

# Phân tích tính toán kết cấu dầm đỡ vách (dầm chuyển) bằng mô hình giàn ảo

Analysis and design of retaining wall support (transfer beam) using strut- and- tie Model

> TS NGUYỄN NGỌC THẮNG

Bộ môn XDDD và CN, Khoa Công trình, Trường Đại học Thủy lợi

Email: [thangnnn@tlu.edu.vn](mailto:thangnnn@tlu.edu.vn)

## TÓM TẮT

Trong lý thuyết tính toán kết cấu dầm bê tông cốt thép, dầm đỡ vách còn được gọi là dầm chuyển là loại cấu kiện chịu uốn có độ cứng và tiết diện hình học tương đối lớn (tỷ lệ chiều dài nhịp trên chiều cao nhỏ hơn hoặc bằng 2.5 đối với nhịp liên tục và 2 đối với nhịp đơn) và trạng thái làm việc của hệ kết cấu từ hệ dầm cột chịu lực sang hệ dầm vách chịu lực. Các kết quả phân tích đàn hồi đã cho thấy những giả thiết tiết diện phẳng cho dầm không thỏa mãn đối với dầm chuyển; tồn tại một vùng chịu ứng suất lớn tại vị trí gối tựa và đặc biệt là ở mặt gối tựa; các biến dạng dọc do lực cắt gây ra trong dầm chuyển là lớn hơn nhiều so với biến dạng uốn, do đó đóng vai trò nhiều hơn so với tổng biến dạng. Mặt khác dầm chuyển thường có vết nứt xuất hiện khá sớm theo phương của ứng suất nén chính, tức là vuông góc với phương của ứng suất kéo. Trong nhiều trường hợp, khe nứt xuất hiện thẳng đứng hoặc nghiêng khi dầm bị phá hoại do lực cắt. Trạng thái làm việc của dầm chuyển trong giai đoạn giới hạn cực hạn phải được tính theo mô hình toán cơ, là mô hình tốt nhất đối với dầm bê tông cốt thép có bố trí cốt thép sườn dầm, gọi là mô hình "chống và giằng" (Strut and tie model) hay còn gọi là mô hình giàn ảo. Trong bài báo này tác giả phân tích nội dung tính toán thiết kế dầm chuyển qua ví dụ cụ thể dựa trên tiêu chuẩn thiết kế cấu 22TCN 272-01 của Bộ Giao thông vận tải Việt Nam và tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318-2002.

**Từ khóa:** Ứng suất kéo; ứng suất nén chính; dầm chuyển; mô hình "chống và giằng".

## ABSTRACT

In the theory of reinforced concrete beam structural analysis, the retaining wall support beam, also known as the transfer beam, is a type of bending member with relatively large stiffness and cross-sectional area (where the span-to-depth ratio is less than or equal to 2.5 for continuous spans and 2 for single spans). Elastic analysis results have shown that the assumption of a flat cross-section for the beam is not applicable to the transfer beam; there exists a zone with high stress concentration at the bearing location and especially at the bearing face. The vertical deformations caused by shear forces in the transfer beam are much greater than the deformations due to bending, thus playing a significant role in the total deformation. Moreover, transfer beams often exhibit early cracking along the direction of the principal compressive stress, which is perpendicular to the direction of tensile stress. In many cases, cracks appear vertically or diagonally when the beam is subjected to shear-induced damage. The working state of the transfer beam at the ultimate limit state must be calculated using a structural model, known as the "strut and tie" model or "virtual strut" model, which is the most suitable model for reinforced concrete beams with side reinforcement. In this paper, the author analyzes the design calculation content of the transfer beam through specific examples based on the design standards 22TCN 272-01 of the Ministry of Transport of Vietnam and the American standard ACI 318-2002.

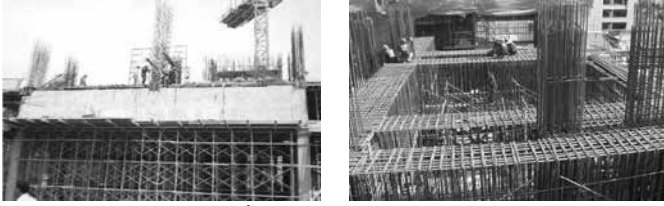
**Keywords:** Tensile stress; principal compressive stress; transfer beam; strut and tie Model.

