

**KTr.1.32**

TRIỆU TÂY AN  
VÀ NHÓM TÁC GIẢ

# HỎI ĐÁP THIẾT KẾ & THI CÔNG KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

**TẬP 1**



THƯ VIỆN  
XÂY DỰNG  
NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA HÀ NỘI





**THƯ VIỆN  
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ



TRIỆU TÂY AN, LÝ QUỐC THẮNG  
LÝ QUỐC CƯỜNG, ĐÁI CHẤN QUỐC

# HỎI - ĐÁP THIẾT KẾ & THI CÔNG KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

TẬP I

(Tái bản)

Biên dịch: NGUYỄN ĐĂNG SƠN

Hiệu đính: VŨ TRƯỜNG HẠO



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



DỊCH TỪ NGUYÊN BẢN TIẾNG TRUNG QUỐC :

# 高层建筑结构与施工问答

同济大学出版社

1994年6月第3次印刷

Nhà xuất bản Xây dựng chịu trách nhiệm xuất bản, phát hành và giữ bản quyền; không được in, sao chụp cuốn sách này dưới bất kỳ hình thức nào.



THƯ VIỆN  
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ



## LỜI GIỚI THIỆU

*Dã và sẽ có nhiều câu hỏi nảy sinh trong quá trình thiết kế và thi công nhà cao tầng. Thế giới nói chung và Trung Quốc nói riêng, những công trình cao tầng không ngừng mọc lên ngày càng nhiều, càng cao và đẹp hơn. Nó không ngừng được nghiên cứu và hoàn thiện để phục vụ tốt nhất cho con người.*

*Ở nước ta, thiết kế và thi công nhà cao tầng vẫn còn là vấn đề mới mẻ. Nhằm giúp các nhà thiết kế, thi công Ngành Xây dựng có tài liệu cụ thể, kịp thời và thiết thực giải quyết những vướng mắc trong quá trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng. Nhà Xuất bản Xây dựng cho xuất bản cuốn "Hỏi - Đáp thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng".*

*Theo nguyên bản cuốn sách có 238 câu hỏi và trả lời về thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng. Các câu hỏi đều là những vấn đề mới và khó mà những nhà xây dựng thường gặp trong thực tiễn xây dựng nhà cao tầng ở Trung Quốc. Nội dung bao gồm : Các khái niệm chung về thiết kế kết cấu nhà cao tầng, chọn và bố trí kết cấu ; tải trọng và tác động của động đất ; tính toán nội lực và chuyển vị, kết cấu khung, kết cấu khung - vách cứng, kết cấu vách cứng, kết cấu vách cứng trên khung, kết cấu dạng ống, kết cấu móng ; quản lý và phương pháp thi công. Tính thực dụng của cuốn sách rất lớn lại đơn giản dễ hiểu nên rất phù hợp cho việc tham khảo,*

ngiên cứu cho các nhà khoa học, kỹ sư thiết kế và thi công Ngành Xây dựng.

Ở tập I này, chúng tôi xin giới thiệu 176 câu hỏi và trả lời về những gì có liên quan đến thiết kế kết cấu nhà cao tầng, những vấn đề vướng mắc trong thi công xin được giới thiệu trong tập II. Các nội dung ở phần phụ lục được thu thập trong các Tiêu chuẩn xây dựng hiện hành của Trung Quốc nhằm giải thích rõ thêm cho nội dung cuốn sách. Phần thuật ngữ dựa theo Tiêu chuẩn về thuật ngữ xây dựng của Trung Quốc đề cập đến một số thuật ngữ chưa quen dùng ở nước ta nhằm giúp người đọc có thể hiểu thông qua một ngôn ngữ khác (Anh ngữ).

Sách được dịch lần đầu, vì vậy chắc chắn sẽ không tránh khỏi những khiếm khuyết, chúng tôi mong nhận được nhiều ý kiến đóng góp, phê bình của bạn đọc để bổ sung cho lần xuất bản sau được tốt hơn.

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



## LỜI NÓI ĐẦU

Mấy năm gần đây, nhà cao tầng ở Trung Quốc phát triển mạnh, số tầng và chiều cao ngày càng lớn hơn, hình dáng ngày càng phức tạp và luôn xuất hiện các dạng kết cấu mới ; mặt khác, không chỉ trong các thành phố lớn mà cả trong các thành phố vừa và nhỏ, nhà cao tầng cũng được xây dựng. Trong thiết kế và thi công nhà cao tầng, các cán bộ kỹ thuật gặp rất nhiều vấn đề mới, những vấn đề này tương đối cụ thể mà trong các sách nói chung khó tìm được những câu trả lời rõ ràng, do vậy tác giả cuốn sách này thường nhận được thư từ các địa phương gửi tới và tiếp đón các cán bộ kỹ thuật tới thăm, thảo luận và giải quyết những vấn đề công trình cụ thể này.

Xét đến rất nhiều vấn đề có tính chung và giống nhau, nếu dùng hình thức câu hỏi và trả lời để biên soạn thành một cuốn sách để giúp cho bạn đồng nghiệp chuyên thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng tham khảo thì tin rằng sẽ giúp ích cho mọi người.

Phân công trong việc biên soạn cuốn sách này : phần 1,5,6,7,8,9,10 do Lý Quốc Thắng viết, phần 2,3,4 do Triệu Tây An viết, phần 11 do Đái Chấn Quốc và Lý Quốc Cường viết.

Vì một phần nội dung là giải đáp các vấn đề mà do các thư từ và người đến trao đổi đề xuất, một phần nội dung là tổng kết trong thực tế công tác, cho nên không toàn diện và đi sâu, vì vậy có thể còn có chỗ chưa thỏa đáng. Hy vọng, bạn đọc cho ý kiến quý báu, để cùng thảo luận sâu thêm.

TÁC GIẢ



## LỜI TỰA

Theo lịch sử Trung Quốc, sự phát triển nhà cao tầng có quan hệ mật thiết với sự tiến bộ của xã hội, sự phát triển của kinh tế kỹ thuật là đặc trưng thời đại của xây dựng thành thị.

Thời cổ đại, công trình cao tầng chủ yếu là đền, miếu, lầu, tháp. Nó không chỉ có ý nghĩa lịch sử lâu đời, mà còn có nhiều điểm độc đáo về nghệ thuật tạo hình kiến trúc và cấu tạo kiến trúc, do đó mà nổi tiếng lâu dài trên thế giới. Ví dụ : Tung Nhạc ở huyện Đăng Phong, tỉnh Hà Nam xây dựng vào năm 523 (tháp xây gạch 15 tầng, cao 40m) ; Tháp Liêu đích của huyện Định tỉnh Hà Bắc xây dựng vào năm 1055 là tháp xây gạch cao nhất, cổ nhất còn tồn tại ở Trung Quốc (11 tầng, cao 84m) ; Tháp bằng gỗ ở huyện Ứng tỉnh Sơn Tây xây vào năm 1056 (cao 67m), ngoài ra còn có tháp Đại Nhạn ở Tây An, tháp Báo Ân ở Nam Kinh... không thể kể hết.

Trước giải phóng, Trung Quốc là nước nửa phong kiến nửa thuộc địa, kinh tế kỹ thuật lạc hậu, nhà cao tầng rất ít, nói chung đều dựa vào đầu tư nước ngoài. Ví dụ : khách sạn Cẩm Giang Thượng Hải, lầu Sa Tích, lầu Bách Lão Hội, khách sạn Quốc tế ...

Sau giải phóng, do sự phát triển không ngừng của nền kinh tế quốc dân, từ những năm 50, nhà cao tầng dần dần được xây dựng ở khắp nơi như khu nhà ở cao tầng ở Tiền Tam Môn Bắc Kinh (cao 14 tầng), khu nhà ở cao tầng ở Tào Khê bắc lộ và Lục Gia Trạch, Thượng Hải (cao 16 và 13 tầng) ; khách sạn Bạch Vân Quảng Châu (33 tầng) ...

Vào những năm 80, cùng với việc thực hiện chính sách cải cách, mở cửa, sự nâng cao trình độ kỹ thuật công nông nghiệp, tiến bộ

khoa học kỹ thuật và đời sống nhân dân, nhà cao tầng được xây dựng ngày càng nhiều cho đến năm 1984, nhà cao tầng (từ 8 tầng trở lên) ở Trung Quốc đã có hàng nghìn ngôi nhà và không ngừng phát triển theo hướng các cao ốc hiện đại, các loại kết cấu mới, thiết kế mới ngày càng nhiều. Hiện nay, Trung Quốc đã xây dựng được lầu Trung tâm giao dịch quốc tế Thẩm Quyến với kết cấu ống lồng cao 160m (53 tầng). Với chiều cao lớn hơn 100m còn có lầu Thông tin điện thoại Thượng Hải, khách sạn Á châu Thẩm Quyến, khách sạn Bạch Vân và Hoa Viên ở Quảng Châu. Thiết bị trong nhà, ngoài hệ thống cảnh báo khói, nhiệt độ, các họng cấp nước chữa cháy, còn lắp đặt rộng rãi các hệ thống dập cháy cố định điều khiển tự động, có lợi cho việc nâng cao độ an toàn cho nhà, làm cho nhà cao tầng Trung Quốc tiến tới và tiếp cận với trình độ hàng đầu của thế giới.

Cùng với sự phát triển của sự nghiệp xây dựng nhà cao tầng, các thầy giáo của trường đại học Đồng Tế đã tiến hành công việc nghiên cứu và giảng dạy về nhà cao tầng, bổ sung các chương trình chuyên môn về nhà cao tầng, viết các loại giáo trình phục vụ cho các khóa nghiên cứu sinh và sinh viên, mở nhiều lớp huấn luyện cho các cán bộ thiết kế kỹ thuật ở các đơn vị, đồng thời cũng tiến hành công tác nghiên cứu khoa học và thiết kế để đáp ứng yêu cầu phát triển trong nghiên cứu khoa học và giảng dạy. Việc xuất bản các giáo trình, kết quả nghiên cứu khoa học và tổng kết kinh nghiệm của trường Đại học Đồng Tế, của một số đơn vị thiết kế có kinh nghiệm đã tạo thành "Tủ sách thiết kế nhà cao tầng" có nội dung tương đối hoàn thiện, được xuất bản xong vào đầu năm 1993. Tủ sách này bao gồm : Phương pháp thiết kế thực dụng kết cấu nhà cao tầng, nguyên lý thiết kế kết cấu nhà cao tầng, nền móng nhà cao tầng, chống gió và chống động đất nhà cao tầng, kết cấu thép nhà cao tầng, điều hòa nhiệt độ nhà cao tầng, cấp thoát nước nhà cao tầng, thang máy nhà cao tầng, phòng cháy nhà cao tầng, hỏi đáp thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng. Trong quá trình biên soạn, chúng tôi đặc biệt chú ý đưa vào các nội dung kết cấu mới, quy phạm mới, công nghệ mới và vật liệu mới để thể hiện những đặc trưng của thời đại. Chúng tôi mong muốn



bộ sách này phục vụ các thầy giáo, những người làm công tác nghiên cứu thiết kế và cán bộ kỹ thuật công trình, như một giọt nước trong dòng chảy của sự nghiệp phát triển nghiên cứu khoa học nhà cao tầng.

Do còn ít kinh nghiệm và trình độ có hạn, khó tránh được sai sót trong quá trình xuất bản. Rất mong độc giả phê bình, góp ý.

## MỤC LỤC

Trang

### I. Các khái niệm chung về thiết kế kết cấu công trình cao tầng .

1. Độ cao khởi đầu của nhà cao tầng là bao nhiêu ? 25
2. Tình hình phát triển nhà cao tầng như thế nào ? 26
3. Thiết kế kết cấu nhà cao tầng có những đặc điểm gì ? 30
4. Với nhà cao tầng, hệ kết cấu thường dùng có những loại nào, đặc điểm của nó là gì ? 34
5. Bộ phận nhô ra cục bộ trên mái nhà cao tầng, diện tích bao nhiêu có thể xem như phần nhà chính ? 37
6. Nhà cao tầng có thiết kế chống động đất, cấu kiện kết cấu vì sao cần chia cấp chống động đất ? 38

### II. Chọn kết cấu và bố trí kết cấu .

7. Trong việc chọn phương án kết cấu nhà ở cao tầng, nên xem xét nhân tố kiến trúc nào ? 40
8. Dựa theo tình hình trong nước hiện nay, nhà cao tầng nên chọn hệ kết cấu nào ? 42
9. Nhà ở dạng 2 khối liên cần chú ý vấn đề gì khi thiết kế chống động đất ? 43
10. Nhà ở có mặt bằng hình chữ # nên chọn giải pháp gia cường nào khi thiết kế chống động đất ? 43



11. Nhà làm việc cao tầng nên lựa chọn hệ kết cấu nào ? 45
12. Nhà làm việc cao tầng có mấy cách bố trí mặt bằng đặc điểm của mỗi cách ? 46
13. Khách sạn cao tầng thường dùng những dạng mặt bằng nào, mỗi loại có đặc điểm gì ? 48
14. Chọn dạng mặt bằng dựa theo quy mô của khách sạn như thế nào ? 51
15. Phương án nhà ăn quay tròn của khách sạn cao tầng được xem xét như thế nào ? 52
16. Thế nào là kết cấu cụ hình? 54
17. Thế nào là tầng cứng, nó có tác dụng gì ? 55
18. Chọn hệ kết cấu sàn của nhà cao tầng như thế nào ? 57
19. Lâu tổng hợp chia gian nhỏ kết cấu vách cứng 24 tầng, hai tầng dưới có không gian lớn, động đất cấp 8 có thể dùng bê tông viên tro xỉ được không ? 61
20. Nối tiếp hai khối nhà ở cao tầng, sàn của phần nổi chỉ rộng 6m, phương án này được dùng trong trường hợp nào ? 61
21. Khi có yêu cầu phòng chống động đất, hình dáng mặt bằng nhà cao tầng nên xem xét các yêu cầu gì ? 63
22. Bố trí khoang thang thường, thang máy của nhà cao tầng xem xét vấn đề gì ? 64
23. Kết cấu nhà cao tầng có mặt bằng hình Y, hình hai chữ Y có nên đặt khe lún tách ra không ? 66

24. Hình 2-15, công trình cao 45m bố trí mặt bằng như vậy có hợp lý không ? 66
25. Sàn có lỗ mở lớn nên gia cố như thế nào ? 67
26. Bố trí mặt bằng theo hình 2-17 là yêu cầu của kiến trúc. Như vậy có vấn đề gì với độ 8 động đất không ? 68
27. Kết cấu nhà cao tầng có dùng hệ tấm sàn lắp ghép không ? 69
28. Khi dùng sàn lắp ghép, nên dùng biện pháp gì để gia cố độ cứng của sàn ? 70
29. Bố trí kết cấu nhà cao tầng theo phương đứng, nên xem xét nguyên tắc gì ? 71
30. Ở vùng đất loại III, động đất độ 8 có thể dùng kết cấu vách cứng không gian lớn được không ? 74
31. Vì sao phải hạn chế tỉ lệ cao - rộng (H/B) của nhà cao tầng ? 75
32. Để tránh đặt khe lún giữa quần thể bộ phận thấp tầng và bộ phận cao tầng, có thể đem bộ phận thấp tầng nối liền với phần tầng dưới của bộ phận cao tầng tạo thành "móng hộp trên mặt đất" có độ cứng rất lớn không ? 77
33. Dùng kết cấu thép vách cứng cần chú ý những vấn đề gì ? 77
34. Khi có yêu cầu phòng chống động đất, giữa 2 công trình cần bố trí nhà cầu cho người đi, có thể dùng phương án nào ? 78

35. Với nhà cao tầng, bố trí khe co giãn nên xem xét nguyên tắc nào ? 79
36. Dùng những biện pháp nào thì có thể tăng khoảng cách của khe co giãn ? 80
37. Bố trí dải bê tông đỡ chèn sau, nên xem xét vấn đề gì ? 81
38. Thông thường, khoảng cách lớn nhất của khe co giãn nhà cao tầng xem xét thế nào ? 83
39. Làm thế nào để xác định độ rộng của khe co giãn, khe lún, khe chống động đất ? 84
40. Dựa vào nguyên tắc nào để quyết định có đặt khe lún giữa công trình chính và khu thấp tầng ? 86

### III. Tải trọng và tác động động đất.

41. Tải trọng đứng của kết cấu nhà cao tầng nên chọn như thế nào ? 88
42. Tính toán nội lực dưới tác động của tải trọng đứng có cần xem xét vị trí bất lợi của hoạt tải không ? 89
43. Lấy tải trọng sân bay trực thăng trên mái nhà cao tầng như thế nào ? 90
44. Nguyên tắc cơ bản thiết kế chống gió của nhà cao tầng là gì ? 91
45. Áp lực gió cơ bản của nhà cao tầng, lấy giá trị như thế nào ? 93
46. Hệ số hình thể tải trọng gió lấy như thế nào ? 94

47. Xác định hệ số áp lực gió của mặt bằng hình chữ # và # như thế nào ? 95
48. Thế nào là hệ số chấn động gió , tính toán nó thế nào ? 96
49. Khi quyết định tải trọng gió vì sao cần xem xét độ nhám của mặt đất ? 98
50. Vì sao đối với kết cấu bao che cần xem xét hệ số lực gió gia tăng cục bộ ? 100
51. Dưới tác động của áp lực gió kiểm tra thế nào với kính cửa sổ và tường kính ? 101
52. Kết cấu nhà cao tầng chịu tác động của động đất, hướng kiểm tra nên xem xét như thế nào ? 102
53. Xem xét độ phòng chống động đất cho nhà cao tầng như thế nào ? 104
54. Với kết cấu nhà cao tầng quan trọng, xác định các tham số trong tính toán tác động của động đất như thế nào ? 105
55. Trong báo cáo phân tích các tham số động đất mà cơ quan địa chấn cung cấp nên có những nội dung gì ? 107
56. Chọn dùng phương pháp tính toán tác động của động đất như thế nào ? 108
57. Dùng phương pháp gì tính toán chu kỳ dao động riêng của nhà cao tầng ? 109
58. Khi dùng phương pháp lực cắt đáy tính tác động của động đất, vì sao thêm một lực tập trung ngang ở phần đỉnh kết cấu ? 111



59. Nên xem xét thế nào ảnh hưởng tác động của động đất đối với tháp nhỏ trên mái ? 114
60. Trong tính toán tác động của động đất, liệu có hiện tượng lực cắt đẩy của dao động thứ 2 lớn hơn dao động thứ 1 không ? 117
61. Tổ hợp hiệu ứng tải trọng và hiệu ứng tác động động đất của kết cấu nhà cao tầng như thế nào ? 117
62. Hệ số tổ hợp tải trọng trọng lực quyết định thế nào ? 119

#### IV. Tính toán nội lực và chuyển vị

63. Vì sao kết cấu nhà cao tầng, tính toán nội lực và chuyển vị theo phương pháp đàn hồi (elastic) ? 120
64. Vì sao cần dùng độ cứng tương đương, độ cứng tương đương tính như thế nào ? 121
65. Tính độ lệch tâm như thế nào ? 123
66. Khi tính độ cứng, lấy tổng diện tích mặt cắt vách cứng và cột như thế nào ? 126
67. Sau khi sàn mở lỗ, độ cứng giảm đi bao nhiêu ? 127
68. Dưới tác động của tải trọng đứng, điều chỉnh mômen âm đầu dầm như thế nào ? 128
69. Độ chính xác thế nào, nếu dùng phương pháp giá trị D để tính chuyển vị giữa các tầng và chuyển vị ở điểm đỉnh ? 129
70. Khung như hình 4-7, dùng phương pháp giá trị D tính như thế nào ? 130

71. Nên xem xét thế nào khi tính toán vách cứng hình gẫy khúc hoặc khung ? 131
72. Kết cấu khung phẳng hình gẫy khúc nên tính toán thế nào ? 131
73. Khi có tường xây chèn, trong trường hợp nào, cột được xem xét như cột ngắn ? 135
74. Khi phân phối lại, tính tác động của động đất như thế nào ? 136
75. Khi dùng phương pháp giá trị D tính khung kiểu tường như hình 4-16, giá trị D của chân vách rất lớn được tính thế nào ? 137
76. Mút dầm cột như hình 4-18, mômen giới hạn của cột  $M_{C1u} + M_{C2u}$  lớn hơn mômen giới hạn của dầm  $M_{B1u} + M_{B2u}$ , sức chịu tải của nút là  $M_{B1u} + M_{B2u}$ . Mô men phân phối thế nào cho cột trên và cột dưới. 138
77. Trong kết cấu khung một phần dầm, cột ngàm vào vách cứng nên tính toán thế nào ? 139
78. Khung như hình 4-21. Dùng phương pháp giá trị D, tính thế nào ? 140
79. Khung 1,2 của hình 4-24 phân phối lực ngang  $Q_i$  như thế nào theo phương Y ? 143
80. Như hình 4-25a, một phần khẩu độ tạo thành giếng trời, tính lực cắt của cột như thế nào ? 144
81. Khi độ cứng trong mặt của sàn hoặc mái rất nhỏ, độ cứng chống đẩy của kết cấu chống lực bên được tính như thế nào ? 145

82. Trong kết cấu khung - vách cứng, nếu phương dọc có vách cứng có thể xem dầm như liên kết khớp được không ? 146
83. Có thể dùng chương trình tính toán kết cấu khung phẳng để tính toán kết cấu khung vách cao tầng được không ? 147
84. Trong mặt bằng kết cấu bố trí giếng thang máy bê tông cốt thép, khi thiết kế không xét đến mà tính theo khung đơn thuần có an toàn không ? 148
85. Kết cấu khung đã tính toán xong, sau đó lại tăng một số vách cứng, như vậy có phải là an toàn hơn không ? 150
86. Thế nào là tường mở lỗ nhỏ, tiến hành đơn giản hóa việc tính toán như thế nào ? 152
87. Thế nào là khung dạng tường, tính toán thế nào ? 156
88. Nếu các đoạn tường của vách cứng lệch nhau có thể tính như vách cứng liền tấm không ? 158
89. Mômen uốn và lực cắt của giằng trong kết cấu vách cứng quá lớn, khi thiết kế mặt cắt khó khăn, xử lý thế nào ? 159
90. Dầm khung đặt trên vách cứng như hình 4-41, vách cứng xem như cột khung, độ rộng hữu hiệu  $b_1$  lấy như thế nào ? 160
91. Chân tường có lỗ chia lại như hình 4-42, xử lý thế nào các lỗ chia lại ấy trong tính toán ? 160
92. Có các lỗ đặt lệch lên nhau, nên xem xét thế nào đối với sơ đồ tính toán ? 160

93. Khối vách phía trên dầm đỡ của khung đỡ vách cứng có cùng làm việc với dầm đó không ? 161
94. Phía trên dầm đỡ của khung đỡ vách cứng sau khi mở lỗ đối với nội lực của dầm đỡ có ảnh hưởng gì ? 163
95. Nên chọn dùng phương pháp tính toán gần đúng của khung đỡ vách cứng thế nào ? 165
96. Làm thế nào để đơn giản hóa việc tính toán nội lực của kết cấu vách cứng tầng dưới không gian lớn ? 170
97. Dùng chương trình máy tính tính toán kết cấu vách cứng không gian lớn tầng dưới nên chú ý những vấn đề gì ? 171
98. Trong thiết kế sơ bộ, đối với kết cấu ống tính gần đúng nội lực như thế nào ? 173
99. Khi tính toán theo chương trình máy vi tính, dầm mái thường có mômen âm và lực cắt rất lớn, cột chịu kéo, điều này có bình thường không ? 175
100. Sơ bộ phán đoán độ tin cậy của kết quả tính toán trên máy vi tính như thế nào ? 176
101. Chọn chương trình phân tích nội lực và chuyển vị của kết cấu nhà cao tầng như thế nào ? 180
102. Kết cấu ống có thể chia thành khung phẳng và vách phẳng dùng chương trình phân tích cùng làm việc để tính toán được không ? 181
103. Khung hình cung có thể chia thành hai mảng khung đặt chéo nhau tính theo phương pháp cùng làm việc ? 183

104. Nguyên lý cơ bản của phương pháp phân tích không gian ba chiều của kết cấu nhà cao tầng là gì ? 185
105. Chương trình phân tích không gian ba chiều nhà cao tầng phù hợp tính toán kết cấu nhà cao tầng nào ? 186
106. Các đơn vị thiết kế nói chung có thể dùng máy vi tính để phân tích không gian các kết cấu nhà cao tầng phức tạp không ? 190
107. Chọn phương pháp phân tử hữu hạn phẳng để phân tích ứng suất vách cứng như thế nào ? 192
108. Phương pháp phân tích thời gian (time history method) là gì, trong trường hợp nào dùng phương pháp này ? 193
109. Chọn tài liệu ghi chép động đất để dùng cho phân tích động lực trực tiếp như thế nào ? 195
110. Vì sao nhà cao tầng cần hạn chế chuyển vị ngang. 196
111. Phải xem xét trị số giới hạn chuyển vị ngang của kết cấu nhà cao tầng thế nào ? 197

## V. Kết cấu khung

112. Đặc điểm của kết cấu khung là gì ? 200
113. Độ cao lớn nhất của công trình kết cấu khung là bao nhiêu ? 200
114. Xác định mặt cắt của dầm cột kết cấu khung như thế nào ? 201
115. Xác định mô men quán tính của dầm khung như thế nào ? 206



116. Kết cấu khung dưới tác động của tải trọng đứng, dùng phương pháp nào tương đối tốt để đơn giản hóa việc tính nội lực ? 206
117. Kết cấu khung dưới tác động của tải trọng ngang, để đơn giản thường dùng phương pháp giá trị D, đặc điểm của phương pháp này là gì ? 208
118. Cột ngắn là thế nào, trong kết cấu khung chống động đất vì sao dùng cột ngắn không tốt nên dùng biện pháp gì ? 212
119. Hàm ý "Cột khỏe, dầm yếu" trong kết cấu khung là gì, dùng biện pháp gì mới có thể đạt được yêu cầu "cột khỏe dầm yếu" ? 214
120. Thiết kế mặt cắt cột có những yêu cầu cụ thể nào ? 217
121. Thiết kế mặt cắt dầm có những yêu cầu cụ thể nào ? 222
122. Vì sao nút khung phải kiểm tra chống cắt, trong trường hợp nào không cần kiểm tra ? 231

## VI. Kết cấu khung - vách cứng

123. Đặc điểm của kết cấu khung - vách cứng là gì ? 235
124. Tính năng chống động đất của kết cấu khung - vách như thế nào ? 236
125. Độ cao lớn nhất của kết cấu khung - vách là bao nhiêu ? 239
126. Khoảng cách của vách cứng trong kết cấu khung-vách xác định như thế nào ? 239

127. Bố trí vách cứng nên chú ý những vấn đề gì ? 241
128. Tiết diện dầm, cột trong kết cấu khung - vách xác định như thế nào ? 243
129. Phân tích nội lực và chuyển vị ngang của kết cấu khung vách dưới tác động của tải trọng ngang có những phương pháp đơn giản hóa tính toán nào, đặc điểm của nó là gì ? 245
130. Trong kết cấu khung - vách, số lượng vách cứng có liên quan với các nhân tố chính nào ? 248
131. Số lượng hợp lý của vách cứng trong kết cấu khung vách được xác định như thế nào ? 251
132. Khống chế chuyển vị ngang của kết cấu khung - vách dưới tác động của động đất do chuyển vị của đỉnh hay do chuyển vị giữa các tầng ? 258
133. Vì sao sau khi phân tích sự cùng làm việc của kết cấu khung - vách dưới tác động của động đất lại cần điều chỉnh giá trị lực cắt của khung ? 259
134. Khi phân tích nội lực và chuyển vị của kết cấu khung - vách dưới tác động của động đất, có những phương pháp tính toán đơn giản nào ? 261
135. Vách cứng trong kết cấu khung - vách, có yêu cầu gì về mặt thiết kế cấu tạo ? 264
136. Thiết kế và cấu tạo khung trong kết cấu khung - vách và kết cấu thuần khung có gì khác nhau ? 266
137. Tính toán gần đúng ảnh hưởng xoắn của kết cấu khung - vách như thế nào ? 268

## VII. Kết cấu vách cứng



138. Thế nào là hệ kết cấu vách cứng ? 275
139. Đặc điểm của kết cấu vách cứng là gì ? 276
140. Trong kết cấu vách cứng, bố trí kết cấu pnuơng ngang và phương đứng có những yêu cầu cơ bản nào ? 277
141. Có mấy loại vách cứng, dựa vào điều kiện nào để phân loại ? 279
142. Khi mở lỗ trên khối vách cứng, có những yêu cầu chính nào ? 282
143. Đặc trưng chịu lực của vách cứng là gì ? 284
144. Trạng thái phá hoại chủ yếu của chân vách cứng là gì, nên dùng những biện pháp tương ứng nào ? 287
145. Trong thiết kế kết cấu vách cứng dùng biện pháp gì mới có thể đảm bảo tính dân của nó ? 292
146. Thiết kế và cấu tạo giằng của vách cứng hai chân hoặc nhiều chân có những yêu cầu gì ? 296
147. Liên kết neo của cốt thép đứng và ngang của vách cứng có những yêu cầu gì ? 300

### VIII. Kết cấu khung đỡ vách cứng

148. Chiều cao lớn nhất của công trình khung đỡ vách cứng là bao nhiêu ? 302
149. Bố trí mặt bằng tầng khung đỡ không gian lớn ở dưới có những yêu cầu cấu tạo gì ? 302
150. Cấu tạo tầng quá độ nối tiếp tầng khung đỡ và các tầng bên trên có những yêu cầu gì ? 303
151. Thiết kế dầm khung đỡ có những yêu cầu gì ? 304

152. Thiết kế cột khung đỡ có những yêu cầu gì ? 305
153. Vách cứng phía trên dầm khung đỡ, có yêu cầu cấu tạo gì ? 308
154. Vách cứng sát móng của tầng khung đỡ nên dùng các biện pháp gia cường nào ? 310
155. Vách cứng khung đỡ ở vị trí tiếp giáp tầng khung đỡ và vách cứng phía trên có biện pháp xử lý nào tốt ? 311

### IX. Kết cấu ống

156. Kết cấu ống có những yêu cầu gì trong bố trí kết cấu ? 314
157. Thiết kế cột khung ngoài nên chú ý vấn đề gì ? 315
158. Thiết kế tổ hợp dầm có yêu cầu gì ? 316
159. Nên chú ý vấn đề gì khi thiết kế cấu tạo vách của ống ? 317
- 159a. Mái của kết cấu ống có yêu cầu cấu tạo nào ? 318

### X. Thiết kế móng

160. Trong thiết kế móng nhà cao tầng nên xem xét những nhân tố chủ yếu nào ? 319
161. Móng của nhà cao tầng nên chọn loại nào ?
162. Móng của nhà cao tầng vì sao có yêu cầu chôn sâu ? 320
163. Có cần tách móng nhà cao tầng và móng phần thấp tầng không ? 322
164. Xác định sức chịu tải của nền móng nhà cao tầng như thế nào ? 326
165. Sức chịu tải của cọc đơn xác định như thế nào ? 330

166. Móng bê có những đặc điểm và yêu cầu cấu tạo gì ?	335
167. Nhà cao tầng có thể dùng móng cột độc lập và móng dầm giao thoa được không ?	337
168. Móng hộp có đặc điểm và yêu cầu cấu tạo gì ?	338
169. Tính toán nội lực của móng hộp có những đặc điểm gì ?	343
170. Có yêu cầu gì trong thiết kế mặt cắt móng hộp ?	348
171. Có những loại cọc nào, khi thiết kế chọn như thế nào ?	352
172. Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn có những yêu cầu cấu tạo gì ?	353
173. Cọc nhồi bê tông có những yêu cầu cấu tạo gì ?	354
174. Cọc nhồi đường kính lớn mở rộng đáy có những yêu cầu cấu tạo gì ?	358
175. Dùng cọc ống thép, nên chú ý những vấn đề gì ?	362
176. Thiết kế đài của móng cọc có những yêu cầu gì ?	363

## **XI. Phụ lục**

1. Chuyển đổi cấp cường độ bê tông ra mác bê tông.	366
2. Bảng phân loại hiện trường xây dựng.	366
3. Phân loại công trình.	366
4. Cấp chống động đất của kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép.	367
5. Độ phòng chống động đất mà cấp động đất phải xem xét	368

## **XII. Một số thuật ngữ chính** 370



# I. KHÁI NIỆM CHUNG VỀ THIẾT KẾ KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

## 1. Độ cao khởi đầu của nhà cao tầng là bao nhiêu ?

**TRẢ LỜI :** Về độ cao khởi đầu của nhà cao tầng, các nước quy định khác nhau. Dựa vào yêu cầu phòng cháy, tiêu chuẩn độ cao khởi đầu nhà cao tầng của một số nước như bảng 1-1 :

*Bảng 1-1 : Độ cao khởi đầu nhà cao tầng của một số nước*

Tên nước	Độ cao khởi đầu
Trung Quốc	Nhà ở 10 tầng và 10 tầng trở lên, kiến trúc khác $\geq 24m$
Liên Xô (cũ)	Nhà ở 10 tầng và 10 tầng trở lên, kiến trúc khác 7 tầng
Mỹ	22 - 25m hoặc trên 7 tầng
Pháp	Nhà ở $> 50m$ , kiến trúc khác $> 28m$
Anh	24,3m
Nhật Bản	11 tầng, 31m
Tây Đức	$\geq 22m$ (từ mặt nền nhà)
Bỉ	25m (từ mặt đất ngoài nhà)

Dựa vào quy định "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép" của Trung Quốc : công trình dân dụng 8 tầng và 8 tầng trở lên là thuộc phạm vi nhà cao tầng, thiết kế kết cấu phải tuân theo các quy định có liên quan về thiết kế kết cấu nhà cao tầng.

Hiện nay trên thế giới gọi nhà có độ cao trên 30 tầng hoặc cao hơn 100m là nhà siêu cao.

## 2. Tình hình phát triển nhà cao tầng như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Nhà cao tầng được phát triển tùy thuộc vào các nhân tố như sự phát triển kinh tế quốc gia, dân số thành thị gia tăng, đất có thể dùng xây dựng giảm đi, giá đất không ngừng tăng cao, sự tiến bộ của khoa học kỹ thuật, việc sử dụng sắt thép và xi măng, phát minh thang máy, cơ giới hóa và điện khí hóa trong xây dựng. Tình hình phát triển nhà cao tầng của các nước không giống nhau, riêng ở Mỹ do khoa học kỹ thuật và công nghiệp phát triển tương đối nhanh nên nhà cao tầng phát triển sớm, số tầng nhiều, số lượng lớn, đứng đầu thế giới.

Năm 1885, ở Chicago (Mỹ) đã xây dựng "tòa nhà Bảo hiểm gia đình", khung thép 10 tầng đầu tiên. Từ cuối thế kỷ 19 đến đầu thế kỷ 20, tại New York đã liên tục xây dựng "tòa nhà Quảng trường Battery" khung thép 20 tầng và "tòa nhà Trinity" 21 tầng. Năm 1913, tại New York đã xây dựng "nhà Woolworth" kiểu tháp 60 tầng, cao 241m. Vào những năm 20 và 30, đã xây dựng rất nhiều nhà cao tầng như : tòa nhà ngân hàng cao 71 tầng và tòa nhà 70 tầng, cao 319m ở New York. Ngày 30.4.1931 đã xây dựng "tòa nhà Bang New York" nổi tiếng trên thế giới 102 tầng cao 381m. Dựa theo thống kê cho đến cuối những năm 70, nhà cao trên 60 tầng của thế giới đều ở nước Mỹ. Đến nay, nhà cao tầng có số tầng nhiều nhất là "Trung tâm mậu dịch thế giới" 110 tầng, cao 420m hoàn thành vào năm 1973 tại New York. Ngôi nhà có chiều cao cao nhất hiện

này là lầu Sears Tower ở Chicago, xây xong 1974 có 109 tầng, cao 442m.

Nhật Bản là nước có nhiều động đất, trước năm 1963, đã từng quy định độ cao nhà ở vùng có động đất không được vượt quá 31m. Sau này, cùng với sự phát triển của khoa học kỹ thuật qua nghiên cứu thí nghiệm kết cấu xây dựng ở vùng có động đất đã hủy bỏ hạn chế về độ cao. Năm 1968, ở Tokyo đã xây dựng ngôi nhà siêu cao đầu tiên 36 tầng cao 147m. Hai mươi năm gần đây, Nhật Bản đã xây dựng nhiều nhà cao tầng, đến cuối năm 1982, đã có hơn 400 ngôi nhà cao tầng cao trên 45m, trong đó ở Tokyo : 195, Đại Bản : 57, các thành phố khác : 148. Đến nay ngôi nhà cao nhất là "Nhà Dương Quang" ở Tokyo, 60 tầng, cao 226m, xây xong năm 1978.

Hai mươi năm gần đây, nhà cao tầng ở Hồng Kông phát triển rất nhanh, xây dựng nhiều. Năm 1973 đã xây dựng "nhà Khang Lạc", ngôi nhà siêu cao đầu tiên 52 tầng, cao 178m; năm 1980 "Trung tâm hòa hợp" là ngôi nhà cao nhất châu Á vào thời điểm đó, phân nổi 65 tầng, cao 215,8m; "tòa nhà Ngân hàng Trung Quốc" có 72 tầng, cao 386m sẽ là ngôi nhà cao nhất châu Á (cao thứ 5 thế giới). Số lượng nhà ở cao tầng ở Hồng Kông rất nhiều, chiều cao rất lớn. Ví dụ : cuối những năm 1970 xây dựng xong thôn mới Mỹ Phù có 108 ngôi nhà cao 20 tầng, mấy năm gần đây có 22 ngôi nhà ở cao 32 - 34 tầng ở công viên Lệ Tinh, nhà ở thôn Sài Loan Hưng Dân cao tới 44 tầng.

Các nước và khu vực khác trên thế giới, trong 20 năm gần đây, nhà cao tầng cũng phát triển rất nhanh.

Nhà cao tầng Trung Quốc bắt đầu tương đối muộn, trước giải phóng rất ít, chỉ có ở một số ít thành phố như Thượng Hải, Thiên Tân, Quảng Châu v.v... có nhà cao tầng, nhà cao nhất là khách sạn Quốc tế ở Thượng Hải có 2 tầng ngầm, 22 tầng trên mặt đất cao 82,51m. Sau giải phóng vào những năm 50, nhà cao tầng ở Bắc Kinh đã có : khách sạn Hòa Bình, 1 tầng ngầm, 8 tầng trên mặt đất, cao 27,7m ; lầu Điện Báo 12 tầng cao 68,35m; khách sạn Dân Tộc, 1 tầng ngầm, 12 tầng nổi, cao 47,4m v.v... Vào những năm 60, đã có nhiều nhà cao tầng xây dựng xong, cao nhất là khách sạn Quảng Châu xây xong vào năm 1968, 1 tầng ngầm, 27 tầng nổi cao 87,6m. Vào những năm 70, nhà cao tầng phát triển rất nhanh, các thành phố như : Bắc Kinh, Thượng Hải, Quảng Châu v.v... đã xây dựng một loạt khách sạn, nhà ở chung cư, nhà làm việc, nhà ở cao tầng cũng phát triển nhanh, số tầng nhiều nhất là khách sạn Bạch Vân ở Quảng Châu xây xong vào năm 1977, 1 tầng ngầm, 33 tầng nổi cao 112m. Vào những năm 80, nhà cao tầng phát triển càng mạnh từ các tỉnh duyên hải đến các tỉnh, thành phố, khu tự trị toàn quốc, đến nay, nhà cao 10 tầng trở lên diện tích đạt trên 20 triệu mét vuông, trong đó trên 85% là vào những năm 80. Nhà cao tầng ở Bắc Kinh xây dựng nhiều nhất, đến cuối 1988 đã xây dựng khoảng 14,8 triệu mét vuông nhà từ 10 tầng trở lên. Nhà cao trên 100m đã có trên 50 ngôi, trong đó cao nhất là lầu trung tâm Kinh Quảng Bắc Kinh, 3 tầng ngầm, 53 tầng nổi, cao 208m; sau đó là tòa nhà Quốc Tế Quảng Châu, 3 tầng ngầm 63 tầng nổi, cao 196,6m.

Toàn thế giới có 104 ngôi nhà cao 190 - 443m phân bố theo bảng 1-2 và 1-3.

**Bảng 1-2 : Phân bố theo chiều cao**

Chiều cao (m)	Số ngôi nhà
412-443	3
318-381	6
250-290	10
240-248	6
234-239	6
220-229	16
210-218	15
200-209	18
190-197	24

**Bảng 1-3 : Phân bố theo khu vực**

Tên nước	Số ngôi nhà
Mỹ	81
Nhật	6
Canada	5
Trung Quốc	2
Hồng Kông	2
Liên Xô (cũ)	1
Ôxtrâylia	1
Ba Lan	1
Malaixia	1
Singapore	1
Pháp	1
Vênxuêla	1
Nam Phi	1



### 3. Thiết kế kết cấu nhà cao tầng có những đặc điểm gì ?

**TRẢ LỜI :** Thiết kế kết cấu nhà cao tầng so với thiết kế kết cấu nhà thấp tầng và nhiều tầng thì vấn đề kết cấu chiếm vị trí rất quan trọng. Việc chọn các hệ kết cấu khác nhau, trực tiếp có liên quan đến các vấn đề về bố trí mặt bằng, hình thể khối đứng, độ cao các tầng, thiết bị điện và đường ống, yêu cầu về kỹ thuật thi công, tiến độ thi công, giá thành công trình. Đặc điểm chủ yếu của nó là :

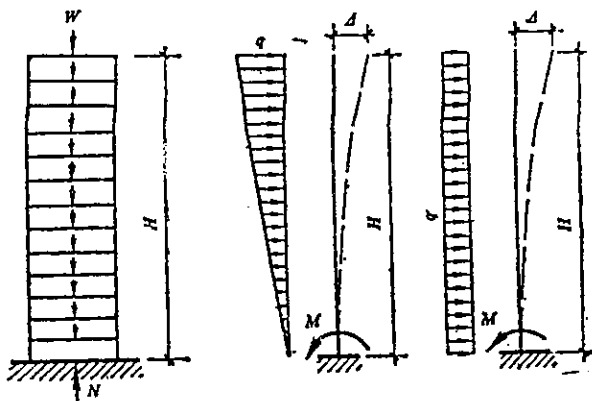
1. Tải trọng ngang là nhân tố chủ yếu của thiết kế kết cấu : Nhà ở cần phải đồng thời chịu tác động của tải trọng đứng và tải trọng ngang. Trong kết cấu nhà thấp tầng, ảnh hưởng do tải trọng ngang sinh ra rất nhỏ chủ yếu là chống lại tải trọng đứng; chuyển vị bên rất nhỏ, nói chung có thể bỏ qua. Theo sự gia tăng của chiều cao, nội lực và chuyển vị do tải trọng ngang (áp lực gió hoặc tác động của động đất) sinh ra, tăng lên rất nhanh. Nếu xem công trình như một thanh ngàm đứng đơn giản (hình 1.1), lực dọc trực tỷ lệ thuận với chiều cao, mômen do tải trọng ngang sinh ra tỷ lệ thuận với bình phương chiều cao.

$$M = \frac{qH^2}{2} \text{ (tải trọng phân bố đều)} \quad (1-1)$$

$$M = \frac{qH^2}{3} \text{ (tải trọng phân bố hình tam giác)} \quad (1-2)$$

*Chuyển vị ngang do tải trọng ngang sinh ra tỷ lệ thuận với lũy thừa 4 của chiều cao :*

$$\Delta = \frac{qH^4}{8EI} \text{ (tải trọng phân bố đều)} \quad (1-3)$$



Hình 1.1 : Sơ đồ chịu lực của nhà cao tầng

$$\Delta = \frac{11qH^4}{120EI} \text{ (tải trọng phân bố hình tam giác)} \quad (1-4).$$

Do vậy, tải trọng ngang của nhà cao tầng trở thành nhân tố chủ yếu thiết kế kết cấu.

## 2. Hạn chế chuyển vị

Nhà cao tầng theo sự gia tăng của chiều cao, chuyển vị ngang tăng rất nhanh, trong thiết kế, không chỉ yêu cầu kết cấu có đủ cường độ, mà còn yêu cầu kết cấu có đủ độ cứng chống lại lực ngang, để dưới tác động của tải trọng ngang, chuyển vị ngang của kết cấu hạn chế trong phạm vi nhất định, chuyển vị ngang quá lớn sẽ có một số hậu quả sau :

a. Làm kết cấu tăng thêm nội lực phụ, đặc biệt là cấu kiện đứng, khi chuyển vị ngang tăng lên, độ lệch tâm tăng nhanh, do vậy nếu nội lực tăng thêm vượt quá một giá trị nhất định sẽ dẫn đến sụp đổ cả ngôi nhà.

b. Làm cho người sống ở ngôi nhà cảm thấy khó chịu và hoảng sợ. Dưới tác động của tải trọng gió, nếu chuyển vị ngang quá lớn sẽ làm cho người ở khó chịu, ảnh hưởng đến công tác và sinh hoạt ; dưới tác động của động đất, nếu chuyển vị ngang quá lớn càng làm tăng nỗi bất an và kinh hoàng cho người ở.

c. Làm cho tường hoặc một số trang trí xây dựng nứt và bị phá hỏng. Làm cho ray của thang máy biến dạng, đường ống, đường điện bị phá hoại.

d. Làm cho cấu kiện kết cấu chính có nứt lớn, thậm chí hư hỏng.

Do vậy cần hạn chế chuyển vị ngang

### 3. Yêu cầu thiết kế chống động đất càng cao.

Trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng ở vùng có động đất, ngoài việc cần xem xét tải trọng đứng và tải trọng gió bình thường còn cần phải làm cho kết cấu có tính năng chống động đất tốt, để không bị hư hại khi có động đất nhỏ, khi gặp động đất tương đương với cấp thiết kế, qua sửa chữa bình thường vẫn có thể sử dụng, gặp động đất mạnh có hư hại nhưng không mang lại nguy hiểm cho sinh mạng con người và thiết bị sản xuất quan trọng, có thể nứt mà không đổ. Vì vậy, cần làm cho kết cấu có tính giãn tốt, nghĩa là dưới tác động của động đất mạnh, cấu kiện sau khi bước vào trạng thái chảy có khả năng biến dạng dẻo, có thể hấp thụ năng lượng do tác động của động đất sinh ra, kết cấu có thể *duy trì sức chịu tải nhất định*.

Tính giãn của kết cấu dùng hệ số giãn để biểu thị, khi dùng chuyển vị biểu thị : Hệ số giãn chuyển vị bằng tỷ số

giữa chuyển vị tương ứng với điểm tải trọng lớn nhất của kết cấu  $\Delta u$  (cũng có khi dùng chuyển vị tương ứng với tải trọng giới hạn giảm 10-20%) và chuyển vị của điểm chảy  $\Delta y$ .

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (1.5)$$

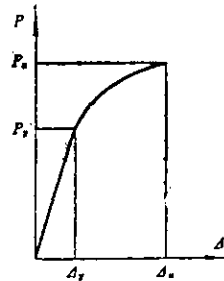
Hệ số giãn cũng có thể dùng góc xoay biểu thị :

$$\mu_{\phi} = \frac{\Phi u}{\Phi y} \quad (1-6)$$

Trong đó :  $\phi u$ - Góc xoay tương ứng với tải trọng lớn nhất của kết cấu.

$\phi y$ - Góc xoay của điểm chảy.

Hệ số giãn do độ giãn của toàn bộ kết cấu thường biểu thị bằng tỷ số chuyển vị đỉnh, nó phản ánh một cách tổng hợp khả năng biến dạng dẻo của các bộ phận kết cấu. Đối với kết cấu bê tông cốt thép nói chung, yêu cầu hệ số giãn  $\mu$  trong khoảng 3-5. Tính giãn của kết cấu tốt hay xấu có quan hệ với rất nhiều nhân tố như vật liệu kết cấu, hệ kết cấu, bố trí tổng thể, liên kết điểm nút, biện pháp cấu tạo, ... Tính toán tính giãn của kết cấu là một việc rất khó, thường xác định bằng thí nghiệm. Muốn đạt tới yêu cầu của tính giãn, phải dùng hàng loạt biện pháp cấu tạo cho kết cấu. Trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng, để kết cấu có khả năng chống động đất tương đối tốt, trong một chừng mực nhất định, thiết kế cấu tạo quan trọng hơn tính toán.



Hình 1.2 : Chuyển vị

4. Giảm nhẹ trọng lượng bản thân nhà cao tầng có ý nghĩa quan trọng hơn công trình bình thường.

Xem xét từ sức chịu tải của nền, nếu cùng một cường độ nền khi giảm nhẹ trọng lượng bản thân thì có thể tăng thêm được mấy tầng. Ví dụ  $q = 15 \text{ kN/m}^2$  có thể xây 10 tầng, nếu giảm  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  có thể xây được 15 tầng. Một ngôi nhà của Mỹ, mặt bằng là hình chữ nhật  $40,22 \times 58,52 \text{ m}^2$ , dùng hệ kết cấu hai ống bê tông nhẹ dung trọng  $18,42 \text{ kN/m}^3$ , cao 52 tầng, 215m, nếu dùng phương án bê tông cốt thép bình thường chỉ có thể xây dựng 35 tầng.

Xét về mặt tác động của động đất, giảm nhẹ trọng lượng bản thân càng có ý nghĩa lớn, mọi người đều biết : hiệu ứng động đất tỷ lệ thuận với trọng lượng công trình, giảm nhẹ trọng lượng bản thân là giảm nội lực cấu kiện dưới tác động của tải trọng đứng, cũng là giảm nội lực của cấu kiện dưới tác động của động đất, giảm lực cắt của cấu kiện kết cấu, không những có thể tiết kiệm vật liệu, giảm giá thành, còn có thể tăng không gian sử dụng.

4. Với nhà cao tầng, hệ kết cấu thường dùng có những loại nào, đặc điểm của nó là gì ?

**TRẢ LỜI :** Hệ kết cấu thường dùng và đặc điểm của nó :

1- Kết cấu thuần khung : có không gian lớn, bố trí mặt bằng linh hoạt, có thể đáp ứng khá đầy đủ yêu cầu sử dụng công trình nhưng độ cứng ngang của kết cấu thuần khung nhỏ, năng lực biến dạng chống lại tác động của tải trọng ngang tương đối kém. Ví dụ : khách sạn Trường Thành của Bắc Kinh, hai tầng ngầm, 18 tầng nổi, 4 tầng đỉnh, cao 82,85m

dùng kết cấu khung bê tông đổ tại chỗ; để đáp ứng yêu cầu chống động đất, mặt cắt cột, dầm tương đối lớn, bố trí cốt thép tương đối nhiều.

2- Kết cấu vách cứng : độ cứng ngang tương đối lớn, khả năng chống lại tải trọng ngang lớn. Nhưng do khoảng cách của tường nhỏ, không gian của mặt bằng công trình nhỏ, việc sử dụng bị hạn chế. Loại hình kết cấu này dùng nhiều trong các công trình nhà ở, công sở, khách sạn. Ví dụ : nhiều nhà ở cao tầng ở Thượng Hải, Bắc Kinh; nhà xe khách sạn Kinh Tây của Bắc Kinh : 3 tầng ngầm, 29 tầng nổi cao 96,6m; khách sạn Bạch Vân Quảng Châu : 1 tầng ngầm, 33 tầng nổi, cao 112m.

3- Kết cấu khung không gian lớn tầng dưới đỡ vách cứng : Chân tường dọc, ngang của kết cấu vách cứng không làm tới đáy ở tầng 1 hoặc một số tầng phần cuối. Dùng khung đỡ vách cứng ở trên hình thành kết cấu khung đỡ vách cứng. Loại kết cấu này có thể đáp ứng yêu cầu không gian tương đối lớn ở tầng dưới như cửa hàng, nhà ăn, lại có khả năng chống tải trọng hướng ngang tương đối lớn. Do đó loại hình kết cấu này được dùng rộng rãi nhà ở cao tầng mà tầng dưới làm cửa hàng và khách sạn. Ví dụ : lâu đài khách sạn Tây Uyển Bắc Kinh 3 tầng ngầm, 23 tầng nổi 6 tầng tháp, cao 93,5m ; khách sạn Côn Lôn Bắc Kinh 2 tầng ngầm, 22 - 24 tầng nổi, 4 tầng tháp, cao 99,6m.

4- Kết cấu khung - vách cứng : là hệ kết cấu kết hợp thuần khung và vách cứng, lấy lợi thế của cái này bổ sung bất lợi của cái kia, công trình vừa có không gian sử dụng



mặt bằng tương đối lớn, vừa có tính năng chống lực bên tốt. Vách cứng ở trong loại kết cấu này có thể bố trí đứng riêng cũng có thể lợi dụng tường gian thang máy, tường gian cầu thang, được sử dụng rộng rãi trong các loại công trình. Khung có thể là kết cấu bê tông cốt thép, cũng có thể là kết cấu thép ; vách cứng thường là bê tông cốt thép. Ví dụ : Đại lầu Quốc tế Bắc Kinh, 3 tầng ngầm, 29 tầng nổi cao 100,8m, khung và vách cứng đều là kết cấu bê tông cốt thép; nhà hàng Hy Nhí Đồn Thượng Hải, 1 tầng ngầm, 42 tầng nổi, cao 146,3m khung là kết cấu thép, vách cứng là bê tông cốt thép.

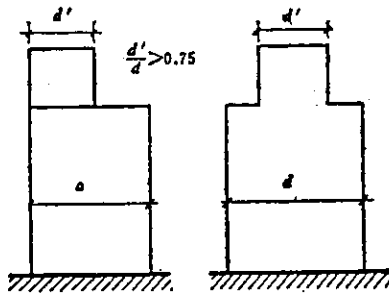
5- Kết cấu dạng ống : là vách cứng tạo thành ống không gian vỏ mỏng, tạo thành dầm hộp ngầm đứng, hoặc do hệ dầm có độ cứng lớn và nhiều cột tạo thành ống khung ; là một kết cấu mà cấu kiện chống lực bên chủ yếu là một hoặc một số ống. Loại kết cấu này có thể phân thành kết cấu khung ống (bao gồm kết cấu bản trụ hình ống) và kết cấu ống lồng.

Ống trong của loại trên là ống vỏ mỏng vách cứng, ống ngoài là khung thông thường hoặc cột bản không có dầm ; ống trong của loại sau là ống vỏ mỏng vách cứng, ống ngoài là ống khung do nhiều hàng cột tạo thành. Ngoài ra, còn có loại kết cấu nhiều ống do trên mặt bằng bố trí nhiều ống vách cứng vỏ mỏng. Do tác động toàn khối không gian, kết cấu dạng ống có độ cứng ngang tương đối lớn, có tính năng chống lực bên tốt thường dùng trong công trình siêu cao nhiều tầng. Ví dụ : Trung tâm mạo dịch Quốc tế Thẩm Quyến (3 tầng ngầm, 50 tầng nổi, cao 158,65m) là kết cấu ống lồng,

ngoài khung, trong ống ; Đại lầu Quốc tế Quảng Châu (3 tầng ngầm, 63 tầng nổi, cao 196,6m) là kết cấu ống trong ống, ngoài là ống khung, trong là ống lõi sàn dùng tấm bê tông ứng suất trước đổ tại chỗ, đó là công trình kết cấu bê tông cốt thép cao nhất trong nước hiện nay ; Trung tâm Hợp Hòa Hương Cảng (1 tầng ngầm, 65 tầng nổi, cao 216m) đó là kết cấu dạng ống bê tông cốt thép do 3 ống tròn tạo thành bố trí bên trong của công trình kết cấu loại này tương tự kết cấu khung và kết cấu khung - vách cứng.

**5. Bộ phận nhô ra cục bộ trên mái nhà cao tầng, diện tích bao nhiêu có thể xem xét như phần nhà chính ?**

**TRẢ LỜI :** Tháp của mái nhô ra cục bộ, hai phương dọc ngang của kích thước mặt bằng đều không nhỏ hơn 3/4 kích thước mặt bằng của mái chủ thể có thể xem xét như chủ thể (hình 1-3), nếu không thì tính toán theo tháp nhô cục bộ, nên xem xét ảnh hưởng hiệu ứng của dạng mảnh.



Hình 1-3 : Phần nhô cục bộ trên mái.

## 6. Nhà cao tầng có thiết kế chống động đất, cấu kiện kết cấu vì sao cần chia cấp kháng chấn ?

**TRẢ LỜI :** Cấu kiện kết cấu chia thành cấp động đất là nội dung mới bổ sung trong quy phạm thiết kế động đất xây dựng mới của Trung Quốc, quy phạm cũ không có. Căn cứ vào điều tra thiệt hại do động đất và nghiên cứu thí nghiệm, yêu cầu chống động đất nhà ở kết cấu bê tông cốt thép, không chỉ liên quan tới tính quan trọng của công trình và độ động đất mà còn có liên quan tới tiềm lực chống động đất của kết cấu công trình. Chúng ta đều biết : tiềm lực chống động đất có liên quan trực tiếp tới loại kết cấu, độ cao nhà ở, là cấu kiện chống động đất chủ yếu hay thứ yếu. Ví dụ : năng lực phòng chống động đất của kết cấu vách cứng và kết cấu khung - vách kết hợp hơn hẳn kết cấu khung, yêu cầu biến dạng của khung trong kết cấu khung - vách có thể thấp hơn khung trong kết cấu khung ; yêu cầu biến dạng của dầm cột khung đỡ trong kết cấu khung đỡ vách cứng tương đối cao, yêu cầu biến dạng của vách cứng trong kết cấu vách cứng có thể thấp hơn vách cứng trong kết cấu khung - vách. Nhà tương đối cao có phản ứng động đất lớn, tính giãn yêu cầu cứng cao. Đồng thời đối với kết cấu nhà cao tầng có thiết kế chống động đất với chừng mực nào đó thiết kế cấu tạo quan trọng hơn tính toán.

Tổng hợp xem xét các nhân tố chủ yếu : tính quan trọng của công trình, độ phòng chống động đất, loại kết cấu, cao độ của cấu kiện và nhà ở, trong quy phạm động đất mới đã chia ra cấp chống động đất. Quy định này có lợi cho việc thiết kế đạt tới hợp lý và kinh tế.

Căn cứ quy định của "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép", cấp chống động đất của kết cấu được chia như bảng 1-4 :

**Bảng 1-4 : Bảng cấp chống động đất của kết cấu xây dựng cao tầng bê tông cốt thép.**

Loại kết cấu		Độ phòng chống động đất							
		6		7		8		9	
Kết cấu khung	Cao độ (m) Khung	≤ 25 IV	> 25 III	≤ 35 III	> 35 II	≤ 35 II	> 35 I		≤ 25 I
Kết cấu khung-vách	Cao độ (m)	≤ 50	> 50	≤ 60	> 60	< 50	50-80	> 80	≤ 50
Kết cấu ống-khung	Khung	IV	III	III	II	III	II	I	I
	Vách	III	III	II	II	II	I	I	I
Kết cấu vách cứng tầng dưới không gian lớn của kết cấu vách cứng	Cao độ (m) Vách	≤ 60 IV	> 60 III	≤ 80 III	> 80 II	< 35 III	35-80 II	80-100 I	≤ 60 I
	Vách	III	II	II	II	II	I	Không nên dùng	Không được dùng
	Khung	III	II	II	I	I	I	Không nên dùng	Không được dùng

Chi tiết xem ở phụ lục 4

## II- CHỌN KẾT CẤU VÀ BỐ TRÍ KẾT CẤU

7. Trong việc chọn phương án kết cấu nhà ở cao tầng, nên xem xét nhân tố kiến trúc nào ?

**TRẢ LỜI :** Chọn phương án kết cấu nhà ở cao tầng, nên xem xét các nhân tố công năng kiến trúc dưới đây :

1- Xem xét số tầng, chiều cao và hình dạng mặt bằng công trình. Nếu số tầng càng nhiều, chiều cao tăng, lực bên của kết cấu cũng gia tăng, để đảm bảo yêu cầu cường độ, độ cứng, và tính ổn định, cần phải đưa công trình xuống sâu để đáp ứng quy định tỷ lệ cao rộng H/B. Tỷ lệ H/B do yêu cầu phòng chống động đất và hệ kết cấu quyết định : đối với kết cấu không có yêu cầu thiết kế chống động đất, kết cấu khung, khung - vách cứng H/B không nên lớn hơn 5 ; H/B của kết cấu vách cứng và ống lồng không nên lớn hơn 6 ; H/B của kết cấu khung, khung-vách cứng có yêu cầu phòng chống động đất độ 6 đến 9, không nên lớn hơn 4 ; H/B của kết cấu vách cứng và ống lồng không nên lớn hơn 5. Như vậy, đối với nhà ở dài (dạng tám) chiều sâu khoảng 11m, phạm vi hạn chế chiều cao lớn nhất của kết cấu khung, khung - vách cứng là 45-55m (16-18 tầng). Phạm vi hạn chế chiều cao lớn nhất của kết cấu khung vách là 55 - 65m (18-22 tầng).

Do vậy, nhà ở xây dựng càng cao thì nên dùng công trình dạng tháp có độ chôn sâu tương đối lớn.

2. Xem xét tính linh hoạt của công năng kiến trúc : khoảng cách trục của kết cấu càng lớn, số lượng vách cứng càng ít thì bố trí mặt bằng càng linh hoạt. Trước mắt diện tích nhà ở cao tầng Trung Quốc còn ít, mức ở thấp, nếu cần xem xét sau này cải tạo nâng cao mức ở thì kết cấu cần đưa ra những yêu cầu sau : Một mặt bố trí kết cấu làm cho mặt bằng công trình phân chia càng tự do thì chỉ tiêu thiết kế kiến trúc càng tốt, do vậy trong điều kiện có yêu cầu bố trí linh hoạt, dùng kết cấu khung, khung-vách cứng hoặc lõi ống hợp lý hơn kết cấu vách cứng ; mặt khác dùng kết cấu vách cứng, gian lớn (6,6-7,2m) tính linh hoạt lớn hơn gian nhỏ (3 – 3,9m), kết cấu không có tường dọc ngoài (kiểu xương cá) linh hoạt hơn so với kết cấu nói chung. Khi cần thiết còn có thể dùng kết cấu vách cứng không có tường dọc trong hoặc ít tường dọc trong.

3. Xem xét yêu cầu công năng kiến trúc : Nhà ở cao tầng thường thường cần đặt nhà hàng ở tầng dưới, như thế tầng dưới của nhà ở vách cứng cần dùng khung thay thế một phần vách cứng, hình thành kết cấu vách cứng không gian lớn tầng dưới.

4. Tạo điều kiện tốt cho người ở : Trước mắt, nhà ở Trung Quốc còn chưa rộng rãi, diện tích phòng ở nhỏ, cho nên người dùng mong muốn tận dụng hết không gian phòng ở. Trong tình trạng này, dùng kết cấu khung, khung-vách thì trong nhà sẽ lộ ra cột, dầm của khung nên sử dụng bất tiện, vì vậy, nên dùng kết cấu vách cứng. Trong vùng không có động đất và thiết kế chống động đất độ 6,7 cũng có thể xem xét dùng kết cấu khung có cột dị hình, cột góc phòng chính cắt đi góc cột, tạo thành cột hình chữ T hoặc L.

**8. Theo tình hình trong nước hiện nay nhà ở cao tầng nên chọn hệ kết cấu nào ?**

**TRẢ LỜI :** Tình hình cơ bản của Trung Quốc hiện nay là : dân số ở thành phố tăng nhanh, nhà ở thiếu nhiều, do vậy trong một thời gian tương đối dài, diện tích ở của mỗi gia đình không lớn, diện tích mỗi phòng ở cũng nhỏ. Mặt khác, vật liệu thép thiếu, giá thành cao, mà vật liệu tường nhẹ chưa được dùng rộng rãi, gạch đất sét vẫn là vật liệu tường thông dụng, vì vậy nhà ở cao tầng thích hợp nhất là dùng kết cấu vách cứng. Phòng của nhà ở cao tầng kết cấu khung có cột ở góc, trần lại có dầm nên sử dụng không thuận lợi, không đẹp, do vậy người sử dụng không hoan nghênh. Ngoài ra, cốt thép của khung, dầm, cột to, hàm lượng thép lớn, số lượng thép dùng không tiết kiệm, thêm nữa hiện nay vật liệu tường nhẹ thiếu, giá lại cao, tường ngoài của nhà ở kết cấu khung vẫn là gạch xây, trọng lượng bản thân công trình không giảm được, vì thế hiện nay trên 90% nhà ở cao tầng dùng kết cấu vách cứng.

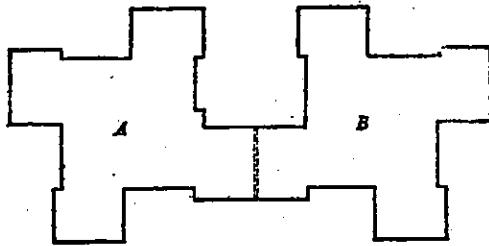
Mặt khác kết cấu vách cứng có tính tổng thể không gian tốt có khả năng chống động đất tốt. Trong trận động đất ở Đường Sơn 1976, nhà tám tầng ở Thiên Tân (khu vực 8 độ) không bị hư hại lớn còn nhà ở cao tầng ở Tiên Tam Môn - Bắc Kinh không hư hại. Trận động đất 1978 ở Rumani, đại bộ phận nhà ở kết cấu vách cứng ở thủ đô không có hư hỏng lớn mà rất nhiều kết cấu khung bị đổ hoặc hư hại trong trận động đất đó. Cho nên, nhà ở cao tầng nói chung nên chọn kết cấu vách cứng.

Trong vùng động đất nhỏ (6,7 độ) hoặc nhà ở ít tầng (10 tầng trở xuống) không thiết kế chống động đất. Nếu vật liệu tường nhẹ, thì có thể dùng kết cấu khung có cột dẹt hình.

**9 : Nhà ở dạng 2 khối liền cần chú ý vấn đề gì khi thiết kế chống động đất ?**

**TRẢ LỜI :** Hình 2-1 là dạng nhà ở 2 khối liền (hình chong chóng), chiều rộng sàn ở vị trí nối 2 đơn nguyên tương đối hẹp, là một vị trí xung yếu dễ bị phá hoại khi có động đất. Ở khu vực động đất nên thận trọng khi sử dụng, ở vùng động đất mạnh không nên dùng. Tốt nhất dùng khe phòng chống động đất (tách thành 2 đơn nguyên kết cấu độc lập).

Nếu số tầng không vượt quá 10 có thể không chia khe chống động đất khi thiết kế phòng chống động đất độ 6, độ 7, nhưng ở bộ phận liên kết thì sàn nên tăng thêm chiều dày, gia cường cốt thép sàn, dầm và mép liên sàn cũng cần gia cường cốt thép.

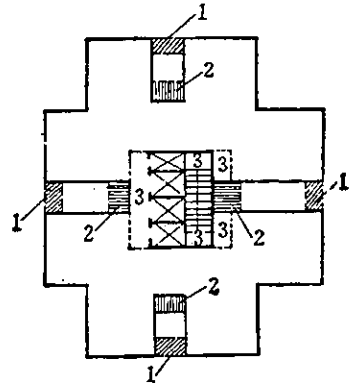


Hình 2-1 : Nhà ở dạng hai khối liền



**10 . Nhà ở có mặt bằng "hình chữ Tỉnh" (#) nên lựa chọn giải pháp gia cường nào khi thiết kế chống động đất ?**

**TRẢ LỜI :** Mặt bằng kiến trúc "hình chữ Tỉnh" (hình 2.2) cũng như một số mặt bằng dạng hình chữ U, do đoạn cán kéo dài nên dễ sản sinh chấn động không đều, sàn nhà biến dạng khá lớn, nội lực tập trung ở góc lõm mặt bằng sàn. Cho nên khi động đất, công trình kiến trúc dễ dàng bị hư hại. Để giảm nhẹ thiệt hại do động đất, nâng cao năng lực chống động đất của công trình có thể sử dụng biện pháp gia cường dưới đây :



*Hình 2.2 : Nhà ở "hình chữ Tỉnh" (#)*

1. Ở đầu mút của đoạn nhô ra ngoài (số 1 trong hình 2.2) bố trí dầm giằng hoặc bản giằng. Trong dầm và sàn phải gia cường cốt thép.

2. Ở khu vực lõm (số 2 trong hình 2-2) nên bố trí loggia để lợi dụng sàn loggia tăng thêm chiều rộng phần liên kết, rút ngắn chiều dài cánh nhô ra.

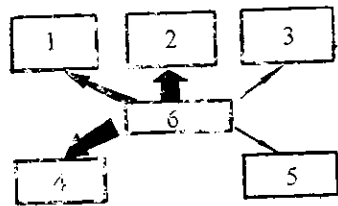
3. Do gian cầu thang, thang máy khá lớn, đó là phần xung yếu của sàn, cho nên trong phạm vi của đường khuất (số 3 trong hình 2.2) chiều dày của sàn cần tăng thêm. Nếu chiều dày sàn ở các vị trí thông thường là 80mm thì ở phần này chiều dày sàn tăng lên 120mm.

## 11 : Nhà làm việc cao tầng nên lựa chọn hệ kết cấu nào ?

**TRẢ LỜI :** Các loại hình kết cấu nhà làm việc cao tầng (xem hình 2 - 3). Kiến trúc nhà làm việc đòi hỏi bố trí khá linh hoạt, thường có nhu cầu các loại phòng to nhỏ khác nhau cho sử dụng. Do đó, nhà làm việc dưới 20 tầng nên sử dụng hệ kết cấu khung - vách cứng ; nếu không có yêu cầu thiết kế phòng chống động đất, có thể sử dụng hệ kết cấu khung. Ở những năm 70, đã xây dựng một số ít nhà làm việc hệ vách cứng có khẩu độ gian lớn (như Trụ sở Thủy sản ở Quảng Châu - Trung Quốc), nhưng do bố trí không linh hoạt, cải tạo nâng cấp khó khăn, hiện nay ít dùng.

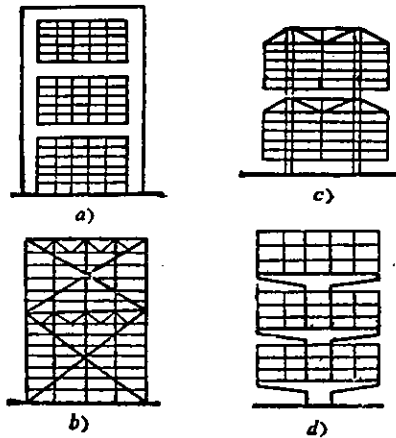
Nhà làm việc 20 tầng trở lên có thể sử dụng hệ kết cấu dạng ống. Vì giữa ống trong và ngoài có không gian rộng lớn, không có cột nên có thể phân chia các phòng lớn, nhỏ hết sức linh hoạt, thậm chí có thể để nguyên cả tầng trống làm việc, sử dụng rất thuận tiện. Hệ kết cấu ống lại có ưu điểm về độ cứng và hình khối cho nên chiều cao và số tầng của nhà có thể đạt được rất lớn, là loại hình kết cấu cơ bản của nhà làm việc siêu cao.

Ta có thể sử dụng những hệ kết cấu mới (hình 2-4) như hệ kết cấu khung cỡ lớn, hệ kết cấu dàn cỡ lớn, kết cấu treo, kết cấu trụ đỡ v.v... đối với các công trình kiến trúc có yêu cầu cao về nghệ thuật kiến trúc và quy hoạch thành phố để thể hiện phong cách và đặc thù của công trình.



1. Khung
2. Khung - vách cứng
3. Vách cứng
4. Dạng ống
5. Các loại khác
6. Nhà làm việc cao tầng

Hình 2-3 : Loại hình kết cấu nhà làm việc cao tầng



Hình 2.4 : Sơ đồ hệ kết cấu mới

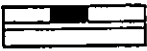

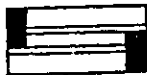


- a. Kết cấu khung cứng
- b. Kết cấu khung đàn cứng
- c. Kết cấu treo
- d. Kết cấu trụ đỡ

**12 : Nhà làm việc cao tầng có mấy cách bố trí mặt bằng, đặc điểm của mỗi cách ?**

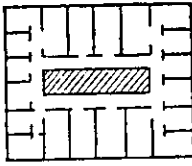
**TRẢ LỜI :** Bố trí mặt bằng nhà làm việc cao tầng có thể chia hai cách lớn : hành lang giữa và kiểu hạt nhân.

Hành lang giữa dùng nhiều là kết cấu khung, khung - vách cứng; loại sau đa phần dùng hệ kết cấu ống. Đặc điểm của mỗi loại xem bảng 2-1:

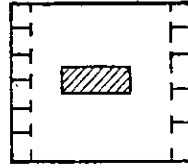
**Bảng 2-1 : Những hình thái cơ bản bố trí  
nhà làm việc cao tầng.**

Loại hình	Mặt bằng thể hiện	Tỷ lệ các phòng sử dụng chính	Hệ kết cấu thường dùng
Hàng lang giữa dài, phòng phục vụ tập trung một bên		45 - 50%	Khung, Khung - vách cứng
Hàng lang giữa, các phòng phục vụ ở giữa. Có trường hợp cầu thang dựa tường ngoài		50 - 55%	Khung, Khung - vách cứng
Hai hàng lang giữa, khối phục vụ bố trí hai đầu		50 - 55%	Khung, Khung - vách cứng
Bố trí kiểu hạt nhân trên mặt bằng hẹp		55 - 60%	Khung - vách cứng, ống - khung
Bố trí kiểu hạt nhân không gian lớn		80 - 85%	Ống lồng, Ống - khung

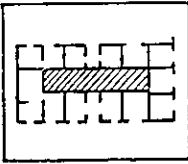
Dạng hàng lang giữa thường để bố trí các phòng làm việc nhỏ ; các phòng vừa, nhỏ đan xen. Thông thường kiểu hạt nhân bố trí tương đối linh hoạt, có thể dựa vào tính chất công việc để bố trí theo gian nhỏ, to, nhỏ đan xen, để trống không gian lớn, ngăn cách tự do như hình 2-5 thể hiện.



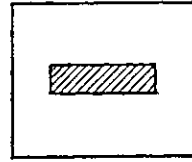
Kiểu gian nhỏ ở xung quanh



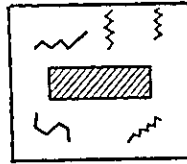
Kiểu gian nhỏ ở 2 đầu



Kiểu gian nhỏ ở giữa



Kiểu không gian trống thông nhau



Kiểu ngăn cách tự do

Hình 2-5 : Bố trí mặt bằng nhà làm việc kiểu hạt nhân

**13 : Khách sạn cao tầng thường dùng những dạng mặt bằng nào, mỗi loại có đặc điểm gì ?**

**TRẢ LỜI :** Những dạng mặt bằng của khách sạn cao tầng, sơ lược phân như sau :




1. Mặt bằng hình chữ sơn ( $\sqcup$ ), chữ khẩu ( $\square$ )
2. Kiểu mặt bằng dạng bản ;
3. Hình mặt bằng giao nhau ;






4. Mặt bằng hình tháp ;



5. Mặt bằng hình phức hợp.

Mỗi loại còn có thể phân thành một số dạng chi tiết hơn, đặc điểm và phạm vi sử dụng của các loại đó xem bảng 2-2.

**Bảng 2-2 : Đặc điểm và mặt bằng khách sạn cao tầng**

Dạng mặt bằng		Đặc điểm hình khối	Tình hình sử dụng	Kết cấu	Phạm vi sử dụng
1	2	3	4	5	6
Hình chữ sơn Hình chữ khẩu		Hình khối vuông vắn, to lớn.	Đường đi lại dài, có gây khúc	Khung-vách cứng, vách cứng, dạng chữ sơn có vụn	Lớn, vừa, nhỏ
Kiểu dạng bản	 Lối giữa	Ít biến hóa, đơn giản, phương ngang đơn, mỏng.	Lối đi lại đơn giản, phòng ở gọn nhưng bị ồn ào nhiều.	Khung-vách cứng, đơn giản, kinh tế, thi công dễ, phương ngang hứng gió lớn, độ cứng nhỏ ; H/B lớn.	Thường dùng cho loại lớn, vừa, nhỏ
	Hình thoi Hình trống. 	Đơn giản có chút biến hóa	Khu phục vụ ở giữa, giao thông thuận tiện, vị trí phòng ở tốt.	Phần lớn là kết cấu khung ống, độ cứng phương ngang tương đối lớn. Cấu kiện thay đổi nhiều, không có quy luật, thi công phức tạp.	Loại vừa hoặc lớn

1	2	3	4	5	6
Kiểu dạng bản	Hành lang đôi 	Hình khối đơn giản, kích thước hai hướng ngang đối tốt.	Tận dụng tường ngoài bố trí phòng ở gian phục vụ ở giữa.	Lòng nhà lớn. H/B có thể giảm nhỏ, độ cứng phương ngang lớn. Cấu kiện có quy cách dễ thi công. Dạng kết cấu thông dụng.	Lớn, vừa
	Hình L ngắn 	Đơn giản có biến hóa.	Tổng hợp đặc điểm của hành lang giữa và hàng lang đôi.	Độ cứng phương ngang lớn, kết cấu khung-vách cứng, hoặc khung ống.	Loại vừa, lớn
	Hình cung gãy khúc 	ít biến hóa	Mặt bằng gọn, đi lại tiện lợi	3 loại kết cấu thông dụng, có xoắn lệch tâm.	Loại nhỏ, vừa
	Hình chữ chi 	Có biến hóa, kích thước phương ngang được gia tăng.	Không gian tầng ở có biến hóa, đường đi lại dài, các phòng ở bị ồn lớn.	Độ cứng phương ngang lớn, chủng loại cấu kiện nhiều, thi công khá phức tạp.	Loại vừa, lớn
Dạng giao nhau 	Có biến hóa, để thể hiện sắc thái riêng. Kích thước các phương gần giống nhau.	Mặt bằng gọn. Hướng phòng ở để bố trí, khu phục vụ ở giữa, thuận tiện.	3 loại kết cấu thông dụng, độ cứng tương đối tốt. Sàn biến dạng nhiều ở đoạn nhỏ dài, góc lồi nhiều để sinh ứng suất tập trung.	Loại nhỏ, vừa, lớn	


1	2	3	4	5	6
Hình tháp		<p>Dạng chóp lớn, giàu sắc thái riêng, dễ nổi so với các công trình xung quanh</p>	<p>Mặt bằng chặt chẽ, lợi dụng được tường ngoài bố trí phòng khách, ô, đường đi lại ngắn, bán kính phục vụ ngắn</p>	<p>Độ cứng rất tốt. H/B tương đối nhỏ có lợi cho việc chống gió, chống động đất, thường dùng kết cấu lõi cứng. Cấu kiện nhiều chủng loại, bố trí không có quy luật, chú ý đối xứng.</p>	Loại vừa và lớn
Hình phức hợp		<p>Tạo thành hình khối lớn, hùng vĩ, hình khối độc đáo. Giàu sắc thái riêng.</p>	<p>Quan hệ các bộ phận không chặt chẽ. Đường đi lại dài, phương hướng không rõ, bán kính phục vụ tương đối dài</p>	<p>Dùng kết cấu thông thường hoặc kết cấu ống. Dễ chịu ảnh hưởng của động đất, kết cấu bố trí phức tạp, nhiều chủng loại, thi công phức tạp. Thiết kế kết cấu hành lang nổi khó khăn.</p>	Loại lớn

**14 : Chọn dạng mặt bằng dựa theo qui mô của khách sạn như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Căn cứ vào quy mô (tổng số phòng) và số phòng khách tiêu chuẩn, có thể dựa theo bảng 2-3 để chọn hình thức mặt bằng phù hợp.



**Bảng 2.3 : Chọn mặt bằng tầng tiêu chuẩn của công trình khách sạn**

Tổng số phòng khách	Số phòng khách tầng tiêu chuẩn		Loại mặt bằng									
	Phạm vi	Phạm vi thường dùng		Hình chữ nhật hành lang giữa	Hành lang đôi	Hình thoi, hình cung	Hình L	Hình T +	Hình Y	Hình chữ chi Z	Hình tháp	Dạng phức hợp
< 500 500 - 1000 > 1000	15-35	25-35		0	0		0	0	0			
	30-85	30-85	0	0	0	0		0	0	0	0	
	20-100	40-80	0	0		0		0	0	0	0	0

**15. Phương án nhà ăn quay tròn của khách sạn cao tầng được xem xét như thế nào ?**

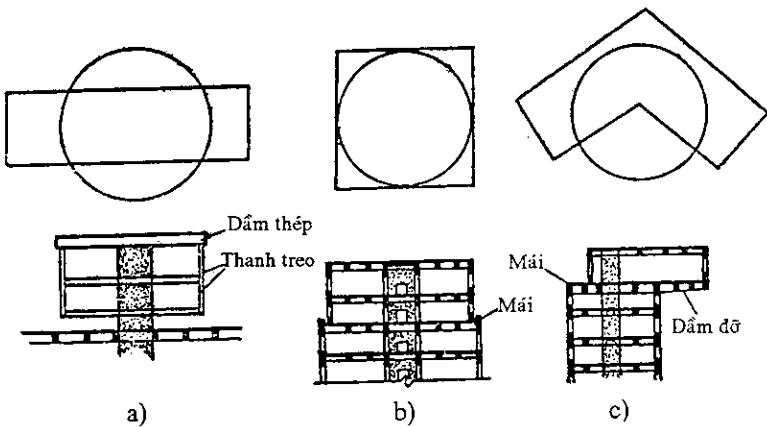
**TRẢ LỜI :** Nhà ăn quay tròn của khách sạn cao tầng thường có 3 phương án : dạng con sên vươn ra ngoài (hình 2-6a), dạng chống lên sàn (hình 2-6b ; 2-6c)

Nếu mặt bằng của nhà ăn quay tròn vươn ra ngoài mặt bằng của công trình tương đối nhiều có thể dùng phương án dạng con sên vươn ra ngoài, các dầm thép vươn ra ngoài từ đỉnh của giếng thang máy, các dầm thép này treo các tầng nhà ăn nhờ các thanh treo (hình 2-6a). Phương án này thường dùng kết cấu thép, lượng thép dùng nhiều, thi công phức tạp, giá thành cao. Các khách sạn Tây Uyển, Côn Lôn của Bắc Kinh dùng phương án này : khách sạn Côn Lôn, các dầm

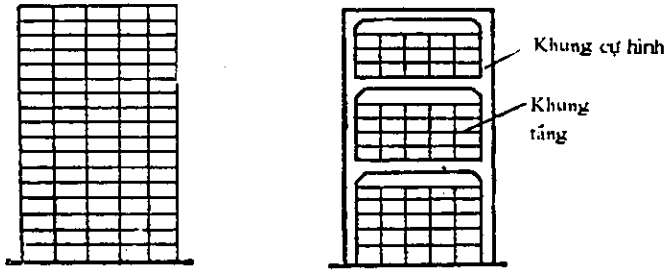
vươn ra là 12 thanh dầm thép I, cao 1800mm, để đỡ 3 dầm vòng, dùng dầm vòng ngoài treo 48 thanh thép chữ I treo hai tầng lầu.

