [22]; (a) - sơ đồ kết cấu dầm; (b) - tiết diện dầm liên hợp

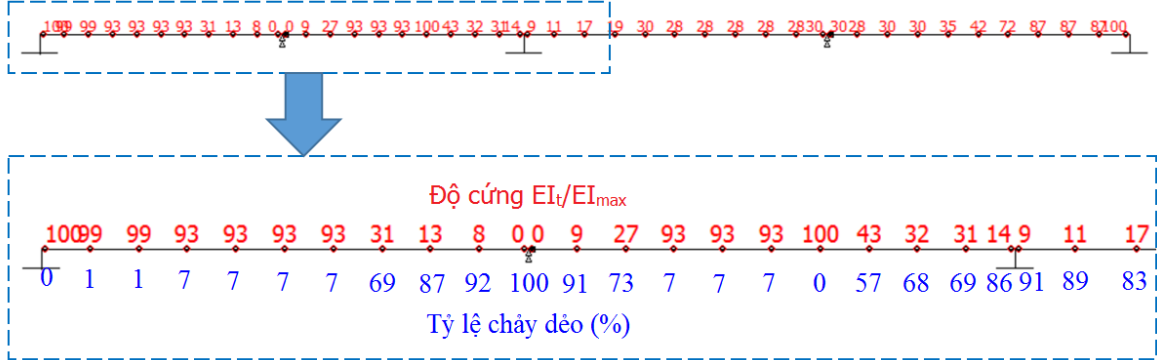
- Thực hiện phân tích phi tuyến kết cấu dầm liên tục CTB1 và CTB2 bằng chương trình SPH. Bước tải  $n_{\text{step}} = P/100$ . Tải trọng tác dụng lên kết cấu tăng dần từ 0 đến P (kN).
- Kết quả thu được: quan hệ tải trọng - chuyển vị như hình 4.13 và 4.16, thứ tự hình thành khớp dẻo như hình 4.14 và 4.17, tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện như hình 4.15 và 4.17, bảng 4.7 so sánh giá trị  $M_p$  của dầm liên hợp liên tục CTB1, CTB2.



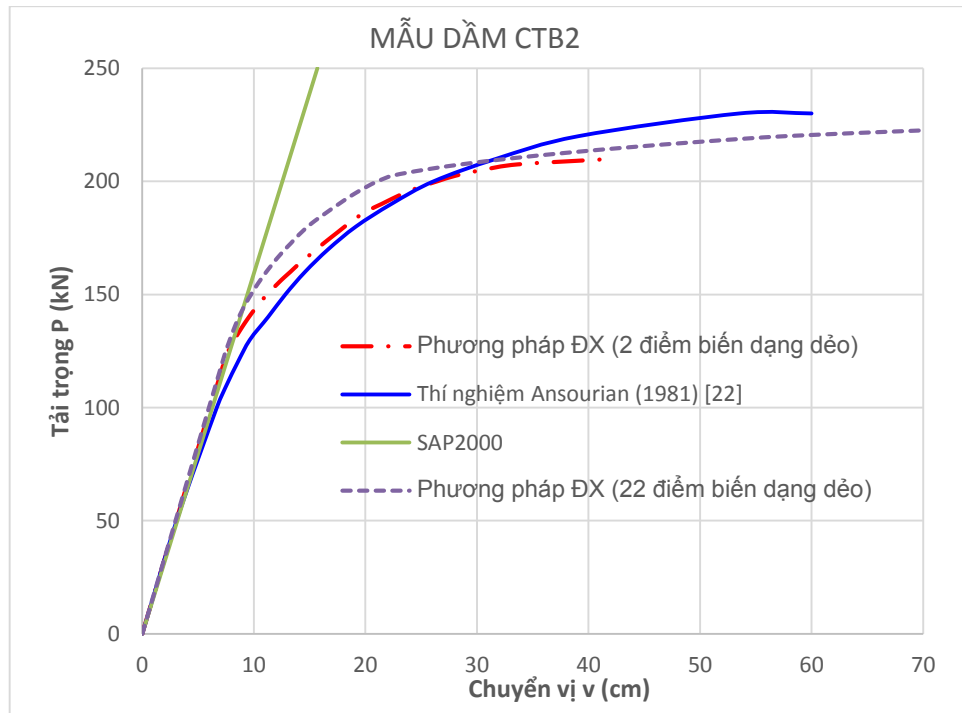
**Hình 4.13.** Quan hệ tải trọng P và chuyển vị giữa dầm liên hợp liên tục CBT1



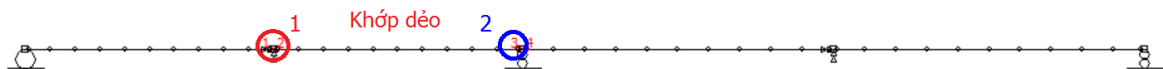
**Hình 4.14.** Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm CBT1



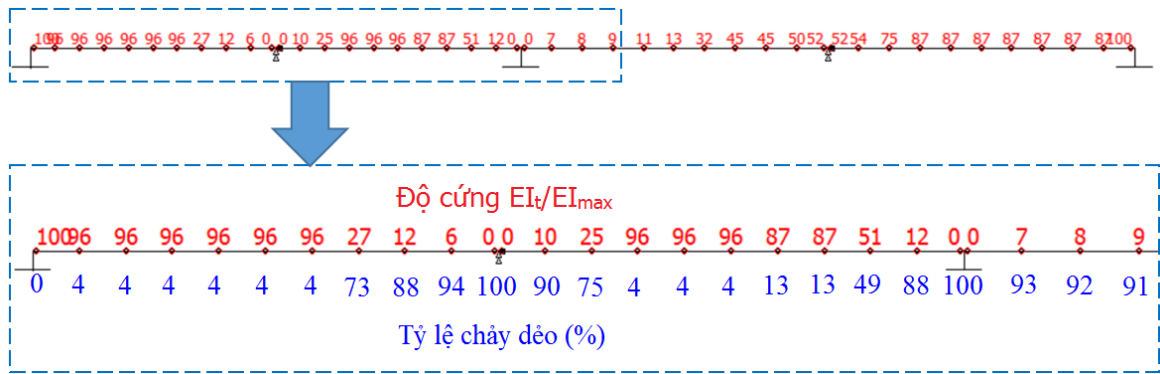
**Hình 4.15.** Độ cứng  $EI_t/EI_{max}$  và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo dầm CBT1



**Hình 4.16.** Quan hệ tải trọng P và chuyển vị giữa dầm liên hợp liên tục CBT2



**Hình 4.17.** Sự hình thành khớp dẻo của kết cấu dầm CBT2



**Hình 4.18.** Độ cứng  $EI_t/EI_{max}$  và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo dầm CBT2

**Bảng 4.7.** 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) [22]	152	1,8%	164	3,1%
Eurocode 4	137	8,9%	145,8	9,0%

**Nhận xét kết quả:**

- Từ đồ thị hình 4.13 và 4.16 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 [22], 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 tại bất kỳ bước tải nào cho tới khi dầm bị phá hoại.

- Kết quả của nghiên cứu được so sánh với kết quả thí nghiệm bởi Ansourian (1981) [22] và Bradford MA, Uy B (2006) [103] cho thấy các đường quan hệ tải trọng chuyển vị là tương đồng và xấp xỉ trùng nhau. Từ bảng 4.7 cho thấy giá trị  $M_p$  tính theo SPH so sánh với các kết quả  $M_p$  theo thí nghiệm Ansourian (1981) [22] (với dầm CBT1 chênh lệch 1,8%, với dầm CBT2 chênh lệch 3,1%) và giá trị  $M_p$  tính theo Eurocode 4 [32] có sự chênh lệch lớn hơn (với dầm CBT1 chênh lệch 8,9%, với dầm CBT2 chênh lệch 9,0%) (do tính theo EC4 thì giá trị  $M_p$  không kể đến thép sàn). Điều đó cho thấy độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.

- Từ đồ thị hình 4.13 và hình 4.16 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 phần tử đa điểm dẻo thì kết cấu dầm cứng hơn và chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phần tử thông thường.

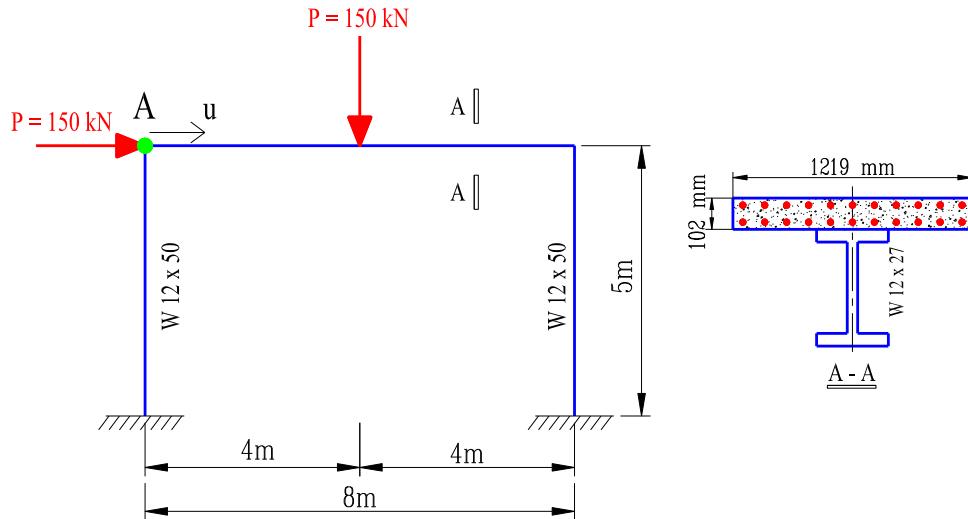
- Từ đồ thị hình 4.15, 4.18 thể hiện thứ tự hình thành khớp dẻo, độ cứng  $EI_t/EI_{max}$  và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện dầm ở trạng thái phá hoại dẻo, tiết diện giữa nhịp 1 của dầm CBT1 chảy dẻo 100%, các tiết diện sát cạnh chảy dẻo 92%, 91%.... tiết diện giữa nhịp 1 và ở gối của dầm CBT2 chảy 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 phần 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, lớp bê tông bảo vệ = 10mm như hình 4.19 và bảng 4.8. Lực tập trung tác dụng  $P = 150\text{kN}$ . 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). Cuong Ngo-Huu, Seung-Eock Kim (2012) [42] đã dùng phương pháp khớp thớ 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) [30] 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 để phân tích kết cấu khung Portal 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 22 điểm biến dạng dẻo.

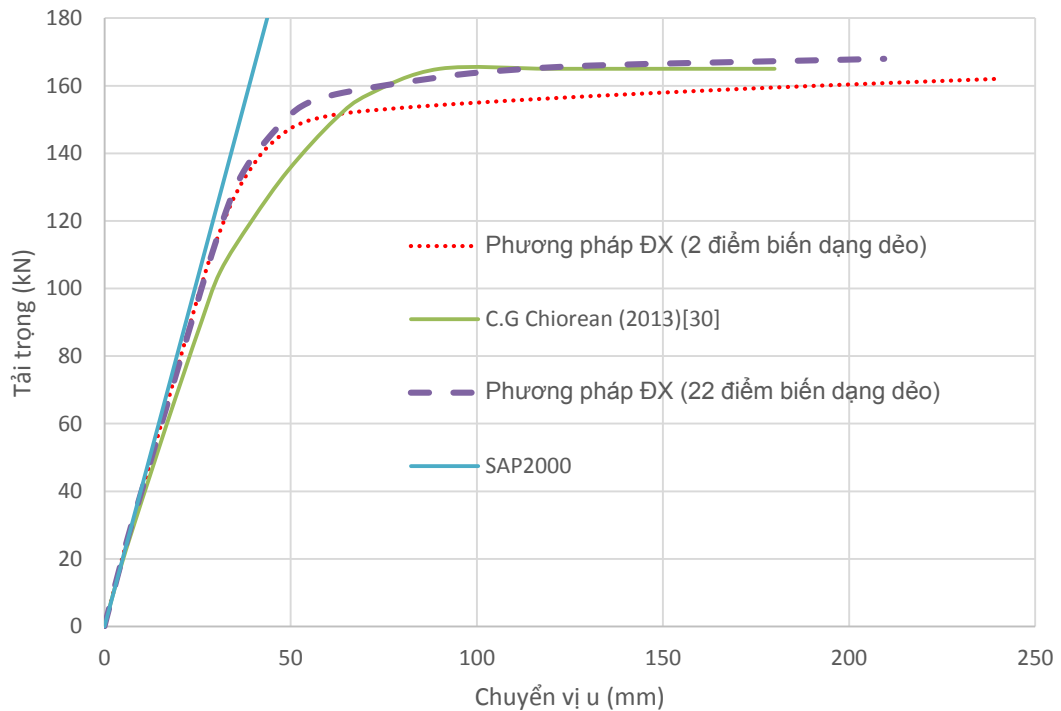
**Bảng 4.8.** Kích thước tiết diện ngang thép hình trong khung Portal

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 4.19.** Khung Portal liên hợp thép - bê tông chịu tải tập trung

- Thực hiện phân tích phi tuyến kết cấu khung Portal liên hợp thép - bê tông bằng chương trình SPH. Bước tải  $n_{\text{step}} = P/100$ . Tải trọng tác dụng lên kết cấu tăng dần từ 0 đến P (kN).
- Kết quả thu được: quan hệ tải trọng - chuyển vị như hình 4.20, thứ tự hình thành khớp dẻo như hình 4.21 và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện như hình 4.22.



**Hình 4.20.** Quan hệ giữa tải trọng P và chuyển vị ngang nút A





Chiorean (2013) [30]), điều đó khẳng định độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.

- Từ đồ thị hình 4.20 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 4.20, 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 cứng hơn và chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phần tử thông thường.

- Từ đồ thị hình 4.21 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 4.22 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.

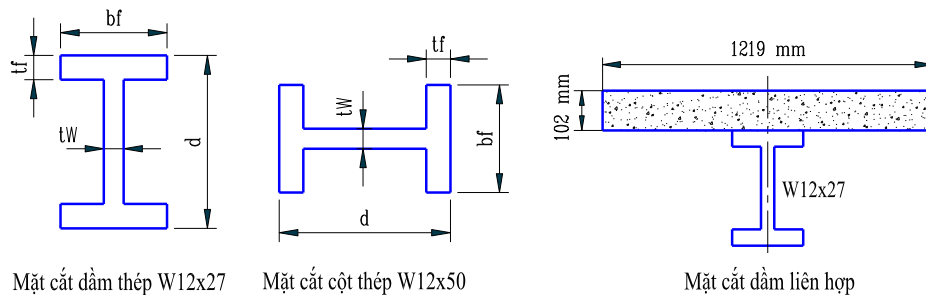
#### **4.4.4. Khung phẳng liên hợp 3 tầng 2 nhịp**

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) [64] 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 4.23 và bảng 4.9. Tải tập trung tác dụng theo phương ngang tại các nút P (kN), tải trọng phân

bổ đều trên các dầm như hình 4.24. 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 Li 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.

**Bảng 4.9.** Kích thước tiết diện ngang thép hình trong khung 3 tầng 2 nhịp

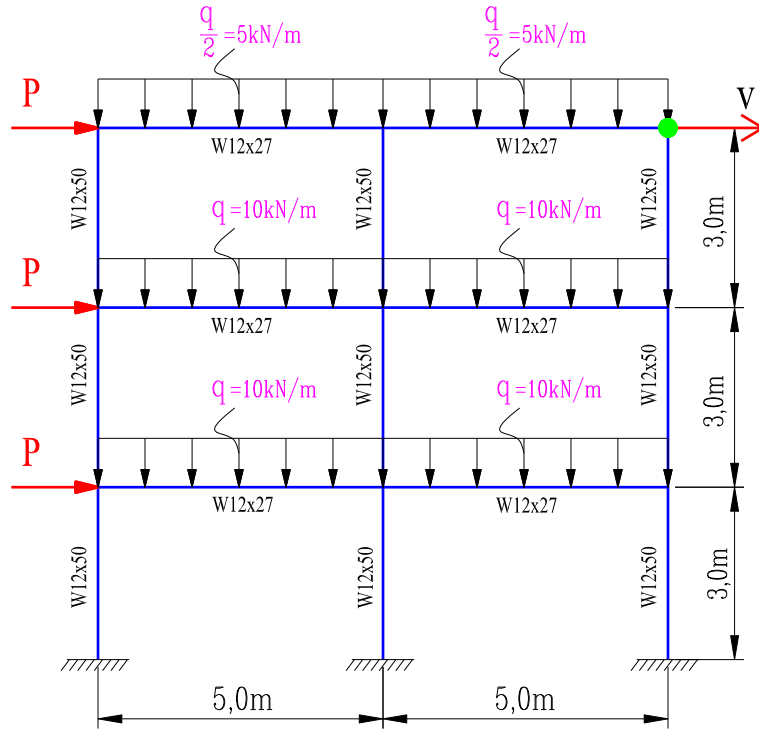
Cấu kiện	$b_f$ (mm)	$t_f$ (mm)	$d$ (mm)	$t_w$ (mm)	$A$ (mm <sup>2</sup> )	$I$ (mm <sup>4</sup> )
W12x27	165	10,16	304	6,02	5062	84,0
W12x50	205,2	16,26	309,6	9,4	8484	157,9



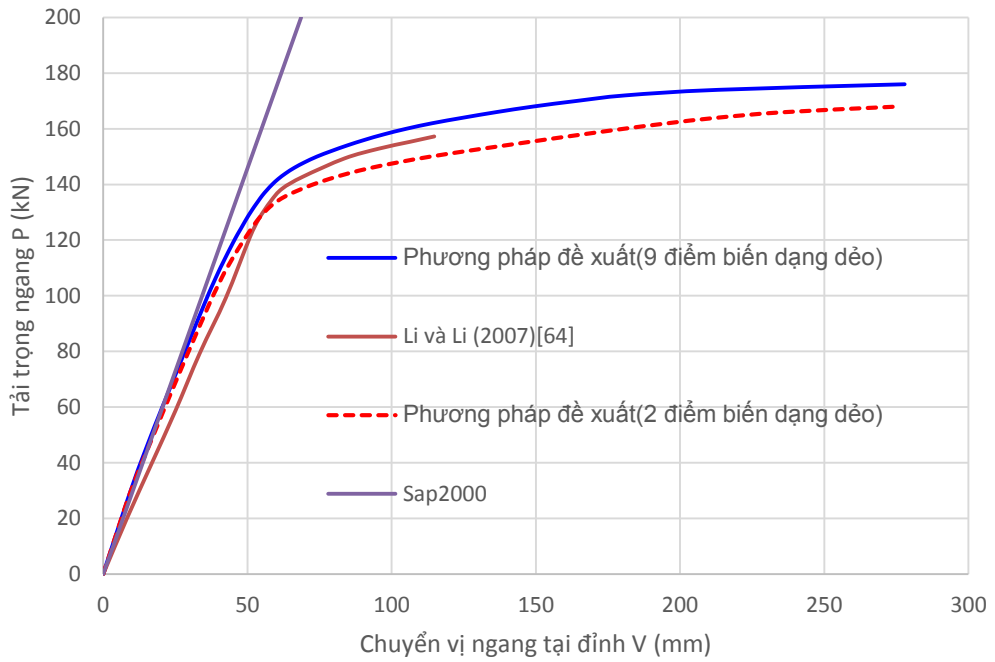
**Hình 4.23.** Tiết diện dầm, cột thép, dầm liên hợp trong khung phẳng

- Thực hiện phân tích phi tuyến kết cấu khung phẳng Li liên hợp 3 tầng 2 nhịp bằng chương trình SPH. Bước tải  $n_{\text{step}} = P/100$  và  $n_{\text{step}} = q/100$ . Tải trọng tác dụng lên kết cấu tăng dần từ 0 đến P (kN) và 0 đến q (kN/m).