## 1. DẦM CHUYỂN TRONG KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

Trong kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép, dầm đỡ vách hay dầm chuyển là khái niệm xuất hiện khi cấu kiện dầm được thiết kế tại vị trí mà nó làm thay đổi trạng thái làm việc của hệ kết cấu từ hệ dầm cột chịu lực sang hệ dầm vách chịu lực hoặc hệ dầm cột nhưng với số lượng cột phải trên dầm nhiều hơn số lượng cột phía dưới dầm [1]. Công năng của dầm chuyển là gánh đỡ toàn bộ tải trọng kết cấu bên trên nó rồi phân bố xuống từng chân cột bên

dưới. Chính vì dầm chuyển phải nhận một lượng tải trọng rất lớn nên chúng thường có kích thước và độ cứng lớn hơn so với dầm truyền thống. Khi đó tỷ lệ chiều dài nhịp dầm trên chiều cao là khá nhỏ, thậm chí trong khoảng từ 2 đến 2.5 tùy vào nhịp liên tục hay nhịp đơn. Ngoài khả năng chống lại moment uốn trực tiếp do tải trọng lớn bên trên, dầm chuyển còn có khả năng chống cắt lớn hơn nhiều so với dầm truyền thống vì ảnh hưởng bởi tiết diện lớn của dầm [2]. Trong kiến trúc nhà cao tầng giải pháp dầm chuyển

được phân tích lựa chọn vì khả năng vượt nhịp lớn và thay đổi không gian kiến trúc một cách linh hoạt. Hình 1 minh họa thi công kết cấu dầm chuyển nhà cao tầng [3].



**Hình 1.** Thi công dầm chuyển nhà nhiều tầng [3]

Giải pháp kết cấu dầm chuyển tạo được không gian lớn bằng cách trốn cột tạo không gian lớn cho tầng bên dưới, kết cấu dầm chuyển có khả năng vượt nhịp lớn, nhịp có thể lên đến 16-20m, giảm kích thước cấu kiện của các tầng trên kết cấu dầm chuyển. Tuy nhiên tải trọng tập trung bên trên dầm chuyển khá lớn, khi xảy ra động đất kết cấu dầm chuyển rất dễ phá hoại. Bên cạnh đó việc tính toán thi công dầm chuyển tương đối phức tạp, khó khăn trong lắp dựng giàn giáo cũng như đổ bê tông toàn khối cấu kiện lớn. Có thể thấy rằng, trọng lượng bản thân công trình phân bố không đồng đều, tập trung khối lượng lớn ở tầng có dầm chuyển làm cho công trình rất dễ mất ổn định khi có ngoại lực tác dụng vào công trình (động đất, gió bão) và các kết cấu bên dưới của dầm chuyển dễ mất ổn định [3, 4].

Tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI-318 [5] đã đưa ra khái niệm dầm cao (deep beam) và nêu rõ tác động của dầm chuyển phải được xét đến trong trường hợp  $l/h < 2,5$  đối với các nhịp liên tục hoặc  $< 2$  đối với các nhịp đơn do có sự phụ thuộc và tác động lẫn nhau của ứng suất pháp theo phương dọc dầm và theo phương thẳng đứng cũng như ảnh hưởng của ứng suất tiếp do lực cắt gây ra. Đối với các dầm bê tông cốt thép thông thường đều dựa trên lý thuyết đàn hồi và sử dụng các giả thiết vật liệu là đồng chất và đẳng hướng. Nhưng điều đó trở nên không hợp lý đối với kết cấu dầm cao bởi nguyên nhân được chỉ ra là vì sau khi xuất hiện các vết nứt, dầm chuyển có sự phân bố lại ứng suất trên tiết diện do có sự phụ thuộc và tác động lẫn nhau của ứng suất pháp theo phương dọc dầm và theo phương thẳng đứng cũng như ảnh hưởng của ứng suất tiếp do lực cắt gây ra [6]. Do vậy phá hoại do uốn của dầm chuyển bê tông cốt thép là dạng phá hoại dẻo, sự phát triển các vết nứt theo chiều dọc xuất phát từ bụng dầm và dần lên phía trên, cùng với sự gia tăng tải trọng, sự phá hoại thông thường xảy ra do cốt thép bị kéo đứt hoặc bị chảy dẻo, rất hiếm trường hợp bê tông vùng nén bị phá hoại. Dạng phá hoại thực tế trong dầm chuyển (dầm cao) bê tông cốt thép ngoài việc phụ thuộc vào kích thước dầm, tỉ số giữa chiều dài nhịp và chiều cao dầm, cách đặt lực tác dụng mà còn phụ thuộc vào số lượng và cách bố trí cốt thép trong dầm. Theo [7] có 2 dạng phá hoại chính được xác định gồm: Phá hoại do uốn và phá hoại do lực cắt. Do đó cấu kiện dầm chuyển không thể sử dụng lý thuyết tính toán dầm chịu uốn thông thường trong tính toán.