Nếu mặt bằng công trình vuông vức, chiều sâu tương đối lớn thì nhà ăn tròn hoàn toàn nằm trong mặt bằng công trình và có thể dùng dầm sàn trực tiếp đỡ nhà ăn quay tròn, lúc này có thể dùng kết cấu bê tông cốt thép, giá thành thấp, lượng thép dùng ít (hình 2-6b), khách sạn Kim Lăng Nam Kinh, nhà hàng Hoa Viên Quảng Châu đã dùng phương án này.

Nếu phần lớn mặt bằng nhà ăn quay tròn ở trong đường viền công trình, chỉ có một bộ phận nhỏ nằm ngoài mặt bằng công trình thì có thể dùng phương án đỡ hỗn hợp : bộ phận lớn dùng sàn đỡ trực tiếp, phần vươn ra dùng dầm con son đỡ (hình 2-6c). Phương án này đều dùng kết cấu bê tông cốt thép. Khách sạn Quốc Tế Sán Đầu đã dùng phương án này, tính từ mép ngoài của giếng thang máy, dầm vươn ra có chiều dài lớn nhất là 11m.



Hình 2-6 : Phương án bố trí kết cấu nhà ăn tròn



a) Kết cấu khung

b) Kết cấu khung cứng hình

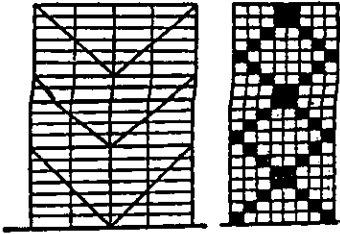
Hình 2-7 : Hai loại kết cấu khung

## 16. Thế nào là kết cấu cứng hình ?

**TRẢ LỜI :** Kết cấu cứng hình bao gồm hai loại : kết cấu khung cứng hình và kết cấu dàn cứng hình.

Khung cứng hình khác với khung bình thường. Khung bình thường do các dầm cột các tầng tạo thành, cột và dầm đều đồng thời chịu tác động của tải trọng đứng và tải trọng ngang. Tình trạng chịu lực của các thanh về cơ bản như nhau. Vật liệu dùng cho công trình, gần như chia đều cho các dầm cột (hình 2-7a), còn kết cấu khung cứng hình do kết cấu hai cấp hợp thành (hình 2-7b).

(1) Khung cứng hình : do tầng, giằng thang máy tạo thành. Các cột của khung cứng hình có tiết diện hình hộp lớn, cách một số tầng bố trí dầm khung cứng hình có chiều cao bằng 1 - 2 tầng. Chúng tạo thành một khung cứng hình có độ cứng rất lớn, là kết cấu chịu lực chủ yếu, chịu tác động của lực ngang và lực theo chiều đứng.



Hình 2-8 : Kết cấu dàn cự hình

thành gian có không gian lớn. Tầng bố trí dầm của khung cự hình, nói chung có thể dùng làm tầng thiết bị.

Kết cấu dàn cự hình (hình 2-8) cũng là dàn treo chủ yếu do các thanh xiên và thanh đứng có tiết diện lớn tạo thành để chịu các tải trọng đứng và ngang. Tải trọng đứng của sàn truyền đến các thanh chính của dàn nhờ các dầm cột của sàn.

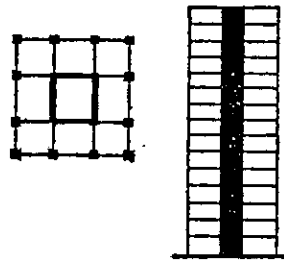
### 17. Thế nào là tầng cứng, nó có tác dụng gì ?

**TRẢ LỜI :** Kết cấu ống do ống trong của vách cứng và ống ngoài hoặc khung ngoài tạo thành. Nếu khoảng cách cột của khung ngoài tương đối lớn không thể tạo nên ống - khung không gian đồng nhất thì sẽ hình thành kết cấu ống - khung (hình 2-9).

Nói chung, do độ cứng của dầm sàn nhỏ, dưới tác động của lực ngang, mômen lật của ngoại lực hầu như do ống trong gánh chịu. Số tầng càng nhiều, ống trong như dầm con số đứng có tiết diện hình hộp càng mảnh, càng yếu không thể

(2) Khung tầng : giữa các dàn của khung cự hình tầng trên và tầng dưới bố trí khung tầng, dùng để truyền tải trọng đứng của sàn đến các dầm của khung cự hình, bản thân chịu lực nhỏ do đó tiết diện rất nhỏ thuận lợi cho việc bố trí kiến trúc. Các sàn tầng tiếp giáp dầm của khung cự hình tầng trên thậm chí có thể không bố trí cột, hình

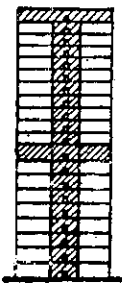
chống lại lực uốn lớn như vậy và độ cứng cũng khó đáp ứng được yêu cầu. Cột ngoài chỉ có thể chịu tải trọng đứng của sàn không thể phát huy hết tác dụng chống lại lực ngang, do vậy chịu lực rất không hợp lý.



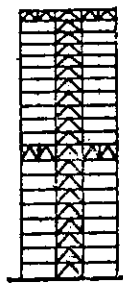
Hình 2-9 : Kết cấu ống - khung

Nếu trong một số tầng bố trí dầm ngang hoặc dàn có độ cứng rất lớn thì vấn đề hoàn toàn khác

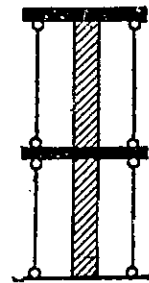
hẳn. Các dầm cứng vươn ngang ra (dàn) ở chiều cao 1 - 2 tầng có thể xem như không biến dạng. Khi ống trong bị cong dưới tác động của lực ngang làm cho tay đòn cứng chuyển vị, từ đó khiến cho cột ngoài chịu nén và chịu kéo sinh ra lực nén và lực kéo, mômen do lực dọc trục của cột ngoài tạo lên cân bằng với một phần của mômen lật làm cho lực ống trong giảm đi rất nhiều và độ cứng tăng rất lớn như hình 2-10a, b. Sơ đồ tính toán như hình 2-10c. Tầng bố trí dầm



a) Dùng dầm cứng



b) Dùng dàn cứng

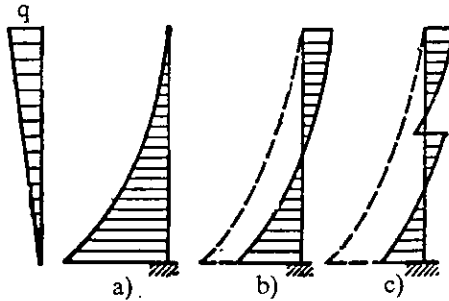


c) Sơ đồ tính

Hình 2-10 : Tầng cứng

cứng vươn ngang hoặc dàn cứng gọi là tầng cứng. Tầng cứng nói chung dùng làm tầng kỹ thuật.

Nếu chỉ bố trí một tầng cứng, thường là tầng mái hoặc tầng giáp mái. Bố trí hai tầng cứng thường là tầng mái và tầng ở độ cao nửa công trình. Bố trí 3 tầng cứng thường ở tầng mái, vị trí  $2/3$  và  $1/3$  của  $H$  ( $H$  là chiều cao công trình). Tầng cứng nói chung không nhiều hơn 3 tầng. Biểu đồ mômen của ống trong dưới tác động của tải trọng ngang phân bố hình tam giác như hình 2-11.



- a. Không có tầng cứng ; b. Mái có tầng cứng ;  
c. Mái và phân giũa có tầng cứng

Hình 2-11 : Mô men uốn  $M_w$  của ống trong

### 18. Chọn hệ kết cấu sàn của nhà cao tầng như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Trong kết cấu nhà cao tầng, sàn là tấm cứng ngăn cách ngang, tính tổng thể yêu cầu tương đối cao, chọn hệ kết cấu sàn chủ yếu do chiều cao của tầng, nhịp và điều kiện thi công quyết định.

## 1. Sàn mái dạng sườn :

Hệ sàn mái dạng sườn là hình thức kết cấu thường dùng nhất, phạm vi sử dụng rộng, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật tốt, thường dùng cho sàn đổ tại chỗ, cũng có lúc dùng cho sàn liền hợp. Loại sàn có sườn này vì chiều cao kết cấu của sàn tương đối cao (do độ cao dầm chính quyết định) cho nên khi chiều cao tầng bị giới hạn, sử dụng khó khăn, lúc này có thể dùng phương án dầm rộng cánh. Trung tâm mậu dịch Quốc tế Thẩm Quyến (50 tầng, cao 160m) chiều cao tầng là 3m, khẩu độ giữa ống trong và ống ngoài là 8m dùng kết cấu dầm sàn thông thường, chiều cao là 800mm, khoảng cách thông thủy của tầng không đáp ứng yêu cầu sử dụng, do vậy dùng dầm rộng cách nhau 3,75m, tiết diện dầm là  $500 \times 500\text{mm}$  đã đáp ứng yêu cầu chiều cao thông thủy.

## 2. Sàn mái nhiều sườn :

Sàn mái nhiều sườn phần lớn dùng ở trường hợp khẩu độ lớn, tải trọng lớn, mà chiều cao tầng bị hạn chế. Sàn khu vực góc của kết cấu dạng ống sử dụng loại này càng nhiều. Khoảng cách sườn nói chung là 0,9 - 1,5m, thường dùng 1,2m. Sàn mái nhiều sườn có thể dùng tấm nhẹ (thường dùng bê tông bọt) và vỏ khuôn nhựa thi công. Kho sách của thư viện Bắc Kinh cao 19 tầng, toàn bộ trên 5 vạn mét vuông sàn đều dùng loại sàn này, khoảng cách cột  $6 \times 6\text{m}$ . Tải trọng sử dụng  $9,8 \text{ kN/m}^2$ , khoảng cách sườn  $0,9 \times 0,9 - 1,2 \times 1,2\text{m}$  sườn cao 420mm, vỏ khuôn nhựa có số lần luân chuyển trên 20 lần, tương đối rẻ. Dùng sàn mái nhiều sườn bê tông thông thường, khẩu độ nói chung không lớn hơn 9m, khẩu độ sàn mái nhiều sườn ứng suất trước thường không lớn hơn 12m.



### 3. Sàn mái không dầm :

Khi tải trọng sử dụng lớn, chiều cao tầng bị hạn chế, thường dùng sàn mái không dầm. Vì sàn mái không dầm là dạng cột - sàn nói chung chống lực ngang, dùng cho vách cứng và giằng thang máy. Ở hiện trường thi công, vùng đất hẹp có thể dùng phương pháp thi công nâng sàn.

Sàn mái không dầm có thể bố trí mũ cột để chống lực cắt. Trong trận động đất (9/1985) ở Mêhicô, rất nhiều mái của dạng sàn nắm bị cắt hỏng, sàn bị rơi. Mũ cột đổ tại chỗ đã tăng độ cứng, ngăn chặn động đất phá hoại. Sàn mái không dầm có khẩu độ lớn, sàn bê tông thường không lớn hơn 6m, sàn bê tông cốt thép ứng suất trước nói chung cũng không vượt quá 9m.

### 4. Sàn phẳng

Dùng hệ sàn phẳng có thể giảm chiều cao tầng tới mức lớn nhất mà đáy sàn phẳng vẫn dễ trang trí mà không cần treo trần. Sàn phẳng dùng nhiều ở kết cấu vách cứng và kết cấu ống. Sàn phẳng phù hợp với trường hợp khẩu độ không lớn. Khẩu độ sàn phẳng trong phạm vi 7m, khẩu độ sàn phẳng ứng suất trước trong phạm vi 10m. Sàn kết cấu dạng ống khẩu độ lớn, nếu dùng sàn phẳng không có ứng suất trước thì chiều dày sàn thường là 300-350mm. Lượng bê tông tốn nhiều, không kinh tế mà còn tăng rất nhiều trọng lượng của công trình và lực động đất.

Hiện nay, sàn ứng suất trước kéo sau được ứng dụng trong công trình cao tầng đã đạt hiệu quả tốt. Phòng khách của khách sạn Bắc Kinh, phương án cũ là sàn dạng sườn, cao độ theo giới hạn quy hoạch chỉ có thể xây dựng 7 tầng, dùng sàn phẳng ứng suất trước, sàn dày 200mm đã giảm được chiều cao tầng rất nhiều và xây dựng được thành 8 tầng, đạt được

hiệu quả kinh tế cao. Tòa nhà Quốc tế ở Quảng Châu là kết cấu ống lồng cao 63 tầng, phương án cũ dùng sàn phẳng không có ứng suất trước dày 350mm, khẩu độ 8m, sau dùng sàn ứng suất trước kéo sau, chiều dày giảm xuống 220mm, với chiều cao 196m như nhau đã tăng được thêm 2 tầng, bê tông sàn giảm đi 20.000tấn, như vậy không chỉ tiết kiệm xi măng và thép, giảm giá thành kết cấu mà còn giảm áp lực nền, giảm giá thành móng, và lực động đất tương ứng cũng giảm, còn thêm một bước giảm giá thành kết cấu chủ thể. Tòa nhà Quốc tế, ứng suất trước dùng 7 sợi thép bền, ống lồng nhựa neo kẹp.

Vì phương án sàn ảnh hưởng rất lớn tới chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của công trình do vậy phải tiến hành so sánh kinh tế kỹ thuật. Trung tâm mật dịch Quốc tế Thẩm Quyền đã lập bảng so sánh như bảng 2-4. Lúc đó (1982), giới xây dựng chưa dùng sàn phẳng ứng suất trước kéo sau có tính năng ưu việt, nên chưa tiến hành so sánh. Tám nhiều sườn đỡ tại chỗ tuy chỉ tiêu tốt, nhưng kết hợp thi công ván khuôn trượt khó khăn. Cuối cùng, họ đã chọn phương án số 1 - Sàn sườn dầm bẹt.

**Bảng 2-4 : Phương án sàn được xem xét ở Trung tâm mật dịch quốc tế Thẩm Quyền.**

Số TT	Phương án	Chiều dày bê tông (mm)	Lượng thép (kg/m <sup>2</sup> )	Cấu tạo sàn mái
1	Dầm lệch đỡ tại chỗ.	175	22	Dầm 500 × 500mm. khẩu độ dầm 3,75m dầm ngoài ngàm trong khớp đỡ.
2	Sàn phẳng đỡ tại chỗ.	310	36	Sàn dầy 310mm ngoài ngàm trong khớp đỡ.
3	Sàn nhiều sườn đỡ tại chỗ	128	17	Dầm sườn cao 400mm khoảng cách 0,75m trong ngoài khớp đỡ
4	Sàn rộng ứng suất trước đúc sẵn	167	9,6	Sàn rộng 1,2m cao 240mm thêm 50mm lớp mặt trong ngoài khớp đỡ.
5	Sàn dạng 2 chữ T ứng suất trước	160	11,8	Cao 350mm thêm 50mm lớp mặt, trong ngoài khớp đỡ

**19. Lầu tổng hợp chia gian nhỏ, kết cấu vách cứng 24 tầng, hai tầng dưới có không gian lớn, động đất cấp 8, có thể dùng bê tông viên tro xỉ được không ?**

**TRẢ LỜI :** Hiện nay, vùng động đất cấp 8 ở Thẩm Dương, Thiên Tân, Bắc Kinh, Lan Châu đã xây dựng tương đối nhiều nhà ở vách cứng khoảng 20 tầng, kết cấu bê tông nhẹ.

Thí nghiệm cho thấy rằng : vấn đề chủ yếu của vách cứng bê tông nhẹ là lực kết dính giữa bê tông và cốt thép tương đối kém. Trong thí nghiệm thường xuất hiện các vết nứt dọc theo cốt thép dọc và hiện tượng tách thành hai mảng ở giữa tấm lõi cứng. Vì vậy, nếu tầng dưới không gian lớn dùng khung đỡ vách cứng để đảm bảo chống động đất của phần gian lớn thì tầng có gian lớn và tầng phía trên của tầng chuyển tiếp nên dùng kết cấu bê tông thường, phần còn lại phía trên lại có thể dùng kết cấu bê tông nhẹ.

**20. Nối tiếp hai khối nhà ở cao tầng, sàn của phần nối chỉ rộng 6m, phương án này được dùng trong trường hợp nào ?**

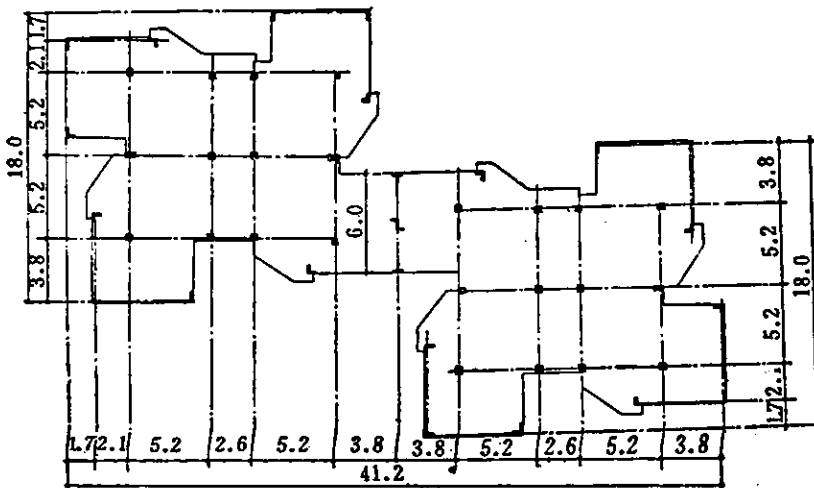
**TRẢ LỜI :** Nối tiếp hai khối nhà ở cao tầng (hình 2-12), khi xảy ra động đất có thể gặp trường hợp phần sàn nối chịu lực rất lớn do chấn động không đồng bộ gây nên, việc này cần được lưu ý.

Một ngôi nhà ở 8 tầng, mái dày 100mm, các sàn dày 80mm, phần nối dày 120mm, thiết kế chống động đất độ 7, đất loại II. Với công trình này, tình trạng bất lợi nhất là tải trọng ngang tương đương của tổ hợp chấn động tác động lên công

trình của mỗi khối theo hướng khác nhau. Lực cắt của phần sàn nối tiếp bằng 20% khả năng chống cắt của bê tông sàn.

Dùng phương pháp phân tích thời gian của sóng động đất, với giả thiết có hướng ngược nhau ở hai bộ phận công trình, lực cắt lớn nhất của phần nối bằng 60% khả năng chống cắt của bê tông sàn (sóng EI Centro).

Trên thực tế, mô hình tính toán "hướng tác động vào hai phần hoàn toàn ngược nhau" là trường hợp giả thiết bất lợi nhất, tình trạng chịu lực thực tế khi có động đất không đến mức độ này, cho nên trong điều kiện không chống động đất hoặc thiết kế phòng chống động đất với độ 6, 7, nhà ở dưới 10 tầng dùng phương án hai khối nối tiếp không bố trí khe chống động đất cũng được. Song, tình trạng chịu lực trên sàn của phần nối là bất lợi, vì vậy nên dùng các biện pháp gia cố sau :



Hình 2-12 : Mặt bằng hai khối nhà ở liền nhau (m)

1. Phần nối tăng chiều dày sàn đến 120mm;

2. Sàn của phần nối nên bố trí hai lớp lưới cốt thép ở trên và dưới, đặt theo 2 hướng  $\phi 8 - a = 250\text{mm}$ , dọc biên của hai phía bố trí giằng ngầm với cốt thép 4  $\phi 12$  có neo, kéo dài vào bộ phận chính với chiều dài 45d;

3. Góc âm của phần nối ở trong mặt bằng sàn bố trí thép xiên  $45^\circ$ , 3  $\phi 16$ , chiều dài neo 45d.

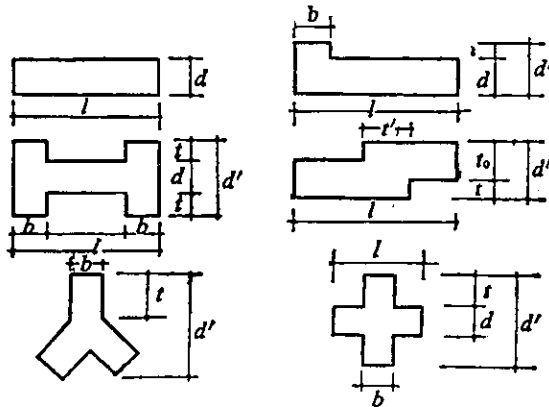
**21. Khi có yêu cầu phòng chống động đất, hình dáng mặt bằng nhà cao tầng nên xem xét các yêu cầu gì ?**

**TRẢ LỜI :** Khi có yêu cầu phòng chống động đất nên xem xét hai yêu cầu sau :

- Đầu tiên nên cố gắng có mặt bằng đơn giản, có quy luật đối xứng, cố gắng giảm lệch tâm để ngăn ngừa và giảm nhẹ tác hại do xoắn sinh ra. Trong trận động đất ở Đường Sơn, một số công trình cao tầng, nhiều tầng có mặt bằng hình chữ L do xoắn mà sinh ra phá hoại nghiêm trọng các cột góc ; Năm 1985, trong trận động đất ở thành phố Mêhicô, các công trình cao tầng do xoắn bị hỏng tương đối nhiều. Do vậy khi chọn mặt bằng cần xem xét vấn đề này một cách đầy đủ. Mặt bằng gọi là có quy luật, nói chung là : độ dài nhô ra cục bộ trên mặt bằng  $t$  nhỏ hơn chiều rộng  $b$  và nhỏ hơn  $1/3$  độ rộng  $d'$  mặt bằng công trình, còn chất lượng và độ cứng cơ bản đồng đều đối xứng.

- Thứ hai là kích thước  $l$  của mặt bằng không nên quá dài để tránh xuất hiện chấn động xoắn không theo quy luật. Hơn

nữa, kích thước phần nhô ra hoặc lõm vào nên đáp ứng yêu cầu ở bảng 2-5, mặt bằng công trình xem hình 2-13.



Hình 2-13 : Mặt bằng công trình

Bảng 2-5 : Giá trị giới hạn của  $l$ ,  $t$ ,  $t'$

Độ động đất	$l/d$	$l/d'$	$t/b$	$t'/d'$
6,7 độ	$\leq 6$	$\leq 5$	$\leq 2$	$\geq 1$
8,9 độ	$\leq 5$	$\leq 4$	$\leq 1,5$	$\geq 1$

22. Bố trí khoang thang thường, thang máy của nhà cao tầng nên xem xét vấn đề gì ?

**TRẢ LỜI :** Khoang cầu thang và thang máy của công trình cao tầng có hai đặc điểm :

1. Tạo nên các chỗ yếu lớn đối với sàn, làm độ cứng mặt sàn ở khu vực đó giảm đi, không lợi cho việc truyền lực

ngang ; đồng thời ở xung quanh các lỗ có ứng suất tập trung rất lớn để sinh ra tác hại khi có động đất.

2. Khoang cầu thang và thang máy thường gia cường bằng vách cứng bê tông cốt thép tạo thành giếng thang máy có độ cứng lớn : độ cứng của nó lớn hơn độ cứng của khung, ảnh hưởng lớn đến tính đối xứng của đơn nguyên kết cấu, nếu bố trí không thỏa đáng dễ bị xoắn. Khi có động đất, công trình dễ hư hỏng nặng, vì vậy nguyên tắc bố trí gian cầu thang, thang máy là :

a. Đối xứng : Tim của độ cứng kết cấu trùng với đường tác động của tải trọng ngang để không bị xoắn hoặc ít bị ảnh hưởng xoắn.

b. Cách xa góc : Cầu thang là khoảng trống, bên trong không có sàn, tạo thành lỗ thủng lớn trên sàn, do vậy không nên bố trí ở góc lồi để tránh cột góc, hai bên tường góc vì không có sàn mà bị hẫng. Cũng không nên bố trí ở góc lõm vì ở nơi này ứng suất tập trung lớn nhất.

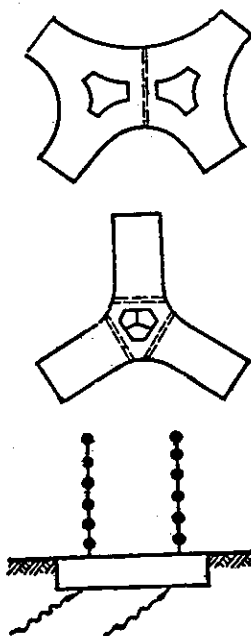
Nếu do việc sử dụng của công trình cần phải bố trí gian cầu thang, thang máy ở khu vực góc, thì phải tìm biện pháp gia cường kết cấu như dùng vách cứng tạo thành giếng thang có tiết diện hình hộp. Góc lõm của lỗ thủng trên sàn bố trí thép xiên  $45^\circ$  trong bản sàn, chiều dài neo trong bản sàn là  $40d$ . Khi cần thiết có thể tăng chiều dày sàn xung quanh gian cầu thang, thang máy để bổ khuyết chỗ yếu của ô trống.

Qua bài học tác hại động đất ở Đường Sơn, để đảm bảo an toàn cho gian cầu thang, thang máy không mất tác dụng khi động đất, tiện cho người di tản, tường gian cầu thang, thang máy không được dùng toàn bộ kết cấu xây, tốt nhất

dùng vách cứng làm giềng thang, ít nhất cũng có dầm cột tạo thành kết cấu khung, tường xây chèn và phải liên kết tốt với khung giềng thang.

**23. Kết cấu nhà cao tầng có mặt bằng hình Y, hình hai chữ Y có nên đặt khe lún tách ra không ?**

**TRẢ LỜI :** Nói chung, nếu nền tương đối đồng đều, các phần có độ lún chênh nhau không lớn, tốt nhất là không làm khe, bởi vì có khe lún tách ra phải xử lý theo khe chống động đất, không những làm cấu tạo phức tạp mà khi có động đất hai phía của khe chống động đất dễ sinh ra hư hỏng. Càng nghiêm trọng hơn là hai bộ phận tách rời tạo thành hệ thống chấn động đơn độc (hình 2.14), do độ vênh của sóng động đất khiến cho chấn động của các phần không đồng bộ làm kết cấu (bao gồm cả móng) chịu lực phức tạp. Mặt khác, sau khi tách ra, độ cứng chống xoắn bị giảm rất nhiều, rất không có lợi cho việc chống xoắn.



**24. Hình 2-15, công trình cao 45m, bố trí mặt bằng như vậy có hợp lý không ?**

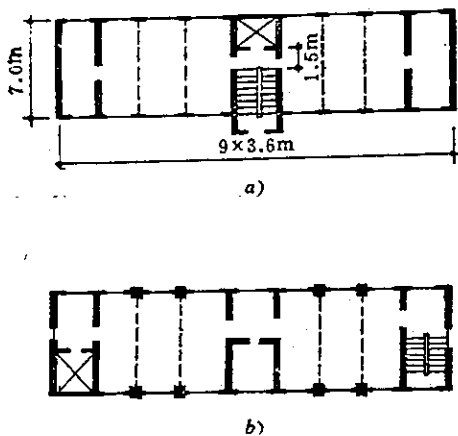
**TRẢ LỜI :** 1. H/B của công trình này là  $45/7 > 6$ , mảnh quá, không hợp lý.

*Hình 2-14 : Mặt bằng hình chữ Y và hai chữ Y*



2. Gian cầu thang, thang máy tập trung bố trí ở một gian. Ở đây gần như không còn sàn mà chỉ còn lại chiều nghiêng của cầu thang rộng 1,5m, sàn tạo thành hình lõm, dưới tác động của lực ngang, biến dạng sàn tập trung, khi có động đất, hai phía có thể phát sinh chấn động không đồng bộ làm điều kiện chịu lực của kết cấu càng phức tạp, do vậy tốt nhất đặt ở hai đầu, điều kiện chịu lực tốt hơn.

3. Phần gian lớn dùng dầm lớn chống đỡ. Độ cứng của dầm lớn rất lớn, tiết diện của cột (hoặc vách cứng) quá nhỏ, cột yếu còn dầm khỏe không có lợi trong việc chống động đất, sửa thành cột khung (hình 2-15b) sẽ tốt hơn. Lúc này, biểu đồ tính phương ngang xét theo kết cấu khung - vách cứng.



Hình 2-15

25. Sàn có ô trống lớn nên gia cố thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Mặt bằng như hình 2-16 thể hiện tổng chiều dài là  $5m \times 8 = 40m$ , toàn bộ cột tiết diện là  $500 \times 500mm$ , tường dày  $\delta = 250mm$ , ô trống rộng  $\phi 8m$ .

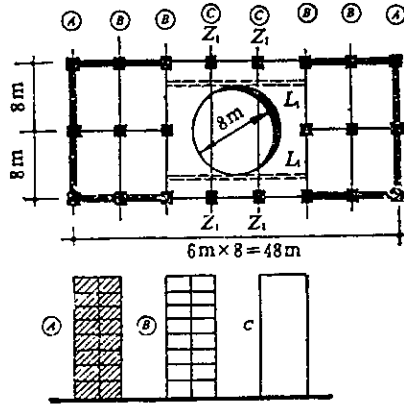
Với mặt bằng như vậy nên gia cố theo biện pháp sau :

1 - Toàn bộ chiều dài tường thay đổi : 4 tầng dưới sửa thành :  $\delta = 300\text{mm}$ , 4 tầng trên sửa thành  $\delta = 250\text{mm}$ .

2 - Tiết diện cột  $Z_1$  sửa thành  $600 \times 800\text{mm}$ , tăng thêm độ cứng mặt bằng, các cột khác sửa thành  $600 \times 600\text{mm}$  (4 tầng trên vẫn giữ  $500 \times 500\text{mm}$ ).

3 - Sàn dùng bê tông đổ tại chỗ dày 150-180mm, tăng độ cứng của sàn.

4 - Đặt dầm lệch  $L_1$ , truyền một phần lực ngang sang khung bên cạnh.

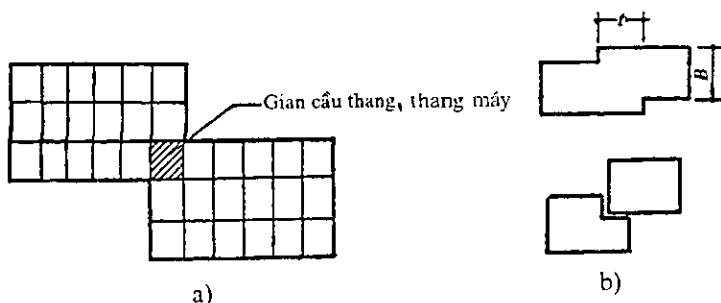


Hình 2-16

26. Bố trí mặt bằng theo hình 2-17 là yêu cầu của kiến trúc. Như vậy có vấn đề gì đối với động đất độ 8 không ?

TRẢ LỜI : Việc bố trí mặt bằng như vậy có hai vấn đề tồn tại :

1) Độ dài lệch nhau  $t$  của mặt bằng hình chữ Z nên lớn hơn độ rộng  $B$  của công trình, tránh được ứng suất tập trung mà bị hỏng do chấn động. Như hình 2-17a, chiều dài lệch nhau của kết cấu quá nhỏ, tạo thành vùng hẹp, bộ phận này chịu lực phức tạp, ứng suất tập trung lớn dễ bị phá hoại khi có động đất mạnh.



Hình 2-17

2) Trong vùng hẹp như vậy không nên bố trí gian cầu thang, thang máy, các gian này vì không có sàn nên rất yếu, không nên đặt ở góc lõm.

Kiến nghị dùng khe phòng động đất chia mặt bằng kết cấu thành hai đơn nguyên độc lập là thỏa đáng (hình 2-17b).

## 27. Kết cấu nhà cao tầng có thể dùng hệ sàn lắp ghép không ?

**TRẢ LỜI :** Chọn phương án sàn kết cấu nhà cao tầng nên xem xét 5 yêu cầu sau :

1 - Sàn là tám ngăn cách cứng ngang của kết cấu nhà cao tầng, nó liên kết các kết cấu chống lực bên tạo thành hệ không gian, đồng thời truyền lực động đất của sàn lên các kết cấu chống lực bên. Độ cứng của sàn vô cùng quan trọng đối với toàn bộ không gian của nhà cao tầng.

2 - Trong tính toán nội lực và chuyển vị, nói chung đều giả thiết độ cứng của sàn trong mặt bằng của nó là vô cùng lớn, để tình trạng thực tế của kết cấu và giả định thống nhất, sàn nên có độ cứng lớn trong mặt bằng.

3 - Khi dạng kết cấu tầng trên, tầng dưới và trục có thay đổi, sàn tầng chuyển tiếp giữa tầng trên và tầng dưới nhận trách nhiệm chuyển lực ngang của kết cấu chống lực bên của tầng trên xuống các kết cấu chống lực bên khác của tầng dưới, làm cho lực ngang được phân phối lại. Do vậy sàn tầng chuyển tiếp chịu lực rất lớn, cần phải có đủ độ cứng.

4 - Khi sàn chịu ảnh hưởng tương đối lớn của nhiệt độ thay đổi hoặc chịu lực rất phức tạp nhất thiết phải gia cố.

5 - Khi độ cứng của kết cấu chống lực bên gần như nhau (ví dụ kết cấu vách cứng, hoặc kết cấu khung), lực ngang và chuyển vị mà các kết cấu chống lực bên gánh chịu gần như nhau, yêu cầu đối với độ cứng của sàn có thể giảm chút ít. Ngược lại, với kết cấu khung - vách cứng, độ cứng của kết cấu chống lực bên của các tầng chênh nhau lớn ; sàn phải đáp ứng điều hòa chuyển vị giữa chúng phân phối và truyền tải lực ngang, nên có yêu cầu cao đối với độ cứng của sàn.

Tóm lại, trong các trường hợp sau đều dùng sàn đổ tại chỗ :

- Kết cấu có cao độ trên 50m;
- Tầng mái, sàn tầng chuyển tiếp của các kết cấu có cao độ chưa vượt quá 50m ;
- Sàn có ô trống lớn hoặc đoạn vươn ra lớn, các trường hợp khác, có thể dùng sàn lắp ghép.

**28. Khi dùng sàn lắp ghép, nên dùng biện pháp gì để gia cố độ cứng sàn ?**

**TRẢ LỜI :** Kết cấu nhà cao tầng có chiều cao dưới 50m có thể dùng sàn lắp ghép.

Đối với kết cấu khung và vách cứng có độ cứng kết cấu chống lực bên gần giống nhau có thể giữa các tấm để khe rộng 50mm, trong khe bố trí cốt thép  $\phi 6 - \phi 8$  chạy suốt chiều dài, đổ bê tông lấp khe.

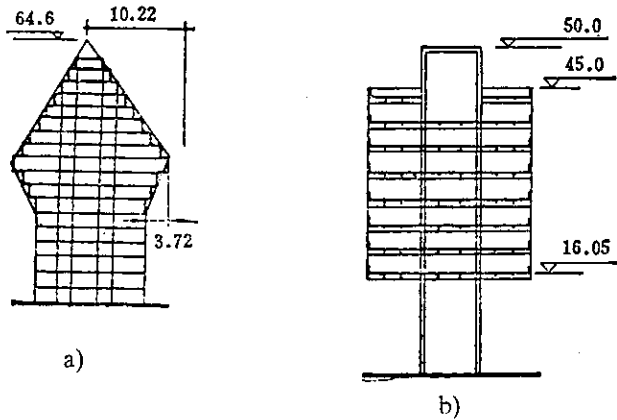
Sàn của kết cấu khung - vách cứng cần truyền lực ngang từ khung sang vách cứng, chịu lực tương đối lớn, việc đổ lớp bê tông cốt thép tại chỗ trên mặt là vô cùng cần thiết. Khi cần chống động đất độ 6, 7 nên có lớp bê tông mặt đổ tại chỗ; khi cần chống động đất độ 8, 9 phải có lớp mặt đổ tại chỗ.

Chiều dày lớp bê tông tại chỗ trên mặt không nhỏ hơn 40mm, cường độ bê tông không thấp hơn C20, bố trí lưới cốt thép  $\phi 4 - \phi 6$  theo hai hướng,  $a = 200 - 300\text{mm}$ .

Lớp bê tông bề mặt có thể bố trí ở mỗi tầng, để đáp ứng yêu cầu chịu lực ; mặt khác khi bố trí tầng ngăn, chiều cao các tầng không bằng nhau, thiết bị thang có nhiều chủng loại, không thuận lợi.

## 29. Bố trí kết cấu nhà cao tầng theo phương đứng, nên xem xét nguyên tắc gì ?

**TRẢ LỜI :** Đối với nhà cao tầng có yêu cầu phòng chống động đất, hình khối mặt đứng của nhà nên cố gắng có quy cách, đều, tránh có dạng vươn ra ngoài hoặc thu vào quá lớn. Như hình 2-18 là một ví dụ. Có thể cho rằng đó là một phương án hình khối mặt đứng thay đổi quá lớn, khó khăn nhiều cho việc thiết kế chống động đất. Nói chung, khi phù hợp với các yêu cầu dưới đây, có thể cho là công trình có mặt đứng tương đối thích hợp :



**Hình 2-18 : Kết cấu có hình khối mặt đứng thay đổi lớn**  
 a - Khách sạn Hoàng đô Bắc Hải  
 b - Thư viện Đại học Đồng Tế

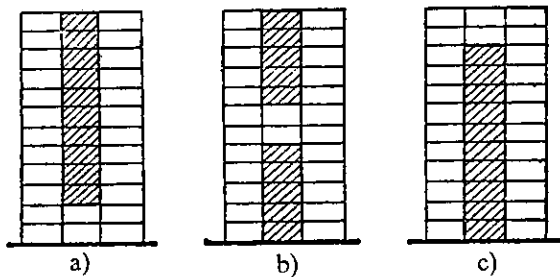
1 - Chiều dài vươn ra ngoài nhỏ hơn 2m ;

2. Tỷ lệ kích thước sau khi thu vào  $d'$  và chưa thu vào  $d$  của mặt đứng là  $d'/d < 0,75$ .

Mặt khác còn cần xem xét tình trạng thay đổi độ cứng của kết cấu dọc theo chiều đứng. Yêu cầu chung là : độ cứng thay đổi từ từ, đều, không đột biến.

Đầu tiên, từ dưới lên trên, tiết diện cấu kiện cần giảm nhỏ. Nói chung, chiều dày của vách cứng mỗi lần giảm 50 - 100mm cạnh dài tiết diện cột mỗi lần giảm 100- 150mm. Mác bê tông có thể thay đổi theo sự thay đổi tiết diện của cấu kiện nhưng lệch theo tầng lầu, không nên thay đổi trong cùng một tầng lầu để tránh độ cứng đột biến.

Tiếp theo, vách cứng có thể chạy suốt chiều cao công trình từ dưới đến đỉnh. Vách cứng có độ cứng lớn, nếu nó bị đứt đoạn sẽ rất bất lợi cho việc chống động đất. Hình 2-19 a, c là kết cấu tầng dưới không gian lớn và tầng trên để trống, nên có biện pháp gia cố móng; hình 2-19b là ở giữa ngôi nhà bỏ vách cứng, phương án này không nên sử dụng.



Hình 2-19

Nếu do tầng dưới bỏ một phần cột, vách mà làm cho độ cứng tầng dưới nhỏ hơn tầng trên, trừ trường hợp thay đổi không lớn, nói chung đều cần biện pháp gia cố. Độ cứng tầng dưới được xem là thay đổi không lớn khi :

$$1. \quad K_{i-1} \geq 0,7K_i$$

Trong đó :  $K_{i-1}$  - độ cứng tầng dưới ;

$K_i$  - độ cứng tầng trên ;

2. Nếu độ cứng của mấy tầng dưới liên tục giảm thì liên tục giảm 3 lần không nên nhỏ hơn 50% độ cứng ban đầu.

$$K_{i-3} \geq 0,5K_i$$

Độ cứng của tầng ở đây tính theo công thức sau :

$$K_i = (G_i A_{\omega_i} + 0,12G_i A_{c_i})/h_i$$

Trong đó :  $A_{\omega_i}$  - diện tích mặt cắt vách tầng thứ  $i$  ;

$A_{c_i}$  - diện tích mặt cắt cột tầng thứ  $i$  ;

$G_i$  - môđun biến dạng cắt (Shear modulus)  
của bê tông tầng thứ  $i$  ;

$h_i$  - chiều cao tầng thứ  $i$ .

Kết cấu vách cứng tầng dưới không gian lớn, ngoài việc có biện pháp gia cố còn cần :

$$K_1 \geq 0,5 K_2 \text{ (có yêu cầu chống động đất)}$$

$$K_1 \geq 0,3 K_2 \text{ (không có thiết kế chống động đất)}$$

Khi công trình có tầng kỹ thuật mà chiều cao tầng rất nhỏ, hoặc tầng cứng có độ cứng rất lớn, tất nhiên sẽ có hiện tượng độ cứng đột biến, lúc này tầng liền kề trên dưới cần có biện pháp gia cố.

### 30. Ở vùng đất loại III, động đất độ 8 có thể dùng kết cấu vách cứng tầng dưới có không gian lớn được không ?

**TRẢ LỜI :** Trên nền đất loại III, động đất độ 8, lực ngang sinh ra do tác động của động đất tương đương với 2 lần nền đất loại II. Sở kết cấu Viện Khoa học Xây dựng Trung Quốc đã từng làm thí nghiệm mô hình tỷ lệ 1 : 6 về sự truyền sóng động đất đối với nhà ở cao tầng kết cấu vách cứng tầng dưới có không gian lớn. Mô hình thiết kế theo đất loại II, động đất độ 8 đáp ứng yêu cầu "Những điều cơ bản trong thiết kế chống động đất của kết cấu vách cứng tầng dưới có không gian lớn" và "Quy trình thiết kế và thi công cao tầng".



Dưới tác động của sóng động đất EI. Centro, khi bị phá hoại, gia tốc động đất đã đạt tới 0,6g, bằng 3 lần đất loại II, động đất độ 8 (0,2g). Vì vậy chỉ cần thiết kế thỏa đáng, với đất loại III, động đất độ 8 thì có thể dùng kết cấu vách cứng tầng dưới có không gian lớn.

Trong thiết kế có thể điều chỉnh chu kỳ dao động cơ bản của công trình  $T_1$  tránh tương đương với chu kỳ dao động chính của nền  $T_2$ . Chu kỳ dao động chính của nền đất loại III khoảng 0,6s.

### 31. Vì sao phải hạn chế tỷ lệ cao - rộng (H/B) của nhà cao tầng ?

**TRẢ LỜI :** Tải trọng ngang (lực gió và tác động động đất) là nhân tố khống chế trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng. Dưới tác động của tải trọng ngang, công trình sẽ sinh ra chuyển vị ngang và mômen lật.

Nguyên nhân chủ yếu hạn chế tỷ lệ cao - rộng là :

#### 1. Làm cho nhà cao tầng có đủ độ cứng.

Trong giai đoạn thiết kế phương án, đối với độ cứng của công trình có thể đạt được sự khống chế chung từ tỷ lệ cao - rộng, tránh vì quá mảnh mà sinh ra chuyển vị ngang quá lớn. Mặt khác nếu tỷ lệ cao - rộng quá lớn mà muốn hạn chế chuyển vị ngang thì tất phải tăng diện tích mặt cắt của cấu kiện vách, cột, dựa vào việc tăng độ cứng của bản thân cấu kiện để đáp ứng yêu cầu độ cứng, làm như vậy là không kinh tế, không những tăng vật tư mà còn tăng trọng lượng bản thân, lực động đất cũng tăng. Do vậy, cần đảm bảo tỷ lệ rộng - cao không nên quá nhỏ.

2. Tránh sự mất ổn định tổng thể của công trình dưới tác động của tải trọng đứng. Kết cấu công trình cao tầng giống như cấu kiện ngàm đứng, cần phải xem xét tải trọng giới hạn dưới tác động của tải trọng đứng. Do có độ lệch trọng tâm ban đầu, tác động thêm của lực ngang, và tính chất đàn hồi dẻo của bê tông, cho nên tải trọng Ole giới hạn nhỏ hơn rất nhiều so với tải trọng Ole lý tưởng, nói chung có thể lấy :

$$P_{eq} \leq \frac{\sum E I_{eq}}{8H^2}$$

Trong đó:  $P_{eq}$  - Tải trọng đứng tương đương ở đỉnh :

$$P_{eq} = \frac{1}{H^2} \sum P_i H_i^2$$

$H$  - tổng chiều cao công trình ;

$P_i$  - tải trọng đứng của tầng thứ  $i$  ;

$H_i$  - chiều cao tầng thứ  $i$ .

Đối với kết cấu công trình cao tầng bê tông cốt thép, do độ cứng rất lớn, nói chung  $P_{eq}$  không cần tính toán và khống chế mà hạn chế sự mất ổn định bằng cách hạn chế tỷ lệ cao - rộng. Với điều kiện đáp ứng giá trị giới hạn tỷ lệ cao - rộng, không cần thiết nghiệm toán ổn định.

3 - Ngăn chặn lật của công trình dưới tác động của lực ngang. Nếu mô men lật (moment of force) của ngoại lực vượt quá mô men ổn định của trọng lượng bản thân, thì công trình có nguy cơ bị lật. Trong trận động đất ở Bucaret (Rumani) năm 1978 có hai công trình bị lật toàn bộ; năm 1985 trong trận động đất ở thành phố Mêhicô cũng có hiện tượng tương tự. Do vậy để đảm bảo mô men ổn định lớn hơn mô men

lật, ngăn chặn hiện tượng lật xảy ra, phải hạn chế tỷ lệ cao - rộng.

**32. Để tránh đặt khe lún giữa phần thể bộ phận thấp tầng và bộ phận cao tầng, có thể đem bộ phận thấp tầng nối liền với phần tầng dưới của công trình cao tầng làm thành "móng hộp" trên mặt đất có độ cứng rất lớn không ?**

**TRẢ LỜI :** Phương án như vậy cũng có thể được, nhưng không phải là biện pháp tốt, vì :

1. Muốn thành "hộp" có tính cứng, thì độ cứng tất phải lớn hơn rất nhiều so với bộ phận tầng trên, thậm chí toàn bộ dùng vách cứng có độ cứng rất lớn, lượng vật liệu sử dụng rất không kinh tế.

2. Độ cứng giữa bộ phận thấp tầng với tầng trên đột biến, bộ phận tầng chuyển tiếp rất khó xử lý để sinh ra hư hại do động đất. Cho nên, không kiến nghị sử dụng phương án "đáy cứng", nếu đặt khe lún khó khăn thì có thể để dải chèn đỡ bê tông sau (rộng 50-100cm, cốt thép chạy suốt, đổ bê tông sau), đợi cho công trình chủ thể lún xong mới đổ bê tông dải chèn để nối thành một khối.

**33. Dùng kết cấu tháp vách cứng, cần chú ý những vấn đề gì ?**

**TRẢ LỜI :** Tháp dùng kết cấu khung hay kết cấu vách cứng không có tiêu chuẩn tuyệt đối. Thiết kế tháp trên nguyên tắc có thể tiếp nhận lực động đất một cách hữu hiệu và truyền lực này xuống tầng dưới một cách có hiệu quả. Khi dùng kết cấu vách cứng, phía đầu vách cứng phải có cánh (cột hoặc các khối tường thẳng góc với nó), hoặc bố trí vách cứng có

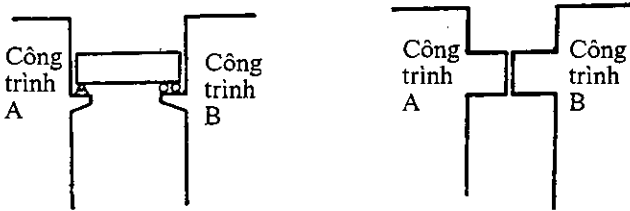
khung viền trên kết cấu khung. Dầm đỡ vách cứng phải có đủ độ cứng, hoặc vách cứng chạy suốt xuống tầng dưới.

Dầm đỡ một đầu của vách cứng, thì độ cứng của dầm này phải lớn ( $> 1/10$  nhịp dầm), đồng thời kiểm tra khả năng chống cắt, chống uốn bằng phản lực của vách.

Nói chung, lực ngang  $Q_t$  của tháp đặt trên dầm đỡ lấy lớn hơn  $1,0 W_t$ .

**34. Khi có yêu cầu phòng chống động đất, giữa hai công trình cần bố trí nhà cầu cho người đi, có thể dùng phương án nào ?**

**TRẢ LỜI :** Khi có yêu cầu phòng chống động đất, phần trên của hai ngôi nhà cao tầng riêng biệt, không nên bố trí nhà cầu (hành lang) nối tiếp. Bởi vì khi có động đất, tình trạng chấn động của hai ngôi nhà thường không giống nhau, do vậy dễ làm cho nhà cầu bị hư hỏng.



a. Phương án dầm đơn giản      b. Phương án hai dầm con son

*Hình 2-20 : Cầu nối*

Nếu khoảng cách của hai công trình này tương đối xa, cần bố trí nhà cầu kiểu dầm đơn giản thì một đầu nên dùng gối đỡ khớp di động (hình 2.20a). Nếu khoảng cách của hai công trình này tương đối gần, có thể làm *conson* từ hai phía, ở giữa để một khoảng làm khe phòng chống động đất (hình 2.20b).

Khoảng cách hai ngôi nhà làm việc của một công ty xây dựng ở Tokyo Nhật Bản là 8m đã làm 3 cầu vượt kiểu *conson*, có hiệu quả tốt.

### 35. Với nhà cao tầng, bố trí khe co dãn nên xem xét nguyên tắc nào ?

**TRẢ LỜI :** Trước trận động đất ở Đường Sơn, bố trí khe co dãn tương đối nhiều, cùng một nhà, thường có nhiều khe co dãn chia thành mấy đơn nguyên kết cấu đơn lẻ. Trong trận động đất ở Đường Sơn, khe co dãn của nhà cao tầng vùng Đường Sơn, Thiên Tân, Bắc Kinh, đại bộ phận đều sinh ra va đập, làm thiệt hại ở nhiều mức độ khác nhau : thiệt hại nhẹ như trang trí, gạch ốp lát, tường đầu hồi của công trình bị hư hại ; thiệt hại lớn thì kết cấu chủ yếu ở mái bị phá hoại. Từ thiệt hại do động đất thấy rằng : khe co dãn là một nơi yếu kém, rất khó ngăn chặn hư hại. Trong trận động đất ở thành phố Mêhicô năm 1985 tình trạng tương tự cũng nhiều, công trình do va đập mà hỏng rất nhiều. Mặt khác, đặt khe co dãn thì hai phía phải bố trí hai tường, hai khung, kết cấu phức tạp, xử lý công trình rất khó khăn. Tình hình trên cho thấy : nên hết sức giảm số lượng khe co dãn.

Sau trận động đất ở Đường Sơn, rất nhiều nhà cao tầng xây mới đều dùng nhiều biện pháp để giảm số lượng khe co giãn đến mức thấp nhất, hiệu quả tốt. Do vậy nguyên tắc cơ bản để bố trí khe co giãn trong nhà cao tầng là : Điều chỉnh kích thước và hình dáng mặt bằng, dùng các biện pháp về cấu tạo, biện pháp thi công, nếu không cần bố trí thì không bố trí khe co giãn, có thể bố trí ít thì bố trí ít. Nếu cần phải bố trí khe co giãn thì cần có đủ chiều rộng để đề phòng khi động đất, các đơn nguyên kết cấu bên cạnh đập vào nhau.

### **36. Dùng những biện pháp nào thì có thể tăng khoảng cách của khe co giãn ?**

**TRẢ LỜI :** Dùng những biện pháp hữu hiệu có thể giảm nhẹ ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ và co ngót của bê tông, từ đó có thể tăng khoảng cách của khe co giãn. Những biện pháp đó là :

1. Mái của công trình cao tầng dùng các biện pháp chống nóng cách nhiệt giảm bức xạ nhiệt mặt trời khiến cho kết cấu mái tăng nhiệt độ. Các vùng phía nam dùng tầng rỗng trên mái, nhờ sự lưu thông của không khí mà giảm nhiệt độ. Đây cũng là một biện pháp có hiệu quả.

2. Thay đổi hình thức kết cấu mái, giảm nhẹ độ cứng để giảm ứng suất nhiệt, mái phân đoạn cục bộ để giảm ảnh hưởng của nhiệt độ và co ngót.

3. Đối với các bộ phận mà nhiệt độ thay đổi tương đối lớn nên bố trí tăng cốt thép : như tầng mái, tầng dưới, tường góc, gian đầu tường dọc, tỷ lệ cốt thép của vách cứng tăng từ 2,5 % - 3%.

4. Mỗi cự ly khoảng cách 30-40m nên để dải đổ bê tông chèn sau. Đợi bê tông co ngót rồi mới đổ để tạo thành một khối nhằm giảm nhẹ ảnh hưởng của co ngót.

Những năm 1973 - 1974, khách sạn Bạch Vân ở Quảng Châu, khi dùng các giải pháp trên đã có kết quả tốt. Khách sạn cao tầng có vách cứng dài 70m không bố trí khe co dãn. Khách sạn Bạch Vân có 33 tầng, cao 115m, dài 70m, rộng 18m có 12 vách cứng ngang và có 4 dải vách cứng dọc. Để giải quyết vấn đề không bố trí khe co dãn đã xem xét các biện pháp sau :

Tầng mái thay bằng kết cấu khung, chia làm 3 đoạn :

Mái làm giàn hoa trên mái đồng thời dùng tầng rỗng (trống) giảm ảnh hưởng bức xạ mặt trời ; kết cấu tầng mái nhịp đầu, tầng dưới và khối vách đầu mà tỷ lệ bố trí cốt thép lớn hơn 0,3% ; dải đổ bê tông chèn sau ở đoạn giữa. Sau đó, rất nhiều công trình trong nước dùng các biện pháp tương tự. Ví dụ : Khách sạn Côn Lôn dài 114m, khách sạn Kinh Luân dài 138m ở Bắc Kinh, sau khi dùng các biện pháp trên đều không bố trí khe co dãn vĩnh cửu, hiệu quả sử dụng rất tốt.

### **37. Bố trí dải bê tông đổ chèn sau, nên xem xét vấn đề gì ?**

**TRẢ LỜI :** Mục đích việc bố trí dải bê tông đổ chèn sau là để giảm sự co ngót của bê tông, nâng cao khả năng chống lại sự thay đổi của nhiệt độ, dùng cách này có thể tăng khoảng cách của khe co dãn. Do vậy nên xem xét những vấn đề sau :

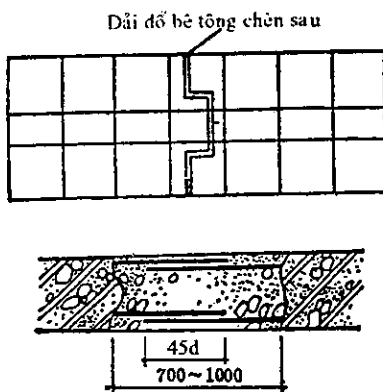
1. Khoảng cách của dải này khoảng 30-40m ; để đảm bảo cho bê tông có thể co ngót một cách tự do trong khu vực mà dải chèn này phân chia.

2. Dải chèn này nên bố trí ở nơi mà ít có ảnh hưởng tới sự chịu lực của kết cấu. Nói chung nên đi qua vị trí 1/3 khẩu độ dầm sàn, hoặc vị trí giao nhau của tường dọc và tường ngang, hoặc đi qua vị trí giằng của lỗ cửa.

3. Dải đổ chèn này nên chạy suốt tiết diện ngang của kết cấu để chia kết cấu thành những khu vực riêng biệt, nhưng không phải đi qua giữa gian để tránh 100% cốt thép phải nối.

4. Chiều rộng của dải đổ chèn này là 700- 1000mm. Chiều dài đoạn nối chồng cốt thép của tường và sàn là  $45d$ . Cốt thép chủ của dầm có thể không cắt ra để vẫn đảm bảo độ liên kết nhất định.

5. Bê tông của dải đổ chèn này nên đổ vào thời điểm sau hai tháng đổ bê tông công trình chính, lúc này độ co ngót của bê tông công trình chính đã đạt được 60- 70%, sớm nhất cũng không được sớm hơn 40 ngày. Nếu tuổi của bê tông công trình chính nhỏ quá, co ngót của bê tông chưa đủ, sau khi đổ bê tông sẽ không còn ý nghĩa của dải đổ chèn sau.



Hình 2-21: Dải đổ bê tông chèn sau



6. Nhiệt độ khi đổ bê tông dải chèn nên cố gắng tương đương với nhiệt độ khi đổ bê tông công trình chính.

7. Bê tông đổ cho dải chèn sau tốt nhất dùng loại xi măng có tính trương nở để tránh xuất hiện vết nứt giữa bê tông mới và bê tông cũ. Nếu có khó khăn cũng có thể dùng bê tông có mác cao thông thường.

**38. Thông thường, khoảng cách lớn nhất của khe co dãn nhà cao tầng xem xét thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Nói chung, nếu không dùng các biện pháp đặc biệt thì khoảng cách khe co dãn không nên vượt quá số liệu của bảng 2-6.

**Bảng 2-6 : Khoảng cách lớn nhất của khe co dãn**

Loại kết cấu	Phương pháp thi công	Khoảng cách lớn nhất (m)
- Khung	- Lắp ghép	75
	- Đổ tại chỗ, tường ngoài lắp ghép	65
- Khung - vách cứng	- Đổ tại chỗ, tường ngoài lắp ghép	55
	Tường ngoài lắp ghép	60
- Vách cứng	Tường ngoài đổ tại chỗ	45

Nếu mái không có biện pháp giữ nhiệt hoặc cách nhiệt, kết cấu mái chịu ảnh hưởng lớn của nhiệt độ và ở vào tình trạng bất lợi ; công trình ở vào khu vực khí hậu khô, hoặc

mùa hè nóng mà mưa lớn nhiều thì do co ngót, nhiệt độ đột biến, sẽ sinh ra nứt, trong trường hợp này, khoảng cách khe co dãn nên thu nhỏ.

Mặt khác, các vết nứt do co ngót của bê tông có liên quan rất lớn đối với điều kiện thi công. Bảo dưỡng bê tông không tốt, thời gian thi công dài, như vậy một mặt bê tông co ngót rất mạnh, mặt khác có thể trong quá trình thi công do sự thay đổi rất lớn của nhiệt độ làm cho bê tông dễ bị nứt, vì vậy trường hợp này khoảng cách khe co dãn cũng nên rút ngắn.

Nếu dùng xi măng có tính co ngót lớn, cũng cần điều chỉnh khoảng cách khe co dãn. Thường thường, tính co ngót của xi măng tro núi lửa rất lớn, sau đến xi măng xỉ quặng, còn xi măng poóc lăng nhỏ nhất. Mặt khác, độ mịn của xi măng mác cao nhỏ, độ co ngót lớn hơn xi măng mác thấp. Cho nên khi dùng vật liệu có tính co ngót lớn cũng cần điều chỉnh khoảng cách của khe co dãn. Do yếu tố ảnh hưởng đến hiệu ứng nhiệt độ - co ngót của công trình rất nhiều nên khi có đầy đủ luận cứ và kinh nghiệm thiết kế thi công có thể tăng khoảng cách khe co dãn, và khi sử dụng biện pháp hữu hiệu cũng có thể tăng khoảng cách khe co dãn.

### 39. Làm thế nào để xác định độ rộng của khe co dãn, khe lún, khe chống động đất ?

**TRẢ LỜI :** Trong trường hợp không cần phòng chống động đất, chiều rộng của khe co dãn chủ yếu đáp ứng yêu cầu thay đổi chiều dài sau khi nở của công trình, khe lún đáp ứng yêu cầu lún tự do của các bên. Do vậy độ rộng thường dưới 50mm. Tuy nhiên, nếu móng xuất hiện chuyển động làm cho đỉnh

kết cấu phát sinh chuyển vị ngang thì cần để đủ độ rộng để tránh phần đỉnh va đập nhau. Độ rộng đó nhỏ nhất là :

$$t = (\theta_1 + \theta_2)H + 50\text{mm}$$

Trong đó :

$\theta_1, \theta_2$  : góc quay của móng của hai đơn nguyên kết cấu kề nhau ;

H : chiều cao nhà (độ cao mà mái có thể va đập nhau).

Trong trường hợp có yêu cầu phòng chống động đất, tránh sự va đập của 2 đơn nguyên kết cấu kề nhau là vấn đề phải xem xét đầu tiên. Do khi động đất, hai đơn nguyên có khả năng chấn động theo hướng ngược nhau, cho nên chiều rộng khe nên lớn hơn tổng chuyển vị ngang của hai đỉnh điểm. Trong thiết kế có thể dùng bảng 2-7 để chọn độ rộng nhỏ nhất của khe chống động đất.

Khi móng có khả năng chuyển động, nên cộng thêm chuyển vị ngang của đỉnh nhà do chuyển động sinh ra.

**Bảng 2-7 : Chiều rộng nhỏ nhất của khe chống động đất (mm)**

Kết cấu	Độ động đất		
	7	8	9
Khung	$70 + \frac{(H - 15)}{4} \times 30$	$70 + \frac{(H - 15)}{3} \times 30$	
Khung-vách cứng	$70 + \frac{(H - 15)}{4} \times 20$	$70 + \frac{(H - 15)}{3} \times 20$	$70 + \frac{(H - 15)}{2} \times 20$
Vách cứng	$70 + \frac{(H - 15)}{4} \times 15$	$70 + \frac{(H - 15)}{3} \times 15$	$70 + \frac{(H - 15)}{2} \times 15$

*Ghi chú* : H - chiều cao của ngôi nhà tương đối thấp hơn trong hai ngôi nhà liền kề nhau (m).

**40. Dựa vào nguyên tắc nào để quyết định có đặt khe lún giữa công trình chính và khu thấp tầng ?**

**TRẢ LỜI :** Số tầng của công trình chính nhiều, tải trọng lớn, độ lún cũng lớn ; khu thấp tầng số tầng ít, tải trọng nhỏ, độ lún cũng nhỏ. Có 3 cách xử lý quan hệ giữa chúng :

**1. Phương pháp "mở" :**

Bố trí khe lún giữa công trình chính và công trình thấp tầng. Hai bộ phận này lún riêng biệt, không ảnh hưởng lẫn nhau. Cách xử lý này dùng nhiều ở nơi mà sức chịu tải của nền kém, điều kiện địa chất phức tạp. Dùng phương pháp này, ở hai bên khe co giãn phải bố trí hai dầm, hai cột, hai tường, khó xử lý tốt ở phần kết cấu và phần kiến trúc, đặc biệt là chống thấm ở tầng ngầm tương đối khó khăn, dễ bị thấm. Nếu khe co giãn lại chia móng bè thành hai phần thì tình trạng chịu lực của móng càng bất lợi.

**2. Phương pháp "chống": Có hai cách dưới đây :**

a. Nếu nền đá tương đối nông, móng nằm trực tiếp trên nền đá ; hoặc móng tuy sâu, nhưng qua cọc chống trực tiếp truyền tải trọng lên nền đá. Giữa công trình chính và phần thấp tầng không có lún lệch (hoặc độ chênh lún rất nhỏ) thì không cần thiết bố trí khe lún.

b. Dùng móng hộp có độ cứng rất lớn hoặc móng bè dày, cường độ và độ cứng của bản thân móng chống lại nội lực và biến dạng do lún không đều sinh ra : như nhà một ngân hàng của Tây Đức (34 tầng), bản đáy móng dày 4m, công trình chính và phần thấp tầng đều nằm trên một móng (không tách giữa hai khối).

Với phương thức xử lý trên, lượng vật liệu dùng nhiều, giá thành cũng tương đối cao.

3. Phương pháp "điều chỉnh" : Điều chỉnh độ lún giữa công trình chính và phần thấp tầng làm giảm độ chênh lún.

a. Điều chỉnh độ chênh thời gian : Thi công công trình chính trước, thi công phần thấp tầng sau. Độ lún của phần chính lớn, thời gian để ổn định lún dài. Thi công phần chính trước, trong thời gian vài năm, lún của phần chính cơ bản đã ổn định. Thời gian sau độ lún nhỏ, lúc đó mới thi công phần thấp tầng, độ lệch lún sẽ giảm rất nhiều.

b. Điều chỉnh độ chênh áp lực : Áp lực đất của phần chính lớn, dùng móng hộp hoặc móng bè để giảm áp lực đất, giảm độ lún, dùng các dải móng cho phần thấp tầng, tăng áp lực đất, tăng độ lún. Dùng hai dạng móng khác nhau để giảm độ lệch lún của hai khối trên.

c. Điều chỉnh độ chênh cao độ : Nếu điều kiện địa chất đồng đều, chịu lực lớn, tính lún tương đối chuẩn xác. Dựa vào độ lún lệch giữa phần chính và thấp tầng để quyết định cao độ khác nhau của móng hai phần này khiến cho cao độ của chúng cuối cùng trên cơ bản bằng nhau.

Khi sử dụng phương pháp "điều chỉnh" trong thời gian thi công nên bố trí dải đổ bê tông chèn sau giữa hai phần, độ rộng là 800-1000mm, cốt thép có thể nối liền, nhưng chưa đổ bê tông vội chừa ra khe lún tạm thời. Đợi thi công xong, sau khi ổn định lún mới đổ bê tông, tạo thành một khối, không để khe lún vĩnh cửu.

Trong quá trình thi công nên dùng các biện pháp hữu hiệu để tránh thấm vào dải đổ bê tông chèn sau.

### III. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT

41. Tải trọng đứng của kết cấu nhà cao tầng nên chọn như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Tải trọng đứng của kết cấu nhà cao tầng phân thành hoạt tải và tĩnh tải. Tĩnh tải có thể căn cứ vào kích thước tiết diện kết cấu và trọng lượng thể tích đơn vị vật liệu để tính, hoạt tải có thể lấy theo quy định "Quy phạm tải trọng kết cấu xây dựng GBJ 9-87". Một số giá trị tải trọng, trong quy phạm chưa có, khi thiết kế có thể tham khảo số liệu của bảng 3.1 :

**Bảng 3.1: Hoạt tải trên sàn công trình dân dụng**

Hạng mục	Hoạt tải tiêu chuẩn (kN/m <sup>2</sup> )	$\psi_q$	Ghi chú
Quán rượu, vũ trường, phòng trưng bày hàng	3-4	0,5	Nếu có cơ sở thì dùng số liệu thực tế.
Vườn hoa trên mái	4-5	0,8	
Phòng cất đồ	5-8	0,8	
Nhà bếp, nhà giặt quần áo	4-5	0,5	
Phòng văn nghệ, thể thao, phòng thể dục	3-4,5	0,5	

Ghi chú :  $\psi_q$  là hệ số giá trị lâu dài chuẩn.

Hệ số giảm hoạt tải sàn dùng theo "Quy phạm tải trọng kết cấu xây dựng GBJ 9-87". Trên thực tế, hoạt tải của công trình cao tầng thường không lớn, bình quân 2-3 kN/m<sup>2</sup> chỉ chiếm 15-20% toàn bộ tải trọng đứng. Cho nên, trong thiết kế thường thường tính theo chất đầy tải mà không xem xét vấn đề giảm tải.

#### 42. Tính toán nội lực dưới tác động của tải trọng đứng có cần xem xét vị trí bất lợi của hoạt tải không ?

**TRẢ LỜI :** Tính toán nội lực dưới tác động của tải trọng đứng trong công trình dân dụng cao tầng, nói chung không cần tiến hành tính toán vị trí bất lợi của hoạt tải, tính theo bố trí hết hoạt tải. Nguyên nhân là :

Nhà cao tầng là kết cấu không gian 3 chiều phức tạp, nhiều tầng, nhiều nhịp, và lại không phải là khung phẳng, khả năng bố trí hoạt tải quá nhiều, không thể tính toán từng trường hợp một, không những không thể tính tay, mà cả máy tính cũng khó thực hiện. Mặt khác, trong nhà cao tầng, trọng lượng bản thân kết cấu chiếm tỷ lệ rất lớn, tỷ lệ hoạt tải rất nhỏ, cho nên vị trí bất lợi của hoạt tải ảnh hưởng tới nội lực cũng rất nhỏ. Hiện nay, ở Trung Quốc, kết cấu xây dựng cao tầng bê tông cốt thép thường lấy tải trọng đứng khoảng 15 kN/m<sup>2</sup>, mà hoạt tải là 2,0-3,0 kN/m<sup>2</sup> chỉ chiếm khoảng 15-20%. Theo loại hình kết cấu, tải trọng đứng của đơn vị diện tích là :

- Kết cấu khung, khung - vách cứng : 12-14 kN/m<sup>2</sup>
- Kết cấu vách cứng và kết cấu ống : 14-16 kN/m<sup>2</sup>

Nếu hoạt tải tương đối lớn, đối với mô men của dầm khung có thể có ảnh hưởng không tốt, nên lấy mô men giữa nhịp

$M_p$  của dầm khung nhân với hệ số 1,1 - 1,2 : hoạt tải lớn, lấy số lớn.

Để đảm bảo cho dầm an toàn, cốt thép chính trong nhịp dầm không được ít quá. Khi thiết kế bố trí cốt thép mô men giữa nhịp dầm, ít nhất lấy bằng một nửa mô men dầm đơn giản. Cần đặc biệt chú ý khi nhịp dầm không bằng nhau.

#### 43. Lấy tải trọng sân bay trực thăng trên mái nhà cao tầng như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Tải trọng sử dụng bãi đỗ máy bay trên mái là tải trọng lớn nhất khi trực thăng cất, hạ cánh. Tải trọng này có thể tính theo công thức :

$$q = \frac{KP}{S} \quad (3-1)$$

Trong đó :

P - trọng lượng của trực thăng (kN) ;

S - diện tích chịu lực, thường là trong phạm vi khoảng cách bánh xe ( $m^2$ ) ;

K - hệ số động lực, nói chung lấy  $K = 3$ .

Một số trọng lượng P của trực thăng có thể tham khảo bảng 3-2. Những giá trị này do chủ sử dụng căn cứ vào loại máy bay mà đề xuất. Trong thiết kế sơ bộ, nếu không có số liệu chính xác, trọng lượng của trực thăng loại nhỏ có thể lấy theo 20-30 kN, trực thăng loại vừa theo 30-50 kN.

Khoảng cách bánh xe của trực thăng do chủ sử dụng đề nghị, nếu không có số liệu chính xác thì trực thăng loại nhỏ lấy  $2 \times 2m$  ; loại vừa lấy  $2 \times 3m$ .



**Bảng 3-2 : Trọng lượng một số máy bay trực thăng**

Loại máy	Chủng loại	Nước sản xuất	Trọng lượng (N)	Trọng lượng lúc cất cánh
Loại nhỏ	SA.360 Lợn biển	Pháp	18.230	30.000
	SA.315.B Hồ châu Mỹ	Pháp	10.140	17.500
	SA.350/3 <sub>ss</sub> Sóc	Pháp	12.880	24.000
	SA.341 Dê con	Pháp	9.170	18.000
	BO-105	Đức	12.560	24.000
	BK-117	Đức	16.500	28.500
	A109 AMK II	Ý	14.660	24.500
	Bôi-206	Mỹ	6.600	14.510
	Thít 550 (A-C)	Mỹ	6.460-8.960	13.610-14.060
	Loại vừa	Z.9	TQ	19.750
Z.5		TQ	50.820	72.500
Ka-26		Liên Xô (cũ)	19.500	32.500
SA 330 Báo châu Mỹ		Pháp	37.660	74.500
S-62		Mỹ	22.500	46.700
S-76		Mỹ	25.400	46.700
Bôi-205		Mỹ	22.550	43.090
Bôi-222		Mỹ	22.040	35.600

**44. Nguyên tắc cơ bản thiết kế chống gió nhà cao tầng là gì ?**

**TRẢ LỜI :** Do không khí chuyển động tạo lên áp lực gió ở bề mặt công trình, nó thay đổi theo thời gian và không gian. Do áp lực gió không đều trên bề mặt công trình, cho nên ngoài việc kiểm tra nội lực và chuyển vị của tổng thể, còn phải kiểm tra cấu kiện cục bộ chịu sự gia tăng cục bộ

của áp lực gió ; Do áp lực gió thay đổi theo thời gian tạo lên những trận gió, từ đó công trình chịu tác động của hai loại lực tĩnh và lực động. Vì vậy, phải xét tới chấn động gió và sự mỏi mệt của công trình dưới tác động của chấn động gió.

Mặt khác, áp lực gió tác động thường xuyên hơn động đất, thời gian tác động cũng dài, do đó cần tìm biện pháp làm cho những người sống và làm việc ở trong nhà không cảm thấy khó chịu do có chuyển vị ngang lớn. Do vậy, nguyên tắc thiết kế chống gió của nhà cao tầng là :

1. Chọn khối nhà hợp lý, nâng cao độ cứng của kết cấu: Cùng một diện tích đón gió như nhau, hệ số hình thể của hình tròn là 0,8 ; hình 8 cạnh là 1,1 ; hình 6 cạnh là 1,2 ; hình vuông là 1,4. Như vậy, hình tròn, bầu dục, hình nhiều cạnh đều có thể giảm rất nhiều tải trọng gió. Công trình có độ cứng lớn có thể giảm ảnh hưởng của chấn động gió và tránh chuyển vị quá lớn.

2. Đảm bảo cho cường độ và tính chống nứt của công trình tránh sự phá hoại của kết cấu : Tuy nhiên đến nay, chưa có nhà cao tầng bị lật đổ nhưng do tác động của gió mà sinh ra biến dạng dư quá lớn làm cho kết cấu không thể sử dụng được. Đặc biệt là đối với nhà cao tầng bê tông cốt thép, dưới tác động của lực gió, phải đảm bảo không được nứt và phá hoại cục bộ.

3. Ngăn chặn sự phá hoại của cấu kiện cục bộ :

Cấu kiện riêng bị phá hoại do bão có rất nhiều (kính cửa sổ, tường chắn, tường đầu hồi, biển quảng cáo) bởi vì sức gió của khu vực cục bộ lớn hơn rất nhiều giá trị bình quân mà trong thiết kế nội lực sử dụng, cho nên phải tiến hành nghiệm toán theo quy định cường độ cấu kiện riêng.

4- Đảm bảo đủ độ cứng, ngăn ngừa chuyển vị ngang quá lớn, đáp ứng yêu cầu sử dụng của nhà cao tầng, nói chung chu kỳ lao động riêng càng ngắn biên độ cho phép càng **phải nhỏ**.

5- Ngăn chặn hư hỏng do sự mỏi mệt của kết cấu nhà cao tầng: Trong thời gian sử dụng của công trình (có thể đến 100 năm) sẽ rất nhiều lần gặp tác động của gió lớn. Số lần chấn động cộng lại có thể tới trên  $10^6$  lần. Tải trọng tác động quanh năm suốt tháng sẽ làm cho cấu kiện mỏi mệt. Cho nên vấn đề mỏi mệt do lực gió nên chú ý trong thiết kế.

**45. Áp lực gió cơ bản của nhà cao tầng, lấy giá trị như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Giá trị áp lực gió cơ bản của nhà cao tầng lấy theo bản đồ phân vùng áp lực gió cơ bản của toàn quốc theo từng khu vực trong "Quy phạm tải trọng kết cấu xây dựng GBJ9-87".

Áp lực gió cơ bản này là căn cứ theo tài liệu khí tượng nhiều năm của trạm (dài) khí tượng địa phương. Lấy theo áp lực gió bình quân trong 10 phút, xác suất 30 năm gặp một lần, ở cao độ 10m.

Áp lực gió của nhà cao tầng là tải trọng chủ yếu. Đối với thiết kế, tải trọng gió nên nâng cao độ an toàn thích đáng, cho nên có thể dùng áp lực gió 50 năm gặp một lần, vì vậy lấy áp lực gió cơ bản trong quy phạm nhân với hệ số 1,1. Với nhà cao tầng xây mới trong nhóm nhà cao tầng đã có, áp lực gió càng phức tạp và bất lợi, vì nó chịu ảnh hưởng dòng khí bị nhiễu bởi các công trình xung quanh; mặt khác một số

nhà cao tầng rất quan trọng, có yêu cầu nâng cao độ an toàn thiết kế chống gió bão, cho nên trong hai loại nói trên còn cần nhân với hệ số 1,1 (có nghĩa là trong hai trường hợp trên, hệ số lấy bằng 1,2).

Từ thực tế thiết kế kết cấu nhà cao tầng hợp tác với nước ngoài, tính tải trọng gió theo quy định của Trung Quốc, Anh, Canada, Mỹ và khu vực Hồng Kông, nói chung số liệu quy phạm của Trung Quốc tương đối thấp, cho nên thường phải điều chỉnh thêm để tiếp cận hoặc bằng số liệu theo quy phạm nước ngoài.

#### 46. Hệ số hình thể tải trọng gió lấy như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Hệ số hình thể tải trọng gió có liên quan tới hình dạng mặt bằng và tỷ lệ cao - rộng, nói chung thông qua thí nghiệm ống gió và đo thực tế áp lực gió tại hiện trường nhà cao tầng để xác định. Công trình có hình dáng thông thường có thể tìm được giá trị hệ số hình thể qua quy trình, quy phạm. Đối với công trình đặc biệt có hình dáng bên ngoài phức tạp, khi cần thiết phải tiến hành thí nghiệm mô hình ống gió.

Hệ số hình thể tải trọng gió trong "Quy phạm tải trọng kết cấu công trình GBJ 9-87" có thể cung cấp cho việc sử dụng khi thiết kế kết cấu nhà cao tầng. Nhưng bởi vì giá trị đưa ra quá chi tiết, sử dụng không thuận lợi, đối với thiết kế công trình thực tế có thể đơn giản hóa :

1- Đối với công trình xây dựng có mặt bằng hình vuông, hình chữ nhật, hệ số tổng áp lực gió lấy  $\mu_s = 1,3$  nhưng nếu

tỷ lệ cao - rộng của công trình  $H/B > 4$  mà tỷ lệ dài rộng của mặt bằng  $L/B = 1- 1,5$  thì lấy  $\mu_s = 1,4$ .

2- Hệ số tổng áp lực gió  $\mu_s = 1,4$  khi mặt bằng công trình có hình cung, chữ V, Y, +, ++, ++, L, U

3- Hệ số tổng áp lực gió  $\mu_s = 0,8$  khi mặt bằng hình tròn.

4- Hệ số tổng áp lực gió của mặt bằng hình nhiều cạnh đều.

$$\mu_s = 0,8 + \frac{1,2}{\sqrt{n}} \quad (3-2)$$

Trong đó : n là số cạnh.

Lực gió theo hai hướng ngược nhau của mặt bằng hình chữ V, thường là khác nhau. Nếu phân biệt tính toán theo hai hướng khác nhau, không những tăng khối lượng công việc mà tổ hợp tải trọng cũng rất khó khăn, cho nên khi lực gió theo 2 hướng ngược nhau mà khác nhau, để đơn giản tính toán, có thể theo 2 hướng độ lớn bằng nhau, dấu ngược nhau, giá trị tuyệt đối lấy số tương đối lớn.

Nếu hình thức mặt bằng kết cấu quá phức tạp, hoặc nếu muốn lấy giá trị tải trọng gió càng chi tiết có thể lấy giá trị theo phụ lục 1 của "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng" hoặc có thể giải quyết bằng thí nghiệm mô hình ống gió.

**47. Xác định hệ số áp lực gió của mặt bằng hình chữ ++ và # như thế nào ?**

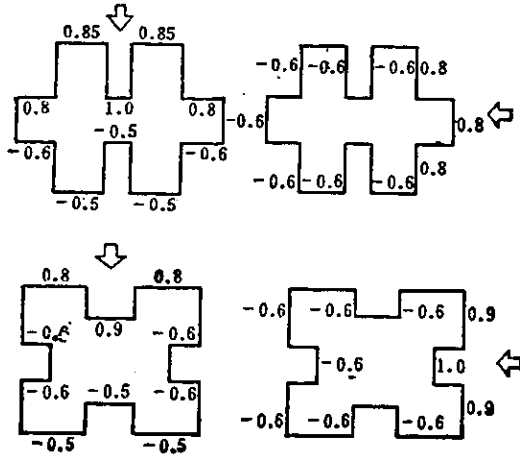
**TRẢ LỜI :** Hiện nay còn thiếu tư liệu, có thể tham khảo theo các giá trị của hình 3.1.

48. Thế nào là hệ số chấn động gió, tính toán nó thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Lực gió tác động lên bề mặt công trình xây dựng có tính chất từng đợt, thay đổi mạnh yếu theo thời gian. Luồng không khí thay đổi mạnh yếu đó làm công trình chấn động.

Vì thế, tác động

lực gió có hai tính chất : tác động động lực và tác động tĩnh lực.



Hình 3.1 : Hệ số áp lực gió của mặt bằng hình chữ H và #.

Công thức tính toán tải trọng gió là :

$$\omega = \beta_z \mu_s \mu_z \omega_0 \quad (3-3)$$

Trong đó :  $\omega_0$ - áp lực gió cơ bản ;

$\mu_z$ - hệ số cao độ áp lực gió ;

$\mu_s$ - hệ số hình thể tải trọng gió ;

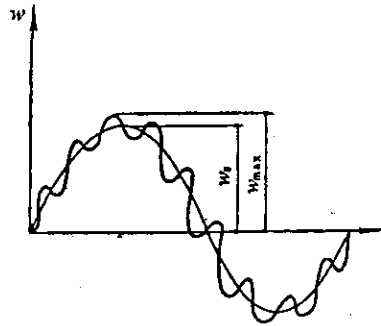
$\mu_z \mu_s, \omega_0$ - là phân tác động tĩnh lực ;

$\beta_z$ - hệ số chấn động gió, nó phản ánh phân tác động động lực của chấn động gió.

Lực gió tác động lên bề mặt công trình (xem hình 3-2) nó bao gồm bộ phận chu kỳ dài và bộ phận chu kỳ cực ngắn, cho nên chúng ta lấy áp lực gió bình quân  $\omega_0$  làm tiêu chuẩn

thiết kế. Tỷ lệ giữa áp lực gió lớn nhất  $\omega_{\max}$  và áp lực gió bình quân  $\omega_0$ ;  $\omega_{\max}/\omega_0$  gọi là hệ số chấn động gió  $\beta_z$ .