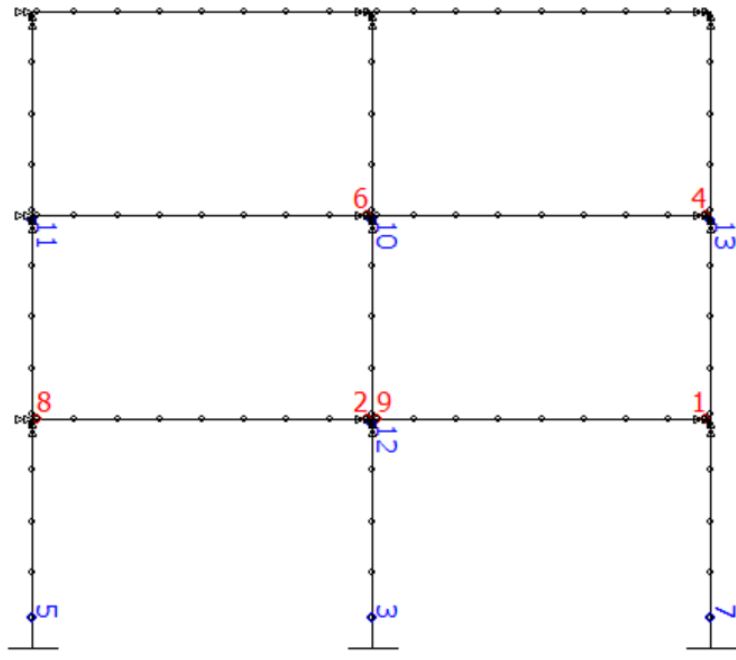
- Kết quả thu được: quan hệ tải trọng – chuyển vị như hình 4.25, thứ tự hình thành khớp dẻo như hình 4.26 và tỷ lệ chảy dẻo của tiết diện như hình 4.27.



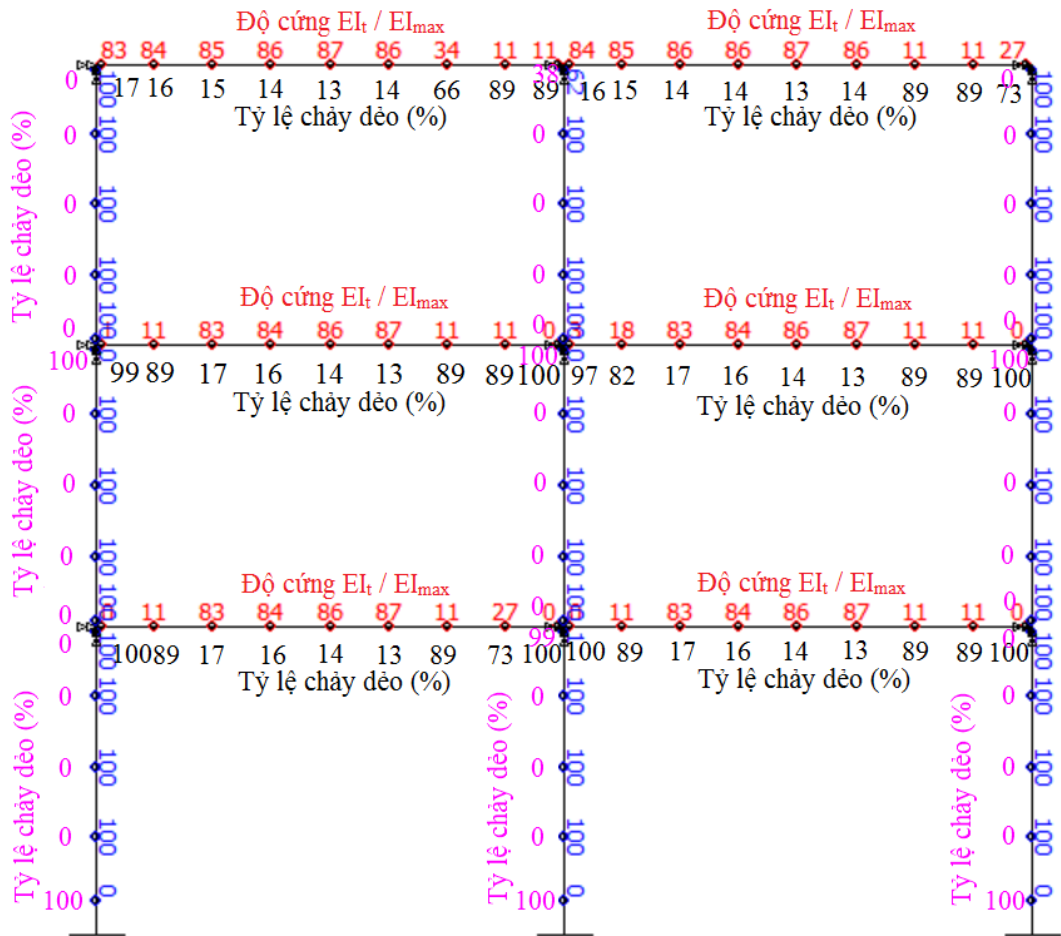
**Hình 4.24.** Khung phẳng Li liên hợp 3 tầng 2 nhịp



**Hình 4.25.** Quan hệ nội lực và chuyển vị đỉnh khung Li 3 tầng 2 nhịp liên hợp ứng với mỗi bước tải trọng



**Hình 4.26.** Thứ tự hình thành khớp dẻo của kết cấu khung Li 3 tầng 2 nhịp



**Hình 4.27.** 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 4.25 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 [64]), điều đó khẳng định độ tin cậy của phương pháp nghiên cứu.

- Từ đồ thị hình 4.25 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 Li 3 tầng 2 nhịp liên hợp tại bất kỳ bước tải nào cho tới khi kết cấu bị phá hoại.

- Từ đồ thị hình 4.25, khi sử dụng phương pháp khớp dẻo phân bố (9 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 cứng hơn và chịu lực tốt hơn so với khi sử dụng phần tử thông thường.

- Từ đồ thị hình 4.26 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 4.27 cho thấy độ cứng  $EI_i/EI_{max}$  và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện dầm, cột ở trạng thái phá hoại dẻo, các tiết diện dầm tầng 1, tầng 2 và tiết diện chân cột tầng 1 chảy dẻo 100% và dần chảy dẻo lan truyền 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 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.

#### 4.5. Kết luận chương 4

Dựa trên các kết quả lý thuyết đã xây dựng được ở chương 2 và chương 3 (lý thuyết vùng biến dạng dẻo lan truyền) để xây dựng sơ đồ thuật toán phân tích dẻo kết cấu và chương trình phân tích nội lực, chuyển vị xét đến sự làm việc dẻo của vật liệu, sơ đồ chảy dẻo lan truyền của hệ kết cấu khung cột thép dầm liên hợp và xác định nội lực, chuyển vị của hệ kết cấu ứng với mỗi cấp tải trọng tác dụng, tính tải trọng giới hạn  $\lambda_p$  của hệ kết cấu đối với kết cấu dầm và kết cấu khung phẳng khi chịu tải trọng tĩnh.

Kết quả tính toán bằng chương trình SPH khi phân tích dẻo lan truyền kết cấu dầm, khung liên hợp cho kết quả khá tương đồng về quy luật và sai số trong phạm vi chấp nhận được so với các kết quả đã được nghiên cứu, đặc biệt là trong giai đoạn đàn hồi cho kết quả rất sát với các nghiên cứu. Điều này góp phần khẳng định độ tin cậy của lý thuyết đề xuất, thuật toán và chương trình phân tích.

Từ kết quả phân tích của các ví dụ 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 kết cấu dầm, khung liên hợp tại bất kỳ bước tải nào cho tới khi kết cấu bị phá hoại.

Chương trình phân tích đã cho kết quả: thứ tự hình thành khớp dẻo, độ cứng  $EI_i/EI_{\max}$  và tỷ lệ chảy dẻo (%) của tiết diện dầm liên hợp, cột thép ở bất kỳ bước tải nào và ở trạng thái phá hoại dẻo, cho kết quả ứng xử dẻo lan truyền của toàn hệ kết cấu liên hợp thép – bê tông. Qua đó cho phép phản ánh một cách đầy đủ hơn nữa sự làm việc của kết cấu thực.

Chương trình có khả năng phân tích kết cấu liên hợp thép – bê tông bằng phương pháp khớp dẻo tập trung và dẻo lan truyền (dẻo phân bố) để thể hiện sự làm việc đơn giản và chính xác của hệ kết cấu. Phân tích dẻo lan truyền cho kết quả sát với ứng xử thực của kết cấu hơn là phân tích khớp dẻo tập trung.

Với lý thuyết và phương pháp đề xuất đã xây dựng chương trình SPH cho thời gian phân tích kết cấu nhanh, tiết kiệm thời gian phân tích kết cấu. Do đó có thể phân tích dẻo được các kết cấu lớn như nhà cao tầng với độ tin cậy và

thời gian phân tích nhanh, góp một phần nhỏ trong việc đẩy mạnh tốc độ phát triển lý thuyết tính toán kết cấu.

Các kết quả nghiên cứu đạt được ở trên là cầu nối giữa lý thuyết và thực tế nhằm đạt được mục đích phân tích dầm kết cấu khung liên hợp giống như ứng xử thực của kết cấu.

## KẾT LUẬN

Trong phạm vi nghiên cứu của luận án, nghiên cứu sinh đã thực hiện và đạt được một số kết quả mới như sau:

### NHỮNG KẾT QUẢ MỚI CỦA LUẬN ÁN

1. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm thép, dầm liên hợp để xác định độ cứng tiếp tuyến tại vị trí các tiết diện của các cấu kiện này 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.

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 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.

- Xây dựng véc tơ tải cho phần tử thanh đa điểm dẻo (tải tập trung và tải phân bố).

- Xác định nội lực, chuyển vị của hệ kết cấu ứng với mỗi cấp tải trọng tác dụng, tính tải trọng giới hạn  $\lambda_p$  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 CÔNG TRÌNH KHOA HỌC ĐÃ CÔNG BỐ.

Nội dung của luận án đã được công bố trên các tạp chí, hội thảo khoa học trong nước gồm: mười lăm (15) bài báo đăng trên các tạp chí khoa học, hai (02) bài gửi chờ phản biện tại tạp chí thuộc danh mục ISI và SCOPUS và bốn (4) bài báo cáo trong hội thảo khoa học.

### I. Bài báo khoa học.

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.Tr. 43-50, ISSN 1859-3194.
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. Tr. 58-65, IS 1859-2368.
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, Tr. 105-108, IS 0866 - 0762.
4. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2014), *Xây dựng đường cong M- $\theta$  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, Tr. 82-85, IS 0866-0762.
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, Tr. 23-29, IS 1859-1566.
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, Tr. 43-49, IS 0866-0762 (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, Tr. 55-

- 60, IS 0866-0762 (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, Tr. 105-111, IS 0866-0762.
  9. Hoàng Hiếu Nghĩa (2016), *Phân tích dầm kết cấu dầm sử dụng các phương pháp đơn giản*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 3/2016, Tr. 240-243, IS 0866-0762.
  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 dầm*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 4/2016, Tr. 62-67, IS 0866-0762.
  11. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh. (2016), *Thiết lập phương trình mặt chảy dẻo tải bên 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, Hà Nội 5/2016, IS BN 978-604-913-459-3.
  12. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh. (2016), *Xây dựng mặt chảy dẻo tăng bên của tiết diện cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương  $p$ - $m_x$ - $m_y$* , Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 8/2016, Tr. 155-161. IS 0866-0762.
  13. Hoàng Hiếu Nghĩa, Nghiêm Mạnh Hiến, Vũ Quốc Anh (2016), *Thiết lập phương trình mặt chảy dẻo hoàn toàn  $F(p$ - $m_x$ - $m_y)$  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, Tr. 177-181, IS 0866-0762.
  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, 10/2017, Tr. 105-108. ISSN 1589-350X (Hội thảo khoa học quốc tế - 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 phần tử thanh*, Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, Hà Nội 3/2018, Tr. 33-37, IS 0866-0762.

16. Anh Quoc Vu, Nghia Hieu Hoang, Hien Manh Nghiem (2019), *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).
17. 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).

## **II. Hội thảo khoa học.**

1. 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*, Hội nghị khoa học thường niên - Trường ĐH Thủy lợi Hà Nội.
2. 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 thớ*, Hội nghị khoa học 45 năm truyền thống đào tạo – Trường ĐH Kiến trúc Hà Nội.
3. 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, Hà Nội 5/2016, IS BN 978-604-913-459-3.
4. 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*, Hội thảo khoa học quốc tế - vật liệu, kết cấu, công nghệ xây dựng và kiểm định công trình 2017, MSC2017 Đại học Kiến trúc, TP Hà Nội).

## TÀI LIỆU THAM KHẢO.

### Tiếng Việt:

1. Bùi Công Thành, Chu Việt Cường (2005), *Phân tích khung phẳng liên hợp thép - bê tông cốt thép có liên kết nửa cứng*, Tạp chí Xây dựng, số 3/2005.
2. Chu Quốc Thắng (1997), *Phương pháp phần tử hữu hạn*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
3. Đoàn Ngọc Tịnh Nghiêm, Ngô Hữu Cường (2013), *Phân tích phi tuyến khung thép phẳng chịu tải trọng động*, Tạp chí Kết cấu và Công nghệ xây dựng, số 12/2013, tr29-34.
4. Đoàn Tuyết Ngọc (2002), *Một số nhận xét khi tính kết cấu có kể tới độ đàn hồi của nút liên kết*, Tuyển tập Công trình khoa học công nghệ, Đại học Kiến trúc Hà Nội, tháng 11/2002, tr. 108-111.
5. Đoàn Ngọc Tịnh Nghiêm (2017), *Phân tích phi tuyến tĩnh và động khung thép phẳng bằng phần tử đồng xoay*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Đại học Bách Khoa Hồ Chí Minh.
6. Nguyễn Hải Quang (2012), *Tính toán khung thép có liên kết nửa cứng theo mô hình đàn - dẻo chịu tải trọng động*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Đại học Kiến trúc Hà Nội, Hà Nội.
7. Nguyễn Hồng Sơn (2007), *Phân tích kết cấu khung thép phẳng có liên kết nửa cứng phi tuyến*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Đại học Kiến trúc Hà Nội, Hà Nội.
8. Nguyễn Mạnh Yên (2000), *Phương pháp số trong cơ học kết cấu*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
9. Nguyễn Văn Chúng (2007), *Phân tích tĩnh kết cấu thép - bê tông liên hợp bằng phương pháp ma trận độ cứng tiếp tuyến*, Luận văn Thạc sĩ kỹ thuật, Đại học Quốc gia TP Hồ Chí Minh.
10. Nguyễn Văn Tú (2010), *Tính toán khung phẳng đàn dẻo chịu tác dụng của tải trọng động ngắn hạn*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật Quân sự.
11. Phạm Thị Thanh Thủy (2014), *Mô hình thớ và ứng dụng trong mô phỏng quá trình hình thành khớp dẻo của kết cấu trụ cầu BTCT chịu động đất*, Luận văn Thạc sĩ, Trường Đại học Giao thông Vận tải.