## 2. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN DẦM CHUYỂN THEO MÔ HÌNH CHỐNG VÀ GIẪNG

Mô hình giàn ảo hay còn được gọi là mô hình chống và giằng (strut-and-tie modelling (STM)) là một trong những mô hình được sử dụng khá thành công để mô phỏng vùng chịu lực có đặc tính không liên tục về hình học hoặc tính học cho kết cấu bê tông cốt thép [8]. Thiết kế dầm chuyển bê tông cốt thép theo trạng thái ứng suất tới hạn bằng mô hình giàn ảo là xét đến các điều kiện làm việc của hai vùng B và D trong kết cấu. Phương pháp STM sử dụng

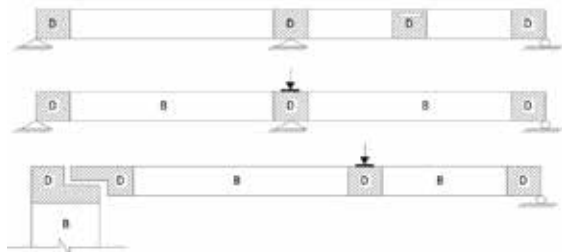
nguyên tắc của cơ học kết cấu hệ thanh, nguyên tắc này không ảnh hưởng và không tác động đến việc phân tích ảnh hưởng của mặt cắt bằng các hệ tĩnh học truyền thống. Nội dung tính toán dưới đây dựa trên tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01 của Bộ Giao thông vận tải Việt Nam và tiêu chuẩn Hoa Kỳ ACI 318-2002.

Mô hình giàn ảo, STM, là một phương pháp đơn giản nhưng lại rất hữu dụng để giải quyết các trường hợp ứng suất phức tạp như mô hình dạng tam giác. STM được dựa trên sự tương đồng với hệ giàn và có thể được áp dụng cho nhiều phần tử kết cấu bê tông, áp dụng để thiết kế các phần tử không được nêu cụ thể trong tiêu chuẩn tính toán hoặc một phần của cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép. Quy trình thiết kế theo STM có thể được tóm tắt gồm bốn bước chính: 1) Định nghĩa và cô lập vùng B- và D- (xem Hình 2); 2) Phát triển STM - một hệ giàn để diễn tả dòng ứng suất ở vùng D- và tính toán lực của các phần tử giàn; 3) Thiết kế các phần tử của STM - kích thước và thiết kế các phần tử giàn để đảm bảo khả năng chịu lực và 4) Tiến hành tính toán lập để tối ưu hóa STM nên cần thiết theo nguyên lý năng lượng biến dạng là tối thiểu [9].

### 2.1. Phân vùng ứng suất biến dạng của các cấu kiện bê tông cốt thép

Thông thường, trong quá trình tính toán thiết kế, các cấu kiện bê tông cốt thép được phân loại thành các dạng cơ bản như cột, thanh, dầm, bản ... và hệ kết cấu khung, dàn, ... theo các đặc điểm chịu lực và hình thức kết cấu của chúng. Đối với từng cấu kiện cụ thể thì trạng thái ứng suất, biến dạng của các tiết diện cũng thay đổi tùy theo vị trí và phương thức chịu tải. Tùy theo tỷ lệ giữa chiều dài nhịp và chiều cao, dầm bê tông cốt thép chịu uốn có thể phân chia thành các vùng ứng suất B và D như sau:

Vùng B (Beam) là các vùng có trạng thái ứng suất tuân theo các giả thiết của dầm về tiết diện chịu uốn, chủ yếu phần giữa nhịp chịu tác dụng của moment uốn, lực cắt nhỏ hoặc bằng không. Tại các vùng này vẫn có thể tính toán thiết kế như với cấu kiện chịu uốn theo các tiêu chuẩn tính toán kết cấu bê tông cốt thép hiện hành. Vùng D (Discontinuity zone) là vùng có trạng thái ứng suất phức tạp, thường xuất hiện tại các vùng mối nối, thay đổi tiết diện đột ngột, có lỗ khoét, gắp khúc hoặc tại các liên kết gối tựa và điểm đặt lực tập trung trên cấu kiện. Các vai cột, các móng đỡ và công xôn ngắn cũng thuộc các dạng kết cấu có vùng D.



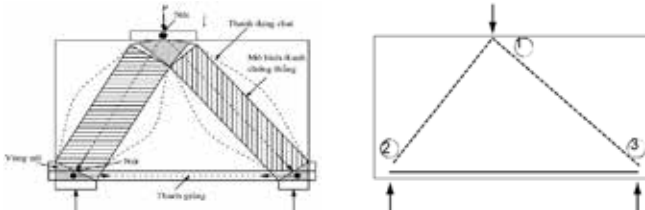
**Hình 2.** Các vùng B và D của dầm bê tông

Kết cấu có thể chia ra: Vùng B (hoặc dầm hoặc Bernoulli) là vùng mà mặt phẳng tiết diện vẫn là phẳng sau khi chịu lực và được thiết kế dựa theo lý thuyết tính toán dầm "thông thường". Mặc dù ACI 318 [5] cho phép tính toán mô hình thanh chống-giằng (STM) ở miền B-, nhưng thường thì ít khi được áp dụng như vậy. Vùng D (hoặc không liên tục hoặc xáo trộn) là vùng mà tiết diện không còn là phẳng sau khi chịu lực, do vậy không thể áp dụng được lý thuyết tính toán dầm "thông thường". Các vùng D- xuất hiện là kết quả của tải trọng tác dụng không liên tục hoặc do đặc trưng hình học của cấu kiện, có thể được thiết kế sử dụng phương pháp STM. Thông thường người ta giả thiết vùng D kéo dài khoảng một lần chiều cao cấu kiện về mỗi phía từ điểm đặc các tải trọng tập trung

của các phản lực gối hoặc các vùng có mặt cắt hay hướng thay đổi đột ngột.