Hệ số chấn động gió có liên quan tới nhiều tham số, trong đó đặc biệt có liên quan tới độ cứng của công trình và cũng có quan hệ vô cùng mật thiết với chu kỳ dao động riêng. Nói chung, độ cứng càng nhỏ, chu kỳ càng dài, ảnh hưởng của chấn động gió công trình càng lớn.



Hình 3-2 : Áp lực gió thay đổi theo thời gian

Nếu độ cao công trình nhỏ hơn 30m, hoặc  $H/B \leq 1,5$  ( $H/B$  là tỷ lệ cao-rộng) độ cứng rất lớn,  $\beta_z = 1$  có nghĩa là không xem xét ảnh hưởng của chấn động gió.

Khi công trình  $H \geq 30m$  mà  $H/B > 1,5$ , hệ số chấn động gió  $\beta_z$  tính theo công thức sau :

$$\beta_z = 1 + \frac{H_i \xi \nu}{H \mu_z} \quad (3-4)$$

Trong đó :  $H_i$ - cốt của tầng thứ  $i$  ;

$H$ - chiều cao công trình ;

$\xi$ - hệ số gia tăng mạch động lấy theo bảng 3-3.

$\nu$ - hệ số ảnh hưởng của mạch động :

địa hình loại A :  $\nu = 0,48$  ; địa hình loại B :  $\nu = 0,53$  ;

địa hình loại C ;  $\nu = 0,63$  ;

$\mu_z$ - hệ số độ cao áp lực gió.

**Bảng 3-3 : Hệ số gia tăng mạch động  $\xi$**

$w_0 T^2$ ( $kNS^2/m^2$ )	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	4,0
Địa hình loại A	1,25	1,30	1,37	1,41	1,46	1,48	1,58	1,7
" B	1,23	1,28	1,34	1,38	1,42	1,44	1,54	1,65
" C	1,20	1,25	1,30	1,34	1,37	1,40	1,49	1,60

Trong đó :  $w_0$ - áp lực gió cơ bản ( $kN/m^2$ );

T- chu kỳ dao động riêng của kết cấu (nat ral Period of Vibration) có thể lấy giá trị gần đúng như sau :

. Kết cấu khung :  $T = (0,08-0,1) N_s$  (3-5)

. Kết cấu khung - vách cứng, khung - ống :

$$T = (0,06-0,08) N_s \quad (3-6)$$

. Kết cấu vách cứng, kết cấu ống lồng :

$$T = (0,04-0,05) N_s \quad (3-7)$$

Trong đó :  $N_s$ - số tầng của kết cấu

#### 49. Khi quyết định tải trọng gió, vì sao cần xem xét độ nhám của mặt đất ?

**TRẢ LỜI :** Gió là chuyển động của không khí gần mặt đất. Khi chuyển động, phần gần mặt đất chịu lực cản của mặt đất, do đó tốc độ gió gần mặt đất nhỏ, xa mặt đất lớn, tốc độ gió phân bố theo quy luật hệ số mũ từ thấp đến cao.

Độ nhám của mặt đất không giống nhau, quy luật phân bố từ thấp đến cao của tốc độ gió cũng khác nhau. Hình 3.3 là quy luật thay đổi của tốc độ gió theo chiều cao).



$$V_H = V_o \left( \frac{H}{H_o} \right)^\alpha \quad (3-8)$$

$\alpha$  có liên quan tới độ nhám của mặt đất.

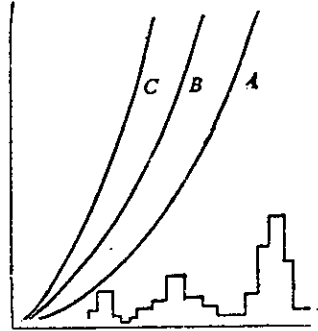
Trong thiết kế có thể chia độ nhám mặt đất làm 3 loại :

Loại A : Bờ biển, bờ hồ, hải đảo ;

Loại B : Thành phố vừa và nhỏ, ngoại ô thành phố lớn ;

Loại C : Thành phố lớn.

Tương tự như vậy, hệ số thay đổi áp lực gió theo độ cao có thể tham khảo bảng 3.4.



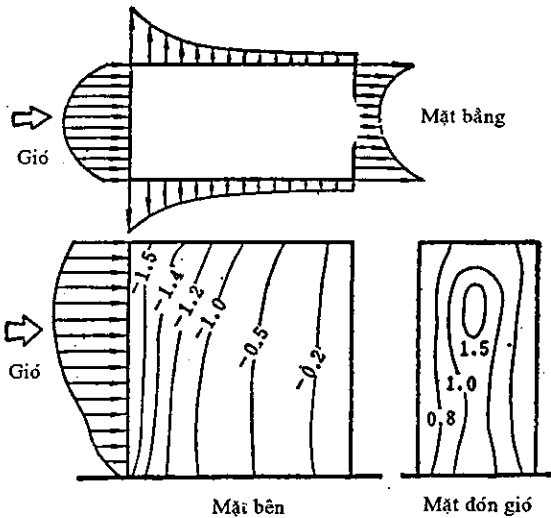
Hình 3.3 : Quy luật thay đổi của tốc độ gió theo chiều cao

Bảng 3.4 : Hệ số  $\mu_2$  thay đổi áp lực gió theo độ cao

Độ nhám mặt đất	Độ cao cách mặt đất (m)						
	5	10	20	30	40	50	
Loại A	1,17	1,38	1,63	1,80	1,92	2,03	
Loại B	0,80	1,00	1,25	1,42	1,56	1,67	
Loại C	0,54	0,71	0,54	1,11	1,24	1,36	
Độ nhám mặt đất	Độ cao cách mặt đất (m)						
	60	70	80	90	100	150	200
Loại A	2,12	2,20	2,27	2,34	2,40	2,64	2,83
Loại B	1,77	1,86	1,95	2,02	2,09	2,38	2,61
Loại C	1,46	1,55	1,64	1,72	1,79	2,11	2,36

50. Vì sao đối với kết cấu bao che cần xem xét hệ số lực gió gia tăng cục bộ ?

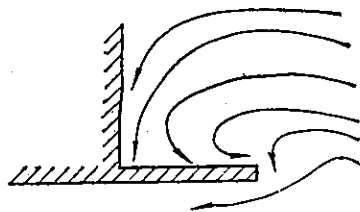
**TRẢ LỜI :** Sự phân bố lực gió tác động lên bề mặt công trình là không đều như hình 3-4. Trên mặt đón gió, lực gió dọc tuyến trục giữa lớn nhất mà tại  $2/3 H - 3/4H$  lại lớn nhất và hệ số lực gió lớn nhất có thể đạt 1,5 ; trên mặt bên của gió, lực hút gió ở phần góc là lớn nhất, hệ số lực gió đạt tới - 1,5 ; lực hút gió của mặt sau cũng ở góc, hệ số lực gió đạt tới - 1,5.



Hình 3-4 : Phân bố lực gió trên bề mặt công trình

Tuy nhiên, ở cấu kiện vươn ra trên mặt bằng, lực gió sinh ra lực đẩy lên trên như hình 3-5, hệ số lực gió của nó có thể đạt đến 2. Nếu lực gió quá lớn, lực tác động hướng lên do nó sinh ra sẽ lớn hơn trọng lượng bản thân kết cấu làm cấu

kiện có thể bị phá hủy vì xuất hiện mô men dương. Vì vậy, khi nghiệm toán cường độ bản thân cấu kiện cục bộ và cấu tạo liên kết của công trình cao tầng nên dùng hệ số lực gió cục bộ gia tăng. Các cấu kiện cục bộ này bao gồm các cấu kiện conson ngang, tấm tường, kính cửa sổ, tường che bằng kính, tường hiên, biển quảng cáo, đầu hồi, ban công, tấm che nắng.



Hình 3-5 : Lực dẩy nổi do gió sinh ra trên cấu kiện conson ngang

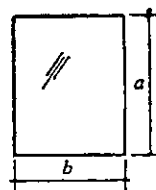
Hệ số áp lực gió lớn nhất của mặt đón gió :  $\mu_s = 1,5$ ;

Hệ số hút gió lớn nhất mặt bên và mặt sau :  $\mu_s = -1,5$ , phạm vi tác động là cách phần góc 1/6-1/4 chiều rộng bề mặt ;

Hệ số lực gió đẩy nổi của cấu kiện conson ngang :  $\mu_s = 2$ .

### 51. Dưới tác động của lực gió, kiểm tra thế nào với kính cửa sổ và tường kính ?

**TRẢ LỜI :** Việc kiểm tra bao gồm cường độ và độ cứng của kính, cường độ chịu uốn của kính có thể lấy như sau :



Kính thường :

$$f_g = 50 \text{ MPa} \quad (3-9)$$

Kính mài hoa :

$$f_g = 37,5 \text{ MPa} \quad (3-10)$$

$$\text{Mô đun đàn hồi của kính } E_g = 7 \times 10^4 \text{ MPa} \quad (3-11)$$

Hình 3-6 : Kính cửa sổ

Áp lực gió mà kính có thể chịu đựng được, tính theo công thức sau :

$$P = \frac{0,01}{K_1 K_2} f_g \frac{\delta}{a} \left( 1 + \frac{\delta}{b} \right) \quad (3-12)$$

Trong đó :

P- Áp lực gió mà kính có thể chịu đựng được (kN/m<sup>2</sup>);

f<sub>g</sub>- Cường độ chịu uốn của kính (MPa) ;

δ- Chiều dày của kính (mm) ;

a,b- Chiều dài của cạnh dài và cạnh ngắn (m) ;

K<sub>1</sub>- Hệ số vượt tải ;

K<sub>2</sub>- Hệ số an toàn ;

Hệ số vượt tải lấy 1,3- 1,5.

Hệ số an toàn lấy theo xác suất cho phép phá hoại, cho ở bảng dưới :

Xác suất phá hoại	0,01	0,001	0,0001
Hệ số an toàn	2,0	2,5	3,0

Độ uốn cho phép của kính là (1/100)b, vượt quá giá trị này kính dễ bị vỡ, cho nên có thể tính theo công thức độ uốn điểm giữa của bản kê đơn giản trên cơ sở kích thước và giá trị mô đun đàn hồi để quyết định.

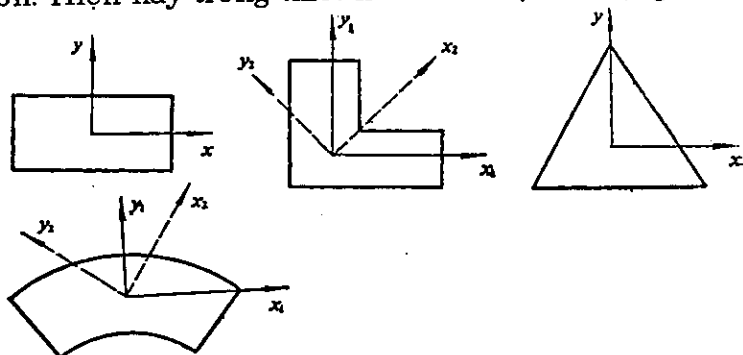
## 52. Kết cấu nhà cao tầng chịu tác động của động đất, phương hướng kiểm tra nên xem xét như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Động đất là sự chấn động phức tạp theo 3 hướng, gia tốc trên mặt đất cũng có 3 hướng, đồng thời dạng mặt bằng của công trình cũng có khi rất phức tạp, cho nên

khi xem xét chịu tác động của động đất, chọn hướng của tọa độ để kiểm tra là một vấn đề rất quan trọng.

Nếu mặt bằng của công trình tương đối có quy luật, ảnh hưởng xoắn tương đối nhỏ, có thể bố trí hệ tọa độ vuông góc theo hướng bố trí kết cấu chống lực bên, phân biệt tính tác động của động đất theo hai hướng tọa độ  $x$  và  $y$  vuông góc với nhau mà không tính toán cùng tác động, cũng không cùng xét ảnh hưởng xoắn như hình 3-7. Thông thường, kết cấu bố trí vuông góc chỉ kiểm tra một hệ tọa độ, kết cấu bố trí lệch hoặc kết cấu mặt bằng hình chữ nhật, L, V cần kiểm tra hai hệ tọa độ trở lên.

Nếu mặt bằng kết cấu rất phức tạp, độ cứng và khối lượng rất không đối xứng, và hiện tượng xoắn rõ nét, nên xem xét ảnh hưởng dạng chấn động xoắn, xem xét tác động đồng thời xoắn với hai hướng dịch chuyển. Lúc này tương đương với 3 tổ hợp chấn động, thông thường cần tới 9 dạng chấn động dùng phương pháp tổ hợp các hạng mục (phương pháp CQC), như vậy lượng công việc tính nội lực của kết cấu và tổ hợp rất lớn. Hiện nay trong thiết kế chưa được sử dụng rộng rãi.



Hình 3-7: Chọn hệ tọa độ khi kiểm tra tác động của động đất theo hai hướng

Nếu thiết kế độ 9 động đất, còn phải xem xét tác động của động đất hướng đứng, đồng thời tiến hành tổ hợp với tác động của động đất hướng ngang.

**53. Xem xét độ phòng chống động đất cho nhà cao tầng như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Khi thiết kế chống động đất cho kết cấu nhà cao tầng, độ phòng chống động đất cần xem xét ở hai mặt :

. Một là : độ phòng chống dùng khi tính toán tác động địa chấn, độ ở đây (intensity) với độ cơ bản là như nhau. Độ này dùng để tính toán lực động đất, thêm nữa là để tính toán nội lực và chuyển vị. Khi động đất tác động, chỉ tiến hành tính toán phòng chống đối với độ 6,7,8,9 của hiện trường loại III, IV ; công trình có phòng chống động đất độ 6, hiện trường loại I, II thì không cần tính toán. Công trình đặc biệt quan trọng và công trình loại A, các tham số chủ yếu của động đất trên do các cơ quan nghiên cứu động đất đề xuất làm cơ sở cho việc tính toán tác động động đất.

. Hai là : độ dùng khi xem xét cấp chống động đất của kết cấu. Trước kia biện pháp chống động đất của cấu kiện kết cấu và yêu cầu cấu tạo là theo yêu cầu độ phòng chống, từng cái đối ứng với biện pháp cấu tạo tương ứng. Có lúc tăng cường biện pháp cấu tạo chỉ để tăng độ phòng chống. Nhưng như thế, thì lực động đất tăng gấp bội, mà làm cho lượng dùng vật liệu tăng rất lớn, điều đó rõ ràng không hợp lý. "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép" mới đã phân biệt độ mà tính toán tác động tải

trọng và biện pháp chống động đất dựa vào, không hoàn toàn tương ứng với từng thứ, như vậy tương đối hợp lý.

**Bảng 3-5 : Độ phòng chống mà thiết kế chống động đất kết cấu công trình cao tầng xem xét.**

Loại công trình	C	B	A
Độ cơ bản	6,7,8,9	6,7,8,9	6,7,8,9
Độ phòng chống khi tính toán tác động	6,7,8,9	6,7,8,9	Tham số động đất xác định theo nghiên cứu chuyên môn.
Độ phòng chống cần xem xét khi quyết định cấp động đất	6,7,8,9	7,8,9	Chuyên môn quyết định biện pháp kết cấu tương ứng.

\* Ghi chú : Công trình phòng chống độ 6, hiện trường I, II không tính toán tác động động đất.

**54. Với kết cấu nhà cao tầng quan trọng, xác định các tham số trong tính toán tác động của động đất như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Tham số quan trọng nhất trong tính toán tác động của động đất là độ lớn của gia tốc trên mặt đất và loại đất hiện trường. Với công trình bình thường thì độ phòng chống quyết định độ lớn của động đất ; tài liệu báo cáo địa chất quyết định loại đất hiện trường.

Công trình rất quan trọng, căn cứ vào tài liệu có liên quan của Cục Địa chấn Nhà nước, để tiến hành nghiên cứu động đất công trình riêng, qua việc phân tích tính nguy hiểm của

động đất tại hiện trường dự kiến xây dựng để quyết định các tham số chính cho thiết kế chống động đất.

Nội dung chính là :

1. Phân tích ảnh hưởng của động đất trước kia của hiện trường : Tiến hành phân tích cấp động đất dựa vào hậu quả động đất trước kia đã xảy ra ở khu vực, dự kiến độ của động đất có thể xảy ra trong tương lai.

2. Phân tích tính nguy hiểm đối với hiện trường bằng phương pháp cấu tạo địa chất : Hiện trường nằm ở khu vực có động đất, qua phân tích cấu tạo địa chất có thể dự kiến xu hướng biến động của vỏ trái đất, dự kiến động đất lớn nhất có thể xảy ra.

3. Đánh giá tính nguy hiểm của động đất đối với hiện trường bằng phương pháp xác suất : Phân tích tình hình nguồn động đất và tính hoạt động động đất trong phạm vi nhất định xung quanh nơi dự kiến xây dựng (với bán kính 100- 300 km) xem xét quy luật yếu dần của động đất ở khu vực đó để có gia tốc của độ động đất và phổ phản ứng sau khi đã yếu dần. Sau đó nghiên cứu xác suất để có các tham số với các xác suất khác nhau.

4. Xác định các giá trị tham số dùng để tính toán: Dựa vào tính quan trọng, đặc điểm hiện trường của công trình để xác định xác suất động đất lớn mà công trình có thể chịu đựng được (như xác suất mạnh 50 năm là 5%, hoặc 100 năm là 5%, ...) để chọn giá trị đỉnh của gia tốc và phổ phản ứng của nham thạch, tương đương với xác suất phân tích nguy hiểm, sau đó tìm gia tốc lớn nhất và phổ phản ứng mặt đất làm tham số mà thiết kế động đất dùng làm cơ sở.



**55. Trong báo cáo phân tích các tham số động đất mà cơ quan địa chấn cung cấp nên có những nội dung gì ?**

**TRẢ LỜI :** Đối với công trình quan trọng, các tham số thiết kế phải do các cơ quan địa chấn cung cấp, trên cơ sở phân tích tính nguy hiểm của động đất. Nội dung báo cáo gồm :

1. Tình hình cấu tạo địa chất của khu vực : Vị trí cấu tạo của hiện trường, các vết nứt gãy chính của khu vực và sự hoạt động của nó trong thời gian gần đây, đặc tính cấu tạo các vết nứt gãy ở hiện trường và xung quanh.

2. Tính hoạt động động đất ở khu vực : Phân bố vật lý của hoạt động động đất, đặc tính thời điểm hoạt động của động đất ; tính trùng lặp và dịch chuyển của động đất, đặc điểm cấu tạo của động đất mạnh.

3. Nguồn động đất trong phạm vi ảnh hưởng của hiện trường : Phán đoán nguồn động đất tiềm tàng ở xung quanh hiện trường, các đặc điểm chính, cấp động đất có thể xuất hiện.

4. Phân tích tính nguy hiểm của động đất ở hiện trường : Các tham số về tính hoạt động của động đất ở khu vực ; quy luật yếu dần ảnh hưởng của động đất ; phân tích tính nguy hiểm động đất của hiện trường.

5. Phản ứng động đất của các lớp đất ở hiện trường : Đặc điểm của đất, sự tạo lập sóng động đất nhân tạo thâm nhập chính ; tính toán phản ứng của đất hiện trường.

6. Các tham số động đất kiến nghị ở hiện trường : Giá trị đỉnh  $A_{max}$  của gia tốc mặt đất, phổ phản ứng gia tốc mặt đất.

7. Các vấn đề khác.

Điều quan trọng nhất trong thiết kế là giá trị đỉnh  $A_{max}$  của gia tốc mặt đất, nó quyết định mức độ phòng chống động đất, từ phổ phản ứng gia tốc mặt đất có thể quyết định loại đất hiện trường, 5 mục đầu đều là cơ sở để quyết định hai tham số này.

## 56. Chọn dùng phương pháp tính toán tác động của động đất như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Hiện nay, phương pháp tính toán tác động của động đất có 3 loại : Phương pháp lực cắt đáy (equivalent base shear method), phương pháp tổ hợp dạng dao động, phương pháp phân tích thời gian (timehistory method). Hai loại trước là phương pháp thiết kế phổ phản ứng (earthquake response spectrum), loại sau là phương pháp phân tích động lực trực tiếp.

. Phương pháp lực cắt đáy : Dùng cho kết cấu có chiều cao dưới 40m, độ cứng và chất lượng dọc theo chiều đứng tương đối đều, lấy biến dạng cắt làm chính. Kết cấu khung và khung-vách cứng là kết cấu điển hình lấy biến dạng cắt làm chính, còn kết cấu vách cứng 40m trở xuống cũng có thể ứng dụng tương tự.

. Kết cấu nhà cao tầng nói chung có thể dùng phương pháp tổ hợp dạng dao động : Hiện nay việc sử dụng rộng rãi máy vi tính và các chương trình tính toán kết cấu nhà cao tầng đã cho chúng ta có điều kiện sử dụng phương pháp tổ hợp dạng dao động để xem xét ảnh hưởng của nhiều dạng dao động dùng cho kết cấu cao tầng có hình khối tương đối phức tạp.

. Phương pháp phân tích thời gian : Căn cứ vào phổ động đất đã chọn, tiến hành tính toán phản ứng động lực của toàn

bộ quá trình động đất của nhà cao tầng. Phương pháp sử dụng là phương pháp động lực học kết cấu, nó phản ánh tính năng thực chất của công trình trong quá trình động đất, do vậy trong các trường hợp dưới đây, có thể dùng phương pháp phân tích thời gian :

1. Chất lượng và độ cứng phân bố rất không đều theo phương đứng ;

2. Có vươn ra ngoài, có thu vào, hình khối phương đứng phức tạp, trên mái có tháp nhỏ ;

3. Công trình loại A ;

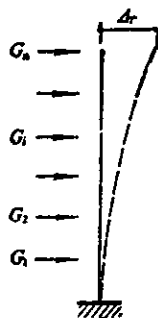
4. Các trường hợp sau của nhà cao tầng loại B, C : chiều cao lớn hơn 80m, hiện trường loại I, II, động đất độ 7,8 ; chiều cao lớn hơn 60m động đất độ 9 và động đất độ 8 hiện trường loại III, IV.

**57. Dùng phương pháp gì tính toán chu kỳ dao động riêng của nhà cao tầng ?**

**TRẢ LỜI :** Nếu dùng phương pháp tính tay để tính chu kỳ dao động riêng của nhà cao tầng, có thể dùng phương pháp giả thiết chuyển vị đỉnh điểm, như hình 3-8.

Đầu tiên lấy trọng lượng của các tầng làm lực ngang, tính toán chuyển vị giả thiết của điểm đỉnh  $\Delta_T$ , sau đó tính chu kỳ dao động riêng theo công thức sau :

$$T = 1,7 \alpha_0 \sqrt{\Delta_T} \quad (3-13)$$



Hình 3-8 : Giả thiết chuyển vị đỉnh điểm

Trong đó :  $\Delta_T$  - chuyển vị điểm đỉnh của kết cấu khi lấy trọng lượng  $G_i$  các tầng làm lực ngang (m);

$\alpha_o$  - hệ số giảm chu kỳ khi xét đến ảnh hưởng của tường - gạch chèn :

. Kết cấu khung :  $\alpha_o = 0,5-0,6$

. Kết cấu khung-vách cứng và kết cấu ống-khung :

$$\alpha_o = 0,7-0,8$$

. Kết cấu vách cứng và kết cấu ống lồng  $\alpha_o = 1$

Dùng phương pháp giả thiết chuyển vị điểm đỉnh tính chu kỳ dao động riêng là dẫn ra từ công thức chu kỳ dao động riêng của dầm ngàm, căn cứ vào sức bền vật liệu, chu kỳ dao động riêng của dầm cong ngàm là :

$$\begin{aligned} T &= 1,78 H^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} = 1,78 \sqrt{\frac{8}{g} \frac{qH^4}{8EI}} \\ &= 1,61 \sqrt{\frac{qH^4}{8EI}} = 1,61 \sqrt{\Delta_T} \end{aligned} \quad (3-14)$$

Đối với dầm ngàm hướng đứng thì chu kỳ dao động riêng là :

$$T = 4H \sqrt{\frac{q}{gGA}} = 4 \sqrt{\frac{2qH^2}{g2GA}} = 1,8 \sqrt{\frac{qH^2}{2GA}} = 1,8 \sqrt{\Delta_T} \quad (3-15)$$

Kết cấu nhà cao tầng là dạng cắt cong, cho nên chu kỳ dao động riêng lấy  $1,7 \sqrt{\Delta_T}$  , xét đến ảnh hưởng của  $\alpha_o$  được công thức tính toán tương ứng.

Khi tính chuyển vị điểm đỉnh chỉ xem xét các cấu kiện chủ yếu : dầm, cột, vách mà chưa xét đến ảnh hưởng của tường

xây chèn, do vậy độ cứng của kết cấu tính được tương đối nhỏ, chu kỳ khá lớn. Tư liệu đo thực tế thấy rằng : độ cứng của cột dầm kết cấu khung tương đối nhỏ, ảnh hưởng của tường xây chèn tương đối lớn, do vậy giá trị thực đo thường chỉ bằng khoảng một nửa giá trị tính toán. Trong kết cấu khung-vách, bởi vì có một bộ phận vách cứng nên ảnh hưởng của tường gạch chèn biến thành nhỏ, chu kỳ thực đo khoảng 70-80% giá trị tính toán. Tường gạch trong kết cấu vách cứng rất ít, độ cứng của vách cứng lại rất lớn, do vậy ảnh hưởng của tường xây có thể không xem xét.

Nếu như chỉ sử dụng giá trị tính toán một cách đơn giản thì chu kỳ hơi lớn, giá trị lực động đất hơi nhỏ, do đó không an toàn. Vì vậy, chu kỳ tính toán cần điều chỉnh mới có thể sử dụng để tính lực động đất.

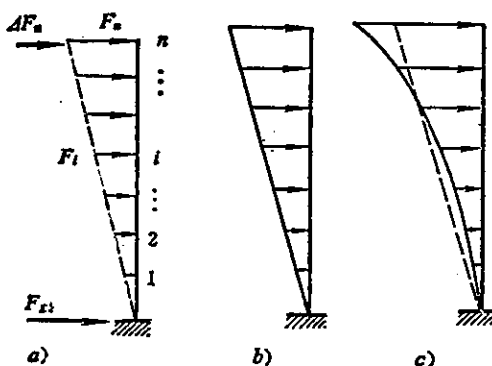
Khi sử dụng phương pháp điện toán, có thể tính trực tiếp từ ma trận  $[K]$  của độ cứng, giá trị đặc trưng là chu kỳ, vectơ đặc trưng là dạng dao động. Do khi hình thành ma trận độ cứng chỉ xem xét độ cứng của kết cấu chủ thể, cho nên chu kỳ tìm được cũng cần điều chỉnh theo  $\alpha_0$ .

**58. Khi dùng phương pháp lực cắt đáy tính tác động của động đất, vì sao thêm một lực tập trung ngang ở phần đỉnh kết cấu ?**

**TRẢ LỜI :** Phương pháp lực cắt đáy dùng để tính tác động của động đất nhà cao tầng cao dưới 40m, chất lượng và độ cứng phân bố tương đối đều dọc theo hướng đứng, biến dạng cắt là chính. Cho nên nó tìm ra từ giả thiết : dao động cắt, biến dạng dao động phân bố theo đường thẳng, lực ngang

phân bố theo hình tam giác (hình 3-9b). Nhưng khi công trình tương đối cao mềm, chu kỳ tương đối dài, mà dao động cong là hình thức dao động chủ yếu, lực ngang không còn phân bố dạng hình tam giác mà là tập trung ở điểm đỉnh. Tuy tổng lực động đất không thay đổi, nhưng độ tập trung phân bố dịch lên trên làm cho lực cắt các tầng phần trên tăng lên, mô men lật của các tầng cũng tăng lên, cho nên phải điều chỉnh phân bố lực ngang (hình 3-9c).

Vì vậy, trong phương pháp lực cắt đáy, để thuận lợi cho thiết kế, đầu tiên có thể chuyển một bộ phận lực động đất trực tiếp dịch lên điểm đỉnh, phần còn lại phân bố lại theo quy luật hình tam giác để sơ đồ rõ ràng, thực dụng hơn (hình 3-9a).



Hình 3-9 : Phân bố lực động đất ngang của các tầng

- a. Dùng trong thiết kế
- b. Dạng lực cắt
- c. Dạng uốn

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} \quad (3-16)$$

Trong đó :

$F_{EK}$ - lực cắt ở đáy ;

$G_{eq}$ - tổng trọng lượng tương đương của công trình.

Lực ngang tại chất điểm  $i$  là :

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{i=1}^n G_i H_i} F_{EK} (1 - \delta_n) \quad (3-17)$$

$$(i = 1, 2, \dots, n)$$

Lực ngang bổ sung ở đỉnh :

$$\Delta F_n = \delta_n F_{EK} \quad (3-18)$$

$\delta_n$ - hệ số tác động động đất bổ sung ở đỉnh điểm, lấy giá trị như sau :

Nếu  $T_1 < 1,4 T_g$  thì  $\delta_n = 0$  ;

Nếu  $T_1 \geq 1,4 T_g$  thì  $\delta_n$  lấy theo bảng 3-6 ;

$T_1$  - chu kỳ dao động riêng cơ bản của kết cấu,

$T_g$  - chu kỳ chính phổ phản ứng động đất hiện trường (earthquake response spectrum).

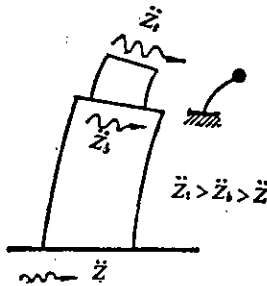
Nếu tìm được  $\delta_n > 0,15$  thì lấy theo  $\delta_n = 0,15$

**Bảng 3-6 : Giá trị của  $\delta_n$**

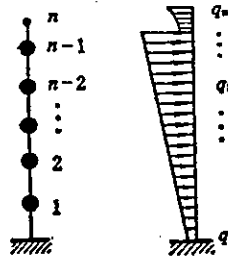
Loại hiện trường	$\delta_n$
I	0,08 $T_1 + 0,07$
II	0,08 $T_1 + 0,01$
III-IV	0,08 $T_1 - 0,02$

59. Nên xem xét thế nào ảnh hưởng tác động của động đất đối với tháp nhỏ trên mái ?

**TRẢ LỜI :** Gia tốc chuyển động mặt đất sẽ tăng khi có công trình, gia tốc ở mái cũng tăng theo gia tốc này làm lực động đất nên tháp cũng tăng (hình 3-10).



Hình 3-10 : Gia tốc động đất của tháp trên mái



Hình 3-11 : Tính lực ngang bằng phương pháp lực cắt đáy

Do vậy, nếu dùng phương pháp lực cắt đáy để tính (hình 3-11), tháp trên mái cũng tính như một chất điểm, lực động đất tính được sẽ nhỏ, không an toàn. Do đó phải xem xét đến hệ số điều chỉnh  $\beta_n$  của lực động đất đối với tháp.  $\beta_n$  phụ thuộc vào chu kỳ T của kết cấu chính, tỷ lệ trọng lượng của tháp và trọng lượng của tầng tiêu chuẩn, tỷ lệ độ cứng của tháp và của tầng tiêu chuẩn tra theo bảng 3.7.

Trong bảng :  $K_n, M_n$ - độ cứng và trọng lượng của tháp (tầng thứ n),

K, M- độ cứng và trọng lượng của kết cấu chủ thể, có thể lấy giá trị bình quân các tầng.



Độ cứng phương ngang K tính theo công thức sau :

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta U_i} \quad (3-19)$$

Trong đó :  $V_i$ ,  $\Delta U_i$  là lực cắt và chuyển vị giữa các tầng của tầng thứ i. Như vậy, lực động đất của tháp là :

$$V_n = \beta_n V_{n.o} \quad (3-20)$$

Trong đó :  $V_{n.o}$ - lực động đất khi coi tháp là một chất điểm và tính bằng phương pháp lực cắt đáy.

**Bảng 3.7 : Hệ số gia tăng hiệu ứng của động đất đối với tháp nhỏ nhô trên mái**

Chu kỳ riêng của kết cấu T(s)	K <sub>n</sub> /K M <sub>n</sub> /M	0,001	0,01	0,05	0,1
		0,25	0,01 0,05 0,10	2,0 1,9 1,9	1,6 1,8 1,8
0,50	0,01 0,05 0,1	2,6 2,1 2,2	1,9 2,4 2,4	1,7 1,9 2,0	1,7 1,8 1,8
0,73	0,01 0,05 0,1	3,6 2,7 2,2	2,3 3,4 3,3	2,2 2,5 2,5	2,2 2,3 2,3
1,00	0,01 0,05 0,1	4,8 3,6 2,4	2,9 4,3 4,1	2,7 2,9 3,2	2,7 2,7 3,0
1,50	0,01 0,05 0,1	6,6 3,7 2,4	3,9 5,8 5,6	3,5 3,8 4,2	3,5 3,6 3,7

**Bảng 3-8 : Trị số  $\beta_{n-1}, \beta_{n-2}$**

T(s)	< 0,75	0,75	1,0	1,5
$\beta_{n-1}$	1,0	1,3	1,6	2,0
$\beta_{n-2}$	1,0	1,1	1,3	1,7

$V_n$  dùng để tính bản thân tháp và các cấu kiện nối trực tiếp đến tháp, không tính vào lực cắt tầng dưới.

Do ảnh hưởng của tháp, lực cắt của tầng mái kết cấu chủ thể (tầng thứ n-1) và tầng dưới (tầng thứ n-2) cũng sẽ tăng lên.

$$V_{n-1} = \beta_{n-1} V_{n-1,0} \quad (3-21)$$

$$V_{n-2} = \beta_{n-2} V_{n-2,0} \quad (3-22)$$

Trong đó :  $\beta_{n-1}, \beta_{n-2}$  - xem bảng 3-8 ;

$V_{n-1,0}, V_{n-2,0}$  - lực cắt động đất khi chưa tăng giữa tầng mái và tầng dưới của kết cấu chính.

Nếu tính toán tác động của động đất bằng phương pháp tổ hợp dạng dao động, sau khi dùng 3 dạng dao động sẽ sát với tình hình thực tế hơn phương pháp lực cắt đáy. Lúc này hệ số điều chỉnh lực động đất của tháp  $\beta_n$  lấy 1,5- 2 ; thường lấy  $\beta_n = 1,5$  ; nếu dùng 6 dạng dao động thì không cần điều chỉnh.

Nếu dùng phương pháp động lực trực tiếp tiến hành phân tích thời gian thì không cần điều chỉnh.

**60. Trong tính toán tác động của động đất, liệu có hiện tượng lực cắt đáy của dao động thứ 2 lớn hơn dao động thứ 1 không ?**

**TRẢ LỜI :** Nói chung kết cấu có hướng đúng tương đối đều, nếu dùng phương pháp tổ hợp dạng dao động thì lực cắt đáy của dạng dao động 1 lớn nhất, sau đó giảm nhỏ dần.

Trong các trường hợp dưới đây có khả năng lực động đất của dạng dao động 2 lớn hơn dạng dao động 1 :

1. Theo chiều đúng đột biến về độ cứng và trọng lượng;
2. Trên mái có tháp mềm tương đối cao, đột biến;
3. Số tầng nhà nhiều, chiều cao lớn nhưng độ cứng tương đối nhỏ.

Với các trường hợp trên sẽ có hiện tượng dạng dao động thứ 2 ảnh hưởng rõ nét và lực động đất của dạng dao động thứ 2 tương đối lớn.

**61. Tổ hợp hiệu ứng tải trọng và hiệu ứng tác động động đất của kết cấu nhà cao tầng như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Công thức tổ hợp của kết cấu nhà cao tầng là :

$$S = \gamma_G C_G G + \gamma_{Eh} C_{Eh} E_h + \gamma_{EV} C_{EV} E_v + \psi_\omega \gamma_\omega C_\omega \omega_k$$

(3-23)

Trong đó :  $G, E_h, E_v, \omega_k$  - giá trị tiêu chuẩn của tải trọng : trọng lực, tác động động đất ngang, tác động động đất phương đứng, và tải trọng gió ;

$C_G, C_{Eh}, C_{EV}, C_\omega$  - hệ số hiệu ứng tương ứng với tải trọng và tác động trên ;

$\gamma_G, \gamma_{Eh}, \gamma_{Ev}$  - hệ số hạng mục tương ứng với trên ;  
 $\psi_\omega$  - hệ số tổ hợp tải trọng gió,  $\psi_\omega = 0,2$ .

Hệ số hạng mục trong các tổ hợp khác nhau theo bảng 3-9 :

**Bảng 3-9 : Hệ số hạng mục tác động**

Tổ hợp	Hệ số hạng mục				Ghi chú
	$\gamma_G$	$\gamma_{Eh}$	$\gamma_{Ev}$	$\gamma_\omega$	
Chỉ xem xét tải trọng trọng lực.	1,25	-	-	-	
Trọng lực và tải trọng gió.	1,20	-	-	1,40	
Trọng lực và tác động động đất ngang.	1,20	1,30	-	-	
Trọng lực và tác động động đất đứng.	1,20	-	1,30	-	Chỉ xét khi thiết kế độ động đất 9, nhưng xem xét conson ngang với độ động đất 8,9.
Trọng lực, tác động động đất ngang, đứng.	1,20	1,30	0,50	-	
Trọng lực, tác động động đất ngang và tải trọng gió.	1,20	1,30	-	1,40	Xem xét công trình trên 60m.
Trọng lực, tải trọng gió, tác động động đất ngang đứng.	1,20	1,30	0,50	1,40	Công trình trên 60m, động đất độ 9, conson ngang của công trình trên 60m, động đất độ 8,9.

*Chú thích :* Ký hiệu (-) trong bảng là không xét tới tác động tải trọng hạng mục này

Nếu tải trọng hướng đứng có lợi cho sự chịu lực của kết cấu, như kiểm tra chống lật ; cột và chân vách chịu kéo lệch tâm; kiểm tra chống cắt trong kết cấu có lực kéo, thì hệ số hạng mục của tải trọng trọng lực lấy 1,0.

Khi kiểm tra hệ số giới hạn khống chế chuyển vị  $u/H$  và  $\Delta u/h$ , thì hệ số hạng mục để tính toán chuyển vị đỉnh điểm  $u$  và chuyển vị giữa các tầng  $\Delta u$  lấy  $\gamma = 1,0$

## 62. Hệ số tổ hợp tải trọng trọng lực quyết định thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Khi chỉ xem xét tổ hợp của tải trọng trọng lực, hệ số tổ hợp lấy 1,25, đó là vì hệ số tổ hợp của tính tải quy định là 1,2 ; hệ số tổ hợp của hoạt tải là 1,4 ; trong kết cấu nhà cao tầng, hoạt tải chiếm 15-20% tổng tải trọng đứng, lấy giá trị bình quân gia quyền được hệ số tổ hợp là 1,25.

Khi tổ hợp tải trọng trọng lực và tải trọng gió : Theo quy định của điều 2.3.3 "Quy phạm tải trọng kết cấu xây dựng", tải trọng gió là tải trọng thay đổi thứ nhất, hoạt tải của sàn đứng ở vị trí thứ 2, cho nên :

- Tải trọng tĩnh :  $\gamma_G = 1,2$  ;
- Tải trọng gió :  $g_w = 1,4$  ;
- Hoạt tải :  $\gamma_{Q1} \psi_{Q1} = 1,4 \times 0,85 = 1,18$ .

Tải trọng hướng đứng do tính tải và hoạt tải hợp thành nghĩa là  $\gamma_G$  và  $\gamma_Q, \psi_{Q1}$  tổ hợp thành, xấp xỉ bằng 1,2 và để đơn giản lấy hệ số tổ hợp là 1,2. Khi tổ hợp tải trọng trọng lực và tải trọng động đất : Lấy giá trị theo quy định của quy phạm động đất.

## IV. TÍNH TOÁN NỘI LỰC VÀ CHUYỂN VỊ

63. Vì sao kết cấu nhà cao tầng, tính toán nội lực và chuyển vị theo phương pháp đàn hồi (elactic) ?

**TRẢ LỜI :** Đầu tiên, dưới tác động của tải trọng gió, kết cấu không bị nứt đảm bảo công trình sử dụng bình thường. Các cấu kiện chủ yếu thường ở vào trạng thái đàn hồi, cho nên có thể tính toán theo phương pháp đàn hồi.

Dưới tác động của động đất, kết cấu thiết kế theo 2 giai đoạn : trong thời gian sử dụng dưới tác động của động đất nhỏ, về cơ bản tốt, không có hư hại hoặc chỉ hư hại nhỏ, kết cấu thường ở vào trạng thái đàn hồi, tiến hành tính toán nội lực và chuyển vị ở trạng thái này, đồng thời thiết kế mặt cắt, bố trí cốt thép ; khi kết cấu gặp động đất lớn hiếm có, kết cấu ở vào giai đoạn đàn hồi - dẻo, độ cứng giảm rất nhanh, khớp dẻo xuất hiện nhiều nơi, lúc đó không còn cách tính nội lực và chuyển vị chính xác nữa, chỉ cần khống chế tính dẫn của nó là được. Cho nên, chúng ta cũng chỉ xem xét phân tích tính đàn hồi dưới tác động động đất nhỏ.

Đương nhiên, nếu trên cơ sở toàn bộ tính theo đàn hồi, cho phép xem xét cấu kiện cá biệt, bộ phận cá biệt có tính đàn hồi - dẻo, điều chỉnh độ cứng thích đáng, cho phép xem xét cục bộ phân bố lại nội lực dẻo (plastic). Những bộ phận đó là :

- Phần đầu của dầm khung có thể điều chỉnh mô men tính toán, hệ số điều chỉnh là 0,7 - 0,8;

- Giằng giữa khung và vách cứng thì độ cứng có thể lấy hệ số giảm là 0,55 để giảm thích đáng lực cắt và mô men của phần đầu giằng;

- Phần của giằng chân vách tại phần mô men tương đối lớn, có thể điều chỉnh mô men, lực cắt tới 80%, đồng thời gia cường giằng tầng trên và tầng dưới.

Nói chung, phải đáp ứng yêu cầu đảm yếu cột khỏe ; vách, cột không được xuất hiện khớp dẻo, luôn dựa theo giai đoạn đàn hồi để tính toán.

#### **64. Vì sao cần dùng độ cứng tương đương, độ cứng tương đương tính như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Khi tiến hành tính toán tổ hợp nội lực, tính toán chu kỳ dao động riêng và ổn định, cần dùng đến độ cứng của kết cấu chống lực bên. Độ cứng của kết cấu chống lực bên không thể trực tiếp dùng độ cứng dầm, cột để biểu thị, cho nên chỉ có thể dùng độ lớn nhỏ của chuyển vị để biểu thị độ lớn nhỏ của độ cứng, đó chính là phương pháp độ cứng tương đương. Khi dùng độ cứng tương đương, độ cứng của kết cấu chống lực bên có thể theo nguyên tắc chuyển vị của điểm đỉnh như nhau tính thành độ cứng uốn tương đương của cấu kiện conson chịu uốn hướng đứng.

Kết cấu có độ cứng phân bố tương đối đều theo chiều đứng, thì độ cứng tương đương  $EI_{eq}$  có thể phân biệt tính theo phương pháp sau :

1. Đối với vách đặc đơn chân, vách cứng tính theo toàn mặt cắt và vách cứng liên khối có lỗ nhỏ, có thể tính độ cứng tương đương theo công thức sau :

$$EI_{eq} = \frac{E_c I_w}{1 + \frac{9\mu I_w}{A_w H^2}} \quad (4-1)$$

Trong đó :  $EI_{eq}$  - độ cứng tương đương ;

$E_c$  - mô đun đàn hồi của bê tông ;

$I_w$  - mô men quán tính của vách cứng : nếu mặt cắt vách cứng có lỗ nhỏ thì lấy mô men quán tính mặt cắt tổ hợp , tường có lỗ nhỏ lấy bằng 0,8 mô men quán tính của mặt cắt tổ hợp ;

$A_w$  - diện tích mặt cắt của vách cứng không có lỗ. Nếu mặt cắt có lỗ nhỏ thì lấy diện tích mặt cắt chuyển đổi là :

$$A_w = (1 - 1,25 \sqrt{\frac{A_{op}}{A_i}}) A \quad (4-2)$$

Vách có mở lỗ nhỏ lấy tổng diện tích mặt cắt chân vách:

$$A_w = \sum_{i=1}^m A_i \quad (4-3)$$

Trong đó :

$A$  - diện tích phủ bì mặt cắt ;

$A_{op}$  - diện tích lỗ trên mặt vách ;

$A_j$  - tổng diện tích mặt vách ;

$A_i$  - diện tích mặt cắt chân vách thứ  $i$  ;

$H$  - tổng chiều cao vách cứng ;

$\mu$  - hệ số hình dạng mặt cắt, mặt cắt hình chữ nhật lấy

$$\mu = 1,2.$$



2. Vách liên chân đơn tám, khung kiểu tường và khung-vách cứng có thể dùng tải trọng hình tam giác hoặc tải trọng phân bố đều tính toán chuyển vị điểm đỉnh, sau đó tính chuyển đổi độ cứng tương đương theo một trong các công thức sau :

- Nếu dùng tải trọng phân bố đều :

$$EI_{eq} = \frac{9 H^4}{8 u_1} \quad (4-4)$$

- Nếu dùng tải trọng phân bố hình tam giác :

$$EI_{eq} = \frac{10 q_{max} H^4}{120 u_2} \quad (4-5)$$

Trong đó :  $EI_{eq}$  - độ cứng tương đương ;

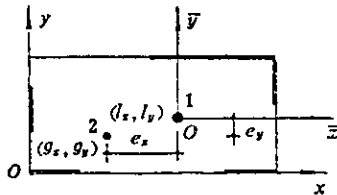
$q, q_{max}$  - giá trị tải trọng phân bố đều và giá trị lớn nhất của tải trọng phân bố hình tam giác dùng khi tính chuyển vị điểm đỉnh  $u_1, u_2$ .

Nếu trong phương pháp tính toán đã trực tiếp tính độ cứng tương đương của kết cấu, có thể cần tính chuyển đổi theo phương pháp trên.

### 65. Tính độ lệch tâm như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Định nghĩa độ lệch tâm là (hình 4-1) :

1. Tìm độ cứng
2. Trọng tâm



Hình 4-1: Mặt bằng lệch tâm

$$\left. \begin{array}{l} \text{Chiều x : } R_{ex} = \frac{e_y}{\gamma_{ex}} \\ \text{chiều y : } R_{ey} = \frac{e_x}{\gamma_{ey}} \end{array} \right\} \quad (4-6)$$

Trong đó :  $e_x, e_y$  - độ lệch tâm (khoảng cách từ trọng tâm mặt bằng kết cấu đến tâm độ cứng).

$\gamma_{ex}, \gamma_{ey}$  - căn bậc hai của tỷ số giữa độ cứng chống xoắn và độ cứng ngang.

$R_{ex}, R_{ey}$  không chỉ phản ánh mức độ lệch tâm của tải trọng ngoài, mà còn phản ánh độ cứng chống xoắn của kết cấu, nó chỉ ra mức độ ảnh hưởng chịu xoắn của công trình dưới tác động của ngoại lực, nói chung  $R_{ex}, R_{ey}$  không nên lớn hơn 0,15.

Các bước tính toán cụ thể như sau :

- Tọa độ trọng tâm:

$$\left. \begin{array}{l} g_x = \left( \sum_{i=1}^{N_z} N_i x_i \right) / w \\ g_y = \left( \sum_{i=1}^{N_z} N_i y_i \right) / w \end{array} \right\} \quad (4-7)$$

Trong đó :  $N_z$  - số chân cột vách ;

$w$  - tải trọng tầng đó phải chống đỡ :

$$w = \sum_{i=1}^{N_z} N_i$$

- Tọa độ tìm độ cứng :

$$l_x = \left( \sum_{j=1}^n K_{yj} x_j \right) / \left( \sum_{j=1}^n K_{yj} \right)$$

$$l_y = \left( \sum_{j=1}^n K_{xj} y_j \right) / \left( \sum_{j=1}^n K_{xj} \right)$$
(4-8)

- Khoảng cách lệch tâm :

$$\left. \begin{aligned} e_x &= |l_x - g_x| \\ e_y &= |l_y - g_y| \end{aligned} \right\}$$
(4-9)

- Chuyển tọa độ tới tâm độ cứng :

$$\bar{x} = x - l_x$$

$$\bar{y} = y - l_y$$

- Độ cứng xoay quanh tâm cứng :

$$I = \sum_{j=1}^n k_{xj} \bar{y}_j^2 + \sum_{j=1}^n K_{yj} \bar{x}_j^2$$
(4-10)

$$\gamma_c = \begin{cases} \gamma_{ex} = \sqrt{\left( \sum_{j=1}^n K_{xj} \bar{y}_j^2 + \sum_{j=1}^n k_{yj} \bar{x}_j^2 \right) / \sum_{j=1}^n K_{yj}} \\ \gamma_{ey} = \sqrt{\left( \sum_{j=1}^n K_{yj} \bar{x}_j^2 + \sum_{j=1}^n k_{xj} \bar{y}_j^2 \right) / \sum_{j=1}^n K_{xj}} \end{cases}$$
(4-11)

- Độ lệch tâm :

Phương x :  $R_{ex} = \frac{e_y}{\gamma_{ex}}$

Phương y :  $R_{ey} = \frac{e_x}{\gamma_{ey}}$

**66. Khi tính độ cứng, lấy tổng diện tích mặt cắt vách cứng và cột như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Dựa theo "Luật cơ bản về xây dựng" của Nhật, tổng diện tích mặt cắt vách cột của tầng là :

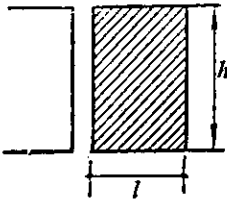
$$\Sigma A_c + 3,5 \Sigma A_w + \Sigma A'_w$$

Từ đó tính tỷ số thay đổi độ cứng của tầng. Khi có mở lỗ, thì xem xét độ lớn của lỗ mà hiệu chỉnh. Nếu lỗ tương đương với lỗ thông gió, có thể bỏ qua. Có thể tính toàn bộ mặt cắt với lỗ mở tương đối lớn, tổng diện tích là  $\Sigma A_c + \alpha_1 \Sigma A_w + \alpha_2 \Sigma A'_w$ ;  $\alpha_1, \alpha_2$  xem bảng sau (hình 4-2).

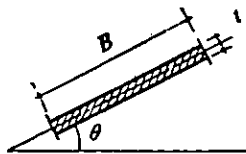
Đối với vách xiên (hình 4-3) thì lấy  $A_w = tB \cos \theta$

Nếu có cột xiên thì diện tích mặt cắt lấy theo mặt vuông góc (hình 4-4).

h/l	$\alpha_1$	$\alpha_2$
$h/l \geq 3,0$	1,0	0,3
$3,0 > h/l \geq 2,0$	1,5	0,5
$2,0 > h/l \geq 1,0$	2,5	0,8
$1,0 \geq h/l$	3,5	1,0



Hình 4-2



Hình 4-3



Hình 4-4

**67. Sau khi sàn mở lỗ, độ cứng giảm đi bao nhiêu ?**

**TRẢ LỜI :** Ảnh hưởng của sàn mở lỗ đối với độ cứng không thể trả lời ngay được, nó có liên quan tới độ lớn nhỏ, hình dáng, vị trí của lỗ mở và tỷ lệ độ dài cạnh của mác. Nếu xem xét tỷ lệ độ dài cạnh của sàn xấp xỉ bằng 1 và lấy biến dạng cắt làm chính, trên sàn b<sub>xh</sub> mở lỗ b<sub>o</sub>x<sub>h<sub>o</sub></sub> như hình 4-5. Gọi  $\mu$  là hệ số giảm độ cứng cắt thì :

$$\mu = \frac{\text{biến dạng của sàn không mở lỗ}}{\text{biến dạng của sàn mở lỗ}} \quad (4-13)$$

Sàn không mở lỗ :

$$\delta = \frac{Qh}{btG} \quad (4-14)$$

Sàn mở lỗ :

$$\delta_o = \frac{Q}{tG} \left( \frac{h - h_o}{b} + \frac{h_o}{b - b_o} \right) \quad (4-15)$$

$$\mu = \left( \frac{b}{h} \right) / \left( \frac{h - h_o}{b} + \frac{h_o}{b - b_o} \right) \quad (4-16)$$

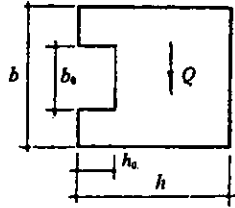
Trong đó :  $\mu$  xem bảng dưới :

$h_o$	$b_o$	$\mu$
0,1h	0,1b	0,989
0,2h	0,2b	0,952
0,3h	0,3b	0,886

Ở đây chỉ xem xét ảnh hưởng của biến dạng cắt, nếu lại cộng thêm ảnh hưởng của biến dạng uốn thì khi cạnh của lỗ bằng  $1/4 \times 1/4$  của độ dài cạnh, độ cứng giảm khoảng 40%, đặc biệt khi

lỗ bố trí lệch, độ giảm càng nhiều. Tuy vậy để chịu tải trọng thì mặt ngoài, giữa bản là bộ phận quan trọng nhất, cho nên tốt nhất vấn đề độ cứng của mặt tốt nhất vẫn là không mở lỗ ở giữa.

Bất luận vấn đề là thế nào, đều cần đảm bảo ứng suất cắt trong mặt sàn phải trong phạm vi cho phép.



Hình 4-5

### 68. Dưới tác động của tải trọng đứng, điều chỉnh mô men âm đầu dầm như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Dưới tác động của tải trọng đứng, đầu dầm sẽ có mô men âm rất lớn, trực tiếp theo đó mà bố trí cốt thép sẽ rất khó khăn và cốt thép âm ở đầu dầm quá nhiều, thi công rất không thuận lợi, chất lượng bê tông cũng khó đảm bảo. Vì vậy, cho phép xem xét sự phân bố lại nội lực biến dạng dẻo ở đầu dầm, điều chỉnh mô men uốn âm đầu dầm.

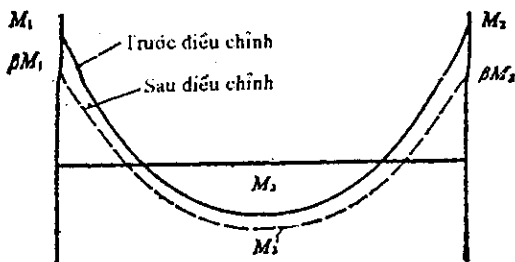
Biên độ mô men uốn âm đầu dầm giảm như sau :

- Dầm đỡ tại chỗ :  $\beta = 0,8 - 0,9$
- Dầm lắp ghép liên hợp<sup>(1)</sup> :  $\beta = 0,7 - 0,8$

Sau khi giảm mô men uốn âm đầu dầm, từ điều kiện cân bằng có thể tìm được mô men uốn giữa nhịp của dầm (hình 4-6).

Chỉ có thể điều chỉnh mô men uốn đầu dầm dưới tác động của tải trọng đứng. Mô men uốn đầu dầm do tải trọng ngang

(1) Dùng từ lắp ghép liên hợp để chỉ việc thi công bê tông bao gồm có cả phần đúc sẵn và đổ tại chỗ.



Hình 4-6 : Điều chỉnh mô men uốn dưới tác động của tải trọng đứng.

sinh ra không cho phép điều chỉnh. Do vậy, khi tổ hợp nội lực, trước tiên phải điều chỉnh mô men uốn dưới tác động của tải trọng đứng, sau đó mới tiến hành tổ hợp.

Khi phân tích nội lực của khung dưới tác động của tải trọng đứng phải tính bằng tay, xem xét điều chỉnh mô men uốn đầu dầm, có thể khi tìm mô men uốn đầu ngàm của dầm : đầu tiên nhân với hệ số điều chỉnh, sau đó mới tìm các mô men uốn đầu các thanh.

**69. Độ chính xác thế nào, nếu dùng phương pháp giá trị D để tính chuyển vị giữa các tầng và chuyển vị ở điểm đỉnh ?**

**TRA LỜI :** Khi dùng phương pháp giá trị D để tính biến dạng giữa các tầng :  $\delta = \frac{Q}{D}$ , so sánh với kết quả tính toán bằng phương pháp chuyển vị, không xét tới ảnh hưởng biến dạng dọc trục, sai số thường trong khoảng 10%. Nhưng tầng dưới nên theo công thức :

$$D = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \cdot \frac{12EJ}{h^3} \quad (4-17)$$

Để tính được chuyển vị giữa các tầng, cho dù trong trường hợp tỷ số độ cứng dầm cột bình thường, sai số có khi tới 20 - 35% (có liên quan đến số tầng : số tầng càng nhiều, sai số càng nhỏ ; có quan hệ với tải trọng : tải trọng phân bố hình tam giác và tải trọng tập trung ở đỉnh, sai số nhỏ).

Nếu tính giá trị D theo công thức sau thì sai số chuyển vị giữa các tầng ở tầng dưới tương đối nhỏ :

$$D = \frac{0,5 + 3\alpha \bar{K}}{2 + 3\alpha \bar{K}} \cdot \frac{12EJ}{h^3} \quad (\text{liên kết ngàm}) \quad (4-18)$$

$$D = \frac{0,5\alpha \bar{K}}{1 + 2\alpha \bar{K}} \cdot \frac{12EJ}{h^3} \quad (\text{liên kết khớp}) \quad (4-19)$$

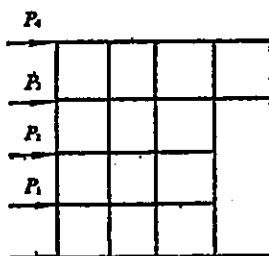
Trong đó :  $\alpha$  là hệ số có liên quan tới tỷ số độ cứng của dầm cột.

**70. Khung như hình 4-7, dùng phương pháp giá trị D tính như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Cột dài đầu bên phải chỉ chịu lực động đất của sàn tầng 4, cho nên lực cắt tầng  $Q_3 = P_4 + P_3$  chỉ phân phối theo giá trị D của 3 tầng, lúc này cột dài :

$$D' = D \times \left( \frac{h_3}{h_3 + h_2 + h_1} \right)^2 \quad (4-20)$$

Lực cắt tầng: tầng 2, tầng 1:



Hình 4-7: Khung có dầm ngang không chạy suốt



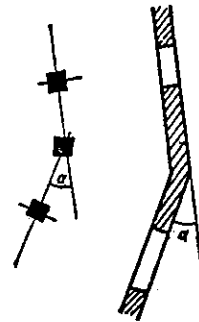
$$\left. \begin{aligned} Q_2 &= P_4 + P_3 + P_2 \\ Q_1 &= \sum_1^4 P_i \end{aligned} \right\} \quad (4-21)$$

Không tính cột dài, chỉ phân phối trên 4 cột ngắn.

71. Nên xem xét thế nào khi tính toán vách cứng hình gãy khúc hoặc khung ?

**TRẢ LỜI :** Nếu  $\alpha < 15^\circ$ , có thể tính theo toàn tấm, độ cứng lấy giá trị hình chiếu.

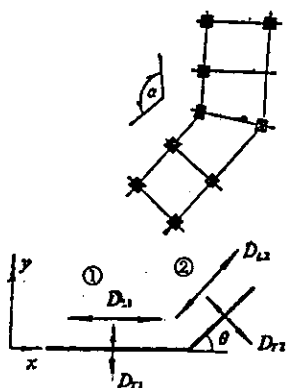
Nếu  $\alpha > 15^\circ$  thì khi chia thành kết cấu phẳng chống lực bên, có thể chia rời các đoạn, xem như các kết cấu chống lực bên đơn độc. Nhưng phương pháp tính toán này sai số rất lớn bởi vì vách cứng hình gãy khúc, liền tấm và khung thực tế là chịu lực tổng thể, cùng biến dạng. Sau khi chia thành 2 tấm, lúc này từng tấm chịu lực và biến dạng, không có quan hệ với nhau, cho nên có thể dùng phương pháp phân tích không gian 3 chiều để tiến hành tính toán.



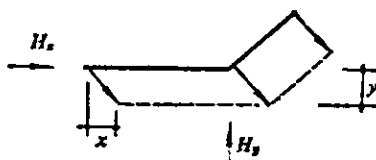
Hình 4-8

72. Kết cấu khung phẳng hình gãy khúc nên tính toán thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Như hình 4-9, đặt  $D_{L1}$ ,  $D_{r1}$  - tổng giá trị  $D$  của phương ngang và đứng của đoạn 1;  $D_{L2}$ ,  $D_{r2}$  - tổng giá trị  $D$  của phương ngang và đứng của đoạn 2.



Hình 4-9

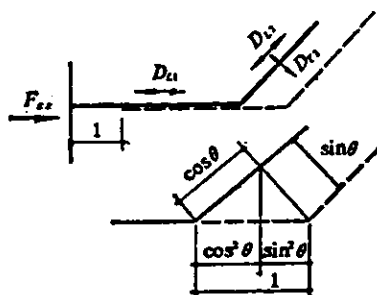


Hình 4-10

Giả thiết : 1. Độ cứng của sàn vô cùng lớn ;

2. Lực ngang tác động ở tim cứng, không sinh ra xoắn.

Do điều kiện cân bằng ; dưới tác động của lực ngang  $H_x, H_y$ , chuyển vị là  $x, y$  như hình 4-10, ta có :



Hình 4-11

$$\left. \begin{aligned} F_{xx} \cdot x + F_{yx} \cdot y &= H_x \\ F_{xy} \cdot x + F_{yy} \cdot y &= H_y \end{aligned} \right\} (4-22)$$

Trong đó :  $F_{xx}$  là lực phương  $x$ , khi sản sinh chuyển vị đơn vị theo phương  $x$ .

Từ hình vẽ 4-11, 4-12 có  $F_{xy}, F_{yx}, F_{yy}$ , ý nghĩa tương tự như trên. Ta có :

$$\left. \begin{aligned} F_{xx} &= D_{L1} \cdot l + D_{T2} \sin^2 \theta + D_{L2} \cos^2 \theta \\ F_{xy} &= F_{yx} = (D_{L2} - D_{T2}) \sin \theta \cos \theta \\ F_{yy} &= D_{r1} \cdot l + D_{L2} \sin^2 \theta + D_{T2} \cos^2 \theta \end{aligned} \right\} \quad (4-23)$$

Lực tác động lên các đoạn :

$$\text{- Trên đoạn 1} \quad \left. \begin{aligned} F_{L1} &= D_{L1} \cdot x \\ F_{T1} &= D_{T1} \cdot y \end{aligned} \right\} \quad (4-24)$$

$$\text{- Trên đoạn 2} \quad \left. \begin{aligned} F_{L2} &= D_{L2} (x \cos \theta + y \sin \theta) \\ F_{T2} &= D_{T2} (-x \sin \theta + y \cos \theta) \end{aligned} \right\} \quad (4-25)$$

Đem biểu thức (2) thay vào biểu thức (1)

$$\begin{aligned} &(D_{L1} + D_{T2} \sin^2 \theta + D_{L2} \cos^2 \theta)x \\ &+ \{(D_{L2} - D_{T2}) \sin \theta \cos \theta\}y = H \\ &\{(D_{L2} - D_{T2}) \sin \theta \cos \theta\}x \\ &+ (D_{T2} = D_{L2} \sin^2 \theta + D_{T2} \cos^2 \theta)y = H \end{aligned} \quad (4-26)$$

$$\begin{aligned} \text{Đặt :} \quad A &= D_{L1} + D_{T2} \sin^2 \theta + D_{L2} \cos^2 \theta \\ B &= (D_{L2} + D_{T2}) \sin \theta \cos \theta \\ C &= D_{T1} + D_{L2} \sin^2 \theta + D_{T2} \cos^2 \theta \end{aligned}$$

$$\text{Thì :} \quad \left. \begin{aligned} A_x + B_y &= H_x \\ B_x + C_y &= H_y \end{aligned} \right\} \quad (4-27)$$

$$\text{Được :} \quad \left. \begin{aligned} x &= \frac{BH_y - CH_x}{B^2 - AC} = \alpha (BH_y - CH_x) \\ y &= \frac{BH_x - AH_y}{B^2 - AC} = \alpha (BH_x - AH_y) \end{aligned} \right\} \quad (4-28)$$

$$\alpha = \frac{1}{B^2 - AC} \quad (4-29)$$

Lấy  $x, y$  thay vào công thức (4-24), (4-25), có thể tìm được lực ngang mà các đoạn gánh chịu.

Khi chỉ có  $H_x$  tác động :

$$x = -\alpha CH_x ; \quad y = \alpha BH_x$$

$$\text{Đoạn 1 : } F_{L1} = D_{L1}x = -\alpha CD_{L1}H_x \quad (4-30)$$

Đoạn 2 :

$$\left. \begin{aligned} F_{L2} &= D_{L2}(-\alpha CH_x \cos \theta + \alpha BH_x \sin \theta) \\ &= \alpha D_{L2}H_x (B \sin \theta - C \cos \theta) \\ F_{T2} &= D_{T2}(\alpha CH_x \sin \theta + \alpha BH_x \cos \theta) \\ &= \alpha D_{T2}H_x (B \cos \theta + C \sin \theta) \end{aligned} \right\} \quad (4-31)$$

Khi chỉ có  $H_y$  tác động

$$\text{Đoạn 1 : } F_{T1} = D_{T1}y = -\alpha AD_{T1}H_y \quad (4-32)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Đoạn 2 : } F_{L2} &= D_{L2}(\alpha BH_y \cos \theta - \alpha AH_y \sin \theta) \\ &= \alpha D_{L2}H_y (B \cos \theta - A \sin \theta) \\ F_{T2} &= D_{T2}(-\alpha BH_y \sin \theta - \alpha AH_y \cos \theta) \\ &= -\alpha D_{T2}H_y (B \sin \theta + A \cos \theta) \end{aligned} \right\} \quad (4-33)$$

Như hình 4-13 đã biết :

$$\sin \theta = 0.5, \quad \sin^2 \theta = 0.25$$

$$\text{Ví dụ : } \quad \cos \alpha = \sqrt{3}/2, \quad \cos^2 \theta = 3/4 = 0.75$$

$$\text{Giải : nếu } H_x = 10t, \text{ do (4-30), (4-31) có :}$$

$$F_{L1} = 4,9t ; \quad F_{L2} = 4,3t ; \quad F_{T2} = -2,7t$$

$$\text{Nếu } H_y = 10t, \text{ do (4-32), (4-33) có :}$$

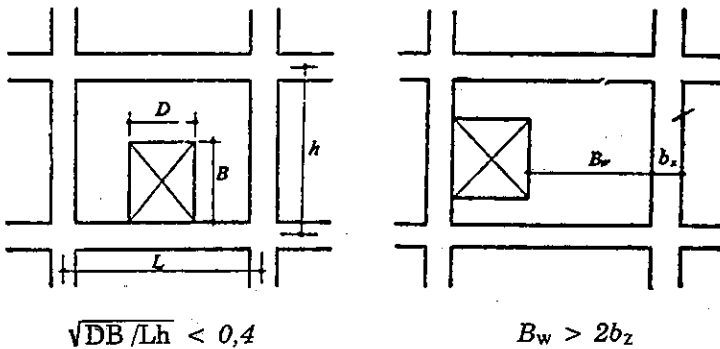
$$F_{T1} = 5,1t ; \quad F_{L2} = 2,3t ; \quad F_{T2} = 4,3t$$



c. Ngoài các trường hợp nói trên, khi phân đoán có phải cột ngắn không, mặt cắt tường nên tính vào chiều rộng cột.

2. Khi phù hợp các điều kiện sau : cột vách cứng hợp lại xử lý theo vách cứng, không xử lý theo cột ngắn (hình 4-14):

- a. Vách cứng có khung viền, hệ số mở lỗ dưới 0,4 ;
- b. Chiều rộng vách  $B_w$  lớn hơn 2 lần chiều rộng cột  $b_z$  ( $b_z$  - chiều rộng cột).



Hình 4-14.

74. Khi có phân phối lại, tính tác động của động đất như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Khi có phân phối lại, thì tính toán tác động của động đất theo các bước sau :

1. Trục 1, 2, 3. Tính lực động đất theo toàn bộ tải trọng của phần trên tầng N-1 tập trung trên mặt sàn.

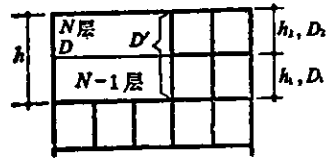
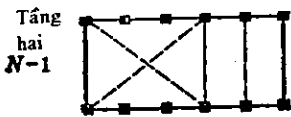
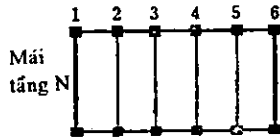
2. Khung (vách) trục 1, 2, 3 tính độ cứng D theo chiều cao tầng h, tải trọng tác động lên mặt mái, khung trục 4 – 6 tính độ cứng D theo phương pháp thông thường.

3. Trọng tâm : Tầng N tính trọng tâm theo toàn bộ lực dọc trục của vách, cột tuyến trục 1- 6 ; tầng N-1 chỉ xem xét trục 4 - 6.

4. Tìm độ cứng : Tầng N tính tìm độ cứng theo các giá trị D của cột, vách. Cột vách trục 4 - 6 dùng giá trị D' ; tầng thứ N-1 chỉ xem xét giá trị D của trục 4 - 6.

5. Tính toán độ lệch tâm : Tầng thứ N tính theo trọng tâm và tìm độ cứng của toàn bộ cột vách như trên ; tầng thứ N-1 tính theo tìm độ cứng và trọng tâm của cột, vách trục 4 - 6.

6. Tính toán hệ số thay đổi độ cứng : không xét tới bộ phận giằng trời, chỉ xem xét trục 4 - 6, trọng lượng cũng chỉ xét trục 4 - 6.



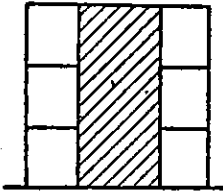
$$D = \frac{1}{\frac{1}{D_1} \left(\frac{h_1}{h}\right)^2 + \frac{1}{D_2} \left(\frac{h_2}{h}\right)^2}$$

Hình 4.15

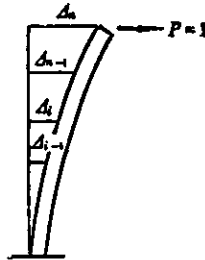
75. Khi dùng phương pháp giá trị D tính khung kiểu tường như hình 4-16, giá trị D của chân vách rất lớn được tính thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Nếu tỷ lệ độ cứng dầm cột của chân vách rất lớn :  $\sum k_L/2k_c \approx 0$  thì không thể tính được giá trị D. Lúc này, có thể xem chân vách rất lớn như thanh ngàm đứng. Vẽ biểu đồ chuyển vị dưới tác động của lực đơn vị  $P = 1$  (hình 4-7). Được  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_n$ , tính chuyển vị giữa các tầng  $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$  thì giá trị tương đương D là :

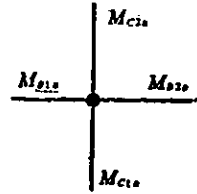
$$D_i = \frac{1}{\delta_i} \quad (4-34)$$



Hình 4-16



Hình 4-17



Hình 4-18

76. Nút dầm cột như hình 4-18, mô men uốn giới hạn của cột  $M_{C1u} + M_{C2u}$  lớn hơn mô men uốn giới hạn của dầm  $m_{B1u} + M_{B2u}$ , sức chịu tải của nút là  $M_{B1u} + M_{B2u}$  phân phối mô men uốn này thế nào cho cột trên và cột dưới ?

**TRẢ LỜI :** Về tỷ lệ phân phối mô men uốn cho cột trên và cột dưới hiện nay chưa có phương pháp xác định chính xác, có thể chọn một trong 3 phương pháp dưới đây :

1. Mỗi cột trên và cột dưới chịu một nửa ;
2. Phân phối tỷ lệ mô men uốn tính theo trạng thái đàn hồi :

$$M_c = \frac{M_{c2}}{M_{c1} + M_{c2}} \cdot (M_{B1u} + M_{B2u}) \quad (4-35)$$

$$M_{c\text{dưới}} = \frac{M_{c1}}{M_{c1} + M_{c2}} \cdot (M_{B1u} + M_{B2u}) \quad (4-36)$$

3. Phân phối theo tỷ lệ mô men uốn giới hạn :



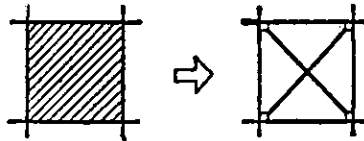
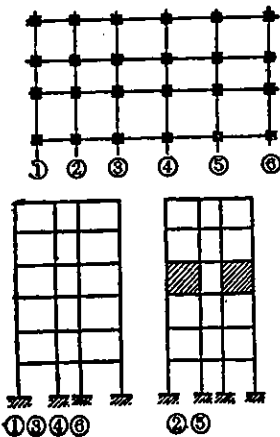
$$M_{\text{citrên}} = \frac{M_{c2u}}{M_{c2u} + M_{c1u}} \cdot (M_{B1u} + M_{B2u}) \quad (4-37)$$

$$M_{\text{cdưới}} = \frac{M_{c1u}}{M_{c2u} + M_{c1u}} \cdot (M_{B1u} + M_{B2u}) \quad (4-38)$$

Tuy nhiên, phương pháp nào hợp lý thì chỉ có thể dựa vào điều kiện thực tế để quyết định, không thể nói một cách chung chung được.

**77. Trong kết cấu khung một phần dầm, cột ngàm vào vách cứng nên tính toán thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Trong kết cấu khung, nếu chỉ có cá biệt ô nào đó có vách cứng, trên nguyên tắc vẫn tính theo dạng thuần khung để tiện cho việc tính toán (hình 4-19).



Hình 4-19

Hình 4-20

Khi tính toán chu kỳ, đầu tiên tính theo dạng thuần khung (phần có vách chỉ xét dầm cột xung quanh), chu kỳ tính được nhân với hệ số giảm 0,8 – 0,9 để xét đến ảnh hưởng của độ cứng tường. Chu kỳ này là  $T_{11}$  ; Sau đó lấy giá trị  $D$  của vách

là  $D_w = \frac{GA_w}{h}$ , dùng giá trị  $D$  này tính chuyển vị giả thiết của đỉnh điểm  $\Delta_T$ ,  $T_{12} = 1,8 \sqrt{\Delta_T}$  ; hoặc xem vách như cột chống nghiêng tương đương, đưa vào máy tính chu kỳ  $T_{13}$  (hình 4-20). Lấy giá trị nhỏ giữa  $T_{11}$  và  $T_{12}$  ( $T_{13}$ ) làm chu kỳ tính toán từ đó tính lực động đất.

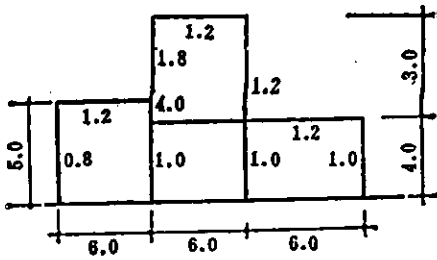
Tính lực cắt và mô men của các cột theo phương pháp giá trị  $D$ ,  $D_w = \frac{GA_w}{h}$ .

Những tầng liên kế trên dưới của tầng có vách, độ cứng phương đứng có đột biến, lực ngang ở tầng liên kế tầng này sẽ phân phối lại. Vì thế, độ cứng của sàn tầng trên và tầng dưới rất quan trọng, nói chung nên làm sàn bê tông đổ tại chỗ có chiều dày không nhỏ hơn 18cm.

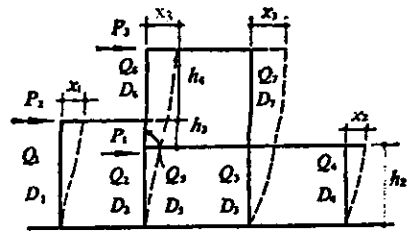
Để thuận lợi việc truyền lực ngang. Cốt đai của chân cột (đỉnh cột) nối với vách phải dày, bố trí nhiều cốt thép hơn.

**78. Khung như hình 4-21, dùng phương pháp giá trị  $D$ , tính thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Các số trong hình vẽ là tỷ lệ độ cứng. Đầu tiên dùng phương pháp thông thường tính giá trị  $D$  của các cột. Lấy chuyển vị ngang ở các vị trí có tải trọng ngang là số chưa



Hình 4-21



Hình 4-22

biết, lập các hệ phương trình, tìm lời giải để có thể tìm ra tỷ lệ phân phối lực cắt các cột của tầng (hình 4-22) :

$$\left. \begin{aligned} Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 &= P_1 + P_2 + P_3 \\ Q_1 + Q_5 + Q_7 &= P_2 + P_3 \\ Q_6 + Q_7 &= P_3 \end{aligned} \right\} \quad (4-50)$$

$$Q_1 = D_1 x_1 \frac{12EK_0}{h_1^2}$$

$$Q_2 = D_2 x_2 \frac{12EK_0}{h_2^2}$$

$$Q_3 = D_3 x_2 \frac{12EK_0}{h_2^2}$$

$$Q_4 = D_4 x_2 \frac{12EK_0}{h_2^2}$$

$$Q_5 = D_5 (x_1 - x_2) \frac{12EK_0}{h_3^2}$$

$$Q_6 = D_6 (x_3 - x_1) \frac{12EK_0}{h_4^2}$$

$$Q_7 = D_7 (x_3 - x_2) \frac{12EK_0}{(h_3 + h_4)^2}$$

(4-51)



Như vậy có thể lấy  $P_3, P_2, P_1$  phân phối lần lượt từ trên xuống dưới :

• Đầu tiên :  $P_3 = 7.2 \text{ kN/m}$ , lấy  $D' = 0,85$  (tìm được từ  $D_5, D_6$  và  $D_7$ ) để phân phối, ta được :

$$Q_6 = 4,4 \text{ kN} ; Q_7 = 2,8 \text{ kN}.$$

• Sau đó :

$$P_2 + Q_6 = 7,2 + 4,4 = 11,6 \text{ kN}$$

phân phối  $D_1$  và  $D' = 0,78$  (tìm được từ  $D_5, D_2$ )

ta được :  $Q_1 = 4,3 \text{ kN} ; Q_5 = 7,3 \text{ kN}$

• Cuối cùng :  $P_1 + Q_5 + Q_7 = 16,8 + 7,3 + 2,8 = 26,9 \text{ kN}$

phân phối  $D_2, D_3, D_4$  ta được :

$$Q_2 = 8,3 \text{ kN} ; Q_3 = 10,3 \text{ kN} ; Q_4 = 8,3 \text{ kN}$$

**79. Khung 1, 2 của hình 4-24 phân phối lực ngang  $Q_t$  như thế nào theo phương  $y$  ?**

**TRẢ LỜI :** Do độ cứng của sàn vô cùng lớn, khi khung 2 chuyển dịch  $\delta$ , chuyển dịch của khung 1 là :

$$\Delta = \delta \cos \theta$$

$$Q_1 = \Delta D_1, Q_2 = \delta D_2$$

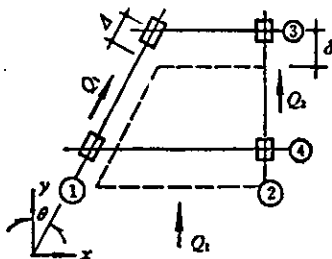
$$Q_t = Q_1 \cos \theta + Q_2$$

$$= D_1 \Delta \cos \theta + D_2 \delta$$

$$= (D_1 \cos^2 \theta + D_2) \delta \quad (4-52)$$

$Q_1$  phân phối theo tỷ lệ  $D_1 \cos^2 \theta$  và  $D_2$ .

Đồng thời phân lực  $Q \sin \theta$  của  $Q_1$  sẽ tác động lên khung 3, 4 từ



Hình 4-24

đó làm kết cấu bị xoắn. Nếu có khung xiên thì nó sẽ là ngoại lực của hướng y và khung hướng x cũng chịu lực.

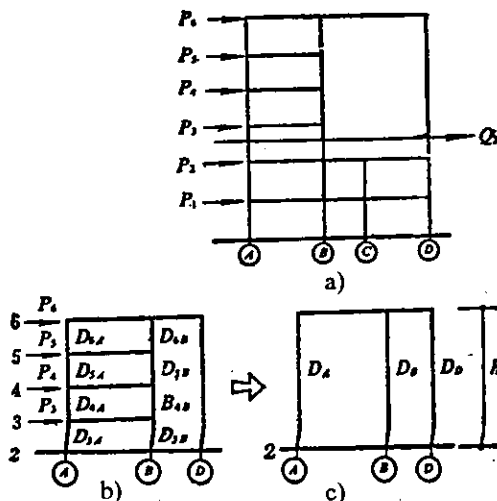
80. Như hình 4-25a, một phần khung độ tạo thành giếng trời, tính lực cắt của cột như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Đầu tiên chuyển tầng 3 - 6 thành một tầng đơn tương đương, giá trị  $D$  tương đương của các cột A và B là :

$$D = \frac{1}{\frac{1}{D_3} \left(\frac{h_3}{h}\right) + \frac{1}{D_4} \left(\frac{h_4}{h}\right) + \frac{1}{D_5} \left(\frac{h_5}{h}\right) + \frac{1}{D_6} \left(\frac{h_6}{h}\right)}$$

Tính  $Q_{3A}$ ,  $Q_{3B}$ ,  $Q_{3D}$  được phân phối từ lực cắt 3 tầng  $Q_3$  cho các cột

$$Q_3 = P_3 + P_4 + P_5 + P_6 \quad (4-55)$$



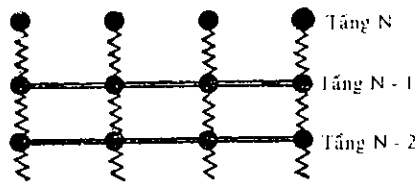
Hình 4-25

Sau đó  $Q_{3A} + Q_{3B}$  trừ đi  $P_3$  được  $Q_{4A} + Q_{4B}$  phân phối theo  $D_{4A}, D_{4B}$ ;  $Q_{4A} + Q_{4B}$  trừ đi  $P_4$  sẽ là  $Q_{5A} + Q_{5B}$ ... Phương pháp tính tiếp tục như vậy.

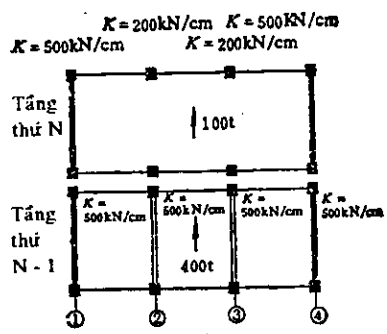
81. Khi độ cứng trong mặt của sàn hoặc mái rất nhỏ, độ cứng chống đẩy của kết cấu chống lực bên được tính như thế nào ?