12. Phạm Văn Hội (2010), *Kết cấu liên hợp thép - bê tông dầm trong nhà cao tầng*, NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
13. Võ Như Cầu (2005), *Tính kết cấu theo phương pháp ma trận*, NXB Xây dựng, Hà Nội.
14. Võ Thanh Lương (2006), *Tính toán động lực học nhà cao tầng dạng kết cấu thanh chịu tác dụng động đất có kể đến tính dẻo của vật liệu*, Luận án Tiến sĩ kỹ thuật, Học viện Kỹ thuật Quân sự.
15. Vũ Quốc Anh, Nghiêm Mạnh Hiến (2003), *Phân tích nội lực và chuyển vị khung thép có kể đến sự hình thành khớp dẻo*, Tại hội nghị Cán bộ khoa học trẻ Viện KHCN xây dựng lần thứ 8.

#### **Tiếng Anh:**

16. A.R. Alvarenga (2005), *Main aspects in plastic-zone advanced analysis of steel portal frames*. Master's thesis, Civil Engineering Program, EM/UFOP, Ouro Preto, MG, Brazil, In Portuguese.
17. Abaqus (2012), *Theory Manual, Analysis User's Manual Version 6.12*, Dassault Systemes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
18. ADINA (2001), *System online manual*. ADINA R&D. Inc.
19. AISC (2010), *ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
20. Alvarenga, A.R. and Silveira, R.A.M (2009), *Second-Order Plastic-Zone Znalysis of Steel Frames*, Latin American J. of Sol. and Struct. 6, pp.131-152.
21. American Institute of Steel Construction (2016), *LRFD Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, Illinois, USA.
22. Ansourian, P (1981), *Experiments on continuous composite beam*, Proc., Inst. Civ. Eng., 71(2), 25-71.
23. Ansys 11.0 (2007), *Finite Element Analysis System*, SAS IP, Inc.
24. AS/NZS 2327.1-2017 *Composite structures - Composite steel-concrete construction in buildings*, Australian/New Zealand Standard.

25. ASCE (2012), *Advanced Analysis in Steel Frame Design*, The Structural Engineering Institute (SEI) of the American Society of Civil Engineers.
26. ASCE Manual No. 41, ASCE, New York (1971), *Plastic Design in Steel*, A Guide and Commentary.
27. B.A. Izzuddin, C.G.Karayannis and A.S.Elnashai (1994), *Advanced nonlinear formulation for reinforced concrete beam - columns*, Journal of Structural Engineering, Vol.120, No.10, October,1994.
28. Bruce Alan Suprenant (1984), *Curvature ductility of reinforced and prestressed concrete columns*, Ph.D. thesis, Montana State University.
29. BS 5950 (2001), Part 3, *Design in Composite Construction*, Section 3.1 Code of practice for design of simple and continuous composite beam.
30. C.G Chiorean (2013), *A computer method for nonlinear inelastic analysis of 3D composite steel-concrete frame structures*, Journal of Engineering Structural, Vol. 157, pp. 125-152.
31. CEN. Eurocode 3 (2003), *Design of steel structures*. Part 1.1:General structural rules (prEN 1993-1-1).
32. CEN. Eurocode 4 (2004), *Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings*. ENV 1994-1-1. Brussels.
33. Chakrabarty, J (2006), *Theory of Plasticity (3rd Edition)*, McGraw-Hill Inc.
34. Chan, S.L. and Chui, P.P.T (2000), *Non - linear Static and Cyclic Analysis of Steel Frames with Semi-rigid Connections*, Elsevier Science Ltd, Amsterdam.
35. Chen WF, Yoshiaki G, Liew JYR (1996), *Stability design of semi-rigid frames*. John Wiley & sons, inc.
36. Chen, W.F. and Sohal, I (1995), *Plastic Design and Second - order Analysis of Steel Frames*, Springer - Verlag, New York Inc.
37. Chen, W.F., Kim, S.E. and Choi, S.H (2001), *Practical Second-Order Inelastic Analysis for Three-Dimensional Steel Frames*, Steel Struct. 1, pp. 213–223.



38. Cheng, F.Y (2000), *Matrix Analysis of Structural Dynamics*, Maxcel Dekker Inc, New York.
39. Clarke, M.J., et al (1994), *Advanced analysis of steel building frames*. Journal of Constructional Steel Research, 23(1-3): p. 1-29.
40. Clough, R.W., Benuska, K. L., and Wilson, E. L (1965), *Inelastic Earthquake Response of Tall Buildings*, Proceedings of the 3rd World Conference of Earthquake Engineering (WCEE).
41. Cuong Ngo Huu (2006), *Practical advanced analysis of steel–concrete composite structures using fiber-hinge method*, Ph.D. dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, the Graduate school of Sejong University.
42. Cuong Ngo-Huu, Seung-Eock Kim (2012), *Practical nonlinear analysis of steel-concrete composite frames using fiber-hinge method*, Journal of Constructional Steel Research.
43. Demonceau, J. F. Jaspart, J.P (2004), *Recent investigations into composite sway frames*, *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol. 177:15-23.
44. Duan, L. and Chen, W. F (1990), *A Yield Surface Equation for Doubly Symmetrical Section*. Eng. Struct.12(2), 114-119.
45. Eurocode 2 (2003), *Design of Concrete structures*. Part 1.1: General rules and rules for buildings (prENV 1992-1-1).
46. Fang L.X cùng cộng sự (2000), *Numerical analysis of composite frames with partial shear - stud interaction by one element per member*, *Engineering structures* 2000; 22:1285-1300.
47. Filip C. Filippou and Fabio F Taucer (1996), *Fibre beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames: Part I,II. Formulation*. *Earthquake Engineering and structural dynamics* Vol 15,711-725.
48. Galambos, T.V (1972), *Load Factor Design of Steel Buildings*, AISC Engineering Journal, pp. 108-113.
49. Hodge PG (1959), *Plastic analysis of structures*, McGraw Hill, New York.



50. Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A. W (1997). *Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers*. J. Struct. Eng. ASCE, 123(5), 624–633.
51. I.M.Smith and D.V.Griffiths (2004), *Programming the finite element method*, Stahlbau, October.
52. Izzuddin, B.A. and Elnashai, A.S (1990), *Refined large displacement nonlinear dynamic analysis of steel structures*, In Ninth European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, pp. 199-206.
53. Izzuddin, B.A. and Elnashai, A.S (1993b), *Adaptive Space Frame Analysis, Part II, A Distributed Plasticity Approach*. Proc. Inst. Civil Eng. Struct. Bldgs. 99, pp. 317-326.
54. Jung-Woong Park and Seung-Eock Kim (2008), *Nonlinear inelastic analysis of steel-concrete composite beam-columns using the stability functions*, J. Struct. Eng and Me, Vol. 30, No. 6, 763-785.
55. K.I.Majid (1972), *Non-linear structures matrix methods*, Butter worth & Co. Ltd, ISBN 0408702516.
56. Kent, D.C. and Park, R (1971). *Flexural Members with Confined Concrete*. J. Struct. Div. ASCE, 97(ST7),1969-1990.
57. Kim SE, Choi SH (2001), *Practical advanced analysis for semi-rigid space frames structures*, International Journal of Solids and Structures; 38:9111-31.
58. Kim SE, Dong Ho Lee (2002), *Second - order distributed plasticity analysis of space steel frames*. Engineering Structures (24):735-744.
59. Kim SE, Lee J, Part JS (2002), *3-D second - order plastic-hinge analysis accounting for lateral torsional buckling*, International Journal of Solids and Structures (39):2109-2128.
60. Kim SE, Lee J, Part JS (2003), *3-D second - order plastic-hinge analysis accounting for local buckling*, Engineering Structures (25):81-90.
61. Kim SE, Park MH, Choi SH (2001), *Direct design of three - dimensional frames using advanced analysis*. Engineering Structures (23):1491-1502.

62. L.X. Fang, S.L. Chan, Y.L. Wong (1999), *Strength analysis of semi-rigid steel-concrete composite frames*, Journal of Constructional Steel Research 52 ,269-291.
63. Leonardo Pinheiro and Ricardo A. M. Silveira, *nonlinear analysis of frames with semi-rigid connections*, Latin American Journal of Solids and Structures, 339-367.
64. Li, Guo.Qiang. and Li, Jin.Jun (2007), *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*, John Wiley & Sons Ltd, England.
65. Li, Y. and Lui, E.M (1995), *A Simplified Plastic Zone Method for Frame Analysis*, Microcomput. Civil Eng. 10, pp. 51-62.
66. Liew J. Y. Richard, Hong Chen and N. E. Shanmugam (2001), *Inelastic analysis of steel frames with composite beams*, Journal of Structural Engineering, Vol. 127(2):194-202.
67. Liew J.Y.R, Chen WF (2000), *Advanced inelastic analysis of frame structures*, Journal of Constructional Steel Research; 55:245-265.
68. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R (1988a). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. J. Struct. Eng. ASCE, 114(8), 1804-1826.
69. Mc Guire W.Gallagher, R. H, and Ziemian R.D (2000), *Matrix Structural Analysis*, 2<sup>nd</sup> Ed, John Wiley, New York.
70. Michael R. Horne (1979), *Plastic Theory of Structures*, Pergamon Press
71. Michel Bruneau, Chia-Ming Uang and S.E., Rafael Sabelli (Jul 14, 2011), *Ductile Design of Steel Structures*.
72. Midas it civil (2008), *Analysis Reference. Tapered Beam Element* [http://en.midasuser.com/training/technical\\_list.asp](http://en.midasuser.com/training/technical_list.asp).
73. Milan Jiasek, Z. P . Ba(2002), *Inelastic analysis*, John Wiley & sons, inc.
74. Mutlu Secer (2006), *Second order refined plastic hinge analysis of steel plane frame*, Journal of Engineering and Natural Sciences Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi.
75. Nair R. S (2007), *Stability Analysis and the 2005 AISC Specification*, Modern Steel Construction.

76. Narayanan, R (2005), *Steel Framed Structures Stability and Strength*, Taylor & Francis Group, London & New York.
77. Neal BG (1956), *The plastic method of structural analysis*, Chapman & Hall, London.
78. Ngo Huu Cuong, Kim Seung-Eock và Oh Jung-Ryul (2007), *Nonlinear analysis of space steel frames using fiber plastic hinge concept*, J. Cont. steel research, Vol. 74, 90-97.
79. Orbison JG, Mc Guire, F. Abel (1982), *Yield surface applications in nonlinear steel frame analysis*, Computer Method in applied Mechanics and Engineering (33): 557-573.
80. Oven V.A cùng cộng sự (1997), *An analytical model for the analysis of composite beams with partial interaction*, Comput. Struct 1997; 62(3): 493-504.
81. Przemieniecki J.S (1968), *Theory of Matrix Structural Analysis*, Mc Graw Hill Book Company, pp.70-81.
82. Ranzi G, Bradford MA (2006), *Analysis solutions for the time – dependent behavior of composite beams with partial interaction*. Int J Solids Struct, 43;3370-3393.
83. Richard J. Balling, P.E and Jesse W. Lyon (2010), *Second - order analysis of plane frames with one element per member*.
84. Robert D. Cook, David S. Malkus and Michael E. Plesha (1989), *Concepts and applications of finite element analysis, 3rd Ed*, John Wiley and Sons, Inc.
85. Santathadaporn and Chen.W.F (1970), *Interactiong curves for sections under combined biaxial bending and axial force*, WRC Bulletin, No. 148, New York, NY, 11pp.
86. SAP2000 (2002), *Three dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computer and Structures. Inc. Berkeley California USA.
87. Seung – Eock Kim and W.F Chen (1999), *An Innnovative Design for steel frame using advanced analysis footnotemark structural engineering handbook*, Boca Raton: CRC Press LLC.

88. Sivaselvan, M.V. and Reinhorn, A.M (2002), *Collapse Analysis: Large Inelastic Deformations Analysis of Planar Frames*, J. of Struct. Eng. Vol. 128 (No.12), pp. 1575-1583.
89. Steen Krenk (2009), *Non-linear Modeling and Analysis of Solids and Structures*, Cambridge University Press ISBN-13 978-0-511-60413-3
90. Teh L.H., M.J. Clarke (1999), *Plastic-zone analysis of 3D steel frames using beam elements*, Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No.11, pp. 1328-1337.
91. Tinh Phu Pham (2011), *Upper Bound Shakedown Analysis of Elastic-lastic Bounded Linearly Kinematic Hardening Structures*, Ph.D. thesis, Aachen University.
92. Torkamani M.A.M., Sonmez M (2001), *Inelastic large deflection modeling of beam-columns*, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 8,pp. 876-887.
93. Uzgider, E.A (1980), *Inelastic Response of Space Frames to Dynamic Loads*. Comput. Struct. 11, pp. 97-112.
94. Vebo, A. and Ghali, A. (1977), *Moment-Curvature Relations of Reinforced Concrete Slab*. J. Struct. Div.ASCE, 103(ST3), 515–531.
95. W. F Chen (1994), *Advanced Analysis of Steel Frames*, CRS Press, Inc.
96. W.M. Vrouwenvelder (2003), *The plastic behaviour and the calculation of beams and frames subjected to bending*, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Technical University Delft.
97. Wai-Fah Chen and Lian Duan (2014), *Seismic Design*, Bridge Engineering Handbook, CRC Press is an imprint of the Taylor & Francis Group.
98. Weichert, D. and Ponter, A (2009), *Limit States of Materials and Structures Direct Methods*, Springer Netherlands.
99. White, D.W (1993), *Plastic – Hing Method for Advanced Analysis of Steel Frames*, J. Construct. Steel Res. 24, pp. 121-152.
100. Wilson, E.L (2002), *Three Dimention Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures Inc, Berkeley, California, USA.

101. Wrong, M.B (2009), *Plastic Analysis and Design of Steel Structures*, Elsevier Science Ltd, USA.
102. Yam L.C.P, Chapman J.C (1968), *The inelastic behavior of simply supported composite beams of steel and concrete*. Proc., Inst. Civ. Eng.
103. Yong - Lin Pi and Bradford MA, Uy B (2006), *Second order nonlinear in elastic analysis of composit steel-concrete members*, Journal of Structural Engineering ASCE; 10.1061/ASCE.
104. Yong - Lin Pi cùng cộng sự (2006), *Second order nonlinear in elastic analysis of composit steel- concrete members*, Journal of Structural Engineering ASCE; 10.1061/ASCE.
105. Ziemian RD, McGuire W, Deierlein GG (1992), *Inelastic limit states design part I: planar frame structure*, J Struct Eng, ASCE,118(9): 2532-49.

## PHỤ LỤC

### 1. Phụ lục 1

**Phương pháp xác định mặt chảy dẻo giới hạn (P-M<sub>z</sub>-M<sub>y</sub>-α) của cột thép chữ I chịu nén uốn hai phương.**

#### 1.1. Lực dọc lớn nhất

$$P_{\max} = f_y b_w (h - 2t) + 2f_y b_f t = A f_y \quad (\text{PL1.1})$$

#### 1.2. Mô men lớn nhất

##### 1.2.1. Mặt phẳng chính

Mô men lớn nhất khi không có lực dọc:

$$\begin{aligned} M_{z,\max} &= 2 \left[ \frac{f_y b_w}{2} \left( \frac{h}{2} - t \right)^2 + \frac{f_y b_f t}{2} (h - t) \right] \\ &= \frac{f_y b_w}{4} (h - 2t)^2 + f_y b_f t (h - t) = f_y \left( \frac{A_w}{4} (h - 2t) + \frac{A_f}{2} (h - t) \right) \end{aligned} \quad (\text{PL1.2})$$

Mô men lớn nhất khi có lực dọc:

Trường hợp 1:  $P \leq b_w (h - 2t) f_y$

$$\begin{aligned} M_z &= 2f_y \left[ \frac{1}{2} b_f t (h - t) + \frac{1}{2} b_w \left( \frac{h}{2} - t - \frac{1}{2} \frac{P}{f_y b_w} \right) \left( \frac{1}{2} \frac{P}{f_y b_w} + \frac{h}{2} - t \right) \right] \\ M_z &= f_y b_f t (h - t) + \frac{f_y b_w}{4} (h - 2t)^2 - \frac{1}{4 f_y b_w} P^2 \end{aligned} \quad (\text{PL1.3})$$

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

$$M_z = 2f_y \left[ \frac{1}{2} b_f \left( t - \frac{1}{2} \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{f_y b_f} \right) \left( \frac{1}{2} \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{f_y b_f} + h - t \right) \right] \quad (\text{PL1.4})$$

##### 1.2.2. Mặt phẳng phụ

Mô men lớn nhất khi không có lực dọc:

$$M_{y,\max} = \frac{1}{4} f_y \left[ 2b_f^2 t + b_w^2 (h - 2t) \right] = \frac{1}{4} \left[ A_f b_f f_y + A_w b_w f_y \right] \quad (\text{PL1.4})$$

Mô men lớn nhất khi có lực dọc:

Trường hợp 1:  $P \leq b_w h f_y$

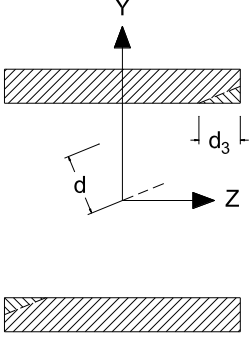
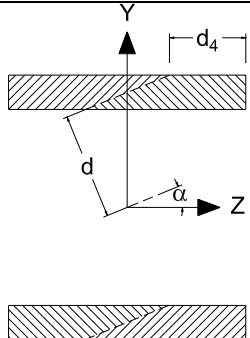
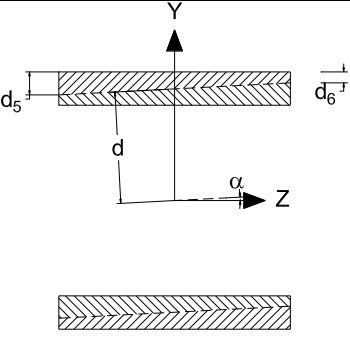
$$M_y = 2f_y \left[ \frac{t}{4} \left( b_f - \frac{P}{f_y h} \right) \left( b_f + \frac{P}{f_y h} \right) + \frac{(h - 2t)}{8} \left( b_w - \frac{P}{f_y h} \right) \left( b_w + \frac{P}{f_y h} \right) \right] \quad (\text{PL1.5})$$