**2.2. Mô hình giàn ảo (Strut and tie model)**

Mô hình giàn ảo đã được nhiều tác giả nghiên cứu từ những năm 1920. Một trong những ưu điểm của mô hình này là thể hiện được những bộ phận chịu lực nén, kéo chủ yếu của kết cấu và người thiết kế có thể hình dung ra một cách cụ thể cơ cấu chịu lực của sơ đồ dầm trong tính toán. Các bộ phận chịu nén được thể hiện bằng những thanh chống, khu vực chịu kéo được thay bằng các thanh giằng và các mối nối của thanh đó sẽ được xem là vùng nút của giàn ảo. Hình 3 cho thấy các thanh chống và giằng được sử dụng để tạo nên một hệ giàn trong cấu kiện dầm bê tông cốt thép có tỷ lệ chiều cao lớn. Tải trọng tập trung tác dụng trên dầm sẽ gây ra các biến đổi trường ứng suất tại khu vực đặt lực và gối tựa và cũng tạo ra các vùng D như đã nói trên, vùng D sẽ được tính toán riêng biệt. Với các dầm dài, ít ảnh hưởng các vùng D không liên tục, có thể sử dụng mô hình giàn ảo cho các vùng B với các thanh kéo ngang theo phương cốt thép dọc và thanh đứng cho cốt đai, các thanh chống nằm ngang ở vùng bê tông chịu nén và các thanh chống chéo góc trong các ô giàn tạo ra bởi các thanh chịu kéo. Phương của các góc nghiêng ứng suất nén chính trong thanh nén thay đổi từ 18° đến 65°. Trên cơ sở các lực xác định được từ mô hình giàn, sẽ tiến hành kiểm tra ứng suất trong bê tông và cốt thép, đặc biệt là các vùng neo thép dọc chịu lực [11].



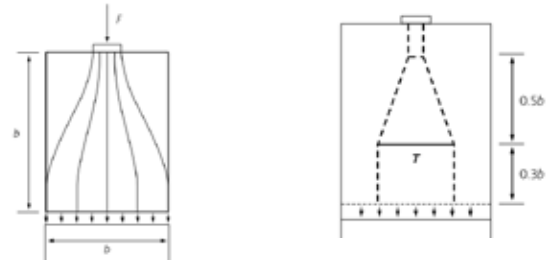
**Hình 3.** Thiết lập mô hình giàn ảo và sơ đồ nút trong dầm chuyển một nhịp đơn giản [10]

Trên cơ sở các nghiên cứu về luồng ứng suất hay quỹ đạo ứng suất chính nén và kéo trong các vùng D, giả thiết hình thành các vùng chịu nén và chịu kéo với cơ cấu hình thành các cột chống và các thanh giằng [12]. Cơ cấu hoạt động của hệ thanh này giống như hệ giàn phẳng hoặc giàn không gian hình thành bên trong các cấu kiện bê tông cốt thép. Để lựa chọn mô hình cho các vùng D, bước đầu tiên của việc tính toán là phác họa phương các quỹ đạo ứng suất chính trong cấu kiện bê tông cốt thép. Điều này cần có kinh nghiệm trong quá trình lựa chọn mô hình cho một cấu kiện cụ thể. Với một cấu kiện có thể có nhiều mô hình khác nhau được lựa chọn để tính toán và sẽ cho các kết quả khác nhau. Có thể dựa vào kết quả tính toán đàn hồi theo phương pháp phần tử hữu hạn để để xuất mô hình hợp lý nhưng cần chú ý rằng trường ứng suất sẽ thay đổi khi các nút xuất hiện trong bê tông cốt thép.

**2.3. Thiết lập các bộ phận cơ bản mô hình giàn ảo**

**a) Các thanh chống chịu nén:**

Trong mô hình thanh chống và thanh giằng, các thanh chống tương ứng với trường ứng suất nén của bê tông theo hướng của thanh chống. Các thanh chống được lý tưởng hoá có dạng như lăng trụ hoặc các cấu kiện thon đều nhưng thường thay đổi mặt cắt ngang dọc theo chiều dài của nó, vì bê tông ở đoạn giữa chiều dài thanh chống rộng hơn so với ở hai đầu. Đôi khi là thành dạng hình chài hoặc các mô hình dạng cục bộ. Việc trải rộng các lực nén làm tăng lực kéo ngang, có thể là nguyên nhân làm cho thanh chịu kéo bị nứt theo chiều dọc. Nếu thanh chống không có cốt thép ngang, nó có thể bị hư hỏng sau khi sự hình thành vết nứt này xảy ra. Trong các mô hình giàn ảo, các thanh chống được thể hiện bằng các đường đứt nét dọc theo trục của các thanh chống [13].