TRẢ LỜI : Như hình 4-26, tấm mái là tấm vật liệu nhẹ, hầu như không có độ cứng trong mặt. Khi chấn động thì dạng chấn động như hình 4-27.

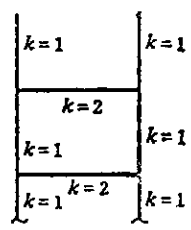
Do các ô mái chấn động độc lập, cho nên lực cắt có thể do diện tích tải trọng của nó quyết định.



Hình 4-26



Hình 4-27



Hình 4-28

Ví dụ : Khi  $Q_N = 1000 \text{ kN}$ ,  $Q_{N-1} = 4000 \text{ kN}$ ,

$$\text{thì } Q_{N,1} = Q_{N,4} = 1000 \div 6 = 16,7 \text{ kN} \quad (4-56)$$

$$Q_N = Q_{N,3} = 1000 \div 3 = 333,0 \text{ kN} \quad (4-57)$$

Chuyển vị tầng tương ứng :

$$\sigma_{N,1} = \sigma_{N,4} = 167 \div 500 = 0,334 \text{ cm} \quad (4-58)$$

$$\sigma_{N,2} = \sigma_{N,3} = 333 \div 200 = 1,665 \text{ cm} \quad (4-59)$$

Chuyển vị giữa các tầng của tầng N-1 như nhau :

$$\sigma_{N-1} = 4000 \text{ kN} / (500 \text{ kN/cm} \times 4) = 2 \text{ cm} \quad (4-60)$$

Nếu các tầng cao 6m, thì góc biến dạng các tầng  $\delta/h$  là :

$$\text{trục 1, 4 tầng 2 } \gamma_2 = 600 \div 0,334 = 1796, R_s = 1,80$$

$$\text{" tầng 1 } \gamma_1 = 600 \div 2,0 = 300, R_s = 0.30$$

$$\text{trục 2 3 tầng 2 } \gamma_2 = 600 \div 1,665 = 360, R_s = 1.1$$

$$\text{" tầng 1 } \gamma_1 = 600 \div 2,0 = 300, R_s = 0.91$$

cho nên không thể trực tiếp theo phương pháp giá trị D để phân phối lực ngang, tỷ số độ cứng  $R_s$ , có thể tính được từ góc biến dạng  $\gamma$ .

Độ cứng chống đẩy D có thể tính theo hình 4-28

$$\bar{k} = \frac{2 \times 2 + 0 \times 2}{2 \times 2} = 1,0 \quad (4-61)$$

**82. Trong kết cấu khung - vách cứng, nếu phương dọc có vách cứng, có thể xem dầm như liên kết khớp được không ?**

**TRẢ LỜI :** Cho dù việc xem xét vách cứng dọc chịu 100% lực ngang theo phương dọc, phương án kết cấu này không tốt bởi vì :



1. Phương dọc không có dầm, cột khung đều là thanh ngàm độc lập, độ cứng dọc nhỏ.

2. Vách cứng có độ cứng lớn nếu rạn nứt hoặc là tổn hại sau động đất thì độ cứng sẽ giảm và không còn là phòng tuyến thứ hai của hệ chống lực bên, khi đó các cột độc lập còn lại khó chống được lực ngang.

3. Không có dầm, mô men cột do lực ngang tác động lên cột rất lớn, bố trí cốt thép khó khăn.

**83. Có thể dùng chương trình tính toán kết cấu khung phẳng để tính toán kết cấu khung - vách cao tầng được không ?**

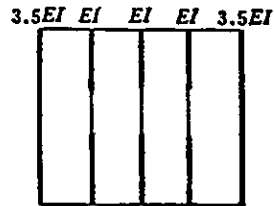
**TRẢ LỜI :** Kết cấu khung, khung - vách cứng cao tầng không được dùng chương trình khung phẳng để tính toán. Bởi vì tải trọng ngang của kết cấu chống lực bên của mỗi tầng trong công trình cao tầng không thể cho một cách đơn giản.

Kết cấu công trình cao tầng là hệ không gian 3 chiều phức tạp. Các mảng kết cấu chống lực bên (vách cứng, khung), cùng sàn có độ cứng lớn vô hạn trong mặt bằng tạo thành một khối. Dưới tác động của lực ngang, chúng cần duy trì sự hiệp đồng nhất trí trong chuyển vị, do vậy tải trọng ngang không phân phối một cách đơn giản theo diện tích tải trọng hoặc theo cự ly mà nên xem xét đặc điểm độ cứng và biến dạng của kết cấu chống lực bên của các tầng.

Nếu đơn giản phân phối theo cự ly tất nhiên sẽ làm cho độ cứng lớn, lực ngang mà kết cấu có tác dụng chủ yếu chống lực bên được phân phối sẽ thấp, thiên về không an toàn (hình 4-29).

Đặc biệt, nếu tuyến tác động của tải trọng và trung tâm độ cứng kết cấu không trùng nhau, kết cấu bị xoắn, lực ngang mà các tấm khung được phân phối không những có liên quan tới độ cứng mà còn có liên quan tới vị trí. Cho nên, nói chung, nên tiến hành phân tích tổng thể đối với kết cấu, không thể xem như phân phối lực ngang một cách đơn giản, sau đó tính theo từng tấm khung phẳng.

Trong trường hợp kết cấu đối xứng, kết cấu lại tương đối đơn giản, có thể thông qua quan hệ độ cứng để tính toán phân phối lực ngang, sau đó lại dùng chương trình khung phẳng tiến hành tính toán theo từng tấm. Tuy nhiên, làm như vậy tương đối phiền phức, trực tiếp dùng chương trình riêng của kết cấu nhà cao tầng vẫn tốt hơn.

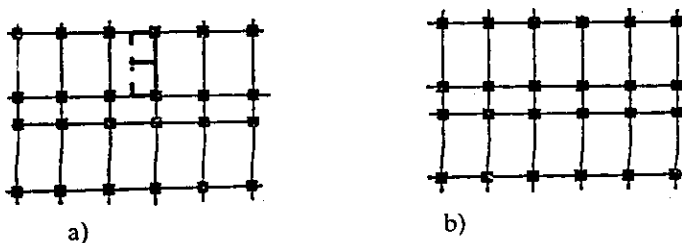


- a) 12.5% 25% 25% 25% 12.5%  
 b) 35% 10% 10% 10% 35%

*Hình 4-29 : Phân phối lực ngang trên các tấm kết cấu chống lực bên*  
 a. Phân phối theo cự ly  
 b. Phân phối thực tế

**84. Trong mặt bằng kết cấu bố trí giếng thang máy bê tông cốt thép, khi thiết kế không xét đến mà tính theo khung đơn thuần, có an toàn không ?**

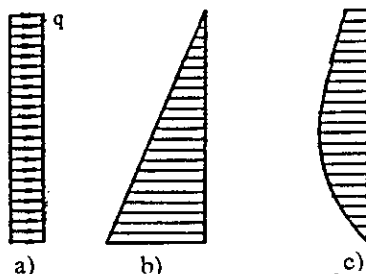
**TRẢ LỜI :** Kết cấu như hình 4-30a, ở giữa bố trí giếng thang máy. Để đơn giản có người đã tính toán theo hình 4-30b cho rằng không xem xét giếng thang là có lợi về an toàn. Thực chất đó là điều không chính xác.



**Hình 4-30 : Kết cấu khung - vách cứng**

a) Sơ đồ thực tế

b) Sơ đồ tính không chính xác



**Hình 4-31 : Phân bố lực cắt dưới tác động của tải trọng ngang**

a) Sơ đồ tải trọng ngang

b) Phân bố lực cắt trong kết cấu khung

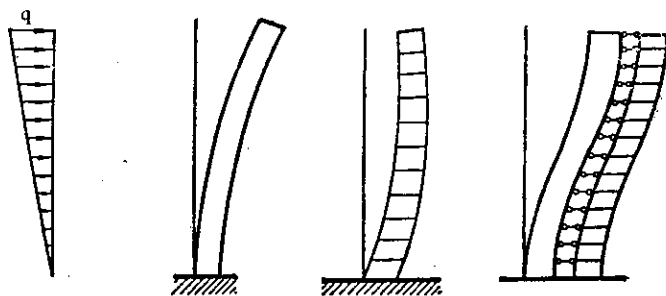
c) Lực cắt của khung trong kết cấu khung - vách.

Đầu tiên, so sánh giữa giằng thang máy và cột khung, độ cứng lớn hơn rất nhiều, có ảnh hưởng lớn đối với chu kỳ, không xét tới giằng thang máy, sẽ làm cho độ cứng tổng thể của kết cấu giảm, kéo dài chu kỳ, lực động đất dự kiến sẽ nhỏ, vì vậy thiên về phía không an toàn.

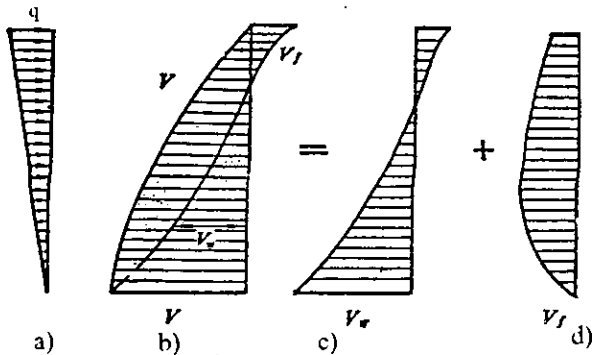
Ngoài ra, khung trong kết cấu khung - vách cứng, thì lực cắt phân bố theo hình 4-31c, xem xét như thuần khung thì như hình vẽ 4-31b. Thiết kế theo hình 4-21b, kết cấu sẽ không an toàn.

85. Kết cấu khung đã tính toán xong, sau đó lại tăng một số vách cứng như vậy có phải là an toàn hơn không ?

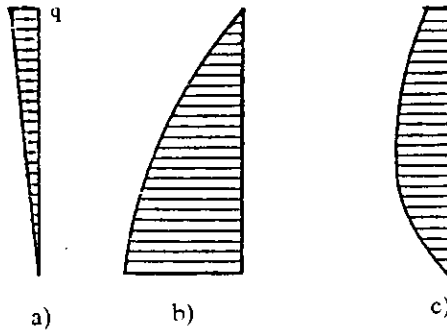
**TRẢ LỜI :** Không hẳn như vậy. Kết cấu khung - vách cứng do khung và vách cứng - hai loại kết cấu chống lực bên - có đặc điểm biến dạng không giống nhau tạo nên. Vách cứng là cấu kiện ngầm chịu uốn phương đứng, càng lên đỉnh biến dạng càng nhanh ; biến dạng của khung là biến dạng cắt, càng lên cao biến dạng càng chậm. Khung và vách được sàn liên kết để cùng biến dạng, tạo nên đường cong biến dạng hình chữ S ngược (hình 4-32). Vì tác động lẫn nhau vách cứng phần tầng dưới đảm nhiệm hầu hết lực động đất, khung chịu lực động đất rất nhỏ ; đến các tầng bên trên, vách cứng chịu lực cắt âm, khung chịu lực cắt tương đối lớn (hình 4-33).



Tải trọng ngang      Vách cứng      Khung      Khung-vách cứng  
 Hình 4-32 : Chuyển dịch ngang của kết cấu chống lực ngang dưới tác động của lực ngang



**Hình 4-33 :** Phân bố lực cắt trong kết cấu khung - vách  
 a. Tải trọng ngang ; b. Tổng lực cắt các tầng nhà ;  
 c. Lực cắt của vách cứng ; d. Lực cắt của khung.



**Hình 4-34 :** Phân bố lực cắt của khung trong kết cấu khung  
 và kết cấu khung - vách cứng.  
 a. Tải trọng ngang ; b. Phân bố lực cắt kết cấu khung ;  
 c. Lực cắt của khung trong kết cấu khung - vách.

Hình 3-34 cho thấy sơ đồ phân bố lực cắt mà khung trong kết cấu khung - vách cứng gánh chịu, khác với kết cấu khung đơn thuần.

Cho nên, đáng lẽ thiết kế theo kết cấu khung, lực cắt tầng phân trên rất nhỏ, bố trí cốt thép cho dầm cột của khung

rất ít. Nếu thêm vách cứng, lực cắt của khung phần dưới giảm nhỏ rất nhiều, có lợi cho việc chống động đất ; nhưng càng gần các tầng trên mái lực cắt sẽ tăng rất nhanh, các tầng phía trên vốn thiết kế theo khung sẽ không còn an toàn nữa. Cho nên sau khi bố trí thêm vách cứng trong khung, phải kiểm tra lại nội lực và bố trí cốt thép các tầng phía trên.

Tóm lại, đối với các dạng kết cấu khác nhau, nên thiết kế theo kết cấu thực tế đó. Nếu không, dễ nhầm lẫn là thiên về an toàn mà trên thực tế có một số bộ phận lại không an toàn.

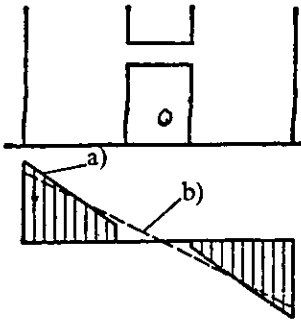
#### **86. Thế nào là tường mở lỗ nhỏ, tiến hành đơn giản hóa việc tính toán như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Khi lỗ bố trí thành hàng của vách cứng tương đối nhỏ, ứng suất pháp (normal stress) của mặt cắt vách cứng gần như phân bố tuyến tính và gần như duy trì giá trị của mặt cắt phẳng, cho nên có thể theo mặt cắt tổ hợp dùng công thức dầm con son của sức bền vật liệu để đơn giản việc tính toán. Vì vậy, vách mở lỗ nhỏ phải có các đặc tính sau :

1. Ứng suất pháp của mặt cắt phân bố gần như đường thẳng.

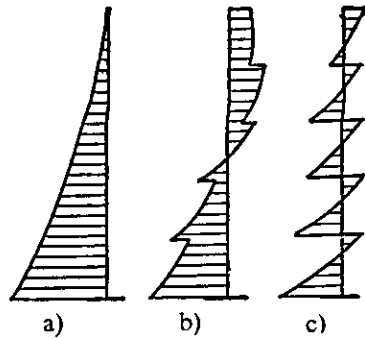
Mô men do lực dọc trục của các chân vách tạo thành đảm nhiệm phần lớn mô men lật của tải trọng ngoài, mô men cục bộ bản thân chân tường rất nhỏ (hình 4-35).

2. Trong các tầng, phần lớn các tầng không nên có điểm uốn ngược, đặc điểm biến dạng tương tự như cấu kiện ngàm tổng thể phương đứng (hình 4-36).



Hình 4-35 : Phân bố ứng suất mặt cắt vách mở lỗ nhỏ.

- a. Phân bố ứng suất pháp của vách mở lỗ nhỏ.
- b. Phân bố ứng suất tuyến tính của mặt cắt tổ hợp.



Hình 4-36 : Phân bố mô men vách (cột)

- a. Ngàm độc lập
- b. Tường mở lỗ nhỏ
- c. Cột khung

Cho nên vách cứng đáp ứng các điều kiện sau có thể tính theo vách mở lỗ nhỏ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 10 \\ I_A / I \leq Z \end{array} \right\} \quad (4-62)$$

Trong đó :

$$a = \begin{cases} H \sqrt{\frac{12I_b a^4}{h(I_1 + I_2)L^3} \frac{I}{I_A}} & \text{(Tường 2 chân)} \\ \frac{H \sqrt{\frac{12}{m+1} \frac{I_j}{\sum_{j=1}^m \frac{I_{b_j} a^2}{L_j^3}}}}{\tau h \sum_{j=1}^m} & \text{(Tường nhiều chân)} \end{cases} \quad (4-63)$$

$\tau$  - hệ số, nếu 3 - 4 chân, lấy 0,8 ; 5 - 7 chân lấy 0,85 ; trên 8 chân lấy 0,9.

$I$  - mô men quán tính của vách cứng đối với tâm của mặt cắt tổ hợp.

$$I_A = I - \sum_{j=1}^{m+1} I_j \quad (4-64)$$

$I_{bj}$  - mô men quán tính chuyển đổi của giằng hàng  $j$

$$I_{bj} = \frac{I_{bj0}}{1 + \frac{28\mu I_{bj0}}{A_{bj} L_j^2}} \quad (4-65)$$

$I_1, I_2$  - mô men quán tính mặt cắt chân vách 1, 2 ;

$m$  - số hàng lỗ ;

$h$  - chiều cao tầng ;

$H$  - tổng chiều cao vách cứng ;

$a_j$  - khoảng cách tuyến trục lỗ hai phía tường của hàng lỗ  $J$ ;

$l_j$  - nhịp tính toán của giằng hàng thứ  $j$ , lấy bằng chiều rộng lỗ cộng với 1/2 chiều cao giằng ;

$I_j$  - mô men quán tính của chân vách thứ  $j$  ;

$Z$  - hệ số, lấy theo bảng 4-1 theo số tầng và  $\alpha$ .

**Bảng 4.1 : Giá trị hệ số  $z$**

$\alpha$	Số tầng N					
	8	10	12	16	20	30
10	0.886	0.948	0.975	1.000	1.000	1.000
12	0.866	0.924	0.950	0.994	1.000	1.000
14	0.853	0.908	0.934	0.978	1.000	1.000
16	0.844	0.896	0.923	0.964	0.988	1.000
18	0.836	0.888	0.914	0.952	0.978	1.000
20	0.831	0.880	0.906	0.945	0.970	1.000
22	0.827	0.875	0.901	0.940	0.965	1.000
24	0.824	0.871	0.897	0.936	0.960	0.989
26	0.822	0.867	0.894	0.932	0.955	0.986
28	0.820	0.864	0.890	0.929	0.952	0.982
> 30	0.818	0.861	0.887	0.926	0.950	0.979



$$\mu = \begin{cases} 1, 2 \times \frac{qH^4}{8EI} \left( 1 + \frac{4\mu EI}{GAH^2} \right) & \text{(Tải trọng phân bố đều)} \\ 1, 2 \times \frac{11qH^4}{120EI} \left( 1 + \frac{3.67\mu EI}{GAH^2} \right) & \text{(Tải trọng phân bố hình tam giác)} \\ 1, 2 \times \frac{PH^3}{3EI} \left( 1 + \frac{3\mu EI}{GAH^2} \right) & \text{(Tải trọng tập trung ở điểm)} \end{cases} \quad (4-66)$$

Trong đó 
$$A = \sum_{j=1}^{m+1} A_j$$

Nếu đa số chân vách của vách cứng bằng nhau, phù hợp điều kiện vách mở lỗ nhỏ, nhưng cá biệt có chân vách nhỏ, vẫn có thể tính nội lực gần đúng theo vách mở lỗ nhỏ, nhưng ở phần đầu chân vách nhỏ nên thêm ảnh hưởng của uốn cục bộ.

$$\Delta M_j = V_j \frac{h_o}{2} \quad (4-67)$$

$$M_j = M_j^o + \Delta M_j \quad (4-68)$$

Trong đó :

$\Delta M_j$  - mô men uốn do chân vách uốn cục bộ mà tăng thêm ;

$M_j^o$  - mô men uốn chân vách tính theo vách mở lỗ nhỏ ;

$V_j$  - lực cắt của chân vách thứ  $i$  ;

$h_o$  - chiều cao của lỗ.

**87. Thế nào là khung dạng tường, tính toán thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Vách cứng mở lỗ tương đối lớn, không đáp ứng được yêu cầu  $I_A/I \leq Z$ , rất nhiều chân tường xuất hiện điểm uốn ngược, giống như trạng thái chịu lực của khung, lúc này có thể dùng phương pháp tính khung để tính toán gần đúng.

Tuy nhiên, vách cứng mở lỗ lớn và khung hoàn toàn khác nhau. Tường giữa các cửa sổ của nó tạo thành cột khung, tường dưới cửa sổ tạo thành dầm khung, những nơi giao nhau của chúng tạo thành một vùng - vùng điểm nút mà không phải là một điểm hình học - điểm nút. Vì vậy trong khung dạng tường mà do dầm rộng, cột rộng hợp thành, sau khi dầm và cột đi vào vùng điểm nút, độ cứng uốn trở nên vô cùng lớn hình thành vùng cứng. Dầm và cột của khung dạng tường đều là thanh có mặt cắt thay đổi mà hai đầu có vùng cứng. Trục dầm cột của khung dạng tường quyết định bởi trục tim của giằng, vách cứng và chân vách, trong vùng điểm nút mà dầm cột giao nhau. Độ cứng uốn của dầm cột vô cùng lớn mà hình thành vùng cứng (hình 4-37). Chiều dài của vùng cứng tính như sau :

$$\left. \begin{aligned} d_{b1} &= a_1 - 0,25h_b \\ d_{b2} &= a_2 - 0,25h_b \\ d_{c1} &= c_1 - 0,25b_c \\ d_{c2} &= c_2 - 0,25b_c \end{aligned} \right\} \quad (4-69)$$

Nếu chiều dài vùng cứng tính được là một số âm, thì không xem xét ảnh hưởng của vùng cứng.

Như hình 4-38 độ cứng tương đương của thanh có vùng cứng có thể tính gần đúng theo công thức dưới đây :

$$EI = EI_0 \gamma_v \left( \frac{l_0}{l} \right)^3 \quad (4-70)$$

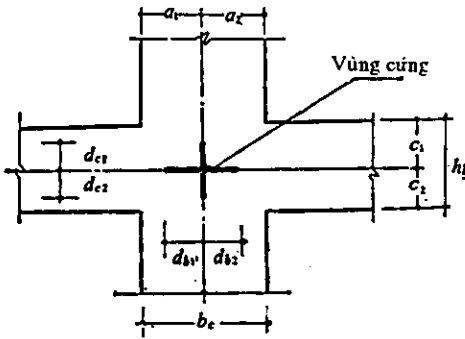
Trong đó :

$EI_0$  - độ cứng mặt cắt thanh đơn thuần ở đoạn giữa

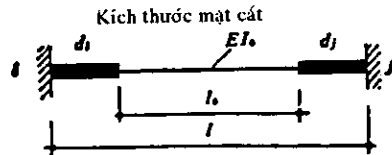
$\gamma_v$  - hệ số giảm biến dạng cắt, lấy theo bảng 4-2

$l_0$  - độ dài thanh ở đoạn giữa

$h_b$  - chiều cao mặt cắt của đoạn giữa



Hình 4-37 : Vùng cứng



Hình 4-38 : Thanh có vùng cứng

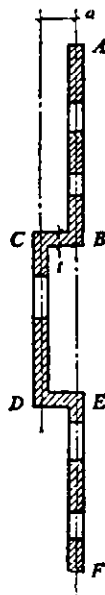
Sau khi chuyển thanh có vùng cứng và mặt cắt thay đổi thành thanh có mặt cắt và độ cứng không đổi có thể tính nội lực bằng phương pháp giá trị D.

Bảng 4-2 : Trị số  $\gamma_v$

$h_b/l_0$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\gamma_v$	1,00	0,97	0,89	0,79	0,68	0,57	0,48	0,41	0,34	0,29	0,25

88. Nếu các đoạn tường của vách cứng lệch nhau có thể tính như vách liền tẩm được không ?

**TRẢ LỜI :** Các đoạn tường AB, CD, EF (hình 4-39) của vách cứng lệch nhau một khoảng cách a, có thể xem như một tẩm được không ? chủ yếu xem ứng suất của mặt cắt B, C và mặt cắt D, E về cơ bản có tương đương nhau không. Nếu  $\sigma_B = \sigma_C$  ;  $\sigma_D = \sigma_E$  thì theo giả định mặt cắt phẳng của sức bền vật liệu, có thể cho rằng toàn mặt cắt của các đoạn tường này đều làm việc.



Hình 4-39 :  
Vách lệch trục

Từ tính toán lý thuyết đàn hồi và nghiên cứu thí nghiệm thấy rằng : nếu tường cánh BC, DE là tường đặc, chỉ cần a/H không lớn hơn 0,5 thì ứng suất pháp ở mép cánh về cơ bản là phân bố đều. Vì vậy, nói chung các đoạn tường do các đoạn tường đặc liên kết lại có thể tính toán theo như một tẩm tường phẳng hoàn chỉnh. Trong thiết kế, có thể xem xét như tẩm tường phẳng hoàn chỉnh khi  $a \leq 8t$  và  $a \leq 2,5m$ .

Nếu a tương đối lớn, xem như hoàn chỉnh thì hệ số độ cứng nên nhân với hệ số giảm  $\gamma$  trong bảng 4-3, nhưng độ cứng sau khi làm giảm mà nhỏ hơn  $\sum EJ_i$  thì lấy theo  $\sum EJ_i$ .

**Bảng 4-3 : Hệ số giảm**

a	$\leq 6t$ và $\leq 2.0m$	$\leq 8t$ và $\leq 2.5m$	$\leq 10t$ và $\leq 3.0m$	$\leq 12t$ và $\leq 3.5m$	$\leq 15t$ và $\leq 4.0m$
$\gamma$	1.0	0.8	0.6	0.4	0.1

### 89. Mô men uốn và lực cắt của giằng trong kết cấu vách cứng quá lớn, khi thiết kế mặt cắt khó khăn, xử lý thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Mặt cắt giằng trong vách cứng quá nhỏ, dưới tác động của tải trọng ngang, biến dạng và nội lực rất lớn, bố trí thép khó khăn, trường hợp này có thể dùng các biện pháp sau :

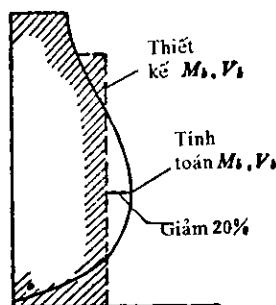
1. Đầu tiên, với điều kiện độ cứng của kết cấu đáp ứng yêu cầu, giảm chiều cao của giằng. Sau khi độ cứng của giằng giảm, mô men uốn và lực cắt theo đó giảm nhỏ, thiết kế mặt cắt có khả năng đáp ứng yêu cầu.

2. Điều chỉnh thích đáng nội lực của giằng ở các tầng có mô men uốn và lực cắt lớn nhất. Hệ số điều chỉnh không thấp hơn 0,8 ; sau khi mô men uốn và lực cắt thiết kế của giằng các tầng này giảm xuống, nội lực thiết kế của giằng các tầng liền kề trên dưới sẽ tăng lên theo (hình 4-40).

3. Xem xét hệ số giảm độ cứng  $\beta$  của giằng, tức là cho phép giằng xuất hiện nứt và biến dạng dẻo đầu trên, để nội lực mà nó gánh chịu chuyển dịch vào chân tường. Hệ số giảm  $\beta$  không được nhỏ hơn 0,55.

4. Trong điều kiện không thể được, giằng được thiết kế theo hàm lượng cốt thép lớn nhất, và hàm lượng cốt đai lớn nhất, nội lực của vách cứng sẽ phân phối lại.

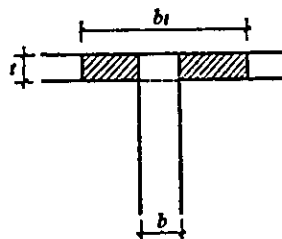
Hai phương pháp sau không phải là biện pháp kiến nghị sử dụng. Bởi vì nó sẽ làm cho sự phân bố nội lực trong kết cấu và trạng thái nội lực đàn hồi có sai khác rất lớn.



Hình 4-40 : Điều chỉnh nội lực của giằng vách cứng.

90. Dầm khung đặt trên vách cứng như hình 4-41, vách cứng xem như cột khung, độ rộng hữu hiệu  $b_i$  lấy như thế nào ?

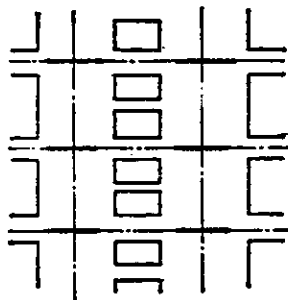
TRẢ LỜI : Nói chung có thể lấy giá trị tương đối nhỏ của  $b_i = 6t$  hoặc  $b_i = 6b$  và nói chung không lớn hơn 2m.



Hình 4-41 : Chiều rộng hữu hiệu của cột

91. Chân tường có lỗ chia lại như hình 4-42, xử lý thế nào các lỗ chia lại ấy trong tính toán ?

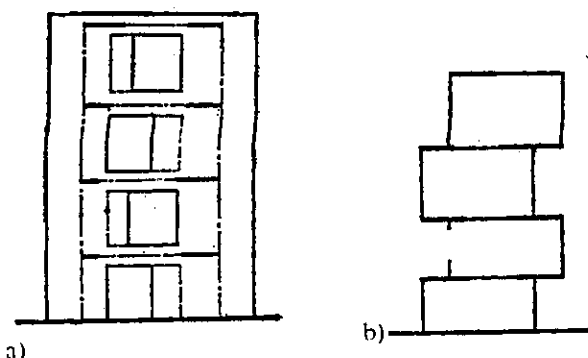
TRẢ LỜI: Có thể không xem xét giằng giữa các lỗ được chia lại, xử lý theo dạng hai lỗ hợp thành 1 lỗ lớn, cốt thép các giằng phân bố lại bố trí theo cấu tạo.



Hình 4-42 : Chia lại lỗ

92. Các lỗ đặt lệch lên nhau nên xem xét thế nào đối với sơ đồ tính toán ?

TRẢ LỜI : Vách cứng có lỗ đặt chồng lệch nhau, nói chung nên phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn phẳng. Dùng khung dạng tường thì sơ đồ tính không rõ ràng, sai số tính toán lớn. Tính gần đúng có thể mở rộng lỗ đặt đều khi sơ đồ tính của hình 4-43a, không nên dùng sơ đồ tính như hình 4-43b.



Hình 4-43 : Lỗ chõng lệch

93. Khối vách phía trên dầm đỡ của khung đỡ vách cứng có cùng làm việc với dầm đó không ?

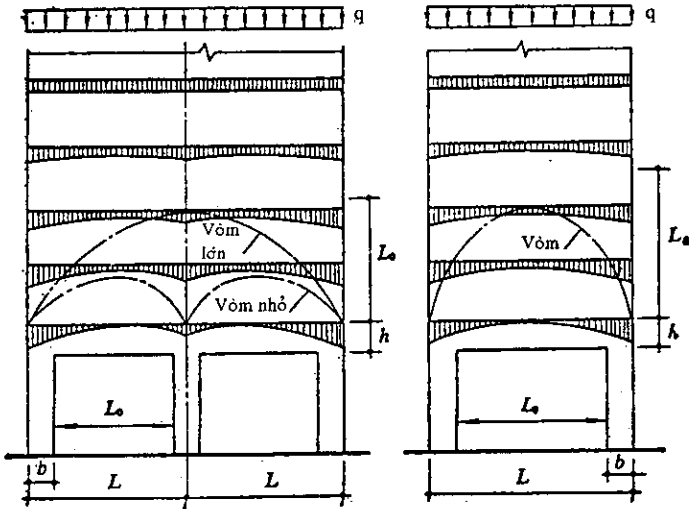
**TRẢ LỜI :** Dầm đỡ của khung đỡ vách cứng và khối vách phía trên nó được đỡ tại chỗ thành một khối. Dưới tác động của tải trọng bên ngoài, dầm đỡ và khối vách phía trên nó tạo thành một dầm cao hình chữ T ngược cùng làm việc. Dầm đỡ nằm ở miền chịu kéo của dầm cao hình chữ T ngược này.

Từ nghiên cứu thực nghiệm và phân tích phần tử hữu hạn của khung đỡ vách cứng cho thấy rằng : chiều cao vách vùng làm việc phía trên dầm đỡ tương đương bằng khẩu độ thông thủy của khung tầng dưới  $L_0$  (hình 4-44).

Sự phân bố ứng suất pháp  $\sigma_y$  từ hình 4-44 cho thấy phần ở ngoài cách cánh trên của dầm đỡ là  $L_0$ ,  $\sigma_y$  không chịu ảnh hưởng của khung tầng dưới, ứng suất trước kia phân bố đều, nay vẫn phân bố đều. Trong phạm vi  $L_0$ ,  $\sigma_y$  dần dần tập trung phía trên của cột, không phân bố đều nữa, nói lên rằng bộ phận vách cứng này đã cùng làm việc. Đồng thời từ ứng suất

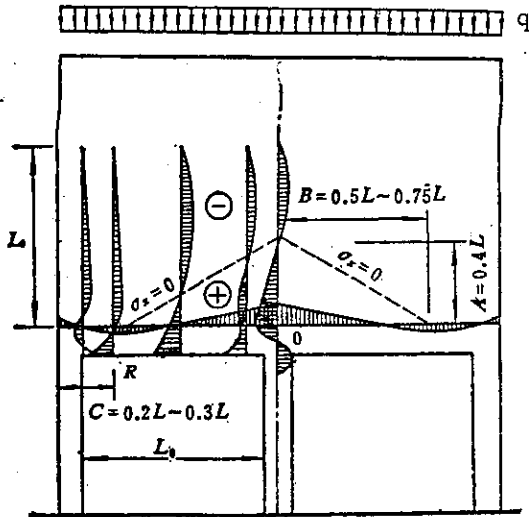
tiếp  $\sigma_x$  của hình 4-45 có thể thấy rằng ngoài phạm vi  $L_0$ , không có ứng suất pháp, bộ phận vách này không tham gia cùng làm việc. Trong phạm vi  $L_0$ , phân bố ứng suất giống như dầm cao.

Do khối vách phía trên dầm cùng làm việc đã làm giảm rất nhiều mô men uốn và lực cắt của dầm đỡ, làm cho kích thước mặt cắt của dầm đỡ có thể giảm nhỏ. Nhưng ngược lại, do dầm đỡ biến thành vùng chịu kéo của dầm cao, do vậy trong mặt cắt có lực kéo dọc trục rất lớn, vì vậy dầm đỡ không giống dầm khung nói chung, nó là cấu kiện kéo uốn nên phải thiết kế theo cấu kiện uốn.



Hình 4-44 : Phân bố ứng suất pháp trong tấm vách





Hình 4-45 : Phân bố ứng suất tiếp trong tấm vách

94. Phía trên dầm đỡ của khung đỡ vách cứng, sau khi mở lỗ, đối với nội lực của dầm đỡ ảnh hưởng gì ?

**TRẢ LỜI :** Khối vách phía trên dầm đỡ và dầm đỡ tạo thành một dầm cao hình chữ T ngược cùng làm việc, do vậy giảm nhẹ mô men và lực cắt của dầm đỡ, đồng thời cũng làm dầm đỡ có lực kéo dọc trục tương đối lớn.

Để tải trọng ở phần trên có thể truyền đến dầm đỡ và cột chống một cách hữu hiệu, khối vách phía trên dầm đỡ không nên mở lỗ, đặc biệt không nên mở lỗ ở phía trên cột mà khung đỡ.

Sau khi khối vách mở lỗ, giống như làm yếu mặt cắt dầm cao, phần lớn tải trọng do dầm đỡ đảm nhiệm, do vậy mô men uốn và lực cắt của dầm đỡ sẽ tăng lên. Mặt khác, bởi

vì vách phía trên dầm đỡ yếu đi, dầm đỡ càng giống như dầm của khung độc lập, lực kéo dọc trục giảm xuống một chút.

Trong các cuốn sách "Thiết kế kết cấu nhà cao tầng" (Nhà xuất bản Khoa học - 1982) và "Phương pháp thiết kế thực dụng kết cấu nhà cao tầng" (Nhà xuất bản Đại học Đồng Tế - 1988) đã cho bảng hệ số nội lực của dầm đỡ của khung 1 nhịp, khung 2 nhịp tầng dưới. Những bảng này hợp với trường hợp khối vách trên dầm đỡ không có lỗ.

Để tính gần đúng ảnh hưởng của lỗ mở đối với nội lực, có thể phân biệt nhân với hệ số hiệu chỉnh theo bảng 4-4, 4-5, 4-6.

**Bảng 4-4 : Hệ số hiệu chỉnh mômen uốn dầm đỡ khi khối vách có mở lỗ (S là tổng chiều rộng lỗ tường, L khẩu độ dầm)**

L	L/S						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
6m	1,00	1,20	1,22	1,25	1,28	1,30	1,35
7m	1,00	1,22	1,25	1,28	1,32	1,35	1,40
9m	1,00	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50

**Bảng 4.5 : Hệ số hiệu chỉnh lực dọc trục dầm đỡ khi khối vách có mở lỗ.**

L	S/L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
6m	1,00	0,97	0,93	0,88	0,85	0,80	0,75
7m	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,88	0,85
9m	1,00	0,99	0,98	0,96	0,95	0,93	0,90

**Bảng 4.6 : Hệ số hiệu chỉnh lực cắt dầm đỡ  
khi khối vách có mở lỗ**

L	S/L						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
6m	1,00	1,05	1,08	1,10	1,12	1,15	1,18
7m	1,00	1,07	1,10	1,12	1,15	1,18	1,20
9m	1,00	1,10	1,12	1,15	1,18	1,22	1,25

**95. Nên chọn dùng phương pháp tính toán gần đúng của khung đỡ vách cứng thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Tình trạng chịu lực của khung đỡ vách cứng phức tạp. Chiều dày tầng trên dưới không bằng nhau, tầng dưới lại là vách sửa thành khung, nói chung, có thể dùng phương pháp phần tử hữu hạn phẳng để tính ứng suất chi tiết. Để đảm bảo tính toán chính xác, không nên dùng đơn nguyên tam giác hoặc hình chữ nhật ứng suất bằng nhau mà nên dùng đơn nguyên có độ chính xác cao. Như đơn nguyên tam giác 6 bậc tự do của mỗi nút (hình 4-46).

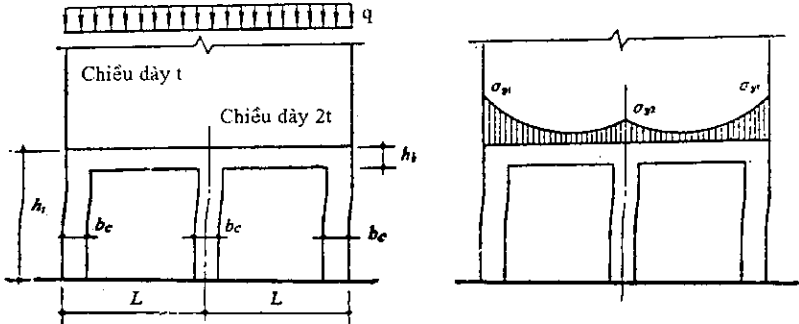
Trong trường hợp khung tương đối đơn giản, có thể tra hệ số nội lực tương ứng từ bảng 4-7 đến bảng 4-10 để tính khung đỡ vách cứng. Các bảng này là quy nạp kết quả tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn phẳng.

Các bảng tính toán này phù hợp với trường hợp khối vách trên dầm đỡ không mở lỗ. Nếu vách có mở lỗ, nên hiệu chỉnh theo bảng 4-4 đến 4-6.

**Bảng 4-7 : Hệ số ứng suất vách cứng và hệ số nội lực, chuyển vị của khung khi tầng dưới là khung có 2 nhịp**

Kích thước dầm, cột khung		Chiều cao dầm khung $h_b/L$	0,10		
		Chiều rộng cột khung $b_c/L$	0,06	0,08	0,10
Tường	Ứng suất lớn nhất phía trên cột biên $\sigma_{y1}$		-5,927	-4,969	-4,155
	Ứng suất lớn nhất phía trên cột giữa $\sigma_{y2}$		-3,433	-3,275	-3,085
	Ứng suất kéo ngang phía trên cột giữa	$\sigma_{x0}$ Phạm vi ngang B của khu vực ứng suất kéo Phạm vi thẳng góc A của khu vực ứng suất kéo	1,002 0,75 L	0,889 0,70 L	0,777 0,70 L
Dầm khung	Lực kéo lớn nhất $N_b$	Giá trị số. Khoảng cách mặt cắt lực kéo lớn nhất mép ngoài	0,183 0,35 L	0,168 0,40 L	0,154 0,45 L
	Ứng suất kéo lớn nhất đáy dầm $\sigma_{x,max}$	Giá trị số. Khoảng cách điểm ứng suất kéo lớn đến mép ngoài	1,636 0,20 L	1,368 0,20 L	1,252 0,30 L
	Mô men uốn gối tựa cạnh dầm $M_3$		-0,060	-0,062	-0,063
	Mô men dương lớn nhất giữa nhịp dầm $M_4$	Giá trị số. Khoảng cách mặt cắt mô men dương lớn nhất đến mép ngoài	0,309 0,15 L	0,252 0,20 L	0,211 0,25 L
	Mô men gối tựa trong dầm $M_5$		-0,487	-0,439	-0,385
Cột khung	Lực dọc trục của cột chống giữa $N_2$		-0,809	-0,819	-0,824
	Lực dọc trục của cột chống bên $N_1$		-0,596	-0,590	-0,588
	Mô men uốn đỉnh cột bên $M_2$		-0,149	-0,246	-0,347
	Mô men uốn chân cột bên $M_1$		0,067	0,124	0,188
Độ võng		Độ võng giữa nhịp của dầm khung $f$	1,429	1,264	1,133

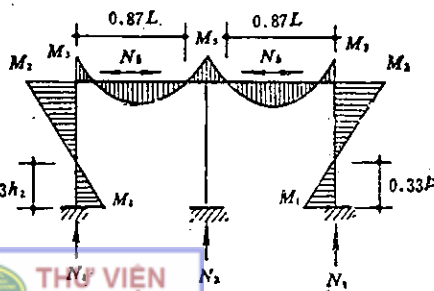
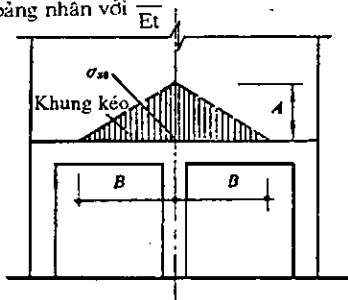
Ghi chú : Ứng suất  $\sigma$  là số trong bảng nhân với  $q/t$  ; lực dọc trục  $N$  là số trong bảng



0,13			0,16		
0,06	0,08	0,10	0,06	0,08	0,10
-5,410	-4,670	-4,021	-4,881	-4,142	-3,792
-2,817	-2,736	-2,629	-2,373	-2,219	-2,170
0,940 0,70 L 0,40 L	0,854 0,65 L 0,40 L	0,768 0,65 L 0,40 L	0,842 0,60 L 0,40 L	0,780 0,55 L 0,40 L	0,709 0,50 L 0,40 L
0,202 0,35 L	0,187 0,40 L	0,167 0,45 L	0,205 0,45 L	0,193 0,45 L	0,174 0,45 L
1,536 0,20 L	1,276 0,20 L	1,122 0,30 L	1,429 0,20 L	1,177 0,25 L	1,061 0,30 L
0,083	-0,088	-0,089	-0,112	-0,113	-0,119
0,538 0,15 L	0,430 0,20 L	0,273 0,25 L	0,792 0,20 L	0,635 0,25 L	0,544 0,25 L
-0,768	-0,701	-0,628	-0,014	-0,958	-0,867
-0,809 -0,596 -0,114 0,066	-0,819 -0,590 -0,239 0,122	-0,824 -0,588 -0,343 0,137	-0,809 -0,596 -0,126 0,059	-0,819 -0,590 0,202 0,106	-0,824 -0,588 -0,313 0,172
1,364	1,205	1,100	1,294	1,073	1,050

nhân với  $qL$  ; mô men uốn  $M$  là số trong bảng nhân với  $10^{-2} qL^2$  ; độ võng  $f$  là số trong

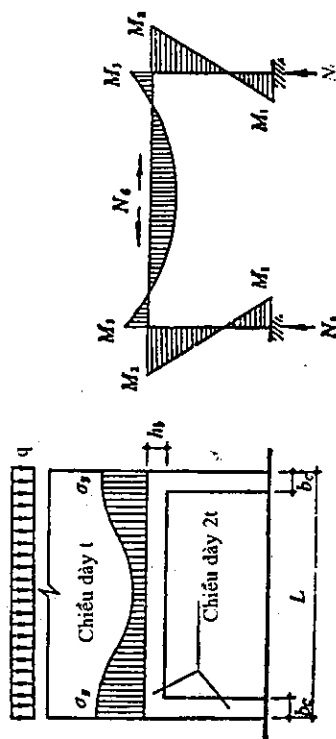
bảng nhân với  $\frac{aL}{Et}$

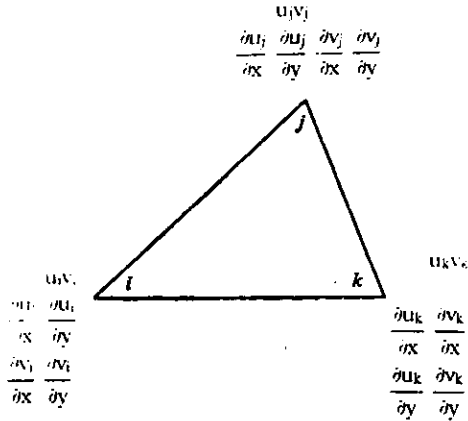


**Bảng 4.8 : Hệ số nội lực của khung đỡ vách cứng trong khung tầng dưới một nhịp dưới tác động của tải trọng đứng**

Độ cao dầm khung $h_b/L$	0,10			0,13			0,16		
	0,06	0,08	0,10	0,06	0,08	0,10	0,06	0,08	0,10
- Ứng suất lớn nhất của tấm vách trên cột khung ở ý	-4,7	-4,1	-3,6	-4,1	-3,7	-3,3	-3,6	-3,1	-2,9
- Lực nén lớn nhất của dầm khung $N_b$	0,18	0,16	0,15	0,20	0,18	0,16	0,21	0,19	0,17
- Momen uốn giữa nhịp dầm của khung $M_4$	0,006	0,005	0,004	0,011	0,009	0,006	0,015	0,013	0,1
- Momen uốn gối đỡ trên dầm khung $M_3$	-0,001	-0,001	-0,001	-0,002	-0,002	-0,002	-0,003	-0,003	-0,1, 0,13
- Momen uốn đỉnh cột của cột khung $M_2$	-0,003	-0,005	-0,007	-0,003	-0,005	-0,007	-0,003	-0,005	-0,007
- Momen chân cột của cột khung $M_1$	0,002	0,003	0,004	0,002	0,003	0,004	0,002	0,003	0,004
- Lực dọc trục của cột khung $N$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

**Giải thích :** Ứng suất  $\sigma_y$  nhân với  $q/t$  ; lực dọc trục  $N_b$ ,  $N_c$  nhân với  $qL$  ; mômen  $M$  nhân với  $qL^2$ .





Hình 4-46 : Đơn nguyên tam giác 18 bậc tự do

Bảng 4-9 : Hệ số cắt của dầm đỡ dưới tác động của tải trọng đứng

Tỷ lệ chiều cao và nhịp của dầm đỡ : $H_b/L$		0,10			0,13			0,16		
Tỷ lệ chiều rộng cột đỡ và nhịp dầm : $b_c/L$		0,06	0,08	0,10	0,06	0,08	0,10	0,06	0,08	0,10
Hai nhịp	Mặt đỡ cột bên với $V_{b1}$	0,17	0,15	0,13	0,18	0,16	0,14	0,20	0,18	0,16
	Mặt đỡ cột giữa $V_{b2}$	0,22	0,20	0,18	0,25	0,22	0,20	0,30	0,27	0,25
Nhịp đơn $V_b$		0,20	0,18	0,16	0,23	0,20	0,17	0,25	0,22	0,20

$V_b$  là trị số trong bảng nhân với  $qL = W$

**Bảng 4-10 : Hệ số lực cắt và hệ số lực kéo lớn nhất của dầm đỡ dưới tác động của tải trọng ngang**

Tỷ lệ chiều cao và nhịp của dầm đỡ $h_b/L$		0,10			0,13			0,16			0,20		
Tỷ lệ chiều rộng cột và nhịp $b_c/L$		0,60	0,80	0,10	0,60	0,80	0,10	0,60	0,80	0,10	0,60	0,80	0,10
Khung hai nhịp	Lực cắt mặt đỡ cột bên $V_{b1}$	0,33	0,30	0,27	0,38	0,33	0,30	0,45	0,40	0,37	0,50	0,46	0,42
	Lực cắt mặt đỡ cột giữa $V_{b2}$	0,22	0,20	0,18	0,25	0,22	0,20	0,30	0,27	0,25	0,35	0,32	0,28
Lực cắt dầm khung nhịp đơn $V_b$		0,28	0,25	0,22	0,32	0,28	0,25	0,36	0,33	0,31	0,43	0,39	0,35
Lực kéo lớn nhất trong dầm đỡ $N_{max}$		0,17	0,15	0,14	0,18	0,16	0,15	0,19	0,17	0,16	0,20	0,18	0,17

$V_b, N_{max}$  là hệ số trên nhân với  $\frac{3M}{2B}$  ;

B- Độ rộng vách cứng ,

M- Mô men lặt dầm đỡ.

**96. Làm thế nào để đơn giản hóa việc tính toán nội lực của kết cấu vách cứng tầng dưới có không gian lớn**

**TRẢ LỜI :** Khi dùng phương pháp đơn giản hóa để tính tay, có thể chia thành 2 bộ phận từ tầng chuyển tiếp trở lên và tầng không gian lớn ở dưới.

Tầng chuyển tiếp trở lên là kết cấu vách cứng nói chung có thể xem như kết cấu vách cứng cố định trên sàn tầng



chuyển tiếp. Lực ngang phân phối theo tỷ lệ độ cứng tương đương  $EI_{eq}$  của từng tấm vách cứng.

Dưới tầng chuyển tiếp, độ cứng của vách cứng tiếp đất lớn hơn rất nhiều so với độ cứng của cột khung đỡ, cho nên toàn bộ lực ngang do vách cứng tiếp đất đảm nhiệm, tổng lực ngang của các tầng ở giữa các tấm vách tiếp đất phân phối theo tỷ lệ độ cứng của nó.

Căn cứ vào tính toán, lực cắt của cột khung đỡ rất nhỏ, gần như bằng không. Khi thiết kế, lực cắt của các cột có thể lấy theo đơn vị dưới đây :

**Bảng 4-11 : Lực cắt thiết kế của cột khung đỡ**

Số cột khung đỡ N	Tầng trên là vách cứng thông thường	Tầng trên là vách cứng dạng xương cá
$N \leq 10$	$0,02 V_0$	$0,03 V_0$
$N > 10$	$\frac{0,2}{N} V_0$	$\frac{0,3}{N} V_0$

Trong đó  $V_0$  - giá trị lực cắt ở phần dưới

**97. Dùng chương trình máy tính tính toán kết cấu vách cứng không gian lớn tầng dưới nên chú ý những vấn đề gì ?**

**TRẢ LỜI :** Dùng máy tính tính toán kết cấu vách cứng không gian lớn tầng dưới, hiện nay thường dùng phương pháp tính toán hai bước :

Bước thứ nhất : dùng chương trình hệ không gian 3 chiều hoặc không gian dùng làm việc tiến hành phân tích nội lực, chuyển vị của cả kết cấu, được nội lực mặt cắt và bố trí cốt

thép của các thanh trong toàn bộ kết cấu. Nhưng cần chú ý một vấn đề : vì dùng giả thiết độ cứng của sàn là vô cùng lớn, lực cắt mà cột khung đỡ của tầng dưới không gian lớn gánh chịu sẽ lớn hơn tính toán rất nhiều, cần phải điều chỉnh. Do vậy tầng không gian lớn ở dưới, nội lực và bố trí cốt thép của vách cứng tiếp đất lấy theo kết quả tính toán. Lực cắt và mô men tính toán của cột khung đỡ rất nhỏ, cần điều chỉnh theo số liệu bảng 4.12.

**Bảng 4-12 : Lực cắt thiết kế cột khung đỡ**

Số cột của khung đỡ	Tầng trên là vách cứng thông thường	Tầng trên là vách cứng kiểu xương cá
$N \leq 10$	$0,02 V_0$	$0,03 V_0$
$N > 10$	$\frac{0,2}{N} V_0$	$\frac{0,3}{N} V_0$

Trong bảng,  $V_0$  là lực cắt ở phần đáy. Sau khi điều chỉnh lực cắt, mô men cũng theo đó tăng lên, lực dọc trục không điều chỉnh.

Bước thứ hai : dùng chương trình phân tích phần tử hữu hạn phẳng tiến hành phân tích cẩn thận ứng suất và bố trí cốt thép, đối với dầm đỡ và khối vách trong phạm vi độ cao nhất định trên dầm đỡ. Trường hợp dầm đỡ và khối vách gần đó tương đối phức tạp, không chỉ chiều dày thay đổi, cường độ bê tông cũng thay đổi mà mặt vách lại mở lỗ, khó có thể dùng thanh để mô hình hóa nội lực và bố trí cốt thép của bộ phận này theo tính toán tổng thể rất gần nhau, cho nên tiến hành phân tích càng tỷ mỉ càng cần thiết.

Khi dùng chương trình phần tử hữu hạn chú ý dạng thức đơn nguyên nên có độ chính xác cao, hàm số ứng suất đạt bậc hai trở lên. Ví dụ : đơn nguyên tam giác có tới 18 bậc tự do trở lên ; không nên dùng đơn nguyên độ chính xác thấp có 2 bậc tự do ở mỗi nút. Hơn nữa để thuận lợi cho thiết kế, chương trình nên có công năng bố trí cốt thép và tính toán nội lực mặt cắt chỉ định không nên chỉ cho ứng suất  $\sigma$  và  $\tau$ . Hiện nay, có chương trình FEQ do Sở kết cấu Viện nghiên cứu khoa học xây dựng viết có độ chính xác cao, 18 bậc tự do, có thể chỉ định bất kỳ mặt cắt đứng hoặc ngang nào tính ra M, N, V, và bố trí cốt thép, trực tiếp thiết kế bản vẽ thi công tương đối đơn giản.

Phạm vi phân tích phần tử hữu hạn thường có thể tính từ tầng dưới kéo lên đến 2-3 tầng trên dầm đỡ.

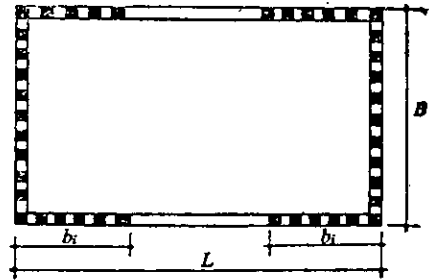
**98. Trong thiết kế sơ bộ đối với kết cấu ống tính gần đúng nội lực như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ, để bước đầu xác định kết cấu mặt cắt, cần dự kiến nội lực, các bước tính gần đúng như sau :

1. Phân phối lực cắt giữa ống ngoài, ống trong gần đúng theo kết cấu khung - vách cứng và tính chuyển vị của điểm đỉnh. Khi tính toán, ống trong xem như vách cứng độ rộng hữu hiệu của cánh lấy giá trị nhỏ nhất trong 3 giá trị dưới đây : đến viên lỗ ; 6 lần chiều dày hoặc một nửa khoảng cách. Đối với cột, sau khi tìm độ cứng chống đẩy D bằng phương pháp giá trị D, tính độ cứng lực cắt  $C_f$ .

2. Nếu ống ngoài là khung thông thường phân phối lực cắt tới các cột theo phương pháp giá trị D.

3. Nếu ống ngoài là khung-ống : tính lực dọc trục của cột và lực cắt của dầm theo giả thiết mặt cắt hình chữ  $\sqsubset$  hoặc mặt cắt phẳng tương đương để xác định kích thước mặt cắt.



Chiều rộng cánh hữu ích  $b_i$  lấy theo giá trị nhỏ nhất trong 3 giá trị sau :  $B/2$ ,  $L/3$ ,  $H/10$  (hình 4-27).

Hình 4-47 : Mặt cắt hình mảng tương đương

Trong đó :  $L$ ,  $B$  - Chiều dài và chiều rộng của mặt cắt ;  
 $H$  - Tổng chiều cao công trình.

Theo giả thiết mặt cắt và mặt cắt tổ hợp có thể tính mô men quán tính  $I$  và mô men mặt cắt  $S$  của các cột.

Lực dọc trục của cả cột :

$$N_c = \frac{M.r.A_c}{I} \quad (4-70)$$

Trong đó :  $M$ - Mô men lật do lực ngang sinh ra ;  
 $r$  - Khoảng cách tim cột với tim mặt cắt hình chữ  $\sqsubset$  ;

$A_c$  - Diện tích mặt cắt cột ;

$I$  - Mô men quán tính mặt cắt hình chữ  $\sqsubset$  :

$$I = \sum_{i=1}^n A_{ci} r_i^2 \quad (4-71)$$

Lực cắt của dầm khung ống :

$$V_b = \frac{VSh}{I} \quad (4-72)$$

V- Tổng lực cắt do tải trọng ngoài sinh ra ;

S- Mô men mặt cắt ;

h- Chiều cao tầng ;

**99. Khi tính toán theo chương trình máy vi tính, dầm mái thường có mô men âm và lực cắt rất lớn, cột chịu kéo, điều này có bình thường không ?**

**TRẢ LỜI :** Hiện nay trong rất nhiều chương trình máy tính cột và vách cứng đều xét tới ảnh hưởng của biến dạng dọc trục. Dưới tác động của tải trọng đứng, biến dạng nén phương đứng của cấu kiện mà có mặt cắt rất lớn, ứng suất đứng bình quân tương đối nhỏ (như vách cứng là rất nhỏ) ; còn các cấu kiện (như cột khung) có mặt cắt tương đối nhỏ, ứng suất đứng bình quân rất lớn thì biến dạng nén đứng rất lớn, vì vậy sinh ra độ vênh chuyển vị theo hướng đứng. Do độ vênh chuyển vị theo hướng đứng cộng dồn theo tầng, đến tầng mái sẽ rất lớn, sự sai khác nhau của biến dạng nén của cấu kiện hướng đứng bên cạnh sẽ làm cho dầm có mô men rất lớn ; nếu dầm có độ cứng rất lớn sẽ cản trở nén dọc trục của cột, sinh ra "cột treo" làm cho cột chịu kéo.

Vì vậy, dùng phương pháp tính toán có xét tới biến dạng dọc trục hiện nay, tải trọng đứng gia tải một lần sẽ có thể xuất hiện tình trạng trên, số tầng càng nhiều, độ cao càng lớn, hiện tượng trên càng dễ xuất hiện. Tuy nhiên, trên thực tế, phần lớn tải trọng đứng là tĩnh tải (trọng lượng của kết cấu) và không phải tác động một lần vào công trình. Sau khi

toàn bộ kết cấu xây dựng xong, trong quá trình thi công đã dần dần từng bước tăng số tầng, từng bước có biến dạng nén của cột và vách. Trên thực tế không thể có hiện tượng cột chịu kéo, dầm có mô men uốn âm rất lớn. Vì vậy khi phân tích nội lực và chuyển vị dưới tác động của tải trọng đứng không nên tính toán theo phương pháp tác động toàn bộ tải trọng một lần lên toàn bộ kết cấu, mà nên mô phỏng quá trình khi thi công tính toán theo phương thức gia tải theo từng tầng.

Nếu lập chương trình mô phỏng quá trình thi công gặp khó khăn, thì có thể là : khi phân tích tải trọng đứng không xem xét ảnh hưởng biến dạng dọc trục của cột và vách.

#### 100. Sơ bộ phán đoán độ tin cậy của kết quả tính toán trên máy vi tính như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Hiện nay, tính toán kết cấu nhà cao tầng, thường dùng hai chương trình máy vi tính : chương trình phân tích không gian cùng làm việc (thường gọi là chương trình khung vách) và chương trình phân tích không gian ba chiều (thường gọi là chương trình vỏ mỏng). Bởi vì chương trình máy vi tính do các đơn vị tự lập, nên khó có kết quả kinh điển để đối chiếu, do vậy người sử dụng không thể phán đoán tính chính xác của bản thân chương trình, thêm nữa rất nhiều số liệu đưa vào cũng có sai sót, vì vậy kết quả tính toán trên máy vi tính có chính xác không thì người dùng nên tự phán đoán.

Phán đoán kết quả tính toán, sơ lược có thể theo các bước sau :

### 1. Chu kỳ riêng :

Chu kỳ riêng là một chỉ tiêu tổng hợp cơ bản. Nếu chu kỳ riêng không chính xác, lực động đất sẽ không chính xác, tính toán nội lực và bố trí cốt thép cũng sẽ sai ; nên bản thân chương trình không có vấn đề gì mà chu kỳ riêng sai thì do số liệu đưa vào sai lầm.

Nói chung chu kỳ riêng của kết cấu cần có quy luật sau :

$$\text{Kết cấu khung : } T_1 = (0,08 - 0,1)N$$

$$\text{Kết cấu khung-vách : } T_1 = (0,06 - 0,08)N \quad (4-73)$$

$$\text{Kết cấu vách cứng : } T_1 = (0,04 - 0,05)N$$

Trong đó :  $N$  là số tầng

$$T_2 = (1/5 - 1/3) T_1 \quad (4-74)$$

$$T_3 = (1/7 - 1/5) T_1 \quad (4-75)$$

Nếu chu kỳ không ở trong phạm vi này là kết cấu không bình thường ; Nếu kết cấu bình thường thì xem lại số liệu.

### 2. Đường cong dao động :

Nói chung độ cao điểm không của đường cong dao động như sau :

- Dao động thứ 1 : Không có điểm không, chuyển vị tương đối của điểm đỉnh lớn nhất.

$$\text{- Dao động thứ 2 : } (0,72 - 0,78) H \quad (4-76)$$

$$\text{- Dao động thứ 3 : điểm dưới không} \\ (0,42 - 0,50) H \quad (4-77)$$

$$\text{điểm trên không } (0,85 - 0,9) \quad (4-78)$$

### 3. Lực động đất :

Trong trường hợp độ cứng tương đối bình thường, lực động đất có đặc điểm sau :

$$V_o = (0,015 - 0,03) G \text{ (độ 7, đất loại II)} \quad (4-79)$$

$$V_o = (0,03 - 0,06)G \text{ (độ 8, đất loại II)} \quad (4-80)$$

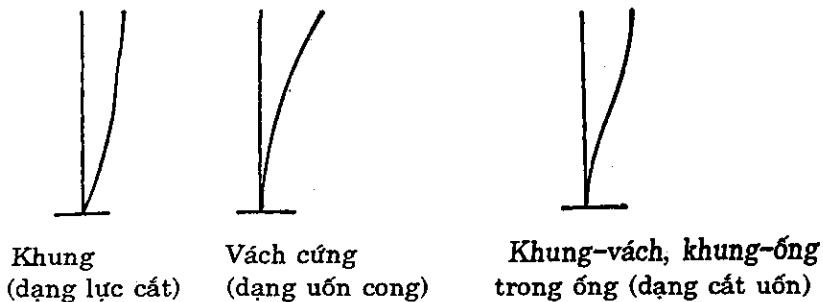
Trong đó :  $G$ - Toàn bộ tải trọng, trọng lượng của kết cấu ;  
 $V_o$ - Lực cắt ở đáy.

Lực động đất của dao động thứ nhất  $V_{o1}$  lớn hơn lực động đất của dao động thứ hai  $V_{o2}$  ; lực động đất của dao động thứ hai lớn hơn lực động đất của dao động thứ ba  $V_{o3}$ . Lực động đất tính bằng phương pháp tổ hợp dạng dao động nhỏ hơn lực cắt đáy tính bằng phương pháp lực cắt đáy.

#### 4. Đường cong chuyển vị ngang của các tầng :

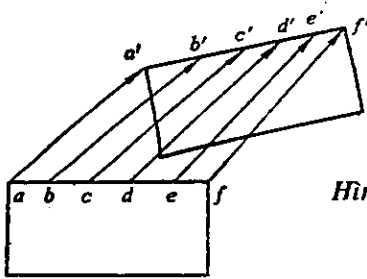
Đường cong chuyển vị ngang của các tầng nói chung phù hợp các quy luật sau : kết cấu khung thuộc dạng cắt, kết cấu vách cứng thuộc dạng uốn, các kết cấu khác thuộc dạng uốn cắt (hình 4-48).

5. Các điểm trước ở trên một đường thẳng của cùng một tầng, sau khi chuyển vị vẫn ở trên một đường thẳng.



Hình 4-48 : Đường cong chuyển vị ngang





Hình 4-49 : Hiệu chỉnh chuyển vị ngang của nhà

Vì giả thiết độ cứng của sàn vô cùng lớn, chỉ có chuyển vị không có biến dạng (hình 4-49)

6. Dựa vào điều kiện cân bằng lực, tổng đại số của lực dọc trục cột và vách tầng đáy phải bằng toàn bộ tải trọng hướng đứng :

$$\sum N_c + \sum N_w = G \quad (4-81)$$

Trong đó :  $N_c, N_w$  - lực dọc trục của cột và vách ;  
 $G$  - toàn bộ tải trọng đứng.

Tổng đại số lực cắt ngang của cột và vách tầng đáy nên bằng toàn bộ tải trọng ngang theo hướng đó :

$$\sum V_c + \sum V_w = P \quad (4-82)$$

Trong đó:  $V_c, V_w$  - lực cắt ngang của cột và vách.  
 $P$  - toàn bộ tải trọng ngang trên hướng đó.

7. Dựa vào tính chất chịu lực của kết cấu đối xứng : kết cấu đối xứng dưới tác động của tải trọng đối xứng, nội lực và chuyển vị của điểm đối xứng cũng đối xứng.

8. Nếu độ cứng kết cấu và tải trọng đều thay đổi dần dần theo chiều đứng, nội lực và chuyển vị cũng thay đổi dần dần

theo chiều đứng, không nên lúc lớn quá, lúc nhỏ quá hoặc có thay đổi đột ngột.

Kết quả tính toán phù hợp các yêu cầu trên, thì cơ bản có thể xem là hợp lý, để dùng cho thiết kế công trình.

### **101. Chọn chương trình phân tích nội lực và chuyển vị của kết cấu nhà cao tầng như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Hiện nay, trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng, chương trình sử dụng nhiều nhất là chương trình cùng làm việc của không gian và chương trình phân tích hệ thanh không gian 3 chiều.

Chương trình cùng làm việc của không gian (thường gọi là chương trình khung vách) đề xuất 1974, nó phù hợp với tình hình thực tế là trong nước lúc đó máy tính loại nhỏ tương đối nhiều, bộ nhớ có hạn, tốc độ tính toán thấp. Dùng máy tính loại nhỏ đã giải quyết nhiều vấn đề thiết kế công trình. Chương trình này có hai giả định cơ bản :

- 1- Độ cứng trong mặt sàn vô cùng lớn ;
- 2- Kết cấu chống lực bên là khung phẳng và vách cứng phẳng, chúng tạo thành kết cấu không gian cao tầng.

Do vậy, chương trình cùng làm việc phù hợp với kết cấu khung, kết cấu vách cứng, kết cấu khung-vách cứng có mặt bằng tương đối vuông.

Chương trình phân tích hệ thanh không gian 3 chiều bắt đầu dùng từ 1980, nó chia kết cấu nhà cao tầng thành hệ thống thanh, bao gồm 2 loại thanh không gian : thanh không gian thường (dầm, cột) và thanh không gian vỏ mỏng (vách cứng) từ đó không cần phân chia kết cấu phẳng chống lực

bên ; nó phù hợp với kết cấu nhà cao tầng có bất kỳ dạng mặt bằng, bố trí phức tạp nào. Do tiến hành phân tích không gian, cho nên tất cả cột đều xem xét chịu lực lệch tâm và bố trí cốt thép theo hai phương vách cứng có hình dáng phức tạp cũng không cần đơn giản hóa nữa, chia thành vách cứng phẳng, kết quả tính toán càng phù hợp thực tế.

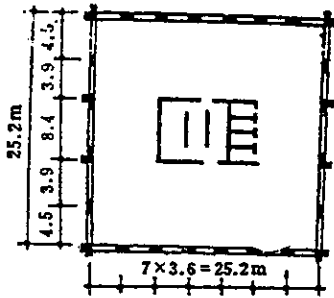
Hai loại chương trình này đều đã cài đặt trên máy tính loại lớn, loại trung bình và máy vi tính. Người sử dụng nên cố gắng dùng chương trình phân tích hệ thanh không gian.

## **102. Kết cấu ống có thể chia thành khung phẳng và vách cứng phẳng dùng chương trình phân tích cùng làm việc để tính toán được không ?**

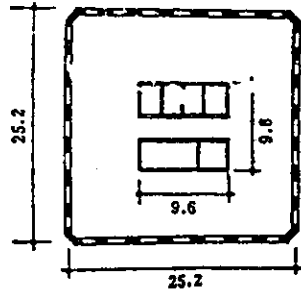
**TRẢ LỜI :** Kết cấu ống khác với kết cấu khung, vách cứng, khung - vách cứng, nó chịu lực theo dạng không gian như cấu kiện ngàm đứng, vì thế tốt nhất dùng chương trình phân tích ba chiều hệ thống thanh không gian thanh vỏ mỏng.

Trong kết cấu ống giao nhau vuông góc (hình 4-50) khung của ống ngoài, vách cứng của ống trong vuông góc với cả hai phương. Kết cấu song song với hướng, tải trọng có tác dụng chủ yếu ; kết cấu vuông góc với hướng tác động của tải trọng có tác dụng thứ yếu, vì vậy khi không có chương trình phân tích không gian, tạm dùng chương trình phân tích cùng làm việc (chương trình khung - vách) để tính toán, nên thực tế cũng cho phép .

Kết cấu ống giao chéo (không vuông góc) thì khác (hình 4-51), do vách cứng và khung đều cắt chéo nhau, đặc điểm làm việc theo không gian rất rõ nét. Đặc biệt là khu

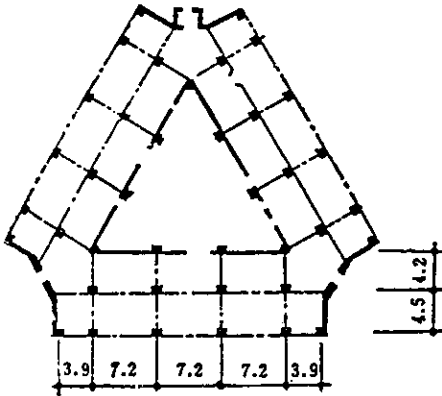


Lâu Trúc Uyển Quế Dương

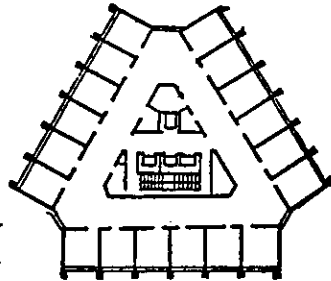


Trung tâm mậu dịch  
công nghiệp Thạch Gia Trang

Hình 4-50 : Kết cấu ống bố trí vuông góc



Khách sạn  
Lam Thiên Chu Hải



Khách sạn  
Triệu Long Bắc Kinh

Hình 4-51 : Kết cấu ống bố trí chéo góc

vực góc, nó cần liên kết hai tám cấu kiện cắt chéo nhau, cùng biến dạng cùng làm việc vì vậy chịu lực rất lớn, bố trí cốt thép tương đối nhiều, nếu chia thành kết cấu phẳng, các phần tự chịu lực và biến dạng, không có quan hệ với nhau, làm cho nội lực tính toán ở cấu kiện góc sẽ giảm nhỏ rất nhiều, như vậy sẽ không an toàn.

Vì vậy kết cấu ống nên dùng phương pháp phân tích không gian ba chiều, không nên tùy tiện chia thành các cấu kiện phẳng tính theo phương pháp cùng làm việc.

**103. Khung hình cung có thể chia thành hai mảnh khung đặt chéo nhau tính theo phương pháp cùng làm việc ?**

**TRẢ LỜI :** Kết cấu bố trí mặt bằng có dạng đường cong (hình 4-52) vì ở trạng thái chịu lực dạng không gian, nên không thể dùng chương trình phân tích cùng làm việc để tính toán như kết cấu phẳng, mà nên tính toán theo chương trình không gian ba chiều.



*Hình 4-52 : Mặt bằng kết cấu*

Trong trường hợp hình cung thoải, nếu không có cách nào phải dùng chương trình cùng làm việc để tính gần đúng thì việc chuyển thể nào thành kết cấu phẳng là việc vô cùng quan trọng. Từ tổng thể phân bố chịu lực như khung hình

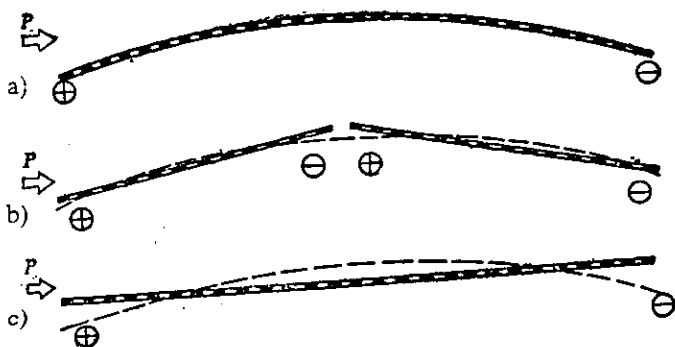
cung hình 4-53a, dưới tác động của lực ngang, cột đầu trái chịu lực kéo, cột đầu phải chịu nén, lực dọc trục của cột ở khu vực giữa rất nhỏ, tạo nên trạng thái chịu lực của toàn bộ khung. Nếu cắt phần giữa tạo thành hai khung (hình 4-53b) thì tình trạng chịu lực hoàn toàn khác :

a. Do một khung chia thành hai, độ cứng giảm đi rất nhiều làm thay đổi sự phân phối của lực ngang.

b. Phân bố lực nén và kéo của cột hoàn toàn khác, nội lực tính toán của các cột ở giữa tăng lên không phù hợp với tình hình thực tế. Vì vậy, không nên dùng sơ đồ tính một khung chia thành hai khung.

Sơ đồ khung toàn bộ theo đường thẳng hình 4.53c, về phương diện độ cứng và phân bố nội lực tốt hơn so với sơ đồ 4-53b.

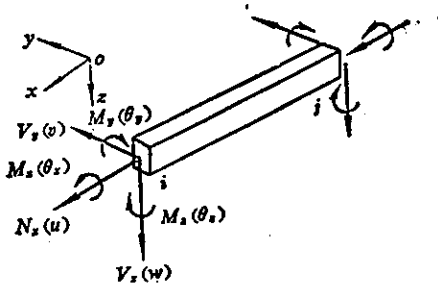
Tóm lại, các kết cấu không phẳng như hình cung, đường gãy khúc, nói chung phải dùng phương pháp phân tích không gian.



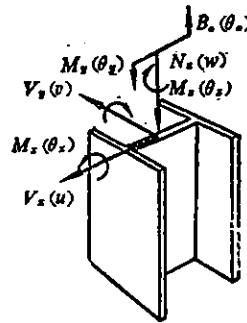
Hình 4-53 : Sơ đồ tính toán

104. Nguyên lý cơ bản của phương pháp phân tích không gian ba chiều của kết cấu nhà cao tầng là gì ?

**TRẢ LỜI :** Phương pháp phân tích không gian ba chiều của kết cấu nhà cao tầng là xem nhà cao tầng như hệ thống thanh không gian, dầm, cột là các thanh không gian mới đầu có 6 bậc tự do (hình 4-54) là  $v, u, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$ , tương ứng có 6 nội lực  $M_x, M_y, M_z, V_x, V_y, N_z$ . Vách cứng là cấu kiện không gian vỏ mỏng, ngoài 6 chuyển vị trên còn cần xem xét độ cong  $\theta$  của mặt cắt (hình 4-55), nội lực tương ứng là hai mô men  $B_w$  (hình 4-56).



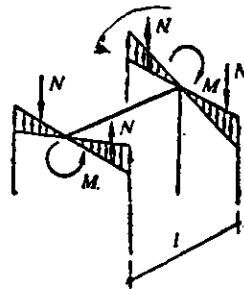
Hình 4-54 : Thanh không gian



Hình 4-55 : Thanh vỏ mỏng

Sau khi dùng phương pháp chuyển vị, hình thành ma trận độ cứng của các thanh có thể tạo nên phương trình tổng chuyển vị, sau khi tìm được đáp số chuyển vị, có thể tìm được nội lực của các thanh.

Để giảm bớt các số chưa biết, khi lập chương trình, dùng giả thiết độ cứng của sàn là vô cùng lớn.



Hình 4-56 : Hai mô men

Do chỉ có một giả thiết, việc bố trí và tổ hợp dầm, cột, vách có thể tùy ý, vì vậy có thể phân tích một cách chính xác kết cấu nhà cao tầng phức tạp có mặt bằng bất kỳ, hình khối bất kỳ. Tuy nhiên, đối với kết cấu có quy luật đơn giản như khung, khung - vách cứng, vách cứng càng đơn giản càng chính xác hơn phương pháp phân tích cùng làm việc.

### **105. Chương trình phân tích không gian 3 chiều nhà cao tầng phù hợp tính toán kết cấu nhà cao tầng nào ?**

**TRẢ LỜI :** Vì chương trình phân tích không gian 3 chiều chỉ giữ lại giả thiết độ cứng của sàn vô cùng lớn, không có bất kỳ hạn chế nào đối với bố trí kết cấu. Vì vậy nó có thể phân tích tất cả các kết cấu nhà cao tầng, đáp ứng yêu cầu thiết kế các công trình trong nước hiện nay.

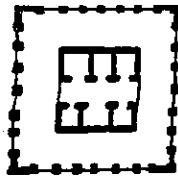
Trong một số trường hợp dưới đây, chương trình cùng làm việc thông thường (chương trình khung - vách) không thể dùng được, chỉ có thể dùng chương trình không gian ba chiều để phân tích.

1. Kết cấu ống, đặc biệt kết cấu ống lồng, vì đặc điểm làm việc không gian rất rõ, không thể chia thành một số kết cấu phẳng để tính toán (hình 4-57).

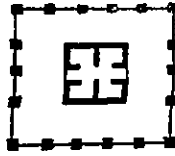
2. Kết cấu mặt bằng phức tạp, đặc biệt là kết cấu bố trí dạng đường cong, không thể chia thành một số kết cấu phẳng (hình 4-58 đến hình 4-63).

3. Kết cấu dạng đứng phức tạp, kết cấu vươn ra, thu vào (hình 4-64).

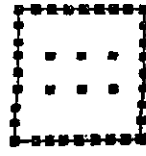




a) Kết cấu ống



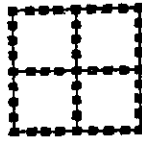
b) Kết cấu ống-khung



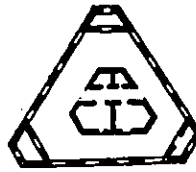
c) Kết cấu khung



d) Kết cấu nhiều lớp ống

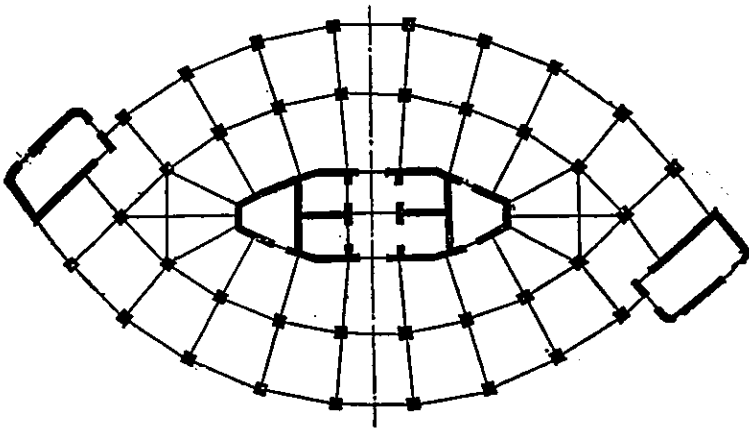


e) Kết cấu bó ống

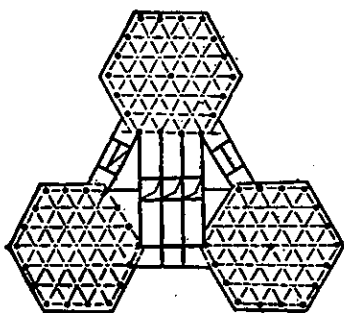


f) Kết cấu nhiều ống

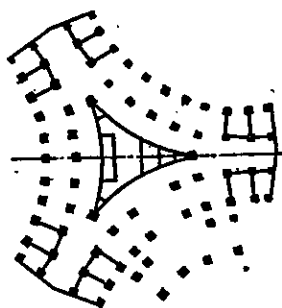
Hình 4-57 : Các dạng kết cấu ống



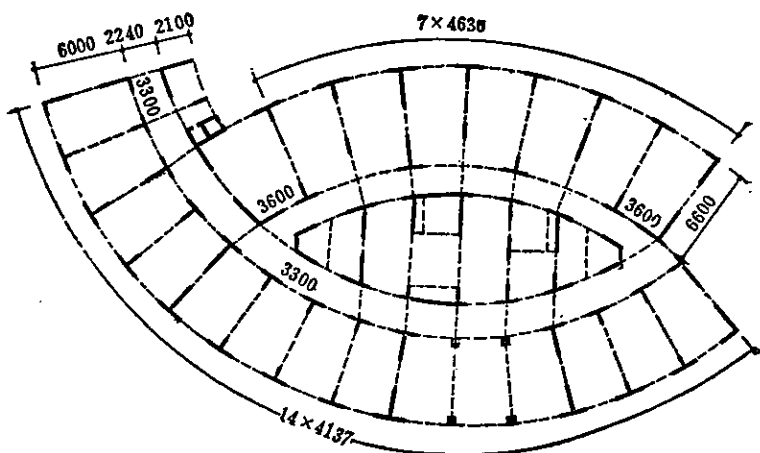
Hình 58 : Cầu Liên Nghi Hàng Châu (24 tầng, 82m)



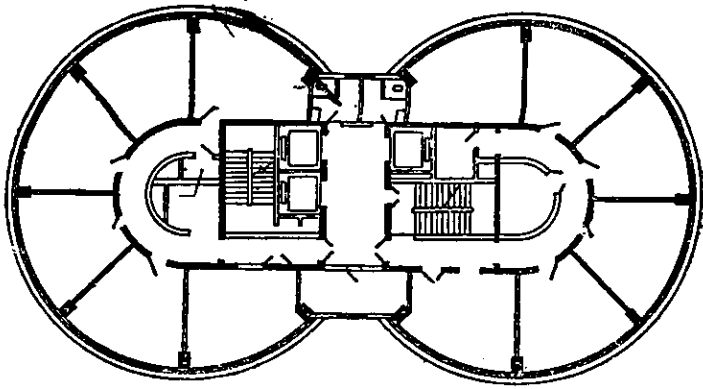
Hình 4-59 : Cung văn hóa  
Công nhân Côn Minh



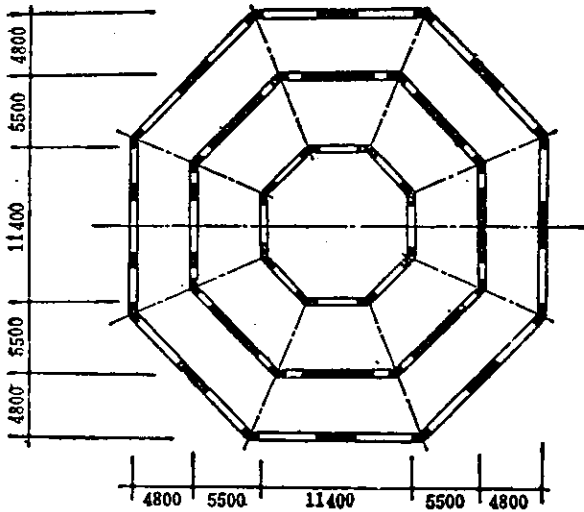
Hình 4-60 : Khách sạn  
Huyện Vũ Nam Kinh



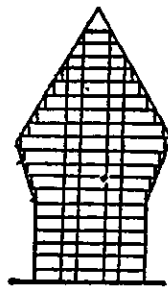
Hình 4-61 : Một nhà làm việc ở Tây Ninh



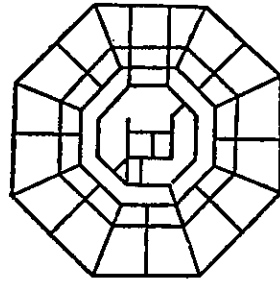
Hình 4-62 : Công ty Thuốc lá tỉnh Phúc Kiến (21 tầng, 68m)



Hình 4-63 : Trung tâm Trữ Vận Thiên Tân (9 tầng ; 33,6m)



Mặt cắt

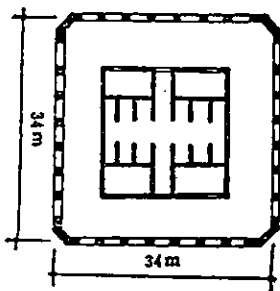


Mặt bằng

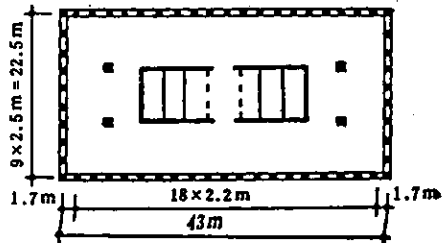
Hình 4-64 : Khách sạn Hoàng Đô Bắc Hải Quảng Tây

106. Các đơn vị thiết kế nói chung có thể dùng máy vi tính phân tích không gian các kết cấu nhà cao tầng phức tạp không ?