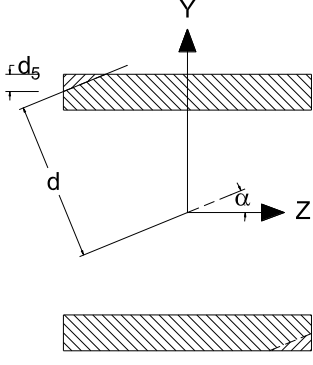
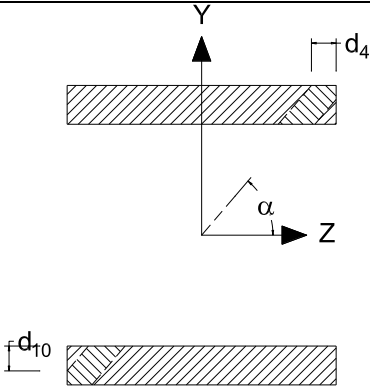
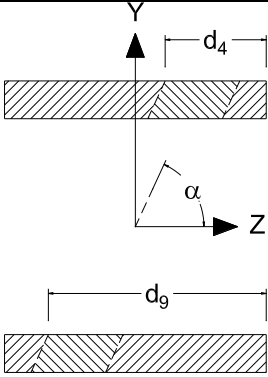
Trường hợp 2:  $b_w h f_y < P \leq f_y b_w (h - 2t) + 2f_y b_f t$

$$M_y = 2f_y \left[ t \left( \frac{b_f}{2} - \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{4f_y t} \right) \left( \frac{b_f}{2} + \frac{P - f_y b_w (h - 2t)}{4f_y t} \right) \right] \quad (\text{PL1.6})$$

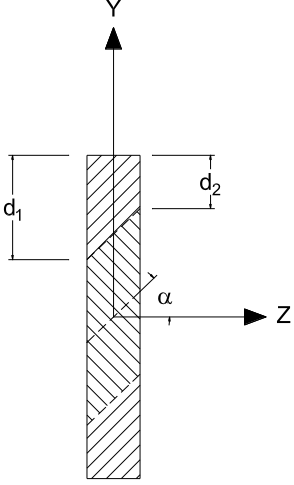
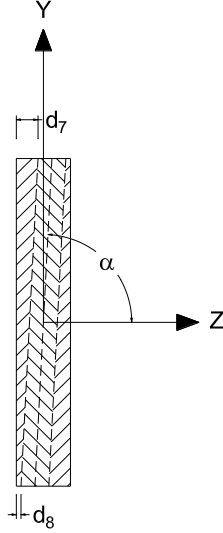
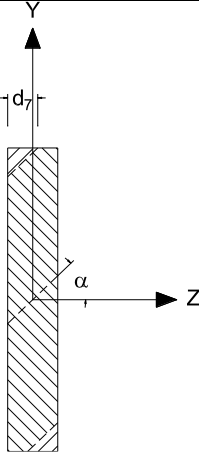
### 1.2.3. Mặt phẳng chéo

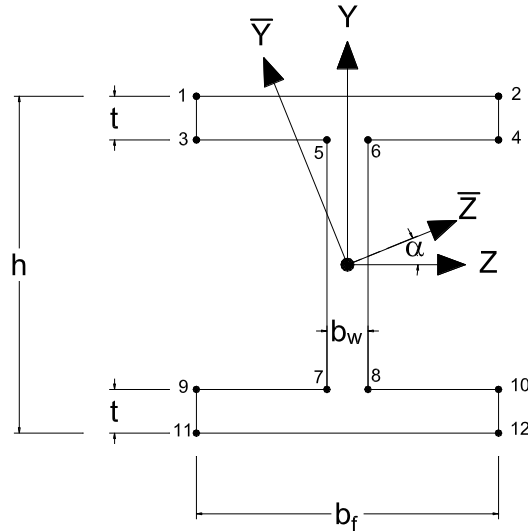
**Bảng PL1.1.** Công thức tính toán mô men và lực dọc trên mặt phẳng chéo

Trường hợp	Công thức
 <p>TH1</p>	$d_3 = (d - \bar{y}_4) / \sin \alpha$ $P = f_y d_3^2 \tan \alpha$ $M_y = f_y d_3^2 \tan \alpha \left( \frac{b_f}{2} - \frac{d_3}{3} \right)$ $M_z = f_y \left( b_f t (h - t) - d_3^2 \tan \alpha \left( \frac{h}{2} - t + \frac{d_3 \tan \alpha}{3} \right) \right)$ <p>(PL1.7)</p>
 <p>TH2</p>	$d_4 = (d - \bar{y}_2) / \sin \alpha$ $P = f_y t \left( \frac{t}{\tan \alpha} + 2d_4 \right)$ $M_y = f_y t \left( \left( b_f - d_4 - \frac{t}{\tan \alpha} \right) \left( d_4 + \frac{t}{\tan \alpha} \right) \right)$ $+ f_y \frac{t^2}{\tan \alpha} \left( d_4 + \frac{2t}{3 \tan \alpha} - \frac{b_f}{2} \right)$ $M_z = f_y \left( t \left( b_f - d_4 - \frac{t}{\tan \alpha} \right) (h - t) + \frac{t^2}{\tan \alpha} \left( \frac{h}{2} - \frac{t}{3} \right) \right)$ <p>(PL1.8)</p>
 <p>TH3</p>	$d_5 = (\bar{y}_1 - d) / \cos \alpha; \quad d_6 = (\bar{y}_2 - d) / \cos \alpha$ $P = 2f_y b_f \left( t - \frac{d_5 + d_6}{2} \right); \quad M_y = f_y (d_5 - d_6) \frac{b_f^2}{6}$ $M_z = f_y \left( d_6 b_f (h - d_6) + (d_5 - d_6) b_f \left( \frac{h}{2} - d_6 - \frac{d_5 - d_6}{3} \right) \right)$ <p>(PL1.9)</p>

 <p style="text-align: center;"><b>TH4</b></p>	$d_5 = (\bar{y}_1 - d) / \cos \alpha$ $P = 2f_y \left( b_f t - \frac{1}{2} \frac{d_5^2}{\tan \alpha} \right)$ $M_Y = f_y \frac{d_5^2}{\tan \alpha} \left( \frac{b_f}{2} - \frac{d_5}{3 \tan \alpha} \right)$ $M_Z = f_y \frac{d_5^2}{\tan \alpha} \left( \frac{h}{2} - \frac{d_5}{3} \right)$ <p style="text-align: center;"><b>(PL1.10)</b></p>
 <p style="text-align: center;"><b>TH5</b></p>	$d_4 = (d - \bar{y}_2) / \sin \alpha ; d_{10} = (\bar{y}_9 - d) / \cos \alpha$ $P = f_y t \left( \frac{t}{\tan \alpha} + 2d_4 \right) - f_y \frac{d_{10}^2}{\tan \alpha}$ $M_Y = 2f_y t \left( b_f - d_4 - \frac{t}{\tan \alpha} \right) \left( \frac{d_4}{2} + \frac{t}{2 \tan \alpha} \right)$ $+ f_y \frac{t^2}{\tan \alpha} \left( d_4 + \frac{2t}{3 \tan \alpha} - \frac{b_f}{2} \right) + f_y \frac{d_{10}^2}{\tan \alpha} \left( \frac{b_f}{2} - \frac{d_{10}}{3 \tan \alpha} \right)$ $M_Z = f_y \left( t \left( b_f - d_4 - \frac{t}{\tan \alpha} \right) (h - t) + \frac{t^2}{\tan \alpha} \left( \frac{h}{2} - \frac{t}{3} \right) \right)$ $- f_y \frac{d_{10}^2}{\tan \alpha} \left( \frac{h}{2} - t + \frac{d_{10}}{3} \right)$ <p style="text-align: center;"><b>(PL1.11)</b></p>
 <p style="text-align: center;"><b>TH6</b></p>	$d_4 = (d - \bar{y}_2) / \sin \alpha ; d_9 = (d - \bar{y}_{10}) / \sin \alpha$ $P = f_y t \left( \frac{t}{\tan \alpha} + 2d_4 \right) - f_y t \left( 2b_f - \frac{t}{\tan \alpha} - 2d_9 \right)$ $M_Y = M_Y^{TH2} + f_y t \left( \left( b_f - d_9 - \frac{t}{\tan \alpha} \right) \left( d_9 + \frac{t}{\tan \alpha} \right) \right)$ $+ f_y \frac{t^2}{\tan \alpha} \left( d_9 + \frac{2t}{3 \tan \alpha} - \frac{b_f}{2} \right)$ $M_Z = f_y t (h - t) (d_9 - d_4)$ <p style="text-align: center;"><b>(PL1.12)</b></p>



 <p style="text-align: center;"><b>Bụng TH1</b></p>	$d_1 = (\bar{y}_5 - d) / \cos \alpha ; d_2 = (\bar{y}_6 - d) / \cos \alpha$ $P = f_y b_w (h - 2t - (d_1 + d_2))$ $M_Y = \frac{1}{6} f_y b_w^3 \tan \alpha$ $M_Z = f_y d_2 b_w (h - 2t - d_2) + f_y b_w^2 \tan \alpha \left( \frac{h}{2} - t - \frac{d_2}{2} - \frac{b_w \tan \alpha}{3} \right)$ <p style="text-align: center;"><b>(PL1.13)</b></p>
 <p style="text-align: center;"><b>Bụng TH2</b></p>	$d_7 = (\bar{y}_5 - d) / \sin \alpha ; d_8 = (\bar{y}_7 - d) / \sin \alpha$ $P = f_y (b_w - d_7 - d_8) (h - 2t)$ $M_Y = f_y \left( \frac{d_8 (b_w - d_8) (h - 2t)}{2} + (d_7 - d_8) (h - 2t) \left( \frac{b_w}{2} - \frac{d_7 - 2d_8}{3} \right) \right)$ $M_Z = \frac{1}{6} f_y ((d_7 - d_8) (h - 2t)^2)$ <p style="text-align: center;"><b>(PL1.14)</b></p>
 <p style="text-align: center;"><b>Bụng TH3</b></p>	$d_7 = (\bar{y}_5 - d) / \sin \alpha$ $P = f_y (b_w (h - 2t) - d_7^2 \tan \alpha)$ $M_Y = f_y d_7^2 \tan \alpha \left( \frac{b_w}{2} - \frac{d_7}{3} \right)$ $M_Z = f_y d_7^2 \tan \alpha \left( \frac{h}{2} - t - \frac{d_7 \tan \alpha}{3} \right)$ <p style="text-align: center;"><b>(PL1.15)</b></p>



**Hình PL1.1.** Ký hiệu tính toán mô men phá hoại

Các điểm trên tiết diện chữ I được đánh số như trên hình vẽ P1.1. 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 ngang một góc  $\alpha$ , 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:

$$\begin{cases} \bar{z} = z \cos \alpha + y \sin \alpha \\ \bar{y} = -z \sin \alpha + y \cos \alpha \end{cases} \quad (\text{PL1.16})$$

Tọa độ  $\bar{y}$  đồng thời là khoảng cách từ các điểm đến trục trung hòa  $\bar{Z}$ .

## 2. Phụ lục 2

**Đề xuất độ cứng EI có dạng phương trình bậc 3 và tính các tích phân trong công thức hệ số ma trận độ cứng.**

Mô men quán tính I của đoạn dầm  $(x_i - x_j)$  cho bởi các biểu thức sau [72]:

$$I(x) = \left( \sqrt[\alpha]{I_i} + \left( \sqrt[\alpha]{I_j} - \sqrt[\alpha]{I_i} \right) \frac{x}{L} \right)^\alpha ; \text{ với } \alpha \text{ bậc } 1 \div n \quad (\text{PL2.1})$$

Chọn với  $\alpha = 1 \div 4$ , công thức (PL2.1) có dạng tổng quát sau:

$$\text{Bậc 1 } (\alpha = 1): I = ax + b \quad (\text{PL2.2})$$

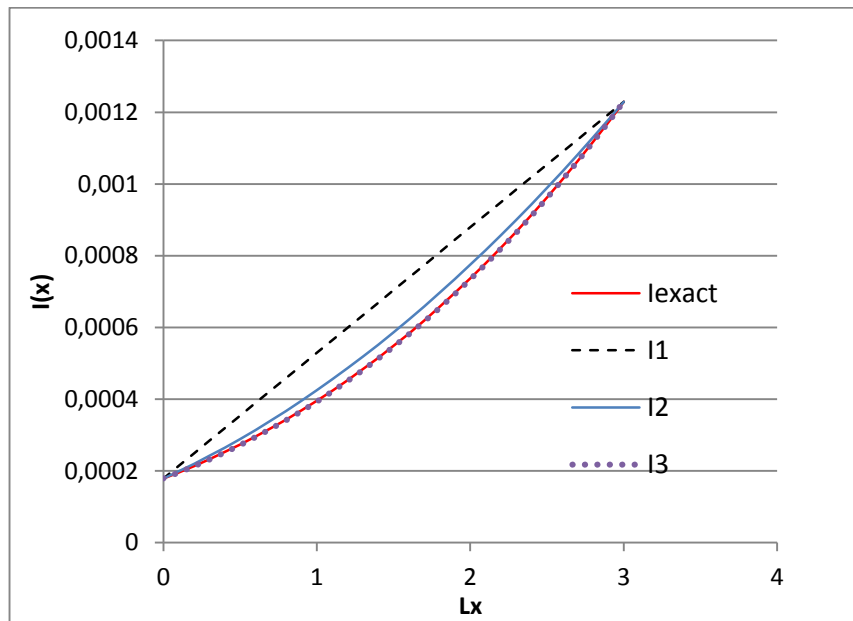
$$\text{Bậc 2 } (\alpha = 2): I = (ax + b)^2 \quad (\text{PL2.3})$$

$$\text{Bậc 3 } (\alpha = 3): I = (ax + b)^3 \quad (\text{PL2.4})$$

$$\text{Bậc 4 } (\alpha = 4): I = (ax + b)^4 \quad (\text{PL2.5})$$

$$\text{Trong đó: } a = \frac{\sqrt[n]{I_j} - \sqrt[n]{I_i}}{L}; \quad b = \sqrt[n]{I_i} \quad (\text{PL2.6})$$

Thực hiện tính I(x) với đoạn dầm dài  $L=3\text{m}$  có tiết diện  $A_i$  và  $A_j$  như hình P2.1.



**Hình PL2.1.** Đường cong I(x) ứng với các bậc khác nhau

**Bảng PL2.1.** Dữ liệu tính giá trị I(x)

fw	ft	th	wt	Af	Aw	If	Iw	I	L
0.2	0.02	0.3	0.015	0.008	0.0039	0.000157	0.00002197	0.000179	3
0.3	0.02	0.6	0.015	0.012	0.0084	0.00101	0.00021952	0.001229	
x	fw	ft	hi	wt	lexact	I1	I2	I3	I4
0	0.2	0.02	0.3	0.015	0.000179	0.000179	0.00017904	0.000179	0.000179
0.1	0.203333	0.02	0.31	0.015	0.000196	0.000214	0.0001989	0.000196	0.000194
0.2	0.206667	0.02	0.32	0.015	0.000214	0.000249	0.0002198	0.000213	0.00021
0.3	0.21	0.02	0.33	0.015	0.000233	0.000284	0.00024175	0.000232	0.000228
0.4	0.213333	0.02	0.34	0.015	0.000252	0.000319	0.00026474	0.000252	0.000246
0.5	0.216667	0.02	0.35	0.015	0.000273	0.000354	0.00028878	0.000272	0.000265
0.6	0.22	0.02	0.36	0.015	0.000296	0.000389	0.00031386	0.000294	0.000285
0.7	0.223333	0.02	0.37	0.015	0.000319	0.000424	0.00033999	0.000317	0.000307
0.8	0.226667	0.02	0.38	0.015	0.000343	0.000459	0.00036716	0.000341	0.00033
0.9	0.23	0.02	0.39	0.015	0.000369	0.000494	0.00039537	0.000367	0.000354
1	0.233333	0.02	0.4	0.015	0.000396	0.000529	0.00042463	0.000394	0.000379
1.1	0.236667	0.02	0.41	0.015	0.000424	0.000564	0.00045493	0.000421	0.000406
1.2	0.24	0.02	0.42	0.015	0.000453	0.000599	0.00048628	0.000451	0.000434
1.3	0.243333	0.02	0.43	0.015	0.000484	0.000634	0.00051867	0.000481	0.000463
1.4	0.246667	0.02	0.44	0.015	0.000515	0.000669	0.00055211	0.000513	0.000494
1.5	0.25	0.02	0.45	0.015	0.000549	0.000704	0.00058659	0.000546	0.000526
1.6	0.253333	0.02	0.46	0.015	0.000583	0.000739	0.00062212	0.000581	0.00056
1.7	0.256667	0.02	0.47	0.015	0.000619	0.000774	0.00065868	0.000617	0.000596
1.8	0.26	0.02	0.48	0.015	0.000657	0.000809	0.0006963	0.000654	0.000633
1.9	0.263333	0.02	0.49	0.015	0.000696	0.000844	0.00073496	0.000693	0.000672
2	0.266667	0.02	0.5	0.015	0.000736	0.000879	0.00077466	0.000734	0.000713
2.1	0.27	0.02	0.51	0.015	0.000778	0.000914	0.00081541	0.000776	0.000755
2.2	0.273333	0.02	0.52	0.015	0.000822	0.000949	0.0008572	0.00082	0.0008
2.3	0.276667	0.02	0.53	0.015	0.000867	0.000984	0.00090003	0.000865	0.000846
2.4	0.28	0.02	0.54	0.015	0.000914	0.001019	0.00094391	0.000912	0.000894
2.5	0.283333	0.02	0.55	0.015	0.000962	0.001054	0.00098884	0.00096	0.000945
2.6	0.286667	0.02	0.56	0.015	0.001012	0.001089	0.0010348	0.001011	0.000997
2.7	0.29	0.02	0.57	0.015	0.001064	0.001124	0.00108182	0.001063	0.001052
2.8	0.293333	0.02	0.58	0.015	0.001117	0.001159	0.00112987	0.001116	0.001109
2.9	0.296667	0.02	0.59	0.015	0.001172	0.001194	0.00117897	0.001172	0.001168
3	0.3	0.02	0.6	0.015	0.001229	0.001229	0.00122912	0.001229	0.001229

Tính các tích phân trong công thức hệ số ma trận độ cứng.

Mẫu số bậc nhất:

$$\int \frac{1}{ax+b} dx = \frac{\ln(ax+b)}{a}; \int_0^L \frac{1}{ax+b} dx = \frac{\ln(aL+b)}{a} - \frac{\ln(b)}{a} \quad (\text{PL2.7})$$

$$\int \frac{x}{ax+b} dx = \frac{x}{a} - \frac{b \ln(ax+b)}{a^2}; \int_0^L \frac{x}{ax+b} dx = \frac{L}{a} - \frac{b \ln(aL+b)}{a^2} + \frac{b \ln(b)}{a^2} \quad (\text{PL2.8})$$

$$\int \frac{x^2}{ax+b} dx = \frac{x^2}{2a} - \frac{bx}{a^2} + \frac{b^2 \ln(ax+b)}{a^3}; \int_0^L \frac{x^2}{ax+b} dx = \frac{L^2}{2a} - \frac{bL}{a^2} + \frac{b^2 \ln(aL+b)}{a^3} - \frac{b^2 \ln(b)}{a^3} \quad (\text{PL2.9})$$

Mẫu số bậc hai:

$$\int \frac{1}{(ax+b)^2} dx = -\frac{1}{a(ax+b)}; \int_0^L \frac{1}{(ax+b)^2} dx = -\frac{1}{a(aL+b)} + \frac{1}{ab} = \frac{aL}{ab(aL+b)} \quad (\text{PL2.10})$$

$$\int \frac{x}{(ax+b)^2} dx = \frac{b}{a^2(ax+b)} + \frac{\ln(ax+b)}{a^2}; \quad (\text{PL2.11})$$

$$\int_0^L \frac{x}{(ax+b)^2} dx = \frac{b}{a^2(aL+b)} + \frac{\ln(aL+b) - \ln(b) - 1}{a^2} \quad (\text{PL2.12})$$

$$\int \frac{x^2}{(ax+b)^2} dx = \frac{x}{a^2} - \frac{b^2}{a^3(ax+b)} - \frac{2b \ln(ax+b)}{a^3}; \quad (\text{PL2.13})$$

$$\int_0^L \frac{x^2}{(ax+b)^2} dx = \frac{L}{a^2} - \frac{b^2}{a^3(aL+b)} - \frac{2b \ln(aL+b) + b + 2b \ln(b)}{a^3} \quad (\text{PL2.14})$$

Mẫu số bậc ba:

$$\int \frac{1}{(ax+b)^3} dx = -\frac{1}{2a(ax+b)^2}; \int_0^L \frac{1}{(ax+b)^3} dx = \frac{1}{2ab^2} - \frac{1}{2a(aL+b)^2} \quad (\text{PL2.15})$$

$$\int \frac{x}{(ax+b)^3} dx = -\frac{2ax+b}{2a^2(ax+b)^2}; \int_0^L \frac{x}{(ax+b)^3} dx = \frac{b}{2a^2b^2} - \frac{2aL+b}{2a^2(aL+b)^2} \quad (\text{PL2.16})$$

$$\int \frac{x^2}{(ax+b)^3} dx = -\frac{b^2}{2a^3(ax+b)^2} + \frac{2b}{a^3(ax+b)} + \frac{\ln(ax+b)}{a^3}; \quad (\text{PL2.17})$$

$$\int_0^L \frac{x^2}{(ax+b)^3} dx = -\frac{b^2}{2a^3(aL+b)^2} + \frac{2b}{a^3(aL+b)} + \frac{\ln(aL+b) - \ln(b)}{a^3} + \frac{b^2}{2a^3b^2} - \frac{2b}{a^3b} \quad (\text{PL2.18})$$

$$\int \frac{x^3}{(ax+b)^3} dx = \frac{1}{a^3} \left[ \int dx - 3a^2b \int \frac{x^2}{(ax+b)^3} dx - 3ab^2 \int \frac{x}{(ax+b)^3} dx - b^3 \int \frac{x}{(ax+b)^3} dx \right] \quad (\text{PL2.19})$$

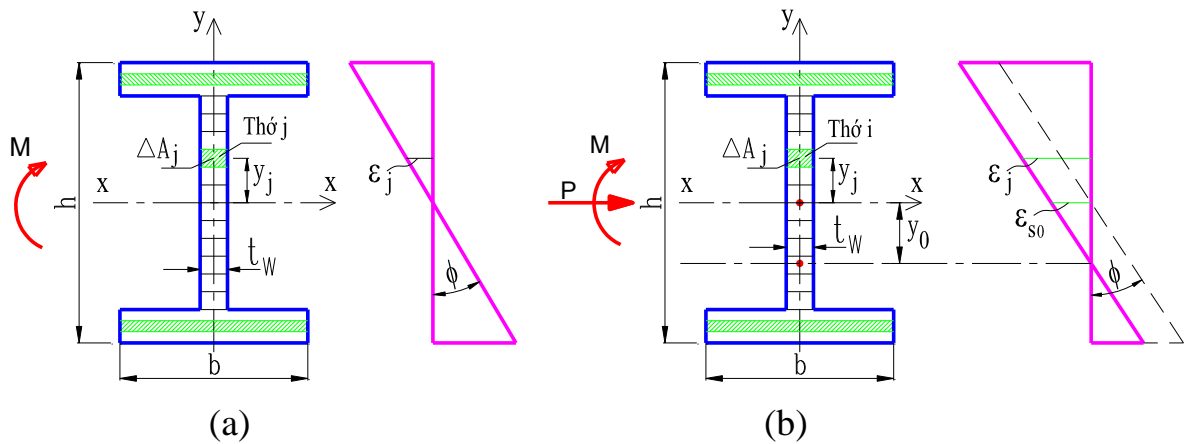
### 3. Phụ lục 3

#### 3.1. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm, cột thép theo phương pháp chia thớ

- Chia các thớ theo chiều cao tiết diện của dầm, cột theo Guo-Qiang Li and Jin-Jun Li [64], ứng suất được phân bố đều trên mỗi thớ.

- Quan hệ ứng suất biến dạng của vật liệu thép theo Eurocode 3 [31]:

$$\begin{cases} \varepsilon < \varepsilon_y \rightarrow \sigma = E \cdot \varepsilon \\ \varepsilon \geq \varepsilon_y \rightarrow \sigma = f_y \end{cases} \quad (\text{PL3.1})$$



**Hình PL3.1.** Chia thớ tiết diện dầm (a), cột (b)

- Mô men  $M$  được đặc trưng bởi biến dạng của từng thớ: độ cong  $\phi$  và biến dạng dọc trục  $\varepsilon_0$ .

- Giả thiết trục trọng tâm  $x$  như hình PL3.1 và tính biến dạng của từng thớ

$$\varepsilon_j = (y_j - y_0) \phi_j \quad (\text{PL3.2})$$

$\varepsilon_j$ : biến dạng trung bình của thớ thứ  $j$ .

$y_j$ : khoảng cách từ trục trọng tâm  $x$  đến trục trọng tâm của thớ thứ  $j$ , ứng suất trung bình của mỗi thớ được tính theo các công thức (PL3.1).

$\Delta A_i$ : diện tích tiết diện ngang của từng thớ thép hình.

$\sigma_j$ : ứng suất trong từng thớ.

- Lực dọc  $F$  và mô men uốn  $M$  của tiết diện:

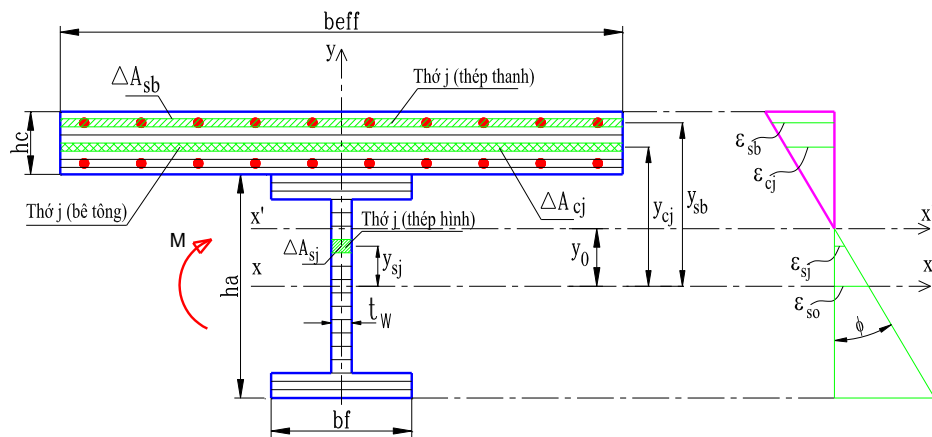
$$F = \sum_{i=1}^{n_s} \Delta A_j \cdot \sigma_j, \quad M = \sum_{i=1}^{n_s} \Delta A_j \cdot \sigma_j \cdot (y_j - y_0) \quad (\text{PL3.3})$$

## 3.2. Xây dựng quan hệ mô men - độ cong của tiết diện dầm liên hợp theo phương pháp chia thớ

### 3.2.1. Tiết diện dầm liên hợp và một số giả thiết

Đặc trưng tiết diện của dầm liên hợp được lấy theo tiêu chuẩn Eurocode 4 (2004) [32], thể hiện như trên hình P3.2.

$b_f$ : bề rộng bản cánh thép hình;  $h_a$ : chiều cao thép hình;  $h_c$ : chiều cao làm việc của bản sàn bê tông;  $b_{eff}$ : bề rộng của bản sàn bê tông tham gia chịu lực  $b_{eff} = 2 * \min(l_0/8, b_i)$ ;  $A_{sb}$ : diện tích cốt thép thanh trong bản sàn bê tông;  $\mu\%$ : hàm lượng cốt thép (thường lấy  $=0,7\%$ ).



**Hình PL3.2.** Tiết diện dầm liên hợp và chia thớ tiết diện dầm liên hợp

- Một số giả thiết theo tiêu chuẩn Eurocode 4 (2004) [32]

- Khả năng chịu uốn của tiết diện dầm liên hợp được xác định bằng phân tích dẻo, tiết diện ngang của dầm liên hợp phải thuộc loại 1 và loại 2.
- Liên kết giữa dầm thép và bản bê tông là hoàn toàn.
- Dầm phải đảm bảo ổn định tổng thể.
- Sàn bê tông và cốt thép trong sàn có thể đạt đến sức bền lớn nhất của chúng.
- Sự làm việc của cốt thép có thể bỏ qua khi tấm sàn chịu nén. Trong tấm sàn liên hợp không tính đến tấm tôn chịu nén.
- Tiết diện ngang vẫn phẳng trước và sau biến dạng.
- Đường cong ứng suất - biến dạng của thép là đàn hồi - dẻo.
- Bỏ qua ảnh hưởng của lực cắt và mômen xoắn đến sự phân bố ứng suất.

### 3.2.2. Phương pháp chia thớ.

- Chia các thớ theo chiều cao tiết diện dầm, ứng suất được phân bố đều trên mỗi thớ

- Lấy trục trọng tâm của thép hình chữ I là trục tham chiếu và tính biến dạng tại trọng tâm của từng thớ

$$\varepsilon_{sb} = \varepsilon_{s0} + \phi \cdot (y_{sb} - y_0); \quad \varepsilon_{cj} = \varepsilon_{s0} + \phi \cdot (y_{cj} - y_0); \quad \varepsilon_{sj} = \varepsilon_{s0} + \phi \cdot (y_{sj} - y_0) \quad (\text{PL3.4})$$

Trong đó:  $\varepsilon_{sb}$ ,  $\varepsilon_{cj}$ ,  $\varepsilon_{sj}$ : biến dạng trung bình của thớ thép thanh, bê tông, thép hình thứ j;  $\varepsilon_{s0}$ : biến dạng trung bình của thớ tại trục trọng tâm của thép hình chữ I;  $y_{sb}$ ,  $y_{cj}$ ,  $y_{sj}$ : khoảng cách từ trục tham chiếu quy ước đến tâm của thép thanh, bê tông, thép hình thứ j.

- Ứng suất trung bình của mỗi thớ được tính theo các công thức (1.1 đến 1.3 và PL3.1).

- Lực dọc trong mỗi thớ được tính như sau:

$$F_{cj} = \Delta A_{cj} \cdot \sigma_{cj}, \quad F_{sb} = \Delta A_{sb} \cdot \sigma_{sb}, \quad F_{sj} = \Delta A_{sj} \cdot \sigma_{sj} \quad (\text{PL3.5})$$

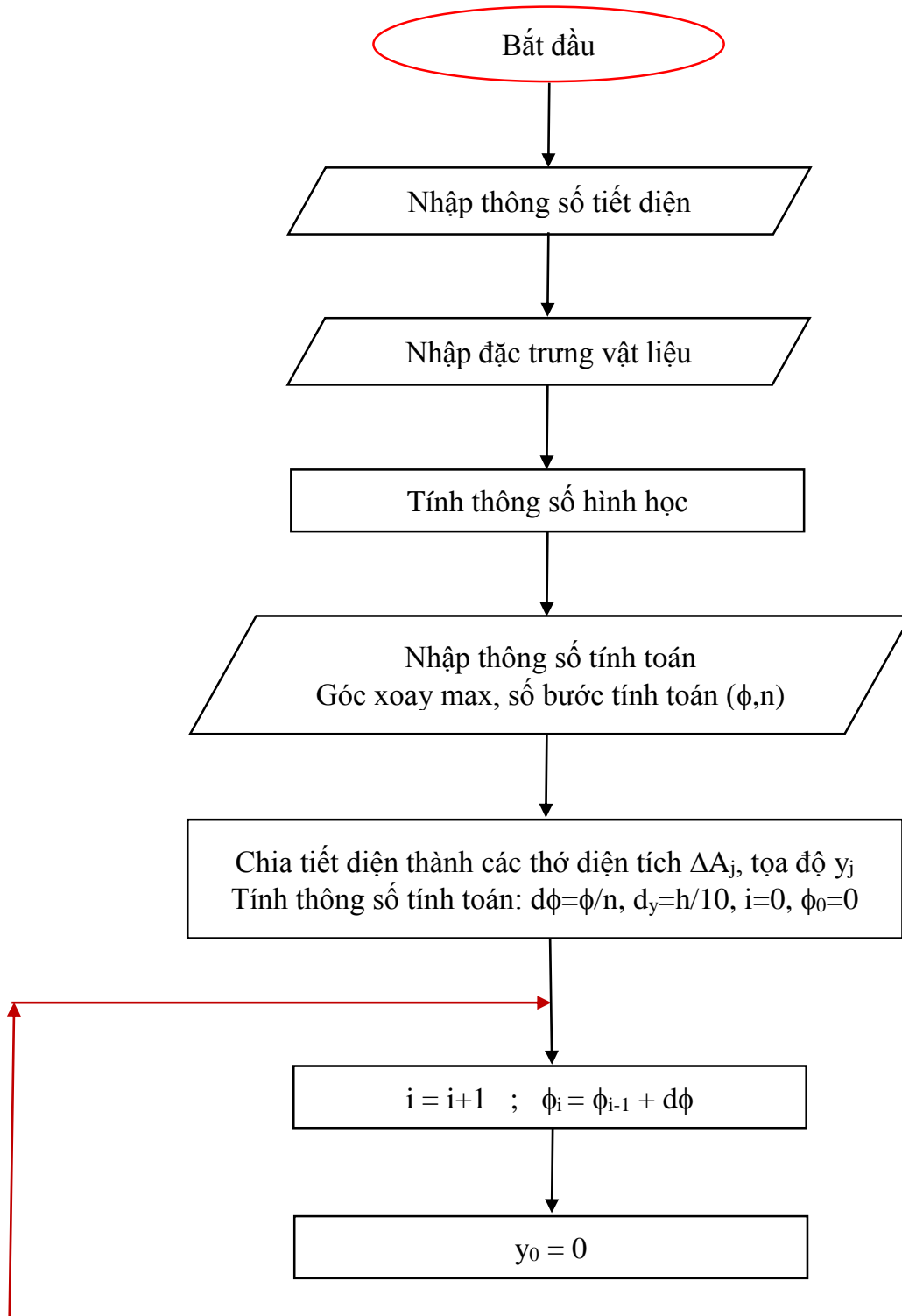
Trong đó:  $\Delta A_{cj}$ ,  $\Delta A_{sb}$ ,  $\Delta A_{sj}$ : diện tích tiết diện ngang của từng thớ bê tông, thép thanh và thép hình, tương tự  $\sigma_{cj}$ ,  $\sigma_{sb}$ ,  $\sigma_{sj}$  là ứng suất trung bình trong từng thớ.

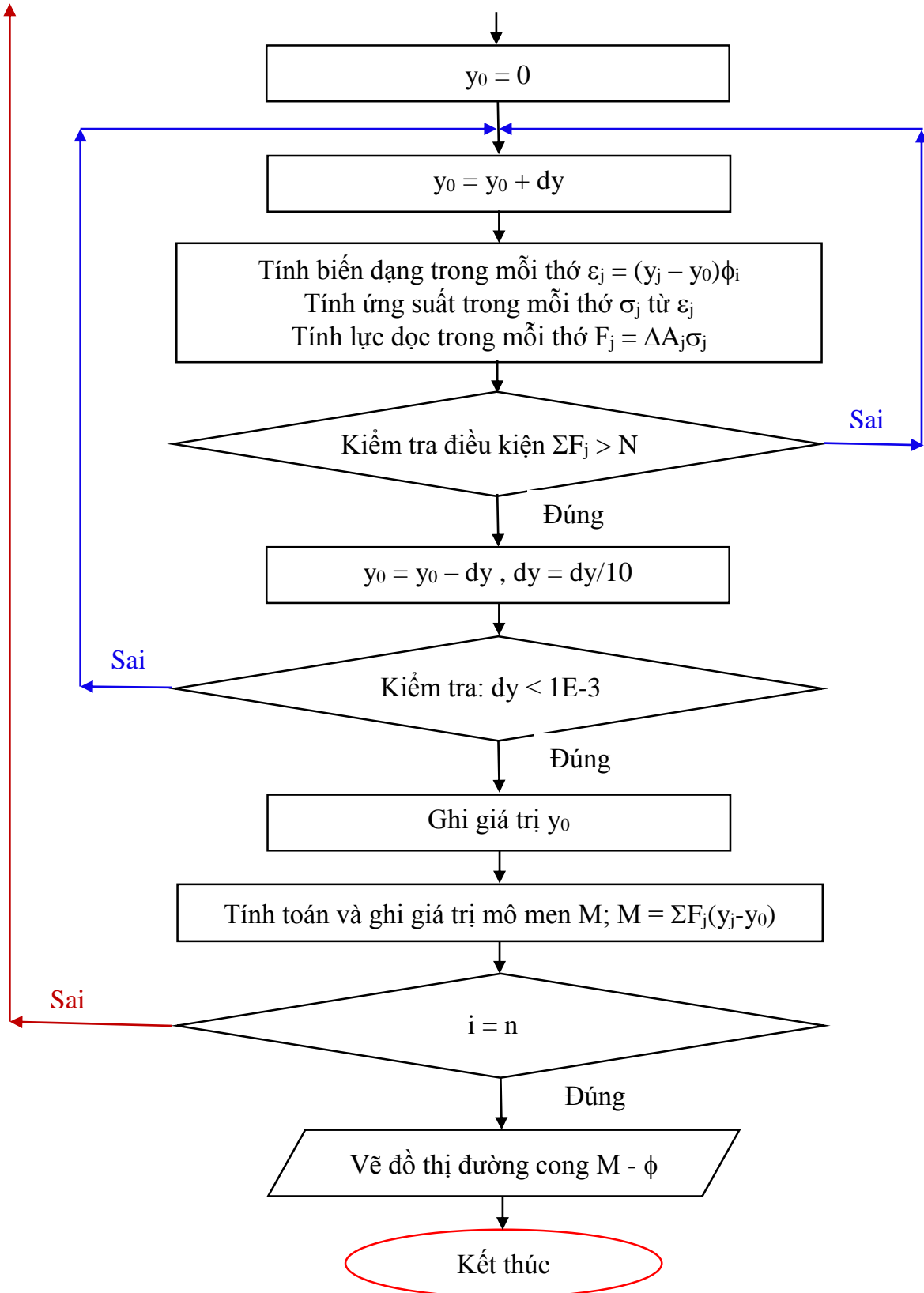
- Mô men M của tiết diện dầm liên hợp thép - bê tông:

$$M^{\pm} = \sum_{i=1}^{n_c} F_{cj} \cdot (y_{cj} - y_0) + \sum_{i=1}^{n_b} F_{sb} \cdot (y_{sb} - y_0) + \sum_{i=1}^{n_s} F_{sj} \cdot (y_{sj} - y_0) \quad (\text{PL3.6})$$



**3.3. Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng M- $\phi$  của dầm thép, dầm liên hợp và cột thép theo phương pháp chia thớ.**

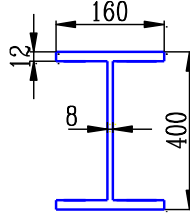




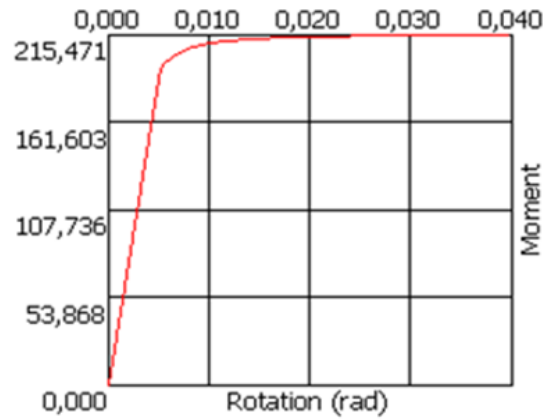
**Hình PL3.3.** Sơ đồ khối chương trình SPH xây dựng quan hệ  $M - \phi$  của dầm thép, dầm liên hợp và cột thép theo phương pháp chia thớ.

- Ví dụ xây dựng quan hệ  $M - \phi$  của tiết diện dầm thép.

Sử dụng chương trình SPH xây dựng quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện dầm thép I chịu mômen uốn  $M$  như hình PL3.4, thép có:  $\sigma_y = 210\text{MPa}$ ,  $E_a = 210.10^3 \text{ MPa}$ ,  $\mu = 0,3$



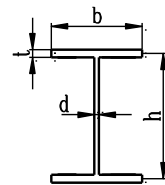
**Hình PL3.4.** Tiết diện thép I400



**Hình PL3.5.** Đồ thị quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện thép I400 chịu  $M$

So sánh kết quả: theo lý thuyết sức bền vật liệu [71], [96].

$$M_p = W_p \cdot \sigma_p = \left( b \cdot h \cdot t + \frac{1}{4} d \cdot (h - t)^2 \right) \sigma_p = 215,8 \text{ kN.m}$$



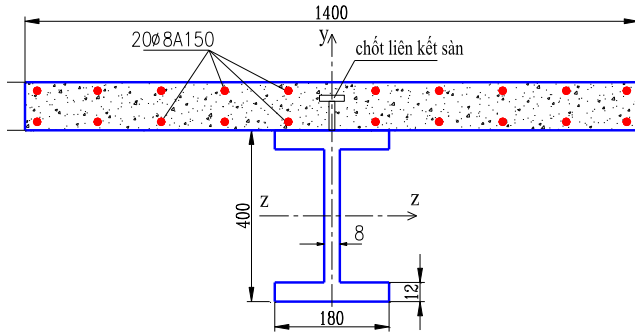
Kết quả của SPH theo hình PL3.5 có  $M_p = 215,5 \text{ kN.m}$

Nhận xét: - Giá trị  $M_p$  khi tính theo lý thuyết sức bền vật liệu và chương trình SPH là xấp xỉ bằng nhau, do đó chương trình SPH có độ tin cậy cao.

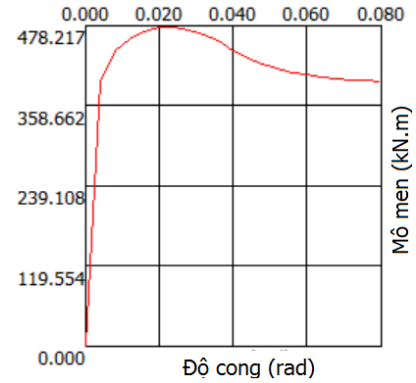
- Từ đồ thị hình PL3.5 nhận thấy rất rõ quá trình chảy dẻo của tiết diện bằng đoạn cong chuyển tiếp từ đàn hồi sang dẻo và đến chảy dẻo hoàn toàn.

- Ví dụ xây dựng quan hệ  $M - \phi$  của tiết diện dầm liên hợp thép – bê tông

Sử dụng chương trình SPH xây dựng quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện dầm liên hợp chịu mômen uốn  $M$  như hình PL3.6. Thép hình XCT38 có:  $\sigma_y = 230\text{MPa}$ ;  $E_a = 210.10^3 \text{ MPa}$ ;  $\mu = 0,3$ ; thép thanh trong sàn AII có:  $\sigma_y = 295\text{MPa}$ ;  $E_a = 210.10^3 \text{ MPa}$ ;  $\mu = 0,3$ ; bê tông sàn B30 có:  $R_b = 17\text{MPa}$ ;  $R_{bt} = 1,2\text{MPa}$ ;  $E_b = 32,5.10^3 \text{ MPa}$ ;  $\mu = 0,2$ . Kết quả thể hiện trên hình PL3.7



**Hình PL3.6.** Tiết diện dầm liên hợp chịu mômen uốn  $M$



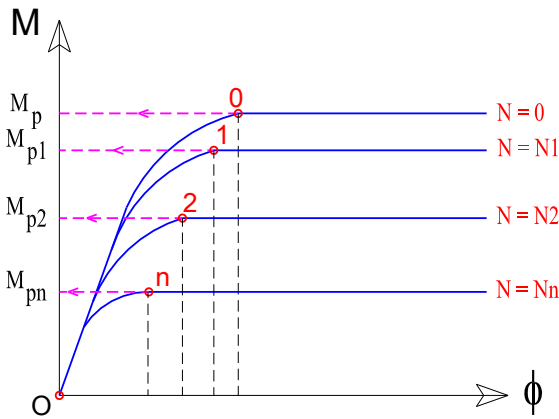
**Hình PL3.7.** Quan hệ  $M-\phi$  của tiết diện dầm liên hợp theo PP chia thớ

Nhận xét: - Giá trị  $M_p$  khi tính theo chương trình SPH có  $M_p^+ = 478,683$  kN.m (hình PL3.7), so sánh với tiêu chuẩn Eurocode 4 ( $M_{pl,Rd}^+ = 469,13$  kN.m) là xấp xỉ bằng nhau (lệch 2%), do đó chương trình SPH có độ tin cậy cao và thiên về an toàn.

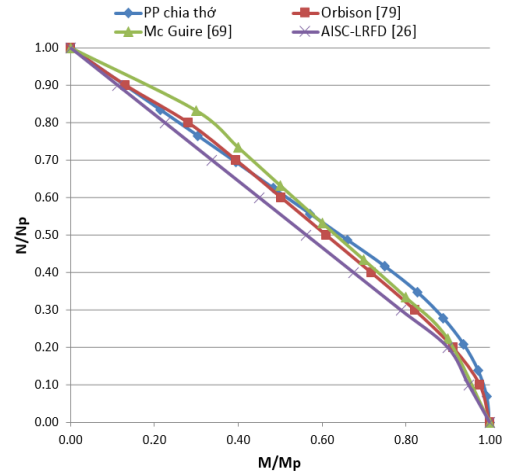
- Từ đồ thị hình PL3.7 nhận thấy rất rõ quá trình chảy dẻo trên tiết diện dầm bằng đoạn cong chuyển tiếp từ đàn hồi sang đàn dẻo và đến chảy dẻo hoàn toàn mà ít nghiên cứu trước đó đề cập tới.

### 3.4. Xây dựng mặt chảy dẻo hoàn toàn của tiết diện cột thép theo phương pháp chia thớ

Thực hiện xây dựng các đường quan hệ  $M - \phi$  có xét đến ảnh hưởng của lực dọc  $N$  bằng chương trình SPH như trên hình PL3.8. Ứng với mỗi giá trị  $N$  cho ta một đường quan hệ  $M-\phi-N$  và xác định được giá trị  $M_p$  ứng với mỗi giá trị  $N$ . Xác định các điểm  $(N, M_p)$  ứng với từng trường hợp đường quan hệ  $M - \phi$  như hình PL3.8. Xây dựng bảng số liệu như bảng PL2.2 và thực hiện vẽ mặt chảy dẻo hoàn toàn thể hiện trên hình PL3.9.



**Hình PL3.8.** Xác định vị trí của điểm chảy dẻo hoàn toàn trên mặt chảy dẻo



**Hình PL3.9.** Mặt chảy dẻo của tiết diện thép I đề xuất và của một số tác giả khác

**Bảng PL2.2.** Giá trị các điểm để xây dựng mặt chảy dẻo hoàn toàn tiết diện I400

N/Np	0,00	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42
M/Mp	1,00	0,99	0,97	0,94	0,89	0,83	0,75
N/Np	0,49	0,56	0,63	0,70	0,76	0,83	1,00
M/Mp	0,66	0,57	0,48	0,39	0,30	0,21	0,00

Nhận xét: từ hình PL3.9 nhận thấy: các mặt chảy dẻo theo các nghiên cứu có sự sai khác không nhiều, do đó chứng minh được mặt chảy dẻo hoàn toàn theo phương pháp chia thớ có độ chính xác.

## 4. Phụ lục 4

### 4.1. Mã nguồn dầm liên hợp thép bê tông

```

Procedureospro.ExactPlasticMoment2DCompositeBeam(Var
m,y0:real;rx,fz:real;n,nf:integer);
Var i,j:integer;
eps,epsaxl,eps0,epsu:real;
fc,fct,fs:real;
epsc0,epsc1,epsc2,epsc3,epsc4,epsc5:real;
epsc:array[1..6] of real;
epss1,epss2,epss3:real;
epss:array[1..3] of real;
Ec,Es:real;
z:real;
y00,dy0:real;
yf1,yf2,yf3,yf4:real;
yw1,yw2:real;
yc1,yc2:real;
yrb1,yrb2:real;
fz2,fz20:real;
f:real;
//fxt:Textfile;
//Vung keo eps2<eps1 tích phân vung keo am nen phai doi dau
//vung nen eps2<eps1 abs(eps2)>abs(eps1) tích phân duong doi dau thanh am
//Ca 2 tích phân deu phai doi dau
Function ConcFIntegration(tt,y1,y2:real;n:integer):real;
Begin
ConcFIntegration:=0;
//Vung keo 1
If n=1 then
ConcFIntegration:=-((0.5*fct*abs(y2)-
0.0375*Ec*abs(tt)*y2*y2+0.075*Ec*abs(y2)*abs(epsc2))-
(0.5*fct*abs(y1)-
0.0375*Ec*abs(tt)*y1*y1+0.075*Ec*abs(y1)*abs(epsc2)));
//Vung keo 2
If n=2 then

```

```

ConcFIntegration:=-((fct*abs(y2)-
0.4*Ec*abs(tt)*y2*y2+0.8*Ec*abs(y2)*abs(epsc3))-(fct*abs(y1)-
0.4*Ec*abs(tt)*y1*y1+0.8*Ec*abs(y1)*abs(epsc3)));

//Vung keo 3

If n=3 then

ConcFIntegration:=- (0.25*Ec*abs(tt)*sqr(y2)-0.25*Ec*abs(tt)*sqr(y1));

//Vung nen 1

If n=4 then

ConcFIntegration:=- (fc*(abs(tt)*sqr(y2)/abs(epsc4)-
(1/3)*sqr(tt)*sqr(y2)*abs(y2)/sqr(epsc4))-fc*(abs(tt)*sqr(y1)/abs(epsc4)-
(1/3)*sqr(tt)*sqr(y1)*abs(y1)/sqr(epsc4)));

//Vung nen 2

If n=5 then

ConcFIntegration:=- (fc*(abs(y2)-
z*abs(tt)*sqr(y2)/2+z*abs(y2)*abs(epsc4))-fc*(abs(y1)-
z*abs(tt)*sqr(y1)/2+z*abs(y1)*abs(epsc4)));

//Vung nen 3

If n=6 then

ConcFIntegration:=- (0.2*fc*abs(y2)-0.2*fc*abs(y1));

End;

Function ConcF(tt,y1,y2:real):real;
Var i,j,k,l:integer;
eps1,eps2:real;
fz1:real;
epsi,epsj:real;
Begin
eps1:=-tt*y1;
eps2:=-tt*y2;
//
fz1:=0;
//
If eps1>epsc[1] then
Begin
k:=1;
epsi:=epsc[1];
End;
If eps1<=epsc[6] then

```

```

Begin
k:=6;
epsi:=eps1;
End;
For i:=1 to 5 do
If (eps1<=epsc[i]) and (eps1>epsc[i+1]) then
Begin
k:=i;
epsi:=eps1;
End;
//
If eps2>epsc[1] then
Begin
l:=1;
epsj:=epsc[1];
End;
If eps2<=epsc[6] then
Begin
l:=6;
epsj:=eps2;
End;
For i:=1 to 5 do
If (eps2<=epsc[i]) and (eps2>epsc[i+1]) then
Begin
l:=i;
epsj:=eps2;
End;
//
If k=1 then
fz1:=fz1+ConcFIntegration(tt,-epsi/tt,-epsj/tt,k);
//
If k>1 then
For j:=k to l do
Begin
If j=k then
fz1:=fz1+ConcFIntegration(tt,-epsi/tt,-epsc[j+1]/tt,j);

```



```

If j=1 then
fz1:=fz1+ConcFIntegration(tt,-eps[j]/tt,-epsj/tt,j);
If (j>k) and (j<l) then
fz1:=fz1+ConcFIntegration(tt,-eps[j]/tt,-eps[j+1]/tt,j);
End;
//
ConcF:=fz1;
End;
Function ConcMIntegration(tt,y1,y2:real;n:integer):real;
Begin
ConcMIntegration:=0;
//Vung keo 1
If n=1 then
ConcMIntegration:=-((0.5*fct*sqr(y2)/2-
0.075*Ec*abs(tt)*abs(y2*y2*y2)/3+0.075*Ec*sqr(y2)*abs(eps2)/2)-
(0.5*fct*sqr(y1)/2-
0.075*Ec*abs(tt)*abs(y1*y1*y1)/3+0.075*Ec*sqr(y1)*abs(eps2)/2));
//Vung keo 2
If n=2 then
ConcMIntegration:=-((fct*sqr(y2)/2-
0.8*Ec*abs(tt)*abs(y2*y2*y2)/3+0.8*Ec*sqr(y2)*abs(eps3)/2)-
(fct*sqr(y1)/2-
0.8*Ec*abs(tt)*abs(y1*y1*y1)/3+0.8*Ec*sqr(y1)*abs(eps3)/2));
//Vung keo 3
If n=3 then
ConcMIntegration:=-((0.5*Ec*abs(tt)*sqr(y2)*abs(y2)/3-
0.5*Ec*abs(tt)*sqr(y1)*abs(y1)/3);
//Vung nen 1
If n=4 then
ConcMIntegration:=-((fc*((2/3)*abs(tt)*sqr(y2)*abs(y2)/abs(eps4)-
(1/4)*sqr(tt)*sqr(y2*y2)/sqr(eps4))-
fc*((2/3)*abs(tt)*sqr(y1)*abs(y1)/abs(eps4)-
(1/4)*sqr(tt)*sqr(y1*y1)/sqr(eps4)));
//Vung nen 2
If n=5 then
ConcMIntegration:=-((fc*(sqr(y2)/2-
(z*abs(tt)*sqr(y2)*abs(y2)/3+z*sqr(y2)*abs(eps4)/2)-fc*(sqr(y1)/2-
z*abs(tt)*sqr(y1)*abs(y1)/3+z*sqr(y1)*abs(eps4)/2));
//Vung nen 3

```

```

If n=6 then
ConcMIntegration:=- (0.2*fc*sqr(y2)/2-0.2*fc*sqr(y1)/2);
End;
Function ConcM(tt,y1,y2:real):real;
Var i,j,k,l:integer;
eps1,eps2:real;
m1:real;
epsi,epsj:real;
Begin
eps1:=-tt*y1;
eps2:=-tt*y2;
//
m1:=0;
//
If eps1>epsc[1] then
Begin
k:=1;
epsi:=epsc[1];
End;
If eps1<=epsc[6] then
Begin
k:=6;
epsi:=eps1;
End;
For i:=1 to 5 do
If (eps1<=epsc[i]) and (eps1>epsc[i+1]) then
Begin
k:=i;
epsi:=eps1;
End;
//
If eps2>epsc[1] then
Begin
l:=1;
epsj:=epsc[1];
End;

```

```

If eps2<=epsc[6] then
Begin
l:=6;
epsj:=eps2;
End;
For i:=1 to 5 do
If (eps2<=epsc[i]) and (eps2>epsc[i+1]) then
Begin
l:=i;
epsj:=eps2;
End;
//
If k=1 then
m1:=m1+ConcMIntegration(tt,-epsi/tt,-epsj/tt,k);
//
If k<>1 then
For j:=k to 1 do
Begin
If j=k then
m1:=m1+ConcMIntegration(tt,-epsi/tt,-epsc[j+1]/tt,j);
If j=1 then
m1:=m1+ConcMIntegration(tt,-epsc[j]/tt,-epsj/tt,j);
If (j>k) and (j<1) then
m1:=m1+ConcMIntegration(tt,-epsc[j]/tt,-epsc[j+1]/tt,j);
End;
//
ConcM:=m1;
End;
Function SteelFIntegration(tt,y1,y2:real;n:integer):real;
Begin
//Vung keo 1
If n=1 then
SteelFIntegration:=- (fs*abs(y2)-fs*abs(y1));
//Vung keo 2
If n=2 then
SteelFIntegration:=- (Es*abs(tt)*sqr(y2)/2-Es*abs(tt)*sqr(y1)/2);

```

```

//Vung nen 1
If n=3 then
SteelFIntegration:=- (Es*abs(tt)*sqr(y2)/2-Es*abs(tt)*sqr(y1)/2);
//Vung nen 2
If n=4 then
SteelFIntegration:=- (fs*abs(y2)-fs*abs(y1));
End;
Function SteelMIntegration(tt,y1,y2:real;n:integer):real;
Begin
//Vung keo 1
If n=1 then
SteelMIntegration:=- (fs*sqr(y2)/2-fs*sqr(y1)/2);
//Vung keo 2
If n=2 then
SteelMIntegration:=- (Es*abs(tt)*sqr(y2)*abs(y2)/3-
Es*abs(tt)*sqr(y1)*abs(y1)/3);
//Vung nen 1
If n=3 then
SteelMIntegration:=(Es*abs(tt)*sqr(y2)*abs(y2)/3-
Es*abs(tt)*sqr(y1)*abs(y1)/3);
//Vung nen 2
If n=4 then
SteelMIntegration:=(fs*sqr(y2)/2-fs*sqr(y1)/2);
End;
Function SteelF(tt,y1,y2:real):real;
Var i,j,k,l:integer;
eps1,eps2:real;
fz1:real;
epsi,epsj:real;
Begin
eps1:=-tt*y1;
eps2:=-tt*y2;
//
fz1:=0;
//
If eps1>epss[1] then

```

```

Begin
k:=1;
epsi:=eps1;
End;
If eps1<=epss[3] then
Begin
k:=4;
epsi:=eps1;
End;
For i:=1 to 2 do
If (eps1<=epss[i]) and (eps1>epss[i+1]) then
Begin
k:=i+1;
epsi:=eps1;
End;
//
If eps2>epss[1] then
Begin
l:=1;
epsj:=eps2;
End;
If eps2<=epss[3] then
Begin
l:=4;
epsj:=eps2;
End;
For i:=1 to 2 do
If (eps2<=epss[i]) and (eps2>epss[i+1]) then
Begin
l:=i+1;
epsj:=eps2;
End;
//
If k=l then
fz1:=fz1+SteelFIntegration(tt,-epsi/tt,-epsj/tt,k);
//

```

```

If k<>1 then
For j:=k to 1 do
Begin
If j=k then
fz1:=fz1+SteelFIntegration(tt,-epsi/tt,-epss[j]/tt,j);
If j=1 then
fz1:=fz1+SteelFIntegration(tt,-epss[j-1]/tt,-epsj/tt,j);
If (j>k) and (j<1) then
fz1:=fz1+SteelFIntegration(tt,-epss[j-1]/tt,-epss[j]/tt,j);
End;
//
SteelF:=fz1;
End;
Function SteelM(tt,y1,y2:real):real;
Var i,j,k,l:integer;
m1:real;
epsi,epsj:real;
Begin
epsi:=-tt*y1;
epsj:=-tt*y2;
//
m1:=0;
//
If epsi>epss[1] then
k:=1;
If epsi<=epss[3] then
k:=4;
For i:=1 to 2 do
If (epsi<=epss[i]) and (epsi>epss[i+1]) then
k:=i+1;
//
If epsj>epss[1] then
l:=1;
If epsj<=epss[3] then
l:=4;
For i:=1 to 2 do

```

```

If (epsj<=epss[i]) and (epsj>epss[i+1]) then
l:=i+1;
//
If k=1 then
m1:=m1+SteelMIntegration(tt,y1,y2,k);
//
If k<>1 then
For j:=k to 1 do
Begin
If j=k then
m1:=m1+SteelMIntegration(tt,-epsi/tt,-epss[j]/tt,j);
If j=1 then
m1:=m1+SteelMIntegration(tt,-epss[j-1]/tt,-epsj/tt,j);
If (j>k) and (j<1) then
m1:=m1+SteelMIntegration(tt,-epss[j-1]/tt,-epss[j]/tt,j);
End;
//
SteelM:=m1;
End;
Function RebarF(tt,y:real):real;
Var i,j,k,l:integer;
eps1:real;
fz1:real;
Begin
fz1:=0;
eps1:=-tt*y;
If eps1>bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er then
fz1:=bmmal^[n].slb.fr;
If eps1<-bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er then
fz1:=-bmmal^[n].slb.fr;
If (eps1<=bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er) and (eps1>=-
bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er) then
fz1:=eps1*bmmal^[n].slb.er;
RebarF:=fz1;
End;
Function RebarM(tt,y:real):real;

```

```

Var i,j,k,l:integer;
eps1:real;
mz1:real;
Begin
//tt>0
//mz1>0
mz1:=0;
eps1:=-tt*y;
//y<0
If eps1>bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er then
mz1:=-bmmal^[n].slb.fr*y;
//y>0
If eps1<-bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er then
mz1:=bmmal^[n].slb.fr*y;
//
If      (eps1<=bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er)      and      (eps1>=-
bmmal^[n].slb.fr/bmmal^[n].slb.er) then
mz1:=-eps1*bmmal^[n].slb.er*y;
//
RebarM:=mz1;
End;
Function RebarConcFValue(tt,y:real;n:integer):real;
Begin
If n=1 then
RebarConcFValue:=0.5*fct-0.075*Ec*(abs(tt*y)-epsc2);
If n=2 then
RebarConcFValue:=fct-0.8*Ec*(abs(tt*y)-epsc3);
If n=3 then
RebarConcFValue:=0.5*Ec*abs(tt*y);
If n=4 then
RebarConcFValue:=-fc*(2*abs(tt*y)/epsc4-sqr(abs(tt*y)/epsc4));
If n=5 then
RebarConcFValue:=-fc*(1-(abs(tt*y)-epsc4));
If n=6 then
RebarConcFValue:=-0.2*fc;
End;

```



```

Function RebarConcF(tt,y:real):real;
Var i,j:integer;
eps1:real;
fz1:real;
epsi:real;
Begin
eps1:=-tt*y;
//
fz1:=0;
//
If eps1>epsc[1] then
Begin
j:=1;
epsi:=epss[1];
End;
If eps1<=epsc[6] then
Begin
j:=6;
epsi:=epsc[6];
End;
For i:=1 to 5 do
If (eps1<=epsc[i]) and (eps1>epsc[i+1]) then
Begin
j:=i+1;
epsi:=eps1;
End;
//
fz1:=RebarConcFValue(tt,-epsi/tt,j);
//
RebarConcF:=fz1;
End;
Function RebarConcM(tt,y:real):real;
Var i,j:integer;
eps1:real;
m1:real;
epsi:real;

```

```

Begin
eps1:=-tt*y;
//
m1:=0;
//
If eps1>epsc[1] then
Begin
j:=1;
epsi:=epsc[1];
End;
If eps1<=epsc[6] then
Begin
j:=6;
epsi:=epsc[6];
End;
For i:=1 to 5 do
If (eps1<=epsc[i]) and (eps1>epsc[i+1]) then
Begin
j:=i+1;
epsi:=eps1;
End;
//
m1:=RebarConcFValue(tt,-epsi/tt,j)*y;
//
RebarConcM:=m1;
End;
//Main program
Begin
//AssignFile(fxt,'sph.txt');Rewrite(fxt);
//Strain
//Concrete
//Vung keo
epsc1:=(2/3)*13.9375*bmmal^[n].slb.fct/bmmal^[n].slb.ec;
epsc2:=2.625*bmmal^[n].slb.fct/bmmal^[n].slb.ec;
epsc3:=2*bmmal^[n].slb.fct/bmmal^[n].slb.ec;
epsc0:=0;

```

```

//Vung nen
epsc4:=-bmmal^[n].slb.eps0;
epsc5:=-bmmal^[n].slb.epsu;
//
epsc[1]:=epsc1;
epsc[2]:=epsc2;
epsc[3]:=epsc3;
epsc[4]:=epsc0;
epsc[5]:=epsc4;
epsc[6]:=epsc5;
//Steel
epss1:=bmmal^[n].fs/bmmal^[n].es;
epss2:=0;
epss3:=-bmmal^[n].fs/bmmal^[n].es;
//
epss[1]:=epss1;
epss[2]:=epss2;
epss[3]:=epss3;
//
Es:=bmmal^[n].es;
fs:=bmmal^[n].fs;
//
Ec:=bmmal^[n].slb.ec;
fc:=bmmal^[n].slb.fc;
fct:=bmmal^[n].slb.fct;
z:=0.8/(bmmal^[n].slb.epsu-bmmal^[n].slb.eps0);
//Hinh hoc
If rx>=0 then
Begin
//Ban canh duoi
yf1:=-bmmal^[n].th/2;
yf2:=-bmmal^[n].th/2+bmmal^[n].ft;
//Ban bung
yw1:=-bmmal^[n].th/2+bmmal^[n].ft;
yw2:=bmmal^[n].th/2-bmmal^[n].ft;
//Ban canh tren

```

```

yf3:=bmmal^[n].th/2-bmmal^[n].ft;
yf4:=bmmal^[n].th/2;
//Betong
yc1:=bmmal^[n].th/2;
yc2:=bmmal^[n].th/2+bmmal^[n].slb.t;
//Cot thep
//Duoi
yrb1:=bmmal^[n].th/2+bmmal^[n].slb.ctb;
//Tren
yrb2:=bmmal^[n].th/2+bmmal^[n].slb.t-bmmal^[n].slb.ctt;
End;
If rx<0 then
Begin
//Ban canh duoi
yf1:=-bmmal^[n].th/2;
yf2:=-bmmal^[n].th/2+bmmal^[n].ft;
//Ban bung
yw1:=-bmmal^[n].th/2+bmmal^[n].ft;
yw2:=bmmal^[n].th/2-bmmal^[n].ft;
//Ban canh tren
yf3:=bmmal^[n].th/2-bmmal^[n].ft;
yf4:=bmmal^[n].th/2;
//Betong
yc1:=-bmmal^[n].th/2-bmmal^[n].slb.t;
yc2:=-bmmal^[n].th/2;
//Cot thep
//Duoi
yrb1:=-bmmal^[n].th/2-bmmal^[n].slb.ctb;
//Tren
yrb2:=-bmmal^[n].th/2-bmmal^[n].slb.t+bmmal^[n].slb.ctt;
End;
//
f:=1;
If rx<0 then
f:=-1;
//

```

```

epsax1:=fz/(bmmal^[n].ec*bmmal^[n].axc+bmmal^[n].es*bmmal^[n].axs+bmmal^[
n].er*bmmal^[n].axr+bmmal^[n].slb.er*(bmmal^[n].slb.nbt*pi*sqr(bmmal^[n].
slb.bdt)/4+bmmal^[n].slb.nbb*pi*sqr(bmmal^[n].slb.bdb)/4)+bmmal^[n].slb.e
c*bmmal^[n].slb.t*bmmal^[n].slb.w);
//
dy0:=(bmmal^[n].th+bmmal^[n].slb.t)/100;
y00:=-f*dy0;
i:=0;
j:=0;
Repeat
i:=i+1;
y00:=y00+f*dy0;
//Be tong
fz2:=bmmal^[n].slb.w*ConcF(abs(rx),yc1-y00,yc2-y00);
//Canh duoi
fz2:=fz2+bmmal^[n].fw*SteelF(abs(rx),yf1-y00,yf2-y00);
//Bung
fz2:=fz2+bmmal^[n].wt*SteelF(abs(rx),yw1-y00,yw2-y00);
//Canh tren
fz2:=fz2+bmmal^[n].fw*SteelF(abs(rx),yf3-y00,yf4-y00);
//Thep duoi
fz2:=fz2+RebarF(abs(rx),yrb1-
y00)*bmmal^[n].slb.nbb*pi*sqr(bmmal^[n].slb.bdb)/4;
//Thep tren
fz2:=fz2+RebarF(abs(rx),yrb2-
y00)*bmmal^[n].slb.nbt*pi*sqr(bmmal^[n].slb.bdt)/4;
//
If i>1 then
Begin
If ((fz20<=fz) and (fz2>=fz)) or ((fz20>fz) and (fz2<fz)) then
Begin
j:=j+1;
y00:=y00-f*dy0;
dy0:=dy0/10;
y00:=y00+f*dy0;
End
Else

```

```

fz20:=fz2;
End;
If i=1 then
fz20:=fz2;
Until (abs(fz2-fz)<=1E-3) or (j=10);
//
y0:=y00;
m:=0;
//Be tong
m:=m+abs(bmmal^[n].slb.w*ConcM(abs(rx),yc1-y00,yc2-y00));
//Canh duoi
m:=m+abs(bmmal^[n].fw*SteelM(abs(rx),yf1-y00,yf2-y00));
//Bung
m:=m+abs(bmmal^[n].wt*SteelM(abs(rx),yw1-y00,yw2-y00));
//Canh tren
m:=m+abs(bmmal^[n].fw*SteelM(abs(rx),yf3-y00,yf4-y00));
//Thep duoi
m:=m+RebarM(abs(rx),yrb1-
y00)*bmmal^[n].slb.nbb*pi*sqr(bmmal^[n].slb.bdb)/4;
//Thep tren
m:=m+RebarM(abs(rx),yrb2-
y00)*bmmal^[n].slb.nbt*pi*sqr(bmmal^[n].slb.bdt)/4;
//
If rx<0 then
m:=-m;
//
//CloseFile(fxt);
End;

```

## 4.2. Mã nguồn mặt chảy dẻo của cột

```

Procedureospro.CalForceMoment3DIColumn(Var
fx,mz,my:real;ap:real;d:real;n:integer);
Var i:integer;
fs,h,t,bw,bf:real;
cosap,sinap,tanap:real;
y,z,y1,z1:array[1..12] of real;
di:array[1..12] of real;

```

```

d1,d2,d3,d4,d5,d6,d7,d8,d9,d10:real;
Function FFX(d0:real):real;
Var FNF,FPF,FW:real;
Begin
//Canh tren
FPF:=0;
//
If (d0>=di[4]) and (d0<di[2]) then
Begin
d3:=(d0-di[4])/sinap;
FPF:=(1/2)*fs*d3*d3*tanap;
End;
If (d0>=di[2]) and (d0<di[3]) then
Begin
d4:=(d0-di[2])/sinap;
FPF:=(1/2)*fs*t*(t/tanap+2*d4);
End;
If (d0>=di[3]) and (d0<di[2]) then
Begin
d5:=(di[1]-d0)/cosap;
d6:=(di[2]-d0)/cosap;
FPF:=fs*bf*(t-(d5+d6)/2);
End;
If ((d0>=di[2]) and (d0<di[1]) and (di[2]>=di[3])) or
((d0>=di[3]) and (d0<di[1]) and (di[3]>=di[2])) then
Begin
d5:=(di[1]-d0)/cosap;
FPF:=fs*(bf*t-(1/2)*d5*d5/tanap);
End;
If d0>=di[1] then
Begin
FPF:=fs*t*bf;
End;
//Canh duoi
FNF:=0;
If (d0<di[9]) and (d0>=di[11]) then

```

```

Begin
d10:=(di[9]-d0)/cosap;
FNF:=(1/2)*fs*d10*d10/tanap;
End;
If d0<di[11] then
Begin
d9:=(d0-di[10])/sinap;
FNF:=(1/2)*fs*t*(2*bf-t/tanap-2*d9);
End;
//Bung
If di[6]>=0 then
Begin
If d0<di[6] then
FW:=fs*bw*2*d0/cosap;
If (d0>=di[6]) and (d0<di[5]) then
Begin
d7:=(di[5]-d0)/sinap;
FW:=fs*(bw*(h-2*t)-d7*d7*tanap);
End;
End;
If di[6]<0 then
Begin
If d0<di[7] then
d7:=(di[5]-d0)/sinap;
d8:=(di[7]-d0)/sinap;
FW:=fs*(bw-d7-d8)*(h-2*t);
If (d0>=di[7]) and (d0<di[5]) then
FW:=fs*((bw*(h-2*t))-d7*d7*tanap);
Begin
End;
End;
//
If d0>=di[5] then
FW:=fs*bw*(h-2*t);
//
FFX:=2*FPF-2*FNF+FW;

```



```

End;
//
Function MMY(d0:real):real;
Var MYF,MYW:real;
Begin
MYF:=0;
If d0<di[4] then
MYF:=0;
If (d0>=di[4]) and (d0<di[2]) then
Begin
d3:=(d0-di[4])/sinap;
MYF:=fs*d3*d3*tanap*(bf/2-d3/3);
End;
If (d0>=di[2]) and (d0<di[3]) then
Begin
d4:=(d0-di[2])/sinap;
MYF:=2*fs*(t*(bf-d4-
t/tanap)*(d4/2+t/2/tanap)+(t*t/2/tanap)*(d4+2*t/3/tanap-bf/2));
End;
If (d0>=di[3]) and (d0<di[2]) then
Begin
d5:=(di[3]-d0)/cosap;
d6:=(di[2]-d0)/cosap;
MYF:=fs*bf*bf*(d5-d6)/6;
End;
If ((d0>=di[2]) and (d0<di[1]) and (di[2]>=di[3])) or
((d0>=di[3]) and (d0<di[1]) and (di[3]>=di[2])) then
Begin
d5:=(di[1]-d0)/cosap;
MYF:=fs*(d5*d5/tanap)*(bf/2-d5/3/tanap);
End;
If d0>=di[1] then
Begin
MYF:=0;
End;
//Canh duoi

```

```

If (d0<di[9]) and (d0>=di[11]) then
Begin
d10:=(di[9]-d0)/cosap;
MYF:=MYF+fs*(d10*d10/tanap)*(bf/2-d10/3/tanap);
End;
If d0<di[11] then
Begin
d9:=(d0-di[10])/sinap;
MYF:=MYF+2*fs*(t*(bf-d9-
t/tanap)*(d9/2+t/2/tanap)+(t*t/2/tanap)*(d9+2*t/3/tanap-bf/2));
End;
//Bung
MYW:=0;
If di[6]>=0 then
Begin
If d0<di[6] then
MYW:=fs*bw*bw*bw*tanap/6;
If (d0>=di[6]) and (d0<di[5]) then
Begin
d7:=(di[5]-d0)/sinap;
MYW:=fs*d7*d7*tanap*(bw/2-d7/3);
End;
End;
If di[6]<0 then
Begin
If d0<di[7] then
Begin
d7:=(di[5]-d0)/sinap;
d8:=(di[7]-d0)/sinap;
MYW:=2*fs*(d8*(h-2*t)*(bw/2-d8/2)+(d7-d8)*(h-2*t)*(bw-d8-(d7-d8)/3)/2);
End;
If (d0>=di[7]) and (d0<di[5]) then
Begin
d7:=(di[5]-d0)/sinap;
MYW:=fs*d7*d7*tanap*(bw/2-d7/3);
End;

```

```

End;
//
If d0>=di[5] then
MYW:=0;
//
MMY:=MYF+MYW;
End;
//
Function MMZ(d0:real):real;
Var MZF,MZW:real;
Begin
MZF:=0;
If d0<di[4] then
Begin
MZF:=2*fs*bf*t*(h/2-t/2);
End;
If (d0>=di[4]) and (d0<di[2]) then
Begin
d3:=(d0-di[4])/sinap;
MZF:=2*fs*(bf*t*(h/2-t/2)-(1/2)*d3*d3*tanap*(h/2-t+d3*tanap/3));
End;
If (d0>=di[2]) and (d0<di[3]) then
Begin
d4:=(d0-di[2])/sinap;
MZF:=2*fs*(t*(bf-d4-t/tanap)*(h/2-t/2)+(t*t/2/tanap)*(h/2-t/3));
End;
If (d0>=di[3]) and (d0<di[2]) then
Begin
d5:=(di[3]-d0)/cosap;
d6:=(di[2]-d0)/cosap;
MZF:=2*fs*(d6*bf*(h/2-d6/2)+(d5-d6)*(bf/2)*(h/2-d6-(d5-d6)/3));
End;
If ((d0>=di[2]) and (d0<di[1]) and (di[2]>=di[3])) or
((d0>=di[3]) and (d0<di[1]) and (di[3]>=di[2])) then
Begin
d5:=(di[1]-d0)/cosap;

```

```

MZF:=fs*(d5*d5/tanap)*(h/2-d5/3);
End;
If d0>=di[1] then
Begin
MZF:=0;
End;
//Canh duoi
If (d0<di[9]) and (d0>=di[11]) then
Begin
d10:=(di[9]-d0)/cosap;
MZF:=MZF-fs*(d10*d10/tanap)*(h/2-t+d10/3);
End;
If d0<di[11] then
Begin
d9:=(d0-di[10])/sinap;
MZF:=MZF-2*fs*(t*(bf-d9-t/tanap)*(h/2-t/2)+(t*t/2/tanap)*(h/2-2*t/3));
End;
//Bung
MZW:=0;
If di[6]>=0 then
Begin
If d0<di[6] then
Begin
d2:=h/2-t-d0/cosap-bw*tanap/2;
MZW:=2*fs*(d2*bw*(h/2-t-d2/2)+(1/2)*bw*bw*tanap*(h/2-t-d2/2-bw*tanap/3));
End;
If (d0>=di[6]) and (d0<di[5]) then
Begin
d7:=(di[5]-d0)/sinap;
MZW:=fs*d7*d7*tanap*(h/2-t-d7*tanap/3);
End;
End;
If di[6]<0 then
Begin
If d0<di[7] then
Begin

```

```

d7:=(di[5]-d0)/sinap;
d8:=(di[7]-d0)/sinap;
MZW:=2*fs*((1/2)*(d7-d8)*(h-2*t)*((h-2*t)/2-(h-2*t)/3));
End;
If (d0>=di[7]) and (d0<di[5]) then
Begin
d7:=(di[5]-d0)/sinap;
MZW:=fs*d7*d7*tanap*(h/2-t-d7*tanap/3);
End;
End;
//
If d0>=di[5] then
MZW:=0;
//
MMZ:=MZF+MZW;
End;
//Main
Begin
fs:=bmmal^[n].fs;
h:=bmmal^[n].th;
t:=bmmal^[n].ft;
bw:=bmmal^[n].wt;
bf:=bmmal^[n].fw;
//
cosap:=cos(ap*pi/180);
sinap:=sin(ap*pi/180);
tanap:=sinap/cosap;
//
//Toa do cac diem
z[1]:=-bf/2;y[1]:=h/2;
z[2]:=bf/2;y[2]:=h/2;
z[3]:=-bf/2;y[3]:=h/2-t;
z[4]:=bf/2;y[4]:=h/2-t;
//
z[5]:=-bw/2;y[5]:=h/2-t;
z[6]:=bw/2;y[6]:=h/2-t;

```

```

z[7]:=-bw/2;y[7]:=-(h/2-t);
z[8]:=bw/2;y[8]:=-(h/2-t);
//
z[9]:=-bf/2;y[9]:=-(h/2-t);
z[10]:=bf/2;y[10]:=-(h/2-t);
z[11]:=-bf/2;y[11]:=-h/2;
z[12]:=bf/2;y[12]:=-h/2;
//Toa do voi he truc xoay goc alpha
For i:=1 to 12 do
Begin
z1[i]:=z[i]*cosap+y[i]*sinap;
y1[i]:=-z[i]*sinap+y[i]*cosap;
End;
//
For i:=1 to 12 do
di[i]:=y1[i];
//
fx:=FFX(d);
my:=MMY(d);
mz:=MMZ(d);
End;

Procedure                               ospro.ExactFailureMoment3DIColumnNew(Var
mz,my:real;ap:real;fx:real;n:integer);
Var i,j,m:integer;
fs,h,t,bw,bf:real;
cosap,sinap:real;
d:real;
y,z,y1,z1:array[1..12] of real;
di:array[1..12] of real;
fxi,myi,mzi:array[1..12] of real;
tmp:real;
fx1:real;
Begin
fs:=bmmal^[n].fs;
h:=bmmal^[n].th;

```

```

t:=bmmal^[n].ft;
bw:=bmmal^[n].wt;
bf:=bmmal^[n].fw;
//
fx1:=abs(fx);
//
If ap=0 then
Begin
mz:=0;
If fx1<=bw*(h-2*t)*fs then
mz:=2*fs*((bw/2)*(h/2-t-(1/2)*fx1/(fs*bw))*(h/2-
t+(1/2)*fx1/(fs*bw))+bf*t*(h-t)/2);
If (fx1>bw*(h-2*t)*fs) and (fx1<=bw*(h-2*t)*fs+2*fs*bf*t) then
mz:=2*fs*((bf/2)*(t-(1/2)*(fx1-fs*bw*(h-2*t))/(fs*bf))*(h-t+(1/2)*(fx1-
fs*bw*(h-2*t))/(fs*bf)));
//
my:=0;
End;
//
If ap=90 then
Begin
my:=0;
If fx1<=bw*h*fs then
my:=2*fs*((t/4)*(bf-fx1/(fs*h))*(bf+fx1/(fs*h))+(1/8)*(h-2*t)*(bw-
fx1/(fs*h))*(bw+fx1/(fs*h)));
If (fx1>bw*h*fs) and (fx1<=fs*bw*(h-2*t)+2*fs*bf*t) then
my:=2*fs*t*(bf/2-(fx1-fs*bw*(h-2*t))/(4*fs*t))*(bf/2+(fx1-fs*bw*(h-
2*t))/(4*fs*t));
//
mz:=0;
End;
//
If (ap>0) and (ap<90) then
Begin
cosap:=cos(ap*pi/180);
sinap:=sin(ap*pi/180);
//Toa do cac diem

```

```

z[1]:=-bf/2;y[1]:=h/2;
z[2]:=bf/2;y[2]:=h/2;
z[3]:=-bf/2;y[3]:=h/2-t;
z[4]:=bf/2;y[4]:=h/2-t;
//
z[5]:=-bw/2;y[5]:=h/2-t;
z[6]:=bw/2;y[6]:=h/2-t;
z[7]:=-bw/2;y[7]:=-(h/2-t);
z[8]:=bw/2;y[8]:=-(h/2-t);
//
z[9]:=-bf/2;y[9]:=-(h/2-t);
z[10]:=bf/2;y[10]:=-(h/2-t);
z[11]:=-bf/2;y[11]:=-h/2;
z[12]:=bf/2;y[12]:=-h/2;
//Toa do voi he truc xoay goc alpha
For i:=1 to 12 do
Begin
z1[i]:=z[i]*cosap+y[i]*sinap;
y1[i]:=-z[i]*sinap+y[i]*cosap;
End;
//Tinh toan luc doc va momen tuong ung voi khoang cach duong
j:=0;
For i:=1 to 12 do
If y1[i]>0 then
Begin
j:=j+1;
di[j]:=y1[i];
CalForceMoment3DIColumn(fxi[j],mzi[j],myi[j],ap,di[j],n);
End;
m:=j;
//Sap xep luc doc theo thu tu
For i:=1 to m-1 do
For j:=i+1 to m do
Begin
If fxi[i]>fxi[j] then
Begin

```



```

tmp:=fxi[j];fxi[j]:=fxi[i];fxi[i]:=tmp;
tmp:=mzi[j];mzi[j]:=mzi[i];mzi[i]:=tmp;
tmp:=myi[j];myi[j]:=myi[i];myi[i]:=tmp;
tmp:=di[j];di[j]:=di[i];di[i]:=tmp;
End;
End;
//Xac dinh kich thuoc vung nen
d:=0;
If fx1<fxi[1] then
d:=(fx1/fxi[1])*di[1];
For i:=2 to m do
Begin
If (fx1>=fxi[i-1]) and (fx1<fxi[i]) then
d:=di[i-1]+(di[i]-di[i-1])*(fx1-fxi[i-1])/(fxi[i]-fxi[i-1]);
End;
If fx1>=fxi[m] then
d:=di[m];
CalForceMoment3DIColumn(fx1,mz,my,ap,d,n);
End;
End;

```

### 4.3. Mã nguồn mặt giới hạn đàn hồi của cột

```

Function ospro.PmaxFnc(n:integer):real;
Var fs,h,t,bw,bf:real;
Begin
fs:=bmmal^[n].fs;
h:=bmmal^[n].th;
t:=bmmal^[n].ft;
bw:=bmmal^[n].wt;
bf:=bmmal^[n].fw;
//
PmaxFnc:=fs*(bw*(h-2*t)+2*bf*t);
End;

Function ospro.MZmaxFnc(n:integer):real;
Var fs,h,t,bw,bf:real;

```

```

Begin
fs:=bmmal^[n].fs;
h:=bmmal^[n].th;
t:=bmmal^[n].ft;
bw:=bmmal^[n].wt;
bf:=bmmal^[n].fw;
//
MZmaxFnc:=2*fs*((bw/2)*sqr(h/2-t)+bf*t*(h-t)/2);
End;

Function ospro.MYmaxFnc(n:integer):real;
Var fs,h,t,bw,bf:real;
Begin
fs:=bmmal^[n].fs;
h:=bmmal^[n].th;
t:=bmmal^[n].ft;
bw:=bmmal^[n].wt;
bf:=bmmal^[n].fw;
//
MYmaxFnc:=(1/4)*fs*(sqr(bw)*(h-2*t)+2*sqr(bf)*t);
End;

Function ospro.MzeFnc(n:integer):real;
Var fs,h,t,bw,bf:real;
wz:real;
Begin
fs:=bmmal^[n].fs;
h:=bmmal^[n].th;
t:=bmmal^[n].ft;
bw:=bmmal^[n].wt;
bf:=bmmal^[n].fw;
wz:=(2*bf*Power(t,3)/12+2*bf*t*sqr(h/2-t/2)+Power(h-2*t,3)*bw/12)*2/h;
MzeFnc:=wz*fs;
End;

Function ospro.MyeFnc(n:integer):real;

```

```

Var fs,h,t,bw,bf:real;
wy:real;
Begin
fs:=bmmal^[n].fs;
h:=bmmal^[n].th;
t:=bmmal^[n].ft;
bw:=bmmal^[n].wt;
bf:=bmmal^[n].fw;
wy:=(2*t*Power(bf,3)/12+Power(bw,3)*(h-2*t)/12)*2/bf;
MyeFnc:=wy*fs;
End;

Procedureospro.ColumnElasticMoment(Var my,mz:real;p,ap:real;n:integer);
Var mye,mze:real;pmax:real;
tanap:real;
Begin
mze:=MzeFnc(n);
mye:=MyeFnc(n);
pmax:=PmaxFnc(n);
If (abs(ap-pi/2)<1E-3) or (abs(ap+pi/2)<1E-3) then
Begin
my:=mye;
mz:=0;
End
Else
Begin
tanap:=tan(ap);
my:=(1-abs(p)/pmax)/(mze*tanap+mye)*mye*mze*tanap;
mz:=(1-abs(p)/pmax)/(mze*tanap+mye)*mye*mze;
End;
End;

Procedureospro.ColumnTangentStiffness(Var
eiy,eiz:real;eiye,eize:real;p,my,mz:real;n:integer);
Var mye0,mze0,myu0,mzu0:real;
ap:real;
begin

```

```
If abs(mz)<1E-12 then
Begin
ap:=pi/2;
End
Else
ap:=arctan(my/mz);
ColumnElasticMoment(mye0,mze0,p,ap,n);
ColumnFailureMoment(myu0,mzu0,p,ap,n);
//
eiy:=eiye*sqr((myu0-abs(my))/(myu0-mye0));
eiz:=eize*sqr((mzu0-abs(mz))/(mzu0-mze0));
//
If myu0-abs(my)<0 then
eiy:=0;
If mzu0-abs(mz)<0 then
eiz:=0;
//
If abs(my)<mye0 then
eiy:=eiye;
If abs(mz)<mze0 then
eiz:=eize;
end;
```