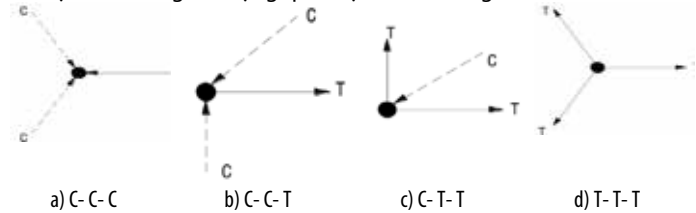
**Hình 4.** Mô hình giàn ảo thanh chống chịu nén và thanh giằng chịu kéo

**b) Các thanh giằng chịu kéo:**

Bộ phận cấu thành chính thứ hai của mô hình giàn ảo là thanh chịu kéo. Thanh chống này tương đương với một hoặc một vài cốt thép đặt cùng hướng được thiết kế với  $A_s f_y \geq T_n$  trong đó  $T_n = \phi T_u$  là lực do thanh kéo kháng lại. Các thanh giằng chịu kéo có thể bị phá hỏng do không có neo giằng ở đầu, sự neo giằng của các thanh chịu kéo trong các vùng nút là một phần quan trọng của việc tính toán thiết kế vùng D sử dụng mô hình giàn ảo. Các thanh chịu kéo được thể hiện bằng các đường liền nét trong mô hình [14].

**c) Các vùng nút:**

Các mối nối trong mô hình thanh chống còn được hiểu như là các vùng nút, ba hoặc nhiều lực gặp nhau tại một nút. Các lực gặp nhau tại một nút phải cân bằng có nghĩa là  $\sum F_x = 0, \sum F_y = 0$  và  $\sum M = 0$  đối với điểm nút. Điều kiện thứ ba nghĩa là các đường tác dụng lực phải đi qua một điểm chung hoặc có thể phân tích được thành các lực mà chúng tác dụng qua một điểm chung [15].

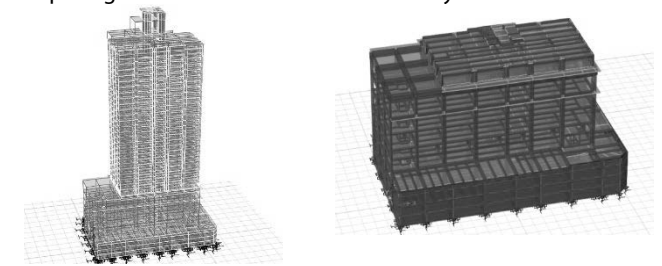


**Hình 5.** Các nút trong mô hình giàn ảo, trong đó C (compression): nút chịu nén và T (tension): nút chịu kéo

**3. TÍNH TOÁN KẾT CẤU DẦM CHUYỂN DỰ ÁN KINGPLACE 108 NGUYỄN TRÃI, THANH XUÂN, HÀ NỘI**

**3.1. Giới thiệu công trình thực tế**

Công trình thực tế được sử dụng để tính toán trong nghiên cứu này là dự án: “Tòa nhà hỗn hợp thương mại dịch vụ, văn phòng, khách sạn căn hộ và nhà ở để bán King Place”, địa chỉ 108 Nguyễn Trãi, Thanh Xuân, Hà Nội. Quy mô công trình: Công trình bao gồm 33 tầng, bao gồm 2 tầng hầm, 5 tầng trung tâm thương mại, 26 tầng bao gồm căn hộ và dịch vụ. Kết cấu công trình có sử dụng sàn không dầm và dầm chuyển. Dầm chuyển tại vị trí tầng 5 tại cao độ +32.9m, tiết diện dầm 2mx3.0m, đỡ hệ vách cứng không liên tục. Sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn bằng phần mềm Etab để mô phỏng sơ đồ tính như hình vẽ 5 dưới đây.