**TRẢ LỜI :** Chương trình phân tích không gian 3 chiều nhà cao tầng, năm 1980 lần đầu thực hiện trên máy tính lớn, thiết kế thành công Trung tâm Mậu dịch Quốc tế Thẩm Quyến (50 tầng, cao 160m) và tòa nhà truyền hình màu Trung ương ở Bắc Kinh (26 tầng, 135m). Chúng đều là công trình kết cấu ống (hình 4-65, 4-66)



Hình 4-65 : Trung tâm Mậu dịch Quốc tế Thẩm Quyến



Hình 4-66 : Trung tâm truyền hình màu Trung ương (26 tầng, 135m)

- Khi phân tích không gian 3 chiều, mỗi nút có 6 - 7 bậc tự do (trong đó có 3 bậc tự do là chung). Vì vậy, các số chưa biết rất nhiều, phải phân tích trên máy vi tính, phải làm rất **nhieu việc trong việc biên soạn chương trình và kỹ thuật tính toán.**

Năm 1987, Sở kết cấu của Viện nghiên cứu xây dựng đã biên soạn chương trình phân tích không gian 3 chiều cho nhà cao tầng TBSA phục vụ nhân viên thiết kế và máy vi tính, đã mở rộng đến hơn 100 đơn vị thiết kế trong toàn quốc. Vì vậy các máy vi tính mà các đơn vị thiết kế sử dụng nói chung, chỉ cần cài đặt chương trình trên là có thể tiến hành phân tích không gian 3 chiều cho kết cấu nhà cao tầng (bao gồm các kết cấu thông thường và kết cấu phức tạp).

Chương trình này phù hợp với dung lượng của các máy IBM, PC/XT, AT, 286, 386, Trường Thành, Khoa Hải, Lãng Triều, Bắc Phương v.v... mà các đơn vị thiết kế nói chung đều có. Dùng các máy vi tính này có thể tính kết cấu nhà 70 tầng trở xuống, mỗi tầng có 120 cột (vách), 200 dầm, tùy ý bố trí.

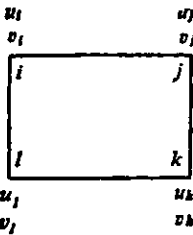
Để phục vụ, nhân viên thiết kế kết cấu của các đơn vị thiết kế có thể dùng biện pháp tự động đưa tải trọng, tọa độ, mặt bằng và kích thước mặt cắt theo bản vẽ mặt bằng, giảm trên 80% số liệu đưa vào. Kết quả là cho ra bản vẽ chọn cốt thép, bố trí cốt thép trực tiếp, có thể cho bản vẽ thi công, rất tiện lợi. Vì vậy, nhân viên thiết kế kết cấu nói chung có thể dùng máy vi tính có sẵn để thiết kế kết cấu nhà cao tầng phức tạp.

**107. Chọn phương trình phần tử hữu hạn phẳng phân tích ứng suất vách cứng như thế nào ?**

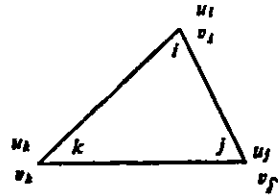
**TRẢ LỜI :** Đối với vách cứng có mở lỗ phức tạp và khung đỡ vách nên dùng chương trình phần tử hữu hạn phẳng phân tích ứng suất tương đối chi tiết, dựa vào ứng suất tìm được để bố trí cốt thép.

Đầu tiên, để tìm được sự phân bố ứng suất một cách chuẩn xác, phần tử phẳng mà ta chọn nên có độ chính xác cao. Thông thường dùng các phần tử hình tam giác có 6 bậc tự do (hình 4-67a) và hình 4 cạnh có 8 bậc tự do (hình 4-67b) để phân tích phần tử hữu hạn phẳng. Do ứng suất trong các phần tử không thay đổi hoặc thay đổi tuyến tính, nên khó thể hiện giá trị ứng suất thay đổi đột ngột. Vì vậy, nếu dùng để phân tích vách cứng thì hiệu quả tương đối kém và độ chính xác thấp.

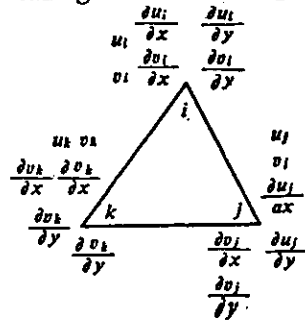
Phần tử hình tam giác có 18 bậc tự do (hình 4-67c) độ chính xác cao,



b) Đơn nguyên hình chữ nhật bình thường



a) Đơn nguyên hình tam giác bình thường



c) Đơn nguyên tam giác độ chính xác cao

Hình 4-67 : Đơn nguyên mặt bằng ứng suất

dùng toàn bộ đường cong chuyển vị ba cấp, ứng suất biến đổi theo đường parabol, có độ chính xác rất cao, phù hợp với việc phân tích vách cứng có mở lỗ và vách cứng khung đỡ.

Ngoài ra, các phần tử chính xác cao hình tam giác có 6 nút cũng có thể được dùng.

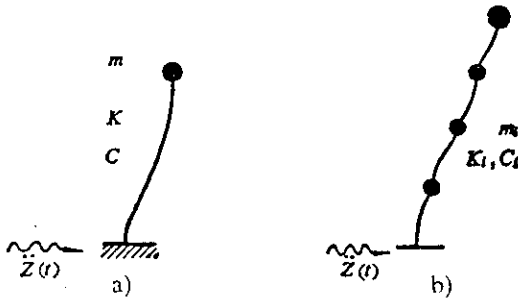
Thứ hai là, để thuận lợi cho việc thiết kế công trình, chương trình phải có khả năng tính toán nội lực  $M$ ,  $N$ ,  $V$  tại mặt cắt chỉ định, đồng thời bố trí cốt thép cho mặt cắt, giảm việc xử lý của nhân viên.

Chương trình phân tích phần tử hữu hạn phẳng của vách cứng FEQ của Sở kết cấu thuộc Viện nghiên cứu Xây dựng có thể vận hành trên máy vi tính, dùng phần tử tam giác có 18 bậc tự do có thể tự động chia lưới và tạo nên các số liệu hình học, có thể tính toán nội lực và bố trí cốt thép cho bất kỳ mặt cắt chỉ định nào, sử dụng trong việc thiết kế các công trình rất thuận lợi.

### **108. Phương pháp phân tích thời gian (time history method)**

là gì, trong trường hợp nào nên dùng phương pháp này ?

**TRẢ LỜI :** Phương pháp lực cắt phần đáy và phương pháp tổ hợp dạng dao động đều thuộc phương pháp tương đương tĩnh lực của phổ phản ứng. Nó tìm ra lực ngang mà chúng ta cho rằng tương đương với tác động động đất, sau đó tiến hành tính toán kết cấu theo phân tích tĩnh lực, đó là phương pháp cơ bản phân tích kết cấu công trình cao tầng hiện nay. Nhưng, tác động động đất không giống như tác động của lực ngang cố định. Nó là sự chấn động cưỡng bức mà kết cấu sinh ra do sự chuyển động của mặt đất, cho nên phải dùng phương pháp động lực học kết cấu để tính.



Hình 4-68 : Hệ thống chấn động

Đối với công trình đơn tầng, có thể xem như hệ thống chất điểm đơn, dưới tác động của gia tốc  $\ddot{z}$  ( $z$ ) thì phương trình động lực là (hình 4-68a) :

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = -m\ddot{z} \quad (4-83)$$

Trong đó :

- $x, \dot{x}, \ddot{x}$  - chuyển vị, tốc độ, và gia tốc của chất điểm;
- $m, C, K$  - khối lượng, hệ số cản, hệ số độ cứng.

Cũng như vậy, công trình cao tầng có thể xem như (hình 4-68b) hệ thống nhiều chất điểm và phương trình dao động là :

$$[M](\ddot{x}) + [C](\dot{x}) + [K](x) = -[M](\ddot{z}) \quad (4-84)$$

Trong công thức trên, đã biết  $\ddot{z}$  do ghi chép động đất, giải tổ phương trình vi phân này theo thời gian, ta có thể tìm được chuyển vị ( $x$ ), tốc độ ( $\dot{x}$ ), gia tốc ( $\ddot{x}$ ) của bất kỳ thời điểm nào trong quá trình động đất, từ đó tính toán nội lực, phương pháp này gọi là phương pháp phân tích động lực trực tiếp, cũng còn gọi là phương pháp phân tích thời gian. Bởi vì phương pháp này trực tiếp dựa vào ghi chép, động đất thực tế, dùng phương pháp động lực học, vì vậy tương đối chuẩn xác phản ánh một cách sát thực trạng thái chịu lực và



biến dạng bất kỳ thời điểm nào của kết cấu trong quá trình động đất, cho nên có tác dụng quan trọng, để thiết kế chống động đất của công trình quan trọng và phức tạp.

Các trường hợp sau nên dùng phương pháp phân tích thời gian tiến hành phân tích :

1. Công trình loại A ;
2. Trong các công trình loại B, C mà :
  - a. Các loại hiện trường phòng chống động đất độ 7, hiện trường loại I, II phòng chống động đất độ 8, chiều cao công trình vượt qua 80m;
  - b. Hiện trường loại III, IV phòng chống động đất độ 8, các loại hiện trường phòng chống động đất độ 9, công trình cao vượt quá 60m;
  - c. Nhà cao tầng có hình khối phức tạp ;
  - d. Nhà cao tầng trên mái có tháp.

**109. Chọn tài liệu ghi chép động đất để dùng cho phân tích động lực trực tiếp như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Hiện nay, tài liệu động đất dùng để phân tích thời gian có 3 loại :

1. Trên hiện trường xây dựng, cơ quan địa chấn cung cấp sóng động đất của hiện trường dựa trên kết quả khảo sát đất hiện trường ;
2. Ghi chép động đất chân thực, bao gồm ghi chép quan trắc các trận động đất mạnh trong và ngoài nước ;
3. Dựa theo đường cong phổ phản ứng trong quy phạm chống động đất, các ghi chép động đất mô phỏng của người tạo nên.

Khi tiến hành phân tích động lực, đầu tiên lấy sóng động đất hiện trường tương tự loại thứ 1, sau đó bổ sung ghi chép cường độ động đất loại thứ 2, không dựa vào sóng động đất hiện trường, thì lấy ghi chép cường độ động đất làm chính, bổ sung sóng động đất nhân tạo mô phỏng loại thứ 3.

Ví dụ : Sở kết cấu Viện nghiên cứu Xây dựng đã dùng các tài liệu động đất đối với các công trình sau đây :

Tòa nhà Quốc tế Quảng Châu (63 tầng, 196m, loại I) ; sóng hiện trường S5 ; Tùng phạm (loại I) ; El Centro (loại II)

Tòa nhà Phi Thiên Lan Châu (25 tầng, loại II) : sóng hiện trường A1- A6 ; El Centro (loại II) ; Taft (loại II) ; MMV (sóng mô phỏng nhân tạo loại II).

Khách sạn Hữu Nghị Thiên Tân (9 tầng, loại III) : Ninh Hà (loại III) ; El Centro (loại II) ; Taft (loại II).

Nhà điện lực Đông Bắc Thẩm Dương (18 tầng, 81m, loại II) : El Centro ; Taft (loại II) ; MMV (mô phỏng nhân tạo loại II)

Khách sạn Hoàng Đô Bắc Hải Quảng Tây (20 tầng, 64m, loại II) : El Centro (loại II) ; Taft (loại II) ; MMV (mô phỏng nhân tạo loại II)

#### 110. Vì sao nhà cao tầng cần khống chế chuyển vị ngang ?

**TRẢ LỜI :** Khống chế chuyển vị ngang của nhà cao tầng là xem xét các nhân tố sau :

1. Bảo đảm an toàn cho kết cấu chủ thể, chống nứt, phá hoại, mất ổn định, chống lật. Sau khi chuyển vị ngang vượt qua một giá trị nhất định, cột của khung và vách cứng sẽ nứt,

chuyển vị quá lớn, kết cấu có thể bị phá hoại. Dưới áp lực gió và động đất nhỏ thường gặp, kết cấu không được nứt, với động đất lớn ít gặp, kết cấu không bị đổ, chuyển vị có thể chấp nhận của các loại kết cấu (xem bảng 4-13).

**Bảng 4-13 : Chuyển vị mà kết cấu có thể chịu đựng u/h**

Loại kết cấu	Khi nứt	Khi phá hoại
Cột dài khung		1/200 - 1/100
Cột ngắn khung		1/1000 - 1/300
Vách cứng có khung viền	1/4000 - 1/2000	1/250
Tường xây chèn	1/4000	1/300
Vách cứng	1/1000 - 1/800	1/400 - 1/250

2. Tránh tường chèn, trang trí bị phá hoại do chuyển vị quá lớn. Hiện nay, tường xây chèn, được sử dụng rộng rãi, loại tường này khả năng biến dạng dễ bị nứt, chuyển vị hơi lớn sẽ đổ. Sau động đất, chi phí cho phá dỡ cải tạo rất lớn, cho nên càng nên hạn chế chuyển vị của kết cấu chủ thể.

3. Khi số tầng rất cao thì chuyển vị không được quá lớn, để tránh cho người ở và làm việc có cảm giác khó chịu.

Vì 3 nguyên nhân trên, công trình cao tầng cần khống chế chuyển vị ngang.

**111. Phải xem xét trị số giới hạn chuyển vị ngang của kết cấu nhà cao tầng như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Chống động đất của kết cấu nhà cao tầng tiến hành thiết kế theo hai giai đoạn : dưới tác động động đất

nhỏ thường gặp, công trình nên đảm bảo tính đàn hồi hoặc hư hỏng vô cùng nhỏ ; dưới tác động của động đất mạnh ít gặp thì công trình không bị đổ.

Dưới tác động của tải trọng gió và động đất tính toán, tỷ lệ chuyển vị giữa các tầng của công trình với chiều cao tầng  $\Delta u/h$  phải nằm trong giới hạn ở trong bảng 4-14. Tỷ lệ chuyển vị của điểm đỉnh với tổng chiều cao  $u/H$  phải nằm trong giới hạn ở trong bảng 4-15.

Giá trị tính toán chuyển vị  $\Delta u$  và  $u$  của kết cấu lắp ghép nên tăng thêm 20%. Khi tính toán chuyển vị, hệ số hạng mục tác động lấy bằng 1.

Dưới tác động của động đất ít gặp, chuyển vị giữa các tầng của khung nên đáp ứng yêu cầu sau :

$$\Delta u_p \leq \frac{1}{50} h \quad (4-85)$$

Trong đó :

$h$  - chiều cao tầng

Khi tỷ lệ nén trục của cột nhỏ hơn 0,4,  $\Delta u_p$  có thể tăng đến  $\frac{1}{45} h$  ; nếu toàn bộ chiều cao cột đều gia tăng cốt đai và dùng giới hạn trên bố trí cốt đai,  $\Delta u_p$  có thể tăng đến  $\frac{1}{40} h$ .

**Bảng 4-14 : Giới hạn của  $\Delta u/h$**

Loại kết cấu		Dưới tác động của	
		Áp lực gió	Động đất
- Khung	Tường ngăn nhẹ Tường xây chèn	1/450	1/400
		1/500	1450
- Khung-vách cứng Khung-ống	Trang trí loại vừa Trang trí tương đối cao	1/700	1/650
		1/800	1/750
- Ống lồng	Trang trí vừa Trang trí tương đối cao	1/800	1/700
		1/900	1/800
- Vách cứng	Trang trí loại vừa Trang trí tương đối cao	1/900	1/800
		1/1100	1/1000

**Bảng 4-15 : Giá trị hạn chế của  $u/H$**

Loại kết cấu		Dưới tác động của	
		Áp lực gió	Động đất
- Khung	Tường ngăn nhẹ Tường xây chèn	1/550	1/500
		1/650	1600
- Khung-vách cứng Khung-ống	Trang trí loại vừa Trang trí tương đối cao	1/800	1/700
		1/900	1/800
- Ống lồng	Trang trí vừa Trang trí tương đối cao	1/900	1/800
		1/1000	1/900
- Vách cứng	Trang trí loại vừa Trang trí tương đối cao	1/1000	1/900
		1/1200	1/1100

## V. KẾT CẤU KHUNG

### 112. Đặc điểm của kết cấu khung là gì ?

**TRẢ LỜI :** Tải trọng đứng và tải trọng ngang (tác động của lực gió, động đất) của kết cấu khung đều do dầm và cột đảm nhiệm không có khối tường chịu lực. Không gian mặt bằng lớn, bố trí kiến trúc linh hoạt, có thể đáp ứng yêu cầu sử dụng không bị hạn chế, phù hợp với các loại công trình. Do kết cấu khung có độ cứng bên nhỏ, khả năng chống lực bên tương đối thấp, để đáp ứng yêu cầu chống gió và chống động đất, mặt cắt của dầm và cột thường tương đối lớn, lượng thép dùng tương đối nhiều. Khung có yêu cầu chống động đất, dưới tác động của động đất, do biến dạng ngang của kết cấu tương đối lớn, kết cấu bao che công trình và trang trí bên trong dễ bị nứt và hư hỏng.

### 113. Độ cao lớn nhất của công trình kết cấu khung là bao nhiêu ?

**TRẢ LỜI :** Độ cao lớn nhất của công trình kết cấu khung quyết định bởi : có yêu cầu chống động đất không, độ phòng chống động đất và kết cấu là đổ tại chỗ hay liên hợp<sup>(1)</sup>. Theo quy định của "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép", độ cao lớn nhất xem bảng 5-1.

---

(1) Liên hợp : là cấu kiện bao gồm cả bê tông đúc sẵn lắp ghép và bê tông đổ tại chỗ.

Nhà cao tầng có yêu cầu phòng chống động đất độ 9 không nên dùng kết cấu khung.

**Bảng 5-1 : Chiều cao lớn nhất của nhà kết cấu khung**

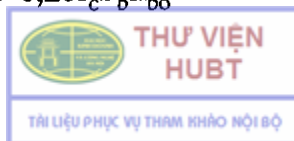
Dạng kết cấu	Thiết kế không chống động đất	Độ phòng chống động đất		
		6	7	8
Đổ tại chỗ	60	60	55	45
Liên hợp	50	50	35	25

**114. Xác định mặt cắt dầm, cột của kết cấu khung như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Kết cấu khung của nhà cao tầng vừa cần chịu được tải trọng đứng vừa cần chống được tác động của tải trọng ngang, trong khi đáp ứng được yêu cầu về cường độ còn cần thỏa mãn giá trị giới hạn của biến dạng. Vì vậy, xác định kích thước mặt cắt dầm cột cần đồng thời xem xét yêu cầu về cường độ và độ cứng. Mặt cắt dầm có thể dựa vào tải trọng phương đứng và nhịp, nói chung chiều cao dầm có thể lấy 1/10 nhịp, chiều rộng không nên nhỏ hơn 1/4 chiều cao dầm, 1/2 chiều rộng cột và không nên nhỏ hơn 250mm. Dầm chống chính của liên hợp : chiều cao mặt cắt phần đúc sẵn không nên nhỏ hơn 1/5 nhịp ; chiều cao mặt cắt phần đổ sau không nên nhỏ hơn 120mm. Mặt cắt dầm nên phù hợp các yêu cầu dưới đây :

. Thiết kế không chống động đất :

$$V_b \leq 0,25f_c b_b h_{b0} \quad (5-1)$$



. Thiết kế chống động đất :

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0,20f_c b_b h_{b0}) \quad (5-2)$$

Trong đó :

$V_b$  - lực cắt thiết kế của dầm, khi thiết kế chống động đất, xem công thức (5-32), (5-33) và thuyết minh;

$f_c$  - cường độ thiết kế chịu nén dọc trục của bê tông;

$b_b, h_{b0}$  - chiều rộng và chiều cao hữu hiệu của mặt cắt dầm;

$\gamma_{RE}$  - hệ số điều chỉnh năng lực chống động đất của cấu kiện, lấy bằng 0,9.

Chiều cao vùng chịu nén của bê tông dầm phải phù hợp các quy định dưới đây :

- Thiết kế không chống động đất :

$$x \leq \xi_b h_{b0} \quad (5-3)$$

- Thiết kế chống động đất :

$$\text{. Chống động đất cấp I : } x \leq 0,25h_{b0} \quad (5-4)$$

$$\text{. Chống động đất cấp II và cấp III : } x \leq 0,35h_{b0} \quad (5-5)$$

Trong đó :  $\xi_b$  - tỷ lệ giữa giới hạn mà bê tông chịu nén và cốt thép chịu kéo cùng đạt tới cường độ thiết kế so với cao độ khu vực nén. Tính theo công thức sau :

$$\xi_b = \frac{\chi}{h_{b0}} = \frac{0,8}{1 - \frac{f_y}{0,0033E_s}} \quad (5-6)$$

$f_y$  - cường độ thiết kế của thép chịu kéo ;

$E_s$  - mô đun đàn hồi của cốt thép.



Xác định mặt cắt cột, chủ yếu dựa vào giá trị giới hạn của biến dạng. Chiều cao mặt cắt không nên nhỏ hơn 400mm, chiều rộng không nên nhỏ hơn 350mm, tỷ lệ giữa chiều cao thông thủy và kích thước cạnh dài của mặt cắt nên lớn hơn 4. Khi có yêu cầu chống động đất, mặt cắt cột còn cần dựa trên yêu cầu của tỷ lệ nén dọc trục  $\left(\frac{N}{b_c h_c f_o}\right)$  dưới tổ hợp tác động của tải trọng đứng và động đất. Giá trị giới hạn của tỷ lệ nén dọc trục nên thỏa mãn bảng 5-2.

**Bảng 5-2 : Giá trị giới hạn lớn nhất của tỷ lệ nén dọc trục cột khung**

Cấp chống động đất	I	II	III
Tỷ lệ nén dọc trục lớn nhất	0,7	0,8	0,9

Nếu tỷ lệ giữa chiều cao thông thủy và kích thước cạnh dài của mặt cắt nhỏ hơn 4, hoặc công trình tương đối cao trên đất loại IV, giá trị giới hạn của tỷ lệ nén dọc trục tương ứng với bảng 5-2 thì nên giảm đi 0,05 và nên dùng biện pháp tăng cường khống chế bê tông.

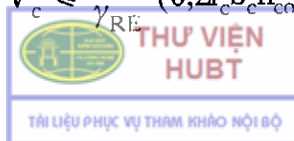
Cột khung có mặt cắt hình chữ nhật, mặt cắt của nó nên phù hợp các yêu cầu sau :

- Thiết kế không chống động đất :

$$V_c \leq 0,25f_c b_c h_{c0} \quad (5-7)$$

- Thiết kế chống động đất :

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0,2f_c b_c h_{c0}) \quad (5-8)$$



Trong đó :

$f_c$  - cường độ thiết kế chịu nén dọc trục của bê tông ;

$b_c, h_{co}$  - chiều rộng và chiều cao hữu hiệu mặt cắt cột ;

$\gamma_{ER}$  - hệ số điều chỉnh năng lực chống động đất của cấu kiện, xem bảng 5-6.

$V_c$  - lực cắt thiết kế của cột, tính theo quy định dưới đây :

1. Khi thiết kế không chống động đất, lực cắt thiết kế của dầm cột lấy giá trị tổ hợp có xét tới tải trọng ngang ;

2. Thiết kế chống động đất, lực cắt thiết kế là :

. Chống động đất cấp I :

$$V_c = 1,1 \frac{M_{cu}^t + M_{cu}^b}{H_{co}} \quad (5-9)$$

. Chống động đất cấp II :

$$V_c = 1,1 \frac{M_c^t + M_c^b}{H_{co}} \quad (5-10)$$

. Chống động đất cấp III : lấy lực cắt thiết kế có xét tới tổ hợp tác động của động đất.

Trong đó :

$H_{co}$  - chiều cao thông thủy của cột ;

$M_c^t, M_c^b$  - mô men thiết kế ở đầu trên, dưới cột khi xét tới tổ hợp tác động của động đất.

$M_{cu}^t, M_{cu}^b$  - năng lực chịu tải chống uốn của mặt cắt đầu trên, đầu dưới cột. Nếu đầu trên lấy một phía của mặt cắt cột, cốt thép dọc là cốt thép chịu kéo để tính thì đầu dưới

nên lấy phía kia của mặt cắt, cốt thép dọc làm cốt thép chịu kéo để tính.  $M_{cu}$  của cột bố trí cốt thép đối xứng có thể tính theo công thức sau :

$$M_{cu} = f_{cmk} b_c (h_{co} - 0,5x) + f'_{yk} A'_s (h_{co} - a'_s) - N \left( \frac{h_c}{2} - a_s \right) \quad (5-11)$$

$$\text{Nếu } x \leq 0,5h_{co} \text{ thì } x = N/f_{cmk} b_c \quad (5-12)$$

Nếu  $x > 0,5h_{co}$  thì :

$$x = \frac{N - f'_{yk} A'_s + 2,64 f_{yk} A_s}{f_{cmk} b_c + 3,3 f_{yk} A_s / h_{co}} \quad (5-13)$$

Trong đó :

$b_c, h_c, h_{co}$  - chiều rộng, chiều cao, chiều cao hữu hiệu của mặt cắt cột ;

$A_s, A'_s$  - diện tích thực tế cốt thép dọc chịu kéo, chịu nén;

$f_{yk}, f'_{yk}$  - cường độ tiêu chuẩn cốt thép dọc chịu kéo, chịu nén;

$f_{cmk}$  - cường độ tiêu chuẩn chịu nén của bê tông khi uốn;

$N$  - lực nén thiết kế dọc trục của cột khi xét tới tổ hợp tác động của động đất.

Trong công thức trên, tổng khả năng chịu uốn của mặt cắt ngang  $M_{cu}^t$  và  $M_{cu}^b$  phải phân biệt tính toán theo hai phương ngược chiều nhau và lấy giá trị lớn nhất. Tổng của mô men thiết kế  $M_c^t$  và  $M_c^b$  nên lấy giá trị lớn nhất của tổng mô men thiết kế  $M_c^t$  và  $M_c^b$  khi tổ hợp tác động động đất theo hai phương.

**115. Xác định mô men quán tính của dầm khung như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Khi tính toán nội lực của khung, đầu tiên cần tính toán độ cứng uốn của dầm cột. Trong đó mô men quán tính của dầm cần được xác định theo trường hợp tính toán cụ thể dầm liên sàn. Trong thiết kế để tính mô men quán tính của dầm một cách đơn giản, nói chung có thể lấy theo bảng 5-3.

**Bảng 5-3 : Giá trị mô men quán tính của dầm khung**

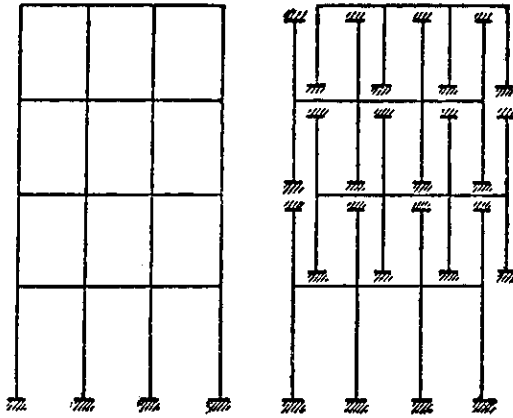
Loại kết cấu khung	Khung giữa	Khung bên
Dầm sàn đổ tại chỗ	$J = 2J_0$	$J = 1,5J_0$
Liên hợp	$J = 1,5J_0$	$J = 1,2J_0$

Trong bảng  $J_0$  là mô men quán tính mặt cắt dầm hình chữ nhật. Nếu dùng sàn lắp ghép, dựa vào tình trạng liên kết thành một khối của sàn và dầm,  $J$  lấy bằng hoặc nhỏ hơn giá trị của bảng 5-3. Nếu sàn và dầm liên kết không được tin cậy, không nên xem xét tác dụng của cánh, mô men quán tính tính theo mặt cắt hình chữ nhật.

**116. Kết cấu khung dưới tác động của tải trọng đúng, dùng phương pháp nào tương đối tốt để đơn giản hóa tính nội lực ?**

**TRẢ LỜI :** Cùng với sự ứng dụng rộng rãi của máy vi tính, rất nhiều đơn vị thiết kế đã dùng điện toán để tính nội lực của khung. Tuy nhiên, trong giai đoạn thiết kế sơ bộ hoặc

giả có đơn vị vẫn chưa có máy vi tính, dùng phương pháp tính tay đơn giản để xác định mặt cắt dầm, cột hoặc tính toán kết cấu cũng là cần thiết. Kết cấu khung dưới tác động của tải trọng đứng, nếu không xét tới chuyển dịch ngang, tính toán nội lực dùng phương pháp phân phối mô men hoặc phương pháp thay thế đều là phương pháp tương đối chính xác hữu hiệu. Nhưng khi số tầng của khung tương đối nhiều, nếu tính toán bằng hai phương pháp này, thì quá trình tính toán sẽ phức tạp. Dựa vào đặc điểm số tầng của nhà cao tầng tương đối nhiều tải trọng các tầng bên trên thường như nhau hoặc chênh nhau không nhiều, chiều cao các tầng bên trên thường bằng nhau và mặt cắt dầm cột thay đổi rất ít, dùng phương pháp phân tầng để đơn giản tính toán tương đối tiện lợi. Phương pháp phân tầng là lấy dầm khung của mỗi tầng cùng với cột khung tầng trên tầng dưới làm thành một phần tử tính toán cơ bản, đầu xa của cột xem như đầu cố định (hình 5-1). Xét đến dầm mái giằng cột tương đối yếu, lấy độ cứng của các cột ở tầng mái nhân với hệ số chiết giảm 0,9. Mô men uốn đầu cố định của dầm do tải trọng đứng tạo ra chỉ tiến hành phân phối trong nội bộ phần tử, không truyền đi giữa các phần tử, sau khi phân phối mô men uốn xong, lấy mô men uốn cân bằng của dầm làm giá trị tính toán mô men đầu dầm, còn mô men uốn cân bằng ở đầu cột phải chuyển đến đầu xa. Giá trị mô men uốn truyền đi ở phần tử tầng dưới bằng  $1/2$  mô men uốn cân bằng, các phần tử khác ở phần trên là  $1/3$  mô men uốn cân bằng. Do mỗi cột đều phân biệt thuộc hai phần tử tính toán trên và dưới, vì vậy giá trị mô men thiết kế đầu cột là tổng đại số của mô men cân bằng đầu cột phần tử này và mô men uốn phần tử bên cạnh truyền đến.



Hình 5-1 : Sơ đồ tính bằng phương pháp phân tầng

Do chia phần tử để tính toán, tổng mô men uốn cuối cùng của điểm nút dầm cột có thể không bằng không, lúc này cũng không cần phân phối lại.

**117. Kết cấu khung dưới tác động của tải trọng ngang, để đơn giản, thường dùng phương pháp giá trị D, đặc điểm của phương pháp này là gì ?**

**TRẢ LỜI :** Phương pháp giá trị D là phương pháp thực dụng phân tích nội lực và chuyển vị của khung cứng dưới tác động của tải trọng ngang do học giả Nhật Bản đề xuất. Ở Trung Quốc, trong những năm 60 đã bắt đầu sử dụng. Thực chất của phương pháp này là phương pháp phân phối lực cắt có xét tới độ cứng chống đẩy của cột sau khi cột đã bị dầm của tầng giằng giữ. Công thức tính toán của phương pháp này là rút ra từ khung cứng nhiều tầng đối xứng hình chữ nhật, vì vậy dùng phương pháp này tính nội lực và biến dạng dưới tác động của tải trọng ngang đối với kết cấu khung nhiều tầng và cao tầng nói chung có độ chính xác tương đối cao.

Đối với các khung phức tạp về hình dáng hoặc độ cứng không đối xứng hoặc dầm ngang không liên tục, cũng có thể dùng phương pháp giá trị  $D$ , nhưng sẽ có sai số nhất định.

1. Tính toán giá trị độ cứng chống đẩy  $D$  của cột khung hình chữ nhật :

$$D = \alpha K_c \frac{12}{h^2} \text{ (kN/m)} \quad (5-14)$$

Trong đó :

$h$ - chiều cao tầng (m) ;

$K_c$ - độ cứng tuyến cột :

$$K_c = \frac{E_c J_c}{h} \text{ (kN.m)}$$

$E_c$ - mô đun đàn hồi của bê tông cột (kPa) ;

$J_c$ - mô men quán tính mặt cắt cột ( $m^4$ ) ;

$\alpha$ - hệ số độ cứng cột, tính theo bảng 5-4.

Trong bảng  $K_{b1}$ ,  $K_{b2}$ ,  $K_{b3}$ ,  $b_{b4}$  là độ cứng tuyến dầm :

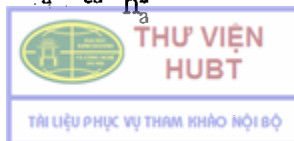
$$K_b = \frac{E_b J_b}{l}$$

$E_b$  và  $J_b$  là mô đun đàn hồi và mô men quán tính mặt cắt của bê tông dầm,  $l$  là nhịp dầm,  $K_c$  là độ cứng tuyến của cột.

2- Tính toán giá trị độ cứng chống đẩy  $D$  của cột khung phức tạp.

a. Chiều cao cột không bằng nhau (hình 5-2) :

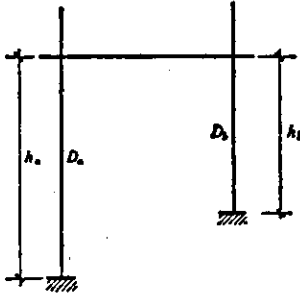
$$D_a = \alpha_a K_{ca} \frac{12}{h_a^2} \quad (5-15)$$



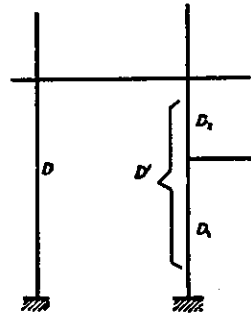
$$D_b = \alpha_b K_{cb} \frac{12}{h_b^2} \quad (5-16)$$

b. Có cột tầng xếp (hình 5-3) :

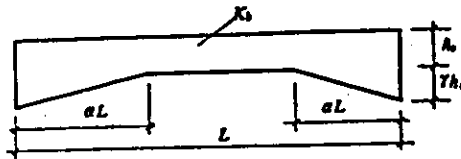
$$D' = \frac{1}{\frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2}} \quad (5-17)$$



Hình 5-2 : Cột có chiều cao khác nhau



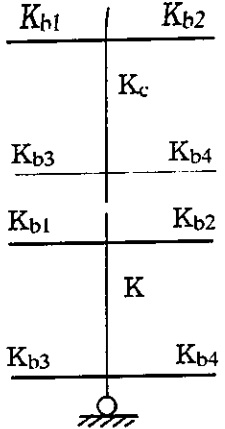
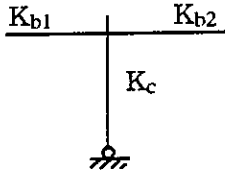
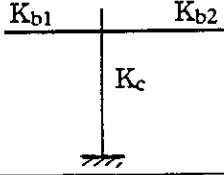
Hình 5-3 : Cột có tầng xếp



Hình 5-4 : Dầm có nách



Bảng 5-4 : Bảng hệ số độ cứng của cột

Sơ đồ cột	Giá trị $\bar{K}$	Hệ số độ cứng $\alpha$
	$\bar{K} = \frac{K_{b1} + K_{b2} + K_{b3} + K_{b4}}{2K_c}$	$\alpha = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$
	$K = \frac{K_{b1} + K_{b2}}{K_c}$	$\alpha = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
	$\bar{K} = \frac{K_{b1} + K_{b2}}{K_c}$	$\alpha = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

3- Tính toán độ cứng tuyến của dầm có nách mặt cắt thay đổi.

Trong một số công trình, do khoảng cách cột tương đối lớn hoặc tải trọng tương đối cao, để đáp ứng yêu cầu về

cường độ và độ cứng của dầm, tiết kiệm vật liệu và có lợi cho không gian kiến trúc, thiết kế thành dạng dầm có nách (hình 5-4). Đối với loại dầm này để có thể dùng phương pháp giá trị D, có thể dùng độ cứng tuyến tương đương thay thế độ cứng tuyến thực tế của dầm có nách mặt cắt thay đổi. Nếu nách hai đầu dầm đối xứng thì độ cứng tuyến tương đương là :

$$K_b' = \beta K_b \quad (5-13)$$

Trong đó :

$K_b$  - độ cứng tuyến mặt cắt phần giữa dầm có nách

$\beta$  - hệ số điều chỉnh độ cứng tương đương, xem bảng 5-5.

**Bảng 5-5 : Hệ số điều chỉnh độ cứng tương đương  $\beta$**

$\alpha$	$\gamma$					
	0,0	0,4	0,6	1,0	1,5	2,0
	$\beta$					
0,10	1,00	1,25	1,34	1,47	1,57	1,64
0,20	1,00	1,52	1,76	2,16	2,56	2,87
0,30	1,00	1,78	2,21	3,09	4,16	5,19
0,40	1,00	2,00	2,62	4,10	6,32	8,92
0,50	1,00	2,15	2,92	4,89	8,25	12,70

118. Cột ngắn là thế nào, trong kết cấu khung chống động đất vì sao dùng cột ngắn không tốt, nên dùng biện pháp gì ?

TRẢ LỜI : Đầu cột của kết cấu khung thông thường đồng thời có mômen uốn  $M$  và lực cắt  $V$ , dựa vào tỷ lệ  $\lambda = \frac{M}{Vh}$

của cột để xác định là cột dài, cột ngắn hay cột rất ngắn và có thể dùng tỷ lệ giữa chiều cao thông thủy của cột  $H_o$  và độ cao mặt cắt cột  $h$  biểu thị :

$$\text{Cột dài} \quad \frac{H_o}{h} > 4 \quad (5-19)$$

$$\text{Cột ngắn} \quad 3 < \frac{H_o}{h} \leq 4 \quad (5-20)$$

$$\text{Cột rất ngắn} \quad \frac{H_o}{h} \leq 3 \quad (5-21)$$

Thí nghiệm chứng minh : Cột dài thường hỏng do cong ; cột ngắn phần lớn hỏng do lực cắt ; cột cực ngắn hỏng do cắt kéo xiên, loại hỏng này thuộc phá hoại dòn.

Trong kết cấu khung chống động đất lực cắt của đầu cột nói chung rất lớn, từ đó tạo nên tỷ số cắt nhịp  $\lambda$  tương đối nhỏ hình thành cột ngắn hoặc cột cực ngắn, để sinh ra các vết nứt xiên dẫn đến phá hoại cắt. Phá hoại cắt do kéo và cắt do kéo xiên của cột là phá hoại dòn. Trong thiết kế cần đặc biệt chú ý tránh loại phá hoại này.

Cột ngắn trong kết cấu khung chống động đất nên dùng các biện pháp cấu tạo sau :

1. Tỷ lệ nén dọc lớn nhất nên giảm 0,05 so với tỷ lệ nén dọc của cột bình thường.

2. Cột ngắn thiết kế theo động đất cấp I, hệ số bố trí cốt thép một phía của cốt thép dọc chịu kéo không nên lớn hơn 1,2% .

3. Hệ số bố trí cốt đai không được nhỏ hơn 1,8% nên dùng đai phức hợp, không được dùng đai đơn giản, khoảng cách

cốt đai bằng nhau suốt dọc chiều cao cột nhưng không được lớn hơn 100mm.

119. Hàm ý "cột khỏe, dầm yếu" trong kết cấu khung là gì , dùng biện pháp gì mới có thể đạt được yêu cầu cột khỏe dầm yếu ?

**TRẢ LỜI :** Gọi là "cột khỏe dầm yếu" là chỉ trong kết cấu khung có thiết kế phòng chống động đất. Dưới tác động của động đất xuất hiện hiện tượng "cơ chế khớp dầm" làm dầm dầm xuất hiện khớp dẻo, tránh đầu cột có khớp dẻo, khiến cho toàn bộ khung phát huy hết khả năng chống động đất, có khả năng biến dạng tốt. Gọi cột khỏe là làm cho cường độ chịu uốn của cột khung khỏe hơn cường độ chịu uốn của dầm, có đủ khả năng chống cắt.

1. Điểm nút của dầm cột khung chống động đất cấp I, II, trừ cột ở tầng mái và tỷ lệ nén dọc nhỏ hơn 0,15, mô men uốn đầu dầm cột nên phân biệt phù hợp các yêu cầu sau :

Chống động đất cấp I :

$$\sum M_{cu} \geq 1,2 \sum M_{tu} \quad (5-22)$$

Chống động đất cấp II :

$$\sum M_c \geq 1,1 \sum M_b \quad (5-23)$$

Trong đó :  $\sum M_{cu}$  - Tổng mômen uốn giới hạn của mặt cắt đầu cột trên và dưới điểm nút theo chiều thuận hoặc chiều ngược kim đồng hồ, khi tính, có thể dùng lực nén dọc trục của giá trị đại diện trọng lực tương ứng.

$\sum M_c$  - Tổng mômen uốn tổ hợp động đất của mặt cắt đầu cột phía trên, phía dưới tại điểm nút theo chiều thuận hoặc chiều ngược kim đồng hồ.

$\Sigma M_{bu}$ - tổng mômen uốn giới hạn của mặt cắt đầu dầm bên trái, bên phải tại điểm nút theo chiều ngược hoặc chiều thuận kim đồng hồ.

$\Sigma M_b$ - tổng mômen uốn tổ hợp mặt cắt đầu dầm bên trái, bên phải tại điểm nút theo chiều ngược hoặc chiều thuận kim đồng hồ, nhưng giá trị nhỏ của mômen uốn hai hướng trong cùng một mặt cắt đầu dầm không được nhỏ hơn 30% của giá trị lớn.

Mômen uốn giới hạn nên tính theo diện tích mặt cắt thực tế của cốt thép dọc và cường độ tiêu chuẩn của vật liệu.

2. Mômen uốn tổ hợp đầu dưới cột tầng dưới có cấp chống động đất cấp I, II nên nhân với hệ số gia tăng 1,5.

3. Khả năng chống cắt của mặt cắt xiên của cột nên kiểm tra theo công thức sau :

- Thiết kế không chống động đất :

$$V_c \leq \frac{0.2}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{co} + 1.25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{co} + 0.07N \quad (5-24)$$

- Thiết kế chống động đất :

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{0.6}{\lambda + 1.5} f_c b_c h_{co} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{co} + 0.056N \right) \quad (5-25)$$

Trong đó :  $\lambda$ - tỷ lệ lực cắt nhịp tính toán của cột,

$$\lambda = \frac{H_{co}}{2h_{co}}, \text{ nếu } \lambda < 1, \text{ lấy } \lambda = 1; \text{ nếu } \lambda > 3, \text{ lấy } \lambda = 3;$$

$V_c$ - lực cắt thiết kế, tính theo công thức (5-9), (5-10) ;

$f_c$ - cường độ thiết kế chịu nén dọc trục của bê tông ;

$b_c, h_c, h_{co}$ - chiều rộng, chiều cao và độ cao hữu hiệu của cột;

$f_{yv}, A_{sv}$  - giá trị thiết kế cường độ chịu kéo của thép đai và tổng diện tích mặt cắt các chân cốt đai trên cùng một mặt cắt ;

S- khoảng cách cốt đai ;

N- lực nén dọc trục thiết kế, tương ứng với lực cắt thiết kế  $V_c$ , nếu  $N > 0,3 f_c b_c h_c$  lấy  $N = 0,3 f_c b_c h_c$  ;

$H_{co}$ - chiều cao thông thủy của cột ;

$\gamma_{RE}$  - hệ số điều chỉnh khả năng chống động đất của cấu kiện, xem bảng 5-6.

**Bảng 5-6 : Hệ số điều chỉnh khả năng chống động đất của cấu kiện.**

Loại cấu kiện	Kiểm tra khả năng chịu tải của				
	Mặt cắt ngang			Mặt cắt nghiêng	Cục bộ
	Dầm	Cột	Vách cứng	Điểm nút khung và các loại cấu kiện	Phần chịu nén cục bộ của kết cấu
$\gamma_{RE}$	0,75	0,8	0,85	0,9	1,0

Trong thiết kế chống động đất, nếu  $\frac{H_{co}}{h_c}$  nhỏ hơn 3, phía bên phải của công thức (5-25) chỉ xem xét tác dụng của thép đai :

Nếu cột xuất hiện lực kéo, khả năng chịu tải chống cắt của mặt cắt nghiêng kiểm tra theo công thức dưới đây :

- Thiết kế không chống động đất :

$$V_c \leq \frac{0,2}{\lambda + 1,5} f_c b_c h_{co} + 1,25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{co} - 0,2N \quad (5-26)$$

Giá trị tính toán phía bên phải công thức (5-26) không được nhỏ hơn  $1,25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{co}$

- Thiết kế chống động đất :

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{0,16}{\lambda + 1,5} f_c b_c h_{co} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{co} - 0,16N \right) \quad (5-27)$$

Giá trị tính toán phía bên phải công thức (5-27) không được nhỏ hơn  $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{co} \right)$

Trong đó N là lực kéo thiết kế dọc trục tương ứng với lực cắt thiết kế  $V_c$ , các ký hiệu khác giống như trên.

## 120. Thiết kế mặt cắt cột có những yêu cầu cụ thể nào ?

**TRẢ LỜI :** Cột khung vừa là cấu kiện chủ yếu chịu tải trọng đứng, vừa là cấu kiện chống lực bên chủ yếu. Vì vậy, phải rất coi trọng thiết kế mặt cắt cột. Thiết kế mặt cắt cột bao gồm tính toán cường độ mặt cắt ngang, tính toán khả năng chống cắt của mặt cắt nghiêng và các biện pháp cấu tạo. Đối với việc tính toán cường độ mặt cắt ngang có thể tính theo quy phạm thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, tính toán khả năng chống cắt của mặt cắt nghiêng đã trình bày ở câu hỏi 119. Biện pháp cấu tạo trong thiết kế mặt cắt có vị trí rất quan trọng, là mấu chốt đảm bảo cường độ cấu kiện, trong thiết kế chống động đất càng cần coi trọng hơn. Nội dung chủ yếu của biện pháp cấu tạo cột có các yêu cầu sau :

1. Tỷ lệ bố trí cốt thép của toàn bộ cốt thép dọc không được nhỏ hơn tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất theo quy định của bảng 5-7, không nên lớn hơn 3%, không được lớn hơn 5%. Cột mà  $\frac{H_{cn}}{h_c} < 4$  thiết kế chống động đất cấp I thì tỷ lệ bố trí cốt thép một phía của cốt thép dọc chịu kéo không nên lớn hơn 1,2% đồng thời phải dùng cốt đai phức hợp.

**Bảng 5-7 : Tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất của cốt thép dọc của cột khung**

Loại thiết kế Cấu kiện	Thiết kế không chống động đất	Thiết kế chống động đất		
		Cấp I	Cấp II	Cấp III
Cột giữa, cột bên	0,4	0,8	0,7	0,6
Cột góc	0,4	1,0	0,9	0,8

Công trình tương đối cao ở nơi đất hiện trường loại TV, thì tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất theo bảng 5-7 đều tăng thêm 0,1.

2. Khi thiết kế không chống động đất khoảng cách của cốt thép dọc chịu lực của cột không lớn hơn 350mm, khi thiết kế chống động đất không lớn hơn 200mm, khoảng cách ngoài của cốt thép dọc chịu lực không nhỏ hơn 50mm.

3. Nối tiếp và neo của cốt thép dọc của cột khung đổ tại chỗ phải đáp ứng các yêu cầu dưới đây :

a. Cốt thép dọc, chống động đất cấp I phải dùng hàn nối, chống động đất cấp II có thể dùng hàn nối chống động đất



cấp III, ngoài tầng dưới dùng hàn nối còn có thể dùng nối chồng buộc chiều dài mối nối khi thiết kế chống động đất không được nhỏ hơn  $L_a + 5d$ , thiết kế không chống động đất không được nhỏ hơn  $L_a$  ( $L_a$  là chiều dài neo của cốt thép chịu kéo).

b. Đường kính cốt thép dọc lớn hơn 32mm phải dùng hàn nối, đường kính lớn hơn 22mm có thể dùng hàn nối.

c. Cốt thép dọc chịu lực phải chồng nối trên hai mặt ngang.

d. Khoảng cách chỗ nối gần nhau của cốt thép dọc, nối hàn không được nhỏ hơn 500mm, nối chồng buộc không được nhỏ hơn 600mm. Điểm thấp nhất nối đầu cách đầu cột không nên nhỏ hơn kích thước cạnh dài của mặt cắt cột và nên ở vị trí cách mặt sàn 750mm.

e. Cốt thép dọc của cột khung tầng mái phải neo ở dầm sàn ở đỉnh cột. Chiều dài neo tính từ đáy dầm, với chống động đất cấp I, II không nhỏ hơn  $L_a + 10d$ , với chống động đất cấp III không nhỏ hơn  $L_a + 5d$ , thiết kế không chống động đất không nhỏ hơn  $L_a$ , khi có thiết kế chống động đất phải có độ dài đoạn thẳng móc neo hơn  $6d$ .

4. Khi thiết kế chống động đất cốt đai của cột khung phải tăng cường trong phạm vi dưới đây :

a. Ở hai đầu cột có chiều cao bằng kích thước cạnh dài hình chữ nhật hoặc đường kính cột,  $1/6$  chiều cao thông thủy của cột, 500mm, lấy giá trị lớn nhất trong ba giá trị trên.

b. Trong phạm vi 500mm trên và dưới của nền cứng tầng đáy.

c. Trong phạm vi chiều dài nối buộc của cốt thép dọc

d. Trong phạm vi toàn chiều cao cột với cột góc có yêu cầu chống động đất cấp I và cột ngắn có tỷ lệ giữa chiều cao thông thủy cột và kích thước cạnh dài của mặt cắt nhỏ hơn 4.

5. Khoảng cách lớn nhất của cốt đai và đường kính nhỏ nhất của cốt đai trong phạm vi gia cường của cột phải đáp ứng yêu cầu theo bảng 5-8. Hệ số thể tích nhỏ nhất bố trí cốt đai trong phạm vi gia cường phải không nhỏ hơn yêu cầu theo bảng 5-9.

**Bảng 5-8 : Khoảng cách, đường kính cốt đai khu vực gia cường**

Cấp chống động đất	Khoảng cách lớn nhất cốt đai (lấy số nhỏ hơn)		Đường kính nhỏ nhất cốt đai
I	6d	100 mm	$\phi 10$
II	8d	100 mm	$\phi 8$
III	8d	150 mm	$\phi 8$

**Bảng 5-9 : Hệ số bố trí cốt đai khu vực gia cường**

Cấp chống động đất	Tỷ lệ nén dọc trục của cột		
	< 0,4	0,4 - 0,6	> 0,6
I	0,8	1,0	1,6
II	0,6	0,8 - 1,2	1,2 - 1,6
III	0,4	0,6 - 0,8	0,8 - 1,2

6. Khi có thiết kế chống động đất, cốt đai khu vực không gia cường không nên nhỏ hơn 50% cốt đai khu vực gia cường, khoảng cách cốt đai là : chống động đất cấp I, II không được lớn hơn 10d, cấp III không được lớn hơn 15d (d là đường kính cốt thép dọc). Khi thiết kế không chống động đất khoảng

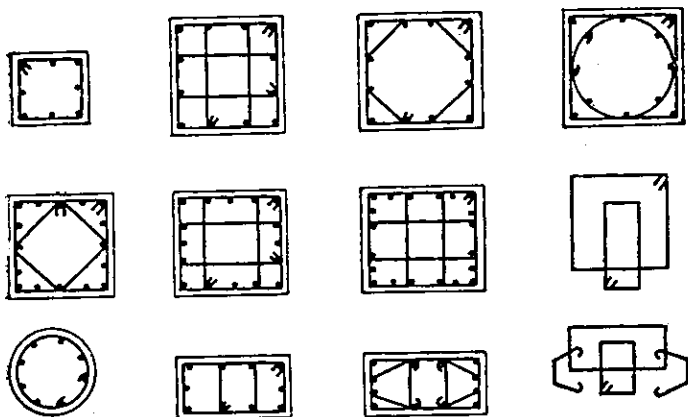
cách cốt đai không được lớn hơn kích thước cạnh ngắn của mặt cắt cột, không lớn hơn 400mm và không lớn hơn 15d (khung buộc), 20d (khung hàn).

7. Khi hệ số bố trí cốt thép dọc chịu lực của cột lớn hơn 3%, đường kính cốt đai không được nhỏ hơn  $\phi 8$  và nên hàn thành vòng kín, khoảng cách cốt đai không lớn hơn 200mm và 10d (d là đường kính nhỏ nhất của cốt thép dọc). Chiều dài mỗi hàn đơn không nhỏ hơn 5 lần đường kính cốt đai.

Trong phạm vi nối buộc cốt thép dọc, khoảng cách cốt đai không được lớn hơn 100mm, móc câu cốt đai phải vòng qua hai thanh cốt thép dọc, chiều dài móc câu phải dài thêm.

8. Cột ở khu vực tầng lệch cục bộ, tầng xếp, gian cầu thang nếu tỷ lệ chiều cao thông thủy của cột và kích thước cạnh dài của mặt cắt cột nhỏ hơn 4, tỷ số thể tích bố trí cốt thép đai không được nhỏ hơn 1,8% và phải bố trí suốt chiều cao.

9. Khi mỗi bên cốt thép dọc của cột lớn hơn 4 thanh, nên dùng cốt đai dạng # , cốt đai của cột có một số dạng như hình 5-5.



Hình 5-5 : Các dạng cốt đai của cột

## 121. Thiết kế mặt cắt dầm có những yêu cầu thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Thiết kế dầm khung khi có yêu cầu chống động đất phải có tính giãn tốt, làm cho điểm biến dạng dẻo xảy ra ở đầu dầm, trước lúc phá hoại uốn phải tránh cho dầm phá hoại dòn do neo mất tác dụng bám dính và phá hoại nén cắt. Thí nghiệm chứng minh, chiều dài của đoạn khớp dẻo của đầu dầm chủ yếu do tỷ lệ cắt - nhịp  $\lambda = M/V_b h_0$  quyết định,  $\lambda$  càng nhỏ thì phạm vi khớp dẻo càng nhỏ, nếu  $\lambda > 3$  chiều dài của đoạn khớp dẻo ước khoảng bằng chiều cao dầm, mà khớp dẻo quay xảy ra trong phạm vi nửa chiều cao dầm, cùng với việc tăng tải trọng, cốt đai trong phạm vi 1,5 chiều cao dầm tiếp tục chảy. Thí nghiệm còn chứng minh, tỷ lệ cắt-nén ( $\tau/f_c$ ) của dầm có ảnh hưởng rõ rệt đối với cường độ, độ cứng, tiêu tán năng lượng và tính giãn của dầm. Tỷ lệ cắt-nén lớn, nếu không tăng tỷ lệ bố trí cốt đai tương ứng sẽ làm cho cường độ và độ cứng kém đi rất nhanh làm giảm tính giãn. Dầm có tỷ lệ cắt nén lớn, phạm vi phát triển của khớp dẻo tương đối hẹp, sau khi hình thành khu phá hoại, không phát triển ra ngoài nữa, lúc này tuy có tăng cốt đai cũng không thể phát huy hết tác dụng. Với tỷ lệ cắt-nén nhỏ, dưới tác động của tải trọng lặp lại nhiều lần, khớp dẻo dần dần phát triển ra phía ngoài, cốt đai bước vào trạng thái chảy. Tóm lại, tỷ lệ cắt-nén của dầm không nên nhỏ quá, tỷ lệ nhịp thông thủy dầm và chiều cao mặt cắt không nên nhỏ hơn 4. Đồng thời để tránh tỷ lệ cắt - nén quá lớn, kích thước mặt cắt dầm không nên quá nhỏ.

Thiết kế mặt cắt dầm bao gồm tính toán cường độ mặt cắt ngang, khả năng chống cắt của mặt cắt nghiêng, tính toán

chống xoắn, kiểm tra biến dạng và các biện pháp cấu tạo. Đối với việc tính toán cường độ mặt cắt ngang, tính toán chống xoắn và kiểm tra biến dạng dựa theo quy phạm thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.

1. Khả năng chịu tải cắt của mặt cắt nghiêng của dầm phải kiểm tra bằng công thức sau :

- Với thiết kế không chống động đất :

$$V_b \leq 0,07 f_c b_b h_{bo} + 1,5 f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{bo} \quad (5-28)$$

- Với thiết kế chống động đất :

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0,056 f_c b_b h_{bo} + 1,2 f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{bo} \right) \quad (5-29)$$

Với dầm có tải trọng tập trung tương đối lớn (lực cắt do tải trọng tập trung sinh ra ở mặt cắt gối chiếm 75% trở lên của toàn bộ lực cắt) thì kiểm tra bằng công thức dưới đây :

- Với thiết kế không chống động đất :

$$V_b \leq \frac{0,2}{\lambda + 1,5} f_c b_b h_{bo} + 1,25 f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{bo} \quad (5-30)$$

- Với thiết kế chống động đất :

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{0,16}{\lambda + 1,5} f_c b_b h_{bo} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{bo} \right) \quad (5-31)$$

Trong đó :

$\lambda$  - tỷ lệ lực cắt nhịp của mặt cắt kiểm tra, có thể lấy

$\lambda = \frac{a}{h_{bo}}$ ,  $a$  là khoảng cách từ điểm tác động của tải trọng tập

trung đến gối, nếu  $\lambda > 3$  thì lấy  $\lambda = 3$ , nếu  $\lambda < 1,4$  thì lấy

$\lambda = 1,4$  ;

$b_b, h_{bo}$ - chiều rộng và chiều cao hữu hiệu của dầm. Các ký hiệu khác như trên.

2. Lực cắt thiết kế  $V_b$  của dầm phải tính theo các quy định dưới đây :

a. Khi thiết kế không chống động đất lấy lực cắt thiết kế có xem xét tới tổ hợp của tải trọng ngang.

b. Khi thiết kế chống động đất :

- Chống động đất cấp I :

$$V_b = 1,25 \frac{M_{bu}^l + M_{bu}^r}{l_n} + V_{bE} \quad (5-32)$$

- Chống động đất cấp II :

$$V_b = 1,25 \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{bE} \quad (5-33)$$

- Chống động đất cấp III, lấy lực cắt thiết kế có xét đến tổ hợp động đất.

Trong đó :  $M_{bu}^l, M_{bu}^r$ - khả năng chịu tải uốn của mặt cắt ngang đầu trái và đầu phải dầm ; Nếu một đầu lấy cốt thép dọc phía trên làm cốt thép chịu kéo, thì đầu kia phải lấy cốt thép dọc phía dưới làm cốt thép chịu kéo để tính.  $M_{bu}$  có thể tính theo công thức sau :

$$M_{bu} = f_{yk} A_s (h_{bo} - a_s) \quad (5-34)$$

$f_{yk}$ - cường độ tiêu chuẩn của cốt thép chịu kéo

$A_s$ - diện tích thực tế bố trí của cốt thép chịu kéo

$M_b^l, M_b^r$ - mô men uốn thiết kế của đầu trái, đầu phải dầm khi xem xét tổ hợp tác động của động đất.

$V_{BE}$ - lực cắt tính theo dầm đơn giản dưới tác động của tải trọng đứng khi cùng với tổ hợp tác động của động đất, trong đó bao gồm có xem xét tới tổ hợp tác động của động đất theo chiều đứng.

$l_n$ - nhịp thông thủy của dầm.

Trong công thức (5-32) tổng của  $M_{bu}^l$  và  $M_{bu}^r$  nên lấy giá trị lớn nhất phân biệt tính theo hai hướng ngược chiều nhau. Trong công thức (5-33), tổng của  $M_b^l$  và  $M_b^r$  nên lấy giá trị lớn nhất của tổng mômen uốn thiết kế  $M_b^l$  và  $M_b^r$  của tổ hợp tác động động đất theo hai phương và không nên nhỏ hơn 1,3 lần mômen uốn ở đầu lớn.

3. Trong dầm khung có thiết kế chống động đất, việc bố trí cốt thép chịu kéo và chịu nén dọc trên toàn nhịp dầm phải phù hợp các yêu cầu dưới đây :

a. Tỷ lệ bố trí cốt thép chịu kéo dọc phải không lớn hơn 2,5% và không nhỏ hơn tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất theo quy định của bảng 5- 10.

**Bảng 5-10 : Tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất của dầm khung có thiết kế chống động đất**

Cấp chống động đất	Ở gối	Giữa nhịp
I	0,40	0,30
II	0,30	0,25
III	0,25	0,20

b. Trong dầm khung chống động đất cấp I, II, diện tích mặt cắt cốt thép phân trên chạy suốt toàn nhịp không được

nhỏ hơn 1/4 diện tích mặt cắt cốt thép mô men uốn âm lớn nhất thực tế bố trí ở gối.

c. Phía trên và phía dưới của mặt cắt dầm ít nhất phải bố trí hai thanh cốt thép chạy suốt toàn nhịp dầm. Đường kính cốt thép : dầm chống động đất cấp I, II không nhỏ hơn 14mm; dầm chống động đất cấp III không nhỏ hơn 12mm.

d. Dầm khung không bố trí cốt thép vai bò (uốn lên), toàn bộ lực cắt thiết kế do cốt đai và bê tông đảm nhiệm.

4- Dầm khung có thiết kế chống động đất, tổng chiều dài của cốt thép dọc ngấp vào trong cột bên không được nhỏ hơn  $L_{a1}$ ,  $L_{a1}$  lấy như sau :

Chống động đất cấp I :  $L_{a1} = L_a + 10d$

Chống động đất cấp II :  $L_{a1} = L_a + 5d$

Chống động đất cấp III :  $L_{a1} = L_a$

Trong đó :  $L_a$  là chiều dài neo của cốt thép chịu kéo. Dầm khung chống động đất cấp I, II cốt thép dọc phải vượt qua tuyến trung tâm của điểm nút cột bên. Nếu chiều dài neo ngang của cốt thép ở điểm nút không đủ thì phải kéo dài tới ngoài cột sau đó uốn gập lại, chiều dài neo ngang trước khi uốn xuống, không được nhỏ hơn  $0,45 L_{a1}$ , chiều dài thẳng góc sau khi uốn gập không được nhỏ hơn  $10d$ .

Cốt thép dọc phần trên của dầm khung nên chạy suốt qua các điểm nút trung gian. Khi thiết kế theo chống động đất cấp I, nên tăng neo phụ ở khu vực gần trục của cột. Tổng chiều dài cốt thép dọc phía dưới dầm ngấp vào điểm nút cột giữa cũng phải lớn hơn  $L_{a1}$  và phải vượt quá tuyến trục cột  $5d$  (hình 5-6).

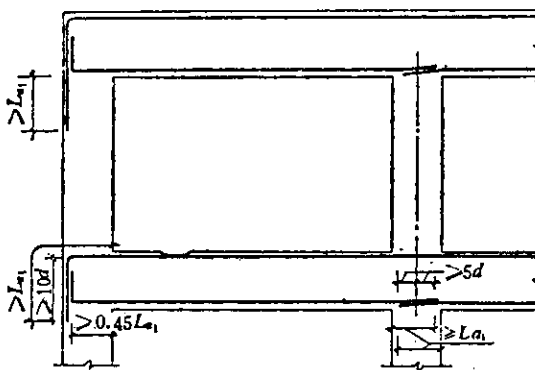


5- Dầm khung thiết kế không chống động đất cấu tạo bố trí cốt thép dọc nên phù hợp các yêu cầu sau (hình 5-7).

a. Tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất của cốt thép chịu kéo dọc, ở gối tựa không được nhỏ hơn 0,25%, trong nhịp không được nhỏ hơn 0,2% ;

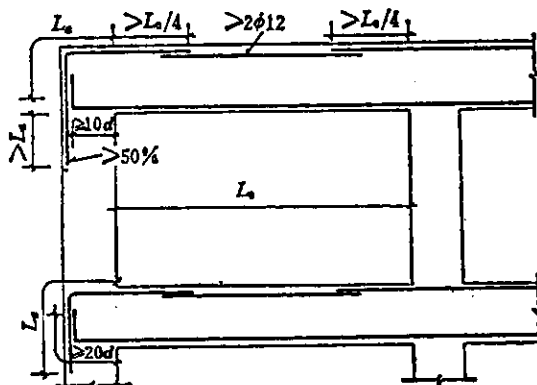
b. Phần trên giữa nhịp dầm ít nhất phải bố trí 2  $\phi 12$  và nối với cốt thép âm ở gối, chiều dài nối chồng là  $L_a$  ;

c. Cốt thép âm của dầm mái tại cột bên, chiều dài ngấp vào cột bên không được nhỏ hơn  $L_a$  và ít nhất có 50% cốt thép tính từ đáy dầm neo vào, chiều dài  $L_a$ . Nói chung cốt thép âm của dầm các tầng nên có độ dài ngấp vào cột bên không nhỏ hơn  $L_a$  ;



Hình 5-6 : Neo của cốt thép dọc của dầm khung tại điểm nút khi thiết kế chống động đất.

d. Phía dưới gối dầm ít nhất có 2 thanh cốt thép dọc ngấp vào trong cột, chiều dài này không nhỏ hơn 20d, nếu cần uốn lên trên, chiều dài ngang ngấp vào trong cột không được nhỏ hơn 10d.



Hình 5-7 : Cấu tạo bố trí cốt thép của dầm khung thiết kế không chống động đất

e. Chiều dài của cốt thép mômen uốn âm phân trên của gối dầm kéo dài vào nhịp không nhỏ hơn  $L_0/4$  ( $L_0$  là nhịp thông thủy của dầm).

6- Nối đầu của cốt thép dọc của dầm khi chống động đất cấp I dùng nối hàn, chống động đất cấp II nên dùng nối hàn.

7- Dầm khung có thiết kế chống động đất. Trong phạm vi gia cường cốt đai ở đầu dầm. Tỷ lệ giữa diện tích cốt thép dọc chịu nén  $A'_s$  và cốt thép dọc chịu kéo  $A_s$  phải phù hợp các yêu cầu sau :

- Chống động đất cấp I :

$$A'_s / A_s \geq 0,5 \quad (5-35)$$

- Chống động đất cấp II, III :

$$A'_s / A_s \geq 0,3 \quad (5-36)$$

8- Cốt đai của dầm khung phải phù hợp yêu cầu sau :

a. Trong phạm vi hai lần chiều cao dầm ở đầu dầm với chống động đất cấp I và trong phạm vi 1,5 lần chiều cao dầm

ở đầu dầm với chống động đất cấp II, III, cốt đai phải gia tăng, chiều dài khu vực gia tăng không được nhỏ hơn 500mm.

b. Cấu tạo cốt đai ở khu vực gia tăng lấy theo yêu cầu bảng 5-11.

**Bảng 5-11 : Yêu cầu cấu tạo cốt đai khu vực gia tăng của dầm**

Cấp chống động đất	Chiều dài gia tăng (lấy giá trị lớn) (mm)	Khoảng cách lớn nhất cốt đai (lấy giá trị nhỏ) (mm)	Đường kính nhỏ nhất của cốt đai
I	$2h_b$ , 500	$h_b/4$ , $6d$ , 100	$\phi$ 10
II	$1,5h_b$ , 500	$h_b/4$ , $8d$ , 100	$\phi$ 8
III	$1,5h_b$ , 500	$h_b/4$ , $8d$ , 100	$\phi$ 8

c. Đầu cốt đai phải có móc câu  $135^\circ$ , chiều dài đoạn thẳng của móc câu không được nhỏ hơn  $6d$  :  $d$  là đường kính của cốt đai.

d. Trong phạm vi gia tăng của cốt đai, khoảng cách chân cốt đai không được lớn hơn 200mm, nếu cốt thép dọc của dầm nhiều hơn 4 thanh, cách một thanh phải dùng cốt đai hoặc thép giằng để cố định.

Trong bảng,  $d$  là đường kính cốt thép dọc,  $h_b$  là chiều cao mặt cắt dầm.

9- Tỷ lệ diện tích bố trí thép đai dọc suốt dầm  $\rho_{sv}$  phải phù hợp các quy định sau :

- Thiết kế không chống động đất :

$$\rho_{sv} \geq 0,025 \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (5-37)$$

Thiết kế chống động đất :

Chống động đất cấp I :

$$\rho_{sv} \geq 0,035 \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (5-38)$$

Chống động đất cấp II :

$$P_v \geq 0,03 \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (5-39)$$

Chống động đất cấp III :

$$P_{so} \geq 0,025 \frac{f_c}{f_{yv}} \quad (5-40)$$

Khoảng cách cốt đai trong thiết kế không chống động đất phải phù hợp với yêu cầu bảng 5-12, khi có thiết kế chống động đất, khoảng cách cốt đai trong khu vực không gia tăng phải không lớn hơn  $\frac{h_b}{2}$ ,  $b_b$  và 250mm.

**Bảng 5-12 : Khoảng cách lớn nhất của cốt đai dầm thiết kế không chống động đất.**

$h_b$ (mm)	$V_b$ (mm)	
	$> 0,07 f_{cb} b h_{b0}$	$\leq 0,07 f_{cb} b h_{b0}$
$h_b \leq 300$	150	200
$300 < h_b \leq 500$	200	300
$500 < h_b \leq 800$	250	350
$h_b > 800$	300	500

**122. Vì sao nút khung phải kiểm tra khả năng chống cắt, trong trường hợp nào có thể không kiểm tra ?**

**TRẢ LỜI :** Hiện tượng cơ lý phá hoại của nút khung dưới tác động của tải trọng lặp đi lặp lại rất phức tạp, nhưng chủ yếu là chịu tác động tổ hợp của lực cắt và lực nén. Kết quả điều tra thiệt hại của động đất thấy rằng, khu vực điểm nút dầm cột của khung vì không bố trí cốt đai hoặc lượng cốt đai không đủ, khả năng chống cắt và giằng kém, tạo nên các vết nứt cắt chéo nhau hoặc các vết nứt tách cốt thép dọc cột, lớp bê tông bảo vệ bị bong dộp, cùng với sự phá hoại nghiêm trọng của đầu cột, làm cho cốt thép dọc của cột cong ra phía ngoài đặc biệt là phía không có dầm giữ lại của các cột bên và cột góc, loại phá hoại này rất phổ biến và nghiêm trọng. Thí nghiệm chứng minh : trước lúc bê tông lõi của nút chưa bị nứt, ứng suất của cốt đai rất nhỏ, trên cơ bản, lực cắt do bê tông gánh chịu. Khi lực cắt đạt tới 60 - 70% khả năng chống cắt giới hạn của khu vực lõi, bê tông sẽ đột ngột xuất hiện các vết nứt chạy suốt góc cắt chéo nhau độ cứng của điểm nút giảm rất nhanh, ứng suất của cốt đai cũng tăng đột ngột, cá biệt đạt tới giới hạn chảy, tiếp đó các vết nứt nghiêng rộng ra, cốt đai tiếp tục đạt tới giới hạn chảy. Nếu tỷ lệ cắt-nén của khu vực lõi của nút không lớn, do có cốt thép giằng giữ, cường độ chống cắt của bê tông lõi sau khi nứt sẽ không giảm nhanh. Căn cứ vào thí nghiệm, các dầm đặt vuông góc có tác dụng giằng giữ rõ rệt đối với khu vực lõi của điểm nút. Khi bốn phía của nút có dầm, đồng thời chiều cao, chiều rộng mặt cắt dầm thỏa mãn những điều kiện nhất định, cường độ chống cắt của bê tông khu vực lõi có thể nâng cao

50 - 100%. Do vậy, khu vực lõi của điểm nút dầm cột khung có yêu cầu chống động đất phải bố trí cốt đai, đồng thời tiến hành kiểm tra khả năng chống cắt của điểm nút dựa theo yêu cầu chống động đất khác nhau.

1. Nút khung có thiết kế chống động đất thì mặt cắt phải phù hợp các yêu cầu sau :

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0,35 \psi f_c b_j h_j) \quad (5-41)$$

Trong đó :

$V_j$  - Lực cắt thiết kế của nút, tính theo công thức (5-43)- (5-48)

$f_c$  - Cường độ thiết kế chịu nén của bê tông

$\psi$  - Hệ số giằng giữ của điểm nút, đối với nút bốn phía có dầm khi độ chênh chiều cao dầm ở hai phía không lớn hơn 1/4 chiều cao dầm chính và chiều rộng dầm không nhỏ hơn 1/2 chiều rộng của cột lấy  $\psi = 1,5$  ; các trường hợp khác đều lấy  $\psi = 1$ .

$b_j, h_j$  - Chiều rộng hữu hiệu và chiều cao hữu hiệu của mặt cắt nút, có thể lấy  $b_j = b_c, h_j = h_c$  tức là lấy chiều rộng  $e_o$  chiều cao của mặt cắt cột, khi trục cột dầm có lệch tâm  $e_o$ , thì  $l_o$  không nên lớn hơn 1/4 chiều rộng cột, ngoài ra còn phải phù hợp yêu cầu sau :

$$b_j \leq 0,5b_c + 0,5b_b + 0,25h_c - e_o$$

2. Tính toán lực cắt thiết kế của nút khung theo quy định sau :

a. Chống động đất cấp I :

- Nút cột giữa :

$$V_j = 1,25 \left( f_{yk} A_s^l + f_{yk} A_s^b \right) \left( 1 - \frac{h_{bo} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (5-43)$$

- Nút cột góc, cột bên :

$$V_j = 1,25 f_{yk} A_s \left( 1 - \frac{h_{bo} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (5-44)$$

- Nút cột giữ tầng mái :

$$V_j = 1,25 (f_{yk} A_s^l + f_{yk} A_s^b) \quad (5-45)$$

Nút cột góc, cột bên tầng mái :

$$V_j = 1,25 f_{yk} A_s \quad (5-46)$$

b. Chống động đất cấp II :

- Nút cột giữa :

$$V_j = 1,25 \frac{(M_b^l + M_b^r)}{h_{bo} - a'_s} \left( 1 - \frac{h_{bo} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (5-47)$$

- Nút cột giữa tầng mái :

$$V_j = 1,25 \frac{(N_b^l + M_b^r)}{h_{bo} - a'_s} \quad (5-48)$$

Tính toán lực cắt thiết kế của nút cột bên, cột góc giống như tính toán khi chống động đất cấp I.

Trong đó :

$M_b^l, M_b^r$  - mô men uốn thiết kế của đầu dầm phía trái và phía phải nút ;

$A_s^l, A_s^b$  - diện tích mặt cắt thực tế của cốt thép dọc phía trên dầm phía này và phía dưới dầm phía kia. Nếu bố trí cốt thép của hai phía dầm không bằng nhau, lấy giá trị lớn nhất theo các tổ hợp khác nhau ;

$f_{yk}$  - cường độ tiêu chuẩn chịu kéo của cốt thép ;

$H_c$  - khoảng cách giữa hai điểm uốn trên và dưới của nút;

$h_b, g_{bo}$  - chiều cao và chiều cao hữu hiệu mặt cắt dầm, nếu chiều cao dầm của hai phía nút không bằng nhau, lấy giá trị bình quân;

$a_s$  - khoảng cách điểm hợp lực của cốt thép dọc chịu nén đến biên mặt cắt;

3. Nút của khung tính toán theo chống động đất cấp I, II phải tiến hành kiểm tra khả năng chống cắt. Nút khung tính theo chống động đất cấp III hoặc thiết kế không chống động đất có thể không kiểm tra khả năng chống cắt.

4. Năng lực chống cắt của nút khung kiểm tra theo công thức sau :

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0,1 + 0,1 \frac{N}{f_c b_c h_c} \right) \psi f_c b_j h_j + \frac{f_{yv} A_{sv}}{S} (h_{co} - a_s) \quad (5-49)$$

Trong đó :

$N$  - lực nén dọc trục thiết kế có xét tới tổ hợp tác động của động đất phần đáy của cột trên, nếu  $N > 0,5 f_c b_c h_c$  thì lấy  $N = 0,5 f_c b_c h_c$  ;

$h_{co}$  - chiều cao hữu hiệu của mặt cắt cột.

Các ký hiệu khác giống như trên.

5. Cốt đai ở khu vực nút khung có thiết kế chống động đất phải không nhỏ hơn khu vực gia tăng của đầu cột, cốt thép dọc của cột không nên cắt ở trong phạm vi nút.

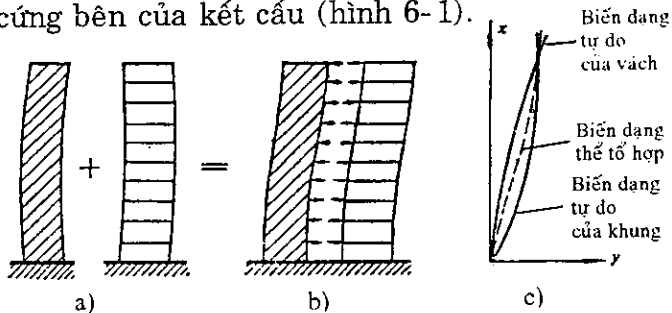


## VI. KẾT CẤU KHUNG-VÁCH CỨNG

123. Đặc điểm của kết cấu khung-vách cứng là gì ?

**TRẢ LỜI :** 1. Kết cấu khung-vách cứng còn gọi là kết cấu khung-vách, là tổ hợp của hai hệ kết cấu : kết cấu khung và kết cấu vách cứng. Tận dụng ưu việt của mỗi loại, vừa có thể cung cấp một không gian sử dụng tương đối lớn đối với bố trí mặt bằng kiến trúc lại có tính năng chống lực ngang tốt. Vách cứng trong kết cấu khung-vách có thể bố trí độc lập, cũng có thể lợi dụng vách của giếng thang máy, gian cầu thang, giếng đường ống. Vì vậy, loại kết cấu này đã được dùng rộng rãi cho các loại công trình.

2. Biến dạng của kết cấu khung vách là dạng uốn cắt. Như mọi người đều biết : biến dạng của kết cấu khung là dạng cắt, biến dạng tương đối giữa các tầng bên trên nhỏ, bên dưới lớn. Biến dạng của vách cứng là dạng uốn cong, biến dạng tương đối giữa các tầng bên trên lớn, bên dưới nhỏ. Đối với kết cấu khung-vách do điều tiết biến dạng của hai loại kết cấu cùng làm việc tạo thành biến dạng uốn cắt, từ đó giảm tỷ lệ chuyển vị tương đối giữa các tầng của kết cấu và tỷ lệ chuyển vị của đỉnh điểm, làm tăng độ cứng bên của kết cấu (hình 6-1).



Hình 6-1 : Biến dạng của kết cấu khung - vách

3. Tải trọng ngang, chủ yếu do vách cứng đảm nhiệm. Từ đặc điểm chịu lực có thể thấy : độ cứng bên của vách cứng lớn hơn rất nhiều so với độ cứng bên của khung trong kết cấu khung-vách dưới tác động của tải trọng ngang. Nói chung, vách cứng đảm nhiệm trên 80%, vì vậy lực cắt của tầng mà kết cấu khung phân phối dưới tác động của tải trọng ngang, được phân bố tương đối đều theo chiều cao, mô men uốn của cột dầm các tầng tương đối bằng nhau, có lợi cho việc giảm kích thước dầm cột, thuận lợi cho thi công.

#### 124. Tính năng chống động đất của kết cấu khung-vách như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** 1. Từ các tài liệu điều tra thiệt hại do động đất ở Trung Quốc và nước ngoài cho thấy kết cấu khung vách có tính năng chống động đất tốt. Khách sạn Hữu Nghị Thiên Tân, nhà chính dài 80,4m rộng 17,7m, cao độ tầng 3,9m, hai đơn nguyên Đông, Tây được phân cách bằng khe chống động đất. Đoạn phía Đông dài 50,4m, 8 tầng, cao 35,8m dùng kết cấu thuần khung; đoạn phía Tây dài 29,4m, 11 tầng, cao 45,9m, dùng kết cấu khung-vách, thiết kế chống động đất độ 7, dùng từ năm 1975. Trong trận động đất ở Đường Sơn (28.7.1976), cấp động đất ở khu vực này tương đương độ 8. Điều tra sau trận động đất cho thấy, kết cấu chính cơ bản tốt, mặt tường ngoài và mặt trang trí tầng 2-5 đoạn phía Đông bị bong, tường ngoài của đoạn phía Tây cơ bản tốt, tường ngăn bên trong bằng gạch thông tâm đều bị hỏng, đoạn phía Đông càng nghiêm trọng, có chỗ xuất hiện các vết nứt đan nhau. Vì đoạn phía Đông là kết cấu khung thuộc biến

dạng cắt, tường ngăn phần trên hổng nhẹ, phần dưới hổng nặng, đoạn phía Tây là kết cấu khung-vách thuộc biến dạng uốn cắt, tường ngăn phần trên hổng nặng, dưới hổng nhẹ. Từ thực tế của công trình này thấy rằng : cùng độ phòng chống như nhau, dưới tác động của động đất, vì biến dạng bên của kết cấu khung-vách nhỏ, sự phá hoại của kết cấu không chịu lực nhẹ hơn so với phần kết cấu khung. Để tăng độ cứng bên, sau trận động đất, công trình được sửa chữa, đoạn phía Đông đã bổ sung vách cứng.

Sau những trận động đất lớn ở nước ngoài, các kết quả điều tra cho thấy do độ cứng bên của kết cấu thuần khung nhỏ, kết cấu chính tuy không hư hại nặng nhưng kết cấu bao che, tường chèn và lớp trang trí đều bị hỏng. Ví dụ điển hình là động đất 6,2 độ ở thủ đô của Nicaragua (12.1977), có hai ngôi nhà cao tầng ở gần nhau trên cùng một địa điểm ở vùng động đất : một là Ngân hàng Châu Mỹ 17 tầng, cao 68m, có hai tầng ngầm, dùng kết cấu khung-vách, ống trong là vách cứng, ngoài khung có cường độ và độ cứng bên tương đối lớn, sau trận động đất, kết cấu chính và cấu kiện không chịu lực cơ bản tốt, nơi mở lỗ trên dầm có đường ống đi qua xuất hiện vết nứt rất nhẹ dễ sửa ; hai là Ngân hàng Trung ương Nicaragua 15 tầng, cao 55m có một tầng ngầm, dùng kết cấu thuần khung, sau trận động đất, đầu trên, đầu dưới cột mỗi tầng đều có vết nứt, bê tông của rất nhiều cột bị bong dộp nghiêm trọng, chúng tỏ đã hình thành góí dẻo, các cấu kiện phi kết cấu, tường chèn, gạch thông tâm và lớp trang trí bị hỏng nghiêm trọng. Sau trận động đất, kinh phí sửa chữa bằng 80% giá thành công trình.

2. Cần có biện pháp phòng chống động đất : Trong thiết kế chống động đất cho kết cấu nhà cao tầng phải có nhiều biện pháp phòng chống để khi gặp trận động đất lớn, nếu một cấu kiện chống lực ngang mất đi khả năng chịu tải thì có các cấu kiện khác có thể chịu tải, không làm cho công trình bị đổ. Kết cấu khung-vách do hai loại kết cấu khung và kết cấu vách cứng tạo thành, giữa khung và vách có giằng liên kết, bản thân vách do có giằng hình thành vách có hai chân hoặc nhiều chân, vì vậy tạo nên cơ cấu có nhiều cách phòng chống động đất. Khi gặp động đất lớn, đầu tiên giằng nối các vách cứng biến dẻo, tiêu hao năng lượng tốt khi vách cứng bị nứt làm giảm khả năng chịu tải, khung không chỉ gánh chịu được tải trọng đứng mà còn có khả năng gánh chịu tác động của động đất để toàn bộ kết cấu an toàn.

3. Có tính giãn tốt. Tính giãn của kết cấu chống động đất là một chỉ tiêu rất quan trọng và là điều kiện tất yếu để khi gặp động đất mạnh, kết cấu bị nứt nhưng không bị đổ. Khung trong kết cấu khung-vách có tính giãn tốt, vách cứng làm thành vách mang khung viền bốn xung quanh có dầm cột, tính giãn tuy kém khung một chút, song vẫn là kết cấu có tính giãn tốt.

Tóm lại, kết cấu khung-vách có khả năng chống động đất tương đối tốt. Nhà cao tầng nên tránh dùng kết cấu thuần khung, cho dù trong kết cấu khung nhà nhiều tầng nếu lợi dụng khối tường cầu thang máy hoặc tường ngăn làm vách cứng biến thành kết cấu khung-vách, điều đó rất có lợi đối với việc hạn chế chuyển vị ngang, giảm nội lực dầm cột của khung và tiết kiệm vật liệu.

**125. Độ cao lớn nhất của kết cấu khung-vách là bao nhiêu ?**

**TRẢ LỜI :** Độ cao lớn nhất cho phép của kết cấu khung-vách quyết định trên cơ sở : có phòng chống động đất hay không, độ phòng chống động đất, kết cấu đổ tại chỗ hay lắp ghép ? Có thể tham khảo bảng 6-1.

**Bảng 6-1: Chiều cao lớn nhất của kết cấu khung vách (m)**

Loại kết cấu	Thiết kế không chống động đất	Độ phòng chống động đất			
		6	7	8	9
Đổ tại chỗ	130	130	120	100	50
Liên hợp	100	100	90	70	-

Chiều cao công trình tính từ mặt đất ngoài nhà đến cao độ hiện, không bao gồm độ cao các phần nhô ra cục bộ như tháp nước, gian thang máy. Nếu có thực nghiệm khoa học tin cậy hoặc dùng các biện pháp hữu hiệu có thể tăng độ cao trong bảng một cách phù hợp. Hiện trường loại IV ở gần hoặc hiện trường loại III, IV ở xa vùng động đất độ 6, 7, 8 nên xem xét nâng cao một độ động đất. Nếu động đất độ 9 hiện trường loại VI, chiều cao trong bảng nên giảm một chút.

**126. Khoảng cách của vách cứng trong kết cấu khung-vách xác định như thế nào ?**

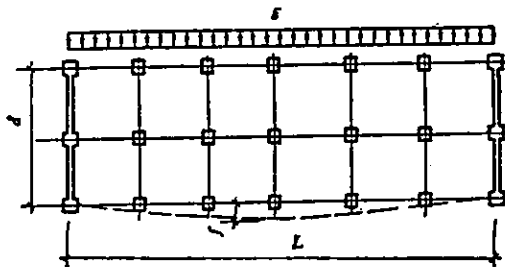
**TRẢ LỜI :** Vách cứng trong kết cấu khung-vách là cấu kiện chống lực bên chủ yếu. Để lực cắt ngang của các tầng truyền đến các vách cứng một cách tin cậy, trừ mái phải có

tính liên khối tốt và có đủ độ cứng ngang, khoảng cách lớn nhất của vách cứng phải dựa vào hình thức mái và có cần chống động đất không để quyết định, phải đáp ứng các yêu cầu của bảng 6-2 :

**Bảng 6-2 : Khoảng cách lớn nhất của vách cứng**

Dạng mái	Thiết kế không chống động đất	Độ phòng chống động đất		
		6 và 7	8	9
Đổ tại chỗ	$\leq 5d$ và $\leq 60m$	$\leq 4d$ và $\leq 50m$	$\leq 3d$ và $\leq 40m$	$\leq 2d$ và $\leq 30m$
Liên hợp	$\leq 3,5d$ và $\leq 50m$	$\leq 3d$ và $\leq 40m$	$\leq 2,5d$ và $\leq 30m$	/

Trong bảng :  $d$  là chiều rộng của mái, dạng mái liên hợp là mái trên tấm đúc sẵn lắp ghép đổ một lớp bê tông tại chỗ có chiều dày lớn hơn 40mm, cường độ bê tông không thấp hơn C20, bố trí cốt thép  $\phi 4$ - $\phi 6$  theo hai hướng, khoảng cách 200- 300mm, nếu đổ lớp bê tông tại chỗ dày trên 60mm bằng bê tông ứng suất trước hoặc sàn chống bằng tấm đúc sẵn không có ứng suất trước cũng xem như sàn đổ tại chỗ.



**Hình 6-2 : Khoảng cách vách cứng**

Khoảng cách của vách cứng có thể tính theo công thức sau (hình 6-2):

$$f = \frac{5gL^4}{32CEt^3} \left[ 1 + \frac{12d^2}{5L^2} \left( \frac{4}{5} + \frac{\nu}{2} \right) \right] \leq \frac{L}{12.000} \quad (6-1)$$

Trong đó : g - lực ngang theo chiều mái ;

L - khoảng cách vách cứng;

C - hệ số độ cứng mái : . đỡ tại chỗ C = 1,

. lắp ghép C = 1/3;

t - chiều dày quy đổi của sàn mái ;

d - chiều rộng quy đổi của mái ;

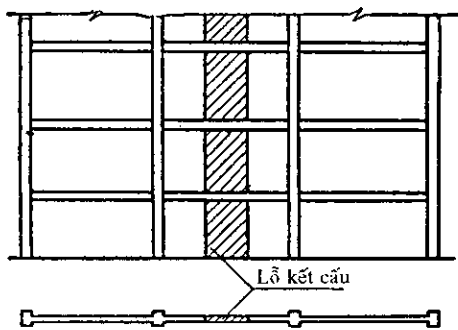
$\nu$  - hệ số Poisson lấy  $\nu = 1/6$  ;

E - mô đun đàn hồi của bê tông mái.

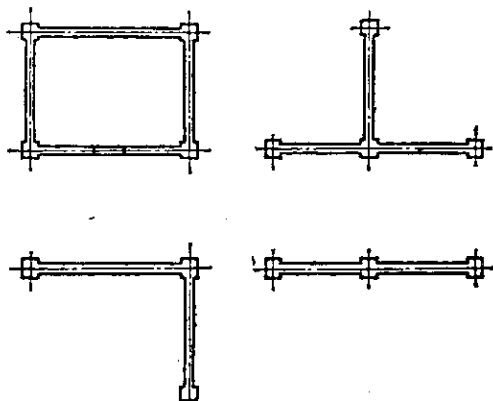
## 127. Bố trí vách cứng nên chú ý những vấn đề gì ?

**TRẢ LỜI :** 1. Trong bố trí mặt bằng, vách cứng nên phân bố đều, độ cứng của các mảng tường nên tương đương. Vách cứng có chiều dài lớn cố gắng bố trí giằng tạo thành vách hai chân để nâng cao tính giằng và khả năng chống động đất của vách. Chiều dài của vách một chân không nên lớn hơn 8m, khi cần có thể bố trí các lỗ của kết cấu biến thành vách hai chân, sau đó dùng các vật liệu khác lấp lỗ (hình 6-3). Vách cứng nên bố trí trong mặt phẳng trục dầm cột, vách cứng dọc và ngang liền nhau nên nối thành hình chữ L chữ T (hình 6-4) để tăng độ cứng và khả năng chống xoắn. Gần phần đầu của công trình, nơi mà hình dáng mặt bằng thay đổi và có tính tải tương đối lớn nên bố trí vách cứng. Để tiện cho thi công, hai phía của khe co giãn và khe chống động đất không nên cùng bố trí vách cứng. Nhà cao tầng ở vùng

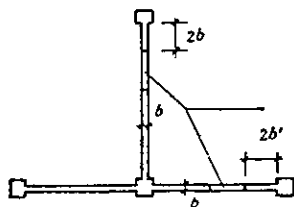
có động đất, hai phía dọc ngang đều nên bố trí vách cứng. Vách cứng dọc nên bố trí ở phần giữa của đơn nguyên kết cấu, chiều dài dọc nhà tương đối lớn không nên bố trí vách cứng dọc ở hai đầu, nếu không có thể để dải đỡ chèn sau để giảm ảnh hưởng ứng suất co ngót của bê tông.



Hình 6-3 : Lỗ kết cấu đặt trên vách



Hình 6-4 : Liên kết vách cứng dọc và ngang



Hình 6-5 : Bố trí lỗ trên vách cứng

2. Lỗ trên vách cứng nên bố trí ở phần giữa tiết diện, tránh bố trí ở phần đầu hoặc gần sát cột bên, khoảng cách mép lỗ đến cột bên không nên nhỏ hơn hai lần chiều dày vách (hình 6-5). Hệ số mở lỗ của vách liên khối phải đáp ứng yêu cầu sau :



$$\rho = \sqrt{\frac{A_{op}}{A_r}} \leq 0,40 \quad (6-2)$$

Trong đó :  $A_{op}$  - diện tích lỗ trên tường ;  
 $A_r$  - tổng diện tích mặt tường.

Vượt qua giới hạn trên thì nên xem xét theo vách hai chân hay vách nhiều chân.

3. Vách cứng nên chạy suốt toàn chiều cao công trình, chiều dày của vách giảm dần dọc theo chiều cao, tránh thay đổi chiều dày đột ngột làm độ cứng cũng thay đổi đột ngột. Nếu tầng trên và dưới đều mở lỗ, vị trí trên dưới nên chỉnh đều, tránh bị lệch.

## 128. Tiết diện dầm cột trong kết cấu khung-vách xác định thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Dầm cột khung trong kết cấu khung-vách cũng giống như trong kết cấu thuần khung, phải đạt được cột khỏe dầm yếu, không cho phép cột xuất hiện khớp dẻo và phá hoại cắt. Để đầu dầm có khớp dẻo, ở phần trên gối đỡ, cốt thép chịu kéo không được bố trí quá nhiều, hạn chế hàm lượng cốt thép để ứng suất bê tông vùng chịu nén không cao quá, cốt thép phần dưới gối đỡ cũng không được ít quá.

Vách cứng trong kết cấu khung vách là cấu kiện chống lực bên chủ yếu. Để đáp ứng yêu cầu hạn chế chuyển vị ngang, khi xác định tiết diện dầm cột khung, việc điều chỉnh số lượng vách là có hiệu quả nhất. Vì vậy, tiết diện dầm có thể xác định trên cơ sở số lượng cột và tải trọng, chiều cao tiết diện dầm khung nói chung có thể lấy khoảng 1/10 nhịp, có thiết

kế chống động đất, dầm khung dọc và ngang đều xem như dầm chính, tiết diện cột khi thiết kế không chống động đất xác định trên cơ sở khả năng chịu tải và cấu tạo, khi có thiết kế chống động đất, xem xét yêu cầu tính giãn xác định trên cơ sở tỷ lệ nén trục và cấu tạo. Tỷ lệ nén trục phải đáp ứng yêu cầu của bảng 6-3.

**Bảng 6-3 : Giá trị giới hạn tỷ lệ nén lớn nhất của cột**

Cấp chống động đất	I	II	III
Tỷ lệ nén lớn nhất	0,7	0,8	0,9

Tỷ lệ nén là :

$$\frac{\sigma_o}{f_c} = \frac{N}{f_c A_z} \quad (6-3)$$

Trong đó :

$\sigma_o$  - ứng suất nén của cột (kPa) ;

$f_c$  - cường độ thiết kế chịu nén dọc trục của bê tông cột (kPa);

$N$  - lực nén tính toán của cột (kN), là giá trị tổ hợp tác động của tải trọng đứng và động đất, giá trị của nó có thể lấy lực nén dưới tác động của tải trọng đứng nhân với hệ số gia tăng. Hệ số gia tăng của cột giữa lấy 1,0; cột góc và cột bên lấy 1,1-1,2;

$A_z$  - diện tích tiết diện cột ( $m^2$ ).

Dựa theo yêu cầu cấu tạo, tiết diện cột không nhỏ hơn  $350 \times 400mm$ .

**129. Phân tích nội lực và chuyển vị của kết cấu khung-vách dưới tác động của tải trọng ngang, có những phương pháp đơn giản hóa tính toán nào, đặc điểm của nó là gì ?**

**TRẢ LỜI :** Dưới tác động của tải trọng ngang, phương pháp tính tay để đơn giản hóa tính toán sự phối hợp cùng làm việc trong kết cấu khung-vách, thì hiện nay thường dùng phương pháp chuyển vị ngang và phương pháp góc quay. Hai phương pháp này đều tương đối thực dụng, nó là kết quả nghiên cứu vào đầu những năm 70 của Viện thiết kế xây dựng Bắc Kinh, sau đó được dùng rộng rãi trong thiết kế và giảng dạy. Giả thiết cơ bản của hai phương pháp này là :

1. Độ cứng của khung và vách cứng phân bố đều theo chiều cao, chuyển vị ngang của các cấu kiện chống lực bên của các tầng bằng nhau.

2. Tất cả các kết cấu chống lực bên (khung, vách cứng) lấy đơn vị là mảng (tấm), tính độ cứng của từng mảng, độ cứng  $C_{ki}$  của khung, độ cứng  $EJ_{qj}$  của vách cứng ; đồng thời dựa vào các quy định có liên quan xem xét ảnh hưởng của biến dạng dọc trục và biến dạng cắt.

3. Tất cả các vách cứng hợp thành một tổng vách cứng, tất cả các khung (bao gồm khung dạng tường) hợp thành tổng khung, độ cứng của nó là tổng các độ cứng từng tấm kết cấu.

4. Đầu tiên tiến hành phân phối lực ngang giữa tổng vách cứng và tổng khung, có thể gọi đây là phân phối lần thứ nhất, sau đó phân phối lại lực cắt và mô men uốn của tổng vách cứng dựa theo độ cứng tương đương của các mảng vách cứng ;

phân phối lại lực cắt của tổng khung dựa theo độ cứng của các tấm khung (hoặc giá trị D độ cứng chống đẩy của các cột), gọi là phân phối lần thứ 2, sau đó tính nội lực của các mảng kết cấu.

5. Chuyển vị của đỉnh kết cấu và chuyển vị tương đối giữa các tầng có thể trực tiếp tìm được trong quá trình tính toán sự phối hợp cùng làm việc giữa khung và vách cứng.

6. Trong phương pháp góc quay, xem xét ảnh hưởng biến dạng cắt của vách cứng.

Các giả thiết chính của hai phương pháp này như nhau chỉ khác nhau về cách tính nội lực. Phương pháp chuyển vị ngang là từ chuyển vị tìm nội lực, phương pháp góc quay là từ góc quay tìm nội lực. Điểm khác nhau giữa hai phương pháp này là khi độ cứng giữa tầng nào đó có đột biến, nếu dùng phương pháp góc quay thì đầu tiên tính theo giả thiết độ cứng phân bố đều theo chiều cao, sau đó có thể tiến hành điều chỉnh cục bộ ở các tầng có độ cứng thay đổi đột ngột để nội lực tìm được sát với tình hình thực tế.

Dùng phương pháp chuyển vị ngang phân tích nội lực và biến dạng của kết cấu khung-vách nhà cao tầng tương đối thuận lợi, trong rất nhiều tài liệu đưa ra các đường cong tính toán và biểu đồ. Trong "Sổ tay thiết kế chống động đất công trình công nghiệp và dân dụng" (Sở nghiên cứu chống động đất Viện nghiên cứu khoa học Xây dựng Trung Quốc. 12/1981) và "Sổ tay thiết kế kết cấu xây dựng" (Nhà xuất bản công nghiệp xây dựng Trung Quốc. 12/1980) còn có các bảng số tính toán thực dụng. Trong "Thiết kế kết cấu nhà cao tầng" (Nhà xuất bản khoa học. 1982) còn có các đường cong tính toán

và biểu đồ của phương pháp chuyển vị ngang và phương pháp góc quay.

Kết cấu khung-vách nhà cao tầng là hệ kết cấu không gian phức tạp. Nó gồm các kết cấu đứng là khung-vách cứng chống lực bên và mái cứng là kết cấu ngang hợp thành. Ngoài máy vi tính ; nếu phân tích nội lực và chuyển vị theo kết cấu không gian ba chiều bằng phương pháp đơn giản hóa tính tay là rất khó khăn, vì vậy phương pháp đơn giản hóa tính tay tuy có nhiều loại nhưng đều phải đưa vào một số giả thiết mà những giả thiết này gần giống nhau. Ví dụ :

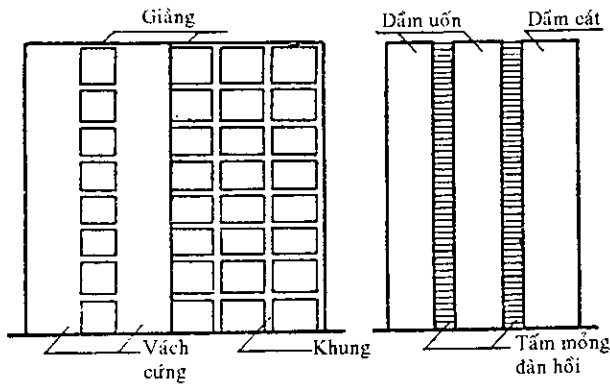
1. Tính chuyển vị và nội lực của kết cấu theo phương pháp đàn hồi, có xét tới các kết cấu chống lực bên cùng làm việc.

2. Độ cứng của sàn trong mặt bằng của sàn vô cùng lớn. Không xem xét độ cứng ngoài mặt bằng đó, chuyển vị ngang của các điểm trên mặt sàn bằng nhau.

3. Tính toán kết cấu theo giả thiết kết cấu phẳng, các mảng kết cấu chống lực bên song song với hướng tác động của tải trọng ngang cùng làm việc, mỗi mảng chỉ có tác dụng trong mặt bằng của mình.

4. Kết cấu khung vách được xem như một cấu kiện conson đứng. Vách cứng, khung, giằng của nhà khung và vách cứng và của vách hai chân được phân biệt lần lượt xem như dầm conson đứng chịu uốn, chịu cắt, và các tấm mỏng đàn hồi (hình 6-6). Dùng giả thiết liên tục lập các phương trình vi phân, tìm nội lực và chuyển vị của kết cấu.

5. Với kết cấu khung-vách có chiều cao dưới 50m và tỷ lệ cao rộng  $H/B < 4$ , trong phương pháp tính tay nói chung không xét tới ảnh hưởng biến dạng đứng. Do tiết diện dầm



Hình 6-6 : Sơ đồ tính kết cấu khung-vách

cột của khung rất nhỏ, có thể không xét tới biến dạng cắt ; trong giằng và chân vách của vách cứng, ảnh hưởng của biến dạng cắt tương đối rõ, khi chiều cao tương đối lớn, nên xem xét biến dạng cắt của vách cứng. Đối với vách đặc có một chân hoặc liền khối mở lỗ nhỏ, có thể xét ảnh hưởng của biến dạng cắt theo độ cứng tương đương.

**130. Trong kết cấu khung-vách, số lượng vách cứng có liên quan với các nhân tố chính nào ?**

**TRẢ LỜI :** Trong kết cấu khung-vách nhà cao tầng, để thỏa mãn giới hạn chuyển vị ngang dưới tác động của tải trọng ngang, hiệu quả nhất là tăng nhiều vách cứng, sẽ không kinh tế nếu tăng diện tích tiết diện dầm cột để tăng độ cứng chống lực bên. Trong kết cấu khung-vách có thiết kế chống động đất, nếu bố trí vách cứng quá nhiều, làm độ cứng của kết cấu quá lớn, từ đó làm tăng hiệu ứng động đất, tăng nội

lực của kết cấu. Số lượng vách cứng có liên quan với một số nhân tố chính sau :

1. Quan hệ giữa độ cứng của khung và vách cứng : Trong kết cấu khung-vách, tổng độ cứng chống lực bên do độ cứng của khung và vách cứng tạo nên. Số lượng vách cứng cần thiết khi có yêu cầu thiết kế chống động đất, không chỉ có liên quan tới độ động đất, loại hiện trường, trọng lượng công trình, độ cao công trình mà còn có liên quan tới độ cứng của khung. Ví dụ động đất độ 8, hiện trường loại II, với chiều cao và trọng lượng công trình tương đương, nếu hệ số độ cứng khung  $D/A = 50$ , thì độ cứng vách cứng bằng 182% so với khi  $D/A = 100$  (D- giá trị bình quân tổng độ cứng chống đẩy của cột khung, A là diện tích tầng tiêu chuẩn của đơn nguyên kết cấu). Do vậy, khi xác định số lượng vách cứng phải xem xét độ cứng của khung.

2. Quan hệ giữa độ cứng vách cứng và chu kỳ dao động riêng của kết cấu : Phản ứng của kết cấu nhà cao tầng ở khu vực có động đất dưới tác động của động đất có quan hệ mật thiết với đặc điểm động lực của kết cấu ; mà chu kỳ dao động riêng của kết cấu là đặc tính động lực chủ yếu. Trong kết cấu khung-vách, khi tăng độ cứng của vách cứng, chu kỳ riêng của kết cấu giảm xuống theo.

3. Quan hệ giữa độ cứng vách cứng và tác động ngang của động đất : Sau khi xác định độ động đất, trọng lượng công trình, chiều cao và loại hiện trường, tổng tác động ngang của động đất với kết cấu (giá trị lực cắt đáy) sẽ tăng theo độ tăng của độ cứng kết cấu. Vì vậy, khi kết cấu khung-vách

đáp ứng yêu cầu trị số giới hạn chuyển vị ngang nếu tăng thêm số lượng vách cứng sẽ làm tăng tác động của động đất.

4. Quan hệ giữa độ cứng vách cứng với chuyển vị ngang của kết cấu. Công trình dưới tác động của tải trọng ngang sẽ có chuyển vị ngang, nếu chuyển vị ngang quá lớn, sẽ có những ảnh hưởng bất lợi, vì vậy phải quy định trị số giới hạn chuyển vị ngang. Để đáp ứng trị số giới hạn của chuyển vị sau khi xác định tiết diện cột dầm của khung, điều chỉnh độ cứng của vách cứng là tương đối hợp lý. Nhưng vấn đề cần được chú ý là trong kết cấu khung-vách chống động đất, việc tăng độ cứng của vách cứng tuy nhiều song việc giảm của chuyển vị lại ít. Ví dụ, công trình 12 tầng, ba cột gian lớn, trọng lượng tiêu chuẩn tầng là  $14 \text{ kN/m}^2$ , sau khi độ cứng của vách cứng tăng 20% giá trị chuyển vị của đỉnh chỉ giảm 4,6%. Qua thống kê phân tích một số công trình thực tế thiết kế chống động đất cho thấy : khi các điều kiện khác không thay đổi, độ cứng của vách cứng tăng gấp đôi, tỷ lệ chuyển vị ở đỉnh và chuyển vị tương đối giữa các tầng chỉ giảm 13 - 19%, đó là vì tăng nhiều vách cứng làm tăng tác động của động đất, làm cho chuyển vị cũng gia tăng.

5. Quan hệ giữa độ cứng của vách cứng với đất hiện trường : với điều kiện như nhau về tổng trọng lượng công trình, chiều cao, độ thiết kế chống động đất, độ cứng khung, do đất hiện trường khác nhau, số lượng vách cứng cần có khác nhau rất nhiều. Ví dụ, thiết kế động đất độ 8, hiện trường loại III thì độ cứng của vách cứng cần 2,3 lần ở điều kiện hiện trường loại II. Đó là vì loại hiện trường thay đổi, tổng tác động của động đất ngang tăng. Để đáp ứng trị số giới hạn của chuyển vị, cần phải tăng số lượng vách cứng, từ đó làm tăng tác động



của động đất, làm cho chuyển vị cũng gia tăng vì quan hệ nhân quả và ràng buộc như vậy ; cuối cùng độ cứng cần thiết của vách ở hiện trường đất loại III, lớn hơn rất nhiều so với hiện trường đất loại II.

6. Quan hệ giữa độ cứng vách cứng với lực cắt do tác động động đất sinh ra phân phối cho khung. Các nghiên cứu phân tích cho thấy rằng : các kết cấu khung-vách có thiết kế chống động đất 9-16 tầng, cho dù ở hướng dọc hay hướng ngang, số lượng vách cứng tuy khác nhau nhiều nhưng trị số lực cắt mà khung tương ứng được phân phối đều thay đổi trong một phạm vi hẹp. Tỷ số lực cắt  $V_k$  mà khung được phân phối với tỷ số tầng khác nhau, tỷ số vách khác nhau ( $EJ_q/A$ ) thể hiện ở bảng 6-4. Trong bảng tỷ số tường  $\alpha_1 = (EJ_q)_1/A$ , lực cắt phân phối tương ứng cho khung  $V_{k1}$  ; tỷ số tường  $\alpha_2 = (EJ_q)_2/A$ , lực cắt phân phối tương ứng cho khung  $V_{k2}$ .

**Bảng 6-4 : Tỷ số lực cắt của khung với tỷ số vách khác nhau**

Tỷ số	Số tầng						
	9	10	12				16
$\alpha_1/\alpha_2$	1,53	1,59	1,59	1,95	2,52	4,78	1,48
$V_{k1}/V_{k2}$	0,92	0,88	0,92	0,91	0,90	0,75	0,96

**131. Số lượng hợp lý của vách cứng trong kết cấu khung-vách được xác định như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Kết cấu khung-vách dưới tác động của tải trọng ngang để đáp ứng yêu cầu giá trị giới hạn của chuyển vị bên, cần xác định độ cứng vách cứng một cách hợp lý, nghĩa là

xác định số lượng vách cứng hợp lý. Kết cấu khung vách có yêu cầu thiết kế chống động đất ở vùng có động đất, số lượng vách cứng cần thiết như trên đã nêu có liên quan tới rất nhiều nhân tố. Nếu thiết kế tối ưu, xác định số lượng vách cứng hợp lý tuy tương đối khoa học, song ứng dụng trong thực tiễn thiết kế công trình tương đối khó khăn. Có thể dùng các phương pháp đơn giản sau : trong giai đoạn thiết kế sơ bộ, dùng tính tay có hiệu quả và đơn giản xác định diện tích mặt cắt dầm cột, vị trí và kích thước vách cứng. Cũng có thể trước khi dùng trên máy vi tính trong giai đoạn thiết kế bản vẽ thi công để xác định tiết diện hợp lý của cấu kiện cần thiết, đồng thời cũng có thể trực tiếp tính tay phân tích nội lực và chuyển vị của kết cấu khung-vách dưới tác động ngang của động đất, khái niệm của phương pháp rõ ràng, ứng dụng đơn giản độ chính xác tương đối cao.

1. Về việc chọn tham số : Nối dầm khung và vách cứng theo khớp nối ; chu kỳ chính của kết cấu dùng hệ số giảm  $\alpha_0 = 0,75$ , xét tới ảnh hưởng của vách không chịu tải trọng. Tác động ngang của động đất chuyển thành tải trọng phân bố tam giác ngược, giá trị đầu trên dùng công thức kinh nghiệm. Nó phù hợp với kết cấu khung vách mà chiều cao không vượt quá 50m, trọng lượng và độ cứng phân bố tương đối đều dọc theo chiều cao.

2. Tìm công thức : Dùng phương pháp chuyển vị ngang tính toán sự phối hợp cùng làm việc giữa khung và vách cứng.

Dựa theo quy phạm mới về động đất, tổng tác động ngang của động đất lên kết cấu :

$$F_{EK} = \alpha_1 G_{eq} = 0,85 \left( \frac{T_g}{T_1} \right)^{0,9} \alpha_{max} G_E \quad (6-4)$$

. Chuyển vị giả thiết ở đỉnh :

$$u_T = \frac{g H_4 \varphi_\Delta}{100 E J_\omega} = \frac{G_E H^3 \varphi_\Delta}{100 E J_\omega} \quad (6-5)$$

. Chu kỳ riêng cơ bản của kết cấu :

$$\begin{aligned} T_1 &= 1,7 \alpha_0 \sqrt{u_T} = 1,7 \times 0,75 \sqrt{u_T} = \\ &= 1,275 \frac{G_E^{0,5} H^{1,5} \varphi_\Delta^{0,5}}{10 (E J_\omega)^{0,5}} \end{aligned} \quad (6-6)$$

$$T_1^{0,9} = \frac{G_E^{0,45} H^{1,35} \varphi_\Delta^{0,45}}{6,3832 (E J_\omega)^{0,45}} \quad (6-7)$$

Biểu thức quan hệ giữa độ cứng của vách cứng và độ cứng của khung :

$$E J_\omega = \frac{H^2 C_k}{\lambda^2} \quad (6-8)$$

Dựa theo yêu cầu của quy phạm mới về động đất, tác động động đất phụ thêm ở đỉnh  $\Delta F_n$  và tác động ngang của động đất ở các điểm  $F_i$  chuyển thành tác động tải trọng liên tục hình tam giác  $f_\Delta$ , tìm trị số đầu trên của tải trọng phân bố tam giác ngược của chuyển vị tương đương :

$$f_\Delta = \frac{2,08 F_{EK}}{H} \quad (6-9)$$



Dựa theo  $f'_\Delta$  tìm tỷ số giữa chuyển vị ở đỉnh và tổng độ cao, đồng thời dùng công thức (6-4) - (6-9) thay dần vào :

$$\begin{aligned} \frac{u}{H} &= \frac{f'_\Delta H^3 \varphi_\Delta}{100EJ_\omega} = \frac{F_{EK} H^2 \varphi'_\Delta}{48,077EJ_\omega} = \frac{T_g^{0,9} \alpha_{\max} G_E H^2 \varphi'_\Delta}{56,561EJ_\omega T_1^{0,9}} \\ &= \frac{T_g^{0,9} \alpha_{\max} G_E^{0,55}}{8,8609 H^{0,45} C_K^{0,55}} \cdot \frac{\varphi'_\Delta}{\varphi_\Delta^{0,45}} \lambda^{1,1} \end{aligned} \quad (6-10)$$

$$\text{đặt} \quad \beta = \frac{\varphi'_\Delta}{\varphi_\Delta^{0,45}} \lambda^{1,1} \quad (6-11)$$

$$\theta = \left[ \frac{u}{H} \right] \geq \frac{u}{H} = \frac{T_g^{0,9} \alpha_{\max} G_E^{0,55}}{8,8609 H^{0,45} C_K^{0,55}} \cdot \beta \quad (6-12)$$

$$\varphi = \frac{8,8609}{T_g^{0,9} \alpha_{\max}} Q \quad (6-13)$$

Để thỏa mãn tỷ số chuyển vị lớn nhất giữa các tầng và chiều cao tầng  $\frac{\Delta u}{h} \leq 1/650, 1/750, 1/800$  thì giá trị  $\theta$  lần lượt là 1/950, 1/1070 và 1/1130.

Trong đó :  $G_E$  - giá trị đại diện của tổng tải trọng trọng lực (kN);

$T_g$  - chu kỳ đặc trưng (s);

$\alpha_{\max}$  - trị số lớn nhất hệ số ảnh hưởng động đất ngang khi kiểm tra chống động đất của tiết diện;

$H$  - tổng chiều cao (m);

$\varphi_\Delta, \varphi'_\Delta$  - hệ số chuyển vị ở đỉnh, dưới tác động của tải trọng ngang phân bố đều và tải trọng ngang phân bố hình

tam giác, có thể tra ở phụ lục 6-5-1 và 6-5-2 của "Sổ tay thiết kế chống động đất công trình công nghiệp và dân dụng".

### 3. Ứng dụng công thức :

a. Khi đã biết chiều cao công trình  $H$ , trị số đại diện của tổng tải trọng trọng lực  $G_E$ , loại đất hiện trường, độ phòng chống động đất, khoảng cách tới nguồn động đất, và tổng độ cứng của khung  $C_k$ , tìm độ cứng của vách cứng. Từ công thức (6-12), (6-13) ta có :

$$\beta = \varphi H^{0.45} \left( \frac{C_k}{G_E} \right)^{0.55} \quad (6-14)$$

Trị số  $\varphi$  tìm từ công thức (6-13) dựa vào độ thiết kế phòng chống động đất, loại đất hiện trường, khoảng cách tới nguồn động đất và yêu cầu  $\frac{\Delta u}{h}$ , đã lập thành bảng 6-5 có thể trực tiếp tra được. Đã có  $\beta$ , tra bảng 6-6 sẽ được giá trị đặc trưng độ cứng kết cấu tương ứng  $\lambda$ , sau đó thay vào công thức (6-8) tìm được độ cứng cần thiết của vách cứng  $EJ_w$ .

b. Biết chiều cao công trình  $H$ ,  $G_E$ , loại đất hiện trường, độ thiết kế phòng chống động đất, khoảng cách tới nguồn động đất, tìm tổng độ cứng của khung  $C_k$  và độ cứng của vách cứng  $EJ_w$ , lúc này, đầu tiên chọn trị số đặc trưng độ cứng của kết cấu hợp lý  $\lambda$ , căn cứ vào trị số  $\lambda$ , tra bảng 6-6 được trị số  $\beta$ , tra bảng 6-5 được  $\varphi$ . Độ cứng của khung là :

$$C_k = \left( \frac{\beta}{\varphi H^{0.45}} \right)^{1.818} G_c \quad (6-15)$$

sau đó lấy  $C_k$ ,  $\lambda$ ,  $H$  thay vào công thức (6-8), sẽ tìm được độ cứng  $EJ_w$  của vách cứng.

**Bảng 6-5 : Trị số  $\varphi$**

Độ thiết kế động đất	$\Delta u/h$	Nguồn động đất	Loại đất hiện trường			
			I	II	III	IV
7	1/650	Gần	0,4963	0,3445	0,2660	0,1718
		Xa	0,4060	0,2660	0,1997	0,1350
	1/750	Gần	0,4406	0,3059	0,2361	0,1525
		Xa	0,3605	0,2361	0,1773	0,1198
	1/800	Gần	0,4172	0,2896	0,2235	0,1444
		Xa	0,3412	0,2235	0,1678	0,1134
8	1/650	Gần	0,2481	0,1723	0,1330	0,0859
		Xa	0,2030	0,1330	0,0998	0,0675
	1/750	Gần	0,2203	0,1529	0,1181	0,0763
		Xa	0,1802	0,1181	0,0886	0,0590
	1/800	Gần	0,2086	0,1448	0,1118	0,0722
		Xa	0,1706	0,1118	0,0839	0,0567
9	1/650	Gần	0,1241	0,0861	0,0665	-
		Xa	0,1015	0,0665	0,0499	-
	1/750	Gần	0,1102	0,0765	0,0590	-
		Xa	0,0901	0,0590	0,0443	-
	1/800	Gần	0,1043	0,0724	0,0559	-
		Xa	0,0853	0,0559	0,0420	-

**Bảng 6-6 : Giá trị  $\beta$**

$\lambda$	$\varphi'_{\Delta}$	$\varphi_{\Delta}$	$\beta$	$\lambda$	$\varphi'_{\Delta}$	$\varphi_{\Delta}$	$\beta$
1,00	6,608	9,035	2,454	1,75	4,240	5,827	3,550
1,05	6,426	8,792	2,549	1,80	4,116	5,658	3,602
1,10	6,246	8,547	2,640	1,85	3,996	5,495	3,651
1,15	6,069	8,304	2,730	1,90	3,880	5,337	3,699
1,20	5,895	8,070	2,815	1,95	3,768	5,185	3,746
1,25	5,724	7,836	2,897	2,00	3,659	5,038	3,788
1,30	5,557	7,610	2,977	2,05	3,553	4,897	3,829
1,35	5,398	7,389	3,050	2,10	3,455	4,760	3,873
1,40	5,234	7,174	3,122	2,15	3,358	4,628	3,911
1,45	5,079	6,963	3,192	2,20	3,264	4,501	3,948
1,50	4,928	6,759	3,258	2,25	3,174	4,378	3,985
1,55	4,782	6,561	3,321	2,30	3,087	4,260	4,020
1,60	4,640	6,368	3,383	2,35	3,003	4,146	4,055
1,65	4,502	6,182	3,440	2,40	2,922	4,037	4,085
1,70	4,369	6,001	3,497				

4. Chọn trị số đặc trưng độ cứng của kết cấu  $\lambda$  :

a. Dựa theo yêu cầu quy phạm chống động đất mới, nếu mô men uốn động đất ở phần dưới kết cấu mà bộ phận vách cứng gánh chịu nhỏ hơn 50% tổng mô men uốn động đất của phần dưới kết cấu thì cấp chống động đất của phần khung phải phân chia theo kết cấu thuần khung. Do vậy, số lượng vách cứng trong kết cấu khung-vách không được ít quá, vì

vậy trị số đặc trưng độ cứng của kết cấu  $\lambda$  không được lớn hơn 2,4.

b. Để cho khung phát huy hết tác dụng, đạt được lực cắt tầng lớn nhất của khung:  $V_{fmax} \geq 0,2F_{EK}$ , số lượng vách cứng không nên quá nhiều, phải làm cho trị số  $\lambda$  không nhỏ hơn 1,15.

c. Nói chung, việc chọn trị số đặc trưng độ cứng kết cấu lấy  $\lambda = 1,5-2,0$  là được.

**132. Khống chế chuyển vị ngang của kết cấu khung-vách dưới tác động của động đất, do chuyển vị của đỉnh hay do chuyển vị giữa các tầng ?**

**TRẢ LỜI :** Dựa vào "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu bê tông cốt thép nhà cao tầng", hai yêu cầu khống chế là tỷ lệ chuyển vị đỉnh với chiều cao  $u/H$  và tỷ lệ chuyển vị tương đối giữa các tầng với chiều cao tầng  $\Delta u/h$  đều cần được thỏa mãn. Kinh nghiệm cho thấy : chuyển vị ngang của kết cấu nhà cao tầng, nói chung do tỷ lệ của chuyển vị tương đối lớn nhất giữa các tầng với chiều cao tầng  $\Delta u_{max}/h$  khống chế. Chuyển vị tương đối lớn nhất giữa các tầng dưới tác động của động đất lên kết cấu khung-vách xảy ra ở tầng trong phạm vi  $0,4-0,8H$  ( $H$  là tổng chiều cao). Cụ thể ở khu vực nào ? Có thể xem "Sổ tay thiết kế chống động đất công trình công nghiệp và dân dụng" hoặc "Bảng hệ số lực cắt dưới tác động của tải trọng phân bố hình tam giác ngược liên tục của hệ khung-vách cứng cùng đồng thời làm việc" của phương pháp chuyển vị ngang trong "Sổ tay đơn giản thiết kế kết cấu xây dựng", nơi mà hệ số phân phối lực cắt lớn nhất của khung



$\psi_k$ , tức là nơi chuyển vị tương đối lớn nhất giữa các tầng. Ví dụ: trị số đặc trưng độ cứng kết cấu  $\lambda = 1,8$ , nơi mà  $\psi_k$  lớn nhất là  $x/H = 0,58 - 0,68$ , vậy chuyển vị lớn nhất giữa các tầng ở trong khoảng  $0,58-0,68H$ . Kinh nghiệm còn cho thấy : kết cấu khung-vách dưới tác động của động đất, nếu công trình có trang trí bình thường hoặc tương đối cao, chỉ cần tỷ lệ giữa chuyển vị đỉnh với tổng chiều cao thỏa mãn  $u/H \leq 1/770$  và  $1/880$  thì tỷ lệ giữa chuyển vị lớn nhất giữa các tầng và chiều cao tầng  $\Delta u_{\max}/h$  cũng đồng thời thỏa mãn. Vì tính toán trị số chuyển vị đỉnh  $u$  tương đối dễ, do vậy dùng giá trị kinh nghiệm trên để hạn chế chuyển vị, rất thuận lợi cho cán bộ làm công tác thiết kế.

**133. Vì sao sau khi phân tích sự phối hợp cùng làm việc của kết cấu khung-vách dưới tác động của động đất lại cần điều chỉnh trị số lực cắt của khung ?**

**TRẢ LỜI :** Khi phân tích kết cấu khung vách cho dù dùng máy vi tính hoặc tính tay, đều dùng giá thiết độ cứng của sàn trong mặt bằng của nó là vô cùng lớn. Nghĩa là cho rằng sàn không biến dạng trong mặt bằng của nó.

Trên thực tế, bởi vì khoảng cách giữa vách cứng tương đối lớn, sàn cũng có biến dạng. Dưới tác động của lực ngang, chuyển vị ngang ở phần vách cứng nhỏ, song ở phần khung vì độ cứng ngang của khung tương đối nhỏ, khiến cho chuyển vị ngang tương đối lớn. Do vậy, trị số lực cắt ngang của khung lớn hơn trị số tính toán được. Điểm quan trọng hơn là độ cứng của vách cứng tương đối lớn gánh chịu đại bộ phận lực ngang. Với tác động của động đất, vách cứng bị nứt đầu tiên,

độ cứng bị giảm, từ đó làm cho một phần lực cắt của động đất chuyển vào khung làm tăng lực tác động vào khung. Ngoài ra, khung là phòng tuyến chống động đất thứ hai của kết cấu khung vách mà lực cắt được phân phối theo phân tích cùng làm việc lại tương đối nhỏ, tất làm cho khung chịu một phần lực cắt, để kết cấu có độ an toàn tương đối lớn khi xảy ra động đất vượt cấp thiết kế còn có thể đảm bảo kết cấu an toàn. Do vậy, khi động đất tác động, lực cắt của khung trong kết cấu khung vách cần được điều chỉnh. Nguyên tắc điều chỉnh là :

1. Tầng mà tổng lực cắt tầng của khung  $V_f \geq 0,2 V_o$ , có thể không cần điều chỉnh, dùng trị số lực cắt của tầng có được khi phân phối.

2. Tầng mà tổng lực cắt tầng của khung  $V_f < 0,2 V_o$ , phải tăng  $V_f$  lên một chút, lấy trị số nhỏ của biểu thức dưới :

$$\left. \begin{aligned} V_f &= 0,2V_o \\ f_v &= 1,5V_{fmax} \end{aligned} \right\} \quad (6-8)$$

Trong đó :  $V_f$  - tổng lực cắt của khung tầng (kN)

$V_o$  - tổng lực cắt phần đáy kết cấu (kN)

$V_{fmax}$  - lực cắt lớn nhất của khung tầng được phân phối khi cùng làm việc.

Việc điều chỉnh lực cắt của khung không phải là kết quả tính toán cơ học, mà chỉ là để đảm bảo an toàn cho khung, có người cho đó là biện pháp tăng độ an toàn cho nên nội lực sau khi điều chỉnh không đảm bảo điều kiện cân bằng.

Với các tháp nhô trên mái, nếu dùng kết cấu khung-vách phải điều chỉnh lực cắt mà khung được phân phối, nhưng vì tháp tương đối nhỏ, không thể điều chỉnh theo  $V_0$  hoặc  $V_{fmax}$ , có thể lấy lực cắt của khung được phân phối khi phân tích cùng làm việc nhân với hệ số gia tăng 1,5 sau đó tìm nội lực cột dầm khung.

**134. Khi phân tích nội lực và chuyển vị của kết cấu khung-vách dưới tác động của động đất, có những phương pháp tính toán đơn giản nào ?**

**TRẢ LỜI :** Khi phân tích nội lực và chuyển vị của kết cấu khung-vách, dưới tác động của động đất, nếu dùng phương pháp tay đơn giản, theo các bước tính thông thường sẽ rất phiền phức. Khi thiết kế có thể đơn giản hóa như sau :

1. Kích thước tiết diện của cột khung có thể xác định bằng tỷ lệ nén dọc và cấu tạo, nên kiểm tra tỷ lệ nén dọc với các tầng có cường độ bê tông và kích thước tiết diện cột thay đổi. Khi tính tỷ lệ nén dọc của cột, lực dọc trục  $N$  là trị số tổ hợp của tải trọng đứng và hiệu ứng động đất, cột giữa tám sàn thông thường chỉ lấy lực dọc trục dưới tác động của tải trọng đứng, cột bên có thể lấy trị số lực dọc trục dưới tác động của tải trọng đứng nhân với hệ số gia tăng 1,1-1,2.

2. Tổng độ cứng bình quân tầng khung theo cách tính toán thông thường là :

$$C_k = \frac{\sum_{i=1}^n D_i h_i}{n} \quad (6-9)$$



Trong đó :  $D_i, h_i$ - độ cứng chống đẩy của cột và chiều cao tầng của tầng  $i$  ;

$n$ - số tầng.

Tính theo công thức (6-9) thường tốn thời gian, trong thiết kế thường lấy độ cứng chống đẩy của cột  $D_m$  của tầng nào đó trong phạm vi 0,5-0,6H nhân với chiều cao tầng bình quân  $\bar{h} = \frac{H}{n}$  làm tổng trị số độ cứng bình quân của tầng,  $C_k = D_m \bar{h}$  (trong đó H là tổng chiều cao của nhà)

3. Khi tìm nội lực và chuyển vị trong điều kiện cùng làm việc, cần dựa vào tổng trị số tiêu chuẩn tác động ngang của động đất  $F_{EK}$  tìm trị số tiêu chuẩn tác động ngang của động đất của tầng  $i$  ( $F_i$ ) và tác động ngang của động đất được bổ sung ở mái  $\Delta F_n$  (hình 6-7), trị số của nó là :

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{i=1} G_i H_i} F_{EK} (1 - \delta_n) \quad (6-10)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{EK} \quad (6-11)$$

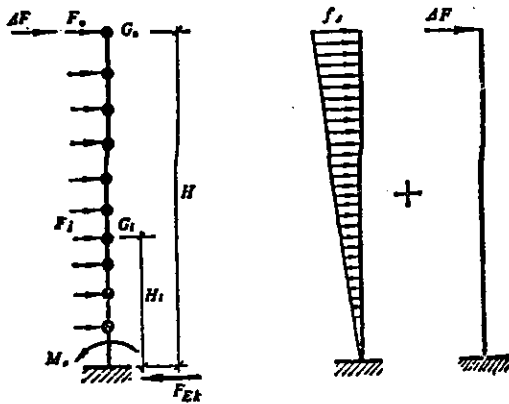
Trong đó :  $G_i$ - trị số đại diện trọng lực của tầng  $i$  ;

$H_i$ - chiều cao tầng  $i$  cách đáy móng ;

$\delta_n$ - hệ số tác động động đất bổ sung ở mái.

Sau khi có  $F_i$ , tìm mômen đối với phần đáy kết cấu :

$$M_o = \sum_{i=1}^n F_i H_i$$



Hình 6-7 : Sơ đồ tính tác động của động đất

Sau đó tìm giá trị đầu trên của tải trọng hình tam giác :

$$f_{\Delta} = \frac{3M_o}{H^2} \quad (6-12)$$

Từ công thức (6-12) và  $M_o$  tìm  $f_{\Delta}$  cũng rất tốn công, trong thực tế thiết kế có thể dùng công thức kinh nghiệm :

$$f_{\Delta} = \frac{2,08}{H} (F_{EK} - \Delta F_n) \quad (6-13)$$

4- Dựa theo yêu cầu của "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu bê tông cốt thép cao tầng", tỷ lệ chuyển vị mái  $u/H$  và tỷ lệ chuyển vị tương đối giữa các tầng  $\Delta u/h$  đều cần đáp ứng trị số giới hạn. Kinh nghiệm thiết kế cho thấy : chuyển vị ngang thường khống chế bằng giá trị giới hạn của tỷ lệ chuyển vị tương đối lớn nhất giữa các tầng mà việc tính tỷ lệ này phức tạp hơn tính tỷ lệ chuyển vị đỉnh điểm, vì vậy có thể dựa vào tiêu chuẩn hoàn thiện của công trình để xác định, khi tỷ lệ chuyển vị đỉnh điểm và tổng độ cao đáp ứng yêu cầu :

- Trang trí bình thường :  $u/H \leq 1/770$  ;
- Trang trí tương đối cao cấp :  $u/H \leq 1/880$ .

Lúc này, có thể thỏa mãn yêu cầu tỷ lệ chuyển vị lớn nhất giữa các tầng (1/650 và 1/750).

### 135. Vách cứng trong kết cấu khung vách, có yêu cầu gì về mặt thiết kế cấu tạo ?

**TRẢ LỜI :** 1. Vách cứng nên đổ tại chỗ, không được dùng kết cấu liên hợp đối với vách cứng yêu cầu chống động đất cấp I và vách cứng có yêu cầu chống động đất cấp II mà chiều cao trên 60m.

2. Dùng vách cứng có khung viền mà xung quanh là dầm (hoặc dầm ngầm) và cột. Chiều dày của vách cứng đổ tại chỗ không được nhỏ hơn 160mm và bằng 1/20 chiều cao tầng, vách liên hợp có chiều dày không nhỏ hơn 140mm và bằng 1/25 chiều cao tầng. Chiều rộng của dầm không nhỏ hơn 2b (b là chiều dày vách cứng), chiều cao dầm không nhỏ hơn 3b, chiều rộng tiết diện cột không nhỏ hơn 2,5b, chiều cao của tiết diện cột không nhỏ hơn chiều rộng mặt cắt cột.

Tiết diện vách cứng phải đáp ứng :

$$V_{\omega} \leq 0,16f_c A_{\omega} \quad (6-14)$$

Trong đó :  $V_{\omega}$ - lực cắt thiết kế của vách cứng ;

$A_{\omega}$ - diện tích tiết diện của vách cứng ;

$f_c$ - cường độ thiết kế chịu nén dọc trục của bê tông.

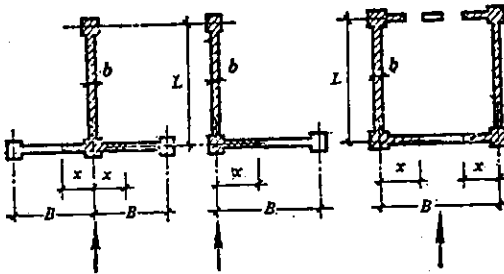
3. Vách cứng đổ tại chỗ, nếu liên kết tốt với dầm và cột thì dùng phương pháp thiết kế tiết diện của kết cấu vách

cứng. Khi tính độ cứng của vách cứng, có thể xét một phần cánh cùng làm việc, chiều rộng hữu hiệu của cánh lấy theo quy định dưới đây (hình 6-8) :

$$\left. \begin{array}{l} x \leq L/2 \\ x \leq B/3 \\ x \leq H/10 \\ x \leq 6b \end{array} \right\} \text{lấy trị số nhỏ nhất hoặc đến mép lỗ}$$

Trong đó : H là chiều cao của vách cứng.

Nếu vách cứng liên kết lắp ghép với cột, không xét tới tác dụng của cánh.



Hình 6-8 : Chiều rộng hữu hiệu của cánh vách cứng.

4. Cốt thép chịu lực dọc chủ yếu trong tính toán tiết diện ngang của vách cứng nên bố trí vào trong tiết diện cột ở viền khung. Tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất của cốt thép dọc của cột phải đáp ứng yêu cầu ở bảng 5-7. Cốt thép dọc của dầm phải thỏa mãn yêu cầu tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất ở gối theo bảng 5-10. Nếu là dầm đúc sẵn thì phải kiểm tra trong giai đoạn thi công. Cốt đai của dầm và cột đều phải theo yêu cầu khu vực gia tăng cốt đai và bố trí gia tăng theo toàn nhịp và toàn chiều cao.

Nếu vách cứng có hai chân, phải xét đến phân bố lại nội lực dẻo. Vách yêu cầu chống động đất cấp I, II, mô men uốn và lực cắt thiết kế của chân vách chịu nén đều phải nhân với hệ số gia tăng 1,25. Mô men uốn và lực cắt thiết kế của chân vách chịu kéo tương ứng có thể giảm 10-20%.

5. Bố trí cốt thép ở tấm tường vách cứng : khi không có yêu cầu chống động đất, tỷ lệ bố trí cốt thép của cốt thép ngang và dọc đều không nhỏ hơn 0,2%, đường kính không nhỏ hơn 8mm, khoảng cách không lớn hơn 300mm. Khi có yêu cầu thiết kế chống động đất : tỷ lệ bố trí cốt thép của thép ngang và thép dọc đều không được nhỏ hơn 0,25%, đường kính không nhỏ hơn 8mm, khoảng cách không lớn hơn 200mm, tấm tường phải bố trí hai lớp cốt thép. Giữa hai lớp thép phải có thép chống đường kính không nhỏ hơn 6mm, khoảng cách không lớn hơn 600mm.

6. Cốt thép của cột khung đúc sẵn và vách cứng đổ tại chỗ phải nối tiếp với nhau, nếu đường kính thép ngang của vách bằng hoặc lớn hơn 16mm phải nối hàn, chiều dài mối hàn đơn là 10d, đường kính nhỏ hơn 16mm có thể dùng nối buộc, chiều dài nối là 45d.

Đầu neo của cốt thép dọc và ngang của tấm tường vách cứng phải có đoạn móc thẳng, chiều dài đoạn móc là 6d, hướng của móc thẳng góc với mặt vách.

### **136. Thiết kế và cấu tạo khung trong kết cấu khung-vách và trong kết cấu thuần khung có gì khác nhau ?**

**TRẢ LỜI :** Bộ phận chống lực bên trong kết cấu khung-vách chủ yếu là vách cứng, do đó đối với yêu cầu thiết



kế chống động đất, bộ phận khung yêu cầu nhẹ hơn trong kết cấu thuần khung, chủ yếu gồm một số mặt sau :

1. Từ bảng 1-4 có thể thấy, khi có độ phòng chống động đất và chiều cao bằng nhau, cấp chống động đất của khung trong kết cấu thuần khung và kết cấu khung-vách không giống nhau. Ví dụ, phòng chống động đất độ 8, đối với kết cấu khung-vách, nếu chiều cao thấp hơn 50m, cấp chống động đất của khung là cấp III. Đối với kết cấu thuần khung, nếu chiều cao thấp hơn 35m thì cấp chống động đất của khung là cấp II ; chiều cao lớn hơn 35m là cấp I.

2. Khung do dầm, cột của kết cấu thuần khung tạo nên là kết cấu chống lực bên, nó không những chịu tải trọng đứng mà còn chịu tải trọng ngang. Do vậy, kích thước tiết diện cột không chỉ đáp ứng yêu cầu về cường độ, mà càng quan trọng hơn đáp ứng yêu cầu khống chế chuyển vị ngang và độ cứng.

3. Kích thước tiết diện cột của khung trong kết cấu khung-vách do tỷ lệ nén trục và cấu tạo quyết định, để đáp ứng trị số giới hạn chuyển vị ngang, có thể được đảm bảo bằng độ cứng của vách cứng.

4. Theo quy định của "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép" đối với khung chống động đất cấp I, II, nên kiểm tra khả năng chống cắt của nút dầm cột. Nút khung trong thiết kế chống động đất cấp III và không chống động đất có thể không tiến hành kiểm tra khả năng chống cắt. Từ bảng 1-4 cho thấy : khung trong kết cấu khung-vách, nếu chống động đất độ 7 với độ cao lớn hơn 60m và chống động đất độ 8 với độ cao lớn hơn 50m mới cần tiến hành kiểm tra khả năng chống cắt của điểm nút.

5. Các yêu cầu cấu tạo khác của dầm.cột khung cũng giống như kết cấu thuần khung.

### 137. Tính toán gần đúng ảnh hưởng xoắn của kết cấu khung-vách như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** 1. Nhà cao tầng dưới tác động của tải trọng gió và động đất, nếu tâm của độ cứng kết cấu không trùng hợp với tâm tác động của tải trọng ngang sẽ sinh ra xoắn ngang. Ảnh hưởng xoắn của tầng nào đó, không chỉ có liên quan với tâm độ cứng và tâm khối lượng của tầng đó, mà còn có liên quan với tâm độ cứng và tâm khối lượng của các tầng bên trên tầng đó.

2. Các giả thiết cơ bản trong tính toán gần đúng ảnh hưởng của xoắn :

a. Độ cứng của mái trong mặt phẳng của nó là vô cùng lớn, coi như một tấm cứng, giữa các điểm không có biến dạng với nhau chỉ có chuyển dịch ngang và quay như nhau.

b. Độ cứng  $D$  của kết cấu chống lực bên là một diện tích giả thiết, tâm của diện tích này là tâm của độ cứng.

c. Dựa vào giả thiết a, dưới tác động của tải trọng ngang nếu không có hiện tượng xoắn, trị số chuyển vị ngang của trung tâm độ cứng một tầng nào đó là trị số chuyển vị của các kết cấu chống lực bên của tầng đó mà độ lớn bằng nhau.

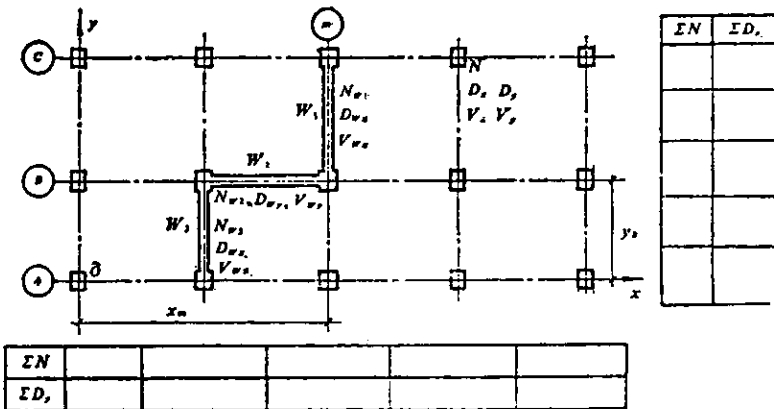
d. Đầu tiên tính toán nội lực của kết cấu chống lực ngang của các tầng không có ảnh hưởng của xoắn sau đó xem xét ảnh hưởng xoắn, dùng hệ số điều chỉnh  $\alpha$  để điều chỉnh nội lực khi không có ảnh hưởng xoắn.

3. Các bước tính toán gần đúng như sau :

a. Trên sơ đồ mặt bằng đánh dấu các hướng dọc, ngang :

- Độ cứng chống đẩy  $D$  của vách cứng, cột các tầng ;
- Lực cắt  $V$  của cột và vách cứng được phân phối trong điều kiện cùng làm việc ;
- Lực dọc trục  $N$  của cột và vách cứng do tải trọng của tầng đó sinh ra (không tính trọng lượng của tầng trên).

Sau đó lấy  $D$  và  $N$  của các cấu kiện trên cùng một trục cộng lại ghi vào bảng như ở hình 6-9.



Hình 6-9 : Sơ đồ bố trí mặt bằng

b. Độ cứng chống đẩy  $D$  của mỗi một cột và mỗi một tấm vách cứng của các tầng được tính theo công thức sau :

- Độ cứng chống đẩy của cột :

$$D_{cij} = \frac{V_{cij}}{\delta_i} \quad (6-15)$$

- Độ cứng chống đẩy của vách cứng :

$$D_{\omega ij} = \frac{V_{\omega ij}}{\delta_i} \quad (6-16)$$

Trong đó :  $V_{\omega ij}$  và  $V_{\omega ij}$ - lực cắt của cột j, vách cứng j, tầng i (kN);

$\delta_i$ - Chuyển vị tương đối giữa các tầng của tầng i (m).  
Chuyển vị tương đối giữa các tầng của cột và vách trong cùng một tầng bằng nhau.

c. Chọn trục tọa độ : Nói chung điểm gốc của trục tọa độ đặt ở góc trái phía dưới của đơn nguyên kết cấu (hình 6-9).

d. Tính vị trí điểm tác động của tải trọng ngang của các tầng. Điểm tác động của hiệu ứng động đất  $F_i$  của tầng i là tâm trọng lượng của tầng i, vị trí của nó có thể tính theo công thức sau, dựa vào N của cột và tường tầng đó :

$$\left. \begin{aligned} x_{mi} &= \frac{\sum N_{ij} x_j}{\sum N_{ij}} \\ y_{mi} &= \frac{\sum N_{ij} y_j}{\sum N_{ij}} \end{aligned} \right\} \quad (6-17).$$

Trong đó :  $\bar{x}_{mi}$ ,  $y_{mi}$ - Khoảng cách của trọng tâm tầng i đến trục tọa độ X và Y (m);

$N_{ij}$ - Lực dọc trục của cột j và vách j của tầng i (kN);

$x_j$ ,  $y_j$ - Khoảng cách tim hình học của cột j và vách j của tầng i đến trục tọa độ (m).

e. Tìm các trị số có liên quan của ảnh hưởng xoắn :

$$\left. \begin{aligned} J_x &= \sum (D_x y_j^2) - \sum D_x \bar{y}^2 \\ J_y &= \sum (D_y x_j^2) - \sum D_y \bar{x}^2 \end{aligned} \right\} \quad (6-18)$$

Khoảng cách từ vị trí trung tâm độ cứng đến trục X và trục Y :

$$\left. \begin{aligned} \bar{x} &= \frac{\Sigma (D_y x_j)}{\Sigma D_y} \\ \bar{y} &= \frac{\Sigma (D_x y_j)}{\Sigma D_x} \end{aligned} \right\} \quad (6-19)$$

Trong đó :  $D_x, D_y$ - Độ cứng chống đẩy của cột và vách đối với tải trọng ngang theo hướng Y và hướng X (kN/m) ;

$x_j, y_j$ - Khoảng cách từ tim cột j và vách j đến trục Y và trục X (m).

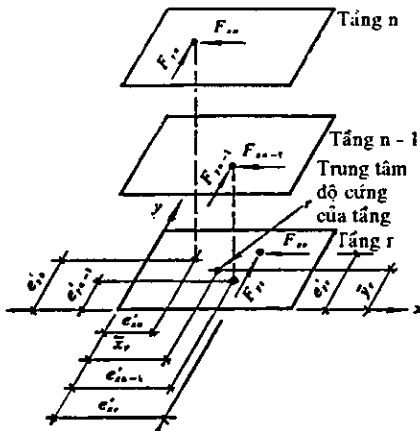
Các trị số  $\Sigma D_x, \Sigma D_y, \Sigma (D_x y_j), \Sigma (D_y x_j), \Sigma (D_x y_j^2), \Sigma (D_y x_j^2)$  có thể tính toán theo bảng dưới đây :

$D_x$	$y_j$	$D_x y_j$	$D_x y_j^2$
$\Sigma D_x$		$\Sigma (D_x y_j)$	$\Sigma (D_x y_j^2)$
$D_y$	$x_j$	$D_y x_j$	$D_y x_j^2$
$\Sigma D_y$		$\Sigma (D_y x_j)$	$\Sigma (D_y x_j^2)$

f. Tính toán độ lệch tâm tìm tác động của tải trọng ngang với tìm độ cứng. Độ lệch tâm của tầng r do  $F_i$  của bản thân tầng đó và các tầng bên trên tạo nên, có thể tìm được bằng phương pháp tìm mô men của  $F_i$  đối với trục tọa độ mà ta dùng cho tầng r (hình 6-10). Khoảng cách từ hình chiếu của điểm tác động của  $F_i$  của tầng r và các tầng bên trên đó đến trục tọa độ là  $e'_{xn}$ ,  $e'_{xn-1}$ ,  $e'_{xr}$ ,  $e'_{yn}$ ,  $e'_{yn-1}$ ,  $e'_{yr}$ .

do vậy mô men của  $F_i$  đối với trục tọa độ của tầng r là :

$$\left. \begin{aligned} M_{xr} &= \sum_{i=r}^n F_{yi} \cdot e'_{xi} \\ M_{yr} &= \sum_{i=r}^n F_{xi} \cdot e'_{yi} \end{aligned} \right\} \quad (6-20)$$



Hình 6-10 : Vị trí hình chiếu của  $F_i$  trên r

Khoảng cách điểm tác động hợp lực hình chiếu  $F_i$  của tầng r và các tầng bên trên r, tại tầng r cách trục tọa độ là :

$$\left. \begin{aligned} e''_{xr} &= \frac{M_{xr}}{n \sum_{i=r} F_{yi}} = \frac{M_{xr}}{V_{yr}} \\ e''_{yr} &= \frac{M_{yr}}{n \sum_{i=r} F_{xi}} = \frac{M_{yr}}{V_{xr}} \end{aligned} \right\} \quad (6-21)$$

Độ lệch tâm giữa tim tác động của lực ngang với tim độ cứng là :

$$\left. \begin{aligned} e_{xor} &= | \bar{x}_r - e''_{xr} | \\ e_{yor} &= | \bar{y}_r - e''_{yr} | \end{aligned} \right\} \quad (6-22)$$

Trong đó :  $V_{yr}, V_{xr}$ - lực cắt tầng của tầng r theo hướng Y và hướng X (kN);

$\bar{x}_r, \bar{y}_r$  - khoảng cách từ tim độ cứng tầng r đến trục tọa độ;

g. Hệ số điều chỉnh  $\alpha_x, \alpha_y$  của lực cắt có xét đến xoắn của cột và tường.

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{xj} &= 1 + \frac{\sum D_x \cdot e_y}{J_x + J_y} \cdot y'_j \\ \alpha_{yj} &= 1 + \frac{\sum D_y \cdot e_x}{J_x + J_y} \cdot x'_j \end{aligned} \right\} \quad (6-23)$$

Trong đó :  $e_x, e_y$ - độ lệch tâm của tầng nào đó theo hướng X và hướng Y tính được theo công thức (6-22);

$J_x, J_y$ - tính theo công thức (6-18);

$x'_j, y'_j$  - khoảng cách của cột  $j$  vách  $j$  theo hướng X và hướng Y đến tim độ cứng ;

$\sum D_x, \sum D_y$  - tổng độ cứng chống đẩy đối với tải trọng ngang theo hướng Y và hướng X của cột và vách.

Khi tính ảnh hưởng của xoắn chỉ xét đến bộ phận cấu kiện làm tăng lực cắt. Do vậy, sau khi đã xác định được vị trí tim của độ cứng, có thể phán đoán cách phía trung tâm độ cứng tương đối xa, cột và vách cứng nào cần xem xét ảnh hưởng của xoắn mà làm tăng lực cắt.

h. Lực cắt của cấu kiện sau khi xét tới ảnh hưởng của xoắn :

$$V'_j = V_j \cdot \alpha \quad (6-24)$$

Trong đó :

$V_j$  - lực cắt của cấu kiện  $j$  khi chưa xét tới xoắn  
 $\alpha$  - hệ số điều chỉnh, tính theo công thức (6-23)

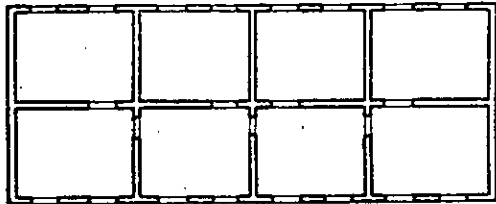


## VII. KẾT CẤU VÁCH CỨNG

138. Thế nào là hệ kết cấu vách cứng ?

**TRẢ LỜI :** Tường trong và tường ngoài là cấu kiện chịu tải trọng đứng của công trình. Nó vừa chịu được tải trọng đứng, lại có thể chịu được tải trọng ngang, đồng thời là tường bao và tường ngăn của các phòng, loại kết cấu xây dựng như vậy gọi là hệ kết cấu vách cứng (hình 7-1).

Đối với hệ kết cấu vách cứng, trước kia cho rằng tính giãn kém, thuộc kết cấu dòn, do vậy đối với kết cấu vách cứng ở khu vực có động đất, trong quy phạm của một số nước thường quy định chặt chẽ độ cao cho phép của công trình. Ví dụ : trong quy phạm thiết kế xây dựng 1970 của Canada quy định chiều cao công trình của kết cấu vách cứng xây dựng ở vùng loại II, III không được vượt quá 200 in ; Quy phạm xây dựng thống nhất của Mỹ UBC 1979 quy định : chiều cao nhà kết cấu vách cứng ở vùng loại III không được vượt quá 160 in ; ở Nhật, trước kia kết cấu vách cứng không dùng trong xây dựng nhà cao tầng. Mười năm gần đây, rất nhiều nước đã tiến hành nghiên cứu thí nghiệm đối với kết cấu vách cứng và đã đạt được những kết quả hữu ích, đề ra hàng loạt biện pháp cải tiến tính năng chịu lực của kết cấu vách cứng, dù đó có thể làm cho loại kết cấu này có tính giãn tương



Hình 7-1 : Mặt bằng kết cấu vách cứng

đốt tốt. Do vậy, có tài liệu nước ngoài đã gọi vách cứng (shear wall) là vách kết cấu (structural wall).

Các đơn vị nghiên cứu khoa học xây dựng Trung Quốc : Đại học Thanh Hoa, Viện thiết kế xây dựng Bắc Kinh ... đã tiến hành hàng loạt nghiên cứu, thí nghiệm, về kết cấu vách cứng, chứng minh rằng : nếu thiết kế hợp lý, dùng các biện pháp cấu tạo cần thiết, kết cấu vách cứng có thể đáp ứng yêu cầu hệ số giãn  $\mu = 3-5$ .

### 139. Đặc điểm của kết cấu vách cứng là gì ?

**TRẢ LỜI :** Kết cấu vách cứng có những đặc điểm chủ yếu sau :

1. Tính liên khối tốt, độ cứng lớn, biến dạng ngang nhỏ: Kết cấu vách cứng của nhà cao tầng phần lớn là bê tông cốt thép đổ tại chỗ. Nếu đổ liền với mái, tạo thành kết cấu hộp nhiều vách ngăn, tính liên khối càng tốt. Độ cứng hướng ngang lớn, dưới tác động của tải trọng gió và động đất, biến dạng hướng ngang nhỏ, vì vậy tính năng chống lực bên rất tốt.

2. Tính năng chống động đất tốt : Từ thiệt hại của các trận động đất ở nước ngoài thấy rằng nói chung, các ngôi nhà của kết cấu vách cứng bị hỏng tương đối nhẹ, chỉ cá biệt bị đổ. Trong trận động đất 2.1971 ở Caliphocnia Mỹ, vì chuyển vị ngang nhỏ, các ngôi nhà kết cấu vách cứng không bị hư hại, còn các ngôi nhà kết cấu khung tuy công trình chính không bị hỏng lớn nhưng do độ cứng ngang của kết cấu khung nhỏ, các vách ngăn và trang trí kiến trúc bị hỏng tương đối nặng ; tháng 12.1972, thủ đô của Nicaragua có trận động đất 6,2 độ, qua điều tra thấy rằng, bất luận là kết cấu chịu lực hay không chịu lực, kết cấu vách cứng hư hỏng nhẹ hơn kết

cấu khung ; trận động đất vào năm 1977 ở Rumani, trong mấy trăm ngôi nhà cao tầng kết cấu vách cứng ở thủ đô Bucarét chỉ bị đổ một đơn nguyên của một ngôi nhà trong khi 32 ngôi nhà cao tầng kết cấu khung bị đổ, điều đó chứng minh rằng tính năng chống động đất tốt.

3. Phù hợp với công trình chia gian nhỏ: Khoảng cách giữa các tường của nhà kết cấu vách cứng không được quá lớn, khiến cho bố trí và sử dụng không gian kiến trúc bị hạn chế nhất định, khó đáp ứng được yêu cầu sử dụng các công trình công cộng có không gian lớn. Vì vậy, kết cấu vách cứng tương đối phù hợp với công trình nhà ở, phòng làm việc, khách sạn có các gian vừa và nhỏ. Để đáp ứng yêu cầu ở vùng có động đất, tầng dưới của nhà ở cao tầng có thể mở cửa hàng, một số tầng dưới của khách sạn có thể làm phòng công cộng có không gian lớn, có thể để một phần vách cứng cắm xuống đất, một phần dùng khung đỡ vách cứng phía trên tạo thành kết cấu khung đỡ vách cứng có không gian lớn.

4. Trọng lượng bản thân của công trình lớn, do vậy phản ứng đối với động đất lớn : Bởi vì tường các phòng của kết cấu vách cứng nhiều nên trọng lượng bản thân tương đối lớn, do độ cứng hướng ngang lớn, chu kỳ riêng của kết cấu ngắn, làm cho phản ứng của động đất mạnh.

**140. Trong kết cấu vách cứng, bố trí kết cấu phương ngang và phương đứng có những yêu cầu cơ bản nào ?**

**TRẢ LỜI :** Với điều kiện kết cấu vách cứng đáp ứng các công năng sử dụng của công trình, cố gắng làm cho kết cấu chịu lực hợp lý, truyền lực đơn giản rõ ràng, tránh hoặc giảm ứng suất tập trung.

Xét tới ổn định ngang của vách cứng, yêu cầu về chiều dày vách như sau : với yêu cầu chống động đất cấp I, II không được nhỏ hơn  $1/20$  chiều cao tầng, và không nhỏ hơn 160mm ; với cấp III và thiết kế không chống động đất không được nhỏ hơn  $1/25$  chiều cao tầng và không nhỏ hơn 140mm.

Vách cứng có yêu cầu phòng chống động đất, nếu đầu vách không có vách cắt thẳng góc với nó, hoặc không có cánh mà chiều rộng không lớn hơn  $1/5$  chiều cao tường thông thủy thì trong phạm vi hai lần chiều dày vách ở đầu vách phải tăng chiều dày, chiều dày không nhỏ hơn  $1/10$  chiều cao tầng.

Tỷ lệ dài rộng của mặt bằng nhà kiểu tám, nói chung vách ngang tương đối nhiều , mà chiều dọc chỉ có hai dầm vách ngoài và một hoặc hai dầm vách trong. Chiều dài và chiều rộng nhà dạng tháp gần bằng nhau. Bất luận nhà dạng nào đều yêu cầu mặt bằng đơn giản, quy cách, đối xứng, bố trí đều các vách để trọng tâm trùng hoặc gần tim độ cứng khối vách.

Độ cứng hướng đứng của kết cấu vách cứng phải phân bố đều, không đột biến dọc theo chiều cao. Trong cùng một đơn nguyên kết cấu nên tránh lệch tầng hoặc có tầng kẹp cục bộ. Đối với công trình dạng bậc thang và trên mái có tháp nhỏ (ví dụ tum, gian cầu thang, thang máy, bể nước, ...) do khi động đất, có ảnh hưởng lớn, ngoài việc xác định nội lực bằng tính toán còn nên chú ý gia cường cấu tạo liên kết ở phần nối tiếp với tầng dưới.

Trong bố trí mặt bằng, để tránh kết cấu phân trên bị nứt hoặc hư hỏng do nền lún không đều, phải bố trí khe lún trong các trường hợp sau :

1. Ở nơi mà chiều cao hoặc tải trọng chênh lệch lớn ;
2. Ở nơi mà tính nén lún của nền chênh lệch nhiều ;
3. Dạng móng khác nhau, phân cao độ đáy móng chênh lệch lớn khe lún phải chạy suốt từ móng đến mái.

Trong các trường hợp sau nên bố trí khe chống động đất :

1. Trong cùng một ngôi nhà, mặt bằng phức tạp, phần nhô ra quá lớn ;
2. Có tầng lệch mà cao độ mặt sàn chênh lệch lớn ;
3. Độ cứng kết cấu chênh lệch nhau nhiều, hoặc tải trọng chênh lệch nhau lớn ;
4. Mặt bằng hoặc khối đứng của công trình phức tạp khi động đất có thể sản sinh các hiệu ứng động lực phức tạp, bố trí khe chống động đất chia công trình thành một số đơn nguyên kết cấu mà có hình dáng đơn giản, độ cứng hướng đứng và chất lượng phân bố tương đối đều.

Khe chống động đất bố trí suốt chiều cao công trình từ mặt đất, tầng ngầm và móng có thể không bố trí khe chống động đất.

**141. Có mấy loại vách cứng , dựa vào điều kiện gì để phân loại ?**

**TRẢ LỜI :** Dựa theo phương pháp thi công có thể chia vách cứng làm 3 loại :

1. Toàn bộ kết cấu vách cứng đổ tại chỗ : Khối vách trong và ngoài của kết cấu vách cứng này đều đổ tại chỗ, tính liên khối tốt, khả năng chống động đất lớn. Dựa vào công nghệ thi công lại chia ra ván khuôn trượt, ván khuôn bản lớn, ván khuôn ghép tấm nhỏ.

2. Kết cấu vách cứng một phần đúc sẵn, một phần đổ tại chỗ: Đặc điểm chính của loại vách cứng này là vách trong đổ tại chỗ, vách ngoài đúc sẵn. Dựa vào công nghệ thi công lại chia ra làm hai loại : một loại là vách trong dùng ván khuôn bản lớn, vách ngoài dùng tấm treo đúc sẵn chỉ làm kết cấu bao che, không chịu tác động của tải trọng ngang, loại kết cấu này có thể bố trí hai dầm hoặc hai dầm trở lên vách dọc trong, nếu chỉ có một dầm vách dọc trong sẽ hình thành "dạng xương cá" không lợi đối với chống động đất ; một loại là vách trong dùng ván khuôn bản lớn đổ tại chỗ, vách ngoài đúc sẵn vừa là kết cấu bao che vừa là kết cấu chịu lực, chịu tải trọng đứng và tải trọng ngang. Trước khi đổ bê tông vách trong phải lắp đặt xong tấm đúc sẵn vách ngoài và nối đầu chờ của cốt thép tấm đúc sẵn với cốt thép vách trong, sau đó đổ bê tông vách trong tạo thành một khối, loại kết cấu vách cứng này, chịu lực hợp lý, tốc độ thi công nhanh, được dùng rộng rãi trong xây dựng nhà ở và khách sạn cao tầng ở khu vực Bắc Kinh.

3. Kết cấu vách cứng lắp ghép : Loại kết cấu vách cứng này cũng gọi là kết cấu tấm lớn lắp ghép, chủ yếu dùng cho công trình nhà ở, vách trong vách ngoài đều đúc sẵn ở nhà máy, ở hiện trường liên kết thành một khối bằng việc hàn các cấu kiện hoặc đổ tại chỗ cục bộ ở phần chờ cốt thép. Kết cấu loại này ở khu vực Bắc Kinh đã xây dựng nhà ở 10 - 12 tầng và thí nghiệm nhà 16 - 18 tầng. Do loại kết cấu này chịu ảnh hưởng của chất lượng thi công tương đối lớn, khả năng chống động đất thế nào là một vấn đề nhiều người quan tâm, vì vậy, Trường đại học Thanh Hoa, Viện Thiết kế xây dựng Bắc Kinh đã từng tiến hành thí nghiệm mô hình. Hiện nay, với loại kết cấu này vẫn đang tiến hành thí nghiệm nghiên cứu và không ngừng cải tiến các biện pháp kết cấu để nâng cao

tính liên khối và khả năng chống động đất của nó. Thiết kế và thi công loại kết cấu này có quy trình riêng.

Tính toán kết cấu vách cứng, dựa theo độ lớn của lỗ mở chia làm 3 loại : vách liên khối mở lỗ nhỏ, vách liên chân, và khung dạng tường. Dựa vào điều kiện dưới đây để phân loại :

a. Vách liên khối mở lỗ nhỏ phù hợp biểu thức sau :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha \geq 10 \\ I_A / I \leq Z \end{array} \right\} \quad (7-1)$$

b. Vách liên chân phù hợp biểu thức sau :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha < 10 \\ I_A / I \leq Z \end{array} \right\} \quad (7-2)$$

c. Khung dạng tường phù hợp biểu thức sau :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha \geq 10 \\ I_A / I > Z \end{array} \right\} \quad (7-3)$$

Trong đó :

$$\alpha = \begin{cases} H \sqrt{\frac{12I_b a^2}{h(I_1 + I_2)L^3} \cdot \frac{I}{I_A}} & \text{(vách hai chân)} \\ H \sqrt{\frac{12}{zh \sum_{j=1}^{m+1} I_j} \sum_{j=1}^m \frac{I_{bj} a_j^2}{L_j^3}} & \text{(vách nhiều chân)} \end{cases} \quad (7-4)$$

$$I_A = I - \sum_{j=1}^{m+1} I_j \quad (7-5)$$

I- mô men quán tính của vách cứng đối với tâm của tiết diện tổ hợp ;

$I_1, I_2$ - mômen quán tính tiết diện của chân vách 1,2 ;

h- chiều cao tầng ;

L- nhịp tính toán của giằng lấy chiều rộng của lỗ cộng với 1/2 chiều cao giằng ;

$\tau$ - hệ số : 3-4 chân lầy 0,8 ; 5-7 chân lầy 0,85 ; từ 8 trở lên lầy 0,9 ;

$I_{bj}$ - mômen quán tính chuyển đổi của giằng hàng thứ j

$$I_{bj} = \frac{I_{bjo}}{1 + \frac{28\mu I_{bjo}}{A_{bj}L_j^2}} \quad (7-6)$$

H- tổng chiều cao vách cứng ;

$I_{bjo}$ - mô men quán tính tiết diện của giằng hàng thứ j ;

$A_{bj}$ - diện tích mặt cắt giằng hàng thứ j ;

$a_j$ - khoảng cách trục chân tường hai phía lỗ hàng thứ j ;

m- số hàng lỗ ;

$L_j$ - nhịp tính toán của giằng hàng thứ j, lấy chiều rộng của lỗ cộng thêm 1/2 chiều cao giằng ;

$I_j$ - mô men quán tính chân vách thứ j ;

Z- hệ số, tra theo bảng 7-1 khi biết  $\alpha$  và số tầng ;

$\mu$ - tỷ số Poisson của bê tông giằng.

**142. Khi mở lỗ trên khối vách cứng, có những yêu cầu chính nào ?**

**TRẢ LỜI :** Vị trí mở lỗ trên vách cứng, có ảnh hưởng rất lớn đối với việc chịu lực của vách. Trong giai đoạn thiết kế sơ bộ phải xét trên nhiều phương diện, để bố trí hợp lý. Lỗ tương đối lớn nên bố trí trên dưới thành hàng đều, tạo nên chân tường và giằng rõ ràng, tránh bố trí trên dưới lệch nhau



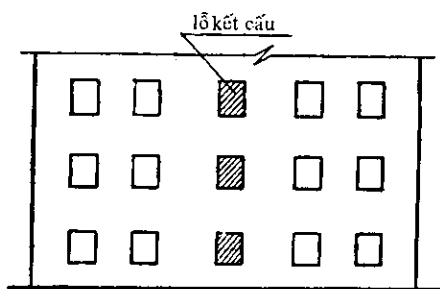
Vách cứng dựa theo thiết kế chống động đất cấp I phải dùng vách liền chân có giằng, không nên dùng vách cứng có lỗ lệch nhau, khi cần phải dùng độ lệch của lỗ không nhỏ hơn 3 lần chiều dày tường.

**Bảng 7-1 Giá trị hệ số Z**

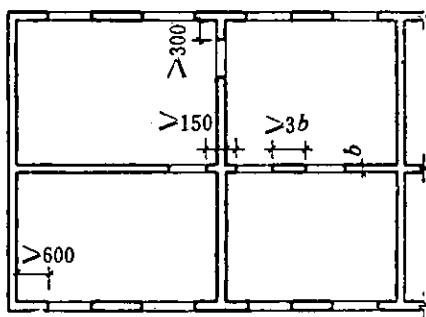
$\alpha$	Số tầng					
	8	10	12	16	20	30
10	0,886	0,948	0,975	1,000	1,000	1,000
12	0,886	0,924	0,950	0,994	1,000	1,000
14	0,853	0,908	0,934	0,978	1,000	1,000
16	0,844	0,896	0,923	0,964	0,988	1,000
18	0,836	0,888	0,914	0,952	0,978	1,000
20	0,831	0,880	0,906	0,945	0,970	1,000
22	0,827	0,875	0,901	0,940	0,965	1,000
24	0,821	0,871	0,897	0,936	0,960	0,989
26	0,822	0,867	0,894	0,932	0,955	0,986
28	0,820	0,864	0,890	0,929	0,952	0,982
30	0,818	0,861	0,887	0,926	0,950	0,979

Lỗ cửa trên kết cấu vách cứng nên bố trí đều, nếu độ cứng các tấm tường chênh lệch nhau quá lớn, sẽ làm cho tác động động đất tập trung ở chân tường nào mà có độ cứng tương đối nhỏ, nếu có hiện tượng này nên xem xét hiệu ứng phân phối lại do độ cứng của chân vách lớn bị giảm. Chiều dài tiết diện chân vách lớn không nên lớn hơn 8m. Lực cắt động đất mà bất kỳ một mảng vách cứng nào gánh chịu không được lớn hơn 1/3 tổng lực cắt động đất của tầng đó. Nếu chân vách tương đối lớn có thể bố trí lỗ kết cấu chia thành một số các chân vách tương đối hẹp. Các lỗ này có thể xây bít,

đáp ứng yêu cầu sử dụng (hình 7-2). Để thuận lợi cho việc bố trí cốt thép và chịu lực hợp lý, phải đảm bảo một khoảng cách nhất định từ vị trí lỗ tới đầu vách, do vậy khoảng cách từ mép lỗ vách ngang đến mép trong vách dọc ngoài không được nhỏ hơn 300mm, mép lỗ của phần đầu vách dọc trong cách mép trong vách đầu hồi phải lớn. Nơi giao nhau của vách dọc và vách ngang không nên có 2 lỗ trở lên trùng nhau hình thành một cột nhỏ tương đối mỏng, đồng thời mép lỗ cách mép vách không được nhỏ hơn 150mm, phần góc vách ngoài do tác động của động đất có thể do xoắn tạo nên ứng suất tương đối lớn, lỗ cửa cách mép vách không nên nhỏ hơn 600mm (hình 7-3). Cố gắng tránh chân vách nhỏ ở kết cấu vách cứng, chiều dài tiết diện chân vách không nên nhỏ hơn 3 lần chiều dày vách.



Hình 7-2 : Tường để lỗ kết cấu

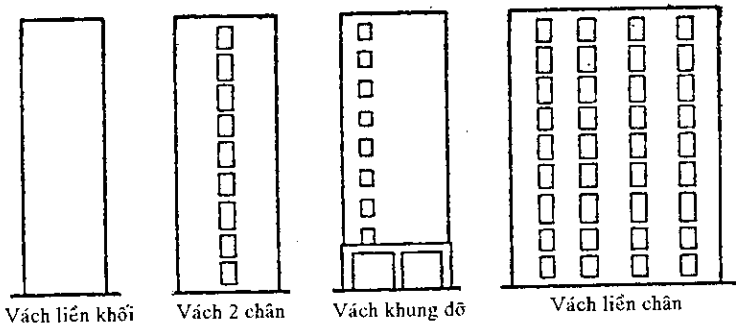


Hình 7-3 : Vị trí lỗ trên mặt bằng

143. Đặc trưng chịu lực chủ yếu bằng vách cứng là gì ?

**TRẢ LỜI :** Trong hệ kết cấu vách cứng, dựa theo hình dáng của vách và có lỗ hay không có lỗ, có thể chia thành vách cứng đơn chân không mở lỗ hoặc có mở lỗ nhỏ, vách

cứng có hai chân nối liền có mở một hàng lỗ, vách liền chân có mở nhiều hàng lỗ và khung đỡ vách cứng - một tầng hoặc một số tầng ở dưới dùng khung đỡ vách cứng bên trên (hình 7-4) vách đơn chân, vách liền chân và vách nối chân tường trong nhà cao tầng có thể xem như thanh con son ngàm trên móng cùng chịu tác động chung của lực dọc trục, mô men uốn và lực cắt.



Hình 7-4 : Phân loại vách cứng

1. Tính năng chịu lực và đặc trưng phá hoại của vách cứng đơn chân, có liên quan với rất nhiều nhân tố như lực dọc trục, tỷ lệ cắt - nhịp  $\lambda = \frac{M}{V_w h_w}$ , bố trí cốt thép... dựa theo kích thước bên ngoài của loại vách này có thể chia làm 3 loại :

a. Vách cứng thấp : Nếu tỷ lệ chiều cao vách  $h_w$  và chiều rộng  $L_w$  :  $h_w/L_w < 1$  thì gọi là vách cứng thấp. Loại vách này dùng nhiều ở các công trình có độ cao vừa và nhỏ chịu lực cắt là chính, các vết nứt xiên do lực cắt sinh ra không chế tính năng chịu lực của vách.

b. Vách cứng có độ cao vừa : Nếu  $1 < h_w/L_w \leq 2$ , gọi là vách cứng có độ cao vừa. Đặc điểm của nó là hai đầu vách có cốt thép dọc tương đối khỏe. Khi cốt thép đứng đạt tới giới hạn chảy, các vết nứt xiên ở tầm bụng vách không chế tính năng của vách. Khi cốt thép đứng đạt tới giới hạn chảy thì do tác động đồng thời của các vết nứt cong của vách và các vết nứt xiên của tầm bụng không chế tính năng của vách.

c. Vách cứng có độ giãn lớn : Khi  $h_w/L_w > 2$  mà chiều rộng của vách không nhỏ hơn 1,5m gọi là vách có độ giãn lớn. Tính năng của nó giống như dầm con son, trên tiết diện phần chân, do việc mở rộng các vết nứt uốn, làm cho cốt thép chính xuyên qua vết nứt đạt tới điểm chảy, làm cho bê tông ở vùng chịu nén bị phá hoại do nén vỡ.

Dựa vào tính năng chịu lực, vách cứng còn có thể chia thành :

a. Vách cứng dạng cắt : Loại vách này dưới tác động của lực ngang, chủ yếu là biến dạng cắt, biến dạng cắt chiếm trên 10% của tổng biến dạng (tổng của biến dạng uốn và biến dạng cắt), nói chung thiết kế như dầm cao. Đây là vách cứng không có tính giãn.

b. Vách cứng dạng uốn : Loại vách cứng này dưới tác động của lực ngang, chủ yếu là biến dạng uốn. Biến dạng cắt chỉ chiếm 10% hoặc dưới 10% của tổng biến dạng. Tính năng chịu lực của nó giống như dầm chịu uốn.

c. Vách cứng dạng uốn có tính giãn : Loại vách này đòi hỏi hệ số tính giãn bằng hoặc lớn hơn 3. Khối lượng của kết cấu vách cứng nhà cao tầng trong vùng có động đất nói chung nên thiết kế vách loại này. Tổng hợp hai phương pháp phân loại có thể thấy : tính năng chịu lực của vách chịu ảnh hưởng

tương đối lớn của tỷ lệ cắt-nhíp. Khi tỷ lệ này tương đối lớn : chịu uốn là chính, có thể thiết kế thành vách cứng dạng uốn có tính giãn. Nếu tỷ lệ này tương đối nhỏ sẽ trở thành vách cứng dạng cắt, chủ yếu chịu cắt.

2. Vách cứng hai chân hoặc nhiều chân có lỗ: Do lỗ của vách tạo nên hai dạng cấu kiện là chân vách và giằng, lực dọc trục trong giằng tương đối nhỏ, nói chung có thể bỏ qua và có thể thiết kế theo cấu kiện chịu uốn. Nhưng do tỷ lệ nhíp-cao của giằng tương đối nhỏ nên cường độ chống cắt rõ nét hơn so với các cấu kiện chịu uốn thông thường. Chân vách chịu lực tương tự vách cứng đơn chân conson, nhưng lực nén dọc trục của chân tường chịu kéo dưới tác động của lực ngang có thể tương đối nhỏ, thậm chí có thể là lực kéo dọc trục, lúc này cường độ chịu uốn và chịu cắt của chân tường sẽ giảm thấp.

**144. Trạng thái phá hoại chủ yếu của chân vách cứng là gì , nên dùng những biện pháp tương ứng nào ?**

**TRẢ LỜI :** Dưới tác động của tải trọng đứng và tải trọng ngang, ngoài chịu cắt, chân vách cứng còn chịu nén lệch tâm và chịu kéo lệch tâm, hình thức phá hoại chủ yếu là phá hoại cắt kéo, nén lệch, và chuyển dịch cắt.

1. Khi chịu nén lệch tâm, cường độ chống cắt của tiết diện nghiêng của chân vách do 3 loại phá hoại chủ yếu khống chế là : cắt kéo, nén nghiêng và cắt nén. Với chân tường mà có tỷ lệ cắt - nhíp :  $\lambda = \frac{M_{\omega}}{V_{\omega} h_{\omega}}$  tương đối lớn, nếu vách không có cốt thép ngang hoặc tỷ lệ bố trí cốt thép ngang tương đối

ít, khi lực cắt đạt tới một trị số nhất định, sẽ xuất hiện các vết nứt xiên, đồng thời nhanh chóng tạo nên vết nứt xiên chủ yếu và kéo dài tới mép chịu nén làm cho khối vách bị phá hoại. Loại phá hoại này gọi là phá hoại cắt-kéo (hình 7-5a). Nếu neo của cốt thép đứng không tốt cũng sinh ra phá hoại cắt-kéo, cho nên, để tránh sự phá hoại dạng này, cốt thép ngang của khối vách phải thỏa mãn yêu cầu tỷ lệ cốt thép nhỏ nhất theo bảng 7-2, đồng thời đòi hỏi cốt thép đứng của khối vách được neo tốt. Vị trí gia cường trong bảng 7-2 là chỉ : tầng mái ; khu vực gia cường của phần đáy trong phạm vi  $1/8$  chiều cao vách cứng và không nhỏ hơn chiều cao tầng dưới ; tường gian cầu thang và gian thang máy ; phần đầu tường đầu hồi và vách trong, ngoài của đầu gian đỡ tại chỗ. Đối với chống động đất cấp III và đất hiện trường loại IV, hàm lượng cốt thép của vách nhà tương đối cao nên thiết kế theo chống động đất cấp II.

Nếu kích thước tiết diện chân vách nhỏ quá, hoặc cốt thép ngang quá nhiều, khi cốt thép ngang chưa phát huy hết tác dụng, bê tông phần bụng của chân vách xuất hiện vết nứt, biến chân vách thành rất nhiều các cột nghiêng chịu nén, sau đó bê tông bị nén vụn bị phá hoại, đó là phá hoại nén lệch (hình 7-5b). Do vậy, kích thước tiết diện chân vách không nên nhỏ quá, phải đáp ứng các yêu cầu sau :

. Thiết kế không chống động đất :

$$V_{\omega} \leq 0,25f_c b_{\omega} h_{\omega} \quad (7-7)$$

. Thiết kế chống động đất :

$$V_{\omega} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0,20f_c b_{\omega} h_{\omega} \quad (7-8)$$

Trong đó :

$V_w$  - lực cắt thiết kế của vách cứng ;

$b_w$  - chiều rộng của tiết diện hình chữ nhật hoặc chiều dày phần bụng tiết diện hình chữ I, chữ T;

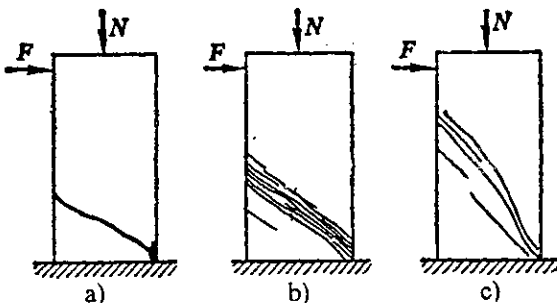
$h_w$  - chiều cao tiết diện ;

$f_c$  - cường độ thiết kế chịu nén của bê tông ;

$\gamma_{RE}$  - hệ số điều chỉnh khả năng chống động đất, xem bảng 5-6.

**Bảng 7-2 : Cấu tạo cốt thép đứng và ngang của vách cứng**

Cấp chống động đất	Tỷ lệ cốt thép nhỏ nhất		Khoảng cách lớn nhất (mm)	Đường kính nhỏ nhất (mm)
	Khu vực chung	Khu vực gia cường		
Không chống động đất	0,15	0,20	300	$\phi 6$ (ngang), $\phi 8$ (đứng)
Cấp I	0,25	0,25	300	$\phi 10$
Cấp II	0,20	0,25	300	$\phi 8$
Cấp III	0,15	0,20	300	$\phi 6$ (ngang), $\phi 8$ (đứng)



Phá hoại cắt kéo      Phá hoại nén xiên      Phá hoại cát nén

*Hình 7-5 : Vách chịu nén lệch tâm*

Nếu kích thước tiết diện chân vách thỏa đáng, hàm lượng cốt thép nhỏ nhất của cốt thép ngang cũng đáp ứng yêu cầu, neo của cốt thép đứng cũng tốt, khi đó... nếu lực cắt đạt tới một giá trị nhất định thì trên vách đầu tiên xuất hiện các vết nứt cong và các vết nứt nghiêng nhỏ. Nếu tiếp tục tăng lực cắt, sẽ xuất hiện một vết nứt nghiêng chủ yếu và trong khối vách sẽ có hiện tượng phân bố lại nội lực một cách rõ rệt, ứng suất kéo của cốt thép ngang tăng đột ngột, sau đó các vết nứt nghiêng dần dần kéo dài đến vùng chịu nén. Khi bê tông trong vùng chịu nén dưới tác động của ứng suất cắt và ứng suất pháp đạt tới cường độ giới hạn, cốt thép ngang của vết nứt nghiêng đạt tới giới hạn chảy, khối vách sẽ bị phá hoại. Đây là một dạng phá hoại cắt-nén thường gặp (hình 7-5c).

Năng lực chống cắt của tiết diện nghiêng vách cứng chịu nén lệch tâm, kiểm tra theo công thức dưới đây :

. Không thiết kế chống động đất :

$$V_w \leq \frac{1}{\lambda - 0,5} \left( 0,05 f_c b_w h_w + 0,13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \quad (7-9)$$

. Thiết kế chống động đất :

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0,5} \left( 0,04 f_c b_w h_w + 0,1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0,8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \right] \quad (7-10)$$



Trong đó :  $N$  - lực thiết kế dọc trục tương ứng với  $V_w$ , nếu  $N$  lớn hơn  $0,02 f_c b_w h_w$  lấy  $N = 0,02 f_c b_w h_w$  ;

$A$  - diện tích tiết diện vách cứng ;

$A_w$  - diện tích phần bụng tiết diện vách cứng hình chữ T hoặc chữ I. Nếu là tiết diện hình chữ nhật lấy  $A_w = A$  ;

$h_{wo}$  - chiều cao hữu hiệu của tiết diện vách cứng ;

$f_{yh}$  - cường độ thiết kế chịu kéo của cốt thép;

$\lambda$  - tỷ lệ cắt-nhíp của tiết diện tính toán :

$\lambda = M_w / V_w h_w$  ; nếu  $\lambda < 1,5$  lấy  $\lambda = 1,5$  ; nếu  $\lambda > 2,2$  lấy  $\lambda = 2,2$  ; nếu khoảng cách từ tiết diện tính toán tới đáy vách nhỏ hơn  $h_w/2$  tính  $\lambda$  theo mô men uốn tính toán  $M_w$  ở vùng cách đáy vách  $h_w/2$  và lực cắt  $V_w$  ;

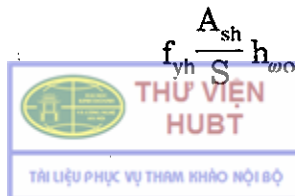
$A_{sh}$  - toàn bộ diện tích tiết diện cốt thép ngang.

2. Nguyên tắc tính toán cường độ chống cắt của tiết diện nghiêng chân vách chịu kéo lệch tâm giống như nền lệch tâm, khả năng chống cắt của tiết diện nghiêng kiểm tra theo công thức sau :

. Thiết kế không chống động đất :

$$V_w \leq \frac{1}{\lambda - 0,5} \left( 0,05 f_c b_w h_w - 0,13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \quad (7-11)$$

Nếu trị số bên phải công thức nhỏ hơn :



thì lấy bằng :  $f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo}$

Thiết kế chống động đất :

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[ \frac{1}{\lambda - 0,5} \left( 0,04 f_c b_w h_w - 0,1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0,8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \right] \quad (7-12)$$

Nếu trị số bên phải của công thức nhỏ hơn :

$$\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0,8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \right)$$

thì lấy bằng :  $\frac{1}{\gamma_{RE}} \left( 0,8 f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \right) .$

**145. Trong thiết kế kết cấu vách cứng, dùng biện pháp gì mới có thể đảm bảo tính dân của nó ?**

**TRẢ LỜI :** Vách cứng thiết kế chống động đất phải có độ giãn nhất định, nói chung phải có hệ số giãn chuyển vị là 3-4. Nghiên cứu thí nghiệm thấy rằng : độ lớn nhỏ của ứng suất cắt của khối vách sẽ ảnh hưởng tới tính giãn trong giai đoạn không đàn hồi và tính năng tiêu hao năng lượng. Ứng suất cắt càng lớn, tính giãn và tiêu hao năng lượng giảm theo. Bố trí cánh và cột biên đặc biệt là tầng cốt đai giằng trong cột biên hoặc cánh có thể làm chậm điểm chảy của cốt thép dọc, đảm bảo cho bê tông và tăng cường khả năng chống trượt theo vùng nứt, từ đó nâng cao tính giãn và tính năng tiêu hao năng lượng.

Vách cứng phải đạt được yêu cầu của tính giãn, phải ngăn chặn phá hoại cắt dòn của khối vách và phá hoại cấu tạo neo, phát huy tốt khả năng chống uốn của cốt thép dưới tác động uốn, làm cho một số bộ phận nào đó của khối vách có biến dạng dẻo. Chiều cao khớp dẻo của vách có thể lấy một phạm vi nhất định của chân vách và bằng chiều rộng chân vách hoặc 1/8 chiều cao vách, lấy trị số lớn hơn trong hai trị số trên nhưng không nhỏ hơn chiều cao tầng dưới. Để giảm chiều cao khu vực khớp dẻo, chân vách không nên quá rộng. Trong khu vực khớp dẻo đòi hỏi độ dư an toàn của cường độ chống cắt lớn hơn cường độ chịu uốn. Gia cường neo của cốt thép đứng và tăng tỷ lệ bố trí cốt thép ngang, hạn chế chiều rộng vết nứt xiên khu vực khớp dẻo, nghĩa là tỷ lệ bố trí cốt thép nhỏ nhất của cốt thép ngang và cốt thép đứng ở phần gia cường theo yêu cầu của bảng 7-2.

Vách cứng phải kiểm tra cường độ tiết diện ngang (nén lệch tâm hoặc kéo lệch tâm, nén dọc trục ngoài mặt bằng) và kiểm tra cường độ chống cắt của tiết diện nghiêng.

Khả năng chịu tải của tiết diện ngang của vách cứng tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm kiểm tra theo công thức dưới đây :

$$N \leq f_{cm} b_w \chi + A'_s f'_y A_s \sigma_s - N_{sw} \quad (7-13)$$

$$N \left( e_o + h_o - \frac{h}{2} \right) \leq f_{cm} b_w \chi \left( h_o - \frac{x}{2} \right) + A'_s f'_y (h_o - a'_s) - M_{sw} \quad (7-14)$$

Khi thiết kế chống động đất, phía phải công thức còn cần chia cho hệ số điều chỉnh năng lực chống động đất  $\gamma_{RE}$ , lấy  $\gamma_{RE} = 0,85$ .

Nếu độ lệch tâm lớn  $\chi \leq \xi_b h_0$  :

$$\sigma_s = f_y \quad (7-15)$$

$$N_{sw} = (h_0 - 1,5x) b_w f_{yw} \mu_w \quad (7-16)$$

$$M_{sw} = \frac{1}{2} (h_0 - 1,5x)^2 b_w f_{yw} \mu_w \quad (7-17)$$

Nếu độ lệch tâm nhỏ  $x > \xi_b h_0$  :

$$\sigma_s = 0,0033 E_s \left( \frac{0,8}{\xi_b} - 1 \right) \quad (7-18)$$

$$N_{sw} = 0 \quad (7-19)$$

$$M_{sw} = 0 \quad (7-20)$$

Trong đó :  $f_y, f_y', f_{yw}$  - là cường độ thiết kế của cốt thép chịu kéo, chịu nén phần đầu vách cứng và cốt thép phân bố hướng đứng của vách ;

$f_{cm}$  - cường độ thiết kế chịu nén uốn của bê tông ;

$A_s, A_s'$  - diện tích cốt thép chịu kéo, chịu uốn của phần đầu vách ;

$b_w$  - chiều dày khối vách ;

$e_0$  - độ lệch tâm,  $e_0 = \frac{M}{N}$  ;

$h$  - chiều cao tiết diện khối vách ;

$x$  - chiều cao khu vực chịu nén của tiết diện khối vách  
 $x = N/b_w f_{cm}$  ;

$E_s$  - mô đun đàn hồi của cốt thép ;

$$\xi_b = \frac{0,8}{1 + \frac{f_y}{0,0033E_s}} \quad (7-21)$$

$\mu_\omega$  - tỷ lệ bố trí cốt thép phân bố phương đứng của vách cứng;

$h_o$  - chiều cao hữu hiệu của tiết diện vách.

Năng lực chịu tải của tiết diện ngang vách cứng hình chữ nhật chịu lực kéo cắt lệch tâm có thể kiểm tra bằng công thức sau :

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_{ou}} + \frac{e_o}{M_{\omega u}}} \quad (7-22)$$

Khi có thiết kế chống động đất, phía phải công thức phải chia cho hệ số điều chỉnh năng lực chống động đất  $\gamma_{RE} = 0,85$ .

Trong công thức trên :

$$N_{ou} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \quad (7-23)$$

$$M_{\omega u} = A_s f_y (h_o - a) + A_{sw} f_{yw} \frac{(h_o - a)'}{2} \quad (7-24)$$

Khi tính toán tiết diện ngang đem cốt thép chịu uốn chính phân bố trong toàn bộ chiều cao tiết diện của khối vách. Nếu tỷ lệ bố trí cốt thép đúng tương đối lớn, tính giãn của vách sẽ giảm rõ rệt. Do vậy, cốt thép chịu uốn cố gắng bố trí ở phần đầu hoặc cánh của tiết diện vách. Nếu đầu vách không có cánh, có thể bố trí cốt ngầm. Độ cao của tiết diện cột ngầm thường lấy bằng hai lần chiều dày vách, yêu cầu về cốt thép dựa theo bảng 7-3 để bố trí.

**Bảng 7-3 : Bố trí thép ở phần đầu vách cứng**

Vị trí		Khu vực bình thường		Khu vực gia cường	
		Hàm lượng cốt thép đúng nhỏ nhất (lấy giá trị lớn)	Cốt đai	Hàm lượng cốt thép đúng nhỏ nhất (lấy giá trị lớn)	Cốt đai
Không chống động đất > 50m ≤ 50m		4 φ12 2 φ14	φ6, a = 200 có thể dùng thép giằng	4 φ14 2 φ14	φ6 a = 150 có thể dùng thép giằng
Cấp I		0,01A <sub>c</sub> 0,001 A <sub>w</sub>	φ8, a = 150	0,015A <sub>c</sub> 0,0015A <sub>w</sub>	φ8, a = 100
Cấp II	> 50m	0,01 A <sub>c</sub> 4 φ16	φ8, a = 200	0,01 A <sub>c</sub> 0,001 A <sub>w</sub>	φ8, a = 150
	≤ 50mm	0,01 A <sub>c</sub> 4 φ12	φ8, a = 200	0,01 A <sub>c</sub> 0,001 A <sub>w</sub>	φ6, a = 150
Cấp III	> 50m	0,005 A <sub>c</sub> 4 φ14	φ6, a = 200	0,005 A <sub>c</sub> 4 φ14	φ6, a = 150
	≤ 50m	0,005 A <sub>c</sub> 2 φ12	có thể dùng thép giằng	0,005 A <sub>c</sub> 2 φ14	có thể dùng thép giằng

*Ghi chú* : A<sub>c</sub> là diện tích cốt ngầm, A<sub>c</sub> không lớn hơn 2b<sub>w</sub><sup>2</sup> ; A<sub>w</sub> là diện tích tiết diện ngang của khối vách ; Trong phạm vi nối buộc cốt thép dọc, khoảng cách cốt đai không được lớn hơn 100mm.

#### 146. Thiết kế và cấu tạo giằng của vách cứng hai chân hoặc nhiều chân có những yêu cầu gì ?

**TRẢ LỜI** : Vách cứng hai chân và nhiều chân gọi chung là vách liên chân, các chân vách dùng giằng tạo thành một khối. Khi thiết kế vách liên chân, có thể làm cho điểm chảy của phần lớn giằng xảy ra trước so với phần đáy của chân vách, giằng là cấu kiện tiêu hao năng lượng trong hệ thống kết cấu vách cứng thiết kế chống động đất. Để cho giằng có thể tiêu hao tương đối nhiều năng lượng động đất, phải làm cho giằng có thể truyền được tương đối nhiều lực dọc trục

đến chân vách. Dưới tác động của động đất, làm cho giằng đạt tới điểm chảy uốn mà không dẫn đến phá hoại cắt, thiết kế theo các yêu cầu dưới đây :

1. Kích thước tiết diện giằng, khi thiết kế không chống động đất giống như các dầm nói chung, phải phù hợp với yêu cầu của công thức (5-1). Khi thiết kế chống động đất : giằng có tỷ lệ nhịp-cao lớn hơn 1,5 phải phù hợp với yêu cầu của công thức (5-2) ; tỷ lệ nhịp-cao nhỏ hơn 1,5 phải thỏa mãn :

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0,15 f_c b_b h_{b0}) \quad (7-25)$$

2. Lực cắt thiết kế của giằng, tính theo quy định dưới đây :

a. Khi thiết kế không chống động đất, lấy lực cắt thiết kế có xét tới tổ hợp của tải trọng ngang ;

b. Chống động đất cấp I, II, xác định bằng năng lực chịu uốn của tiết diện ngang đầu giằng và tải trọng hướng đứng trên giằng điều kiện thăng bằng của tính lực là :

$$V_b = 1,25 \frac{M_{bu}^l + M_{bu}^r}{l_n} + V_{bE} \quad (7-26)$$

Khi chống động đất cấp III, lấy lực cắt thiết kế có xét tới tổ hợp tác động của động đất nhân với hệ số gia tăng 1,25.

Trong đó :  $M_{bu}^l$  ,  $M_{bu}^r$  - mô men chống uốn tiết diện ngang của giằng khi lấy cốt thép phân trên đầu này là cốt chịu kéo và lấy cốt thép phân dưới đầu kia làm cốt thép chịu kéo ;

$V_{bE}$  - lực cắt tính theo dầm đơn giản, dưới tác động của tải trọng đứng có xét tới tổ hợp tác động của động đất ;

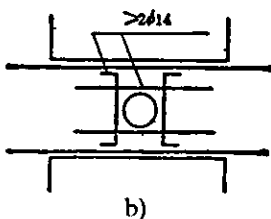
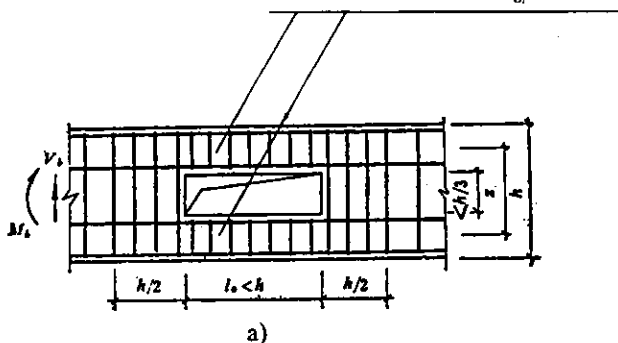
$l_n$  - nhịp thông thủy của giằng.

c. Năng lực chịu lực của tiết diện giằng cho dù thiết kế có hay không xét tới động đất, khi tỷ lệ nhíp-cao lớn hơn 2,5, có thể dựa theo yêu cầu của dầm thông thường, kiểm tra bằng công thức (5-28) - (5-31); nếu có yêu cầu thiết kế chống động đất mà tỷ lệ nhíp-cao nhỏ hơn 2,5 thì kiểm tra bằng công thức dưới đây :

$$\text{Tính lực cắt lấy : } V_i = \frac{h_i^3}{h_i^3 + h_2^3} V_b$$

$$\text{Tính mô men lấy : } V_{i_0} / 2$$

$$\text{Tính lực dọc trục lấy : } M_b / 2$$



a) Lỗ lớn

b) Lỗ nhỏ

Hình 7-6 : Lỗ dầm nối (giằng)



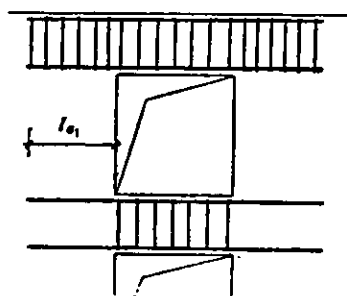
$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0,05f_c b_b h_{bo} + 0,7f_{yv} \frac{A_{sv}}{S} h_{bo}) \quad (7-27)$$

d- Giằng có lỗ đường ống : chiều cao hữu hiệu phía trên và dưới lỗ không nhỏ hơn 1/3 chiều cao giằng và không nhỏ hơn 200mm, mép lỗ phải bố trí thêm cốt thép gia cường và phải kiểm tra khả năng chịu uốn và chống cắt (hình 7-6a).

Nếu giằng có lỗ nhỏ nên chôn sẵn ống, mép lỗ tăng thép gia cường (hình 7-6b).

e. Chiều dài neo của cốt thép ngang trên và dưới giằng ngập vào trong vách  $l_a$  : với chống động đất cấp I không được nhỏ hơn  $l_a + 10d$  ; cấp II,  $l_a + 5d$  ; cấp III và thiết kế không chống động đất, không được nhỏ hơn  $l_a$  và không được nhỏ hơn 600mm ( $l_a$  là chiều dài neo chịu kéo của cốt thép,  $d$  là đường kính cốt thép).

Thép đai của giằng trên toàn nhịp theo yêu cầu cấu tạo của khu vực gia tăng đầu dầm nói chung, khi thiết kế không chống động đất, thép đai không nhỏ hơn  $\phi 6$ ,  $a = 150$ . Nếu cốt thép của giằng tầng mái kéo dài vào trong vách thì khoảng cách cốt thép phải nhỏ hơn 150 và đường kính giống như giữa nhịp (hình 7-7).



Hình 7-7 : Bố trí cốt thép giằng

**147. Liên kết neo của cốt thép đứng và ngang của vách cứng có những yêu cầu gì ?**

**TRẢ LỜI :** Nối chồng cốt thép phương dọc, phương ngang và cấu tạo neo của phần đầu vách cứng là điều kiện đảm bảo quan trọng cho tính giãn và cường độ của vách cứng. Trong thiết kế phải được coi trọng :

1. Nối chồng cốt thép ngang phải theo yêu cầu hình 7-8a;
2. Nối chồng cốt thép dọc : có 3 loại theo bảng 7-4 và hình 7-8b, dựa trên cơ sở chiều cao của công trình và khu vực nối tiếp.

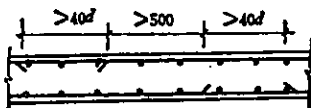
Cốt thép đứng của phần đầu vùng gia cường ở phía dưới có thể dùng phương pháp hàn nối.

**Bảng 7-4 : Phương pháp nối tiếp cốt thép đứng của vách**

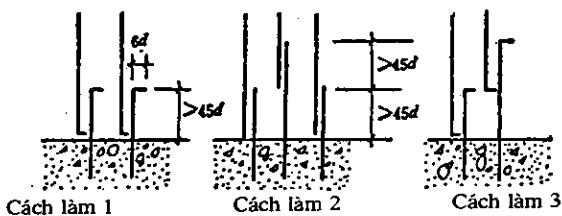
Chiều cao (m)	Khu vực bình thường		Khu vực gia cường ở phần dưới	
	Cốt thép ở đầu	Cốt thép phân bố	Cốt thép ở đầu	Cốt thép phân bố
> 50	làm cách 2	làm cách 1	làm cách 3	làm cách 2
≤ 50	làm cách 1	làm cách 1	làm cách 3	làm cách 1

3. Cốt thép ngang ở phần đầu vách đảm bảo neo chắc chắn có thể theo ba trường hợp trong hình 7-9 để nối ;

4. Neo của của cốt thép ngang ở nơi tiếp giáp vách dọc ngang và ở góc chuyển của vách phải đáp ứng yêu cầu của hình 7-10.



a) Cốt thép phương ngang



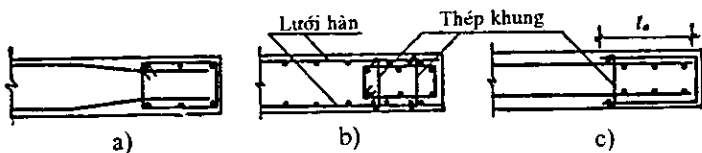
Cách làm 1

Cách làm 2

Cách làm 3

b) Cốt thép phương đứng

Hình 7-8 : Nối tiếp cốt thép của vách cứng

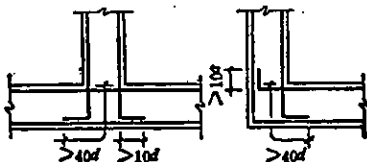


a)

b)

c)

Hình 7-9 : Neo cốt thép ngang ở phần đầu



Hình 7-10 : Neo cốt thép ngang ở góc tường

## VIII. KẾT CẤU KHUNG ĐỖ VÁCH CỨNG

**148. Chiều cao lớn nhất của công trình khung đở vách cứng là bao nhiêu ?**

**TRẢ LỜI :** Nếu phần dưới của kết vách cứng đở tại chỗ có bộ phận là khung đở, chiều cao lớn nhất nên dựa vào : yêu cầu chống động đất và độ phòng chống động đất để quyết định. Chiều cao lớn nhất của công trình không thiết kế chống động đất là 120m ; nhà có thiết kế chống động đất, chiều cao lớn nhất của công trình có độ phòng chống động đất 6, 7, 8 lần lượt là 120m, 100m, 80m, với độ 9 không nên dùng kết cấu khung đở vách cứng.

**149. Bố trí mặt bằng tầng khung đở không gian lớn ở dưới có những yêu cầu cấu tạo gì ?**

**TRẢ LỜI :** 1. Tầng khung đở phải bố trí vách cứng sát móng hoặc lõi cứng sát móng.

2. Trong công trình mà mặt bằng là hình chữ nhật dài, số vách cứng ngang sát nên, khi thiết kế không chống động đất không ít hơn 30% và khi có yêu cầu thiết kế chống động đất, không ít hơn 50% tổng số tấm vách cứng ngang.

3. Tỷ lệ khoảng cách hai dải vách cứng sát móng liền kề nhau với chiều rộng của công trình  $d$ , khi thiết kế không chống động đất  $L/d \leq 3$ , và  $L \leq 36m$  ; khi có thiết kế chống động đất  $L/d \leq 2$ , và  $L \leq 24m$ .

4. Vách hoặc ống cứng sát móng phải tăng chiều dày, và tăng cường độ bê tông để bổ sung độ cứng khiến tỷ lệ độ cứng cắt  $\gamma$  của kết cấu khung đỡ và kết cấu tầng liên kê ngay bên trên, cố gắng tiếp cận 1. Khi thiết kế không chống động đất,  $\gamma$  không lớn hơn 3 ; khi có yêu cầu cần thiết kế chống động đất, không nên lớn hơn 2.  $\gamma$  tính theo công thức dưới đây :

$$\gamma = \frac{G_{i+1} A_{i+1}}{G_i A_i} \cdot \frac{h_i}{h_{i+1}} \quad (8-1)$$

Trong đó :

$G_i, G_{i+1}$  - mô đun cắt của bê tông tầng thứ  $i$  và thứ  $i+1$ ;

$A_i, A_{i+1}$  - diện tích chống cắt chuyển đổi của tầng thứ  $i$  và thứ  $i + 1$ ;

$$A = A_w + 0,12A_c \quad (8-2)$$

$A_w$  - toàn bộ diện tích hữu hiệu của vách cứng trên hướng tính toán ;

$A_c$  - diện tích tiết diện toàn bộ cột ;

$h_i, h_{i+1}$  - chiều cao của tầng thứ  $i$  và  $i + 1$ .

**150. Cấu tạo tầng quá độ nối tiếp tầng khung đỡ và các tầng bên trên có những yêu cầu gì ?**

**TRẢ LỜI :** 1. Tầng quá độ (còn gọi là tầng chuyển tiếp), sàn của nó phải đổ tại chỗ, chiều dày không được nhỏ hơn 180mm, cường độ bê tông không thấp hơn C30. Hàm lượng cốt thép của sàn không nhỏ hơn 0,25% và bố trí 2 lớp cốt thép theo hai hướng. Phía ngoài sàn có thể lợi dụng dầm dọc

của khung để gia cường, vị trí mở lỗ của sàn cố gắng cách xa viền phía ngoài, ở bên cạnh vách cứng sát móng, không nên mở lỗ trên sàn.

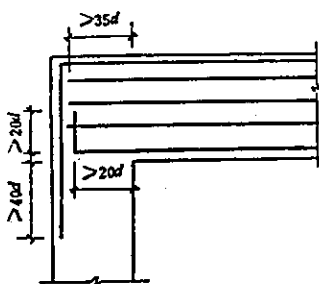
2. Nếu có tầng khung đỡ nhiều tầng thì sàn phía dưới của tầng quá độ và sàn tầng liền kề bên trên cũng nên gia cường.

### 151. Thiết kế dầm khung đỡ có những yêu cầu gì ?

**TRẢ LỜI :** 1. Mác cường độ bê tông không thấp hơn C30.

2. Chiều rộng của dầm không nên nhỏ hơn 2 lần chiều dày vách cứng của tầng trên và không nhỏ hơn 400mm. Chiều cao tiết diện dầm khi có thiết kế chống động đất, không nên nhỏ hơn 1/6 nhịp ; khi không có yêu cầu chống động đất, không nên nhỏ hơn 1/8 nhịp. Khi cần thiết, hai đầu có thể thêm nách dầm.

3. Dầm thiết kế theo cấu kiện kéo lệch tâm, hàm lượng cốt thép nhỏ nhất của cốt thép chủ hướng dọc là 0,2%, cốt thép chủ không nên có mối nối, nếu cần nối phải dùng nối hàn và diện tích cốt thép nối đầu trên cùng một tiết diện không vượt quá 25% toàn bộ diện tích cốt thép chủ, vị trí nối đầu trên nên tránh ở phần mở lỗ của khối vách bên trên. Khoảng cách hai vị trí nối đầu gần nhau không nhỏ hơn 35 lần đường kính cốt thép chủ hoặc 500mm. Toàn bộ thép chủ chạy suốt trong thân cột.



Hình 8-1 : Neo cốt thép của dầm khung đỡ

4. Cốt thép chính của gối phía trên của dầm, ít nhất có 50% kéo suốt toàn chiều dài dầm. Dọc theo chiều cao dầm nên bố trí cốt thép sườn có đường kính không nhỏ hơn 16mm và khoảng cách không lớn hơn 200mm. Cấu tạo neo của cốt thép trên, dưới dầm và thép sườn xem hình 8-1.

5. Thép đai ở gần gối dầm trong phạm vi 0,2 nhịp thông thủy hoặc 1,5 lần chiều cao dầm cân gia tăng, đường kính thép đai không nhỏ hơn 10mm, khoảng cách không lớn hơn 100mm. Gần lỗ cửa của vách bên trên dầm, cốt đai dầm cũng nên gia tăng như yêu cầu của vùng gia tăng khác.

## 152. Thiết kế cột khung đỡ có những yêu cầu gì ?

**TRẢ LỜI :** 1. Mác cường độ bê tông không thấp hơn C30.

2. Chiều rộng tiết diện cột nên bằng chiều rộng dầm khung đỡ ; khi có yêu cầu cấu tạo, có thể lớn hơn chiều rộng của dầm 50mm. Khi có yêu cầu thiết kế chống động đất, chiều rộng cột không nên nhỏ hơn 450mm ; khi không có yêu cầu chống động đất, chiều rộng cột không nên nhỏ hơn 400mm. Chiều cao tiết diện cột, khi có yêu cầu chống động đất, không nên nhỏ hơn 1/2 nhịp của dầm và không nhỏ hơn 450mm ; khi thiết kế không chống động đất, không nên nhỏ hơn 1/5 nhịp dầm và không nhỏ hơn 400mm. Tỷ lệ giữa chiều cao thông thủy của cột và chiều cao tiết diện không nên lớn hơn 4.

3. Lực thiết kế dọc trục của cột khung đỡ lấy theo lực thiết kế dọc trục có xét đến tổ hợp tải trọng ngang nhân với hệ số gia tăng 1,2 - 1,5.

4. Khi có yêu cầu thiết kế chống động đất, tỷ lệ lực nén trục của cột khung đỡ phải phù hợp với bảng dưới đây.

Cấp chống động đất	Cấp I	Cấp II	Cấp III
Tỷ lệ nén lớn nhất	0,60	0,70	0,80

5. Tổng hàm lượng cốt thép dọc của cột khi thiết kế chống động đất cấp I, II không nhỏ hơn 1%; với cấp III và không chống động đất, không nhỏ hơn 0,8%. Tổng hàm lượng cốt thép dọc của cột không lớn hơn 3%, nếu không thì cốt đai phải dùng cốt đai nối hàn vòng kín.

6. Khoảng cách của cốt thép dọc của cột không lớn hơn 250mm và không nhỏ hơn 80mm. Vị trí nối đầu của cốt thép dọc nên bố trí ở khu vực cách mặt sàn trên 700mm và có thể dùng nối hàn. Nếu dùng nối buộc : chiều dài nối buộc không nhỏ hơn 45 lần đường kính cốt thép và hàn thêm một đoạn dài 6 lần đường kính, nếu số thanh cốt thép dọc lớn hơn 8, vị trí nối đầu cần phải lệch nhau.

7. Cột khung đỡ có yêu cầu thiết kế chống động đất, cốt đai phải gia tăng suất chiều cao cột. Cột khung đỡ không thiết kế chống động đất phải gia tăng cốt đai ở hai đầu trên dưới cột, phạm vi khu gia tăng lấy trị số lớn hơn trong chiều dài tiết diện cột, 1/6 chiều cao thông thủy cột và 450mm.

Khi có yêu cầu thiết kế chống động đất, tỷ lệ phần trăm thể tích nhỏ nhất bố trí cốt đai của cốt đai gia tăng trong cột khung đỡ, dùng theo bảng 8-2, cốt đai dùng cốt đai phức hợp, đường kính không nhỏ hơn 10mm, khoảng cách không



lớn hơn 100m ; khi thiết kế không chống động đất, tỷ lệ thể tích cốt đai khu vực gia tăng của cột khung đỡ không nhỏ hơn 0,4% và  $\phi 10$ ,  $a = 200$ , cốt đai ở khu vực không gia tăng không nhỏ hơn  $\phi 8$ ,  $a = 300$ .

**Bảng 8-2 : Tỷ lệ phần trăm thể tích bố trí cốt đai ít nhất của cốt đai khu vực gia tăng cột khung đỡ có thiết kế chống động đất.**

Cấp chống động đất	Tỷ lệ của cột		
	0,4	0,4-0,6	> 0,6
I	0,8	1,2	1,6
II	0,6	0,8-1,2	1,2-1,6
III	0,4	0,6-0,8	0,8- 1,2

8. Cốt đai của cột ở khu vực tim nút cột dầm phải không ít hơn cốt đai ở khu vực gia tăng, tỷ lệ phần trăm thể tích của cốt đai tính theo công thức sau :

$$\mu_t = \frac{\sum A_i L_i}{b_c h_c S} \quad (8-3)$$

Trong đó :

$L_i$  - chiều dài của mỗi cốt đai trong cùng một tiết diện ở đoạn chồng lên nhau (chỉ tính một) ;

$A_i$  - diện tích tiết diện mỗi thanh cốt đai tương ứng với  $L_i$  ;

$\delta$  - khoảng cách cốt đai ;

$b_c, h_c$  - chiều rộng và chiều cao trong lòng tiết diện cột.

9. Cột khung đỡ của công trình mà số tầng tương đối nhiều hoặc lực thiết kế dọc trục tương đối lớn, để giảm tiết diện

của cột, tầng không gian sử dụng cho công trình có thể dùng cột bê tông cốt thép có bố trí thêm gân cứng.

**153. Vách cứng phía trên dầm khung đỡ có yêu cầu cấu tạo gì ?**

**TRẢ LỜI :** 1. Tầng tiếp giáp phía trên của dầm khung đỡ, hàm lượng nhỏ nhất của cốt thép phân bố ngang và dọc của vách cứng : khi thiết kế chống động đất là 0,25% ; không có yêu cầu chống động đất là 0,2% .

2. Chiều dài neo cốt thép đứng của vách trong dầm khung đỡ không nhỏ hơn 45 lần đường kính.

3. Tầng tiếp giáp phía trên của dầm khung đỡ, nội lực của vách cứng nên tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn cũng có thể tính theo phương pháp đơn giản hóa mà các tài liệu giới thiệu, bố trí cốt thép của khối vách theo công thức dưới đây :

a. Cốt thép đứng của phần đầu khối vách ở trên cột,  $A_s$  :

$$A_s = b_w h_c (\sigma_{01} - f_c) / f_y \quad (8-4)$$

b. Cốt thép đứng trong phạm vi cao độ  $0,2L_o$  trên cột,  $A_{sw}$  :

$$A_{sw} = 0,2L_o (\sigma_{02} - f_c) / f_{yw} \quad (8-5)$$

c. Cốt thép ngang trong phạm vi cao độ  $0,2L_o$  trên dầm khung đỡ,  $A_{sh}$  :

$$A_{sh} = 0,2L_o b_w \sigma_{xmax} / f_{yh} \quad (8-6)$$

Trong đó :  $L_o$  - nhịp thông thủy của dầm khung đỡ ;

$h_c$  - chiều cao tiết diện của cột khung đỡ ;

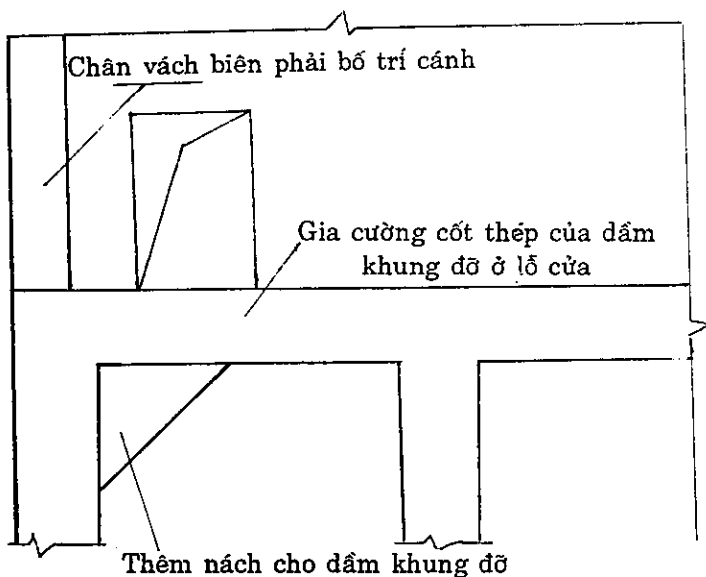
$b_w$  - chiều rộng vách ;

$\sigma_{01}$  - ứng suất nén bình quân trong phạm vi  $h_c$  của khối vách trên cột;

$\sigma_{02}$  - ứng suất nén bình quân trong phạm vi  $0,2L_0$  của khối vách trên cột ;

$\sigma_{x\max}$  - ứng suất kéo lớn nhất của tổ hợp ngang trên mặt tiếp giáp giữa dầm khung đỡ và khối vách.

4. Khối vách trên dầm khung đỡ, nếu có lỗ cửa ở cạnh, phải gia cường chân vách nhỏ, đồng thời phải nâng cao khả năng chống cắt của dầm khung đỡ ở vị trí đó, nếu có điều kiện có thể thêm nách dầm, chân vách bên nên bố trí cánh vách ngoài hoặc làm dày chân vách (hình 8-2).



Hình 8-2 : Cấu tạo của khối vách trên dầm khung đỡ khi có lỗ cửa ở bên

**154. Vách cứng sát móng của tầng khung đỡ nên dùng các biện pháp gia cường nào ?**

**TRẢ LỜI :** 1. Lực cắt thiết kế và mô men uốn thiết kế của tiết diện phần đáy vách cứng sát móng nên nhân với hệ số tăng  $\eta$ ,  $\eta$  - lấy trị số tương đối lớn giữa kết quả tính được theo công thức (8-7) và 1,5 :

$$\eta = \frac{M_{2u}}{M_2} \quad (8-7)$$

Trong đó :  $M_{2u}$  - khả năng chịu uốn của tiết diện đáy khối vách của vách cứng sát móng của tầng trên tầng quá độ ;

$M_2$  - mô men uốn thiết kế của tiết diện đáy khối vách của vách cứng sát móng của tầng trên tầng quá độ ;

2. Nếu tỷ lệ cắt - nhịp  $\lambda$  của vách cứng nhỏ hơn 1,5 thì tiết diện phải phù hợp các yêu cầu chống cắt dưới đây :

. Thiết kế không chống động đất :

$$V_w \leq 0,2 b_w h_w f_c \quad (8-8)$$

. Thiết kế chống động đất :

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} 0,15 b_w h_w f_c \quad (8-9)$$

Trong đó :

$b_w, h_w$  - chiều rộng và chiều cao tiết diện chân vách ;

$f_c$  - cường độ thiết kế chịu nén của bê tông ;

$V_w$  - lực cắt thiết kế, dùng theo yêu cầu 1 ;

$\gamma_{RE}$  - hệ số điều chỉnh khả năng chống động đất của cấu kiện, xem bảng 5-6.

3. Cường độ bê tông của vách cứng sát móng không nhỏ hơn C30

4. Hàm lượng cốt thép nhỏ nhất của cốt thép phân bố dọc và ngang trong vách cứng sát móng : khi có thiết kế chống động đất là 0,3% ; khi thiết kế không chống động đất là 0,25% .

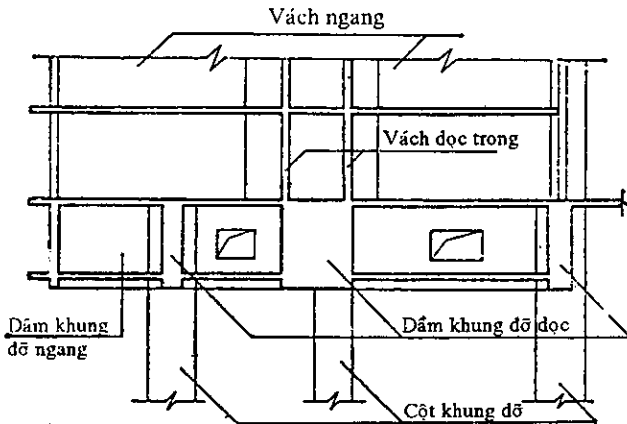
5. Vách cứng sát móng hai chân có thiết kế chống động đất : mô men uốn thiết kế và lực cắt thiết kế của chân vách chịu nén đều nhân với hệ số gia tăng 1,25.

**155. Vách cứng khung đỡ ở vị trí tiếp giáp giữa tầng khung đỡ và vách cứng phía trên có biện pháp xử lý nào tốt ?**

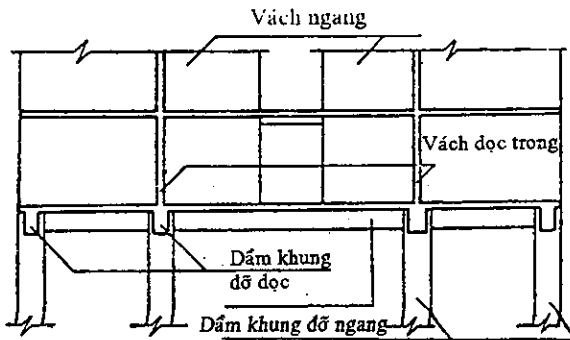
**TRẢ LỜI :** Tiếp giáp giữa tầng khung đỡ và vách cứng phía trên, với công trình khác nhau, biện pháp xử lý cũng khác nhau. Vách cứng ngang phía trên phần nhiều nằm trên dầm ngang khung đỡ, hoặc nằm ở trên dầm phụ (không phải dầm ngang khung đỡ), dầm phụ gối vào dầm dọc khung đỡ hoặc dầm dọc không có khung đỡ. Vách cứng dọc phía trên, có vách trực tiếp nằm trên dầm dọc khung đỡ, có vách nằm trên dầm khung đỡ không phải hướng dọc. Do vậy phải dựa vào tình hình cụ thể của công trình, sử dụng các phương án truyền lực trực tiếp, cấu tạo đơn giản, chịu lực rõ ràng. Dưới đây giới thiệu vài biện pháp xử lý công trình :

1. Khoảng giữa hướng ngang của tầng khung đỡ là cột đơn, vách cứng dọc của tầng trên gồm 2 dầm bố trí dọc theo hành lang ở giữa dầm dầm khung đỡ dọc rộng trực tiếp đỡ hai dầm vách dọc trong. Hình 8-3 là một ví dụ - khách sạn Tân Kiều ở Bắc Kinh.

2. Phần giữa hướng ngang của tầng khung đỡ có hai cột vách cứng dọc tầng trên ở phía trên cột trong, dầm khung đỡ dọc trực tiếp đỡ vách dọc trong, trực tiếp chịu lực. Hình 8-4 là khách sạn Thiên Đàn ở Bắc Kinh.

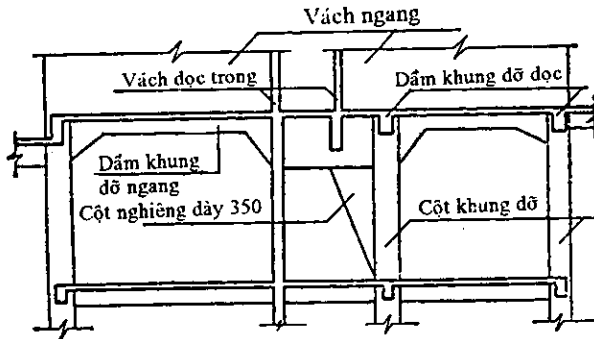


Hình 8-3 : Cột đơn đỡ khung ở giữa



Hình 8-4 : Cột đỡ hai khung ở giữa

3. Phần giữa hướng ngang của tầng khung đỡ có một dầm vách cứng dọc sát móng và một cột giữa, vách cứng dọc tầng trên có một dầm vị trí lệch với cột giữa do dầm dọc không phải khung đỡ chống đỡ, truyền lực kém, để chịu lực được trực tiếp cột giữa thêm cột xiên tương đối mỏng. Hình 8-5 là nhà mới của khách sạn Tây Uyển Bắc Kinh.



*Hình 8-5 : Vách dọc trong của tầng trên và cột đỡ khung lệch nhau*

## IX. KẾT CẤU DẠNG ỐNG

156. Kết cấu ống có những yêu cầu gì trong bố trí kết cấu ?

**TRẢ LỜI :** Kết cấu ống thường gặp là kết cấu khung-ống. Khung-ống ngoài do cột ngoài và hệ dầm đặt dầy đặc tạo thành ; ống trong là vách cứng. Kết cấu khung-ống không chỉ chịu tải trọng đứng đồng thời cũng là kết cấu chống lực bên có độ cứng chống lực bên rất cao.

1. Giữa ống trong và ống ngoài, nói chung không bố trí cột, thiết kế thành không gian không có cột nên thoáng dăng và có tính sử dụng kiến trúc rất tốt.

2. Mái giữa ống trong và ống ngoài, thường làm thành khớp của hai đầu mút, khiến cho tiết diện mái và bố trí cốt thép có thể không thay đổi theo số tầng thay đổi. Khi dùng sơ đồ tính toán khớp phải xem xét ảnh hưởng độ cứng thực tế tồn tại của điểm nút. Mái cũng có thể làm thành liên kết cứng.

3. Bố trí hệ mái : có thể làm cho tuyệt đại bộ phận tải trọng đứng truyền đến cột góc, để giảm lực kéo của cột góc khi có tổ hợp tác động của động đất.

4. Chiều cao lớn nhất của kết cấu khung-ống : thiết kế không chống động đất và phòng chống động đất độ 6 là 130m ; có thiết kế chống động đất, độ 7 là 120m ; độ 8 là 100m ; độ 9 là 50m. Chiều cao lớn nhất của kết cấu ống lồng : thiết kế không chống động đất và phòng chống động đất độ 6 là 180m ; có thiết kế phòng chống động đất độ 7 là 150m ; độ 8 là 120 m ; độ 9 là 70m.



5. Tỷ lệ cao - rộng H/B của kết cấu ống có thể lớn hơn 3, tỷ lệ dài - rộng L/B trên mặt bằng không nên lớn hơn 2.

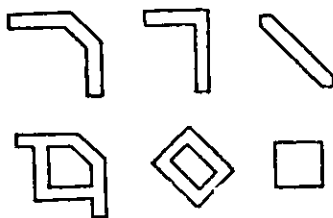
### 157. Thiết kế cột khung ngoài nên chú ý vấn đề gì ?

**TRẢ LỜI :** 1. Tiết diện cột phân giữa khung ngoài nên là hình chữ nhật, cạnh dài của hình chữ nhật dọc theo chiều mặt vỏ khung ống. Cột góc khung ngoài phải gia cường thỏa đáng, hình thức tiết diện có thể tham khảo hình 9-1. Tuy nhiên ống góc cũng không nên quá khỏe. Tỷ lệ độ cứng chống uốn của tiết diện của góc với độ cứng chống uốn của cột khung ngoài không nên lớn hơn 50 lần.

2. Cường độ bê tông của cột khung ngoài không nên thấp hơn C25. Khi có thiết kế chống động đất trị số giới hạn nén trục lớn nhất của cột khống chế tương đương với cột khung, xem bảng 5-2.

3. Sức chịu uốn của tiết diện ngang của cột khung ngoài kiểm tra theo chịu nén lệch tâm hai phương. Kiểm tra sức chịu tải chống uốn của ống góc hoặc cột góc theo mô men uốn hai phương mà độ lệch tâm của hai phương đều không nhỏ hơn 1/10 cạnh dài tương ứng.

4. Hàm lượng cốt thép dọc của cột khung ngoài giống như cột khung, xem bảng 5-7. Khoảng cách cốt đai của cột khung ngoài chạy suốt chiều cao là 100mm, đường kính không nhỏ hơn 10mm. Hệ số thể tích

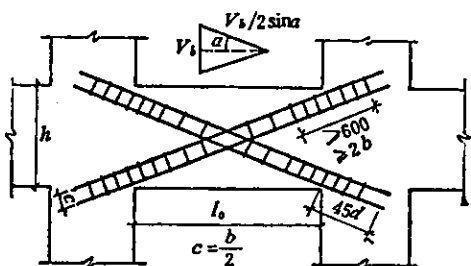


Hình 9-1 : Dạng mặt cắt ống góc, cột góc

nhỏ nhất của cốt đai giống cột khung xem bảng 5-9.

158. Thiết kế tổ dầm có yêu cầu gì ?

**TRẢ LỜI :** 1. Tổ dầm khung ngoài nói chung là dầm cao liên tục ( $L_0/h \leq 2,5$ ). Khi tỷ lệ nhịp-cao của tổ dầm  $L_0/h < 1$  có thể dùng phương án bố trí cốt thép xiên giao nhau, như hình 9-2. Tổng diện tích cốt thép xiên, giao nhau của mỗi chân  $A_s$  tính theo công thức sau :



Hình 9-2 : Tổ dầm có bố trí thép xiên giao nhau

$$A_s = V_b / 2f_y \sin \alpha \quad (9-1)$$

Trong đó :  $V_b$  - lực cắt tính toán ở đầu dầm ;

$f_y$  - cường độ chịu kéo thiết kế của cốt thép.

Cốt thép xiên của hai hướng đều dùng cốt đai hình chữ nhật hoặc cốt đai hình xoắn ốc và buộc thành cột nhỏ. Ở 4 góc, cốt đai phải gia tăng, khoảng cách là 100mm, đường kính 6mm; tại khu vực khác khoảng cách là  $b/2$  ( $b$  - chiều rộng của dầm) đường kính thép xiên nên lớn hơn 12mm.

2. Tổ dầm có bố trí thép xiên cắt nhau, chiều rộng  $b$  không nên nhỏ hơn 300mm.

3. Cường độ bê tông của tổ dầm không thấp hơn C25.

4. Tổ dầm dùng cốt thép thông thường, đường kính cốt thép sườn không nhỏ hơn 12mm. Khi thiết kế không chống động đất, khoảng cách thép sườn không lớn hơn 300mm ; *khi thiết kế chống động đất không lớn hơn 200mm*. Khi thiết kế không chống động đất, đường kính cốt đai không nhỏ hơn 8mm; khi thiết kế chống động đất không nhỏ hơn 10mm. Khoảng cách cốt đai nhỏ hơn 8d và 150mm và không thay đổi suốt nhịp dầm.

**159. Nên chú ý vấn đề gì khi thiết kế kết cấu vách của ống ?**

**TRẢ LỜI :** 1. Khi kiểm tra sức chịu uốn của tiết diện ngang thân vách ống, nên xem xét tác động của phân bố cốt thép ở thân vách và tác động của viên. Khi tính toán theo nén lệch tâm hai phương, cũng có thể tính gần đúng bằng cách lấy kết quả tính toán của thanh nén lệch tâm đơn hướng cắt nhau cộng lại (mỗi cái lấy diện tích phần sườn tương ứng). Khi kiểm tra khả năng chịu cắt của tiết diện nghiêng chỉ lấy diện tích sườn song song với hướng tác động của lực cắt.

2. Chân vách phải hiệu chỉnh lại sức chống uốn của tiết diện ngang ngoài mặt bằng thân vách, để kiểm tra diện tích cốt thép phân bố hướng đứng. Lúc này, lực dọc trục của thân vách lấy tổ hợp lực dọc trục do tải trọng hướng đứng và ngang sinh ra. Mô men uốn ngoài mặt bằng thân vách phải xem xét ảnh hưởng mái chịu ngàm đàn hồi của chân vách. Độ lệch tâm tính toán phải không nhỏ hơn 1/10 chiều dày của vách.

3. Cường độ bê tông của vách không thấp hơn C25.

4. Cốt thép phân đầu chân vách và sự phân bố cốt thép ở trong phạm vi gia cường phần đáy có yêu cầu giống như yêu cầu của kết cấu vách cứng, xem bảng 7-2 và 7-3.

5. Phần đầu chân vách đều cần bố trí cốt đai kín như yêu cầu đối với cột. Trong phạm vi gia cường ở đáy, khoảng cách cốt đai không lớn hơn 6 lần đường kính cốt thép đứng và không lớn hơn 100mm ; khoảng cách cốt thép ở các phần khác không lớn hơn chiều dày vách và không lớn hơn 200mm.

### 159a. Mái của kết cấu ống có những yêu cầu cấu tạo nào ?

**TRẢ LỜI :** 1. Mái nên dùng mái nhẹ, chiều cao kết cấu nhỏ, tính liên khối tốt và thi công đơn giản. Ví dụ : mái nhiều sườn, sàn dầm đỡ tại chỗ sàn phẳng đỡ tại chỗ không có ứng suất trước.

2. Liên kết của khung ống ngoài với mái nên thiết kế thành khớp, nên xem xét ứng suất phụ sinh ra do biến dạng dọc trục của cột ngoài làm cho 4 góc mái bị cong.

3. Cường độ bê tông mái không thấp hơn C25.

## X. THIẾT KẾ MÓNG

160. Trong thiết kế móng nhà cao tầng, nên xem xét những nhân tố chủ yếu nào ?

**TRẢ LỜI :** Thiết kế móng của nhà cao tầng là nội dung quan trọng của thiết kế kết cấu nhà cao tầng, nó rất quan trọng đối với việc sử dụng bình thường và an toàn của công trình. Cho nên, khi thiết kế móng phải đạt được năm yêu cầu sau :

1. Áp lực bổ sung của đáy móng không vượt quá sức chịu tải của nền hoặc sức chịu tải của cọc ;

2. Tổng độ lún và độ lún lệch của móng không vượt ra ngoài phạm vi trị số giới hạn cho phép ;

3. Đáp ứng yêu cầu sử dụng và yêu cầu chống thấm của công trình ;

4. Dự kiến khả năng ảnh hưởng với nhà gần đó trong quá trình thi công móng ;

5. Phải xem xét hiệu quả kinh tế tổng hợp, không chỉ xem xét lượng vật liệu sử dụng và giá thành của bản thân móng mà còn xem xét các nhân tố ảnh hưởng kinh tế như yêu cầu sử dụng, điều kiện thi công, tiến độ thi công.

161. Móng của nhà cao tầng nên chọn loại nào ?

**TRẢ LỜI :** Móng của nhà cao tầng nên căn cứ vào các nhân tố như loại kết cấu phân thân, điều kiện địa chất nền, yêu cầu phòng chống động đất, kỹ thuật thi công, điều kiện

hiện trường..., sau khi xem xét tổng hợp, chọn hình thức móng an toàn tin cậy, kinh tế kỹ thuật hợp lý. Để có lợi cho ổn định tổng thể của kết cấu công trình cao tầng, thường chọn dùng móng hộp, móng bè, móng dầm giao thoa có tính toàn khối tương đối tốt. Nếu móng đặt trực tiếp lên nền đá ít hoặc chưa phong hóa cũng có thể dùng móng cột độc lập hoặc móng ống, móng của quần thể thấp tầng liền với cao tầng thường dùng móng dầm giao thoa, móng cột độc lập có giằng.

## 162. Móng của nhà cao tầng vì sao có yêu cầu chôn sâu ?

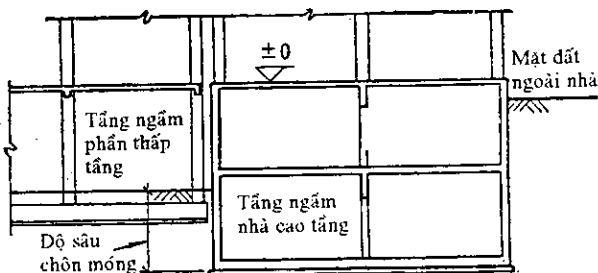
**TRẢ LỜI :** Nhà cao tầng dưới tác động của tải trọng ngang (tải trọng gió hoặc tác động động đất), nếu có chiều sâu chôn móng nhất định, có thể đảm bảo ổn định của nền móng, tránh đổ và trượt, có lợi cho việc giảm lún nghiêng tổng thể của công trình. Khi dùng móng hộp hoặc móng bè, tăng chiều sâu chôn móng có thể tăng được sức chịu tải của nền, giảm lún cho móng. Đối với móng hộp do áp lực đất bị động phía ngoài tường móng và lực ma sát giữa mặt ngoài móng và đất, hạn chế sự dao động của móng, khiến cho sự phân bố áp lực đáy móng gần như đều.

Kết quả nghiên cứu thấy rằng : nền đối với đặc tính động lực của nhà cao tầng có quan hệ rất chặt chẽ, sau khi xem xét tác động tương hỗ giữa kết cấu bên trên và nền dưới tác động của động đất có khác biệt rõ rệt với giả thiết công trình đặt trên nền cứng trong phân tích chống động đất thường dùng. Sau khi xét tới ảnh hưởng của nền móng, chu kỳ riêng của công trình tăng lên, chuyển vị đỉnh gia tăng, nhưng sẽ giảm theo sự gia tăng của chiều sâu chôn móng, trở kháng tăng, lực cắt ở đáy giảm, nền đất càng yếu, chiều sâu chôn

móng càng sâu, lực cắt ở đáy giảm càng nhiều. Dựa vào kết quả đo của một số cơ quan ở Nhật Bản : tầng chiều sâu chôn móng có lợi cho việc chống động đất của công trình. Ví dụ : **đối với kết cấu khung vách 12 tầng, xét tới sự cùng làm việc với đất, phản ứng động đất của kết cấu bên trên của công trình có tầng ngầm thấp hơn 20 - 30% so với không có tầng ngầm ; khi dùng móng cọc, nếu độ xuyên tiêu chuẩn của đất xung quanh tầng ngầm là 4 thì cứ tăng thêm một tầng ngầm, lực ngang mà cọc gánh chịu giảm khoảng 25% ; nếu có 4 tầng ngầm, thì móng cọc hầu như không phải chịu lực ngang. Nếu độ xuyên tiêu chuẩn của đất xung quanh là 20, lực ngang mà móng cọc tầng ngầm dưới cùng gánh chịu giảm 70% .** Khu nhà mới ở Tokyo, qua tài liệu thực đo của nhiều trận động đất nhỏ cho thấy : gia tốc động đất trên mặt đất lớn hơn tới 6 ~ 7 lần so với giá trị ở độ sâu 81,6m dưới mặt đất.

Tóm lại, nhà cao tầng nên bố trí tầng ngầm, chiều sâu chôn móng khác nhau tùy thuộc vào : nền thiên nhiên, hay móng cọc, có thiết kế chống động đất hay không và độ động đất cần phòng

chống. Nếu thiết kế chống động đất từ độ 7 trở lên, nói chung đối với nền thiên nhiên, chiều sâu chôn móng không nên nhỏ hơn 1/12 chiều cao công trình ; đối với móng cọc, chiều



Hình 10-1 : Chiều sâu chôn móng

sâu chôn móng không nên nhỏ hơn  $1/15$  chiều cao công trình, chiều dài cọc không tính vào chiều sâu chôn móng. Đối với nhà cao tầng mà không thiết kế chống động đất hoặc thiết kế chống động đất độ 6, chiều sâu chôn móng có thể giảm đôi chút. Nền móng trực tiếp nằm trên nền đá, với điều kiện đảm bảo công trình không bị nghiêng và trượt, chiều sâu chôn móng có thể giảm, cũng có thể không bố trí tầng ngầm. Có vùng, vì mực nước ngầm tương đối cao, nếu chiều sâu chôn móng tương đối lớn, sẽ làm cho thi công khó khăn, lúc này nếu trong thiết kế kết cấu dùng các biện pháp và qua tính toán kiểm tra dưới tác động của lực ngang không làm nghiêng và trượt thì chiều sâu chôn móng có thể giảm.

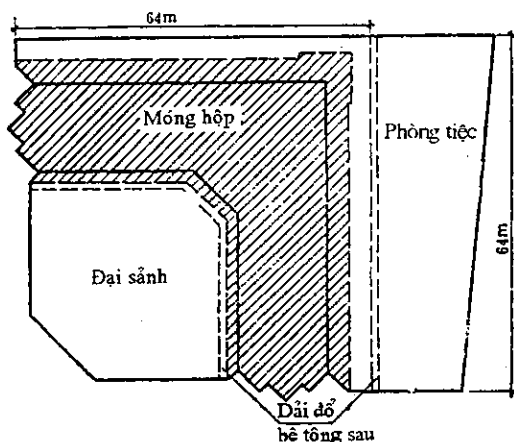
Nếu xung quanh tầng ngầm không thể dựa vào phía bên cạnh để chống chế thì độ sâu chôn móng nên tính từ mặt sàn vốn đã được chống chế phía bên (hình 10-1).

### 163. Có phải tách rời móng nhà cao tầng và móng phần thấp tầng không ?

**TRẢ LỜI :** Trong công trình nhà cao tầng, thường có phần thấp tầng (số tầng không nhiều) dùng làm tiền sảnh, cửa hàng, nhà ăn. Phần này nói chung khoảng cách các cột tương đối lớn, tương đối trống trải, độ cứng của kết cấu bên trên phần cao tầng và phần thấp tầng chênh nhau rất lớn, áp lực bổ sung của móng cũng chênh nhau lớn. Móng của hai phần này có cần tách rời nhau không ? Nên dựa vào tình hình cụ thể như địa chất, dạng móng, bố trí mặt bằng... để xử lý. Nếu địa chất tương đối tốt, hoặc dùng móng cọc, độ lún tuyệt đối và độ chênh độ lún của chúng tương đối nhỏ, đồng thời



thông qua tính toán xác định nội lực và bố trí cốt thép của móng và kết cấu bên trên do lún khác nhau tạo ra, lúc này, móng và kết cấu bên trên của hai phần này có thể liên kết thành một khối, không bố trí khe biến dạng, như vậy rất thuận lợi đối với trang trí kiến trúc, đường ống điện, chống thấm. Để giảm nội lực do lún không đều tạo nên, có thể dùng biện pháp : sau khi thi công xong, đổ bê tông dải chèn sau. Dải bê tông chèn sau là phần liên kết của phần cao tầng và thấp tầng, về một phía của phần thấp tầng để lại một dải có độ rộng lớn hơn 800mm. Toàn bộ cốt thép của các cấu kiện từ móng đến mái khu thấp tầng đều cắt rời ra trước, khi đổ bê tông dải chèn sau, nối hàn hoặc nối buộc toàn bộ cốt thép. Thời gian đổ bê tông dải này, đối với nền thiên nhiên tốt nhất là lúc kết cấu chủ thể của phần cao tầng đã xong đến mái, nếu dùng cọc chống do độ lún của móng cọc tương đối nhỏ, có thể dựa vào tình hình quan trắc lún trong thời gian thi công mà có thể tiến hành trước lúc kết cấu chủ

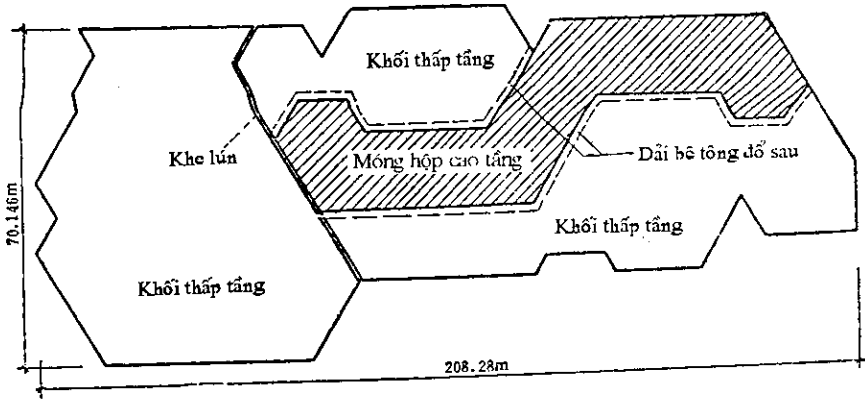


Hình 10-2 : Mặt bằng móng khách sạn Tây Uyển

thể của phần cao tầng làm xong. Bê tông của dải đỡ chèn sau dùng xi măng sunfua alumin và xi măng xây dựng.

Ví dụ : Lầu mới của khách sạn Tây Uyển Bắc Kinh, phần cao tầng có 3 tầng hầm, 23 tầng nổi, kể cả tháp có tổng chiều cao 93,51m phần thấp tầng có 2 tầng hầm, 2-3 tầng nổi. Phần cao tầng dùng móng hộp, cốt cao độ đáy móng là -12m trên nền sỏi cuội ; phần thấp tầng dùng móng băng giao thoa, cốt cao độ đáy móng là -7,55 đến -9,5m trên lớp cát mịn, do địa chất đáy móng tốt, lún tuyệt đối nhỏ, dùng phương án nối liền móng của hai phần cao tầng và thấp tầng mà không để khe biến dạng. Để giảm độ lún lệch giữa hai phần cao tầng và thấp tầng trong thời gian thi công từ móng tới mái khu thấp tầng, chừa dải đỡ bê tông chèn sau, khi phần cao tầng làm xong đến mái, đổ bê tông tạo thành một khối thống nhất (hình 10-2). Khách sạn Côn Lôn Bắc Kinh, phần cao tầng có hai tầng ngầm, 24 tầng nổi, kể cả tum cao 99,7m ; phần thấp tầng có 1 tầng ngầm, 1-2 tầng nổi, đáy móng là tầng đất sét tương đối dày, yêu cầu của sử dụng kiến trúc là không bố trí khe biến dạng giữa hai khối cao tầng và thấp tầng. Khi thiết kế kết cấu, dựa vào dạng mặt bằng khối thấp tầng, liên kết một phần của khối thấp tầng với khối cao tầng thành một khối, có một phần của khối thấp tầng được tách rời khối cao tầng bằng khe biến dạng (hình 10-3).

Để phân liên kết thành một khối giữa khối cao tầng và khối thấp tầng giảm độ lún và độ lún lệch của móng, phần cao tầng dùng móng cọc ống ly tâm bê tông ứng suất trước, phần thấp tầng dùng móng cột độc lập nền thiên nhiên có giằng, dùng dải đỡ bê tông chèn sau, tách rời dầm móng nối liền móng cột độc lập và móng hộp của phần cao tầng với



Hình 10-3 : Mặt bằng móng khách sạn Côn Lôn

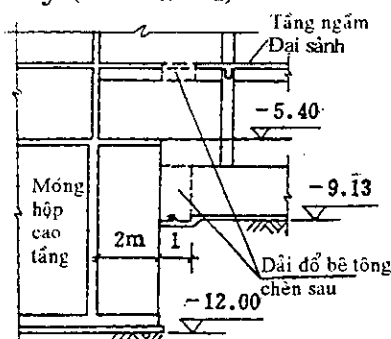
kết cấu bên trên trong thời gian thi công, đồng thời thiết kế tiết diện các cấu kiện theo độ lún lệch sau này.

Nếu dùng nền thiên nhiên mà sức chịu tải của nền tương đối nhỏ, độ lún tuyệt đối và độ lún lệch dự kiến của móng phần cao tầng và thấp tầng tương đối lớn nên bố trí khe lún tách rời móng phần cao tầng và phần thấp tầng để cho mỗi phần có thể lún tự do.

Khi bố trí khe lún để tách phần cao tầng và phần thấp tầng, chiều sâu chôn móng của phần cao tầng tốt nhất là sâu hơn móng của phần thấp tầng để xung quanh móng của phần cao tầng giữ mặt bên được tốt, có lợi cho việc chống lại lực cắt có ở phần đáy do tác động ngang của động đất và tải trọng gió sinh ra. Nếu chiều sâu chôn móng của phần cao tầng và phần thấp tầng bằng nhau hoặc chênh lệch rất ít do khe hẹp mà không bị hạn chế mặt bên, lúc này phải tìm các

biện pháp hữu hiệu. Ví dụ : đưa móng của phần cao tầng xuống sâu hơn, chèn cát vào các khe hở để phần cao tầng và thấp tầng có thể tự do xô dịch theo chiều đứng, có thể truyền được áp lực theo chiều ngang, truyền lực ngang đến lớp đất phía ngoài xung quanh tường.

Trên mặt bằng, ngoài phần cao tầng, đối với phần thấp tầng có chiều dài tương đối nhỏ cũng có thể dùng các dầm ngang của móng hộp phần cao tầng vươn ra để đỡ cột phần thấp tầng. Ví dụ : phần thấp tầng phía Tây lầu mới khách sạn Tây Uyển Bắc Kinh có 2 tầng ngầm, 3 tầng nổi đã dùng phương pháp xử lý này (hình 10-4).



Hình 10-4 : Mặt cắt tầng ngầm khách sạn Tây Uyển

#### 164. Xác định sức chịu tải của móng nhà cao tầng như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Trong thiết kế móng nhà cao tầng, sức chịu tải của nền là số liệu vô cùng quan trọng. Từ nguyên lý của cơ học đất, ta biết : đất nền dưới tác động của tải trọng sẽ sinh ra biến dạng tương ứng. Khi tải trọng tăng tới một mức độ nhất định, đất sẽ mất đi tính ổn định do phá hoại của lực

cất. Phá hoại cật của đất nền đối với công trình luôn luôn rất nguy hiểm, do vậy trong mọi trường hợp đều không cho phép xảy ra. Sự biến dạng của nền sẽ sinh ra lún không đều, nếu vượt qua một trị số nhất định sẽ làm cho công trình bị nghiêng và một vài cấu kiện kết cấu của công trình bị nứt. Do vậy, sự xác định sức chịu tải của nền không những cần xem xét đặc tính bản thân của đất nền mà còn cần xem xét hình thức của móng, loại kết cấu phần trên, và tính chất sử dụng của công trình.

Sức chịu tải của nền thiên nhiên có thể xác định theo các phương pháp sau :

1. Thông qua thí nghiệm tải trọng hiện trường hoặc thí nghiệm xuyên tĩnh.
2. Căn cứ vào tư liệu do các cơ quan khảo sát địa chất cung cấp ;
3. Căn cứ vào chất đất hiện trường theo phụ lục 5 của "Quy phạm thiết kế nền móng xây dựng công nghiệp và dân dụng".

Trị số thiết kế sức chịu tải của nền thiên nhiên  $q_d$ , sau khi hiệu chỉnh độ sâu và độ rộng, tìm được sức chịu tải của nền sau khi hiệu chỉnh  $q$  :

$$q = q_d + \psi_b \gamma (b-3) + \psi_d \gamma_o (d - 1,5) \text{ (kPa)} \quad (10-1)$$

Trong đó :  $\psi_b$  ,  $\psi_d$  - hệ số hiệu chỉnh sức chịu tải của độ rộng móng và chiều sâu, dựa theo loại đất dưới đáy móng tra bảng 10-1;

$\gamma$  - là tích của gia tốc trọng trường  $g$  và mật độ thiên nhiên của đất dưới đáy móng  $p$ , gọi là trọng độ của đất, dưới mực nước ngầm lấy trọng độ hữu hiệu ( $\text{kN/m}^3$ );

b- chiều rộng đáy móng (m), nếu chiều rộng đáy móng nhỏ hơn 3m, lấy theo 3m ; nếu lớn hơn 6m, lấy bằng 6m;

$\gamma_0$  - trọng độ bình quân gia quyền của đất phía trên mặt đáy móng, dưới mực nước ngầm lấy trọng độ hữu hiệu ( $\text{kN/m}^3$ );

d- chiều sâu chôn móng (m), nói chung tính từ mặt đất ngoài nhà, ở nơi đất đắp bằng, có thể tính từ mặt đất đắp ; Nếu, sau khi thi công kết cấu phần trên mới đắp đất thì nên tính từ mặt đất thiên nhiên. Đối với tường trong, tường ngoài và móng cột trong của tầng ngầm không kín bản đáy đều tính từ mặt đất trong phòng. Nếu chiều sâu nhỏ hơn 1,5m tính theo 1,5m.

**Bảng 10-1 : Hệ số điều chỉnh sức chịu tải của đất nền**

Loại đất	$\psi_b$	$\psi_d$
Bùn, đất bùn, đất đắp thủ công, đất sét mà $e$ và $I_1$ đều lớn hơn 0,9	0	1,0
Đất sét đỏ	0,15	1,3
Đất sét mà $e$ , $I_1$ đều nhỏ hơn 0,9	0,3	1,5
Đất bột $e < 0,9$ ; $S_\gamma \leq 50$	0,5	2
Cát phấn, cát mịn (không bao gồm trạng thái chặt khi rất ướt, bão hòa)	2	2,5
Cát trung, cát mịn, sỏi cát và đá sỏi	3	4
Đá phong hóa vừa và ít phong hóa	0	1

*Ghi chú :* Đá phong hóa mạnh có thể tham khảo trị số loại đất tương ứng phong hóa. Trong bảng :  $e$  - tỷ lệ lỗ rỗng ;  $I_1$  - chỉ số chảy ;  $S_\gamma$  - là độ bão hòa (%).

Sức chịu tải chống động đất của nền thiên nhiên nên tính theo công thức sau :

$$f_{SE} = \xi_s f_s \quad (10-2)$$

Trong đó :  $f_{SE}$  - giá trị thiết kế sức chịu tải chống động đất của đất nền sau khi điều chỉnh (kPa) ;

$f_s$  - q tính theo công thức (10-1) (kPa) ;

$\xi_s$  - hệ số điều chỉnh sức chịu tải động đất của đất nền dùng theo bảng 10-2.

Khi cần kiểm tra sức chịu tải hướng đứng dưới tác động của động đất của nền thiên nhiên nên dùng trị số tổ hợp hiệu ứng của tải trọng đứng và tác động động đất, áp lực bình quân đáy móng và áp lực lớn nhất ở biên nền đáp ứng yêu cầu sau :

$$P \leq f_{SE} \quad (10-3)$$

$$P_{max} \leq 1,2 f_{SE} \quad (10-4)$$

Trong đó :  $P, P_{max}$  - trị số thiết kế áp lực bình quân đáy móng và trị số thiết kế áp lực lớn nhất ở biên (kPa);

$f_{SE}$  - trị số thiết kế sức chịu tải động đất của đất nền xác định bằng công thức (10-2) (kPa).

Trong kiểm tra sức chịu tải dưới tác động của trị số tổ hợp hiệu ứng tải trọng hướng đứng và tác động của động đất đối với đất nền thiên nhiên, một phía của mặt đáy móng chịu nén lệch tâm, cho phép có ứng suất bằng không, nhưng diện tích khu vực ứng suất bằng không giữa đáy móng và đất nền không nên vượt quá 25% diện tích đáy móng.

**Bảng 10-2 : Hệ số điều chỉnh sức chịu tải động đất của đất nền**

TT	Tên và trạng thái đất	$\xi_s$
1	Đá, đá vụn chặt, cuội sỏi chặt, cát thô, cát vừa, đất sét và đất bột có $f_k \geq 300$ kPa	1,5
2	Đá vụn chặt vừa, hơi chặt ; cuội sỏi chặt, chặt vừa ; cát thô, vừa ; cát mịn chặt, chặt vừa ; đất sét, đất bột $150 \text{ kPa} \leq f < 300 \text{ kPa}$ .	1,3
3	Cát mịn hơi chặt, đất sét và đất bột $100 \leq f_k < 150 \text{ kPa}$	1,1
4	Đất bùn, bùn, cát rời, đất đắp	1

*Ghi chú :*  $f_k$  là trị số tiêu chuẩn sức chịu tĩnh tải của đất nền.

### 165. Sức chịu tải của cọc đơn xác định như thế nào ?

**TRẢ LỜI :** Móng cọc là một loại móng sâu thường dùng trong nhà cao tầng. Nó không những đáp ứng yêu cầu biến dạng và cường độ của công trình đối với nền tương đối tốt, mà còn có thể chịu được lực ngang và lực nhổ một cách hữu hiệu, có lợi cho việc chống gió và động đất của kết cấu nhà cao tầng. Sức chịu tải của cọc đơn bao gồm sức chịu tải hướng đứng, sức chịu tải hướng ngang và sức chống nhổ.

1. Sức chịu tải hướng đứng của cọc đơn : sức chịu tải hướng đứng, ngoài vật liệu bản thân cọc có đủ cường độ chịu tải, còn có hai phần : lực ma sát mặt bên thân cọc đối với đất và lực cản đầu cọc tạo thành lực đỡ của đất. Phương pháp xác định lực đỡ của đất tốt nhất là thông qua thí nghiệm tĩnh tải tại hiện trường, nhưng thí nghiệm nén tĩnh tương đối tốn



tiên, nên không phải hạng mục công trình nào cũng làm được, mà chỉ có trong công trình quan trọng dùng loại cọc mới thì mới tiến hành thí nghiệm. Công trình nói chung, có thể dựa vào tài liệu địa chất mà bộ môn khảo sát địa chất công trình cung cấp, dựa theo công thức kinh nghiệm xác định sức chịu tải của cọc đơn. Đối với cọc nhồi ngàm vào đá có đường kính lớn và trụ (cọc) mở rộng đáy đường kính lớn, thường thường chỉ xem xét như cọc chống, không tính đến lực ma sát của thân cọc và đất. Khi tính toán sức chịu tải hướng đứng theo cường độ vật liệu bản thân cọc có thể xem cọc như cấu kiện chịu nén đúng tâm.

Công thức kinh nghiệm sức chịu tải hướng đứng của cọc đơn là :

$$\text{- Cọc ma sát : } N_d = q_p A_p + \bar{u} \sum q_s L_i \quad (10-5)$$

$$\text{- Cọc chống : } N_d = q_p A_p \quad (10-6)$$

Trong đó :

$N_d$  - trị số thiết kế sức chịu tải hướng đứng của cọc đơn (kN) ;

$q_p$  - trị số thiết kế sức chịu tải đất mũi cọc (kPa) lấy theo tài liệu khảo sát ;

$A_p$  - diện tích mặt cắt ngang của thân cọc ( $m^2$ ), cọc mở rộng đáy lấy theo diện tích hình chiếu ngang đầu mở rộng ;

$u_p$  - chiều dài chu vi thân cọc (m), với cọc tròn  $u_p = \pi d_1$ ,  $d_1$  là đường kính cọc (m), trị số này xác định theo kinh nghiệm thi công. Khi thiếu kinh nghiệm có thể xác định theo phương pháp sau đây : đối với cọc nhồi tạo lỗ bằng khoan hoặc xối, lấy đường kính mũi khoan tăng thêm 30-50mm (khoan ngập nước) và 40-80mm (khoan xung kích) ; đối với cọc nhồi hạ ống, nói chung lấy  $d_1 = d_e$  ( $d_e$  là đường kính ngoài của ống), khi đóng lại  $d_1 = \sqrt{2} d_e$ , khi đất là đất sét dẻo chảy, dẻo mềm, nên nhân với hệ số 0,7-0,9.

$q_s$ - trị số thiết kế lực ma sát của đất xung quanh thân cọc (kPa), lấy theo tài liệu khảo sát ;

$L_1$ - độ dài các đoạn cọc chia theo các lớp đất (m), sức chịu tải thiết kế của cọc nhồi đường kính lớn ngầm vào nền đá tính theo công thức sau :

$$q_p = f_r \psi_p \quad (10-7)$$

Trong đó :

$f_r$ - cường độ chịu nén giới hạn đơn trục bão hòa của đá (kPa).

$\psi_p$ - hệ số, khi phong hóa ít lấy 0,2-0,33 ; phong hóa vừa lấy 0,17-0,25. Khi lấy, đối với nền đá cứng chủ yếu xem xét khoảng cách mặt kết cấu, hình dáng, tổ hợp của nham thạch, đối với đá mềm, chủ yếu xem xét tính ổn định trong nước.

Công thức tính sức chịu tải hướng đứng của cọc đơn theo cường độ vật liệu thân cọc :

- Cọc bê tông cốt thép :  $N_d = \varphi(f_c A + f'_y A'_s)$  (10-8)

- Cọc bê tông :  $N_d = \varphi f_c A$  (10-9)

Trong đó :  $\varphi$ - hệ số ổn định, đối với móng cọc có đài thấp xem xét đến tác động của lực bên đối với đất, nói chung lấy  $\varphi = 1$  ;

$f_c$ - cường độ thiết kế chịu nén dọc trục của bê tông (kPa);

$A$ - diện tích tiết diện ngang của cọc ( $m^2$ ) ;

$f'_y$ - cường độ thiết kế chịu nén cốt thép dọc của cọc (kPa);

$A'_s$ - diện tích cốt thép dọc toàn bộ cọc ( $m^2$ ).

2- Sức chịu tải ngang của cọc đơn : Nếu ở đầu cọc có tác động của lực ngang và mô men, thân cọc sẽ biến dạng cong và ép đất đối với thân cọc sẽ sinh ra lực chống ngang. Nhân

tố ảnh hưởng tới sức chịu tải ngang của cọc rất nhiều như kích thước tiết diện cọc, độ cứng, cường độ vật liệu cọc, chất đất của nền, độ sâu cắm vào đất của cọc, độ ngàm đỉnh cọc, và *trị số cho phép chuyển vị ngang của đỉnh cọc*. Sức chịu tải ngang của cọc, nói chung cần xác định bằng thí nghiệm. Căn cứ vào các thí nghiệm có liên quan của Bắc Kinh, cọc nhồi có đường kính 400mm, nếu đầu cọc bố trí cốt thép dọc 6  $\phi 12$  và có thép đai, mác bê tông là C15, tổng hợp các kết quả có liên quan, sức chịu tải lực ngang bằng 1/12 - 1/10 sức chịu tải hướng đứng.

Cọc đơn dưới tác động của lực ngang và mô men, nội lực và biến dạng của thân cọc có thể dùng phương pháp m để tìm. Phương pháp này do bộ môn Đường sắt Trung Quốc nêu ra. Các tài liệu đo thực tế thấy rằng : kết quả tìm được theo phương pháp này khi chuyển vị ngang của cọc tương đối lớn và gần với tình hình thực tế.

3. Lực chống nhổ của cọc đơn do lực ma sát giữa đất và mặt bên của thân cọc đảm nhiệm, trừ loại cọc mở rộng móng, nói chung đầu cọc không có tác dụng, lực chống nhổ của cọc đơn có thể tính theo công thức sau :

$$T = \lambda u_p \sum q_s L_i + 0,9W \quad (10-10)$$

Trong đó : T - lực chống nhổ (kN) ;

$\lambda$ - hệ số tỷ lệ giữa lực ma sát giới hạn chống nhổ với lực ma sát giới hạn chịu nén hướng đứng, có thể lấy bằng 0,4 - 0,6. Hệ số này có quan hệ với chiều sâu trong đất của cọc, chiều dài cọc nhỏ hơn 4m có thể lấy giá trị thấp ;

W- trọng lượng bản thân của cọc (kN) nếu cọc ngập trong nước, nên trừ đi lực đẩy nổi của nước.

Các ký hiệu khác như phần trên.

Trong công trình thực tế, móng cọc thường thường do nhiều cọc tạo thành cụm cọc mà không phải là cọc đơn. Cụm cọc do sự cùng làm việc của đài cọc, cọc và đất ; Tính năng làm việc khi chịu tải trọng tác động phức tạp hơn cọc đơn rất nhiều, từ thí nghiệm tĩnh tải của cọc đơn cho thấy : sức chịu tải của các cọc ở vào các vị trí khác nhau trong cùng một khu vực không hoàn toàn giống nhau. Sự khác biệt này chủ yếu do vị trí của cọc trong mặt bằng móng khác nhau và do trình tự trước sau trong thi công sinh ra. Ví dụ cọc đúc sẵn do khi đóng cọc đã có tác dụng ép chặt đất, sức chịu tải của cọc đóng sau thường thường cao hơn cọc đóng trước, sức chịu tải của cọc trong cụm cọc thường lớn hơn sức chịu tải của cọc đơn độc lập. Sự khác biệt này trong lớp đất có cường độ trung bình trở lên càng rõ rệt. Cọc chống trong cụm cọc do truyền tải trọng qua mũi cọc, sức chịu tải của các cọc về cơ bản giống như cọc chống đơn, cho nên tổng sức chịu tải hướng đứng của cụm cọc chống là tổng sức chịu tải hướng đứng của các cọc độc lập. Cụm cọc ma sát dưới tác động của tải trọng đứng thì sức chịu tải có khác nhau rõ rệt với cọc ma sát độc lập, cho nên "Quy phạm thiết kế nền móng công trình công nghiệp và dân dụng" quy định : cọc của móng cọc chống, móng cọc ma sát mà số cọc ít hơn 9 cọc, cọc dưới móng băng không quá hai hàng, thì sức chịu tải của cụm cọc là tổng sức chịu tải của các cọc đơn. Đối với cọc ma sát mà khoảng cách tim cọc nhỏ hơn 6d, số cọc vượt quá 9 cọc, có thể xem cụm cọc và khối đất giữa các cọc như một móng đặc giả tưởng, lấy chiều sâu của mặt bằng mũi cọc làm chiều sâu chôn móng giả tưởng để kiểm tra cường độ nền và độ lún của móng.

## 166. Móng bè có những đặc điểm và yêu cầu cấu tạo gì ?

**TRẢ LỜI :** Móng bè (còn gọi là móng dạng bè) là một dạng móng thường được dùng trong nhà cao tầng. Nó phù hợp với nhà cao tầng mà phần ngầm dùng làm cửa hàng, nhà để xe, phòng máy là những phòng cần có không gian lớn. Loại móng này vừa phù hợp với nền thiên nhiên cũng có thể dùng cho móng cọc. Độ cứng tổng thể của móng bè lớn, có khả năng điều chỉnh một cách hiệu quả áp lực đáy móng và lún không đều và có tính năng chống thấm tương đối tốt. Móng bè trên nền thiên nhiên có thể làm cho sức chịu tải của nền tăng lên cùng với việc gia tăng chiều sâu chôn móng và chiều rộng của móng, làm cho độ lún của móng giảm đi theo sự gia tăng của chiều sâu chôn móng.

Móng bè của kết cấu vách cứng, do tấm bè, khối tường và sàn trên của tầng ngầm tạo thành hình hộp. Tấm bè của kết cấu loại này, nếu sức chịu tải của nền đáp ứng yêu cầu tải trọng của kết cấu bên trên thì viên ngoài trở thành vỏ tường ngoài. Để đáp ứng sức chịu tải của nền cần mở rộng diện tích tấm đáy của móng bè, chiều dài ngang của tấm bè vươn ra ngoài tường ngoài không nên lớn hơn 1m, chiều dọc không nên lớn hơn 0,6m.

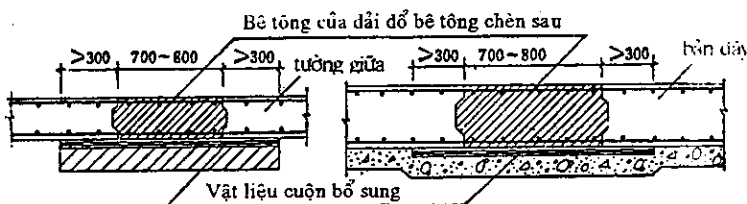
Móng bè của kết cấu khung, kết cấu khung-vách giống như mái bê tông cốt thép bố trí ngược có thể chia thành hai loại là bản sườn và bản phẳng. Diện tích đáy của móng bè nên lớn hơn phần diện tích kết cấu bên trên mà nó phủ, và vươn ra ngoài cột không nhỏ hơn 1m để làm cho phản lực nền dưới tấm bè có xu hướng phân bố đều, đặc biệt là móng bè dạng bản phẳng, mép tấm bè vươn ra ngoài cột một khoảng

nhất định, có lợi cho dải sàn dưới cột chịu lực đều và bố trí cốt thép.

Cường độ bê tông của móng bè không nên thấp hơn C20. Chiều dày lớp đệm thường là 100mm. Khi có yêu cầu chống thấm thì cấp chống thấm của bê tông dầm vây ngoài, tường và tấm bê không thấp hơn S6. Tấm bê của kết cấu vách cứng và móng bè dạng bản sườn của kết cấu khung, kết cấu khung - vách thì hàm lượng cốt thép, bố trí cốt thép có yêu cầu giống như bản sườn của mái. Hàm lượng thép và bố trí cốt thép của tấm bê dạng sàn phẳng của kết cấu khung, kết cấu khung-vách cứng giống như mái không có dầm. Tuy nhiên cốt thép dưới trong nhịp theo phương dọc và ngang của tấm bê phân biệt có hàm lượng thép là 0,15% và 0,1% hoặc không ít hơn 1/3 cốt thép ở gối kéo suốt qua nhịp ; cốt thép bên trên của nhịp phải kéo suốt toàn bộ cốt thép mà tính toán thấy cần có. Chiều dài nối cốt thép tấm bê xem như nối cốt thép ở vùng chịu kéo.

Để giảm ứng suất co ngót của bê tông trong quá trình đông cứng, móng bè theo chiều dài cứ cách 20 - 40m để dải đỡ bê tông sau có chiều rộng 700-800mm. Dải bê tông đỡ chèn sau nên bố trí trong phạm vi của phần giữa khi chia gian hoặc khoảng cách cột thành 3 phần bằng nhau, sau khi bê tông đổ được 2 tuần lễ, dùng bê tông có mác cao hơn một cấp với mác bê tông của móng, xi măng không co ngót để chèn vào dải đỡ bê tông chèn sau, đầm cẩn thận và bảo dưỡng tốt. Cốt thép của dầm và sàn ở vùng có dải bê tông chèn sau phải chạy suốt, hai phía nên dùng giá cốt thép đỡ lưới dây thép hoặc lưới tấm thép phân cách, để làm cho bê tông mới và cũ dính kết tốt với nhau. Nếu dùng tấm cứng

chấn nước, phía dưới tấm đáy của dải bê tông chèn sau nên thêm một lớp chống thấm vật liệu cuộn (hình 10-5).



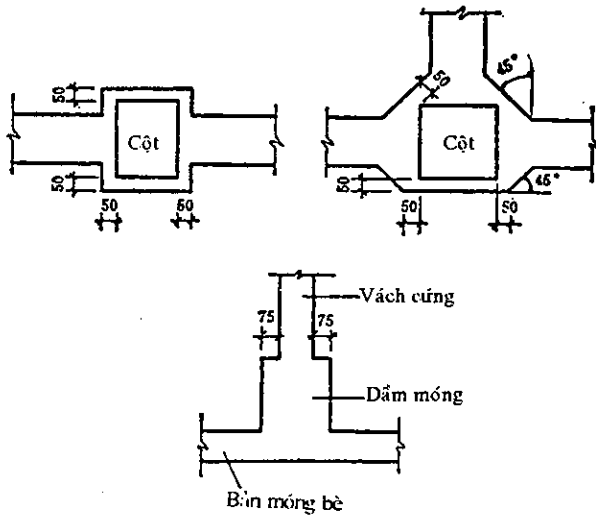
Hình 10-5 : Thi công dải đổ chèn sau.

### 167. Nhà cao tầng có thể dùng móng cột độc lập và móng dầm giao thoa được không ?

**TRẢ LỜI :** Khi móng của nhà cao tầng chôn trên nền đá cứng chưa phong hóa, hay phong hóa ít hoặc trên nền đất cứng, dùng móng cột độc lập hoặc móng dầm giao thoa đủ để chịu tải trọng từ kết cấu bên trên truyền xuống, lúc này có thể dùng móng cột độc lập hoặc móng dầm giao thoa.

Khi dùng móng cột độc lập, có thể dùng giằng nối các móng cột độc lập lại với nhau, như vậy có thể làm tăng tính liên khối của móng, lại có thể dùng giằng để cân bằng mô men uốn từ chân cột truyền đến. Giằng móng đặt mép trên của móng cột, hoặc có thể đặt ở gần tầng ngầm hoặc gần mép tầng dưới.

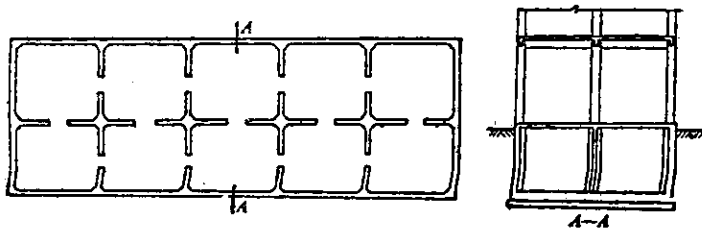
Móng dầm giao thoa có độ cứng không gian tương đối tốt, có thể phân bố tải trọng của cột theo hai phương dọc và ngang, lại có thể điều chỉnh lún không đều của móng. Cấu tạo liên kết giữa móng dầm giao thoa với cột và tường của kết cấu bên trên như hình 10-6.



Hình 10.6 : Liên kết giữa dầm giao thoa với kết cấu bên trên

### 168. Móng hộp có đặc điểm và yêu cầu cấu tạo gì ?

**TRẢ LỜI :** Móng hộp là một dạng móng thường dùng của nhà cao tầng. Kết cấu móng hộp tạo nên do lợi dụng các khối tường dọc, ngang và bản trên (có đủ chiều dày) của tầng ngầm với bản đáy móng (hình 10-7).



Hình 10-7 : Móng hộp



1. Móng hộp có độ cứng tổng thể tốt có lợi cho việc truyền đều tải trọng của kết cấu bên trên cho lớp đất nền, rất hợp với giả thiết sơ đồ tính toán kết cấu nói chung là ngàm kết cấu bên trên vào móng, có lợi cho việc chống động đất. Do sự cùng làm việc của móng hộp và khối đất xung quanh từ đó làm tăng tính ổn định tổng thể của công trình.

2. Kích thước mặt bằng của móng hộp được xác định bởi các yếu tố như sức chịu tải của nền, việc phân bố tải trọng và bố trí kết cấu bên trên. Đối với nhà một đơn nguyên, với điều kiện lớp đất của móng đều và không có ảnh hưởng của tải trọng bên cạnh, tim của mặt bằng đáy móng nên trùng hợp với trọng tâm của tải trọng dài hạn phương đứng của kết cấu. Nếu như không thể trùng hợp thì độ lệch tâm  $e$  phải thỏa mãn điều kiện sau :

- Khi tổ hợp tải trọng tĩnh tải và hoạt tải :

$$e \leq B/60$$

- Khi tổ hợp tải trọng thường xuyên, hoạt tải và tải trọng gió :

$$e \leq B/30$$

Trong đó :  $B$  - chiều rộng hoặc chiều dài của đáy móng hộp hình chữ nhật.

3. Chiều cao của móng hộp phải đáp ứng yêu cầu cường độ, độ cứng và sử dụng của kết cấu, đồng thời phải có độ sâu chôn móng thích đáng. Có chiều sâu chôn móng nhất định, có lợi cho ổn định của đất nền, có thể tăng sức chịu tải của nền, giảm độ lún của móng, tránh cho công trình bị trượt hoặc nghiêng, tăng lực cản, giảm tác động của động đất. Do vậy, chiều cao của móng hộp, nói chung có thể lấy

bằng 1/12 - 1/8 của chiều cao của công trình tính từ mặt đất, không nên nhỏ hơn 1/18 - 1/16 chiều dài của móng hộp và không nhỏ hơn 3m.

4. Tường ngoài của móng hộp nên bố trí dọc theo bốn xung quanh công trình, tường trong bố trí đều theo lưới cột của kết cấu bên trên và phương dọc ngang của vách cứng. Số lượng ít nhất của khối tường phải phù hợp các yêu cầu sau : chiều dài khối tường của mỗi mét vuông diện tích móng không nên nhỏ hơn 400mm ; diện tích tiết diện ngang của khối tường không nên nhỏ hơn 1/10 diện tích móng, công trình dạng bản mà chiều dài của một phương tương đối dài còn phương kia tương đối ngắn, số lượng khối tường dọc không được nhỏ hơn 60% tổng số lượng tường. Tính chiều dài khối tường hoặc diện tích tiết diện ngang của khối tường không khấu trừ diện tích lỗ, diện tích móng không bao gồm phần vươn ra phía ngoài tường của bản đáy.

Lỗ cửa của khối tường phải bố trí ở phần giữa gian cột, khoảng cách từ mép lỗ đến tim cột không nên nhỏ hơn 1,2m, hệ số mở lỗ  $\nu$  phải phù hợp yêu cầu biểu thức sau :

$$\nu = \sqrt{\frac{A_{op}}{A_f}} \leq 0,40 \quad (10-11)$$

Trong đó :

$A_{op}$  - diện tích lỗ trên tường ( $m^2$ );

$A_f$  - Diện tích khối tường (bằng khoảng cách cột nhân với toàn bộ chiều cao móng hộp ( $m^2$ )).

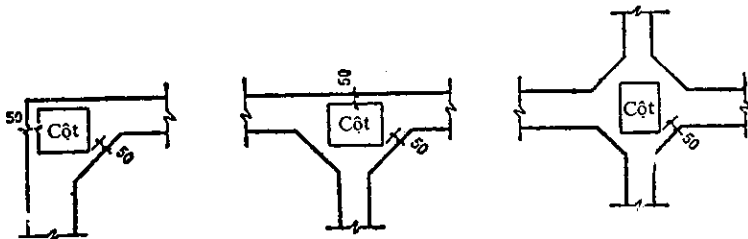
5. Chiều dày của khối tường : tường ngoài không nên nhỏ hơn 250mm, tường trong không nên nhỏ hơn 200mm. Bố trí

cốt thép của tường theo hai mặt, hai hướng ; xác định cốt thép, ngoài việc dựa theo tính toán chịu lực, đường kính cốt thép đứng của tường ngoài không nên nhỏ hơn 12mm, đường kính cốt thép ngang không nhỏ hơn 10mm, khoảng cách đều không lớn hơn 200mm ; đường kính cốt thép đứng và cốt thép ngang của tường trong không nên nhỏ hơn 10mm, khoảng cách không lớn hơn 200mm.

Trừ kết cấu bên trên là vách cứng, phần trên và phần dưới của tường trong và ngoài nên bố trí hai thanh cốt thép chạy suốt có đường kính không nhỏ hơn 20mm, chiều dài mối nối của cốt thép ở khu vực nối chồng và chuyển góc đến theo chiều dài nối của cốt thép chịu kéo.

6. Nơi tiếp giáp giữa cột khung của phần trên và khối tường móng hộp : khoảng cách thông thủy giữa mép tường với mép cột hoặc giữa góc cột với góc chữ bát không nên nhỏ hơn 50mm, để tải trọng cột truyền lan xuống thuận lợi đồng thời tránh do thi công sai sót tạo thành cột hổng chân (hình 10-8). Phải kiểm tra cường độ chịu nén cục bộ do tải trọng đứng ở nơi tiếp giáp giữa cột và móng hộp. Nếu không đáp ứng yêu cầu cường độ nên tìm các biện pháp xử lý.

7. Chiều dày bản trên và bản đáy của móng hộp phải xác định trên cơ sở tình trạng chịu lực, độ cứng tổng thể và yêu



Hình 10-8 : Mặt bằng khối tường móng hộp

cầu chống thấm. Chiều dày bản đáy không nên nhỏ hơn 250mm. Chiều dày bản trên không nên nhỏ hơn 150mm. Bản đáy và bản trên đều bố trí cốt thép theo hai phương, hai lớp. Để xét tới ảnh hưởng uốn cong tổng thể của cốt thép, ngoài việc xác định theo tính toán chịu lực thì cốt thép ở gối hướng dọc và hướng ngang nên phân biệt có hàm lượng cốt thép 0,15% và 0,10% hoặc 1/3 cốt thép ở gối kéo dài vào nhịp, cốt thép chịu lực trong nhịp phải bố trí theo tính toán và toàn bộ kéo suốt nhịp.

8. Chiều dài cốt thép dọc của cột phần trên kéo vào khối tường của móng hộp, cột liên kết ngoài, cột với vách cứng, cột mà tầng ngầm chỉ một phía có tường hoặc 4 xung quanh không có tường, phải kéo dài xuống tận đáy ; cốt thép dọc ở 4 góc các cột trong khác, có thể kéo xuống đến đáy còn các thép dọc khác có thể chỉ kéo vào khối tường một đoạn dài bằng 45 lần đường kính. Nếu móng hộp có tầng ngầm nhiều hơn 1 tầng thì tính liên khối của móng hộp rất tốt nên cốt thép dọc của cột phần trên không cần kéo dài xuống tận đáy của tầng dưới cùng, chỉ cần cốt thép dọc nói ở trên kéo xuống tới chân vách của tầng trên cùng của tầng ngầm là được.

9. Cường độ bê tông của móng hộp không thấp hơn C20, nếu dùng phương án chống thấm bằng bê tông đặc chắc, cấp chống thấm của bê tông kết cấu ngoài vỏ không thấp hơn S6.

10. Móng hộp của cùng một công trình, tránh bố trí khe biến dạng. Để giảm ứng suất co ngót trong quá trình bê tông đông cứng có thể dùng phương án rải sỏi bê tông chèn sau giống như trong móng bè ; khối tường, bản trên và sàn nên đổ liền.

### 169. Tính toán nội lực của móng hộp có những đặc điểm gì ?

**TRẢ LỜI :** 1. Nếu kết cấu móng hộp phù hợp các yêu cầu trên, trong tính toán có thể không xét tới tải trọng gió và tác động của động đất thiết kế phòng chống theo độ 8 trở xuống.

2. Móng hộp mà kết cấu bên trên là vách cứng đỡ tại chỗ : bản trên và bản đáy đều tính theo uốn cục bộ, không xét tới tác động của uốn tổng thể. Để tính nội lực bản trên theo tải trọng thiết kế thông thường, bản đáy theo phản lực đáy móng phân bố đều.

Móng hộp mà kết cấu bên trên là kết cấu khung hoặc kết cấu khung-vách : tính toán nội lực của bản trên và bản đáy phải đồng thời xem xét tác động của uốn cục bộ và uốn tổng thể. Phân bố phản lực đáy móng : chia phương dài của mặt bằng móng làm 8 ô, phương ngắn làm 5 ô (bao gồm cả phần vươn ra của đáy móng), phản lực đáy móng của các ô tính theo công thức sau :

$$P = \frac{\sum P_i}{L \cdot B} \alpha \quad (10-12)$$

Trong đó :

$\sum P$ - tổng tải trọng đứng của kết cấu bên trên và trọng lượng của móng hộp (kN) ;

L và B- chiều dài và chiều rộng mặt bằng bản đáy móng hộp (m) ;

$\alpha$ - hệ số phân bố phản lực đáy móng có xét tới chất đất. xem bảng 10-3 :

**Bảng 10-3 : Hệ số phân lực đáy móng  $\alpha$  đất sét kỹ thứ IV**

L/B = 3-4							
1,282	1,043	0,987	0,970	0,976	0,987	1,043	1,282
1,143	0,930	0,881	0,870	0,870	0,881	0,930	1,143
1,129	0,919	0,869	0,859	0,859	0,869	0,919	1,129
1,143	0,930	0,881	0,870	0,870	0,881	0,930	1,143
1,282	1,043	0,987	0,976	0,976	0,987	1,043	1,282
L/B = 4-6							
1,229	1,042	1,014	1,003	1,003	1,014	1,042	1,229
1,096	0,929	0,904	0,895	0,895	0,904	0,929	1,096
1,082	0,918	0,893	0,884	0,884	0,893	0,918	1,082
1,096	0,929	0,904	0,895	0,895	0,904	0,929	1,096
1,229	1,042	1,014	1,003	1,003	1,014	1,042	1,229
L/B = 6-8							
1,215	1,053	1,013	1,008	1,008	1,013	1,053	1,215
1,083	0,939	0,903	0,899	0,899	0,903	0,939	1,083
1,070	0,927	0,892	0,888	0,888	0,892	0,927	1,070
1,083	0,939	0,903	0,899	0,899	0,903	0,939	1,083
1,215	1,053	1,013	1,008	1,008	1,013	1,053	1,215

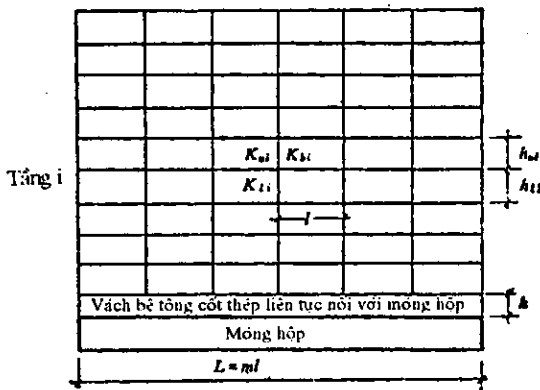
**Bảng 10-4 : Hệ số phân lực đáy móng  $\alpha$  ở khu vực đất yếu**

0,906	0,966	0,814	0,738	0,738	0,814	0,966	0,906
1,124	1,197	1,009	0,914	0,914	1,009	1,197	1,124
1,235	1,314	1,109	1,006	1,006	1,109	1,314	1,235
1,124	1,197	1,009	0,914	0,914	1,009	1,197	1,124
0,906	0,966	0,814	0,738	0,738	0,814	0,966	0,906

Bảng 10-3 phù hợp với đất nền tương đối đều, phần nhô ra của bản đáy không lớn hơn 0,8m, không xét tới móng hộp của công trình một đơn nguyên mà ảnh hưởng tới công trình lân cận.

Nếu tải trọng dọc và ngang của phần trên móng hộp rất không đều, phải cộng phản lực đáy móng tính được theo công thức (10- 12) với phản lực không đều ở đáy móng do mô men uốn lệch tâm sinh ra. Mô men lệch tâm này do tải trọng không đều đối với trục đối xứng phương dọc và ngang của mặt bằng sinh ra, phản lực không đều ở đáy móng do mô men uốn lệch tâm sinh ra phân bố theo đường thẳng.

3. Nếu móng hộp đồng thời xem xét tác động của uốn cục bộ và uốn tổng thể, mô men uốn của tác động uốn cục bộ phải nhân với hệ số giảm 0,8. Khi tính mô men uốn của tác động uốn tổng thể, phải xem xét sự cùng làm việc của kết cấu bên trên và móng hộp. Khi tính toán mô men uốn của



Hình 10-9 : Tác động chung giữa móng hộp và kết cấu bên trên

tác động uốn cục bộ của bản đáy, không nên tính trọng lượng của bản đáy. Khi tính tác động uốn tổng thể của móng hộp, trọng lượng của móng hộp xử lý như tải trọng đều.

4. Khi xét tới tác động uốn tổng thể, mô men tổng thể của móng hộp  $M_g$  có thể tính theo công thức sau :

$$M_g = \frac{E_g J_g}{E_g J_g + E_B J_B} M \quad (10-13)$$

Trong đó :

$M$ - mô men do uốn tổng thể sinh ra, có thể tính theo dầm tĩnh định hoặc các phương pháp hữu hiệu khác ;

$E_g J_g$ - độ cứng của móng hộp. Trong đó :  $E_g$  là Mô đun đàn hồi của bê tông móng hộp;  $J_g$  - mô men quán tính được tính theo tiết diện hình chữ I, chiều rộng cánh trên và cánh dưới của tiết diện hình chữ I lần lượt là toàn bộ chiều rộng của bản trên và bản đáy, còn chiều dày sườn là tổng chiều dày khối tường theo phương uốn;

$E_B J_B$ - tổng độ cứng chuyển đổi của kết cấu bên trên có thể tính theo công thức sau (hình 10-9) :

$$E_B J_B = \sum_{i=1}^n \left[ E_b J_{bi} \left( 1 + \frac{K_{ui} + K_{li}}{2K_{bi} + K_{ui} + K_{li}} m^2 \right) \right] + E_w J_w \quad (10-14)$$

Trong đó :

$E_b$ - mô đun đàn hồi của bê tông dầm cột ;

$J_{bi}$ - mô men quán tính tiết diện của dầm tầng thứ i;

$K_{ui}$ ,  $K_{li}$ ,  $K_{bi}$ - độ cứng tuyến của cột trên, cột dưới, và dầm của tầng thứ i, lần lượt là :

$$J_{ui}/h_{ui} , J_{li}/h_{li} , J_{bi}/l ;$$



$J_{ui}, J_{ji}, J_{bi}$ - mô men quán tính tiết diện của cột trên cột dưới và dầm của tầng thứ  $i$ ;

$h_{ui}, h_{ji}$ - chiều cao cột trên cột dưới tầng thứ  $i$  ;

$L, l$ - tổng chiều dài và khoảng cách cột theo phương uốn của kết cấu bên trên ;

$E_w$ - mô đun đàn hồi bê tông của tường bê tông cốt thép nối tiếp với móng hộp và theo chiều uốn;

$J_w$ - mô men quán tính tiết diện của tường bê tông cốt thép nối tiếp với móng hộp và theo chiều uốn :

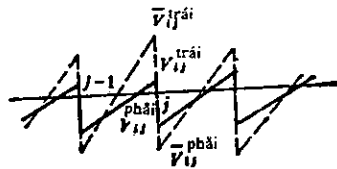
$$J_w = \frac{bh^3}{12}$$

$b, h$ - chiều dày và chiều cao của khối tường ;

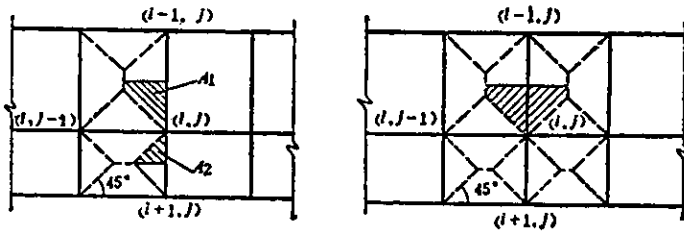
$m$ - số nút theo chiều uốn ;

$n$ - số tầng của công trình.

5. Lực cắt của tiết diện trên khối tường dọc và ngang có thể tính theo phương pháp gần đúng. Khi tính lực cắt của tiết diện tường dọc, xem móng hộp như dầm tĩnh định dưới tác động của tải trọng bên trên và phản lực đáy móng, tìm tổng lực cắt  $V_j$  của tiết diện bên trái và phải của các gối tựa, sau đó phân phối tổng lực cắt đến các dầm tường dọc, lực cắt  $V_{ij}$  bên trái và bên phải tiết diện ở gối  $j$  dầm tường dọc  $i$ , hiệu chỉnh theo công thức sau (hình 10-10) :



Hình 10-10 :  
Điều chỉnh lực cắt



Phương dọc  
 Phương ngang  
 Hình 10-11 : Sơ đồ diện tích cục bộ bản dáy.

$$V_{ij} = \bar{V}_{ij} - P(A_1 + A_2) \quad (10-15)$$

Trong đó :  $\bar{V}_{ij}$  - lực cắt được phân phối ở gối j dáy tường dọc i

$$\bar{V}_{ij} = \frac{V_j}{2} \left( \frac{b_i}{\sum b_i} + \frac{N_{ij}}{\sum N_{ij}} \right); \quad (10-16)$$

$b_i$ - chiều rộng của dáy tường dọc thứ i ;

$\sum b_i$ - tổng chiều rộng của các dáy tường dọc ;

$N_{ij}$ - tải trọng đứng của cột phía trên ở gối j dáy tường dọc i;

$\sum N_{ij}$ - tổng tải trọng đứng của cột phía trên các dáy tường dọc cùng một dáy cột trên hướng ngang ;

$A_1 A_2$ - diện tích cục bộ bản dáy khi tìm  $V_{ij}^{\text{trái}}$  tính theo phần đánh dấu chéo trong hình 10-11a ;

P- phản lực dáy móng.

Lực cắt của tiết diện tường ngang  $V_{ij}^{\text{trên}}$  là diện tích phần đánh dấu chéo trong hình 10-11b nhân với phản lực dáy móng P.

### 170. Có yêu cầu gì trong thiết kế tiết diện móng hộp ?

**TRẢ LỜI :** 1- Chiều dày của bản trên và bản dáy của móng hộp, ngoài việc quyết định cường độ chịu uốn của mặt

cắt ngang trên cơ sở tải trọng và khẩu độ thì cường độ chống cắt của mặt cắt nghiêng phải phù hợp với yêu cầu sau :

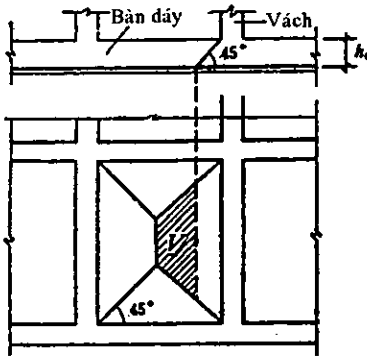
$$V \leq 0,07 f_c b h_0 \quad (10-17)$$

Trong đó :  $V$ - lực cắt mà bản gánh chịu, lực cắt của bản đáy phải trừ đi phản lực đáy móng trong phạm vi góc cứng, góc cứng là  $45^\circ$  (hình 10-12) ;

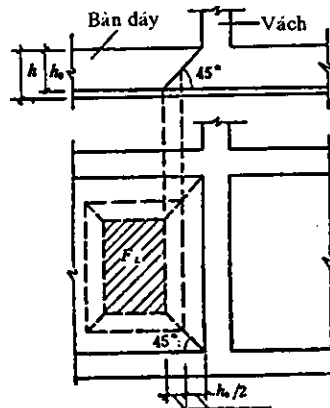
$f_c$ - cường độ thiết kế nén dọc trục của bê tông ;

$b$ - chiều rộng bản dùng để tính toán ;

$h_0$ - chiều cao hữu hiệu của bản.



Hình 10-12 : Sơ đồ phương pháp tính  $V$ .



Hình 10-13 : Vị trí mặt cắt cường độ xuyên cắt.

2- Cường độ xuyên cắt bản đáy của móng hộp tính theo công thức sau :

$$F_L \leq 0,6 f_t S_0 h_0 \quad (10-18)$$

Trong đó :  $F_L$ - phản lực đáy móng (không bao gồm trọng lượng bản đáy) nhân với diện tích phần gạch chéo của hình 10-13;

$f_t$ - cường độ thiết kế chịu kéo của bê tông ;

$S_b$ - chiều dài chu vi ở chỗ cách mép tường  $h_o/2$ .

3- Tường trong, tường ngoài móng hộp, trừ phần trên là vách cứng, tiết diện khối tường đều phải kiểm tra cường độ chống cắt theo công thức dưới đây :

$$V \leq 0,25f_c A \quad (10-19)$$

Trong đó :  $V$ - lực cắt tiết diện đứng của khối tường ;

$f_c$ - cường độ thiết kế nén dọc trục của bê tông tường ;

$A$ - diện tích tiết diện hữu hiệu hướng đứng của khối tường.

4. Đối với tường trong và ngoài có tác động của tải trọng ngang, phải tính mô men uốn và bố trí cốt thép giống như tính bản.

5. Tiết diện dầm vượt trên và dưới qua lỗ của tường, ngoài việc kiểm tra cường độ chống cắt của tiết diện nghiêng còn phải phù hợp các yêu cầu sau đây :

$$V_1 \leq 0,25f_c A_1 \quad (10-20)$$

$$V_2 \leq 0,25f_c A_2 \quad (10-21)$$

Trong đó :

$$V_1 = \mu V + \frac{q_1 L}{2} \quad (10-22)$$

$$V_2 = (1 - \mu) V + \frac{qL}{2} \quad (10-23)$$

Trong đó :  $V$ - lực cắt điểm giữa lỗ ;

$q_1, q$ - tải trọng phân bố đều, tác động trên dầm vượt trên và dưới ;

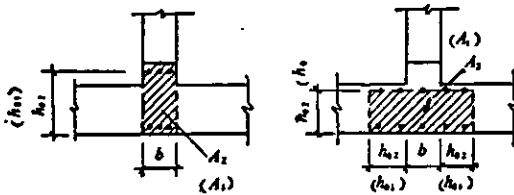
$L$ - chiều rộng thông thủy của lỗ ;

$\mu$ - hệ số phân phối lực cắt :

$$\mu = \frac{1}{2} \left( \frac{h_1}{h_1 + h_2} + \frac{h_1^3}{h_1^3 + h_2^3} \right) \quad (10-24)$$

$h_1, h_2$ - chiều cao tiết diện dầm vượt trên và dưới ;

$A_1, A_2$ - diện tích tiết diện tính toán của dầm vượt trên và dưới, có thể tính theo phần gạch chéo trong hình 10-14, lấy trị số lớn hơn.



Hình 10-14 : Sơ đồ diện tích mặt cắt tính toán của giàng.

6- Tính toán cốt thép dọc của dầm vượt trên và dưới lỗ trên tường, phải đồng thời xem xét tác động của uốn tổng thể và uốn cục bộ. Cốt thép trên và dưới của tiết diện dầm vượt đều bố trí theo mômen uốn tìm được bằng các công thức sau :

$$\text{- Dầm trên : } M_1 = \mu V \frac{l}{2} + \frac{q_1 l^2}{12} \quad (10-25)$$

$$\text{- Dầm dưới : } M_2 = (1 - \mu) V \frac{l}{2} + \frac{q_2 l^2}{12} \quad (10-26)$$

Trong đó :  $\mu, V, l, q_1$  và  $q_2$  như trên đã nêu.

7. Xung quanh lỗ của khối tường móng hộp phải bố trí thép gia cường, diện tích của nó kiểm tra bằng công thức sau :

$$M_1 \leq f_y h_1 (A_{s1} + 1,4A_{s2}) \quad (10-27)$$

$$M_2 \leq f_y h_2 (A_{s1} + 1,4A_{s2}) \quad (10-28)$$

Trong đó :  $M_1, M_2$ - mô men uốn đầu dầm của dầm vượt trên và dưới tính theo công thức (10-25), (10-26) ;

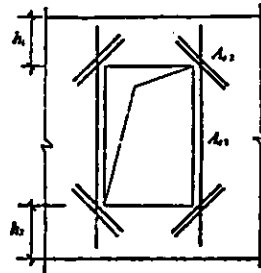
$h_1, h_2$ - chiều cao tiết diện dầm vượt trên và dưới ;

$A_{s1}$ - tổng diện tích cốt thép đứng, thêm ở mỗi phía lỗ ;

$A_{s2}$ - diện tích cốt thép nghiêng thêm ở góc lỗ ;

$f_y$ - cường độ thiết kế chịu kéo của cốt thép.

Diện tích cốt thép thêm ở mỗi phía lỗ không nhỏ hơn một nửa diện tích cốt thép bị cắt trong phạm vi chiều rộng của lỗ và không ít hơn  $2\phi 16$ , chiều dài kéo qua mép lỗ của cốt thép này bằng 40 lần đường kính. Hai mặt khối tương của mỗi góc của lỗ thêm cốt thép xiên không ít hơn  $2\phi 12$ , chiều dài không ngắn hơn 1m (hình 10-15).



Hình 10-15 : Cốt thép gia cường của lỗ

**171. Có những loại cọc nào, khi thiết kế chọn như thế nào ?**

**TRẢ LỜI :** Móng cọc là một dạng móng sâu thường dùng trong xây dựng nhà cao tầng, khi lớp đất nông của nền yếu, không thể đáp ứng yêu cầu về cường độ và biến dạng mà kết cấu phần trên đòi hỏi, dùng móng cọc truyền tải trọng đến lớp đất cứng chắc ở phía dưới hoặc nhờ lực ma sát giữa mặt bên thân cọc với đất để đạt được yêu cầu về cường độ và

biến dạng. Các loại cọc thường dùng có : cọc bê tông cốt thép đúc sẵn, cọc nhồi bê tông, cọc ống thép. Trong đó cọc nhồi bê tông dựa theo công nghệ tạo lỗ có thể chia thành : cọc khoan nhồi, cọc nhồi đào lỗ, cọc nhồi sỏi lỗ, cọc nhồi hạ ống và cọc nhồi đường kính lớn mở rộng đáy bằng khoan hoặc đào thủ công (còn gọi là trụ mở rộng đáy). Khi chọn cọc nên xem xét các nhân tố như : tính năng chất đất của nền, mực nước ngầm, loại kết cấu phần trên, độ lớn tải trọng, sức chịu tải thiết kế của cọc đơn, điều kiện công trường, thiết bị thi công, thông qua so sánh phân tích tổng hợp kinh tế kỹ thuật để quyết định.

### 172. Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn có những yêu cầu cấu tạo gì ?

**TRẢ LỜI :** Tiết diện của cọc bê tông cốt thép đúc sẵn có các dạng hình vuông đặc, hình tròn đặc và loại cọc ống rỗng. Chiều dài mỗi đoạn cọc nếu đúc tại hiện trường không vượt quá 30m, đúc ở nhà máy không nên vượt quá 12m. Cường độ bê tông thân cọc không nên thấp hơn C30, cốt thép dọc của cọc nên xác định theo tính toán, hàm lượng thép không nhỏ hơn 0,8% , đường kính cốt thép không nhỏ hơn 14mm. Nếu cọc vuông mà cạnh bằng hoặc lớn hơn 350mm thì cốt thép dọc không ít hơn 8 thanh. Khi cọc cần đóng vào lớp nền đá phong hóa, lớp đá vụn hoặc dự kiến hạ cọc khó khăn thì đầu cọc nên bố trí góc cọc. Gặp những trường hợp sau, hàm lượng cốt thép dọc của cọc có thể nâng lên 1 - 1,2% :

a. Đầu cọc xuyên qua lớp đất cứng có độ dày nhất định;

b. Độ mảnh của cọc là  $60 < \frac{L}{D} \leq 80$  ;

c. Sức chịu tải thiết kế của cọc đơn khá lớn ;

d. Cọc bố trí dày đặc ;

e. Cọc gặp ảnh hưởng của đồng chất tải trên diện tích mặt bằng lớn.

Nếu dự kiến hạ cọc quá khó khăn, độ mảnh  $L/D > 80$  ( $L$  là chiều dài cọc,  $D$  là đường kính hoặc độ rộng thân cọc). Sức chịu tải thiết kế của cọc rất lớn, mà số cọc của đài rất ít (ít hơn hay bằng 3 cọc), hoặc cọc bố trí 1 hàng, cho phép kết hợp thực tế của công trình cụ thể tăng hàm lượng cốt thép dọc của cọc một cách thích đáng. Nếu dùng cọc dài cần bố trí cốt thép chịu ứng suất khi móc cầu, cho nên phải tăng lượng cốt thép ở gần điểm treo và khu vực treo cầu của cọc, các khu vực khác của thân cọc vẫn có thể bố trí theo tỷ lệ bố trí cốt thép thấp nhất. Khi bố trí cọc, khoảng cách giữa hai cọc không nên nhỏ hơn 3 lần cạnh hoặc đường kính cọc.

Nối đầu cọc không nên vượt quá 2 cái, phương pháp nối đầu nói chung dùng phương pháp hàn nối. Nếu ở lớp đất nông của nền có lớp á cát, lớp cát mịn hoặc các lớp đất khó xuyên qua mà chiều dày lớn hơn 3m, đầu nối của cọc nên bố trí dưới các lớp đất này. Đường kính cốt đai của thân cọc thường là  $\phi 6 - \phi 8$ , khoảng cách không vượt quá 200mm, ở đầu cọc và mũi cọc nên tăng thêm cốt đai, ở mũi cọc các thép dọc nên hàn vào một thanh thép tròn, hoặc dùng tôn gia cường hình thành mũi (guốc) cọc. Đỉnh cọc nên bố trí ít nhất 3 mạng lưới cốt thép gia cường. Chiều dày của lớp bê tông bảo vệ cốt thép dọc của thân cọc không nên nhỏ hơn 35mm.



173. Cọc nhồi bê tông có những yêu cầu cấu tạo gì ?

**TRẢ LỜI :**

1. Đường kính và chiều dài của cọc nhồi khoan, xối, hạ ống, đào lỗ xem bảng 10-5, khoảng cách các cọc xem bảng 10-6.

**Bảng 10-5 : Đường kính và chiều dài cọc nhồi thường dùng**

Phân loại	Khoan lỗ	Xối lỗ	Hạ ống	Đào lỗ
Công nghệ tạo lỗ	Khoan lỗ (giữ thành bằng vữa bentônít)	Xối lỗ (giữ thành bằng vữa bentônít)	Hạ ống bằng đóng	Thủ công đào lỗ
Đường kính cọc d (mm)	300-1400	500-1400	480	800-3000
Chiều dài cọc L (mm)	≤ 50	≤ 50	≤ 25	≤ 50

**Bảng 10-6 : Khoảng cách cọc nhồi**

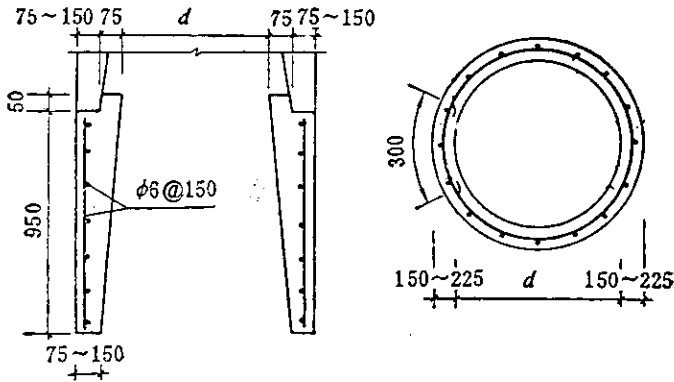
Phương pháp đào		Khoảng cách
- Hạ ống	Qua lớp đất không bão hòa :	≥ 3d
	Qua lớp đất bão hòa :	≥ 3,5d
- Khoan, xối lỗ		≥ 2,5d
Thủ công đào lỗ		Do yêu cầu thiết kế và đảm bảo an toàn thi công quyết định

*Ghi chú :* d - đường kính cọc

2. Cường độ bê tông của thân cọc nói chung không thấp hơn C15; khi nhồi bê tông dưới nước : không thấp hơn C20. Cường độ bê tông bảo vệ thành hố cọc nhồi đào thủ công

không thấp hơn C15. Chiều cao mỗi đoạn bảo vệ thành hố và cấu tạo của nó xem hình 10.16

3. Cốt thép dọc thân cọc nhồi xác định bằng tính toán đồng thời phù hợp các yêu cầu sau :



Hình 10.16 : Cấu tạo bảo vệ thành hố.

a. Đối với cọc chịu nén dọc trục, hàm lượng bố trí cốt thép không nên nhỏ hơn 0,2-0,4%. Đường kính cốt thép dọc không nên nhỏ hơn 10mm, cốt thép dọc của cọc chống nên bố trí suốt dọc thân cọc và bố trí đều xung quanh cọc.

b. Đối với cọc chịu tác động của lực ngang, hàm lượng bố trí cốt thép nhỏ nhất không nên nhỏ hơn 0,4-0,65%. Cốt thép dọc của cọc chống và cọc chống nhỏ nên bố trí suốt chiều dài thân cọc, chiều dài cốt thép dọc của cọc nói chung là  $4/\alpha$  nếu chiều dài cọc nhỏ hơn  $4/\alpha$  nên bố trí cốt thép suốt chiều dài, trong đó  $\alpha$  là hệ số biến dạng thân cọc :

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (10-29)$$

Trong đó :  $m$  - hệ số tỷ lệ của hệ số phản lực ngang của đất tăng theo chiều sâu ( $\text{kPa/m}^2$ ) nói chung xác định bằng thí nghiệm tải trọng ngang cũng có thể lấy theo bảng 10-7.

$b_0$  - chiều rộng tính toán của thân cọc ( $m$ ) lấy theo bảng 10-8 ;

$E$  - mô đun đàn hồi của bê tông thân cọc ( $\text{kPa}$ ) ;

$I$  - mô men quán tính tiết diện thân cọc ( $m^4$ ).

**Bảng 10-7 : Trị số  $m$  của đất nền ( $\text{kPa/m}^2$ )**

Số TT	Tên và trạng thái đất	Chuyển vị ngang của cọc đơn trên mặt đất nhỏ hoặc bằng 6mm
1	Bùn, đất bùn $I_L \geq 1$	$(5-7,5) \times 10^3$
2	Đất sét $0,75 < I_L \leq 1$ , cát mịn rời, đất đắp rời	$(7,5-12) \times 10^3$
3	Đất sét $0,25 < I_L \leq 0,75$ , cát mịn chặt vừa, hơi chặt, đất bột, đất đắp chặt vừa, hơi chặt	$(12-25) \times 10^3$
4	Đất sét $0 < I_L \leq 0,25$ và $I_L \leq 0$ , cát thô chặt, đất đắp chặt vừa	$(25-65) \times 10^3$
5	Đất sỏi chặt, chặt vừa, đá dăm	$(65 - 200) \times 10^3$

*Ghi chú* : 1. Nếu chuyển vị ngang lớn hơn 6mm, sau khi giảm các số trong bảng mới dùng ;

2. Nếu lực ngang là tải trọng lâu dài hoặc thường xuyên, sau khi giảm các số trong bảng mới dùng ;

3.  $I_L$  là chỉ số chảy của đất.

**Bảng 10-8 : Mật độ tính toán tiết diện thân cọc 60 (m)**

Chiều rộng (b) hoặc đường kính (d) của tiết diện (m)	Cọc hình tròn	Cọc hình vuông
$> 1$	$0,9 (d + 1)$	$b + 1$
$\leq 1$	$0,9 (1,5d + 0,5)$	$1,5b + 0,5$

c. Cốt thép dọc của cọc chống nhỏ, nên theo tính toán bố trí cốt thép chịu kéo có chiều dài cục bộ hoặc chạy suốt, nối đầu của cốt thép dọc phải hàn theo yêu cầu cốt thép chịu kéo.

4. Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép dọc của cọc nhồi không nên nhỏ hơn 30mm. Khi nhồi bê tông dưới nước, chiều dày lớp bảo vệ không nhỏ hơn 50mm.

5. Cốt đai của thân cọc nhồi thường là  $\phi 6 - \phi 10$ , khoảng cách là 200 – 300mm có thể dùng đai xoắn ốc, hoặc đai hàn vòng. Nếu chiều dài lồng cốt thép dọc vượt quá 4m, để tăng cường độ cứng và tính toàn khối thì cứ cách khoảng 2m đặt một đường thép đai hàn để gia cường.

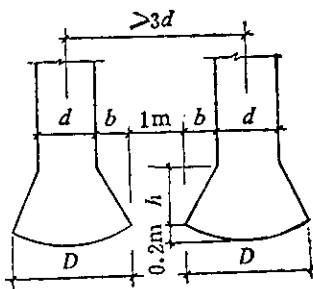
#### 174. Cọc nhồi đường kính lớn mở rộng đáy có những yêu cầu cấu tạo gì ?

**TRẢ LỜI :** Cọc nhồi đường kính lớn mở rộng đáy (còn gọi trụ đường kính lớn mở rộng đáy) là loại cọc mới sử dụng trong công trình cao tầng của Trung Quốc khoảng mười năm *lại đây*. Tính năng chịu lực của nó ở vào khoảng giữa móng cọc và nền tự nhiên, truyền tải trọng tới lớp đất rắn chắc ở phía sâu, lấy chống làm chính, ma sát làm phụ. Nếu chiều

dài thân cọc tương đối ngắn, có thể bỏ tác động của lực ma sát giữa mặt bên của cọc và khối đất. Đường kính  $d$  thân cọc 800 - 2600mm. Tỷ lệ giữa đường kính mở rộng  $D$  và đường kính thân cọc nói chung nhỏ hơn 3.

Phần đáy nên đào thành hình đáy nổi. Giữa phần đáy có thể sâu hơn xung quanh khoảng 0,2m, chiều cao của đoạn mở rộng  $h$  nên xem xét độ cứng của áp lực hướng đứng, góc mở rộng và an toàn thi công, nói chung có thể lấy 1,2 - 2m. Tỷ lệ giữa chiều cao mở rộng  $h$  và độ rộng  $b$  không nên nhỏ hơn 2, khoảng cách giữa tim 2 cọc không nên nhỏ hơn 3 lần đường kính thân cọc, khoảng cách thông thủy giữa đáy phần mở rộng không nên nhỏ hơn 1m (hình 10-17).

Chiều sâu của cọc mở rộng đáy trong lớp chịu lực : đất sét và đất cát là  $\geq 1,5m$  ; lớp cuội sỏi và lớp cát cuội sỏi là  $\geq 50cm$  ; lớp đá bằng 0,5 - 1 lần đường kính thân cọc. Nếu có yêu cầu chống động đất mà phía trên lớp chịu lực là lớp đất dễ chảy, chiều sâu của đầu cọc vào lớp đất chịu lực nên tăng gấp đôi yêu cầu trình bày ở trên.



Hình 10-17

Loại cọc này có ưu điểm là sức chịu tải lớn, truyền lực trực tiếp, lớp đất dưới đáy cọc có thể kiểm tra trực tiếp ; tốc độ

thi công nhanh, thiết bị thi công đơn giản và phù hợp với mặt bằng ngay sát bên cạnh có công trình hoặc điều kiện thi công chật hẹp. Nói chung có thể thi công trên mực nước ngầm. Nếu mực nước ngầm tương đối cao, nên hạ mực nước ngầm trước khi thi công. Dựa theo phương pháp công nghệ tạo lỗ có thể chia ra : tạo lỗ thủ công, đào rộng đáy thủ công ; đào lỗ bằng máy, mở rộng đáy thủ công ; đào lỗ bằng máy, mở rộng đáy bằng máy. Khi đào lỗ bằng thủ công có thể xác định đường kính thân cọc theo yêu cầu, nhưng không nên nhỏ hơn 800mm và nên có lớp bê tông bảo vệ thành hố, cấu tạo của nó giống như bảo vệ thành hố cọc nhồi đào lỗ thủ công (hình 10-16). Hiện nay, khi đào lỗ bằng máy, đường kính cọc có 2 loại : 800 và 1.000mm. Sau khi máy đào hố xong, đặt lớp bảo vệ thành hố bằng lồng cốt thép tạm thời hoặc dùng các biện pháp khác bảo vệ thành hố để đảm bảo an toàn cho người thao tác, mới tiến hành mở rộng đáy bằng thủ công.

Sức chịu tải hướng đứng của cọc mở rộng đáy có thể xác định bằng phương pháp tính toán cọc nhồi. Nếu chiều dài cọc nhỏ hơn 6m, hoặc trong phạm vi chiều dài hữu hiệu của cọc, chiều dày lớp đất đắp thủ công vượt quá 60% chiều dài cọc, khi tính toán sức chịu tải có thể không xem xét lực ma sát của mặt bên thân cọc với khối đất. Phần trên của cọc có dầm móng, độ cứng chống uốn của dầm móng lớn hơn 5 lần độ cứng chống uốn của cọc, hoặc móng hộp, hay kết cấu vách cứng. Đinh cọc chỉ xem xét tác động của lực dọc trục và lực ngang, không xem xét mô men. Nếu không phù hợp các điều kiện trên có thể lấy mô men truyền lực xuống từ cọc, phân phối lại theo độ cứng chống uốn giữa cọc và dầm móng.

Cường độ bê tông của cọc mở rộng đáy không thấp hơn C20, cốt thép dọc của thân cọc nên xác định theo lực tác động, hàm lượng bố trí cốt thép nhỏ nhất không thấp hơn 0,4% diện tích thân cọc, và không ít hơn 8 thanh...

Nếu ở khu vực có động đất, hoặc khu vực tải trọng gió tương đối lớn, hoặc chiều dài cọc nhỏ hơn 15m, cốt thép dọc của cọc nên kéo dài tới đáy ; ở khu vực có tác động động đất hoặc tải trọng gió tương đối nhỏ, hoặc thân cọc tương đối dài, cốt thép dọc có thể chỉ để một nửa kéo dài tới đáy, nhưng không ít hơn 8 thanh, còn một nửa ở trong phạm vi 1/2 thân cọc là được.

Phần mở rộng của đáy cọc không cần bố trí cốt thép riêng. Thép đai dùng đai xoắn ốc hoặc đai vòng, tốt nhất dùng thép đai hàn thành vòng, đường kính thép đai không nhỏ hơn 8mm, khoảng cách 200 – 300mm. Trong phạm vi 1,5m ở đầu cọc, đường kính cốt đai nên tăng thêm 1 cấp, khoảng cách đai nên giảm một nửa. Để tăng độ cứng và tính tổng thể của lồng cốt thép dọc, cứ cách khoảng 2m đặt một thép đai gia cường hàn liền, có đường kính là 12mm. Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép dọc của cọc : nếu không có lớp giữ thành lỗ là 50mm, nếu có lớp giữ thành lỗ là 30mm.

Đỉnh của cọc mở rộng đáy nên đặt đệm cọc (mũ cọc): khoảng cách của neo và cọc nối, cột và giằng, mép mũ cọc tới mép cọc không nhỏ hơn 200mm; bố trí cốt thép không nhỏ hơn  $\phi 12$ ,  $a = 150$  ở trên và dưới. Nếu có dầm móng, hoặc móng hộp hoặc móng bè có thể không cần bố trí thêm mũ cọc, chiều dài của đỉnh cọc cắm vào mũ cọc hoặc tấm đáy móng không nhỏ hơn 50mm ; chiều dài cốt thép dọc của

cọc phải ngàm vào mũ cọc hoặc tấm đáy móng, chiều dài đoạn neo tính theo chiều dài neo thép chịu kéo.

Để tăng cường sức chịu tải ngang (chống động đất và gió lớn) của cọc mở rộng đáy, cọc cần có tính liên khối. Nếu không phải là móng hộp, móng bè, dầm móng thì trên đỉnh cọc bố trí giằng theo hai hướng. Chiều cao tiết diện của nó có thể xác định theo  $1/15 - 1/10$  khoảng cách cột, cốt thép dọc của giằng, ngoài việc xác định theo tính toán tải trọng, diện tích nhỏ nhất của tiết diện cốt thép chịu kéo xác định theo lực kéo bằng 10% lực dọc trục lớn nhất của cột liên kết. Nếu chiều dày tấm đáy của móng hộp hoặc móng bè lớn hơn 300mm có thể không bố trí giằng, nhưng ở đầu cọc theo tìm cọc ở đáy bản nên bố trí không ít hơn 4  $\phi 8$  cốt thép kéo suốt theo 2 hướng, chiều dài cốt thép kéo ngàm vào mũ cột không nên nhỏ hơn 1m, nếu có dầm móng có thể không cần bố trí cốt thép này.

Sau khi tạo lỗ cọc mở rộng đáy nên tiến hành nghiệm thu chất lượng. Độ nghiêng của thân cọc nên  $\leq 1/100$  chiều dài cọc, sai số ngang vị trí cọc không vượt quá 500mm, sai số đường kính cọc là  $\pm 20$ mm, sai số chiều sâu của cọc ngàm vào lớp chịu lực là  $\pm 50$ mm.

### 175. Dùng cọc ống thép, nên chú ý những vấn đề gì ?

**TRẢ LỜI :** Bởi vì giá thành cọc ống thép tương đối đắt, do vậy hiện nay các công trình ở Trung Quốc sử dụng tương đối ít, nếu không có yêu cầu đặc biệt mà có điều kiện sử dụng các loại cọc khác thì cố gắng không dùng cọc ống thép.



Chiều dày thành ống của cọc ống thép nên xác định theo yêu cầu sức chịu tải và xem xét vấn đề xâm thực (rỉ). Độ dày xâm thực xác định theo chiều dày mà trong thời gian sử dụng vỏ ống thép yêu cầu. Nếu đỉnh cọc ở dưới mực nước ngầm mà nước ngầm không có tính xâm thực, tốc độ ăn mòn của vật liệu thép có thể lấy mỗi năm là 0,03mm, thông thường tăng thêm dự trữ ăn mòn 2mm. Tỷ lệ đường kính ngoài của cọc ống thép và chiều dày thành ống không nên lớn hơn 100. Chiều dày nhỏ nhất của vỏ ống không được nhỏ hơn 8mm. Đỉnh cọc và mũi cọc nói chung không cần dùng biện pháp gia cố. Nếu đầu cọc cần xuyên qua chướng ngại vật hoặc đóng vào lớp đá phong hóa, lớp đất cứng thì có thể gia cố mũi cọc.

#### 176. Thiết kế đài của móng cọc có những yêu cầu gì ?

**TRẢ LỜI :** Đỉnh cọc của cọc (bê tông cốt thép đúc sẵn, cọc nhồi bê tông, cọc ống thép) trừ trường hợp liên kết với dầm móng, móng hộp, móng bè, còn đều cần bố trí đài cọc. Thiết kế đài cọc bao gồm việc xác định hình dáng, cốt cao độ mặt đáy, chiều cao, kích thước mặt bằng, mác bê tông, bố trí cốt thép của đài cọc. Kích thước và bố trí cốt thép của đài cọc, ngoài việc xác định trên cơ sở tính toán chịu lực, thì cấu tạo là vấn đề rất quan trọng.

Chiều rộng của đài cọc, với loại một hàng cọc và hai hàng cọc không nên nhỏ hơn  $2d$  ( $d$  là đường kính hoặc chiều dài cạnh của cọc) và cũng không nên nhỏ hơn 600 mm, với các trường hợp khác. Khoảng cách từ tim cọc bên đến mép của

đài cọc không nên nhỏ hơn đường kính hoặc cạnh của cọc, đồng thời khoảng cách thông thủy từ mép cọc đến mép đài cọc không nên nhỏ hơn 150mm. Chiều dày của đài cọc tính từ mặt trên của lớp đệm, không nên nhỏ hơn 300mm, nếu là đài cọc hình chóp; chiều dày mép đài cọc cũng không nên nhỏ hơn 300mm. Liên kết giữa cọc và đài cọc, độ dài của đỉnh cọc ngàm vào đài cọc nói chung không nên nhỏ hơn 50mm, chiều dài cốt thép dọc của đỉnh cọc neo vào đài cọc được xác định theo chiều dài neo của thép chịu kéo.

Mác bê tông của đài cọc không được thấp hơn C15. Bố trí cốt thép ở đài cọc : nếu là đài cọc dạng tám, nên dùng cốt thép chịu lực có đường kính tương đối nhỏ, nhưng đường kính không nên nhỏ hơn 10mm, khoảng cách không nên nhỏ hơn 100mm và không nên lớn hơn 200mm; nếu là đài cọc dạng dầm, đường kính cốt thép dọc không nên nhỏ hơn 12mm, đường kính thép giá đỡ không nên nhỏ hơn 10mm, đường kính cốt thép đai không nên nhỏ hơn 8mm, khoảng cách cốt đai 200 – 300mm. Cốt thép chịu lực của mặt đáy đài cọc, nói chung nên đặt trên đỉnh cọc. Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép nói chung không nên nhỏ hơn 50mm.

Đài cọc của móng cọc độc lập nên bố trí giằng trong các trường hợp dưới đây :

1. Đài cọc đơn nên dùng giằng để cố định đài cọc trên hai hướng vuông góc với nhau, đài có 2 cọc thì nên có giằng cố định theo hướng ngắn của đài cọc.

2. Đáy của giằng đài cọc nên có cùng cốt cao độ với đáy của đài cọc, chiều cao của giằng, ngoài việc xác định bằng

tính toán tải trọng, có thể lấy  $1/15 - 1/10$  khoảng cách tìm của đài cọc bên cạnh, chiều rộng không nhỏ hơn 200mm, giá trị nhỏ nhất của tổng tiết diện cốt thép dọc của giằng có thể xác định theo lực kéo bằng 10% lực dọc trục lớn nhất của cột liên kết, mà cốt thép phía dưới và phía trên không ít hơn  $2\phi 12$ , neo vào đài cọc theo như yêu cầu của thép chịu kéo, cốt thép đai không nhỏ hơn 8mm khoảng cách không lớn hơn 300mm.

3. Giằng liên kết đài cọc đơn, cọc đôi, nên xem xét ảnh hưởng của mô men uốn tác động lên đầu cọc do sai sót vị trí cọc trong thi công sinh ra đối với giằng.

4. Nếu là đài nhiều cọc, nên bố trí giằng ở phía trên của đài cọc, phía đầu dưới cột.

Tính toán đài cọc, chiều dày bản đài cọc chủ yếu xác định theo cường độ cắt tại vị trí cột biên, vị trí đặt cáp của đài cọc và cọc góc, đồng thời phải đáp ứng yêu cầu cường độ chống cắt. Bố trí cốt thép của đài cọc phải đáp ứng yêu cầu mô men của các tiết diện.

## PHỤ LỤC

### PHỤ LỤC 1

CHUYỂN ĐỔI CẤP CƯỜNG ĐỘ BÊ TÔNG RA MÁC BÊ TÔNG  
(Theo TJ 10-74. "Quy phạm thiết kế kết cấu bê tông cốt thép")

Mác bê tông	100	150	200	250	300	400	500	600
Cấp cường độ bê tông	C8	C13	C18	C23	C28	C38	C48	C58

### PHỤ LỤC 2

BẢNG PHÂN LOẠI ĐẤT HIỆN TRƯỜNG XÂY DỰNG  
(Theo GBJ 11-89. "Quy phạm thiết kế chống động đất xây dựng")

Loại hiện trường	Chiều dài lớp đất phủ d (m)				
	0	$2 < d \leq 3$	$3 < d \leq 9$	$9 < d \leq 80$	$d > 80$
Cứng	I				
Cứng vừa		I		II	
Mềm vừa		I	II		III
Mềm yếu		I	II	III	IV

### PHỤ LỤC 3

PHÂN LOẠI CÔNG TRÌNH  
(Theo GBJ 11-89 "Quy phạm thiết kế chống động đất xây dựng")

**Loại A :** Công trình có yêu cầu đặc biệt, như các công trình bị hậu quả nghiêm trọng khi gặp động đất phải do các cơ quan có quyền hạn của Nhà nước phê duyệt.

- . **Loại B** : Công trình liên quan đến con người ở các thành phố chống động đất trọng điểm của Nhà nước.
- . **Loại C** : Các công trình ngoài loại A, B, D.
- . **Loại D** : Các công trình thứ yếu, nếu gặp phá hoại của động đất ít gây nên thương vong và tổn thất kinh tế không lớn.

## PHỤ LỤC 4

### CẤP CHỐNG ĐỘNG ĐẤT CỦA KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG BÊ TÔNG CỐT THÉP.

(Theo JGJ 3-91 "Quy trình thiết kế và thi công kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép")

Loại kết cấu		Độ phòng chống động đất								
		6		7		8		9		
Kết cấu khung	Chiều cao (m)	≤ 25	> 25	≤ 35	> 35	≤ 35	> 35		≥ 25	
	Khung	IV	III	III	II	II	I		I	
- Kết cấu khung-vách - Kết cấu khung-ống	Chiều cao (m)	≤ 50	> 50	≤ 60	> 60	< 50	50 - 80	> 80	≤ 50	
	Khung	IV	III	III	II	III	II	I	I	
	Vách cứng	III		II	II	II	I	I	I	
- Kết cấu vách cứng - Kết cấu vách cứng tầng dưới có không gian lớn	Chiều cao (m)	≤ 60	> 60	≤ 80	> 80	≤ 35	35 - 80	80 - 100	≤ 60	
	Vách cứng chung		IV	III	III	II	III	II	I	I
	Tầng dưới có không gian lớn	Vách cứng	III	II	II	II	II	I	Không nên dùng	Không được dùng
		Khung	III	II	II	I	II	I		
- Kết cấu ống lồng - Kết cấu bó ống	Chiều cao (m)	60 - 180		60 - 150		60-80	80-100		60 - 70	
	Khung	III		II		II	I		I	
	Vách cứng	III		II		I	I		I	

Chú thích :

1. Độ phòng chống đất theo phụ lục 5
2. Đối với phòng chống cấp IV, ngoài quy định ở trên, đều thiết kế không chống động đất.
3. Kết cấu vách cứng, tầng dưới có không gian lớn, cấp chống động đất của vách cứng từ tầng chuyển tiếp trở lên phải theo cấp phòng chống động đất của kết cấu vách cứng nối chung.
4. Cao độ ghi trong bảng là chỉ cao độ từ mặt đất phía ngoài nhà đến cao độ hiên trên mái.

**PHỤ LỤC 5**  
**ĐỘ PHÒNG CHỐNG ĐỘNG ĐẤT**  
**MÀ CẤP ĐỘNG ĐẤT PHẢI XEM XÉT**  
(Theo JGJ 3-91. "Quy trình thiết kế và thi công  
kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép")

Loại công trình		Loại C	Loại B	Loại A
Độ phòng chống		6, 7, 8, 9	6, 7, 8, 9	
Độ phòng chống cần xem xét khi quyết định cấp	Hiện trường loại I	6, 6, 7, 8	6, 7, 8, 9	Phải dùng biện pháp phòng chống đặc biệt
	Hiện trường loại II — IV	6, 7, 8, 9	7, 8, 9	

*Chú thích :* Biện pháp phòng chống động đất độ 9 có thể nâng cao thích đáng.

## MỘT SỐ THUẬT NGỮ CHÍNH

振幅	amplitude of vibration	biên độ dao động
轴心力	axial force	lực dọc trục
箱型基础	box foundation	móng hộp
脆性破坏	brittle failure	phá hoại giòn
阻尼	damp	cản, sức cản
变形	deformation	biến dạng
位移	displacement	chuyển vị
延性破坏	ductile failure	phá hoại dẻo
地震	earthquake	động đất, địa chấn
地震烈度	earthquake intensity	độ động đất
反应谱	earthquake response spectrum	phổ phản ứng
作用效应	effects of actions	hiệu ứng tác động
底部剪力法	equivalent base shear method	phương pháp lực cắt đáy
频率	frequency	tần số
节点	Joint	nút, điểm nút, mối nối
极限状态	limit states	trạng thái giới hạn
振型	mode of vibration	dạng dao động
自振周期	natural period of vibration	chu kỳ riêng
正应力	normal stress	ứng suất pháp tuyến
主应力	principal stress	ứng suất chính
筏型基础	raft foundation	móng bè
作用代表值	representative value of an action	giá trị đại diện tác động
共振	resonance	cộng hưởng
约束变形	restrained deformation	biến dạng dư
自重	self weight	trọng lượng bản thân
跨度	span	nhịp, khẩu độ
刚度	stiffness	độ cứng
时程分析法	time history method	phương pháp phân tích thời gian
筒体结构	tube structure	kết cấu ống
墙	wall	vách, tường
风振	wind vibration	chấn động gió
屈服强度	yield strength	giới hạn chảy



**THƯ VIỆN  
HUBT**

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THAM KHẢO NỘI BỘ



**HỎI - ĐÁP**  
**THIẾT KẾ & THI CÔNG**  
**KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG**  
**TẬP I**

(Tái bản)

*Chịu trách nhiệm xuất bản :*  
**TRINH XUÂN SƠN**

*Biên tập :* KS. TRẦN CƯỜNG  
*Bìa:* KTS. ĐINH VĂN ĐỒNG  
*Trình bày :* MINH TUẤN  
*Sửa bản in :* MINH KHÔI - KIM HOÀN  
*Chế bản :* PHÒNG MÁY TÍNH NXBXD



---

In 200 cuốn khổ 15 x 21cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 120-2014/CXB/743-04/XD ngày 16-1-2014. Quyết định xuất bản số 196-2014/QĐ-XBXD ngày 19-9-2014. In xong nộp lưu chiểu tháng 9-2014.