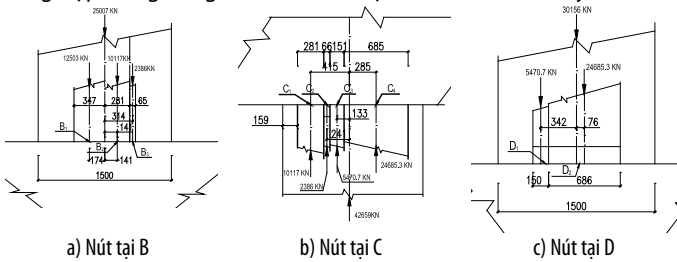


**Hình 5.** Mô phỏng mô hình tính theo phương pháp phần tử hữu hạn



**d) Xác định vị trí vùng nút và lực trong thanh chống, giằng trong mô hình thứ hai:**

Mô hình thứ hai được hình thành trong điều kiện lực trong các thanh giằng phải được cân bằng. Từ Bảng 2 lực trong thanh giằng A-C<sub>1</sub> tiến hành tăng theo phương ngang trong thanh chống B<sub>2</sub>-C<sub>1</sub> đến giá trị thanh giằng A-C<sub>1</sub>. Để lực trong thanh giằng A-C<sub>1</sub> được cân bằng và đạt được tải trọng tính toán nguy hiểm nhất. Lực trong thanh chống B<sub>2</sub>-C<sub>1</sub> theo phương ngang được tăng lên nên theo phương đứng cũng tăng theo nhưng vẫn đảm bảo phản lực tại C không đổi. Sử dụng các phản lực đó để xác định bề rộng của các nút. Làm tương tự với các nút và như bước C, ta được bảng tổng hợp trong bảng 3 và 4 và thể hiện ở hình 10 dưới đây.



**Hình 10.** Vị trí và lực của các nút trong mô hình thứ hai

**Bảng 3:** Vị trí của các nút trong mô hình thứ hai

Nút	Bên trái trọng tâm nút A (mm)	Bên trái trọng tâm nút B (mm)	Bên trái trọng tâm nút C (mm)	Bên trái trọng tâm nút D (mm)	Phía dưới đỉnh dầm (mm)	Phía trên đáy dầm (mm)
A	0	-	-	-	-	150
B <sub>1</sub>	-	174	-	-	150	-
B <sub>2</sub>	-	- 141	-	-	450	-
B <sub>3</sub>	-	- 341	-	-	150	-
C <sub>1</sub>	-	-	415	-	-	150
C <sub>2</sub>	-	-	241	-	-	450
C <sub>3</sub>	-	-	-285	-	-	450
C <sub>4</sub>	-	-	-383	-	-	150
D <sub>1</sub>	-	-	-	342	150	-
D <sub>2</sub>	-	-	-	- 76	150	-

**Bảng 4:** Bảng tổng hợp kích thước và lực trong các thanh chống và giằng trong mô hình thứ hai

Thanh chống và giằng	Kích thước phương ngang (mm)	Kích thước phương đứng (mm)	tg φ	Góc φ (độ)	Lực theo phương đứng (KN)	Lực theo phương ngang (KN)	Lực dọc (KN)
A-B <sub>1</sub>	2851	2700	0.947	43.442	12503.000	13202.242	18183.075
B <sub>2</sub> -C <sub>1</sub>	3132	2400	0.766	37.462	10117.000	13202.685	16633.237
B <sub>3</sub> -C <sub>2</sub>	3132	2400	0.766	37.462	2386.000	3113.730	3922.794
C <sub>3</sub> -D <sub>1</sub>	1366	2400	1.757	60.353	5470.700	3113.740	6294.755
C <sub>4</sub> -D <sub>2</sub>	1327	2400	1.809	61.061	24685.300	13648.914	28207.391

A-C <sub>1</sub>	-	-	-	-	-	13202.24 (A)
						13202.68 (C <sub>1</sub> )
B <sub>3</sub> -D <sub>1</sub>	-	-	-	-	-	3113.73 (B <sub>3</sub> )
						3113.73 (D <sub>1</sub> )
C <sub>4</sub> -C' <sub>4</sub>						13648.91 (C <sub>4</sub> )
						13648.91 (C' <sub>4</sub> )

**e) Tính lực trong thanh giằng, chọn và bố trí cốt thép dọc:**

Tính diện tích thép cho thanh giằng A-C<sub>1</sub>:

$$A_s = F_{t, AC1} / (\sigma * f_y) = 13202.242 / (0.85 * 420 * 0.10) = 370.0 (\text{cm}^2)$$

Chọn thép số hiệu N=10, có a<sub>s</sub>=8.19 cm<sup>2</sup>, vậy số thanh thép cần bố trí là: 370/8.19=45.15 thanh. Bố trí 2 lớp thép, mỗi lớp 23 thanh N10. Khi đó A<sub>s</sub>=46\*8.19=376.7 (cm<sup>2</sup>).

Tính diện tích thép cho thanh giằng B<sub>3</sub>-D<sub>1</sub>:

$$A_s = F_{t, B3D1} / (\sigma * f_y) = 3113.730 / (0.85 * 420 * 0.10) = 87.3 (\text{cm}^2)$$

Chọn thép số hiệu N=10, có a<sub>s</sub>=8.19 cm<sup>2</sup>, vậy số thanh thép cần bố trí là: 87.3/8.19=10.6 thanh, chọn 11 thanh.

Toàn bộ cốt thép được uốn 90° và neo vào theo quy định. Chiều dài đoạn thép uốn vuông góc tương đương 12d<sub>b</sub> = 12\*36=432mm. Chiều dài neo tính từ điểm neo (là điểm giao nhau của biên vùng nút mở rộng và đường tâm của diện tích cốt thép thanh giằng) được xác định theo công thức:

$$l_{dh} = 0.7 * \frac{100 d_b}{\sqrt{f_c}} = 0.7 * \frac{100 * 36}{\sqrt{50}} = 356 \text{mm}, \text{ chọn } l_{dh} = 360 \text{mm}$$

**f) Bố trí cốt thép khống chế vết nứt cho thanh chống hình chại:**

Công thức tính toán cho cốt thép thân dầm theo phương ngang và phương đứng tối thiểu để khống chế vết nứt dọc thanh chống xiên được xác định theo công thức:

$$\frac{4}{\sqrt{f_c}} (p_{wh} * f_{wyh} * \sin\theta + p_{wv} * f_{wv} * \cos\theta) \geq 1$$

Trong đó:

p<sub>wh</sub> và p<sub>wv</sub> lần lượt là hàm lượng cốt thép thân dầm đặt theo phương ngang và theo phương đứng

f<sub>wyh</sub> và f<sub>wv</sub> lần lượt là giới hạn chảy của cốt thép thân dầm theo phương nằm ngang và phương thẳng đứng.

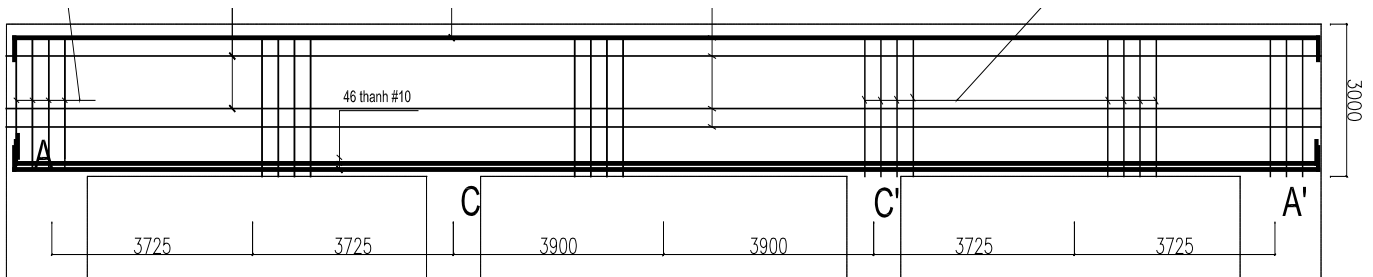
Bố trí 2 lớp cốt thép thánh số N8 ( a<sub>s</sub>= 5.1cm<sup>2</sup> ), theo phương nằm đứng và nằm ngang của 2 bên thành dầm, khoảng cách giữa 2 thanh thép là 130mm. khi đó hàm lượng cốt thép tối thiểu sẽ đảm bảo yêu cầu, cụ thể như sau:

$$\frac{4}{\sqrt{28}} \left( \frac{2 * 5.1}{20.0 * 200} * 420 * \sin 37.4 + \frac{2 * 5.1}{20.0 * 200} * 420 * \cos 37.4 \right) = 1.13 \geq 1$$

Kết quả tính toán cốt thép dầm tổng hợp trong bảng 5 dưới đây và thể hiện trong hình vẽ 11 dưới đây.

**Bảng 5:** Kết quả tính toán cốt thép

STT	Vị trí cốt thép	Diện tích cốt thép (cm <sup>2</sup> )		Chênh lệch (%)
		Phương pháp ACI318-02	Phương pháp giản ảo	
1	Thép chịu uốn lớp trên	108.18	98.28	- 9.15
2	Thép chịu uốn lớp dưới	321.13	368.55	+ 12.8
3	Thép đứng thành dầm/1md	62	51	- 17.7
4	Thép ngang thành dầm	165.2	132.6	- 19.7



Hình 11. Chọn và bố trí cốt thép dầm

Phương pháp theo ACI 318-02 và phương pháp giàn ảo cho kết quả sai lệch nhau, lớn nhất là cốt thép ngang 19,7%, sự khác biệt thép và bố trí thép này xuất phát từ quan niệm tính toán và các giả thiết áp dụng cho hai bài toán khi xây dựng ban đầu để tính thép. Về tổng quan tính toán và bố trí cốt thép theo phương pháp ACI 318-02 phù hợp với quan niệm tính thép thông thường cho một kết cấu dầm liên tục thì thép dọc âm phía trên gần bằng thép dọc dương phía dưới. Ngược lại theo phương pháp giàn ảo cốt thép chủ yếu là thép dọc phía dưới, còn thép dọc phía trên và thép ngang là khá bé so với phương pháp ACI, kết quả tính toán này là do khi xây dựng giàn ảo quy ước toàn bộ phần ứng suất kéo sẽ do thanh ngang phía dưới chịu, việc xây dựng giàn ảo ảnh hưởng khá nhiều tới việc tính và bố trí cốt thép trong dầm. Trên cơ sở việc tính toán của hai phương pháp nhận thấy phương pháp theo ACI 318-02 tính toán tường minh, kết quả tính toán phản ánh được sự làm việc của dầm so với thực tế; còn phương pháp giàn ảo kết quả tính toán phụ thuộc rất nhiều vào việc lựa chọn mô hình chống giằng. Để chọn được kết quả tính toán hợp lý phải được tính toán trên nhiều mô hình chống giằng khác nhau, từ đó lựa chọn ra mô hình chống giằng tối ưu.

## 5. KẾT LUẬN

Kết cấu dầm chuyển với những đặc điểm cấu tạo hình học và khả năng chịu lực được sử dụng trong các kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép, đáp ứng được yêu cầu về mặt công năng, giải pháp tốt trong một số trường hợp đòi hỏi cần hệ kết cấu chuyển vượt nhịp lớn giữa các tầng trên và tầng dưới của tòa nhà. Đặc điểm làm việc của kết cấu dầm chuyển cũng như nguyên lý cấu tạo của dầm khác so với kết cấu chịu uốn thông thường. Do dầm chuyển phải nhận tải trọng rất lớn từ cột hay vách cứng ở phía trên truyền xuống dầm nên dạng phá hoại do lực cắt thường hay xảy ra với dầm chuyển, nên cần phải đặc biệt quan tâm đến tính toán chịu cắt khi thiết kế loại dầm này. Sự phân bố ứng suất ở bên trong vùng nén không còn như giả thiết đã được sử dụng, giả thiết tiết diện phẳng không còn phù hợp với dầm chuyển. Các phần mềm tính toán kết cấu hiện nay chưa có ứng dụng riêng để tính toán dầm chuyển, nên phương pháp tính toán vẫn chủ yếu dựa vào các công thức thực nghiệm là chủ yếu. Bài báo đã đưa phân tích cụ thể với mô hình giàn ảo để phân tích nội lực và tính toán cốt thép chịu uốn, chịu kéo và cốt thép chịu cắt cho loại dầm đặc biệt này. Từ kết quả nghiên cứu cho thấy, sự phá hoại đối với dầm chuyển bê tông cốt thép không chỉ do uốn, do cắt mà còn do phá hoại gối tựa và phá hoại cục bộ (nén vỡ) ngay dưới khu vực đặt tải đối với lực tập trung.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Nguyễn Đức Thanh (2006), Nghiên cứu áp dụng mô hình chống giằng trong thiết kế các kết cấu cầu bê tông cốt thép, Đề tài nghiên cứu khoa học và phát triển công nghệ - Bộ Giao Thông Vận Tải.
- [2]. J. Schlaich, K. Schaefer (1991), Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models, Journal of Structural Engineering, V. 69.

- [3]. B. T. Martin, D. H. Sanders (2007). Verification and implementation of strut-and-tie model in LRFD Bridge Design Specifications, National Cooperative Highway Research Program.

- [4]. NguyễnViết Trung, Dương Tuấn Minh, Nguyễn Thị Tuyết Trinh (2005), Tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo mô hình giàn ảo, NXB Xây dựng.

- [5]. M. P. Bendsoe, O. Sigmund (2003), Topology optimization – Theory, Methods and Applications, Springer.

- [6]. Q. Q. Liang (2005), Performance-based optimization of structures, Spon Press – Taylor and Francis Group.

- [7]. M. P. Bendsoe (1989), Optimal shape design as a material distribution problem, Structural Optimization, V.1, 193-202.

- [8]. O. Sigmund (1997), On the design of compliant mechanisms using topology optimization, Mech. Struct. V.25, 495-526.

- [9]. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272-05.

- [10]. Cao Thanh Ngọc Tran (2010) "Seismic Behavior of Non-seismically Detailed Interior Beam Column Joints" Research Report, Nanyang Technological University, Singapore.

- [11]. Paulay, T., Priestley, M. J. N., (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete Masonry Buildings." John Wiley & Sons, N.Y., 744 pp

- [12]. Schlaich, J., Schafer, K., (1991). "Designs and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models", The Structural Engineer, V. 69, No. 6, pp. 113-125.

- [13]. Schlaich, J., Schäfer, K. and Jennewein, M., (1987) "Toward a Consistent Design of Structural Concrete", PCI Journal, V. 32, No. 3, pp.74-150.

- [14]. Bentz, E.C. (2000), "Sectional analysis of reinforced concrete members", PhD. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto.