

**BỘ XÂY DỰNG  
VIỆN KHOA HỌC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG**

**HƯỚNG DẪN  
THIẾT KẾ KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG  
BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT  
THEO TCXDVN 375:2006**



**NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG**

# LỜI NÓI ĐẦU

Hướng dẫn này được sử dụng trong tính toán, cấu tạo và bố trí cấu kiện, kết cấu bê tông cốt thép nhằm điều chỉnh chuyển vị và nội lực gây ra bởi tác động động đất. Trên quan điểm thiết kế chịu động đất sự điều chỉnh này rất cần thiết để khả năng chịu lực và khả năng tiêu tán năng lượng của kết cấu chịu động đất đạt được quan hệ tối ưu.

Qua đánh giá phản ứng của kết cấu bê tông cốt thép trong các trận động đất và trong phòng thí nghiệm, cũng như qua phản ứng của kết cấu tính toán được bằng mô hình cho thấy vấn đề quan trọng cần chú ý khi thiết kế nhà cao tầng bằng bê tông cốt thép chịu động đất là:

- Tuân thủ nguyên tắc cơ bản của thiết kế chịu động đất;
- Tính toán đúng tác động động đất;
- Lựa chọn cấu tạo và bố trí cấu kiện hợp lý;
- Thiết kế móng phù hợp.

Trong hướng dẫn này bốn vấn đề trên được đề cập theo tinh thần của TCXDVN 375 : 2006 nhưng cụ thể và chi tiết hơn, dễ vận dụng hơn thông qua các bảng tổng hợp, các hình vẽ minh họa và các ví dụ tính toán. Nhiều chỉ dẫn trong tiêu chuẩn còn mang tính nguyên tắc thì trong hướng dẫn này đã được định lượng hoặc công thức hoá.

Trong hướng dẫn này các điều trích dẫn trong TCXDVN 375 : 2006 được chú giải ở lề bên trái; những điều không có chú giải ở lề bên trái, xem nội dung điều đó trong Hướng dẫn.

Tài liệu hướng dẫn này chỉ mới đề cập đến kết cấu bê tông cốt thép. Đối với kết cấu thép, kết cấu liên hợp thép - bê tông, kết cấu gạch đá sẽ được giới thiệu đề cập trong các tài liệu tương tự tiếp theo.

Tài liệu hướng dẫn này là một trong những kết quả thực hiện nhiệm vụ theo Nghị định thư hợp tác Khoa học Công nghệ giữa Việt Nam và Bungari, phía Việt Nam - Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng là đơn vị chủ trì thực hiện, với nhiều cán bộ khoa học tham gia và phân công viết như sau:

PGS.TS Nguyễn Xuân Chính : Tổng chủ biên

GS.TSKH Nguyễn Đăng Bích : Chủ biên chương mở đầu, 1, 3

TS. Nguyễn Đại Minh : Chủ biên chương 2

TS. Trịnh Việt Cường : Chủ biên chương 4

Nhóm tác giả



## Chương mở đầu

# GIỚI THIỆU QUÁ TRÌNH BIÊN SOẠN TCXDVN 375 : 2006

## 1. TÌNH HÌNH BIÊN SOẠN TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH CHỊU ĐỘNG ĐẤT Ở TRONG VÀ NGOÀI NƯỚC

### 1.1. Trong nước

Trong khi chưa có tiêu chuẩn thiết kế chịu động đất thì nhà và công trình xây dựng ở Việt Nam thường được thiết kế kháng chấn theo tiêu chuẩn Liên Xô: *CHuΠ II-7-81\** *Standards and Regulations for construction chapter 7, part II* [1] ; Mỹ: *UBC-1997 Uniform Building Design Code, Chapter 23, Part II* [2]; Nhật: *Standards for Aseismic Civil Engineering Constructions, Earthquake - Resistant Design Method for Buildings* [3] ; Pháp: *Recommendations for the redaction of rules relative to the structures and installations built in regions prone to earthquakes* [4]. Các tiêu chuẩn này đánh giá độ mạnh của động đất theo các thang khác nhau chẳng hạn: CHuΠ II-7-81\* theo thang MSK-64 ; UBC-1997 theo vùng; tiêu chuẩn của Nhật theo thang JMA ; tiêu chuẩn của Pháp theo thang MM.

Ở nước ta từ cấp động đất do Viện Vật lý Địa cầu thuộc Viện Khoa học và Công nghệ Việt Nam cung cấp theo thang MSK - 64 cần được chuyển thành vùng và thang khác nhau khi dùng các tiêu chuẩn khác nhau. Việc chuyển đổi này đã gây ra không ít phiền phức.

Năm 1986 Viện Khoa học và Kỹ thuật Xây dựng cơ bản chủ trì, Hội Khoa học Kỹ thuật Xây dựng Việt Nam, Hội Cơ học Việt Nam bảo trợ đã tổ chức hội thảo "Xây dựng công trình trong vùng có động đất" [5] nhằm tiến tới việc biên soạn tiêu chuẩn thiết kế chịu động đất và các hướng dẫn tính toán thiết kế nhà và công trình trong vùng có động đất. Việc nghiên cứu tính toán kháng chấn ở Việt Nam đã được đề cập đến từ lâu, nhưng đến nay số người quan tâm nghiên cứu và số ấn phẩm còn thực sự ít ỏi. Bài báo "Giới thiệu và so sánh một vài công thức xác định tải trọng động đất tác dụng lên nhà và công trình" của tác giả Hoàng Như Sáu, Nguyễn Đăng Bích, Nguyễn Thanh Sơn đăng trên Nội san Khoa học kỹ thuật xây dựng, số 3 năm 1977 [6] được xem như tư liệu đầu tiên ở trong nước đề cập đến vấn đề tính toán kháng chấn. Sau đó có những nghiên cứu và tài liệu khác:

- Phạm Gia Lộc. Cơ sở của động đất và tính toán công trình chịu tải trọng động đất, NXB Xây dựng 1985 [7].

- Nguyễn Đăng Bích. Những vấn đề xung quanh tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn cho công trình xây dựng ở vùng có động đất ở Việt Nam. Thông báo Khoa học Kỹ thuật xây dựng, Số đặc biệt 1986 [8].

- Báo cáo kết quả đề tài nghiên cứu cấp nhà nước 26B-03-01 "Nghiên cứu phương pháp tính toán công trình có kể đến tải trọng động đất và gió bão". Nguyễn Đăng Bích chủ trì và các cộng tác viên. Hội đồng Khoa học kỹ thuật chuyên ngành Bộ Xây dựng nghiệm thu tháng 8 năm 1988 [9].

- Nguyễn Đình Xuyên, Nguyễn Ngọc Thuỷ. Tính động đất và độ nguy hiểm động đất trên lãnh thổ Việt nam. Thành tựu nghiên cứu Vật lý địa cầu 1987-1997. [10]

- Phan Văn Cúc, Nguyễn Lê Ninh. Tính toán và cấu tạo kháng chấn các công trình nhiều tầng. NXB Khoa học Kỹ thuật 1994 [11].

- Thực hành thiết kế chống động đất cho công trình xây dựng. Tài liệu dịch NXB Xây dựng 1997 [12].

Cơ sở dữ liệu động đất cũng được xây dựng và từng bước hoàn thiện để đáp ứng yêu cầu thiết kế kháng chấn. Năm 1968 Nha khí tượng đã cho xuất bản " Sơ đồ phân vùng động đất miền Bắc Việt Nam" do Nguyễn Khắc Mão và I.A Rezanov chủ trì [13]. Năm 1974 Nguyễn Khắc Mão cho công bố tiếp "Sơ đồ phân vùng động đất Miền Nam Việt Nam" [14]. Năm 1985 trong khuôn khổ chương trình Atlas quốc gia và chương trình hợp tác Việt - Xô về phân vùng động đất, Nguyễn Đình Xuyên và các tác giả khác đã hoàn thành bản đồ phân vùng động đất Việt Nam tỉ lệ 1:2.000.000, vào các năm 1985 và 1989 [15]. Để tiếp tục hoàn thiện bản đồ phân vùng động đất, Bộ Khoa học Công nghệ và Môi trường đã cho Viện Vật lý địa cầu thực hiện đề tài độc lập cấp nhà nước KT-ĐL 92-07 "Cơ sở dữ liệu cho các giải pháp giảm nhẹ hậu quả động đất ở Việt Nam", trong đó có bản đồ phân vùng động đất Việt Nam tỉ lệ 1:1.000.000 do GS.Nguyễn Đình Xuyên chủ trì đã được Hội đồng khoa học công nghệ cấp nhà nước nghiệm thu tháng 8 năm 1996 [16].

Để chính xác hoá cơ sở dữ liệu cho khu vực Hà Nội, Sở Xây dựng Hà Nội đã cho thực hiện đề tài mã số 01-36 " Hoàn chỉnh bản đồ phân vùng nhỏ động đất Hà Nội tỷ lệ 1:25000". Trong đó, các đặc trưng dao động của nền được đánh giá theo trình tự :

- Sử dụng các mối tương quan thực nghiệm của thế giới để xác định các đặc trưng trung bình của dao động phù hợp với bối cảnh địa chấn khu vực Hà Nội;

- Sử dụng các đặc trưng này làm thông số để tính băng gia tốc tương ứng;

- Tính phổ phản ứng trên cơ sở các băng gia tốc được chọn. Kết quả của đề tài gồm: Giản đồ gia tốc chuẩn cho khu vực Hà Nội; Bản đồ phân vùng nhỏ động đất khu vực Hà Nội tỷ lệ 1:25000 do Nguyễn Đình Xuyên chủ trì đã được Hội đồng Khoa học Kỹ thuật thành phố Hà Nội nghiệm thu năm 1996 [17]. Để hoàn thiện hơn các bản đồ (dự báo) độ nguy hiểm động đất lãnh thổ Việt Nam và tiếp cận bước đầu với phương pháp dự báo động đất về thời gian phát sinh, từ năm 2000, Bộ Khoa học Công nghệ giao cho Viện



Vật lý Địa cầu triển khai đề tài "Nghiên cứu dự báo động đất và dao động nền ở Việt Nam" với các mục tiêu [22]:

1. Chính lý, làm chính xác hơn bản đồ dự báo các vùng phát sinh động đất mạnh  $M \geq 5,0$  trên lãnh thổ Việt Nam trên cơ sở bổ sung, cập nhật số liệu và nghiên cứu điều kiện kiến tạo và hoạt động động đất.

2. Tiến hành quan sát, nghiên cứu dao động nền ở Việt Nam, thu thập số liệu, thành lập Atlas dao động nền để sử dụng ở Việt Nam cho các mục đích thiết kế kháng chấn.

3. Thành lập các bản đồ (dự báo) độ nguy hiểm động đất lãnh thổ Việt Nam (các bản đồ dự báo cường độ chấn động cực đại (cấp động đất  $I_{max}$  và gia tốc nền  $a_{max}$ ), cường độ chấn động (cấp động đất  $I$  và gia tốc nền  $A$ ) với xác suất 10% vượt quá trong các khoảng thời gian 20, 50, 100 năm (chu kỳ lặp 190, 475, 950 năm) dùng cho tiêu chuẩn kháng chấn ở Việt Nam.

4. Tìm hiểu dự báo các phương pháp động (theo nghĩa đầy đủ) và kiến nghị công tác triển khai dự báo động đất ở Việt Nam.

Như vậy qua một quá trình bổ sung hoàn chỉnh, bản đồ phân vùng động đất Việt Nam đã khái quát được đầy đủ mức độ hiểu biết hiện nay của chúng ta về động đất trên lãnh thổ nước nhà, có thể sử dụng bản đồ này trong tiêu chuẩn "Thiết kế công trình chịu động đất". Ngoài ra, đối với thành phố Hà Nội đã có bản đồ phân vùng nhỏ động đất và có giản đồ gia tốc chuẩn trên nền đá gốc, có thể dùng làm dữ liệu cho tính toán kháng chấn.

## 1.2. Ngoài nước

Danh mục tiêu chuẩn động đất của các nước trên thế giới do Hội Địa chấn quốc tế sưu tập đến tháng 7 năm 1992 có 37 tiêu chuẩn [18], đó là tiêu chuẩn của các nước: Algeria, Argentina, Australia, Austria, Bulgaria, Canada, Chile, China, Colombia, Costa Rica, Cuba, Egypt, El Salvador, Ethiopia, France, Germany, Greece, India, Indonesia, Iran, Israel, Italy, Japan, Mexico, New Zealand, Nicaragua, Peru, Philippines, Portugal, Romania, Spain, Switzerland, Turkey, Union of Soviet Socialist Republics (USSR), United States of America (USA), Venezuela, Yugoslavia. Ngoài các tiêu chuẩn nói trên còn có tiêu chuẩn động đất khu vực như tiêu chuẩn động đất Châu Âu [19], Tiêu chuẩn động đất Taiwan [21]. Xem xét nội dung các tiêu chuẩn này cho thấy: Khi xây dựng tiêu chuẩn kháng chấn, mỗi nước đều có quan điểm riêng, xuất phát từ chiến lược phát triển kinh tế xã hội cũng như cơ sở vật chất kỹ thuật của nước mình. Các tiêu chuẩn này đều có tính đồng bộ với các tiêu chuẩn liên quan và đều có xu hướng hoà đồng với tiêu chuẩn của các nước trong khu vực.

## 2. TIÊU CHUẨN TCXDVN 375 : 2006

TCXDVN 375:2006 được biên soạn trên cơ sở chấp nhận Eurocode 8 có bổ sung hoặc thay thế các phần mang tính đặc thù Việt Nam.

• *Eurocode 8 có 6 phần:*

- EN1998 - 1: Những điều khoản chung, tác động động đất và những quy định cụ thể cho kết cấu công trình;
- EN1998 - 2: Những điều khoản cụ thể cho cầu;
- EN1998 - 3: Những điều khoản cho đánh giá gia cường, kháng chấn những công trình hiện hữu;
- EN1998 - 4: Những điều khoản cụ thể cho silô, bể chứa, đường ống;
- EN1998 - 5: Những điều khoản cụ thể cho nền móng, tường chắn và những vấn đề địa kỹ thuật;
- EN1998 - 6: Những điều khoản cụ thể cho công trình dạng tháp, dạng cột, ống khói.

Trong lần ban hành này mới đề cập đến các điều khoản đối với nhà và công trình thuộc phân 1 và phân 5 và được đánh số lại như sau:

- Phần 1 tương ứng với EN1998 - 1;
- Phần 2 tương ứng với EN1998 - 5;

• *Phần chấp nhận trong tiêu chuẩn yêu cầu là:*

- Dịch đúng nguyên bản, đúng nội dung, chú ý dịch đúng các thuật ngữ: phải, cần, nên, có thể...

- Diễn đạt để người đọc hiểu được nội dung tiêu chuẩn, các thuật ngữ chọn dịch sát nghĩa, phù hợp ngữ cảnh, yêu cầu văn phong sáng sủa, chặt chẽ, Việt hóa cố gắng đạt mức chấp nhận được.

• *Phần bổ sung hoặc thay thế trong tiêu chuẩn gồm:*

- Thay thế Bảng 4.3 bằng Phụ lục F
- Bổ sung Phụ lục F: Phân cấp phân loại công trình xây dựng
- Bổ sung Phụ lục H: Bản đồ phân vùng gia tốc nền lãnh thổ Việt Nam;
- Bổ sung Phụ lục I: Phân vùng gia tốc nền theo địa danh hành chính;
- Bổ sung Phụ lục K: Bảng chuyển đổi gia tốc nền sang cấp động đất theo thang MSK-64, thang MM và các thang phân bậc khác.

• *Các tiêu chuẩn tham khảo chung trích dẫn ở điều 1.2.1* chưa được thay thế bằng các tiêu chuẩn hiện hành của Việt Nam, vì cần đảm bảo tính đồng bộ giữa các tiêu chuẩn trong hệ thống tiêu chuẩn Châu Âu. Hệ thống tiêu chuẩn Việt Nam tiếp cận hệ thống tiêu chuẩn Châu Âu sẽ lần lượt ban hành các tiêu chuẩn trích dẫn này.

*Các tiêu chuẩn tham khảo chung*

EN 1990 Eurocode 0 - Cơ sở thiết kế kết cấu

EN 1992-1-1	Eurocode 2 - Thiết kế kết cấu bê tông — Phần 1-1: Những quy định chung và những quy định cho nhà và công trình
EN 1993-1-1	Eurocode 3 - Thiết kế kết cấu thép - Phần 1-1: Tổng quát - Những quy định chung và những quy định cho nhà và công trình
EN 1994-1-1	Eurocode 4 - Thiết kế kết cấu liên hợp thép- bê tông - Phần 1-1: Những quy định chung và những quy định cho nhà và công trình
EN 1995-1-1	Eurocode 5 - Thiết kế kết cấu gỗ - Phần 1-1: Những quy định chung và những quy định cho nhà và công trình
EN 1996-1-1	Eurocode 6 - Thiết kế kết cấu gạch đá - Phần 1-1: Những quy định chung và những quy định cho kết cấu gạch đá có cốt thép hoặc không có cốt thép
EN 1997-1-1	Eurocode 7 - Thiết kế địa kỹ thuật - Phần 1: Những quy định chung

• *Bản đồ phân vùng gia tốc nền lãnh thổ Việt Nam là kết quả của đề tài độc lập cấp Nhà nước. “Nghiên cứu dự báo động đất và dao động nền ở Việt Nam do Viện Vật lý địa cầu thiết lập và chịu trách nhiệm pháp lý đã được Hội đồng Nhà nước nghiệm thu năm 2005. Bản đồ sử dụng trong tiêu chuẩn có độ tin cậy và pháp lý tương đương là một phiên bản cụ thể của bản đồ cùng tên đã được chỉnh lý theo kiến nghị trong biên bản đánh giá của Hội đồng nghiệm thu nhà nước.*

Trong bản đồ phân vùng gia tốc, đỉnh gia tốc nền tham chiếu  $a_{gR}$  trên lãnh thổ Việt Nam được biểu thị bằng các đường đẳng trị. Giá trị  $a_{gR}$  giữa hai đường đẳng trị được xác định theo nguyên tắc nội suy tuyến tính. Ở những vùng có thể có tranh chấp về gia tốc nền, giá trị  $a_{gR}$  do chủ đầu tư quyết định.

Từ đỉnh gia tốc nền  $a_{gR}$  có thể chuyển đổi sang cấp động đất theo thang MSK-64, thang MM hoặc các thang phân bậc khác, khi cần áp dụng các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn khác nhau.

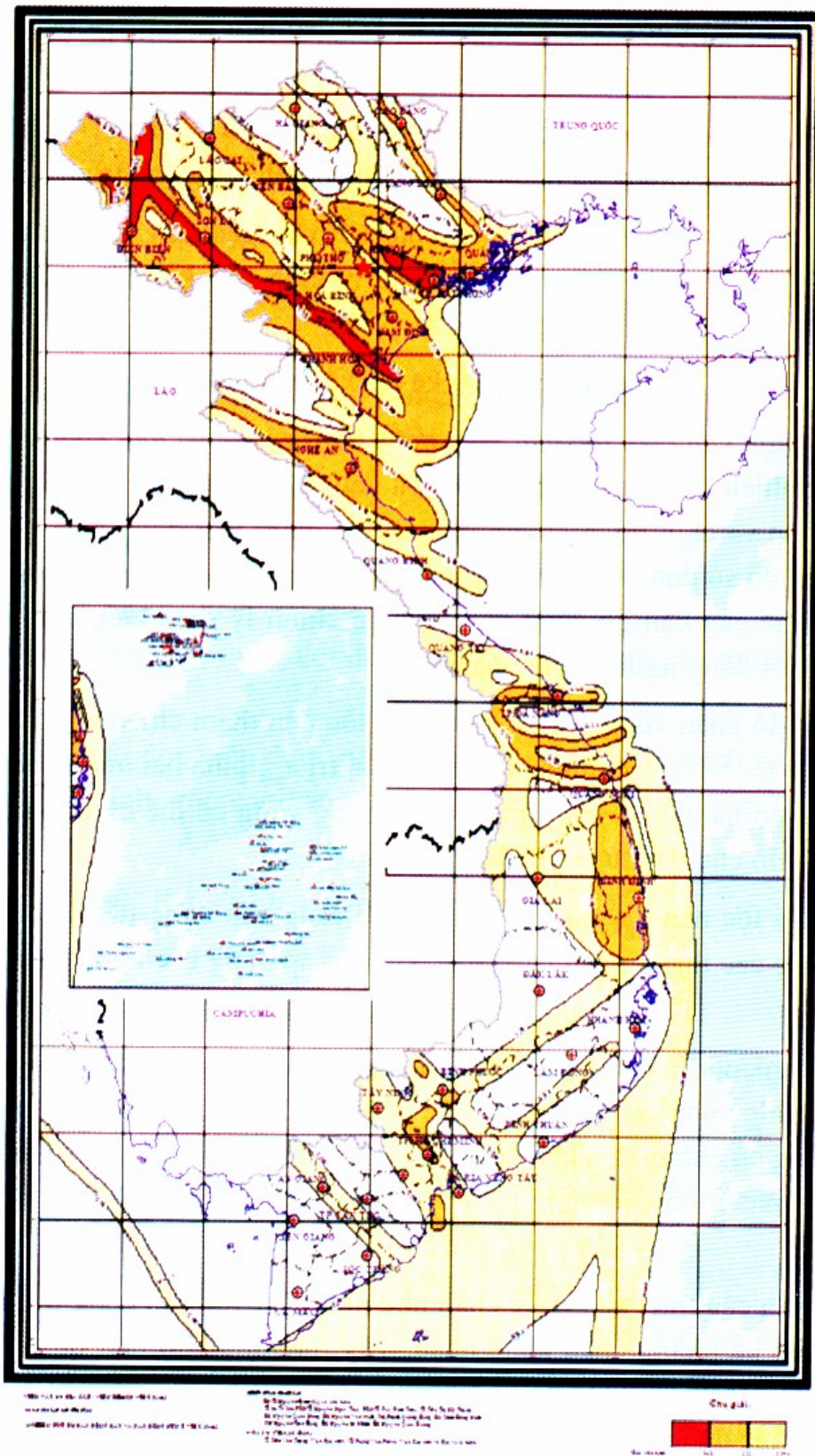
• Trong Eurocode 8 kiến nghị dùng hai dạng đường cong phổ, đường cong phổ dạng 1 dùng cho những vùng có cường độ chấn động  $M_s \geq 5,5$ , đường cong phổ dạng 2 dùng cho những vùng có cường độ chấn động  $M_s < 5,5$ . Trong tiêu chuẩn sử dụng đường cong phổ dạng 1 vì phần lớn các vùng phát sinh động đất của Việt Nam có cường độ chấn động  $M_s \geq 5,5$ .

• Không yêu cầu thiết kế kháng chấn như nhau đối với mọi công trình mà công trình khác nhau thiết kế kháng chấn khác nhau. Tùy theo mức độ tâm quan trọng của công trình đang xem xét để áp dụng hệ số tâm quan trọng  $\gamma_1$  thích hợp. Trường hợp có thể có tranh chấp về mức độ tâm quan trọng, giá trị  $\gamma_1$  do chủ đầu tư quyết định.



### 3. CÁC KẾT QUẢ NGHIÊN CỨU BIÊN SOẠN MỚI HOẶC CHẤP NHẬN THEO EUROCODE 8

#### 3.1. Bản đồ phân vùng gia tốc nền (nghiên cứu biên soạn mới)



Hình 1. Bản đồ phân vùng gia tốc lãnh thổ Việt Nam (Chu kỳ lặp lại 500 năm, nền A)

### 3.2. Phân vùng gia tốc nền theo địa danh hành chính (nghiên cứu biên soạn mới)

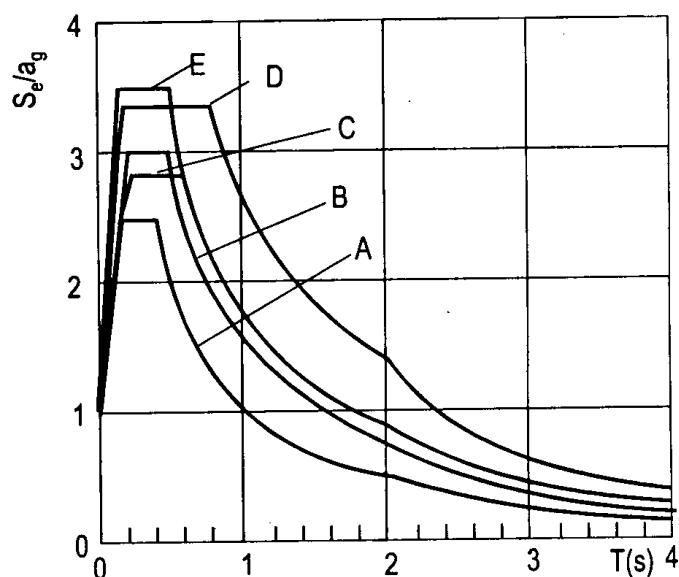
Gia tốc nền được phân vùng theo địa danh đến cấp quận, huyện của 64 tỉnh, thành phố. Sau đây là bảng gia tốc nền minh họa cho một địa danh là thủ đô HN.

**Bảng 2. Giá trị  $a_{gR}$  cho Hà Nội**

(Giá trị này được xem là giá trị đại diện cho cả vùng)

Địa danh		Toạ độ		Gia tốc nền (*)
		Kinh độ	Vĩ độ	
1. Thủ đô Hà Nội				
- Nội thành				
Quận Ba Đình	(P. Cống Vị)	105.81285	21.039762	0.0976
Quận Cầu Giấy	(P. Quan Hoa)	105.799494	21.033276	0.1032
Quận Đống Đa	(P. Thổ Quan)	105.832932	21.018279	0.0983
Quận Hai Bà Trưng	(P. Lê Đại Hành)	105.845952	21.012509	0.0959
Quận Hoàn Kiếm	(P. Hàng Trống)	105.850152	21.029134	0.0892
Quận Hoàng Mai	(P. Phương Mai)	105.838337	21.002169	0.1001
Quận Long Biên	(P. Ngọc Thụy)	105.890797	21.055033	0.0747
Quận Tây Hồ	(P. Nhật Tân)	105.825487	21.077883	0.0819
Quận Thanh Xuân	(P. Thanh Xuân Bắc)	105.799028	20.991092	0.1097
- Huyện Đông Anh	(TT. Đông Anh)	105.84952	21.139421	0.0757
- Huyện Gia Lâm	(TT. Trâu Quỳ)	105.936561	21.019178	0.0769
- Huyện Sóc Sơn	(TT. Sóc Sơn)	105.848517	21.257401	0.0962
- Huyện Thanh Trì	(TT. Văn Điển)	105.845107	20.946091	0.1047
- Huyện Từ Liêm	(TT. Cầu Diễn)	105.762478	21.039765	0.1081

### 3.3. Phổ phản ứng đàn hồi (cho các loại đất nền từ A đến E (độ cứng 5%) (nghiên cứu chấp nhận dạng 1 của Eurocode 8)



**Hình 2. Phổ phản ứng đàn hồi được chấp nhận**

### 3.4. Mức độ quan trọng và hệ số tầm quan trọng (nghiên cứu biên soạn mới)

Mức độ quan trọng		Công trình	Hệ số tầm quan trọng $\gamma_I$
Đặc biệt	Công trình có tầm quan trọng đặc biệt, không cho phép hư hỏng do động đất	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đập bê tông chịu áp chiều cao &gt;100m;</li> <li>- Nhà máy điện có nguồn nguyên tử;</li> <li>- Nhà để nghiên cứu sản xuất thử các chế phẩm sinh vật kích độc, các loại vi khuẩn, mầm bệnh thiên nhiên và nhân tạo (chuột dịch, dịch tả, thương hàn .v.v.l);</li> <li>- Công trình cột, tháp cao hơn 300 m;</li> <li>- Nhà cao tầng cao hơn 60 tầng.</li> </ul>	Thiết kế với gia tốc lớn nhất có thể xảy ra
I	Công trình có tầm quan trọng sống còn với việc bảo vệ cộng đồng, chức năng không được gián đoạn trong quá trình xảy ra động đất	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Công trình thường xuyên đông người có hệ số sử dụng cao: công trình mục I-2.a, I-2.b, I-2.d, I-2.h, I-2.k, I-2.l, I-2.m có số tầng, nhịp, diện tích sử dụng hoặc sức chứa phân loại cấp I;</li> <li>- Công trình mà chức năng không được gián đoạn sau động đất: Công trình công cộng I-2.c diện tích sử dụng phân loại cấp I;</li> <li>- Công trình mục II-9.a, II-9.b; công trình mục V-1.a, V-1.b phân loại cấp I;</li> <li>- Kho chứa hoặc tuyến ống có liên quan đến chất độc hại, chất dễ cháy, dễ nổ: công trình mục II-5.a, II-5.b, mục II-5.c phân loại cấp I, II;</li> <li>- Nhà cao tầng cao từ 20 tầng đến 60 tầng, công trình dạng tháp cao từ 200 m đến 300 m.</li> </ul>	1,25
II	Công trình có tầm quan trọng trong việc ngăn ngừa hậu quả động đất, nếu bị sụp đổ gây tổn thất lớn về người và tài sản	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Công trình thường xuyên đông người, có hệ số sử dụng cao: công trình mục I-2.a, I-2.b, I-2.d, I-2.h, I-2.k, I-2.l, I-2.m có nhịp, diện tích sử dụng hoặc sức chứa phân loại cấp II;</li> <li>- Trụ sở hành chính cơ quan cấp tỉnh, thành phố, các công trình trọng yếu của các tỉnh, thành phố đóng vai trò đầu mối như: Công trình mục I-2.d, I-2.g, I-2.h có nhịp, diện tích sử dụng phân loại cấp I, II;</li> <li>- Các hạng mục quan trọng, lắp đặt các thiết bị có giá trị kinh tế cao của các nhà máy thuộc công trình công nghiệp mục II-1 đến II-4, từ II-6 đến II-8; từ II-10 đến II-12, công trình năng lượng mục II-9.a, II-9.b; công trình giao thông III-3, III-5; công trình thủy lợi IV-2; công trình hầm III-4; công trình cấp thoát nước V-1 tất cả thuộc phân loại cấp I, II;</li> <li>- Các công trình quốc phòng, an ninh;</li> <li>- Nhà cao tầng cao từ 9 tầng đến 19 tầng, công trình dạng tháp cao từ 100 m đến 200 m.</li> </ul>	1,00



Mức độ quan trọng		Công trình	Hệ số tầm quan trọng $\gamma_I$
III	Công trình không thuộc mức độ đặc biệt và mức độ I, II, IV	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nhà ở mục I-1, nhà làm việc mục I-2.đ, nhà triển lãm, nhà văn hoá, câu lạc bộ, nhà biểu diễn, nhà hát, rạp chiếu bóng, rạp xiếc phân loại cấp III;</li> <li>- Công trình công nghiệp mục II-1 đến II-4, từ II-6 đến II-8; từ II-10 đến II-12 phân loại cấp III diện tích sử dụng từ 1000 m<sup>2</sup> đến 5000 m<sup>2</sup>;</li> <li>- Nhà cao từ 4 tầng đến 8 tầng, công trình dạng tháp cao từ 50 m đến 100 m;</li> <li>- Tường cao hơn 10 m.</li> </ul>	0,75
IV	Công trình có tầm quan trọng thứ yếu đối với sự an toàn sinh mạng con người	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nhà tạm : cao không quá 3 tầng;</li> <li>- Trại chăn nuôi gia súc 1 tầng;</li> <li>- Kho chứa hàng hoá diện tích sử dụng không quá 1000 m<sup>2</sup></li> <li>- Xưởng sửa chữa, công trình công nghiệp phụ trợ; thứ tự mục II-1 đến II-4, từ II-6 đến II-8; từ II-10 đến II-12 phân loại cấp IV;</li> <li>- Công trình mà sự hư hỏng do động đất ít gây thiệt hại về người và thiết bị quý giá.</li> </ul>	Không yêu cầu tính toán kháng chấn

### 3.5. Phân loại đất nền

**Bảng 4. Phân loại đất nền theo Eurocode 8**

Loại	Mô tả	Các tham số		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (nhát/30cm)	$c_u$ (Pa)
A	Đá hoặc các kiến tạo địa chất khác tựa đá, kể cả các đất yếu hơn trên bề mặt với bề dày lớn nhất là 5m.	>800	-	-
B	Đất cát, cuội sỏi rất chặt hoặc đất sét rất cứng có bề dày ít nhất hàng chục mét, tính chất cơ học tăng dần theo độ sâu.	360-800	>50	>250
C	Đất cát, cuội sỏi chặt, chặt vừa hoặc đất sét cứng có bề dày lớn từ hàng chục tới hàng trăm mét.	180-360	15-50	70 - 250
D	Đất rời trạng thái từ xốp đến chặt vừa (có hoặc không xen kẹp vài lớp đất dính) hoặc có đa phần đất dính trạng thái từ mềm đến cứng vừa.	<180	<15	<70

Loại	Mô tả	Các tham số		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (nhát/30cm)	$c_u$ (Pa)
E	Địa tầng bao gồm lớp đất trầm tích sông ở trên mặt với bề dày trong khoảng 5-20m có giá trị tốc độ truyền sóng như loại C, D và bên dưới là các đất cứng hơn với tốc độ truyền sóng $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Địa tầng bao gồm hoặc chứa một lớp đất sét mềm/bùn (bùn) tính dẻo cao ( $PI > 40$ ) và độ ẩm cao, có chiều dày ít nhất là 10m.	< 100 (tham khảo)	-	10-20
$S_2$	Địa tầng bao gồm các đất dễ hoá lỏng, đất sét nhạy hoặc các đất khác với các đất trong các loại nền A-E hoặc $S_1$ .			

### 3.6. Hệ số ứng xử (nghiên cứu chấp nhận Eurocode 8)

Hệ số ứng xử lấy theo giải pháp cấu tạo và phương án kết cấu.

Hệ số ứng xử  $q$  lớn nhất nhằm xét tới khả năng tiêu tán năng lượng được xác định cho mỗi hướng tác động động đất theo biểu thức sau:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

Trong đó:  $q_0$  - giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, phụ thuộc vào loại kết cấu sử dụng và tính đều đặn theo mặt đứng của công trình;

$k_w$  - hệ số phản ánh dạng phá hoại chiếm ưu thế trong hệ kết cấu có tường chịu lực.

## 4. KẾT LUẬN

- Vấn đề quan trọng nhất khi biên soạn TCXDVN 375:2006 là nghiên cứu biên soạn các Phụ lục quốc gia. Nhiều phụ lục đã được tổ chức nghiên cứu, biên soạn mới như: Xây dựng phổ phản ứng đàn hồi theo số liệu động đất Việt Nam, nhưng khi xét duyệt thấy chưa đủ độ tin cậy nên đã chấp nhận sử dụng dạng 1 của phổ phản ứng đàn hồi trong Eurocode 8;

- Tiêu chuẩn thiết kế công trình chịu động đất có nội dung rất phong phú, liên quan đến nhiều lĩnh vực kỹ thuật chuyên sâu. Vì vậy việc biên soạn TCXDVN 375 : 2006 có sự đóng góp công sức của nhiều nhà khoa học ở trong và ngoài ngành xây dựng ở các Viện nghiên cứu, các Trường đại học và các Công ty tư vấn thiết kế xây dựng;

- Để sử dụng TCXDVN 375 : 2006 trong thiết kế công trình chịu động đất, rất cần sự hướng dẫn, tập huấn và nghiên cứu thấu đáo nội dung tiêu chuẩn. Nhiều nguyên tắc, quy định, khái niệm trong nội dung tiêu chuẩn là mới và hiện đại. Vì vậy, việc tìm hiểu nội dung tiêu chuẩn khi ứng dụng nó là cần thiết.

## Chương 1

# NGUYÊN TẮC CƠ BẢN CỦA THIẾT KẾ KHÁNG CHẤN

### 1.1. NHỮNG YÊU CẦU VÀ TIÊU CHÍ CẦN TUÂN THEO

#### 1.1.1. Những yêu cầu cơ bản

**1.1.1.1.** Kết cấu trong vùng có động đất phải được thiết kế và thi công sao cho thỏa mãn những yêu cầu dưới đây. Mỗi yêu cầu phải có độ tin cậy thích hợp

##### + Yêu cầu không sụp đổ.

Kết cấu phải được thiết kế và thi công để chịu được tác động động đất thiết kế như định nghĩa trong Chương 3 mà không bị sụp đổ cục bộ hay sụp đổ toàn phần, đồng thời giữ được tính toàn vẹn của kết cấu và còn khả năng chịu tải trọng thẳng đứng sau khi động đất xảy ra. Tác động động đất thiết kế được biểu thị qua các yếu tố:

a) Tác động động đất tham chiếu gắn liền với xác suất vượt quá tham chiếu  $P_{NCR}$ , trong 50 năm hoặc một chu kỳ lặp tham chiếu,  $T_{NCR}$ .

b) hệ số tâm quan trọng  $\gamma_I$ , xem (1.1.1.2) và (1.1.1.3) của điều này để tính đến mức độ tin cậy khác nhau.

**Ghi chú 1:** Các giá trị ấn định cho  $P_{NCR}$  hoặc cho  $T_{NCR}$  để sử dụng cho Việt Nam là  $P_{NCR} = 10\%$  và  $T_{NCR} = 475$  năm.

**Ghi chú 2:** Giá trị của xác suất vượt quá  $P_R$ , trong  $T_L$  năm của mức độ tác động động đất cụ thể có liên quan tới chu kỳ lặp trung bình  $T_R$ , của mức độ tác động động đất này như sau  $T_R = -T_L \ln(1 - P_R)$ . Vì thế, với một giá trị  $T_L$  cho trước, tác động động đất có thể được xác định một cách tương đương theo 2 cách: hoặc là bằng chu kỳ lặp trung bình,  $T_R$ , hoặc là bằng xác suất vượt quá,  $P_R$  trong  $T_L$  năm.

##### + Yêu cầu hạn chế hư hỏng

Công trình cần được thiết kế và thi công để chịu được tác động động đất có xác suất xảy ra lớn hơn so với tác động động đất thiết kế, mà không gây hư hại và những hạn chế sử dụng kèm theo, các hư hỏng có thể sửa chữa với chi phí thấp so với giá thành bản thân kết cấu. Tác động động đất được đưa vào tính toán cho “yêu cầu hạn chế hư hỏng” có xác suất vượt quá,  $P_{DLR}$  trong 10 năm và chu kỳ lặp  $T_{DLR}$ . Khi không có những thông tin chính xác hơn, có thể sử dụng hệ số giảm tác động động đất thiết kế theo 4.4.3.2(2) để tính tác động động đất dùng kiểm tra “yêu cầu hạn chế hư hỏng”.



**Ghi chú 3:** Các giá trị ấn định cho  $P_{DLR}$  hoặc  $T_{DLR}$  để sử dụng ở Việt Nam là  $P_{DLR} = 10\%$  và  $T_{DLR} = 95$  năm.

**1.1.1.2.** Độ tin cậy cho “yêu cầu không sụp đổ” và “yêu cầu hạn chế hư hỏng” được thiết lập bởi các cơ quan nhà nước có thẩm quyền đối với các loại nhà và công trình dân dụng khác nhau trên cơ sở những hậu quả của phá hoại.

**1.1.1.3.** Các mức độ tin cậy khác nhau được xét tới bằng cách phân loại công trình theo mức độ quan trọng khác nhau. Mỗi mức độ quan trọng được gán một hệ số tầm quan trọng  $\gamma_1$ . Khi có thể được, hệ số này cần thiết lập sao cho nó tương ứng với một chu kỳ lặp có giá trị dài hơn hoặc ngắn hơn của hiện tượng động đất (so với chu kỳ lặp tham chiếu), cho chu kỳ lặp này là phù hợp để thiết kế từng loại công trình cụ thể (xem 3.2.1(3)). Các định nghĩa về mức độ và hệ số tầm quan trọng cho trong Phụ lục F, Phần 1.

**1.1.1.4.** Các mức độ khác nhau của độ tin cậy thu được bằng cách nhân tác động động đất tham chiếu hoặc nhân những hệ quả tác động tương ứng khi sử dụng phương pháp phân tích tuyến tính với hệ số tầm quan trọng này. Chỉ dẫn chi tiết về mức độ quan trọng và các hệ số tầm quan trọng được cho ở 4.2.5.

**Ghi chú:** Tại hầu hết các địa điểm, xác suất vượt quá theo năm  $H(a_{gR})$  của đỉnh gia tốc nên tham chiếu  $a_{gR}$  có thể xem như đại lượng biến thiên theo  $a_{gR}$  như sau:  $H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}$ , với giá trị của số mũ  $k$  phụ thuộc vào tính động đất, nhưng nói chung là bằng 3. Vì thế, nếu tác động động đất được định nghĩa dưới dạng đỉnh gia tốc nên tham chiếu  $a_{gR}$ , thì giá trị của hệ số tầm quan trọng  $\gamma_1$ , mà nhân với tác động động đất tham chiếu để đạt được cùng một xác suất vượt quá trong  $T_L$  năm cũng như trong  $T_{LR}$  năm theo đó tác động động đất tham chiếu được xác định, có thể được tính bằng:  $\gamma_1 \approx (T_{LR}/T_L)^{1/k}$ . Một cách khác, giá trị của hệ số tầm quan trọng  $\gamma_1$ , mà phải nhân với tác động động đất tham chiếu để đạt được xác suất vượt quá  $P_L$  của tác động động đất trong  $T_L$  năm, khác với xác suất vượt quá tham chiếu  $P_{LR}$ , cũng trên cùng số năm là  $T_L$ , có thể được tính bằng:  $\gamma_1 \approx (P_L/P_{LR})^{1/k}$ .

## 1.1.2. Những tiêu chí cần tuân theo

### 1.1.2.1. Tổng quát

a) Để thỏa mãn những yêu cầu cơ bản đã đưa ra trong 2.1, các trạng thái giới hạn sau đây phải được kiểm tra (xem 2.2.2 và 2.2.3):

+ Trạng thái cực hạn

) + Trạng thái hạn chế hư hỏng

) Trạng thái cực hạn là các trạng thái liên quan tới sự sụp đổ hoặc các dạng hư hỏng khác của kết cấu có thể gây nguy hiểm cho sự an toàn của con người.

Trạng thái hạn chế hư hỏng là các trạng thái liên quan tới sự hư hỏng mà vượt quá sẽ làm cho một số yêu cầu sử dụng cụ thể không còn được thỏa mãn.

b) Để hạn chế nguy cơ và để nâng cao khả năng làm việc của kết cấu khi chịu những tác động động đất nghiêm trọng hơn so với tác động động đất thiết kế, phải thực hiện thêm một số biện pháp cụ thể thích hợp (xem 2.2.4).

c) Đối với các loại kết cấu đã xác định là xây dựng trong vùng động đất yếu (xem 3.2.1(4)), những yêu cầu cơ bản có thể thoả mãn thông qua việc áp dụng những quy định đơn giản hơn so với những quy định cho trong các phần có liên quan của tiêu chuẩn.

d) Trong trường hợp động đất rất yếu, không nhất thiết phải tuân theo những điều khoản của tiêu chuẩn xem 3.2.1(5) và ghi chú về định nghĩa những trường hợp động đất rất yếu.

e) Những quy định cụ thể cho “Nhà xây đơn giản” được cho trong chương 9. Khi tuân thủ những quy định này, “Nhà xây đơn giản” như vậy được xem là thoả mãn các yêu cầu cơ bản của tiêu chuẩn mà không cần kiểm tra phân tích độ an toàn.

### **1.1.2.2. Trạng thái cực hạn**

a) Hệ kết cấu phải được kiểm tra về khả năng chịu lực và khả năng tiêu tán năng lượng như đã quy định trong các phần có liên quan của tiêu chuẩn.

b) Khả năng chịu lực và khả năng tiêu tán năng lượng của kết cấu liên quan đến khả năng khai thác phản ứng phi tuyến của nó. Trong thực tế, sự cân bằng giữa khả năng chịu lực và khả năng tiêu tán năng lượng được đặc trưng bởi các giá trị của hệ số ứng xử  $q$  và việc phân cấp độ dẻo tương ứng, cho trong các phần có liên quan của tiêu chuẩn. Trong trường hợp giới hạn, khi thiết kế các kết cấu được xem là không tiêu tán năng lượng thì không tính đến bất kỳ một sự tiêu tán năng lượng nào do hiện tượng trễ và nói chung không xét tới hệ số ứng xử  $q$  lớn hơn 1,5, là giá trị đã tính đến khả năng vượt cường độ. Đối với kết cấu thép hoặc kết cấu liên hợp thép — bê tông, giá trị giới hạn này của hệ số  $q$  có thể lấy từ 1,5 đến 2. Với những kết cấu tiêu tán năng lượng, để tính đến sự tiêu tán năng lượng trễ, hệ số ứng xử được lấy lớn hơn những giá trị giới hạn nói trên. Sự tiêu tán năng lượng này chủ yếu xảy ra trong các vùng được thiết kế một cách đặc biệt, gọi là vùng tiêu tán năng lượng hoặc vùng tới hạn.

*Ghi chú: Giá trị của hệ số ứng xử  $q$  cần được giới hạn bởi trạng thái giới hạn ổn định động của kết cấu và bởi sự hư hỏng do mỏi chu kỳ thấp của các chi tiết kết cấu (đặc biệt là các liên kết). Phải áp dụng điều kiện giới hạn bất lợi nhất khi xác định các giá trị của hệ số  $q$ . Các giá trị của hệ số  $q$  cho trong các chương liên quan được xem là tuân thủ yêu cầu này.*

c) Phải kiểm tra để bảo đảm ổn định của kết cấu tổng thể dưới tác động động đất thiết kế. Cần xem xét cả ổn định về trượt và về lật. Những quy định cụ thể để kiểm tra về lật của công trình được cho trong các phần liên quan của tiêu chuẩn.

d) Cần kiểm tra cả cấu kiện móng và đất dưới móng có khả năng chịu được những hệ quả của tác động sinh ra từ phản ứng của kết cấu bên trên mà không gây ra những biến dạng thường xuyên đáng kể. Trong việc xác định các phản lực, phải xét đến độ bền thực tế của cấu kiện kết cấu truyền tải.

e) Khi phân tích cần xét ảnh hưởng có thể có của các hiệu ứng bậc hai đến các giá trị của các hệ quả tác động.

f) Cần kiểm tra dưới tác động động đất thiết kế, ứng xử của các bộ phận phi kết cấu không gây rủi ro cho con người và không gây ảnh hưởng bất lợi tới phản ứng của các cấu kiện chịu lực. Đối với nhà, những quy định cụ thể được cho ở 4.3.5 và 4.3.6.

### **1.1.2.3. Trạng thái hạn chế hư hỏng**

a) Cần bảo đảm ngăn chặn các hư hỏng không thể chấp nhận với độ tin cậy phù hợp bằng cách thoả mãn giới hạn về biến dạng hoặc các giới hạn khác được định nghĩa trong các phần có liên quan của tiêu chuẩn.

b) Trong những công trình quan trọng có chức năng bảo vệ dân sự, hệ kết cấu phải được kiểm tra để bảo đảm rằng chúng có đủ độ cứng và độ bền nhằm duy trì sự hoạt động của các thiết bị phục vụ thiết yếu khi xảy ra động đất với một chu kỳ lặp phù hợp.

### 2.3 **1.1.2.4. Các biện pháp cụ thể**

#### **a) Thiết kế**

- Ở mức độ có thể, kết cấu cần có hình dạng đơn giản và cân đối trong cả mặt bằng lẫn mặt đứng, (xem 4.2.3). Nếu cần thiết, có thể chia kết cấu thành các đơn nguyên độc lập về mặt động lực bằng các khe kháng chấn.

- Để bảo đảm ứng xử dẻo và tiêu tán năng lượng tổng thể, phải tránh phá hoại giòn hoặc sự hình thành sớm cơ cấu mất ổn định. Để đạt được mục đích đó, theo yêu cầu trong các phần có liên quan của tiêu chuẩn, phải sử dụng quy trình thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng. Theo quy trình này được sử dụng các thành phần kết cấu khác nhau xếp theo cấp độ bền và theo các dạng phá hoại cần thiết để bảo đảm một cơ cấu dẻo phù hợp và để tránh các dạng phá hoại giòn.

- Do khả năng kháng chấn của kết cấu phụ thuộc rất nhiều vào ứng xử của các vùng hoặc cấu kiện tới hạn của nó, cấu tạo kết cấu nói chung và các vùng hoặc các cấu kiện tới hạn nói riêng phải duy trì được khả năng truyền lực và tiêu tán năng lượng cần thiết trong điều kiện tác động có chu kỳ. Để đáp ứng yêu cầu này, trong thiết kế cần quan tâm đặc biệt đến các chi tiết cấu tạo liên kết giữa các cấu kiện chịu lực và chi tiết cấu tạo các vùng dự đoán có ứng xử phi tuyến.

- Phương pháp phân tích phải dựa vào mô hình kết cấu phù hợp, khi cần thiết, mô hình này phải xét tới ảnh hưởng của biến dạng nền đất, của những bộ phận phi kết cấu và những khía cạnh khác, chẳng hạn như sự hiện diện của những kết cấu liên kề.

#### **b) Hệ móng**

- Độ cứng của hệ móng phải đủ để truyền những tác động nhận được từ kết cấu bên trên xuống nền đất càng đều đặn càng tốt.



- Trừ công trình cầu, nói chung chỉ nên sử dụng một dạng móng cho cùng một công trình, trừ phi công trình gồm các đơn nguyên độc lập về mặt động lực.

*c) Kế hoạch đảm bảo chất lượng*

- Hồ sơ thiết kế phải chỉ rõ kích thước, chi tiết cấu tạo và tham số vật liệu của các cấu kiện. Nếu có thể, hồ sơ thiết kế còn phải bao gồm cả những đặc trưng của các thiết bị đặc biệt sẽ sử dụng, khoảng cách giữa những cấu kiện chịu lực và bộ phận phi kết cấu. Những điều khoản kiểm soát chất lượng cần thiết cũng phải được nêu ra trong hồ sơ thiết kế.

- Yêu cầu có sự kiểm tra chặt chẽ trong quá trình thi công các cấu kiện có tầm quan trọng đặc biệt về mặt kết cấu và phải được chỉ rõ trên các bản vẽ thiết kế. Trong trường hợp này, cũng cần quy định các phương pháp kiểm tra sẽ được sử dụng.

- Trong vùng động đất mạnh và đối với các công trình có tầm quan trọng đặc biệt, cần lập kế hoạch chính thức để đảm bảo chất lượng, bao gồm các khâu thiết kế, thi công và sử dụng công trình. Kế hoạch đảm bảo chất lượng này là để bổ sung vào quy trình kiểm soát chất lượng trong các tiêu chuẩn khác có liên quan.

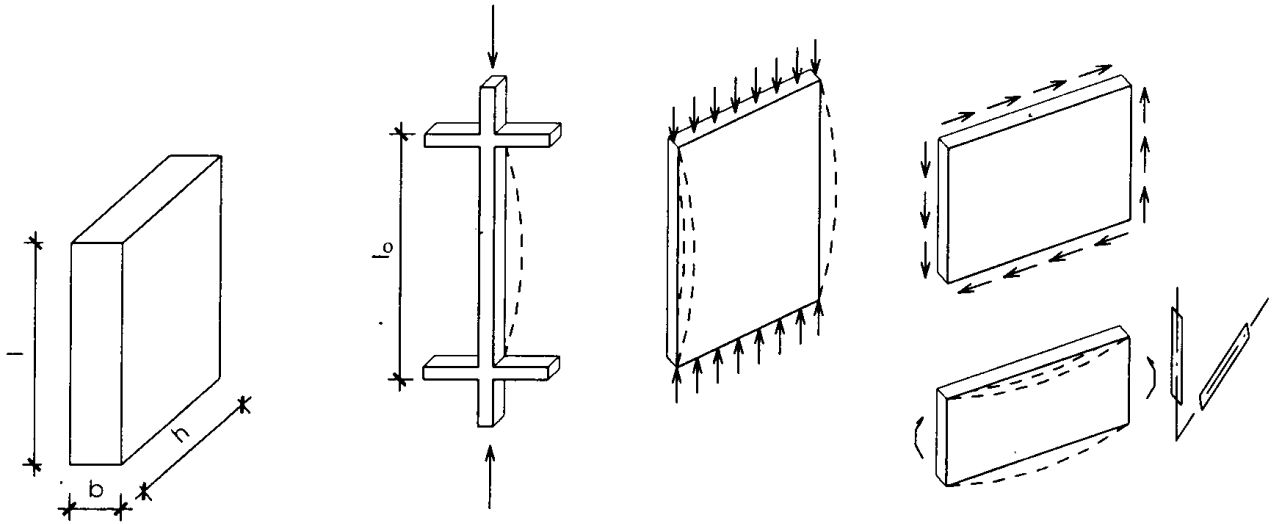
**1.1.3. Tránh các yếu tố dẫn đến tập trung ứng suất**

Người thiết kế cần thận trọng với các yếu tố có thể dẫn đến tình trạng tập trung ứng suất. Các thông số đó được liệt kê trong bảng 1.1 và được minh họa trong hình 1.1. Tình trạng tập trung ứng suất trong các công trình có sơ đồ kết cấu phức tạp có thể được giải quyết bằng phương pháp phân tích kết cấu thích hợp.

**Bảng 1.1. Các yếu tố dẫn đến tập trung ứng suất**

	Vị trí			
	Cấu kiện	Tầng	Kết cấu	
			Mặt bằng	Mặt đứng
Kích thước tiết diện nhỏ	(a)			
Độ mảnh	(b)	(e)	(k)	(n)
Thay đổi đột ngột độ cứng	(c)	(f)	(l)	(o)
Không đối xứng	(d)	(g)	(m)	(p)
Tương tác giữa các cấu kiện khác độ cứng và tương tác giữa các kết cấu		(h)		(q)
Dầm khoẻ cột yếu		(i)		
Sàn phẳng		(j)		

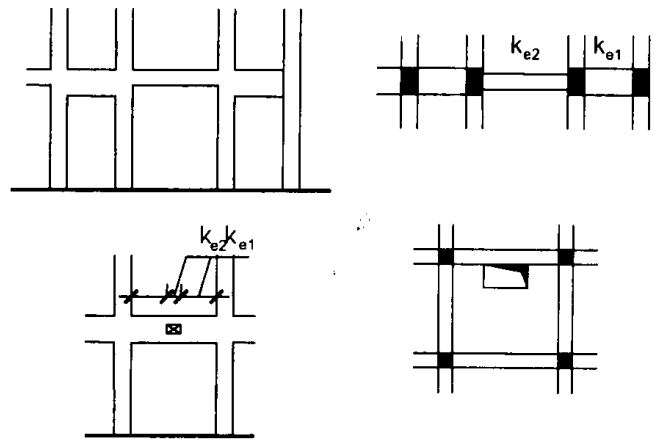
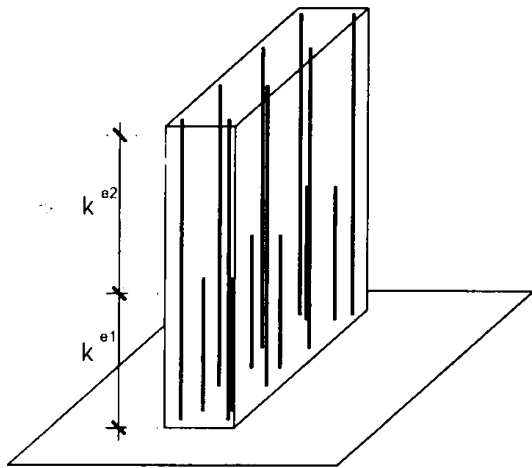
*Ghi chú: chữ cái trong (bảng) xem hình 1.1.*



$$b_{\min} \quad \lambda = l_0/i \quad (i = \sqrt{J/A})$$

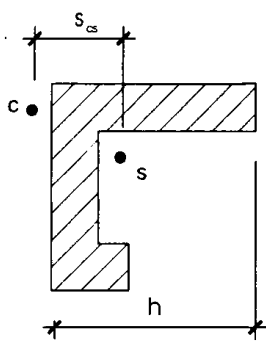
(a) Kích thước cấu kiện

(b) Độ mảnh của cấu kiện

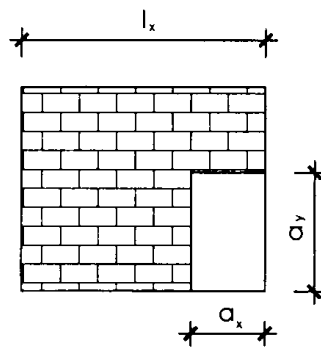


$$\delta_{ke} = (k_{e1} - k_{e2})/k_{e1}$$

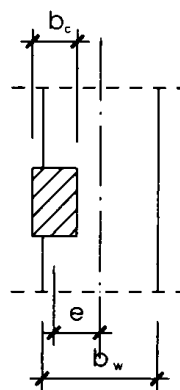
(c) Thay đổi đột ngột độ cứng



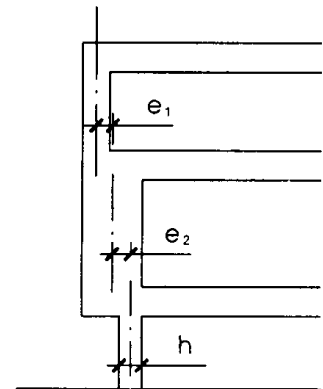
$$s_{cs} > 0.15h$$



$$a > 0.20l$$

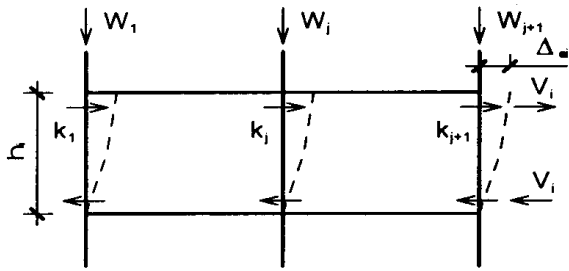


$$e > b_c/4$$



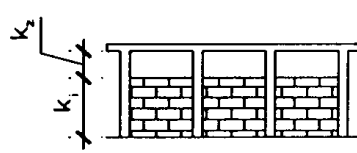
$$e_i > h/10$$

(d) Cấu kiện kết cấu bố trí không đối xứng



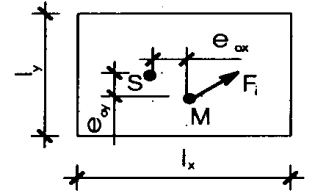
$$I/\lambda_s = W_i / \left( \sum_j k_{i,j} h_i \right)$$

(e) Độ mảnh của tầng



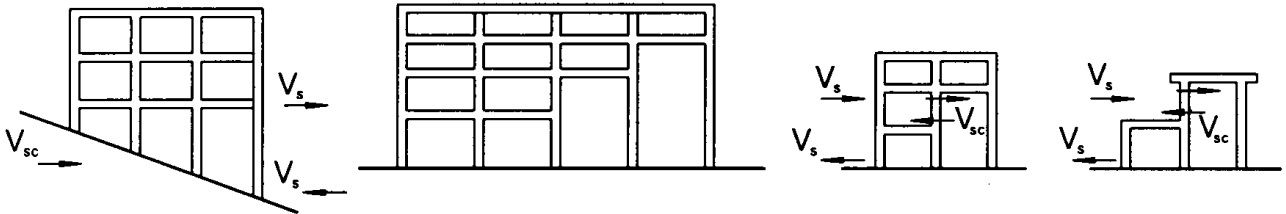
$$\delta_{ks} = (k_1 - k_2) / k_2$$

(f) Thay đổi đột ngột độ cứng của tầng



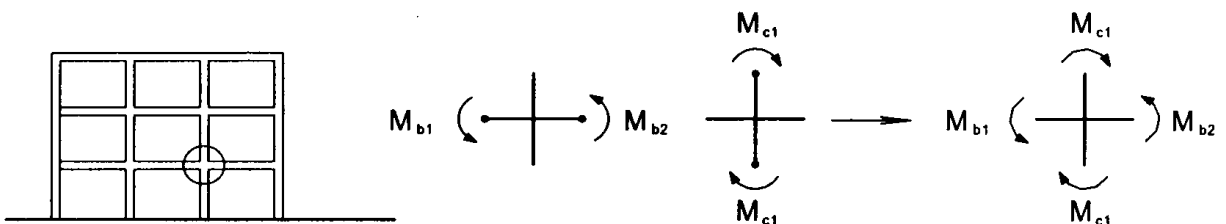
S: tâm cứng M: trọng tâm

(g) Bố trí không đối xứng trong mặt bằng tầng



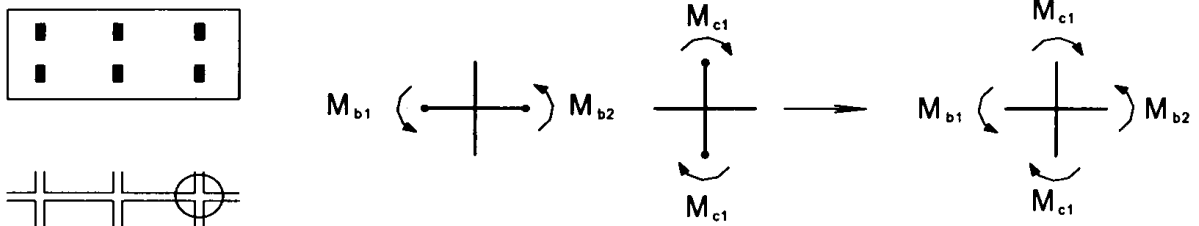
$$\Sigma V_{sc} / V_s$$

(h) Tương tác giữa các cấu kiện có độ cứng khác nhau



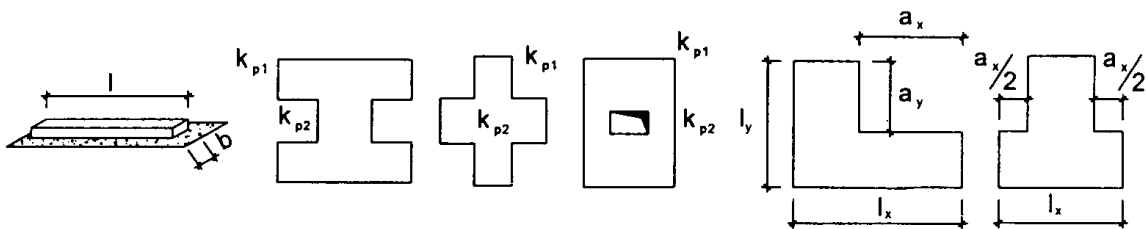
$$\Sigma M_c / \Sigma M_b = \Sigma (M_{c1} + M_{c2}) / \Sigma (M_{b1} + M_{b2}) > 1$$

(i) Dầm khoẻ cột yếu



$$\Sigma M_c / \Sigma M_b = \Sigma (M_{c1} + M_{c2}) / \Sigma (M_{b1} + M_{b2})$$

(j) Sàn phẳng



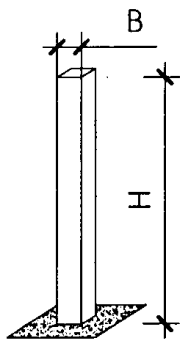
l và l/b

$$\delta_{kp} = (k_{p1} - k_{p2}) / k_{p1}$$

(k) Độ mảnh trên mặt bằng

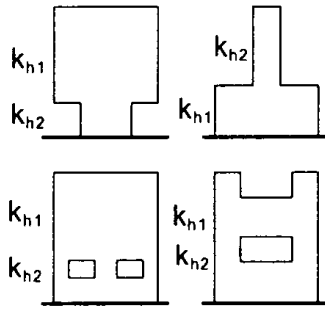
(l) Thay đổi đột ngột độ cứng trên mặt bằng

(m) Bố trí không đối xứng trên mặt bằng

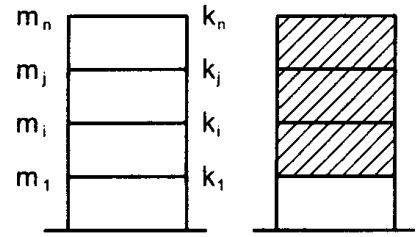


H, H/B

(n) Độ mảnh theo phương đứng

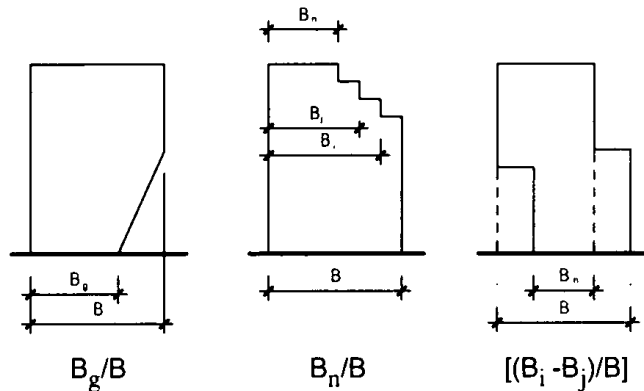


$$\delta_{kh} = (k_{h1} - k_{h2})/k_{h1}$$

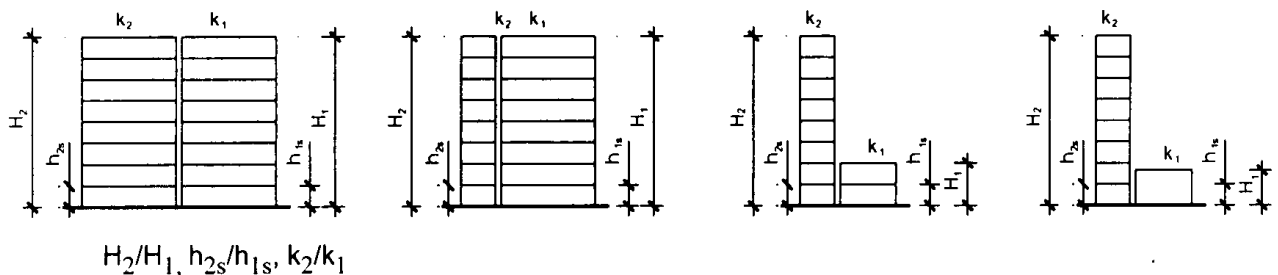


$$\text{hoặc } \delta_{kh} = (k_{h1}/m_1 - k_{h2}/m_2)/k_{h1}/m_1$$

(o) Thay đổi đột ngột độ cứng theo phương đứng



(p) Bố trí không đối xứng theo phương đứng



(q) Tương tác giữa các kết cấu

Hình 1.1. Các yếu tố dẫn đến tập trung ứng suất [2]

## 1.2. NGUYÊN TẮC CƠ BẢN CỦA THIẾT KẾ CƠ SỞ

### 1.2.1. Tính đơn giản về kết cấu

1.2.1.1. Tính đơn giản về kết cấu, đặc trưng bởi các đường truyền lực động đất trực tiếp và rõ ràng, là một mục tiêu quan trọng vì sự mô hình hóa, sự phân tích, xác định kích thước, cấu tạo và phương pháp thi công công trình càng rõ ràng thì càng đỡ thiếu tin cậy. Vì thế việc dự đoán ứng xử kháng chấn có độ tin cậy hơn.

### 1.2.2. Tính đồng đều, đối xứng và siêu tĩnh của kết cấu

1.2.2.1. Tính đồng đều trong mặt bằng được đặc trưng bởi sự phân bố đều các cấu kiện chịu lực cho phép truyền trực tiếp và nhanh chóng các lực quán tính sinh ra bởi

những khối lượng phân bố trong công trình. Nếu cần, tính đồng đều có thể tạo ra bằng cách chia nhỏ công trình thành các đơn nguyên độc lập về mặt động lực nhờ các khe kháng chấn. Các khe kháng chấn này được thiết kế để tránh hiện tượng va đập giữa các đơn nguyên theo 4.4.2.7.

**1.2.2.2.** Tính đồng đều theo mặt đứng của công trình cũng quan trọng, vì nó có xu hướng loại trừ sự xuất hiện của các vùng nhạy cảm, tại đó sự tập trung ứng suất hoặc yêu cầu có độ dẻo kết cấu lớn có thể sớm gây nên sự sụp đổ.

**1.2.2.3.** Mối quan hệ chặt chẽ giữa sự phân bố khối lượng và sự phân bố độ bền và độ cứng sẽ loại trừ được sự lệch tâm lớn giữa khối lượng và độ cứng.

**1.2.2.4.** Nếu kết cấu của ngôi nhà đối xứng hoặc gần đối xứng, phương pháp thích hợp nhất để đạt tính đồng đều là bố trí các cấu kiện đối xứng và phân bố chúng đồng đều trong mặt bằng.

**1.2.2.5.** Sử dụng các cấu kiện chịu lực được phân bố đều đặn sẽ làm tăng bậc siêu tĩnh, cho phép phân bố lại nội lực một cách có lợi hơn và tiêu tán năng lượng dàn trải trên toàn bộ công trình.

### **1.2.3. Kết cấu có độ cứng và độ bền theo hai phương**

**1.2.3.1.** Chuyển động động đất theo phương ngang diễn ra theo hai phương vuông góc và vì thế kết cấu công trình phải có khả năng chịu được các tác động ngang theo bất kỳ phương nào.

**1.2.3.2.** Để thoả mãn (1.2.3.1), các cấu kiện chịu lực cần bố trí theo hai phương vuông góc nhau trong mặt bằng, nhằm bảo đảm các đặc trưng về độ cứng và độ bền tương tự nhau theo cả hai phương chính.

**1.2.3.3.** Việc lựa chọn các đặc trưng độ cứng của công trình, trong khi tìm cách giảm thiểu các hệ quả của tác động động đất (có tính đến các đặc trưng cụ thể của động đất tại địa điểm xây dựng) cũng cần hạn chế sự phát triển các chuyển vị quá lớn có thể dẫn tới sự mất ổn định do những hiệu ứng bậc hai hoặc do các hư hỏng nghiêm trọng.

### **1.2.4. Kết cấu có độ cứng và độ bền chống xoắn**

**1.2.4.1.** Ngoài độ cứng và độ bền theo phương ngang, kết cấu nhà cần có độ cứng và độ bền chống xoắn phù hợp nhằm hạn chế sự phát triển của những chuyển vị xoắn có xu hướng gây ra các ứng suất không đều trong các cấu kiện chịu lực khác nhau. Nhằm mục đích đó, việc bố trí các cấu kiện kháng chấn chính gắn với chu vi của nhà là rất có lợi.

### **1.2.5. Sàn tầng có ứng xử như tấm cứng**

**1.2.5.1.** Trong ngôi nhà, các sàn (kể cả sàn mái) đóng một vai trò rất quan trọng trong sự làm việc tổng thể của kết cấu chịu động đất. Chúng làm việc như những tấm cứng ngang, tiếp nhận và truyền các lực quán tính sang hệ kết cấu thẳng đứng và bảo

đảm cho các hệ thống này cùng nhau làm việc khi chịu tác động động đất theo phương ngang. Tác động của sàn như tấm cứng có tác dụng đặc biệt trong trường hợp hệ kết cấu thẳng đứng là phức tạp và không đều đặn, hoặc trong trường hợp sử dụng đồng thời các hệ kết cấu có các đặc trưng biến dạng theo phương ngang khác nhau (ví dụ như trong hệ ghép hoặc hỗn hợp).

**1.2.5.2.** Các hệ sàn và mái cần có độ bền và độ cứng lớn trong mặt phẳng của nó, có sự liên kết hiệu quả với các hệ kết cấu thẳng đứng. Đặc biệt cần quan tâm trong các trường hợp sàn có cấu tạo rời rạc hoặc kéo rất dài trong mặt phẳng và trường hợp có những lỗ mở lớn trên sàn, đặc biệt khi các lỗ mở này nằm gần với các kết cấu chính thẳng đứng làm giảm hiệu quả của mối nối giữa kết cấu theo phương ngang và phương đứng.

**1.2.5.3** Các tấm cứng cần có đủ độ cứng trong mặt phẳng để phân bố các lực quán tính ngang tới hệ kết cấu thẳng đứng chịu tải phù hợp với những giả thiết tính toán (ví dụ như độ cứng của tấm cứng, xem 4.3.1(4)), đặc biệt khi có những thay đổi đáng kể về độ cứng hoặc có phân nhô ra thụt vào của kết cấu thẳng đứng phía trên và phía dưới tấm cứng.

## **1.2.6. Nhà có móng thích hợp**

**1.2.6.1.** Khi chịu tác động động đất, việc thiết kế và thi công móng và sự liên kết với kết cấu bên trên cần bảo đảm cho công trình chịu kích động động đất đồng đều.

**1.2.6.2.** Đối với kết cấu bao gồm một số tầng chịu lực rời rạc, có thể khác nhau về kích thước và độ cứng, thường chọn hệ móng cứng, kiểu hộp hoặc kiểu nhiều ngăn, gồm một bản đáy và một bản nắp.

**1.2.6.3.** Đối với nhà và công trình có móng độc lập (móng đơn hoặc móng cọc), nên dùng bản giằng móng hoặc dầm giằng móng liên kết các móng này theo hai hướng chính tuân thủ các quy định của 5.4.1.2 của phần nền móng, tường chắn và các vấn đề địa kỹ thuật.

## **1.3. TIÊU CHÍ VỀ TÍNH ĐỀU ĐẶN CỦA KẾT CẤU**

### **1.3.1. Tổng quát**

**1.3.1.1.** Để thiết kế chịu động đất, các kết cấu nhà được phân thành hai loại đều đặn và không đều đặn.

*Ghi chú:* Đối với các công trình xây dựng có nhiều hơn một đơn nguyên độc lập về mặt động lực, sự phân loại trong mục này và các quy định kèm theo tại 4.2.3 là ứng với từng đơn nguyên độc lập về mặt động lực. Đối với loại kết cấu đó, “đơn nguyên độc lập về mặt động 4.3 lực” có nghĩa là “nhà” trong 4.2.3.

**1.3.1.2.** Sự phân loại này có liên quan tới các vấn đề sau:

+ Mô hình kết cấu, có thể dùng mô hình đơn giản hoá ở dạng phẳng hoặc mô hình không gian.



+ Phương pháp phân tích, có thể là phân tích phổ phản ứng đã được đơn giản hoá (phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương) hoặc phân tích dạng dao động.

+ Giá trị của hệ số ứng xử  $q$  có thể lấy nhỏ hơn nếu kết cấu không đều đặn theo chiều cao (xem 4.2.3.3).

**1.3.1.3.** Về phương diện các hệ quả của tính đều đặn của kết cấu trong phân tích và thiết kế, các đặc trưng về tính đều đặn của nhà trong mặt bằng và theo mặt đứng được xem xét độc lập (bảng 1.2).

**Bảng 1.2. Các hệ quả của tính đều đặn của kết cấu trong phân tích và thiết kế chịu động đất**

Tính đều đặn		Được phép đơn giản hoá		Hệ số ứng xử
Mặt bằng	Mặt đứng	Mô hình	Phân tích đàn hồi - tuyến tính	(Phân tích tuyến tính)
Có	Có	Phẳng	Tĩnh lực ngang tương đương*	Giá trị tham chiếu
Có	Không	Phẳng	Dạng dao động	Giá trị suy giảm
Không	Có	Không gian**	Tĩnh lực ngang tương đương*	Giá trị tham chiếu
Không	Không	Không gian	Dạng dao động	Giá trị suy giảm

\* Nếu điều kiện 4.3.3.2.1(2)a cũng được thoả mãn.

\*\* Theo những điều kiện cho trong 4.3.3.1(8), có thể sử dụng một mô hình phẳng riêng rẽ trong mỗi phương ngang theo 4.3.3.1(8).

**1.3.1.4.** Các tiêu chí mô tả tính đều đặn theo mỗi phương ngang trong mặt bằng và theo mặt đứng cho trong 4.2.3.2 và 4.2.3.3; các quy định liên quan tới việc mô hình hoá và phân tích cho trong 4.3.

**1.3.1.5.** Các tiêu chí về tính đều đặn trong 4.2.3.2 và 4.2.3.3 nên được xem là những điều kiện cần. Cần kiểm tra tính đều đặn được giả định của kết cấu để đảm bảo nó không bị thay đổi bởi các đặc trưng khác chưa được kể đến trong các tiêu chí đó.

**1.3.1.6.** Các giá trị tham chiếu của hệ số ứng xử cho trong các chương 5 đến 9.

**1.3.1.7.** Đối với các nhà không đều đặn theo mặt đứng, giá trị suy giảm của hệ số ứng xử được lấy bằng giá trị tham chiếu nhân với hệ số 0,8.

## 1.3.2. Tiêu chí về tính đều đặn trong mặt bằng

**1.3.2.1.** Nhà được xếp loại là có hình dạng đều đặn trong mặt bằng phải thoả mãn tất cả các điều kiện dưới đây.

**1.3.2.2.** Về độ cứng ngang và sự phân bố khối lượng, nhà phải gần đối xứng trong mặt bằng theo hai trục vuông góc.

**1.3.2.3.** Hình dạng mặt bằng phải gọn, nghĩa là mỗi sàn phải được giới hạn bằng một đa giác lồi. Nếu trong mặt bằng có các chỗ lõm (góc lõm vào hoặc các hốc), tính

đều đặn trong mặt bằng vẫn được xem là thoả mãn nếu các chỗ lõm đó không ảnh hưởng tới độ cứng trong mặt bằng của sàn và với mỗi chỗ lõm, diện tích giữa biên ngoài của sàn và đa giác lồi bao quanh sàn không vượt quá 5% diện tích sàn.

**1.3.2.4.** Độ cứng trong mặt phẳng của sàn phải khá lớn so với độ cứng ngang của các cấu kiện thẳng đứng chịu lực, để biến dạng của sàn ít ảnh hưởng tới sự phân bố lực giữa các cấu kiện thẳng đứng chịu lực. Về mặt này, các mặt bằng dạng chữ L, C, H, I và X cần được xem xét một cách cẩn thận, nhất là đối với độ cứng của các nhánh vươn ra, phải tương xứng với độ cứng phần trung tâm, nhằm thoả mãn điều kiện tấm cứng. Nên xem xét áp dụng mục này cho ứng xử tổng thể của nhà.

**1.3.2.5.** Độ mảnh  $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$  của mặt bằng nhà và công trình không được lớn hơn 4, trong đó  $L_{\max}$  và  $L_{\min}$  lần lượt là kích thước lớn nhất và bé nhất của mặt bằng nhà theo hai phương vuông góc.

**1.3.2.6.** Tại mỗi tầng và đối với mỗi hướng tính toán x và y, độ lệch tâm kết cấu  $e_0$  và bán kính xoắn r phải thoả mãn 2 điều kiện dưới đây, các điều kiện này viết cho phương y:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (1.1a)$$

$$r_x \geq l_s \quad (1.1b)$$

Trong đó:

$e_{0x}$  - khoảng cách giữa tâm cứng và tâm khối lượng, theo phương x, vuông góc với hướng tính toán đang xét;

$r_x$  - căn bậc hai của tỉ số giữa độ cứng xoắn và độ cứng ngang theo phương y "bán kính xoắn";

$l_s$  - bán kính quán tính của khối lượng sàn trong mặt bằng (căn bậc hai của tỉ số giữa mômen quán tính độc cực của khối lượng sàn trong mặt bằng đối với tâm khối lượng của sàn và khối lượng sàn).

Những định nghĩa về tâm cứng và bán kính xoắn r được cho trong (1.3.2.7) đến (1.3.2.9).

Đối với mỗi tầng riêng lẻ của nhà cho phép xác định tâm độ cứng ngang và bán kính xoắn trên cơ sở các mô men quán tính của các mặt cắt ngang của cấu kiện thẳng đứng, bỏ qua ảnh hưởng của các cấu kiện dầm:

$$x_{cs} = \frac{\sum(x.E.I_y)}{E.I_y}, \quad y_{cs} = \frac{\sum(y.E.I_x)}{E.I_x} \quad (1.2a)$$

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(x^2EI_y + y^2EI_x)}{\sum(EI_y)}}, \quad r_y = \sqrt{\frac{\sum(x^2EI_y + y^2EI_x)}{\sum(EI_x)}} \quad (1.2b)$$

**1.3.2.7.** Trong nhà một tầng, tâm cứng được định nghĩa là tâm cứng ngang của tất cả các cấu kiện kháng chấn chính. Bán kính xoắn r được định nghĩa là căn bậc hai của tỉ số giữa độ cứng xoắn tổng thể đối với tâm cứng ngang và độ cứng ngang tổng thể trong một phương, có xét tới tất cả các cấu kiện kháng chấn chính trong phương đó.

**1.3.2.8.** Trong nhà nhiều tầng, chỉ có thể định nghĩa gần đúng tâm cứng và bán kính xoắn. Để phân loại tính đều đặn của kết cấu trong mặt bằng và để phân tích gần đúng các hiệu quả xoắn có thể đưa ra một định nghĩa đơn giản nếu thoả mãn hai điều kiện sau:

a) Toàn bộ các hệ chịu tải trọng ngang như lõi, tường hoặc khung, cần liên tục từ móng lên tới mái nhà.

b) Biến dạng của các hệ thành phần dưới tác động của tải trọng ngang không quá khác nhau. Điều kiện này có thể xem là thoả mãn trong trường hợp dùng các hệ khung và hệ tường. Nói chung, điều kiện này không thoả mãn ở hệ kết cấu hỗn hợp.

**1.3.2.9.** Ở các hệ khung và hệ tường mảnh với biến dạng uốn là chủ yếu, vị trí của tâm cứng và bán kính xoắn của tất cả các tầng có thể xác định như của mômen quán tính của các tiết diện ngang của những cấu kiện thẳng đứng. Ngoài biến dạng uốn, nếu biến dạng cắt cũng đáng kể thì có thể xét tới chúng bằng cách sử dụng mômen quán tính tương đương của tiết diện ngang đó.

### **1.3.3. Tiêu chí về tính đều đặn theo mặt đứng**

**1.3.3.1.** Đối với nhà được xếp loại đều đặn theo mặt đứng cần thoả mãn tất cả những điều kiện sau đây.

**1.3.3.2.** Tất cả các hệ kết cấu chịu tải trọng ngang như lõi, tường hoặc khung, phải liên tục từ móng tới mái của nhà hoặc tới đỉnh của vùng có giạt cấp của nhà nếu có giạt cấp tại các độ cao khác nhau.

**1.3.3.3.** Cả độ cứng ngang lẫn khối lượng của các tầng riêng rẽ phải giữ nguyên không đổi hoặc giảm từ từ, không thay đổi đột ngột từ móng tới đỉnh nhà đang xét.

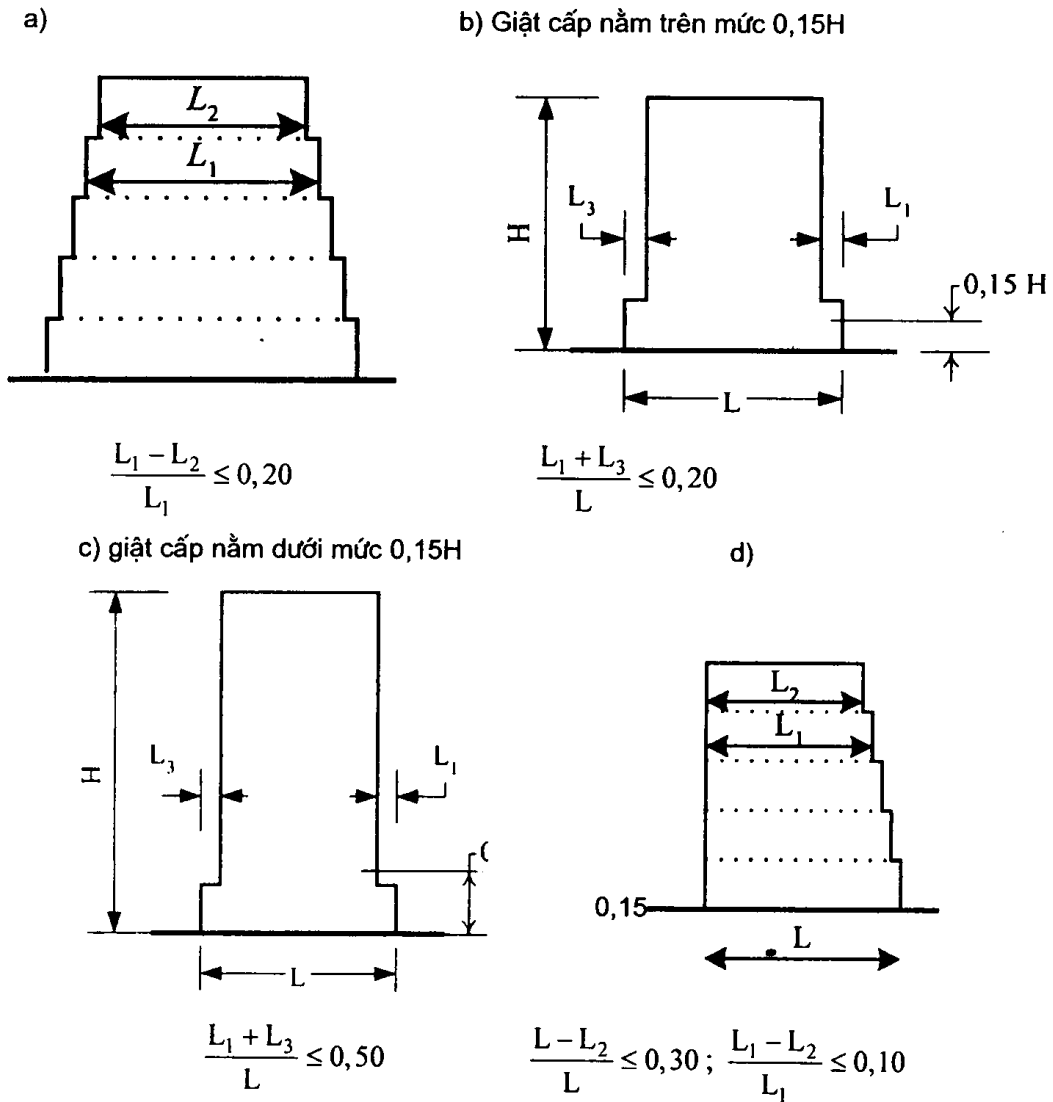
**1.3.3.4.** Trong các nhà khung, tỷ số giữa độ bền thực tế và độ bền yêu cầu theo tính toán của tầng không được thay đổi một cách không cân xứng giữa các tầng liên kề. Về mặt này, các trường hợp riêng của khung có khối xây chèn được đề cập trong 4.3.6.3.2.

**1.3.3.5.** Khi có giạt cấp thì áp dụng các quy định bổ sung sau:

a) Đối với các giạt cấp liên tiếp mà vẫn giữ được tính đối xứng trục, sự giạt cấp tại bất kỳ tầng nào cũng không được lớn hơn 20% kích thước của mặt bằng kê dưới theo hướng giạt cấp (xem hình 1.2.a và 1.2.b);

b) Đối với giạt cấp một lần nằm trong phần thấp hơn 15% chiều cao H của hệ kết cấu chính kể từ móng, kích thước chỗ lùi vào không được lớn hơn 50% kích thước mặt bằng ngay phía dưới (xem hình 1.2.c). Trong trường hợp này, kết cấu của vùng đáy trong phạm vi hình chiếu đứng của các tầng phía trên cần được thiết kế để chịu được ít nhất 75% các lực cắt ngang có thể sinh ra ở vùng này trong một công trình tương tự nhưng có đáy không mở rộng.

c) Nếu các giạt cấp không giữ được tính đối xứng, tổng kích thước của các giạt cấp ở mỗi mặt tại tất cả các tầng không được lớn hơn 30% kích thước mặt bằng tầng trệt hoặc mặt bằng trên đỉnh của phần cứng phía dưới và kích thước của mỗi giạt cấp không được lớn hơn 10% kích thước mặt bằng liền dưới (xem hình 1.2.d).



**Hình 1.2.** Các tiêu chí về tính đều đặn của nhà có giật cấp

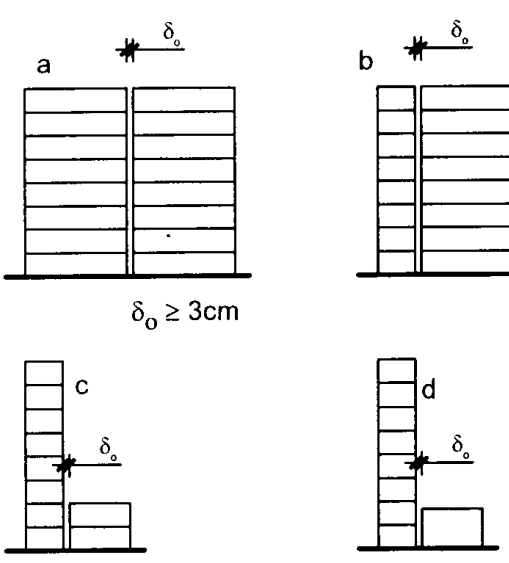
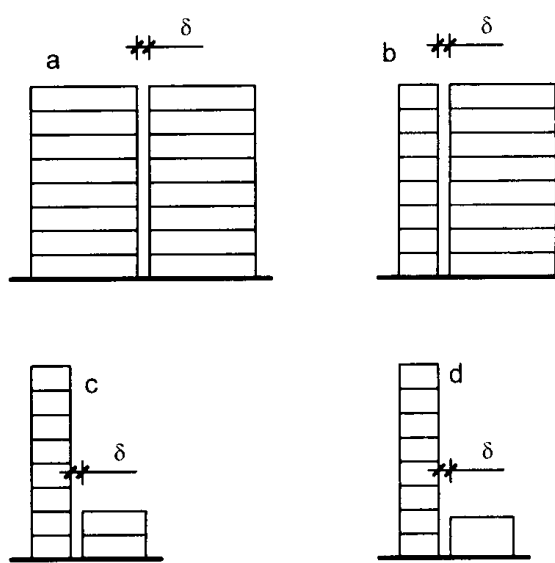
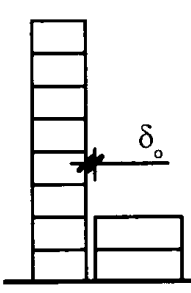
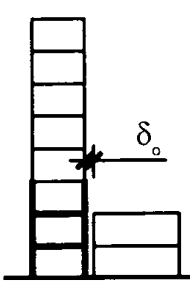
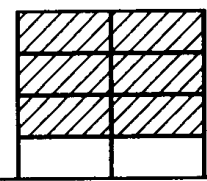
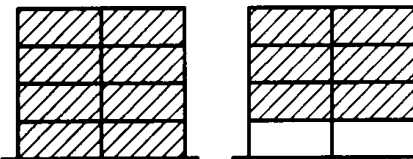
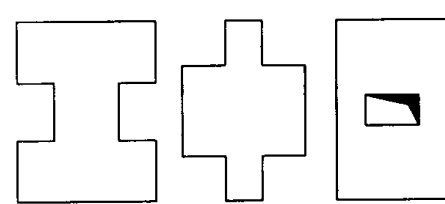
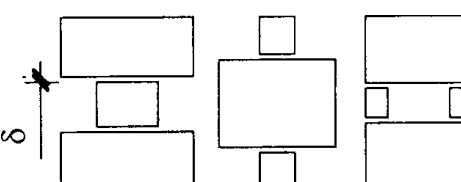
### 1.3.4. Chọn cấu hình kết cấu hợp lý

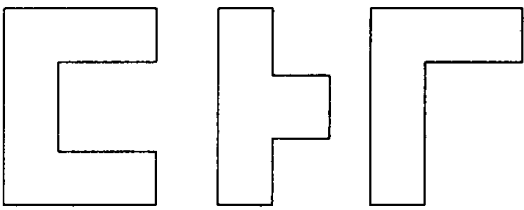
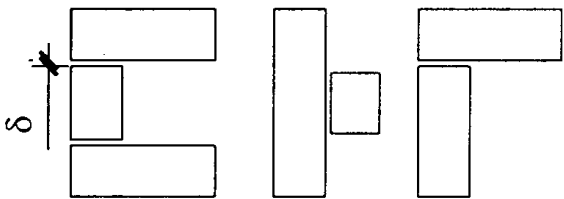
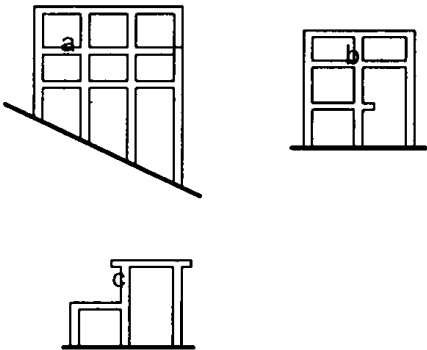
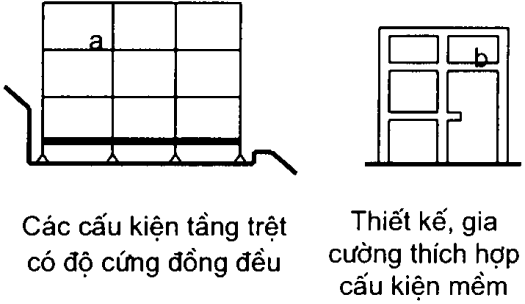
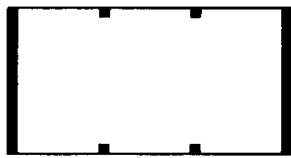
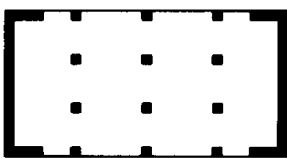
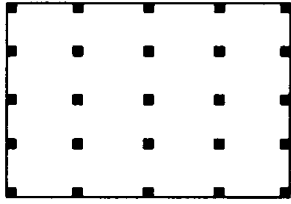
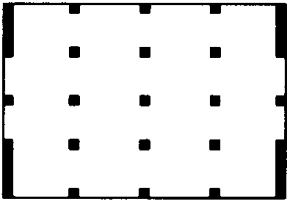
Thuật ngữ "cấu hình kết cấu" dùng trong hướng dẫn này có liên quan tới dạng hình học của kết cấu và loại kết cấu (khung hay vách) và loại cấu kiện sử dụng. Khi tính đến tác động động đất, các cấu kiện không chịu lực cũng có ảnh hưởng đến sự làm việc của toàn thể kết cấu và do vậy có thể được xem là một phần của cấu hình kết cấu.

Cấu hình kết cấu là một trong những yếu tố quyết định sự làm việc kháng chấn của kết cấu. Cấu hình kết cấu tối có thể dẫn đến tình trạng tập trung ứng suất nghiêm trọng. Trong thực hành thiết kế, kiến trúc sư là người hình thành và quyết định cấu hình kết cấu. Vì cấu hình kết cấu là nhân tố có ảnh hưởng mạnh đến sự làm việc kháng chấn nên kỹ sư kết cấu cần hợp tác với kiến trúc sư trong việc đánh giá, lựa chọn những cấu hình kết cấu.

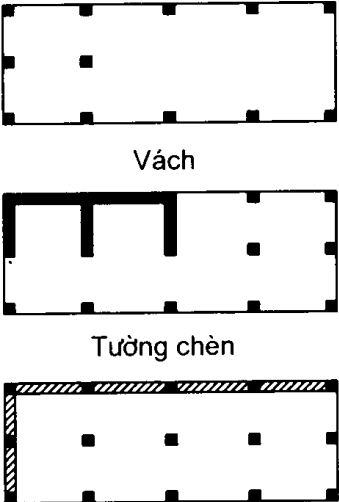
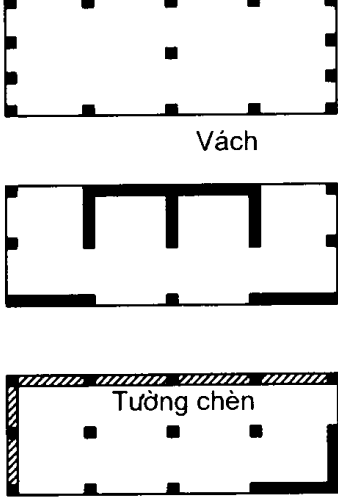
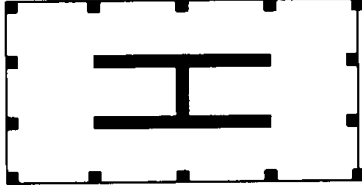
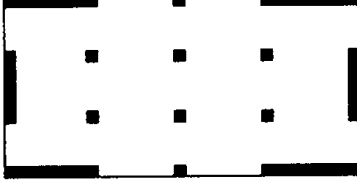
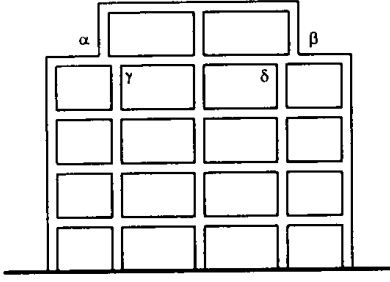
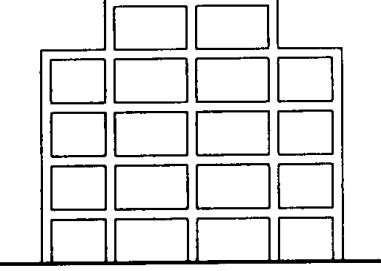
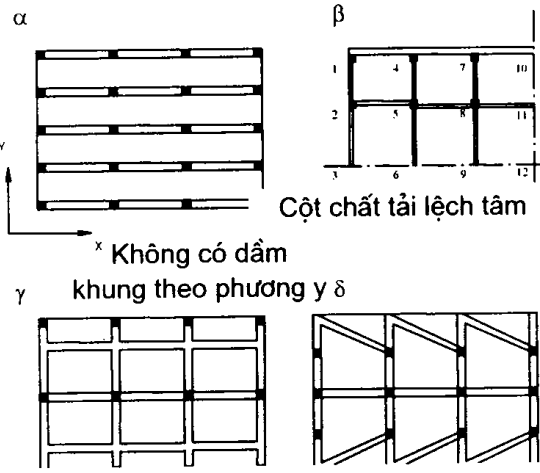
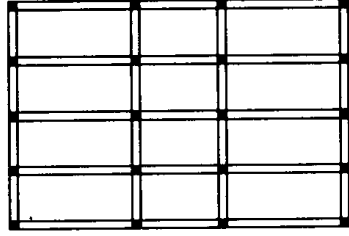
Một số ví dụ cấu hình kết cấu nên dùng và không nên dùng cùng các giải pháp tương ứng được thể hiện trong hình 1.3. Cần tránh các cấu hình kết cấu trình bày trong cột "Không nên dùng", trừ khi được xem xét phân tích, thiết kế và xây dựng đặc biệt.

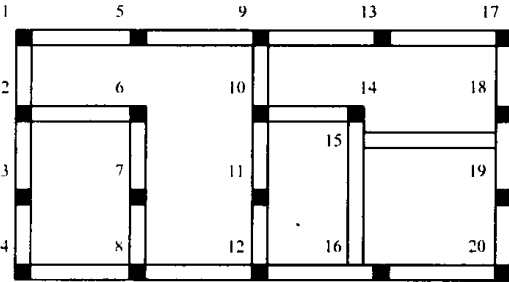
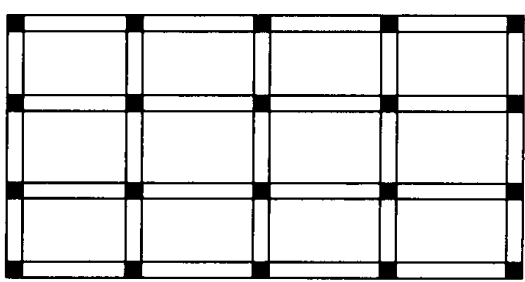
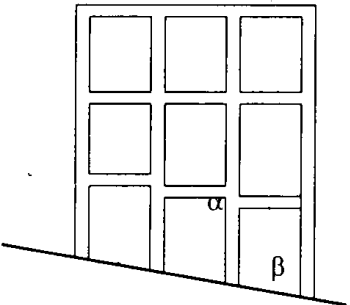
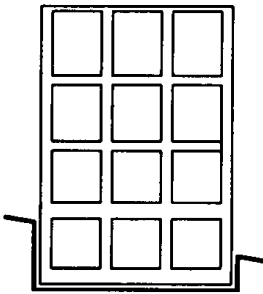
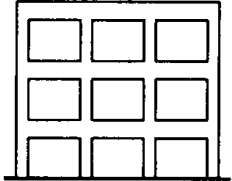
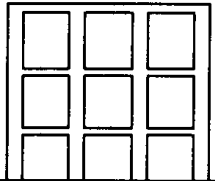
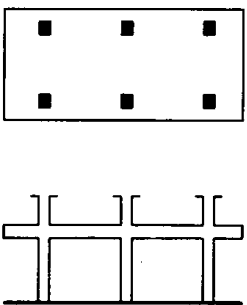
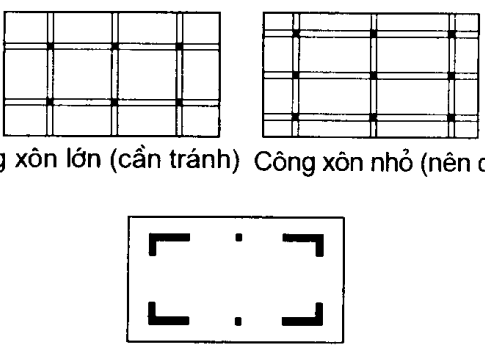
Hình 1.3 minh họa những sai lầm mắc phải trong việc chọn cấu hình kết cấu.

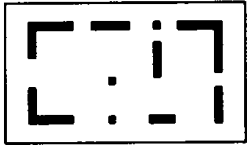
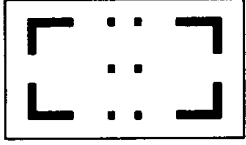
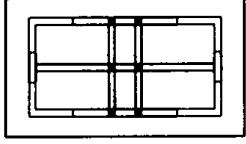
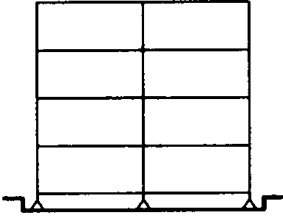
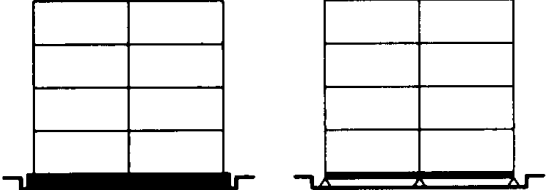
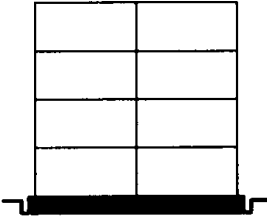
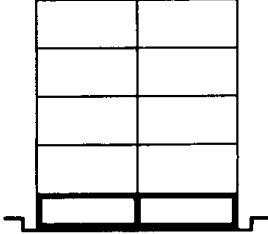
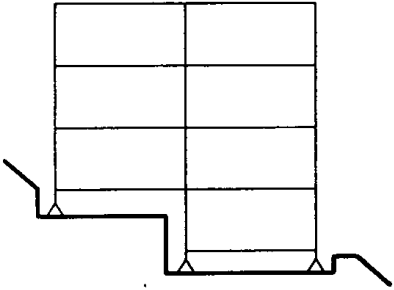
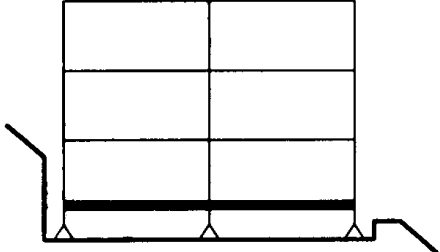
TT	Không nên dùng	Nên dùng
1	 <p><math>\delta_0 \geq 3\text{cm}</math></p> <p><math>\delta_0 \leq 3\text{cm}</math></p>	 <p>Khe kháng chấn: (<math>\delta = \delta_{el,1} \cdot k_1 + \delta_{el,2} \cdot k_2</math>)</p> <p><math>\delta_{el,i}</math> - chuyển vị đàn hồi của công trình i tại đỉnh</p> <p><math>k_i</math> - hệ số ứng xử của công trình i</p>
2	 <p>(<math>\delta_0 = 0 \div 3\text{cm}</math>)</p>	 <p>Nếu không có qui định về khe kháng chấn</p> <p>Chiều cao các tầng như nhau, gia cường công trình mềm</p>
3	 <p>Thay đổi đột ngột độ cứng theo phương đứng</p>	 <p>Tăng cứng + tăng cường độ tầng trệt</p>
4	 <p>Thay đổi đột ngột độ cứng trên mặt bằng</p>	 <p>Khe kháng chấn (<math>\delta = \sum \delta_{el,i} \cdot k_i</math>)</p>

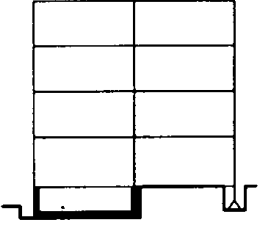
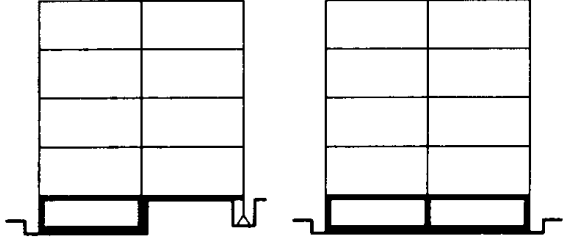
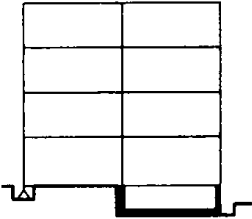
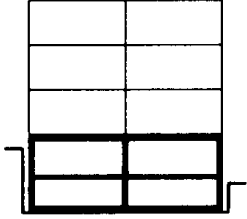
TT	Không nên dùng	Nên dùng
5	 <p data-bbox="347 499 743 566">Công trình có dạng bất đối xứng trên mặt bằng</p>	 <p data-bbox="874 499 1433 577">Khe kháng chấn (<math>\delta = \sum \delta_{e1,j} \cdot k_j</math>) hoặc gia cường vùng tiếp nối giữa các kết cấu</p>
6	 <p data-bbox="379 1032 707 1099">Tương tác giữa các cấu kiện khác độ cứng</p>	 <p data-bbox="903 887 1174 954">Các cấu kiện tầng trệt có độ cứng đồng đều</p> <p data-bbox="1214 887 1414 976">Thiết kế, gia cường thích hợp cấu kiện mềm</p> <p data-bbox="1046 1122 1254 1211">Khe kháng chấn (<math>\delta = \sum \delta_{e1,j} \cdot k_j</math>)</p>
7	 <p data-bbox="296 1491 791 1525">Độ cứng khác nhau rõ rệt theo 2 phương</p>	 <p data-bbox="943 1514 1350 1547">Độ cứng đồng đều theo 2 phương</p>
8	 <p data-bbox="328 1872 759 1906">Độ cứng bằng nhau theo 2 phương</p>	 <p data-bbox="863 1872 1430 1939">Độ cứng khác nhau theo 2 phương (khác nhau về chu kỳ dao động theo 2 phương)</p>



TT	Không nên dùng	Nên dùng
9	 <p>Vách</p> <p>Tường chèn</p> <p>Bố trí các cấu kiện đứng bất đối xứng (dao động xoắn)</p>	 <p>Vách</p> <p>Tường chèn</p> <p>Bố trí các cấu kiện đứng đối xứng (giảm dao động xoắn)</p>
10	 <p>Tác dụng chống xoắn của vách cứng nhỏ</p>	 <p>Tăng tác dụng chống xoắn của vách</p>
11	 <p>Cột không liên tục (Cột <math>\alpha, \beta</math> dễ chuyển vị) (Nút <math>\gamma, \delta</math> có hiện tượng tập trung ứng suất)</p>	 <p>Cột liên tục</p>
12	 <p><math>\alpha</math> <math>\beta</math></p> <p><math>\gamma</math> <math>\delta</math></p> <p>Cột chất tải lệch tâm</p> <p>Không có dầm</p> <p>khung theo phương <math>y \delta</math></p> <p>Khung làm việc không tốt theo phương <math>x</math></p>	 <p>Khung làm việc tốt theo 2 phương</p>

TT	Không nên dùng	Nên dùng
13	 <p data-bbox="343 548 726 593">Khung làm việc không rõ ràng</p>	 <p data-bbox="933 548 1348 593">Khung làm việc tốt theo 2 phương</p>
14	 <p data-bbox="319 985 750 1064">Khung làm việc không tốt (Không rõ sự làm việc của nút <math>\alpha, \beta</math>)</p>	 <p data-bbox="1021 974 1252 1019">Khung làm việc tốt</p>
15	 <p data-bbox="375 1321 686 1444">Dầm khoẻ cột yếu (Dầm chịu cắt) (Cơ chế phá hỏng tại cột)</p>	 <p data-bbox="965 1321 1300 1444">Cột khoẻ dầm yếu (Dầm chịu uốn) (Cơ chế phá hỏng tại dầm)</p>
16	 <p data-bbox="391 1814 662 1937">Sàn phẳng (Độ mềm nhỏ) (Phá hoại chọc thủng)</p>	 <p data-bbox="829 1635 1436 1680">Công xôn lớn (cần tránh) Công xôn nhỏ (nên dùng)</p> <p data-bbox="965 1859 1380 1892">Vách cứng kháng chấn toàn phần</p> <p data-bbox="837 1915 1404 1993">Qui định đối với dầm và vách để tận dụng khả năng kháng chấn</p>

TT.	Không nên dùng	Nên dùng
17	 <p>Sàn phẳng Khung làm việc không rõ ràng</p>	 <p>Sàn phẳng</p>  <p>Sàn có sườn (nên dùng)</p> <p>Khung làm việc tốt</p>
18	 <p>Móng độc lập không giằng (Chuyển vị độc lập)</p>	 <p>Móng có giằng hoặc móng bè khoẻ</p>
19	 <p>Móng có chiều sâu đặt móng bé (Sức chịu tải bé) (Tương tác giữa kết cấu và nền lớn)</p>	 <p>Tầng hầm cứng đảm bảo liên kết ngàm tốt tại móng</p>
20	 <p>Móng đặt tại các độ sâu khác nhau (KC chịu tác động động đất không đx) (KC không đối xứng)</p>	 <p>Móng đặt tại một độ sâu</p>

TT	Không nên dùng	Nên dùng
21	 <p data-bbox="327 510 790 622">Móng đặt tại các độ sâu khác nhau (KC chịu tác động động đất không đx) (KC không đối xứng)</p>	 <p data-bbox="1013 526 1316 593">Móng cứng Móng liên tục và khoẻ</p>
22	 <p data-bbox="343 940 774 1008">Hình dạng móng không đối xứng, móng đặt tại các độ sâu khác nhau</p>	 <p data-bbox="989 940 1332 974">Móng liên tục, cứng và khoẻ</p>

**Hình 1.3.** Kiến nghị các cấu hình kết cấu

## Chương 2

# TÍNH TOÁN TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT TÁC DỤNG LÊN CÔNG TRÌNH

Chương này trình bày quy trình tính toán tác động động đất tác dụng lên công trình theo TCXDVN 375:2006 (*phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương và Phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động*). Các kỹ sư thiết kế có thể dựa theo quy trình này tính toán trực tiếp, hoặc thông qua các chương trình EXCEL tự lập hay tự xây dựng các phần mềm cho riêng mình phục vụ thiết kế.

### 2.1 XÁC ĐỊNH GIÁ TRỊ TỈ SỐ ( $a_{gR}/g$ )

1 Căn cứ vào bản đồ phân vùng gia tốc nền chu kỳ lặp lại 500 năm cho nền loại A lãnh thổ Việt Nam cho trong Phụ lục H (của TCXDVN 375:2006), hoặc căn cứ phân vùng gia tốc nền theo địa danh hành chính Phụ lục I (cũng của tiêu chuẩn này) để xác định tỉ số  $a_{gR}/g$  (trong đó:  $a_{gR}$  - đỉnh gia tốc nền tham chiếu ở địa điểm xây dựng công trình,  $g$  - gia tốc trọng trường). Tỉ số  $a_{gR}/g$  cũng có thể lấy theo số liệu được cung cấp bởi cơ quan chuyên môn có thẩm quyền.

*Ghi Chú:* Để tránh nhầm lẫn khi sử dụng công thức (4.5) (xem 4.3.3.2.2) của TCXDVN 375:2006 khi xác định lực động đất  $F_b$  (thông qua tổng khối lượng công trình  $m$  và tham số tung độ của phổ thiết kế  $S_d(T_1)$  tại chu kỳ  $T_1$ ), trong quy trình tính toán này sử dụng tỉ số  $a_{gR}/g$  và phổ thiết kế không thứ nguyên  $\bar{S}_d(T)$  xem mục (2.7).

### 2.2. NHẬN DẠNG ĐIỀU KIỆN ĐẤT NỀN THEO TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT

Có 7 loại nền đất phân loại nền đất theo TCXDVN 375:2006, bao gồm: A, B, C, D, E, S1 và S2 (xem 3.1.2, TCXDVN 375:2006). Căn cứ vào mặt cắt địa tầng và các số liệu khảo sát địa chất công trình tại khu vực xây dựng và điều kiện đất nền theo tác động động đất quy định trong điều 3.1.2 của TCXDVN 375:2006, để nhận dạng nền đất phục vụ việc tính toán kháng chấn.

*Chú ý:* Đối với nhà cao tầng, có sử dụng móng cọc để truyền tải trọng từ kết cấu bên trên qua lớp đất yếu xuống lớp đất có khả năng chịu lực tốt hơn, khi xét đến sự tham gia của cọc vào phân loại đất nền theo tác động động đất cần có các nghiên cứu riêng hoặc lấy ý kiến chuyên gia hay tham khảo các tài liệu chuyên ngành về lĩnh vực này.

## 1.1 2.3. MỨC ĐỘ VÀ HỆ SỐ TẦM QUAN TRỌNG

Mức độ quan trọng được đặc trưng bởi hệ số tầm quan trọng  $\gamma_1$ . Các định nghĩa về mức độ và hệ số tầm quan trọng cho trong Phụ lục F ( $\gamma_1 = 1,25, 1,00$  và  $0,75$  tương ứng với công trình loại I, II và III).

## 2.4. XÁC ĐỊNH GIÁ TRỊ GIA TỐC ĐỈNH ĐẤT NỀN THIẾT KẾ

Gia tốc đỉnh đất nền thiết kế  $a_g$  ứng với trạng thái giới hạn cực hạn xác định như sau:

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1 \quad (2.1)$$

*Chú ý: TCXDVN 375: 2006 quy định:*

- Động đất mạnh  $a_g \geq 0,08g$ , phải tính toán với cấu tạo kháng chấn.
- Động đất yếu  $0,04g \leq a_g < 0,08g$ , chỉ cần áp dụng các giải pháp kháng chấn đã được giảm nhẹ.
- Động đất rất yếu  $a_g < 0,04g$ , không cần thiết kế kháng chấn.

## 2.5. XÁC ĐỊNH HỆ SỐ ỨNG XỬ ( $q$ ) CỦA KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

- Hệ khung hoặc hệ khung tương đương (hỗn hợp khung — vách), có thể xác định gần đúng như sau (cấp dẻo trung bình):

$q = 3,3$  - nhà một tầng

$q = 3,6$  - nhà nhiều tầng, khung một nhịp

$q = 3,9$  - nhà nhiều tầng, khung nhiều nhịp hoặc kết cấu hỗn hợp tương đương khung

- Hệ vách cứng hoặc vách cứng có lỗ:

$q = 3,6$  - hệ kết cấu hỗn hợp tương đương vách cứng, hoặc hệ vách cứng có lỗ (hệ tường có dầm liên kết).

$q = 3,0.k_w$  - hệ tường/vách cứng chỉ có hai tường/vách cứng (không phải là vách cứng có lỗ)

$q = 3,1.k_w$  - các hệ vách cứng không phải là vách cứng có lỗ

Trong đó:

$$0,5 < k_w = (1 + \alpha_0)/3 \leq 1 \quad (2.2)$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (2.3)$$

Trong công thức (2.3):  $h_{wi}$  — chiều cao tường thứ  $i$ ,  $l_{wi}$  — là độ dài của tường thứ  $i$ .

## 2.6. XÁC ĐỊNH CHU KÌ DAO ĐỘNG RIÊNG CƠ BẢN ( $T_1$ ) CỦA CÔNG TRÌNH

a) Đối với nhà và công trình có chiều cao không lớn hơn 40m, giá trị  $T_1$  (tính bằng s — giây) có thể tính gần đúng theo biểu thức sau:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (2.4)$$

Trong đó:

$C_1 = 0,085$  đối với khung thép không gian chịu moment;

$C_1 = 0,075$  đối với khung bê tông không gian chịu moment và khung thép có giằng lệch tâm;

$C_1 = 0,050$  đối với các kết cấu khác;

H - chiều cao của công trình, tính bằng m, từ mặt móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới.

b) Có thể sử dụng các công thức gần đúng khác như của UBC:1997, СНиП II-7-81\* hay của các tài liệu kỹ thuật chuyên ngành khác (ví dụ:  $T_1=0,1n$  đối với nhà cao tầng có n tầng bằng khung bê tông cốt thép v.v.) hoặc sử dụng các chương trình máy tính và mô hình phần tử hữu hạn (SAP 2000, ETABS, STAD III v.v.) để xác định chu kỳ dao động riêng của nhà và công trình.

c) Cũng có thể xác định  $T_1$  (tính bằng s (giây)) theo biểu thức sau:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (2.5)$$

Trong đó:

d- chuyển vị ngang đàn hồi tại đỉnh công trình, tính bằng m, do các lực trọng trường tác dụng theo phương ngang gây ra.

## 2.7. PHỔ THIẾT KẾ KHÔNG THỨ NGUYÊN DÙNG CHO PHÂN TÍCH ĐÀN HỒI

Phổ thiết kế trong quy trình này là đại lượng không thứ nguyên (từ đây gọi là *phổ thiết kế không thứ nguyên*), ký hiệu là  $\bar{S}_d(T)$  và  $\bar{S}_d(T) = S_d(T)/g$  (trong đó  $S_d(T)$  là phổ thiết kế sử dụng trong TCXDVN 375:2006).

Đối với các thành phần nằm ngang của tác động động đất, phổ thiết kế không thứ nguyên  $\bar{S}_d(T)$  được xác định bằng các biểu thức sau:

$$0 \leq T \leq T_B : \bar{S}_d(T) = \frac{a_g}{g} S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.6)$$

$$T_B < T \leq T_C : \bar{S}_d(T) = \frac{a_g}{g} S \frac{2.5}{q} \quad (2.7)$$

$$T_C < T \leq T_D : \bar{S}_d(T) \begin{cases} = \frac{a_g}{g} S \frac{2.5}{q} \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \frac{a_g}{g} \end{cases} \quad (2.8)$$



$$T_D \leq T \quad : \quad \bar{S}_d(T) \left\{ \begin{array}{l} = \frac{a_g}{g} S \frac{2.5 T_C T_D}{q T^2} \\ \geq \beta \frac{a_g}{g} \end{array} \right. \quad (2.9)$$

Trong đó:

S,  $T_B$ ,  $T_C$ , và  $T_D$ , xác định theo bảng 2.2.

T - chu kỳ dao động của hệ;

$\beta = 0,2$  (hệ số ứng với cận dưới của phổ thiết kế theo phương ngang).

**Bảng 2.2. Giá trị của các tham số S,  $T_B$ ,  $T_C$  và  $T_D$**

(nguồn: Bảng 3.2, 3.2.2.2)

Loại nền đất	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,00	0,15	0,4	2,0
B	1,20	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,40	0,15	0,5	2,0

## 2.8. ĐIỀU KIỆN ÁP DỤNG MÔ HÌNH PHẪNG KHI TÍNH TOÁN

a) Có thể thực hiện tính toán đàn hồi tuyến tính bằng cách sử dụng 2 mô hình phẳng, mỗi mô hình cho 1 phương ngang chính trên mặt bằng đối với nhà và công trình tuân theo điều kiện về tính đều đặn trên mặt bằng (xem 4.2.3.2).

b) Khi không thoả mãn được các tiêu chí về tính đều đặn trong mặt bằng theo điều 4.2.3.2, phụ thuộc vào mức độ quan trọng của công trình, có thể thực hiện phân tích đàn hồi tuyến tính bằng cách sử dụng 2 mô hình phẳng, một mô hình cho mỗi phương ngang chính, miễn là thoả mãn tất cả các điều kiện về tính đều đặn đặc biệt sau:

(1) Nhà và công trình có các tường ngăn và tường bao che tương đối cứng và được phân bố hợp lý;

(2) Chiều cao nhà và công trình không vượt quá 10m;

(3) Độ cứng trong mặt phẳng của các sàn tầng phải đủ lớn so với độ cứng ngang của các cấu kiện thẳng đứng để có thể giả thiết sàn làm việc như tấm cứng.

(4) Các tâm cứng ngang và tâm khối lượng của các tầng, mỗi loại đều phải gần như nằm trên một đường thẳng đứng tương ứng và trong hai phương ngang phân tích, thoả mãn các điều kiện  $r_x^2 > l_s^2 + e_{ox}^2$ ,  $r_y^2 > l_s^2 + e_{oy}^2$ , trong đó, bán kính quán tính  $I_s$ , bán kính xoắn  $r_x$ ,  $r_y$  và các độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_{ox}$ ,  $e_{oy}$  (xem định nghĩa trong điều 4.2.3.2(6)).

**Ghi chú:** Giá trị của hệ số tâm quan trọng  $\gamma_1$ , cho phép đơn giản hoá phân tích theo điều 4.3.3.1(8), cho ở Phụ lục F, phần 1.

c) Nhà và công trình thoả mãn tất cả các điều kiện từ (1) đến (3) của mục b nêu trên nhưng không thoả mãn (4), có thể thực hiện phân tích đàn hồi-tuyến tính bằng cách sử dụng 2 mô hình phẳng, một mô hình cho mỗi phương ngang chính. Trong trường hợp này, tất cả các hệ quả tác động xác định từ những phân tích này cần nhân với 1,25.

**Ghi chú:** Tuy nhiên, đối với nhà và công trình không tuân thủ các tiêu chí nêu trong a và b nêu trên cũng có thể được phân tích bằng mô hình không gian. Khi sử dụng mô hình không gian, tác động động đất thiết kế phải được đặt dọc theo tất cả các phương ngang cần thiết (xét theo cách bố trí kết cấu của nhà và công trình) và các phương vuông góc với chúng. Đối với nhà và công trình có các cấu kiện chịu lực bố trí theo hai phương vuông góc, hai phương này được xem là hai phương cần thiết.

## 2.9. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH TĨNH LỰC NGANG TƯƠNG ĐƯƠNG

a) **Điều kiện áp dụng:** Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương có thể áp dụng cho các nhà và công trình mà phản ứng của nó không chịu ảnh hưởng đáng kể bởi các dạng dao động bậc cao hơn dạng dao động cơ bản trong mỗi hướng chính (xem 4.3.3.2.1 (1)P).

**Cụ thể là:** Phương pháp này có thể áp dụng nếu nhà và công trình đáp ứng được cả hai điều kiện sau đây (xem 4.3.3.2.1 (2)):

Có các chu kỳ dao động cơ bản  $T_1$  theo hai hướng chính nhỏ hơn các giá trị sau:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (2.10)$$

Trong đó  $T_C$  cho trong bảng 2.2 .

Thoả mãn những tiêu chí về tính đều đặn theo chiều cao cho trong điều 4.2.3.3.

b) **Xác định lực cắt đáy** (xem 4.3.3.2.2 - TCXDVN 375:2006):

Theo mỗi hướng ngang được phân tích, lực cắt đáy động đất  $F_b$  được xác định theo biểu thức sau:

$$F_b = \bar{S}_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda \quad (2.11)$$

Trong đó:

$\bar{S}_d(T_1)$  - tung độ của phổ thiết kế không thứ nguyên (xem mục 2.7) tại chu kỳ  $T_1$ ;

$T_1$  - chu kỳ dao động cơ bản của nhà và công trình do chuyển động ngang theo hướng đang xét;

$W$  - tổng trọng lượng của nhà và công trình ở trên móng hoặc ở trên đỉnh của phần cứng phía dưới, tính toán theo mục 2.12 (b);

$\lambda = 0,85$  nếu  $T_1 \leq 2 T_C$  với nhà và công trình có trên 2 tầng,  $\lambda = 1,0$  với các trường hợp khác.

c) Phân bố lực động đất theo phương ngang:

Khi dạng dao động cơ bản được lấy gần đúng bằng các chuyển vị ngang tầng tuyến tính dọc theo chiều cao, lực ngang  $F_i$  (đặt tại cao trình tập trung của trọng lượng  $W_i$ ) tính bằng:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j} \quad (2.12)$$

Trong đó:  $z_i$  và  $z_j$  là độ cao của trọng lượng  $W_i$  và  $W_j$  so với điểm đặt lực cắt đáy động đất  $F_b$  (tại mặt móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới).

## 2.10. PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH PHỔ PHẢN ỨNG

Phương pháp phân tích phổ phản ứng dao động là phương pháp động lực học kết cấu sử dụng phổ phản ứng động lực của tất cả các dạng dao động ảnh hưởng đến phản ứng tổng thể của kết cấu. Phổ phản ứng của các dạng dao động được xác định dựa trên tọa độ của các đường cong phổ phản ứng thích hợp với các chu kỳ dao động riêng tương ứng.

a) Điều kiện áp dụng: Phương pháp phân tích phổ phản ứng là phương pháp có thể áp dụng cho tất cả các loại nhà (xem 4.3.3.1 (3b) - TCXDVN 375:2006).

Phương pháp phân tích phổ phản ứng cần áp dụng cho nhà không thoả mãn điều kiện để áp dụng phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương (xem điều 2.9 (mục a)).

b) Số dạng dao động cần xét đến trong phương pháp phổ phản ứng:

(1) Phải xét đến phản ứng của tất cả các dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của công trình. Điều này có thể được thoả mãn nếu đạt được một trong hai điều kiện sau:

- Tổng các trọng lượng hữu hiệu của các dạng dao động (mode) được xét chiếm ít nhất 90% tổng trọng lượng của kết cấu.

- Tất cả các dạng dao động (mode) có trọng lượng hữu hiệu lớn hơn 5% của tổng trọng lượng đều được xét đến.

**Ghi chú:** Trọng lượng hữu hiệu (theo phương  $X$  trên mặt bằng)  $W_{X,i}$  tương ứng với dạng dao động thứ  $i$ , được xác định sao cho lực cắt đáy  $F_{bi}$ , tác động theo phương tác động của lực động đất, có thể biểu diễn dưới dạng  $F_{bi} = \bar{S}_d(T_i) \cdot W_{X,i}$ , trong đó  $\bar{S}_d(T_i)$  là phổ thiết kế không thứ nguyên ứng với chu kỳ dao động riêng thứ  $i$ . Có thể chứng minh rằng tổng các trọng lượng hữu hiệu đối với tất cả các dạng dao động và với một hướng cho trước bằng tổng trọng lượng của kết cấu.

(2) Nếu điều kiện (1) nêu trên không được thoả mãn (như trong nhà và công trình mà các dao động xoắn góp phần đáng kể) thì số lượng tối thiểu các dạng dao động  $k$  (các mode  $k$ ) cần được xét đến trong tính toán khi phân tích không gian cần thoả mãn cả 2 điều kiện sau:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (2.13)$$

$$\text{và } T_k \leq 0,2s \quad (2.14)$$

Trong đó:

$k$  - số dạng dao động cần được xét đến trong tính toán;

$n$  - số tầng ở trên móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới;

$T_k$  - chu kỳ dao động riêng tương ứng với dạng dao thứ  $k$ .

c) Quy trình tính toán

Tiến hành tính toán theo các bước sau:

(1) Xác định các chu kỳ và dạng dao động riêng của nhà: Sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu thông dụng hiện nay như: SAP2000, ETABS, STAAD v.v tính toán các chu kỳ dao động riêng và dạng dao động riêng cần thiết của công trình (số chu kỳ và dạng dao động riêng cần thiết là  $k$  xác định theo mục b (2) nêu trên).

(2) Xác định phổ thiết kế không thứ nguyên  $\bar{S}_d(T_i)$  của nhà và công trình ứng với từng dạng dao động theo các công thức từ (2.6) đến (2.9) của mục 2.7 bằng cách thay thế chu kỳ dao động riêng  $T$  bằng  $T_i$  trong đó  $i$  là dạng dao động riêng thứ  $i$  tương ứng theo phương  $X$  trên mặt bằng nhà.

(3) Xác định tổng lực cắt tại chân công trình tương ứng với dạng dao động thứ  $i$  theo phương  $X$  theo công thức sau:

$$F_{X,i} = \bar{S}_d(T_i) \cdot W_{X,i} \quad (2.15)$$

Trong đó:

$\bar{S}_d(T_i)$  - phổ thiết kế không thứ nguyên được xác định từ bước 2;

$W_{X,i}$  — trọng lượng hữu hiệu (theo phương  $X$  trên mặt bằng) tương ứng với dạng dao động thứ  $i$ , xác định theo công thức sau:

$$W_{X,i} = \frac{\left( \sum_{j=1}^n X_{i,j} \cdot W_j \right)^2}{\sum_{j=1}^n X_{i,j}^2 \cdot W_j} \quad (2.16)$$

Trong biểu thức trên:

$n$  - tổng bậc tự do (số tầng) xét đến theo phương  $X$ ,

$X_{i,j}$  - giá trị chuyển vị theo phương  $X$  trên mặt bằng tại điểm đặt trọng lượng thứ  $j$  của dạng dao động thứ  $i$ ,

$W_j$  - trọng lượng tập trung tại tầng thứ  $j$  của công trình.

(4) Phân phối tải trọng ngang lên các cao trình tầng của tổng lực cắt tại chân công trình tương ứng với dạng dao động thứ  $i$  theo phương  $X$ , như sau:

$$F_{X,i}^j = F_{X,i} \frac{X_{i,j} \times W_j}{\sum_{l=1}^n X_{i,l} \times W_l} \quad (2.17)$$

Trong đó:

$F_{X,i}^j$  - lực ngang tác dụng lên tầng thứ  $j$  theo phương  $X$  ứng với dạng dao động riêng thứ  $i$ ,

$W_j$  và  $W_l$  - trọng lượng tập trung tại tầng thứ  $j$  và  $l$  của công trình

$X_{i,j}$  và  $X_{i,l}$  - giá trị chuyển vị theo phương  $X$  tại điểm đặt trọng lượng thứ  $j$  và  $l$  của dạng dao động thứ  $i$ .

(5) Tổ hợp các dạng dao động cần xét

Số dạng dao động cần xét là  $k$  (xem mục b (2)).

Phản ứng ở hai dạng dao động  $j$  và  $l$  được xem là phụ thuộc lẫn nhau (ngược lại được xem là độc lập) nếu các chu kỳ  $T_j$  và  $T_l$  thỏa mãn điều kiện sau:

$$0,9 \leq (T_j/T_l) \leq 1,0 / 0,9 \quad (2.18)$$

Khi các dạng dao động đang xét đến thỏa mãn điều kiện về độc lập tuyến tính như trên thì giá trị lớn nhất  $E_E$  (nội lực, chuyển vị) của hệ quả tác động động đất có thể lấy bằng:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (2.19)$$

Trong đó :

$E_E$  - hệ quả của tác động động đất đang xét (nội lực, chuyển vị...),

$E_i$  - giá trị của hệ quả tác động của động đất này do dạng dao động riêng thứ  $i$  gây ra,

$k$  - số dạng dao động cần xét.

Trong trường hợp phản ứng của hai dạng dao động  $i$  và  $j$  là không độc lập với nhau theo điều kiện (2.18) thì giá trị lớn nhất của tác động động đất  $E_E$  sẽ lấy bằng:

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k r_{ij} E_i E_j} \quad (2.20)$$

Trong công thức (2.20),  $r_{ij}$  được xác định như sau:

$$r_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho \xi_j) \cdot \rho^{3/2}}{(1 - \rho^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \rho (1 + \rho^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho^2} \quad (2.21)$$

Trong đó:  $\rho = T_j / T_i$ .

$\xi_i$  và  $\xi_j$  là hệ số cản nhớt lấy bằng 0.05 (5%).

### 2.11. TÍNH TOÁN THEO PHƯƠNG Y (trên mặt bằng nhà)

Đối với phương Y trên mặt bằng, quy trình tính toán cũng tiến hành tương tự như đối với phương X cho cả phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương và phương pháp phân tích phổ phản ứng.

### 2.12. TỔ HỢP ĐẶC BIỆT CÓ TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT (xem 3.2.4 - TCXDVN 375:2006)

a) Giá trị thiết kế  $E_d$  của các hệ quả tác động (bao gồm: Nội lực, chuyển vị, góc xoay v.v.) do động đất gây ra được xác định theo công thức:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (2.22)$$

Trong đó:  $G_{k,j}$  - giá trị đặc trưng của tĩnh tải,

$Q_{k,i}$  - giá trị đặc trưng của hoạt tải,

$A_{Ed}$  - tác động động đất,

$\Psi_{2,i}$  - xem bảng 2.3 (mục c của điều 2.12 này).

b) Các hiệu ứng quán tính của tác động động đất thiết kế phải được xác định có xét đến các khối lượng liên quan tới tất cả các lực trọng trường xuất hiện trong tổ hợp tải trọng sau:

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.23)$$

Trong đó:

$\Psi_{E,i}$  - hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ i (xem mục d).

c) Các giá trị  $\Psi_{2,i}$  cho trong bảng 2.3 sau:

**Bảng 2.3. Các giá trị  $\Psi_{2,i}$  cho công trình**

Tác động	$\Psi_2$
(Tải trọng đặt lên nhà, loại)	
Loại A: Khu vực nhà ở, gia đình	0,3
Loại B: Khu vực văn phòng	0,3
Loại C: Khu vực hội họp	0,6
Loại D: Khu vực mua bán	0,6
Loại E: Khu vực kho lưu trữ	0,8
Loại F: Khu vực giao thông, trọng lượng xe $\leq 30\text{kN}$	0,6
Loại G: Khu vực giao thông, $30\text{kN} \leq$ trọng lượng xe $\leq 160\text{kN}$	0,3
Loại H: Mái	0,0



d) Các hệ số tổ hợp  $\psi_{E,i}$  xét đến khả năng tác động thay đổi  $Q_{k,i}$  không xuất hiện trên toàn bộ công trình trong thời gian xảy ra động đất, được xác định theo biểu thức sau:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (2.24)$$

Các giá trị  $\varphi$  cho trong bảng 2.4

**Bảng 2.4. Giá trị của  $\varphi$  để tính toán  $\psi_{E,i}$**

Loại tác động thay đổi	Tầng	$\varphi$
Các loại từ A-C*	Mái	1,0
	Các tầng được sử dụng đồng thời	0,8
	Các tầng được sử dụng độc lập	0,5
Các loại từ D-F* và kho lưu trữ		1,0

*Chú thích: Các loại tác động thay đổi được định nghĩa trong bảng 2.3*

### 2.13. LẬP TRÌNH

Các phương pháp *phân tích tĩnh lực ngang tương đương* và *phân tích phổ phản ứng* nên được lập trình tính toán trên EXCEL thành bảng tính đơn giản, dễ sử dụng để xác định tác động động đất lên công trình. Tuy nhiên, các kỹ sư thiết kế có thể sử dụng FORTRAN, PASCAL, VISUAL BASIC hay MATHLAB để lập các chương trình tính toán động đất theo các bước tính toán trình bày từ mục 2.1 đến 2.10 kèm theo các chương trình phân tích kết cấu có sẵn. Ngoài ra, cũng có thể sử dụng các chương trình thương mại có chứa module phân tích tác động của động đất theo Eurocode 8 để tính toán tải trọng động đất tác dụng lên nhà và công trình theo TCXDVN 375:2006 theo các phương pháp *phân tích tĩnh lực ngang tương đương* và *phân tích phổ phản ứng*.

### 2.14. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

a) Ví dụ 1 (phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương):

Một công trình bê tông cốt thép 11 tầng cao 40m, nên sử dụng móng cọc khoan nhồi bê tông cốt thép ngàm vào nền đá loại A (phân loại theo TCXDVN 375 : 2006 (đá vôi và đá cát kết)), gia tốc đỉnh đất nền tham chiếu tại điểm xây dựng  $a_{gR} = 0,0806g$ . Xác định lực cắt đáy của tác động động đất (hay tổng lực động đất) tác dụng lên công trình theo tiêu chuẩn Việt Nam TCXDVN 375:2006 phương pháp tĩnh lực ngang tương đương.

Lời giải:

Xác định tỉ số $a_{gR}/g$	0,0806
Hệ số tầm quan trọng $\gamma_1$ :	$\gamma_1 = 1,0$
Xác định tỉ số $a_g/g$ :	$a_g/g = 0,0806$
Loại đất nền:	$A \geq S = 1,0, T_B = 0,15, T_C = 0,4, T_D = 2$

Hệ số ứng xử:  $q = 3,6$  (khung BTCT nhiều tầng nhiều nhịp)  
 Khung bê tông:  $C_t = 0,075$   
 Chiều cao nhà H:  $H = 40$  (m)  
 Chu kỳ cơ bản  $T_1$ :  $T_1 = C_t (H)^{3/4} = 0,075 \times 40^{3/4} = 1,19$  (s)  
 Như vậy:  $T_1 < 4T_C = 1,6$  s và  $< 2,0$ s

Thoả mãn điều kiện tính theo phương pháp tĩnh lực ngang tương đương

Tổng trọng lượng kết cấu:  $W$

$$\begin{aligned} \text{Phổ thiết kế không thứ nguyên } \bar{S}_d(T) : &= 0,0806 \times 1 \times 2,5/3,6 \times 0,4/1,19 \\ &= 0,0188 \cdot \beta \times a_{gR}/g = 0,01612 \end{aligned}$$

Tham số  $\lambda$  : 1,0

$$\text{Lực cắt đáy } F_b : F_b = 0,0188 W \quad (2.25)$$

Như vậy lực cắt đáy hay tổng lực động đất tác dụng lên công trình vào khoản 1,88% tổng trọng lượng công trình. Giá trị này là hợp lý đối với nhà cao 40m, chu kỳ dao động riêng cơ bản là 1,19 (s) xây dựng ở khu vực có đỉnh gia tốc nền bằng 0,0806g.

*b) Ví dụ 2:*

Ví dụ này chủ yếu mang tính kiểm tra và so sánh về việc áp dụng phương pháp phân tích phổ phản ứng trong TCXDVN 375:2006. Số liệu ví dụ lấy trong tài liệu của Liên Xô (cũ) (Korchinskyi et al. 1971). Để kiểm tra kết quả lực động đất tính theo phương pháp phổ phản ứng, kết quả nhận được theo phương pháp sẽ so sánh với kết quả tính toán theo СНиП II-7-81\*.

*Bài toán:*

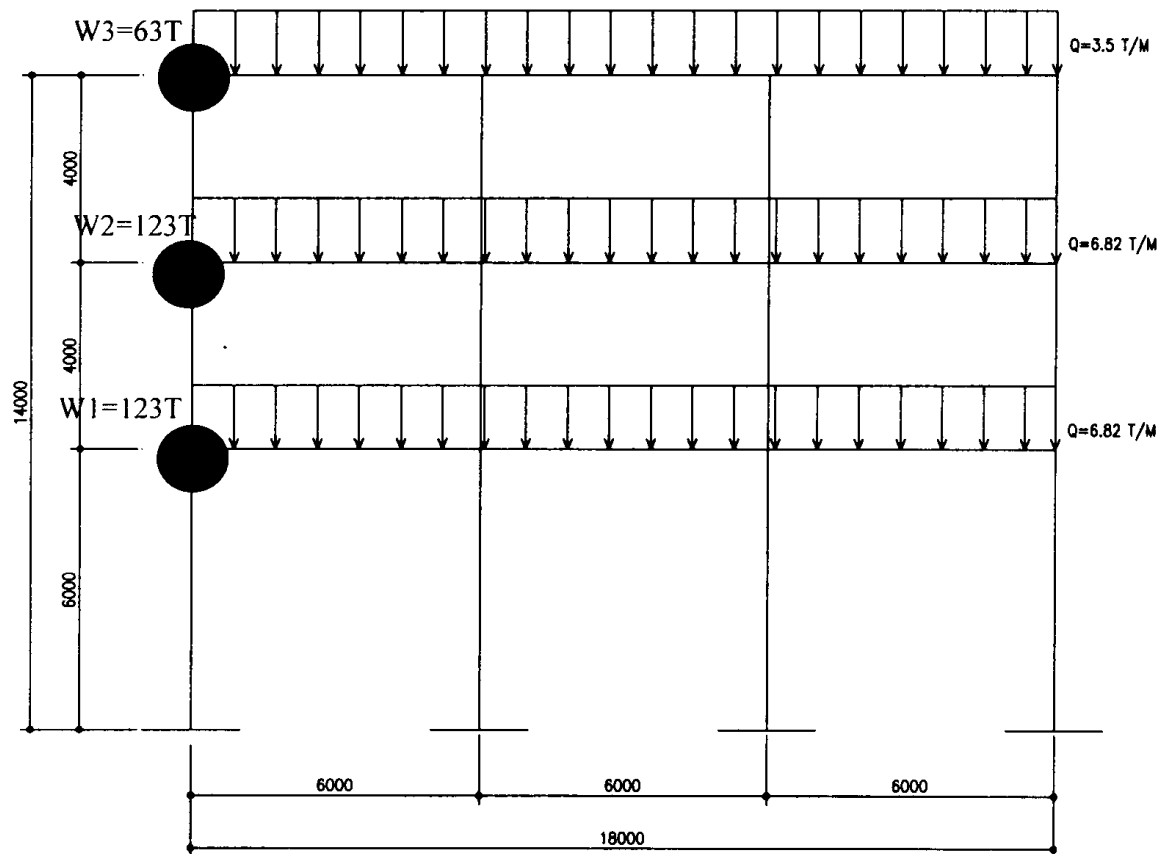
Cho một nhà ở bằng khung bê tông cốt thép 3 tầng, 3 nhịp có gia tốc nền tại địa điểm xây dựng là  $a_{gR} = 0,0806g$  (tương ứng với cấp VIII theo thang MSK-64). Tải trọng tác dụng lên khung theo như hình vẽ dưới. Tiết diện cột tầng 1 là 40×60cm, tiết diện cột tầng 2 và 3 là 40×40cm còn tiết diện dầm ở các tầng đều là 40×50cm, chiều cao tầng 1 là 6m, chiều cao tầng 2 và 3 là 4m, nhịp 6m. Móng nhà được đặt trên đất nền loại C theo TCXDVN 375 : 2006. Tính toán tải trọng động đất tác dụng lên nhà theo TCXDVN 375: 2006 và theo СНиП II-7-81\* (Phương pháp phổ phản ứng).

*Lời giải:*

Sơ đồ tính toán là hệ có 3 bậc tự do với khối lượng tập trung tại các cao trình tầng (hình 2.1).

Dựa vào phần mềm SAP 2000 và bảng tính EXCEL lập sẵn, các kết quả tính toán thu nhận được như sau:

+ Bảng 2.5 so sánh giữa phân tích dao động riêng của công trình theo SAP 2000 và theo phương pháp giải tích của Korchinskyi et. al. (1971):



Hình 2.1. Sơ đồ khung

**Bảng 2.5. So sánh các chu kỳ và dạng dao động riêng theo SAP 2000 và phương pháp giải tích của Korchinskyi et. al. (1971)**

Kết quả theo SAP2000 T1 = 0,912 s			Theo tài liệu Korchinskyi et. al. (1971) T1 = 0,900 s			Kết quả theo SAP2000 T1 = 0,912 s nhưng khi tính dạng dao động lấy $X_{1,1}=1,000$				
	Cao độ	Mode 1		Cao độ	Mode 1		Cao độ		Mode 1	Wi (T)
tầng 3	+14,00	0,241	tầng 3	+14,00	2,256	tầng 3	+14,00	X1,3=	2,271	63
tầng 2	+10,00	0,199	tầng 2	+10,00	1,885	tầng 2	+10,00	X1,2=	1,878	123
tầng 1	+6,00	0,106	tầng 1	+6,00	1,000	tầng 1	+6,00	X1,1=	1,000	123
tầng trệt	±0,00	0,000	tầng trệt	±0,00	0,000	tầng trệt	±0,00		0,000	
Kết quả theo SAP2000 T2 = 0,296 s			Theo tài liệu Korchinskyi et. al. (1971) T2 = 0,295 s			Kết quả theo SAP2000 T1 = 0,296 s nhưng khi tính dạng dao động lấy $X_{2,1}=1,000$				
	Cao độ	Mode 2		Cao độ	Mode 2		Cao độ		Mode 2	Wi (T)
tầng 3	+14,00	-0,257	tầng 3	+14,00	-1,241	tầng 3	+14,00	X2,3=	-1,230	63
tầng 2	+10,00	0,047	tầng 2	+10,00	0,222	tầng 2	+10,00	X2,2=	0,225	123
tầng 1	+6,00	0,209	tầng 1	+6,00	1,000	tầng 1	+6,00	X2,1=	1,000	123
tầng trệt	±0,00	0,000	tầng trệt	±0,00	0,000	tầng trệt	±0,00		0,000	

Kết quả theo SAP2000 T3 = 0,195 s			Theo tài liệu Korchinskyi et. al. (1971) T3 = 0,190 s			Kết quả theo SAP2000 T1 = 0,190 s nhưng khi tính dạng dao động lấy X <sub>3,1</sub> =1,000				
	Cao độ	Mode 3		Cao độ	Mode 3		Cao độ		Mode 3	Wi (T)
tầng 3	+14,00	-0,180	tầng 3	+14,00	1,096	tầng 3	+14,00	X3,3=	1,178	63
tầng 2	+10,00	0,191	tầng 2	+10,00	-1,197	tầng 2	+10,00	X3,2=	-1,247	123
tầng 1	+6,00	-0,153	tầng 1	+6,00	1,000	tầng 1	+6,00	X3,1=	1,000	123
tầng trệt	±0,00	0,000	tầng trệt	±0,00	0,000	tầng trệt	±0,00		0,000	

Lực động đất tác dụng lên các tầng theo СНиП II-7-81\* và theo TCXDVN 375 :2006 cho trong các Bảng 2.6, 2.7 và 2.8.

**Bảng 2.6. Kết quả tính toán lực động đất tác dụng lên các tầng theo СНиП II-7-81\***

СНиП II-7-81*							
Đất nền loại II							
Cấp động đất:		VIII ( MSK-64)					
A=	0,1	K1=	0,25	K2=	1	K  =	1.500
βT1=	1,09709	βT2=	2,5	βT3=	2,50		
Kc=k1 x k2 x A x K  =		0.038					
T1(s)=	0,912	T2(s)=	0,295	T3(s)=	0,195	Kiểm tra Σηi,k≈1	
1,1	0,564	2,1	0,326	3,1	0,109	li,1	0,998
1,2	1,059	2,2	0,073	3,2	-0,136	li,2	0,996
1,3	1,280	2,3	-0,400	3,3	0,129	li,3	1,008
F11=	2,852 T	F21=	3,753 T	F31=	1,258 T		
F12=	5,358 T	F22=	0,843 T	F32=	-1,569 T		
F13=	3,318 T	F23=	-2,365 T	F33=	0,759 T		

**Bảng 2.7. Kết quả tính toán lực động đất tác dụng lên các tầng theo TCXDVN 375:2006 (Phương pháp phổ)**

Phương pháp phổ					
a <sub>gR</sub> /g =		0,1, hệ số tầm quan trọng I = 1			
a <sub>g</sub> /g =		0,100			
Đất nền loại		C			
q =		3,900			
S	TB (s)	TC (s)	TD (s)		
1,15	0,2	0,600	2,000		
T1(s) =	0,912	T2(s) =	0,296	T3(s) =	0,195
S <sub>d</sub> (T)/g =	0,049	S <sub>d</sub> (T)/g =	0,074	S <sub>d</sub> (T)/g =	0,074

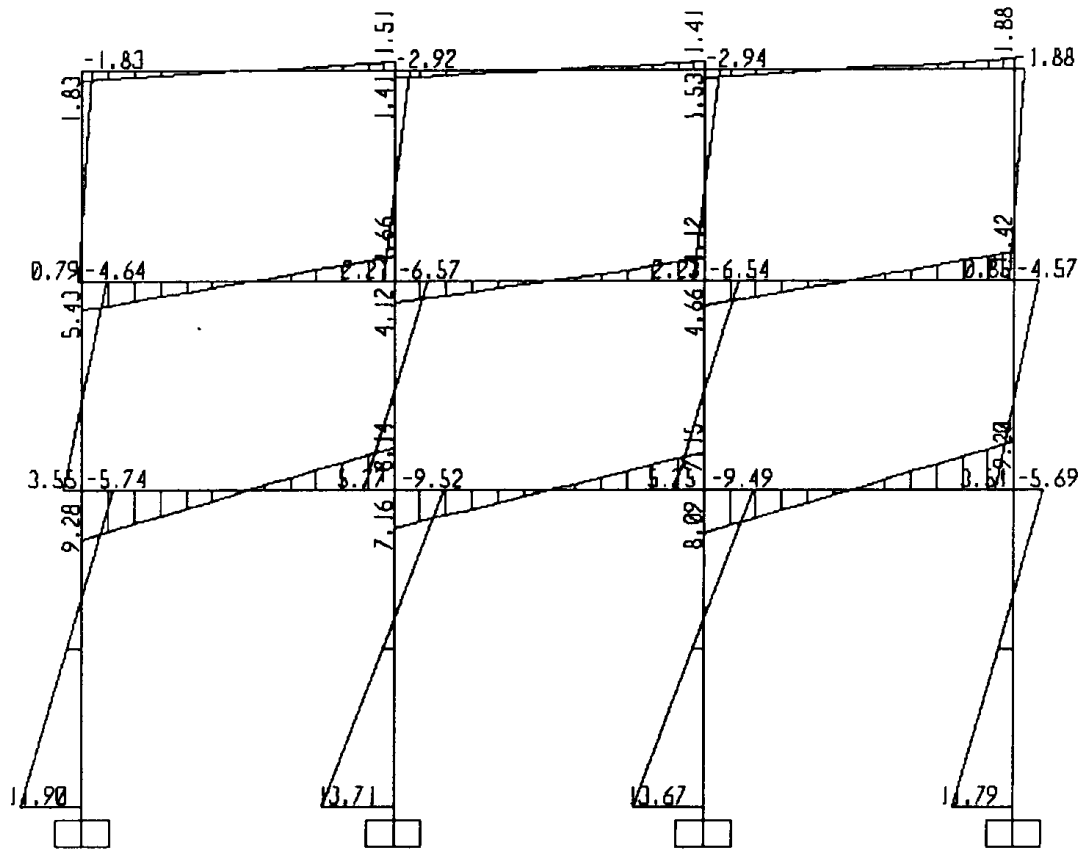
**Bảng 2.7. (tiếp theo)**

Trọng lượng hữu hiệu ứng với mỗi dạng dao động					
$W_{x1} =$	280,2 T	$W_{x2} =$	23,794 T	$W_{x3} =$	4,781 T
Base shear for each mode (Lực cắt đáy ứng với các dạng dao động)					
$F_{x1} =$	13,59 T	$F_{x2} =$	1,754 T	$F_{x3} =$	0,352 T
$F_{x11} =$	3,362 T	$F_{x21} =$	2,951 T	$F_{x31} =$	0,989 T
$F_{x12} =$	6,316 T	$F_{x22} =$	0,663 T	$F_{x32} =$	-1,234 T
$F_{x13} =$	3,912 T	$F_{x23} =$	-1,860 T	$F_{x33} =$	0,597 T

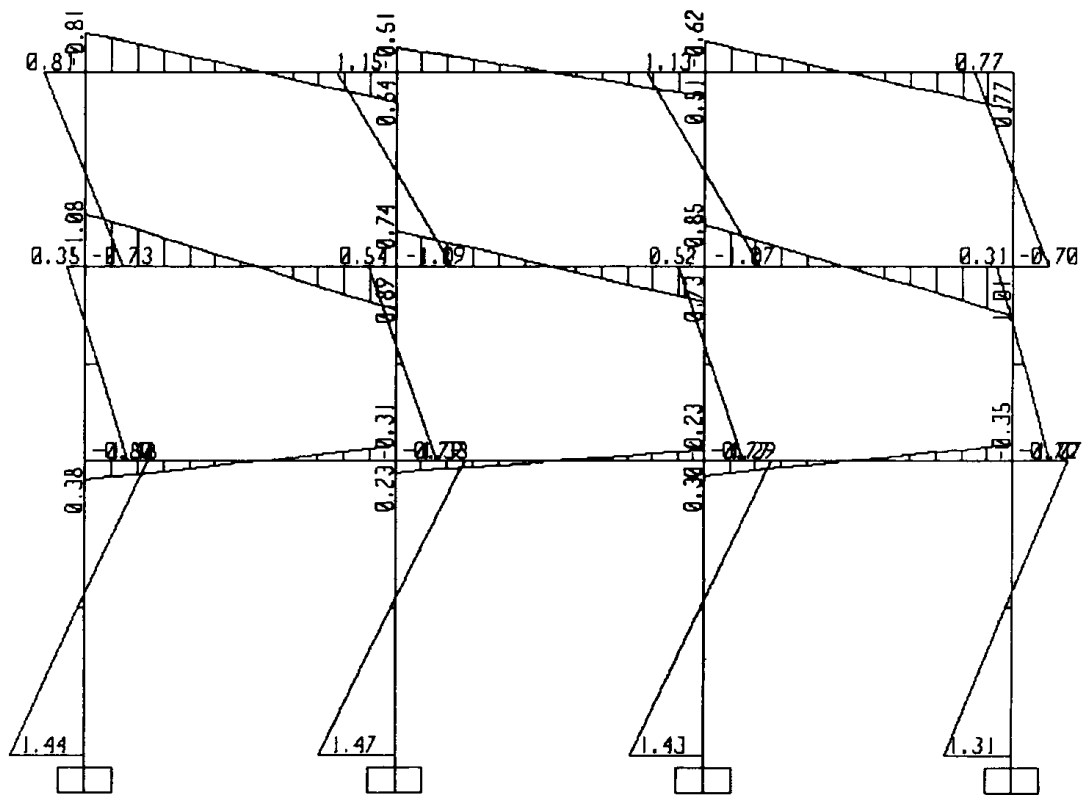
**Bảng 2.8. Kết quả tính toán lực động đất tác dụng lên các tầng theo TCXDVN 375:2006 (phương pháp lực tĩnh ngang)**

Phương pháp lực tĩnh ngang			
$a_{gR}/g =$	0,1 hệ số tầm quan trọng $I = 1$		
$a_g/g =$	0,100		
Đất nền loại	C		
$q =$	3,9		
S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
1,15	0,2	0,6	2,0
$T_1$	0,912		
$S_d(T)/a_g =$	0,049		
$\lambda =$	0,85		
$W_x$ (trọng lượng nhà) =	309		
$F_x$ (lực cắt đáy) =	12,740 T		
$F_{x1} =$	3,299 T		
$F_{x2} =$	5,498 T		
$F_{x1} =$	3,942 T		

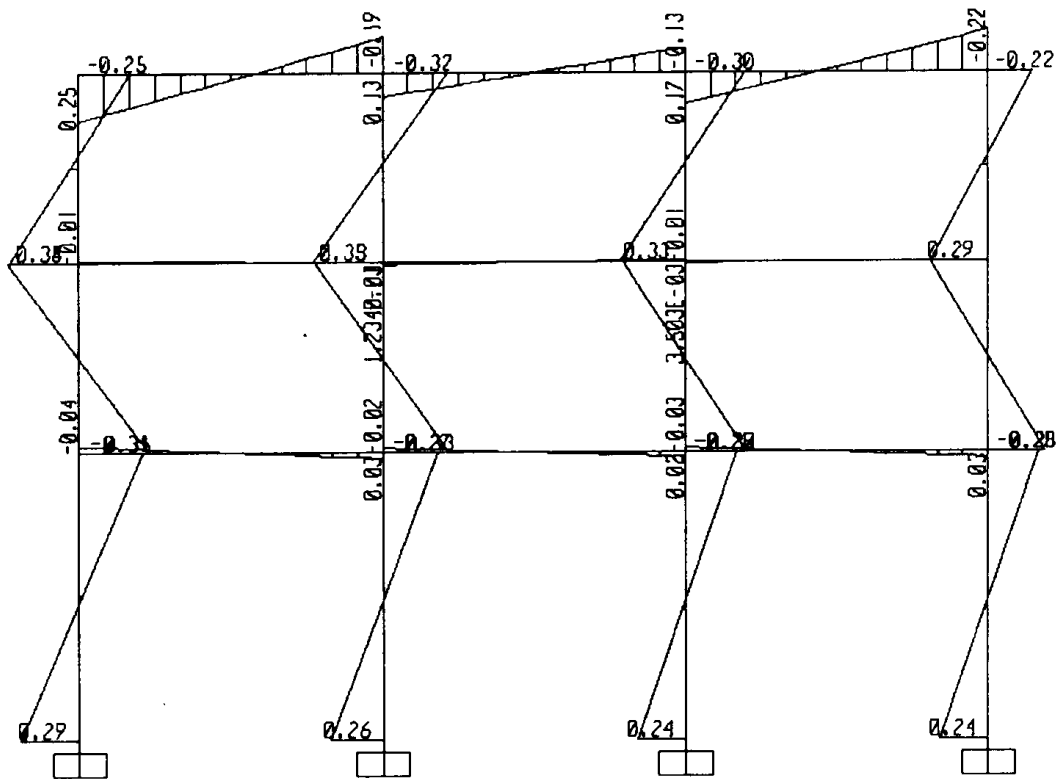
Từ các kết quả tính toán về lực động đất cho trong Bảng 2.8, sử dụng phần mềm SAP 2000, sẽ nhận được các biểu đồ mô men uốn do tác động động đất gây ra theo phương pháp phổ theo TCXDVN 375 : 2006 cho các dạng dao động như sau:



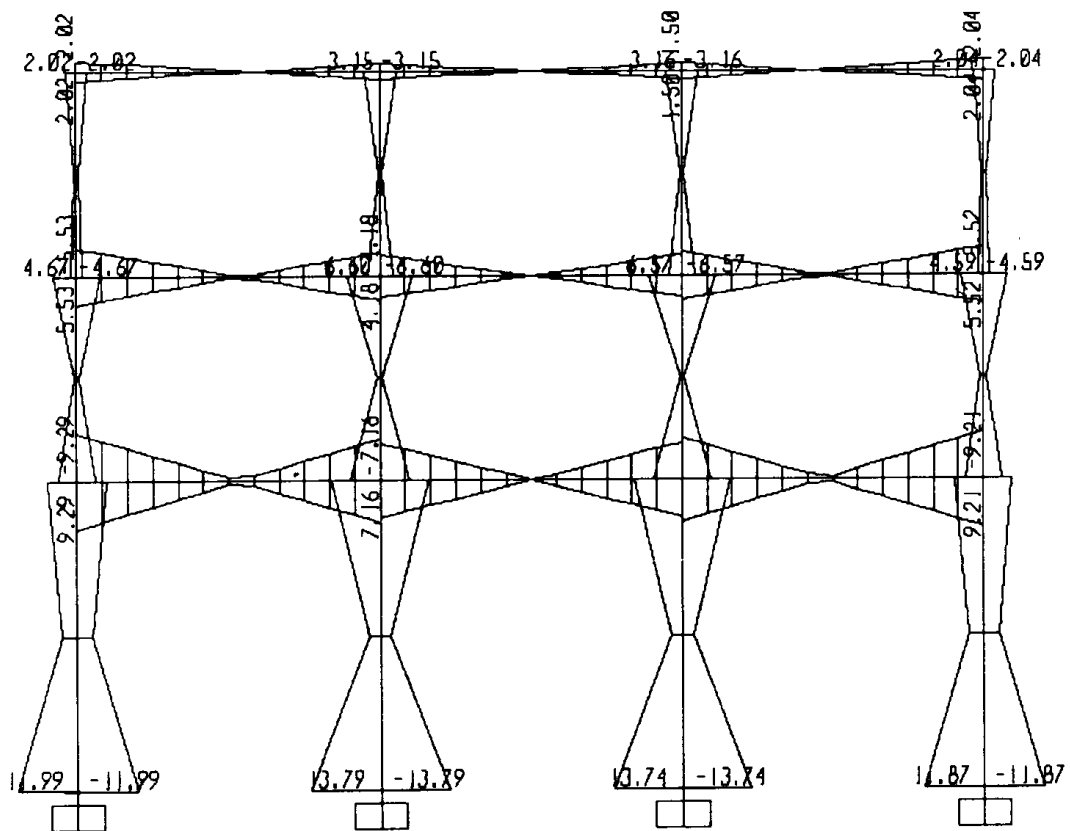
Hình 2.2. Biểu đồ mômen uốn do lực động đất gây ra cho dạng dao động thứ nhất



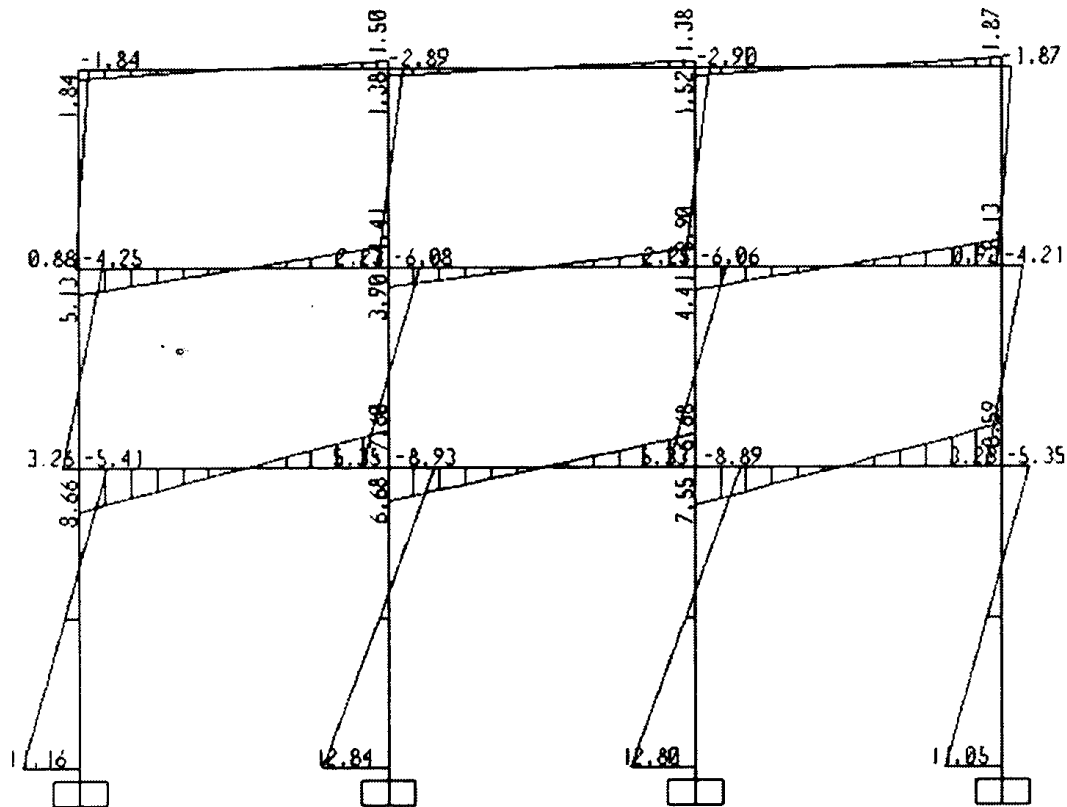
Hình 2.3. Biểu đồ mômen uốn do lực động đất gây ra cho dạng dao động thứ hai



Hình 2.4. Biểu đồ mômen uốn do lực động đất gây ra cho dạng dao động thứ ba



Hình 2.5. Biểu đồ mômen uốn tổng hợp do lực động đất gây ra xét đến ảnh hưởng của 3 dạng dao động



**Hình 2.6.** Biểu đồ mômen uốn tổng hợp do lực động đất gây ra tính theo phương pháp lực tĩnh tương đương

*Nhận xét:*

Kết quả tính toán cho thấy với cùng 1 loại gia tốc nền bằng 0,1g, đối với ví dụ này lực động đất tính theo СНиП II-7-81\* nhỏ hơn lực động đất xác định theo TCXDVN 375:2006 là 17% (xem Bảng 2.6 và 2.7) đối với dạng dao động thứ nhất. Tuy nhiên, sự so sánh này chỉ là tương đối do đất nền lấy theo СНиП là loại II, trong khi đó đất nền loại C được áp dụng để tính toán theo TCXDVN 375 :2006.

Các kết quả tính toán này cho thấy nội lực gây ra cho công trình trong ví dụ trên, khi tính theo phương pháp lực tĩnh tương đương và phương pháp phổ phản ứng (TCXDVN 375:2006) là gần bằng nhau. Vì vậy trong thực hành tính toán, đối với các công trình có hình dạng không phức tạp, để đơn giản trong việc xác định tải trọng động đất tác dụng lên công trình, nên sử dụng phương pháp lực tĩnh tương đương để tính toán. Đối với các công trình có hình dạng phức tạp, chiều cao tầng lớn, việc tính toán theo phương pháp phổ là cần thiết.

Ngoài ra, các kết quả tính toán và so sánh với phương pháp lực tĩnh tương đương cho thấy sự chính xác của quy trình hay thuật toán tính theo phương pháp phổ phản ứng của TCXDVN 375: 2006 trình bày trong chương này.

*c) Ví dụ 3:*

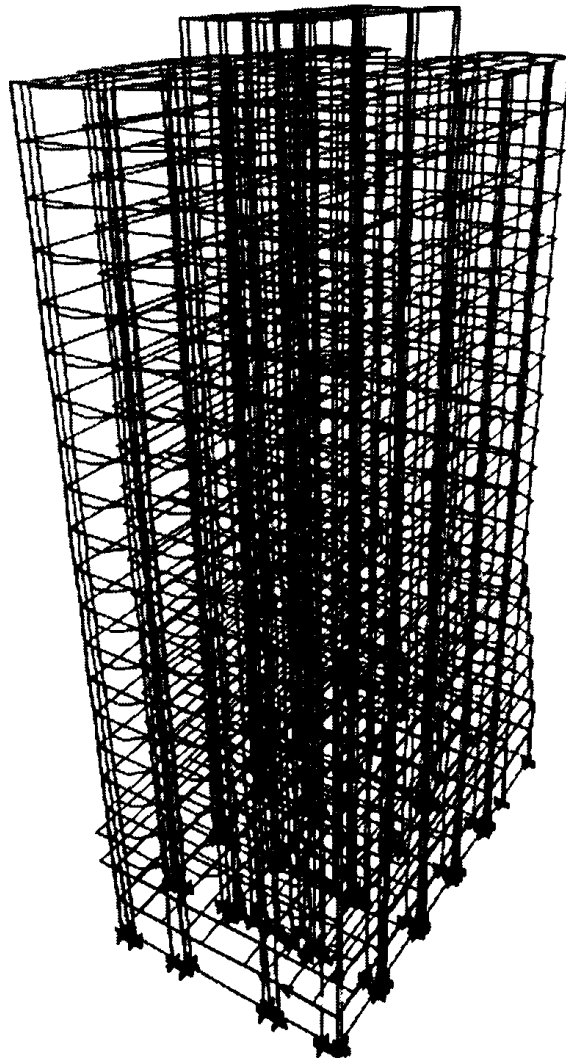
*Bài toán:* Một công trình bằng bê tông cốt thép 21 tầng cao 67,6m, nền móng cọc khoan nhồi bê tông cốt thép tựa trên nền loại B (cát, cuội sỏi rất chặt) theo TCXDVN



375:2006, gia tốc đỉnh đất nền tham chiếu tại điểm xây dựng (Thành phố Hồ Chí Minh) có  $a_{gR} = 0,0848g$ . Giá trị trọng lượng các tầng thể hiện trong Bảng 2.9. Tính toán lực động đất tác dụng lên công trình theo tiêu chuẩn Việt Nam TCXDVN 375:2006 (phương pháp lực tĩnh ngang tương đương và phương pháp phổ phản ứng).

*Lời giải:*

Sơ đồ tính theo ETABS cho ở hình 2.7.



*Hình 2.7. Mô hình theo ETABS*

**\* Phương pháp lực tĩnh tương đương:**

Xác định tỷ số  $a_{gR}/g$ : 0.0848

Hệ số tầm quan trọng:  $\gamma_I=1.0$  (để dễ so sánh)

Xác định  $a_g$ :  $a_g = a_{gR}/g \times \gamma_I=0.0848$

Loại đất nền: B có  $S=1,2$ ,  $T_B=0,15$ ,  $T_C=0,5$ ,  $T_D=2,0$

Hệ số ứng xử:  $q = 3.9$  (khung bê tông cốt thép nhiều tầng nhiều nhịp).

Khung bê tông:  $C_1 = 0,075$

Chiều cao nhà H:  $H = 67,6\text{m}$

Chu kỳ cơ bản T (tính gần đúng):  $T = Ct \times (H)^{3/4} = 0,075 \times (67,6)^{3/4} = 1,768 \text{ (s)}$

Như vậy:  $T_C < T_1 < T_D$

Tổng trọng lượng kết cấu :W.

Phổ thiết kế không thứ nguyên  $\bar{S}_d(T) := 0,0848 \times 1,2 \times 2,5 / 3,9 \times 0,5 / 1,768 = 0,018$

$$\geq \beta \times a_{gr}/g = 0,2 \times 0,0848 = 0,01696$$

Tham số  $\lambda$  : 1,0

Tổng lực cắt đáy ;  $F_b = 0,018W$

Ta có bảng phân tải trọng động đất lên các tầng theo phương ngang như sau :

**Bảng 2.9. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng (phương pháp lực tĩnh ngang tương đương)**

Tầng	zi(m)	Wi(KN)	Wi x zi (kN m)	Fi(KN)
1	3,6	17303,01	62290,8	33,296
2	6,8	16067,08	109256	58,401
3	10	12359,29	123593	66,064
4	13,2	12359,29	163143	87,205
5	16,4	12359,29	202692	108,346
6	19,6	12359,29	242242	129,486
7	22,8	12359,29	281792	150,627
8	26	12359,29	321342	171,767
9	29,2	12359,29	360891	192,908
10	32,4	12359,29	400441	214,049
11	35,6	12359,29	439991	235,189
12	38,8	12359,29	479541	256,330
13	42	12359,29	519090	277,470
14	45,2	12359,29	558640	298,611
15	48,4	12359,29	598190	319,752
16	51,6	12359,29	637739	340,892
17	54,8	12359,29	677289	362,033
18	58	12359,29	716839	383,173
19	61,2	12359,29	756389	404,314
20	64,4	12359,29	795938	425,455
21	67,6	12359,29	835488	446,595
		W = 268000 kN		Fb = 4961 kN

**\* Phương pháp phân tích phổ phản ứng:**

+ Do mặt bằng công trình có hình dạng đơn giản nên việc tính toán chỉ xét đến theo phương X,

+ Số dạng dao động cần xét đến:

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dao động 1, 4, 7 và 10 (mode 1, mode 4, mode 7 và mode 10) là :

$$W_{x,1} + W_{x,4} + W_{x,7} + W_{x,10} = 188520 + 14305 + 19060 + 605,47 = 222490 \text{ kN} \approx 90\% W$$

(Các giá trị tổng trọng lượng hữu hiệu được tính toán ở phần dưới) nên phải tính với 4 dạng dao động, cụ thể như sau :

- Dạng dao động thứ 1:

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 1 :  $T_1 = 2,266\text{s}$  (tính toán theo phần mềm ETABS),

$$\text{Phổ thiết kế không thứ nguyên } \bar{S}_d(T_1) : \bar{S}_d(T_1) = 0,0127$$

Tổng trọng lượng hữu hiệu cho dạng dao động 1 theo phương X xác định theo công thức (2,16):

$$W_{x,1} = \frac{\left( \sum_{i=1}^n X_{i,1} \cdot W_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n X_{i,1}^2 \cdot W_i} = \frac{(5032,83)^2}{134,359} = 188520 \text{ kN (xem Bảng 2.10)}$$

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 1 theo phương X:

$$F_{x,1} = \bar{S}_d(T_1) \cdot W_{x,1} = 0,0127 \times 188520 = 2394 \text{ kN},$$

Tải trọng động đất tác dụng lên từng tầng tương ứng với dạng dao động 1 xác định theo công thức (2.17), cho trong Bảng 2.10.

**Bảng 2.10. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 1 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{1,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{1,j} \times W_j$	$X_{1,j}^2 \times W_j$	$F_{X,1}^j$ (kN)
1	0,0001	17303,01	1,730	0,000	0,823
2	0,0009	16067,08	14,460	0,013	6,881
3	0,0024	12359,29	29,662	0,071	14,115
4	0,0043	12359,29	53,145	0,229	25,290
5	0,0065	12359,29	80,335	0,522	38,228
6	0,0087	12359,29	107,526	0,935	51,167

**Bảng 2.10. (tiếp theo)**

Tầng j	$X_{1,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{1,j} \times W_j$	$X_{1,j}^2 \times W_j$	$F_{X,1}^j$ (kN)
7	0,0111	12359,29	137,188	1,523	65,282
8	0,0136	12359,29	168,086	2,286	79,986
9	0,0161	12359,29	198,985	3,204	94,689
10	0,0186	12359,29	229,883	4,276	109,392
11	0,0209	12359,29	258,309	5,399	122,919
12	0,0232	12359,29	286,736	6,652	136,446
13	0,0253	12359,29	312,690	7,911	148,797
14	0,0272	12359,29	336,173	9,144	159,971
15	0,0289	12359,29	357,184	10,323	169,969
16	0,0304	12359,29	375,722	11,422	178,791
17	0,0318	12359,29	393,025	12,498	187,025
18	0,0329	12359,29	406,621	13,378	193,495
19	0,0339	12359,29	418,980	14,203	199,376
20	0,0347	12359,29	428,867	14,882	204,081
21	0,0354	12359,29	437,519	15,488	208,198
		$\Sigma$	5032,827	134,359	

- Dạng dao động thứ 4 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 4 (tính toán theo ETABS):  $T_4 = 0,7207s$

Phổ thiết kế  $S_d(T_4)/g$ :  $S_d(T_4) / g = 0,045$

Tương tự như trên ta có:

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 4 theo phương X:

$$W_{x,4} = 14305,7 \text{ kN}$$

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 4 theo phương X:  $F_{x,4} = 647,4 \text{ kN}$

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.11. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 4 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{4,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{4,j} \times W_j$	$X_{4,j}^2 \times W_j$	$F_{X,4}^j$ (kN)
1	0,0004	17303,01	6,921	0,003	3,213
2	0,0033	16067,08	53,021	0,175	24,611
3	0,0085	12359,29	105,054	0,893	48,762
4	0,0145	12359,29	179,210	2,599	83,183
5	0,0202	12359,29	249,658	5,043	115,882
6	0,0252	12359,29	311,454	7,849	144,566
7	0,029	12359,29	358,419	10,394	166,365

**Bảng 2.11.** (tiếp theo)

Tầng j	$X_{4,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{4,j} \times W_j$	$X_{4,j}^2 \times W_j$	$F_{X,4}^j$ (kN)
8	0,0311	12359,29	384,374	11,954	178,412
9	0,0315	12359,29	389,318	12,264	180,707
10	0,03	12359,29	370,779	11,123	172,102
11	0,0265	12359,29	327,521	8,679	152,023
12	0,0215	12359,29	265,725	5,713	123,340
13	0,015	12359,29	185,389	2,781	86,051
14	0,0075	12359,29	92,695	0,695	43,025
15	-0,0005	12359,29	-6,180	0,003	-2,868
16	-0,0086	12359,29	-106,290	0,914	-49,336
17	-0,0164	12359,29	-202,692	3,324	-94,082
18	-0,0234	12359,29	-289,207	6,767	-134,240
19	-0,0295	12359,29	-364,599	10,756	-169,234
20	-0,0348	12359,29	-430,103	14,968	-199,638
21	-0,0393	12359,29	-485,720	19,089	-225,454
		$\Sigma$	1394,746	135,985	

- Dạng dao động thứ 7 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 7 (tính toán theo ETABS):  $T_7 = 0,387s$

Phổ thiết kế  $S_d(T_7)/g = 0,065$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 7 theo phương X:

$$W_{x,7} = 19060 \text{ kN}$$

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 7 theo phương X:  $F_{x,7} = 1243,3 \text{ kN}$

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.12. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 7 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{7,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{7,j} \times W_j$	$X_{7,j}^2 \times W_j$	$F_{X,7}^j$ (kN)
1	0,0008	17303,01	13,842	0,011	10,578
2	0,0064	16067,08	102,829	0,658	78,577
3	0,0155	12359,29	191,569	2,969	146,387
4	0,0241	12359,29	297,859	7,178	227,608
5	0,0298	12359,29	368,307	10,976	281,440
6	0,0312	12359,29	385,610	12,031	294,662
7	0,0279	12359,29	344,824	9,621	263,496
8	0,0202	12359,29	249,658	5,043	190,775
9	0,0093	12359,29	114,941	1,069	87,832
10	-0,003	12359,29	-37,078	0,111	-28,333

**Bảng 2.11. (tiếp theo)**

Tầng j	$X_{7,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{7,j} \times W_j$	$X_{7,j}^2 \times W_j$	$F_{X,7}^j$ (kN)
11	-0,0148	12359,29	-182,918	2,707	-139,776
12	-0,0241	12359,29	-297,859	7,178	-227,608
13	-0,0294	12359,29	-363,363	10,683	-277,662
14	-0,0298	12359,29	-368,307	10,976	-281,440
15	-0,0251	12359,29	-310,218	7,786	-237,052
16	-0,0161	12359,29	-198,985	3,204	-152,053
17	-0,0041	12359,29	-50,673	0,208	-38,722
18	0,0093	12359,29	114,941	1,069	87,832
19	0,0223	12359,29	275,612	6,146	210,608
20	0,0342	12359,29	422,688	14,456	322,995
21	0,0448	12359,29	553,696	24,806	423,104
		$\Sigma$	1626,977	138,886	

- Dao động thứ 10:

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 10 (tính toán theo ETABS):  $T = 0,245s$

Phổ thiết kế  $S_d(T_{10})/g = 0,065$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 10 theo phương X:  $W_{x,10} = 605,5kN$ ,

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 10 theo phương X:  $F_{x,10} = 39,51 kN$ ,

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.13. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 10 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{10,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{10,j} \times W_j$	$X_{10,j}^2 \times W_{10}$	$F_{X,10}^j$ (kN)
1	0,0014	17303,01	24,224	0,034	3,254
2	0,0098	16067,08	157,457	1,543	21,151
3	0,0218	12359,29	269,433	5,874	36,192
4	0,0296	12359,29	365,835	10,829	49,142
5	0,0293	12359,29	362,127	10,610	48,644
6	0,0206	12359,29	254,601	5,245	34,200
7	0,0056	12359,29	69,212	0,388	9,297
8	-0,0111	12359,29	-137,188	1,523	-18,428
9	-0,0245	12359,29	-302,803	7,419	-40,675
10	-0,0306	12359,29	-378,194	11,573	-50,802
11	-0,0273	12359,29	-337,409	9,211	-45,323
12	-0,0158	12359,29	-195,277	3,085	-26,231

**Bảng 2.13.** (tiếp theo)

Tầng j	X <sub>10,j</sub> (m)	W <sub>j</sub> (kN)	X <sub>10,j</sub> x W <sub>j</sub>	X <sub>10,j</sub> ^2 x W <sub>10</sub>	F <sub>j</sub> X <sub>10</sub> (kN)
13	0,0005	12359,29	6,180	0,003	0,830
14	0,0165	12359,29	203,928	3,365	27,393
15	0,0275	12359,29	339,881	9,347	45,655
16	0,0298	12359,29	368,307	10,976	49,474
17	0,0226	12359,29	279,320	6,313	37,520
18	0,0076	12359,29	93,931	0,714	12,617
19	-0,0116	12359,29	-143,368	1,663	-19,258
20	-0,0313	12359,29	-386,846	12,108	-51,964
21	-0,0501	12359,29	-619,201	31,022	-83,176
		Σ	294,151	142,843	

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 10 theo phương X:  $W_{x,10} = 605,47$  kN

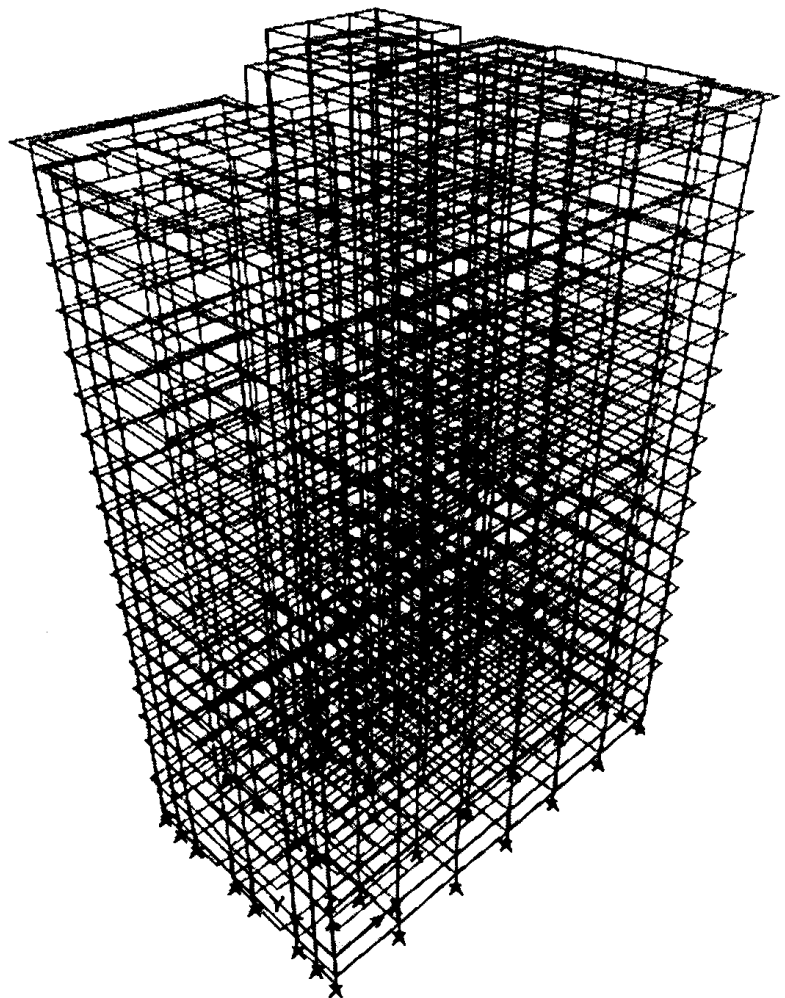
Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 10 theo phương X:  $F_{x,10} = 39,51$  kN

d) Ví dụ 4:

*Bài toán:* Một công trình bằng bê tông cốt thép 19 tầng cao 64,42m tại Hà Nội, nền móng cọc khoan nhồi bê tông cốt thép tựa trên nền đất loại B (cát, cuội sỏi rất chặt) theo TCXDVN 375:2006. Gia tốc đỉnh đất nền tham chiếu tại điểm xây dựng (Hà Nội) có  $a_{gR} = 0,0959g$ . Giá trị trọng lượng các tầng thể hiện trong Bảng 2.14. Xác định lực động đất tác dụng lên công trình theo tiêu chuẩn Việt Nam TCXDVN 375 : 2006.

*Lời giải:*

Sơ đồ tính theo ETABS cho ở hình 2.8



**Hình 2.8.** Mô hình theo ETABS

**Tính toán tải trọng động đất theo TCXDVN 375 : 2006**

- Phương pháp lực tĩnh tương đương

Xác định tỷ số  $a_{gr}/g$ : 0,0959

Hệ số tầm quan trọng:  $\gamma_I = 1,0$

Xác định  $a_g$ :  $a_g = a_{gr}/g \times \gamma_I = 0,0959$

Loại đất nền: B có  $S = 1,2$ ,  $T_B = 0,15$ ,  $T_C = 0,5$ ,  $T_D = 2$

Hệ số ứng xử:  $q = 3,9$  (khung bê tông cốt thép nhiều tầng nhiều nhịp),

Khung bê tông:  $C_t = 0,75$

Chiều cao nhà H:  $H = 59,75m$ ,

Chu kỳ cơ bản T:  $T = C_t \times (H)^{3/4} = 0,075 \times (59,75)^{0,75} = 1,612(sec)$ ,

Như vậy :  $T_C < T_1 < T_D$

Tổng trọng lượng kết cấu: W

Phổ thiết kế  $S_d(T)/g$  :  $= 0,0959 \times 1,2 \times 2,5/3,9 \times 0,5/1,612 = 0,023$

$\geq \beta \times a_{gr}/g = 0,2 \times 0,0959 = 0,0191$

Tổng lực cắt đáy ;  $F_b = 0,023W$

Ta có bảng phân phối lực động đất lên các tầng như sau:

**Bảng 2.14. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng (phương pháp lực tĩnh tương đương)**

Tầng	zi(m)	Wi(KN)	Wi × zi (kN m)	Fi(KN)
1	0	16700	0	0,000
2	5,4	21900	118260	90,807
3	8,7	17300	150510	115,570
4	12	17300	207600	159,407
5	15,3	16480	252144	193,611
6	18,6	16480	306523	235,370
7	21,9	16480	360912	277,129
8	25,2	16480	415296	318,888
9	28,5	16480	469680	360,648
10	31,8	16480	524064	402,407
11	35,1	16480	578448	444,166
12	38,4	16480	632832	485,925
13	41,7	16480	687216	527,685
14	45	16480	741600	569,444
15	48,3	16480	795984	611,203
16	51,6	16480	850368	652,962
17	54,9	16480	904752	694,721
18	58,2	16830	979506	752,122
19	59,75	3080	184030	141,309
		$\Sigma M_j H_j$	9159730	



- Phương pháp phân tích phổ phản ứng,

+ Do mặt bằng công trình có hình dạng đơn giản nên việc tính toán chỉ xét đến theo 1 phương : ở đây ta tính toán theo phương X

+ Số dạng dao động cần xét đến:

Ta có tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dao động 1 và 4 ( $W_{x,1}$  và  $W_{x,4}$  tính toán ở phần dưới):

$$W_{x,1} + W_{x,4} = 225646 + 55476 = 281122 \text{ kN} > 90\% \times W,$$

Nên chỉ phải tính với 2 dạng dao động theo phương X, cụ thể như sau :

\* Dạng dao động thứ 1:

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 1 :  $T_1 = 1,905 \text{ s}$  (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_1)/g = 0,0194$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 1 theo phương X (công thức (2.16)):

$$W_{x,1} = \frac{\left( \sum_{i=1}^n X_{i,1} \cdot W_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n X_{i,1}^2 \cdot W_i} = \frac{(4823,867)^2}{103,124} = 225646 \text{ kN (xem Bảng 2.15)}$$

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 1 theo phương X (công thức (2.17)):

$$F_{x,1} = \bar{S}_d(T_1) \cdot W_{x,1} = 0,0194 \times 225646 = 4369 \text{ kN},$$

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.15. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 1 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{1,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{1,j} \times W_j$	$X_{1,j}^2 \times W_j$	$F_{X,1}^j$ (kN)
1	0,0002	16700	3,34	0,000	3,025
2	0,0021	21900	45,99	0,096	41,653
3	0,0037	17300	64,01	0,236	57,973
4	0,0056	17300	96,88	0,542	87,744
5	0,0075	16480	123,6	0,927	111,944
6	0,0095	16480	156,56	1,487	141,796
7	0,0116	16480	191,168	2,217	173,140
8	0,0136	16480	224,128	3,048	202,992
9	0,0156	16480	257,088	4,010	232,844
10	0,0176	16480	290,048	5,105	262,696
11	0,0195	16480	321,36	6,266	291,055

**Bảng 2.15. (tiếp theo)**

Tầng j	$X_{1,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{1,j} \times W_j$	$X_{1,j}^2 \times W_j$	$F_{X,1}^j$ (kN)
12	0,0212	16480	349,376	7,406	316,429
13	0,0229	16480	377,392	8,642	341,803
14	0,0244	16480	402,112	9,811	364,192
15	0,0258	16480	425,184	10,969	385,088
16	0,0271	16480	446,608	12,103	404,492
17	0,0282	16480	464,736	13,105	420,910
18	0,0293	16830	493,119	14,448	446,617
19	0,0296	3080	91,168	2,698	82,570
			4823,867	103,124	

\* *Dạng dao động thứ 4 (theo phương X):*

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 4 :  $T_4 = 0,563$  (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_4)/g = 0,065$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 4 theo phương X:  $W_{x,4} = 51905,6$  kN

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 4 theo phương X:  $F_{x,4} = 3291,8$  kN

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.16. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 4 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{4,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{4,j} \times W_j$	$X_{4,j}^2 \times W_j$	$F_{X,4}^j$ (kN)
1	0,0008	16700	13,360	0,011	20,798
2	0,0072	21900	157,680	1,135	245,466
3	0,0122	17300	211,060	2,575	328,564
4	0,0168	17300	290,640	4,883	452,449
5	0,0208	16480	342,784	7,130	533,623
6	0,0238	16480	392,224	9,335	610,588
7	0,0255	16480	420,240	10,716	654,201
8	0,0257	16480	423,536	10,885	659,332
9	0,0243	16480	400,464	9,731	623,415
10	0,0215	16480	354,320	7,618	551,581
11	0,0174	16480	286,752	4,989	446,396
12	0,0121	16480	199,408	2,413	310,425
13	0,0059	16480	97,232	0,574	151,364
14	-0,0008	16480	-13,184	0,011	-20,524
15	-0,0077	16480	-126,896	0,977	-197,543

**Bảng 2.16.** (tiếp theo)

Tầng j	$X_{4,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{4,j} \times W_j$	$X_{4,j}^2 \times W_j$	$F_{X,4}^j$ (kN)
16	-0,0144	16480	-237,312	3,417	-369,431
17	-0,0208	16480	-342,784	7,130	-533,623
18	-0,0266	16830	-447,678	11,908	-696,915
19	-0,0291	3080	-89,628	2,608	-139,527
			2332,218	98,046	

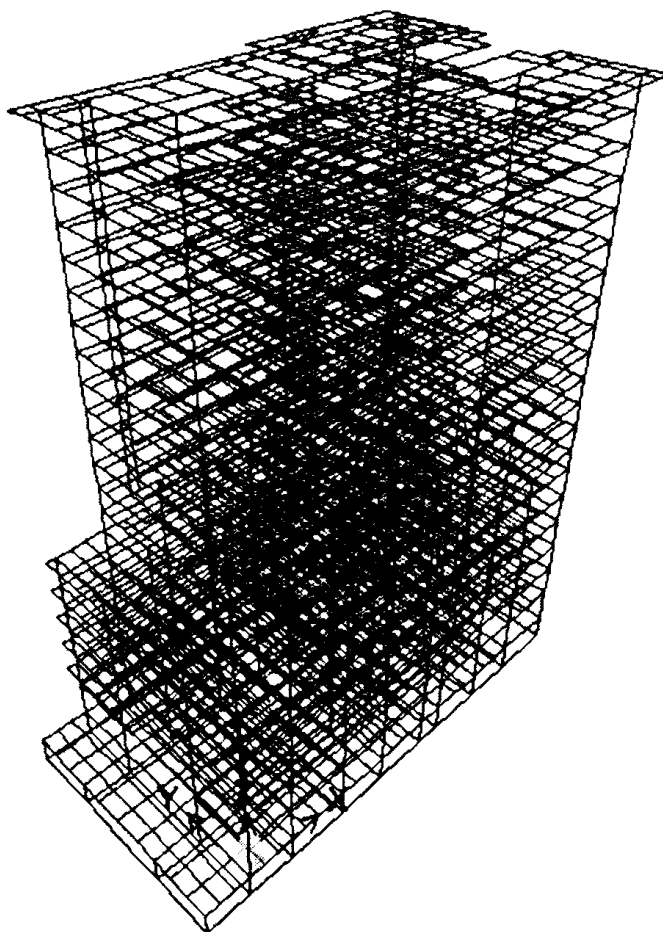
*Ghi chú:* Hệ quả của tác động đất (nội lực, chuyển vị) tính toán theo công thức (2.19).

e) Ví dụ 5:

*Bài toán:* Một công trình bằng bê tông cốt thép 22 tầng cao 72,8m tại Hà Nội, nền móng cọc khoan nhồi bê tông cốt thép tựa trên nền đất loại B (Cát, Cuội sỏi rất chặt) theo TCXDVN 375 : 2006, gia tốc đỉnh đất nền tham chiếu tại điểm xây dựng (Hà Nội) có  $a_{gR} = 0,0976g$ , Giá trị trọng lượng các tầng thể hiện trong bảng 2,17, So sánh giữa tính toán lực động đất tác dụng lên công trình theo tiêu chuẩn Việt Nam TCXDVN 375 : 2006.

*Lời giải:*

Sơ đồ tính theo ETABS cho ở hình 2.9.



**Hình 2.9.** Mô hình theo ETABS

**\* Tính toán tải trọng động đất theo TCXDVN 375 : 2006**

- Phương pháp lực tĩnh tương đương

Xác định tỷ số  $a_{gr}/g$ : 0,0976

Hệ số tâm quan trọng:  $\gamma_1 = 1,00$

Xác định  $a_g$ :  $a_g = a_{gr}/g \times \gamma_1 = 0,0976$

Loại đất nền: B có  $S = 1,2$ ,  $T_B = 0,15$ ,  $T_C = 0,5$ ,  $T_D = 2$

Hệ số ứng xử:  $q = 3,9$  (khung bê tông cốt thép nhiều tầng nhiều nhịp)

Khung bê tông:  $C_t = 0,075$

Chiều cao nhà H:  $H = 72,8m$

Chu kỳ cơ bản T:  $T = C_t \times (H)^{3/4} = 0,075 \times (72,8)^{0,75} = 1,87(sec)$

Như vậy :  $T_C < T_1 < T_D$

Tổng trọng lượng kết cấu :  $W = 470000$

Phổ thiết kế  $S_d(T)/a_g$  :  $= 0,0976 \times 1,2 \times 2,5/3,9 \times 0,5/1,87 = 0,02$

$\geq \beta \times a_{gr}/g = 0,2 \times 0,0976 = 0,0195$

Tổng lực cắt đáy:  $F_b = 0,020W$

**Bảng 2.17. Bảng phân phối lực động đất lên các tầng  
(phương pháp lực tĩnh tương đương)**

Tầng	zi(m)	Wi(KN)	Wi x zi (kN m)	Fi(KN)
1	0	25179	0	0,000
2	4,45	24129	107376	60,911
3	8,35	24129	201481	114,294
4	12,25	24129	295586	167,677
5	16,2	24129	390897	221,744
6	20,1	24129	485002	275,127
7	24	24129	579107	328,510
8	26,7	27277	728290	413,137
9	29,9	20982	627366	355,886
10	33,1	20982	694509	393,974
11	36,3	20982	761652	432,063
12	39,5	20982	828795	470,151
13	42,7	20982	895938	508,239
14	45,9	20982	963080	546,327
15	49,1	20982	1030223	584,415
16	52,3	20982	1097366	622,503
17	55,5	20982	1164509	660,591
18	58,7	20982	1231652	698,680

**Bảng 2.17. (tiếp theo)**

Tầng	zi(m)	Wi(KN)	Wi x zi (kN m)	Fi(KN)
19	61,9	20982	1298795	736,768
20	65,1	20982	1365938	774,856
21	68,3	20982	1433080	812,944
22	72,8	6295	458250	259,952
		$\Sigma W_j H_j$	1,7E+07	

- Phương pháp phân tích phổ phản ứng

+ Số dạng dao động cần xét đến:

Ta có tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dao động 2, 5 và 8 ( $W_{x,2}$ ,  $W_{x,5}$  và  $W_{x,8}$  tính toán ở phần dưới):

$$W_{x,2} + W_{x,5} + W_{x,8} = 360705 + 41817 + 11685 = 414207 \approx 90\% \times W$$

Nên chỉ phải tính với 3 dạng dao động theo phương X như sau :

Theo phương X:

\* Dạng dao động thứ 2 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 2 :  $T_2 = 2,002$  s (tính toán theo ETABS)

Phổ thiết kế  $S_d(T_2)/g = 0,022$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 2 theo phương X:  $W_{x,2} = 360705$  kN

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 2 theo phương X:  $F_{x,2} = 7985$  kN

Ta có bảng phân phối tải động đất lên các tầng ứng với dao động thứ 2 (xem Bảng 2.18).

**Bảng 2.18. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 2 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{2,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{2,j} \times W_j$	$X_{2,j}^2 \times W_2$	$F_{X,2}^j$ (kN)
1	-1,17E-05	25179	-0,293	0,000	9,552
2	-5,96E-05	24129	-1,438	0,000	46,827
3	-1,19E-04	24129	-2,880	0,000	93,751
4	-1,84E-04	24129	-4,438	0,001	144,464
5	-2,52E-04	24129	-6,072	0,002	197,689
6	-3,17E-04	24129	-7,652	0,002	249,098
7	-3,76E-04	24129	-9,067	0,003	295,185
8	-4,06E-04	27277	-11,075	0,004	360,544
9	-4,49E-04	20982	-9,414	0,004	306,484
10	-4,98E-04	20982	-10,453	0,005	340,305
11	-5,49E-04	20982	-11,520	0,006	375,015
12	-5,99E-04	20982	-12,576	0,008	409,419

**Bảng 2.18. (tiếp theo)**

Tầng j	$X_{2,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{2,j} \times W_j$	$X_{2,j}^2 \times W_j$	$F_{X,2}^j$ (kN)
13	-6,48E-04	20982	-13,603	0,009	442,855
14	-6,95E-04	20982	-14,586	0,010	474,846
15	-7,39E-04	20982	-15,514	0,011	505,042
16	-7,81E-04	20982	-16,378	0,013	533,184
17	-8,19E-04	20982	-17,174	0,014	559,092
18	-8,53E-04	20982	-17,899	0,015	582,703
19	-8,84E-04	20982	-18,556	0,016	604,081
20	-9,13E-04	20982	-19,152	0,017	623,487
21	-9,58E-04	20982	-20,105	0,019	654,522
22	-8,64E-04	6295	-5,436	0,005	176,982
			-245,283	0,167	

\* Dao động thứ 5 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 5 :  $T_5=0,693$  s (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_5)/g = 0,088$

Ta có bảng phân phối tải động đất lên các tầng ứng với dao động thứ 5

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 5 theo phương X:  $W_{x,5} = 41817$  kN

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 5 theo phương X:  $F_{x,5} = 2677$  kN

**Bảng 2.19. Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 5 (phương pháp phổ)**

Tầng j	$X_{5,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{5,j} \times W_j$	$X_{5,j}^2 \times W_j$	$F_{X,5}^j$ (kN)
1	-3,37E-05	25179	-0,849	0,000	29,930
2	-1,63E-04	24129	-3,936	0,001	138,794
3	-3,12E-04	24129	-7,535	0,002	265,718
4	-4,55E-04	24129	-10,988	0,005	387,493
5	-5,81E-04	24129	-14,020	0,008	494,412
6	-6,73E-04	24129	-16,249	0,011	573,018
7	-7,31E-04	24129	-17,632	0,013	621,774
8	-7,42E-04	27277	-20,232	0,015	713,461
9	-7,07E-04	20982	-14,824	0,010	522,752
10	-6,43E-04	20982	-13,497	0,009	475,966
11	-5,53E-04	20982	-11,608	0,006	409,332
12	-4,39E-04	20982	-9,208	0,004	324,728
13	-3,05E-04	20982	-6,396	0,002	225,560
14	-1,56E-04	20982	-3,275	0,001	115,504

**Bảng 2.19.** (tiếp theo)

Tầng j	$X_{5,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{5,j} \times W_j$	$X_{5,j}^2 \times W_j$	$F_{X,5}^j$ (kN)
15	2,03E-06	20982	0,043	0,000	-1,500
16	1,64E-04	20982	3,443	0,001	-121,402
17	3,25E-04	20982	6,814	0,002	-240,305
18	4,80E-04	20982	10,064	0,005	-354,896
19	6,25E-04	20982	13,121	0,008	-462,705
20	7,60E-04	20982	15,950	0,012	-562,477
21	8,89E-04	20982	18,657	0,017	-657,941
22	9,92E-04	6295	6,245	0,006	-220,213
			-75,913	0,138	

\* Dao động thứ 8 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 8:  $T_8=0,3291$  s (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_8)/g = 0,0430$

Ta có bảng phân phối tải động đất lên các tầng ứng với dao động thứ 8

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 8 theo phương X:  $W_{x,8} = 11685$  kN

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 8 theo phương X:  $F_{x,8} = 1036$  kN

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.20.** Phân phối tải trọng động đất theo phương ngang lên các tầng ứng với dao động 8 (phương pháp phổ)

Tầng j	$X_{8,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{8,j} \times W_j$	$X_{8,j}^2 \times W_j$	$F_{X,8}^j$ (kN)
1	6,69E-05	25179	1,683	0,000	42,845
2	2,96E-04	24129	7,146	0,002	181,893
3	5,14E-04	24129	12,411	0,006	315,906
4	6,51E-04	24129	15,713	0,010	399,935
5	6,76E-04	24129	16,322	0,011	415,434
6	5,85E-04	24129	14,112	0,008	359,187
7	4,19E-04	24129	10,106	0,004	257,215
8	3,02E-04	27277	8,229	0,002	209,449
9	6,11E-05	20982	1,281	0,000	32,616
10	-2,16E-04	20982	-4,526	0,001	-115,198
11	-4,68E-04	20982	-9,813	0,005	-249,774
12	-6,63E-04	20982	-13,906	0,009	-353,944
13	-7,76E-04	20982	-16,292	0,013	-414,672
14	-7,94E-04	20982	-16,661	0,013	-424,064
15	-7,12E-04	20982	-14,939	0,011	-380,240

**Bảng 2.20.** (tiếp theo)

Tầng j	$X_{8,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{8,j} \times W_j$	$X_{8,j}^2 \times W_j$	$F_{X,8}^j$ (kN)
16	-5,38E-04	20982	-11,292	0,006	-287,403
17	-2,91E-04	20982	-6,098	0,002	-155,209
18	5,22E-06	20982	0,109	0,000	2,786
19	3,22E-04	20982	6,754	0,002	171,903
20	6,35E-04	20982	13,328	0,008	339,228
21	9,24E-04	20982	19,391	0,018	493,568
22	1,22E-03	6295	7,675	0,009	195,353
			40,735	0,142	

e. Ví dụ 6:

**Bài toán:** Một công trình bằng bê tông cốt thép 25 tầng cao 86,2m tại Hà Nội, nền móng cọc khoan nhồi bê tông cốt thép tựa trên nền loại B (cát, cuội sỏi rất chặt) theo TCXDVN 375:2006, gia tốc đỉnh đất nền tham chiếu tại điểm xây dựng có  $a_{gR} = 0,10g$ . Giá trị trọng lượng các tầng thể hiện trong Bảng 2.21. Tính toán lực động đất tác dụng lên công trình theo TCXDVN 375:2006.

Lời giải:

\* **Tính toán tải trọng động đất theo TCXDVN 375 : 2006:**

- Phương pháp lực tĩnh tương đương

Xác định tỷ số  $a_{gr}/g$ : 0,10

Hệ số tầm quan trọng:  $\gamma_1 = 1,00$

Xác định  $a_g$ :  $a_g = a_{gr}/g \times \gamma_1 = 0,10$

Loại đất nền: B có  $S = 1,2$ ,

$T_B = 0,15$ ,

$T_C = 0,5$ ,  $T_D = 2$

Hệ số ứng xử:  $q = 3,9$  (khung bê tông cốt thép nhiều tầng nhiều nhịp),

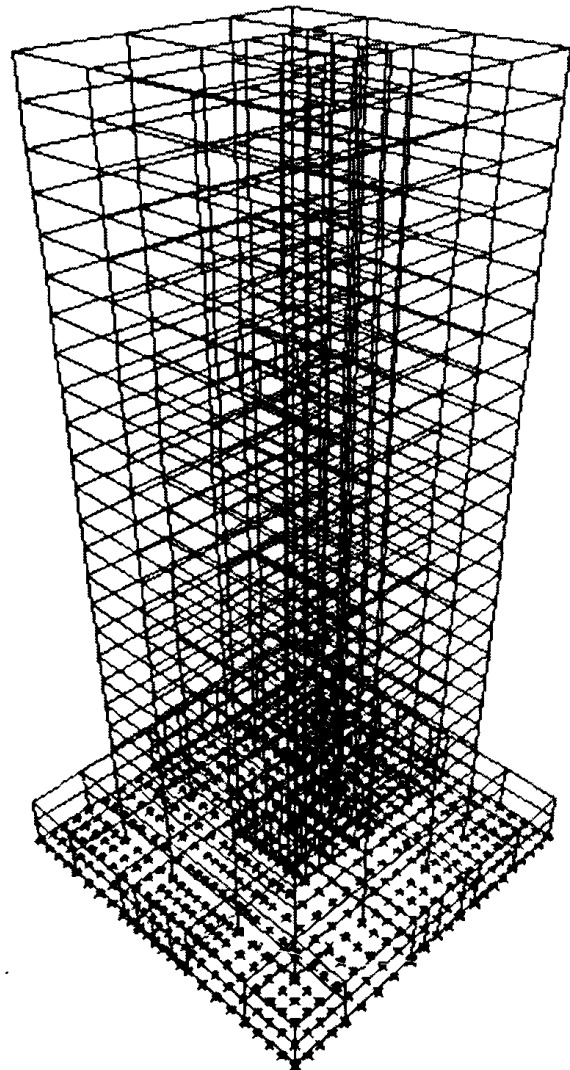
Khung bê tông:  $C_1 = 0,075$

Chiều cao nhà H:  $H = 86,2m$

Chu kỳ cơ bản T:  $T = C_1 \times (H)^{3/4}$

$$= 0,075 \times (86,2)^{0,75} = 2,122(s)$$

Như vậy :  $T_C < T_1 < T_D$



**Hình 2.10.** Mô hình theo ETABS



Tổng trọng lượng kết cấu :  $W = 255528 \text{KN}$

Phổ thiết kế  $S_d(T)/g$ :  $= 0,10 \times 1,2 \times 2,5/3,9 \times 0,5/2,122 = 0,018$

$\geq \beta \times a_{gr}/g = 0,2 \times 0,10 = 0,020$

Lấy  $S_d(T)/g = 0,020$

Tổng lực cắt đáy;  $F_b = 0,020W$

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.21. Bảng phân phối lực động đất lên các tầng  
(phương pháp lực tĩnh tương đương)**

Tầng	$z_i(m)$	$W_i(KN)$	$W_i \times z_i$	$F_i(KN)$
1	3,2	21280	68096	32,936
2	6,4	25550	163520	79,089
3	11,4	10097	115106	55,673
4	14,8	9108	134798	65,197
5	18,2	9108	165766	80,175
6	21,6	9108	196733	95,153
7	25	9108	227700	110,131
8	28,4	9108	258667	125,109
9	31,8	9108	289634	140,086
10	35,2	9108	320602	155,064
11	38,6	9108	351569	170,042
12	42	9108	382536	185,020
13	45,4	9108	413503	199,998
14	48,8	9108	444470	214,975
15	52,2	9108	475438	229,953
16	55,6	9108	506405	244,931
17	59	9108	537372	259,909
18	62,4	9108	568339	274,886
19	65,8	9108	599306	289,864
20	69,2	9108	630274	304,842
21	72,6	9108	661241	319,820
22	76	9108	692208	334,798
23	79,4	9108	723175	349,775
24	82,8	9108	754142	364,753
25	86,2	7333	632105	305,728
		$\Sigma M_j H_j$	$1E+07$	

- Theo phương pháp phổ phản ứng

+ Số dạng dao động cần xét đến:

Ta có tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dao động 1, 4, 7 và 10 là:

$W_{x,1} + W_{x,4} + W_{x,7} + W_{x,10} = 157472 + 27187 + 11542 + 6634 = 202835$  (kN)  $\approx 80\% \times W$   
chưa đủ để dùng tính toán

Mặt khác ta lại có  $T_{10} = 0,173s < 0,2s$  thoả mãn điều kiện 2,14

Do đó số dạng dao động cần xét đến phải thoả mãn thêm điều kiện 2,13:

$$k \geq 3\sqrt{n} = 3\sqrt{25} = 15 \text{ dạng}$$

Theo phương trình trên thì giá trị  $k = 15$  áp dụng để tính kết cấu theo phương pháp phổ phản ứng với mô hình không gian theo 3 phương: Phương X, phương Y và xoắn theo trục Z, Vì vậy khi tính độc lập theo phương X chỉ cần xét đến 5 dạng dao động, Để đơn giản hoá, trong ví dụ này, chỉ xét đến 4 dạng dao động theo phương X,

Theo phương X:

\* Dạng dao động thứ 1 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 1:  $T_1 = 2,268$  s (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_1)/g = 0,015$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 1 theo phương X (xác định theo (2,16)):

$$W_{x,1} = \frac{(3542,224)^2}{79,68} = 157472 \text{ kN}$$

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 1 theo phương X (xác định theo (2,17)):

$$F_{x,1} = \bar{S}_d(T_1) \times W_{x,1} = 0,015 \times 157472 = 2362 \text{ kN}$$

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.22. Bảng phân phối lực động đất lên các tầng tương ứng với dạng dao động 1 (theo phương pháp phổ phản ứng)**

Tầng j	$X_{1,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{1,j} \times W_j$	$X_{1,j}^2 \times W_j$	$F_{x,1}^j$ (kN)
1	0	21280	0,000	0,000	0,000
2	0,0001	25550	2,555	0,000	1,654
3	0,0012	10097	12,116	0,015	7,843
4	0,0022	9108	20,038	0,044	12,971
5	0,0035	9108	31,878	0,112	20,635
6	0,0048	9108	43,718	0,210	28,300
7	0,0063	9108	57,380	0,361	37,144

**Bảng 2.22. (tiếp theo)**

Tầng j	$X_{1,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{1,j} \times W_j$	$X_{1,j}^2 \times W_j$	$F_{X,1}^j$ (kN)
8	0,0079	9108	71,953	0,568	46,577
9	0,0095	9108	86,526	0,822	56,010
10	0,0111	9108	101,099	1,122	65,444
11	0,0128	9108	116,582	1,492	75,467
12	0,0145	9108	132,066	1,915	85,489
13	0,0161	9108	146,639	2,361	94,923
14	0,0178	9108	162,122	2,886	104,946
15	0,0194	9108	176,695	3,428	114,379
16	0,0209	9108	190,357	3,978	123,223
17	0,0224	9108	204,019	4,570	132,066
18	0,0238	9108	216,770	5,159	140,321
19	0,0252	9108	229,522	5,784	148,575
20	0,0264	9108	240,451	6,348	155,650
21	0,0276	9108	251,381	6,938	162,725
22	0,0288	9108	262,310	7,555	169,800
23	0,0298	9108	271,418	8,088	175,695
24	0,0309	9108	281,437	8,696	182,181
25	0,0318	7333	233,189	7,415	150,949
			3542,224	79,868	

\* Dao động thứ 4 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 4 :  $T_4 = 0,631$  s (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_4)/g = 0,060$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 4 (dạng 2 theo phương X):

$$W_{x,4} = 27187 \text{ kN}$$

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 4:  $F_{x,4} = 1617 \text{ kN}$

**Bảng 2.23. Bảng phân phối lực động đất lên các tầng tương ứng với dạng dao động 4 (theo phương pháp phổ phản ứng)**

Tầng j	$X_{4,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{4,j} \times W_j$	$X_{4,j}^2 \times W_j$	$F_{X,4}^j$ (kN)
1	0,0002	21280	4,256	0,001	4,693
2	0,0006	25550	15,330	0,009	16,902
3	0,0045	10097	45,437	0,204	50,097
4	0,0081	9108	73,775	0,598	81,342
5	0,0119	9108	108,385	1,290	119,502
6	0,0157	9108	142,996	2,245	157,662

**Bảng 2.23. (tiếp theo)**

Tầng j	$X_{4,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{4,j} \times W_j$	$X_{4,j}^2 \times W_j$	$F_{X,4}^j$ (kN)
7	0,0191	9108	173,963	3,323	191,805
8	0,0221	9108	201,287	4,448	221,932
9	0,0243	9108	221,324	5,378	244,025
10	0,0258	9108	234,986	6,063	259,088
11	0,0263	9108	239,540	6,300	264,109
12	0,0259	9108	235,897	6,110	260,092
13	0,0244	9108	222,235	5,423	245,029
14	0,0221	9108	201,287	4,448	221,932
15	0,0188	9108	171,230	3,219	188,793
16	0,0148	9108	134,798	1,995	148,624
17	0,0101	9108	91,991	0,929	101,426
18	0,0048	9108	43,718	0,210	48,202
19	-0,0009	9108	-8,197	0,007	-9,038
20	-0,0068	9108	-61,934	0,421	-68,287
21	-0,0127	9108	-115,672	1,469	-127,535
22	-0,0185	9108	-168,498	3,117	-185,780
23	-0,0241	9108	-219,503	5,290	-242,016
24	-0,0295	9108	-268,686	7,926	-296,244
25	-0,0345	7333	-252,989	8,728	-278,936
			1466,958	79,152	

\* Dao động thứ 7 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 7 :  $T_7=0,299$  s (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_7)/g = 0,075$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 7 theo phương X:  $W_{x,7} = 11543$  kN

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 7 theo phương X:  $F_{x,7} = 866$  kN

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.24. Bảng phân phối lực động đất lên các tầng tương ứng với dạng dao động 7 (theo phương pháp phổ phản ứng)**

Tầng j	$X_{7,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{7,j} \times W_j$	$X_{7,j}^2 \times W_j$	$F_{X,7}^j$ (kN)
1	0,0004	21280	8,512	0,003	7,761
2	0,0013	25550	33,215	0,043	30,285
3	0,0091	10097	91,883	0,836	83,776
4	0,0154	9108	140,263	2,160	127,888
5	0,0209	9108	190,357	3,978	173,563

**Bảng 2.24.** (tiếp theo)

Tầng j	$X_{7,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{7,j} \times W_j$	$X_{7,j}^2 \times W_j$	$F_{X,7}^j$ (kN)
6	0,025	9108	227,700	5,693	207,611
7	0,0269	9108	245,005	6,591	223,390
8	0,0263	9108	239,540	6,300	218,407
9	0,0233	9108	212,216	4,945	193,494
10	0,018	9108	163,944	2,951	149,480
11	0,011	9108	100,188	1,102	91,349
12	0,0029	9108	26,413	0,077	24,083
13	-0,0054	9108	-49,183	0,266	-44,844
14	-0,0132	9108	-120,226	1,587	-109,619
15	-0,0195	9108	-177,606	3,463	-161,937
16	-0,0239	9108	-217,681	5,203	-198,476
17	-0,0257	9108	-234,076	6,016	-213,424
18	-0,0244	9108	-222,235	5,423	-202,628
19	-0,0202	9108	-183,982	3,716	-167,750
20	-0,0135	9108	-122,958	1,660	-112,110
21	-0,0051	9108	-46,451	0,237	-42,353
22	0,0045	9108	40,986	0,184	37,370
23	0,0146	9108	132,977	1,941	121,245
24	0,0245	9108	223,146	5,467	203,459
25	0,0339	7333	248,589	8,427	226,657
		$\Sigma$	950,538	78,269	

\* Dao động thứ 10 (theo phương X):

Chu kỳ dao động ứng với dạng dao động 10 :  $T_{10} = 0,173$  s (tính toán theo ETABS),

Phổ thiết kế  $S_d(T_{10})/g = 0,075$

Tổng trọng lượng hữu hiệu ứng với dạng dao động 10:  $W_{x,10} = 6634$  kN

Tổng lực cắt đáy ứng với dạng dao động 10:  $F_{x,10} = 498,1$  kN

Ta có bảng sau:

**Bảng 2.25.** Bảng phân phối lực động đất lên các tầng tương ứng với dạng dao động 10 (theo phương pháp phổ phản ứng)

Tầng j	$X_{10,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{10,j} \times W_j$	$X_{10,j}^2 \times W_{10}$	$F_{X,10}^j$ (kN)
1	0,0009	21280	19,152	0,017	13,823
2	0,0025	25550	63,875	0,160	46,102
3	0,0141	10097	142,368	2,007	102,753
4	0,0216	9108	196,733	4,249	141,991

**Bảng 2.24.** (tiếp theo)

Tầng j	$X_{10,j}$ (m)	$W_j$ (kN)	$X_{10,j} \times W_j$	$X_{10,j}^2 \times W_{10}$	$F_{X,10}^j$ (kN)
5	0,0259	9108	235,897	6,110	170,258
6	0,0257	9108	234,076	6,016	168,943
7	0,0208	9108	189,446	3,940	136,732
8	0,0121	9108	110,207	1,334	79,541
9	0,0011	9108	10,019	0,011	7,231
10	-0,0101	9108	-91,991	0,929	-66,394
11	-0,0192	9108	-174,874	3,358	-126,214
12	-0,0245	9108	-223,146	5,467	-161,055
13	-0,025	9108	-227,700	5,693	-164,342
14	-0,0205	9108	-186,714	3,828	-134,760
15	-0,0119	9108	-108,385	1,290	-78,227
16	-0,0009	9108	-8,197	0,007	-5,916
17	0,0101	9108	91,991	0,929	66,394
18	0,0189	9108	172,141	3,253	124,242
19	0,0235	9108	214,038	5,030	154,481
20	0,0232	9108	211,306	4,902	152,509
21	0,0179	9108	163,033	2,918	117,669
22	0,0083	9108	75,596	0,627	54,561
23	-0,004	9108	-36,432	0,146	-26,295
24	-0,0175	9108	-159,390	2,789	-115,039
25	-0,0304	7333	-222,923	6,777	-160,894
			690,1255	71,788	

Các dạng dao động còn lại được tính toán hoàn toàn tương tự.

## Chương 3

# THIẾT KẾ CẤU KIỆN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 3.1. PHÂN LOẠI KẾT CẤU

#### 3.1.1. Phân loại theo đặc trưng làm việc của kết cấu

Các quy định thiết kế trong hướng dẫn này được soạn cho các dạng kết cấu dưới đây:

##### 3.1.1.1. Hệ khung

Hệ kết cấu mà trong đó các khung không gian chịu cả tải trọng ngang lẫn tải trọng thẳng đứng mà khả năng chịu cắt của chúng tại chân đế nhà vượt quá 65% tổng khả năng chịu lực cắt của toàn bộ hệ kết cấu.

##### 3.1.1.2. Hệ hỗn hợp

Hệ kết cấu mà trong đó khung không gian chịu chủ yếu các tải trọng thẳng đứng khả năng chịu tải trọng ngang được phân bố một phần cho hệ khung và một phần cho các tường chịu lực, tường kép hoặc không phải tường kép. Khi khả năng chịu cắt của hệ khung tại chân đế của nhà lớn hơn 50% tổng khả năng chịu cắt của toàn bộ hệ kết cấu thì hệ hỗn hợp là tương đương khung. Khi khả năng chịu cắt của hệ tường tại chân đế của nhà lớn hơn 50% tổng khả năng chịu cắt của toàn bộ hệ kết cấu thì hệ hỗn hợp là tương đương tường.

##### 3.1.1.3. Tường có tính dẻo kết cấu

Hệ tường được ngàm tại chân đế nhằm ngăn chuyển vị xoay tương đối của chân đế đối với phần còn lại của hệ kết cấu, nó được tính toán thiết kế và cấu tạo để làm tiêu tán năng lượng trong vùng khớp dẻo hình thành do uốn khi không có lỗ mở hoặc lỗ thủng lớn ngay phía trên chân đế của nó.

##### 3.1.1.4. Tường kích thước lớn ít cốt thép

Hệ tường có kích thước tiết diện ngang lớn, nghĩa là kích thước chiều ngang  $l_w$  ít nhất bằng giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị 4m hoặc  $2/3h_w$ , ở đó được dự đoán sẽ phát triển vết nứt hạn chế và sự làm việc không đàn hồi dưới tác dụng của tải trọng động đất thiết kế, khả năng chịu trọng lực của chúng ít nhất bằng 20% tổng trọng lực từ bên trên trong tình huống thiết kế chịu động đất và có chu kỳ cơ bản  $T_1$  nhỏ hơn hoặc bằng 0,5s.

### **3.1.1.5. Hệ con lắc ngược**

Hệ kết cấu mà trong đó ít nhất 50% khối lượng nằm ở 1/3 chiều cao phía trên của kết cấu, hoặc trong đó sự tiêu tán năng lượng xảy ra chủ yếu tại chân đế của cấu kiện riêng lẻ.

### **3.1.1.6. Hệ kết cấu dễ xoắn**

Hệ kết cấu hỗn hợp hoặc hệ tường không có độ cứng chịu xoắn tối thiểu theo cả hai phương ngang, nghĩa là độ cứng chống xoắn tối thiểu không thỏa mãn biểu thức:

$$r_x \geq l_s$$

$r_x$  - căn bậc hai của tỷ số giữa độ cứng chống xoắn và độ cứng ngang theo phương y;  
 $l_s$  - bán kính quán tính của khối lượng sàn trong mặt bằng.

## **3.1.2. Phân loại theo khả năng tiêu tán năng lượng**

### **3.1.2.1. Kết cấu bê tông có độ dẻo kết cấu thấp (DCL)**

Kết cấu bê tông được thiết kế bằng cách chỉ áp dụng các điều khoản của EN 1992-1-1:2004, miễn là trong các cấu kiện kháng chấn chính phải sử dụng cốt thép thuộc loại B hoặc C trong EN 1992-1-1:2004, bảng C.1 và sử dụng hệ số ứng xử  $q$  lên tới 1,5 trong việc xác định các tác động động đất mà không cần xem xét tới hệ kết cấu và tính đều đặn theo mặt đứng. Với những nhà được thiết kế có độ dẻo thấp được khuyến nghị chỉ dùng cho trường hợp động đất yếu (xem 3.2.1(4)).

### **3.1.2.2. Kết cấu bê tông có độ dẻo kết cấu trung bình và cao (DCM, DCH)**

Kết cấu bê tông được thiết kế đảm bảo khả năng tiêu tán năng lượng và sự làm việc có độ dẻo kết cấu tổng thể. Độ dẻo kết cấu tổng thể được đảm bảo nếu độ dẻo kết cấu đủ để làm cho phần lớn khối lượng của kết cấu được truyền sang các bộ phận khác và vị trí khác của tất cả các tầng. Để đạt được mục đích này dạng phá hoại dẻo cần xảy ra trước dạng phá hoại giòn với độ tin cậy đủ lớn.

Tuỳ theo khả năng tiêu tán năng lượng trước mà kết cấu bê tông được phân thành hai cấp dẻo kết cấu: Cấp dẻo kết cấu trung bình và cấp dẻo kết cấu cao. Hai cấp dẻo kết cấu này tương ứng với nhà được thiết kế, chỉ định kích thước và cấu tạo theo những điều khoản kháng chấn cụ thể, cho phép kết cấu phát triển các cơ cấu ổn định cùng với sự làm tiêu tán lớn năng lượng trước khi chịu tải trọng có chu kỳ, mà không xảy ra phá hoại giòn.

Tương ứng với các cấp dẻo khác nhau trong hai cấp này, hệ số ứng xử  $q$  lấy các giá trị khác nhau cho mỗi cấp.

## **3.2. HỆ SỐ ỨNG XỬ ĐỐI VỚI TÁC ĐỘNG ĐỘNG ĐẤT THEO PHƯƠNG NẴM NGANG**

**3.2.1.** Giá trị giới hạn trên của hệ số ứng xử  $q$ , nêu trong mục 3.2.2.5(3) để tính đến khả năng làm tiêu tán năng lượng, phải được tính cho từng phương khi thiết kế như sau:



$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (3.1)$$

Trong đó:

$q_0$  - giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, phụ thuộc vào loại hệ kết cấu và tính đều đặn của nó theo mặt đứng (xem (3.2.2) của điều này);

$k_w$  - hệ số phản ánh dạng phá hoại phổ biến trong hệ kết cấu có tường (xem (3.2.11) của điều này).

**3.2.2.** Với loại nhà mà có sự đều đặn theo mặt đứng theo 4.2.3.3, giá trị cơ bản  $q_0$  cho các loại kết cấu khác nhau được cho trong bảng 3.1.

**Bảng 3.1. Giá trị cơ bản của hệ số ứng xử,  $q_0$ , cho hệ có sự đều đặn theo mặt đứng**

Loại kết cấu	Cấp dể kết cấu trung bình	Cấp dể kết cấu cao
Hệ khung, hệ hỗn hợp, hệ tường kép	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$
Hệ không thuộc hệ tường kép	3,0	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$
Hệ dể xoắn	2,0	3,0
Hệ con lắc ngược	1,5	2,0

<sup>1(7)</sup> **3.2.3.** Với loại nhà không đều đặn theo mặt đứng, giá trị  $q_0$  cần được giảm xuống 20% (xem 4.2.3.1(7) và bảng 4.1).

**3.2.4.**  $\alpha_1$  và  $\alpha_u$  được định nghĩa như sau:

$\alpha_1$  là giá trị để nhân vào giá trị thiết kế của tác động đất theo phương nằm ngang để trong mọi cấu kiện của kết cấu sẽ đạt giới hạn độ bền chịu uốn trước tiên, trong khi tất cả các tác động khác vẫn không đổi;

$\alpha_u$  là giá trị để nhân vào giá trị thiết kế của tác động đất theo phương nằm ngang sẽ làm cho khớp dể hình thành trong một loạt tiết diện đủ để dẫn đến sự mất ổn định tổng thể kết cấu, trong khi tất cả các giá trị thiết kế của các tác động khác vẫn không đổi. Hệ số  $\alpha_u$  có thể thu được từ phân tích phi tuyến tĩnh tổng thể.

**3.2.5.** Khi hệ số  $\alpha_u/\alpha_1$  không được xác định rõ bằng tính toán đối với loại nhà có tính đều đặn trong mặt bằng, có thể được sử dụng các giá trị xấp xỉ sau đây của  $\alpha_u/\alpha_1$ .

a) Hệ khung hoặc hệ kết cấu hỗn hợp tương đương khung:

- Nhà một tầng:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ ;
- Khung nhiều tầng, một nhịp:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ ;
- Khung nhiều tầng, nhiều nhịp hoặc kết cấu hỗn hợp tương đương khung :  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ ;

b) Hệ tường hoặc hệ kết cấu hỗn hợp tương đương với tường.

- Hệ tường chỉ có hai tường không phải là tường kép theo từng phương ngang:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$ ;

- Các hệ tường không phải là tường kép:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ ;
- Hệ kết cấu hỗn hợp tương đương tường, hoặc hệ tường kép:  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ .

**3.2.6.** Với loại nhà không có tính đều đặn trong mặt bằng (xem 4.2.3.2), khi không tính toán được giá trị của  $\alpha_u/\alpha_1$  có thể sử dụng giá trị xấp xỉ của nó bằng trị số trung bình của (a) bằng 1,0 và của (b) đã cho trong (3.2.5) của điều này.

**3.2.7.** Giá trị của  $\alpha_u/\alpha_1$  lớn hơn những giá trị đã cho trong (3.2.5) và (3.2.6) của điều này có thể được sử dụng, miễn là chúng được xác định thông qua phân tích tổng thể phi tuyến tính.

**3.2.8.** Giá trị tối đa của  $\alpha_u/\alpha_1$  được sử dụng trong thiết kế có thể lấy bằng 1,5, kể cả khi việc phân tích theo (3.2.7) của điều này dẫn tới kết quả cao hơn.

**3.2.9.** Giá trị của  $q_0$  đã cho đối với hệ con lắc ngược có thể lấy tăng lên, nếu có thể chứng minh được rằng sự phân tán năng lượng tương ứng cao hơn là được bảo đảm trong vùng tới hạn của kết cấu.

**3.2.10.** Cho phép tăng giá trị  $q_0$  nếu có một kế hoạch đảm bảo chất lượng đặc biệt được áp dụng vào việc thiết kế, cung ứng vật tư và thi công ngoài các hệ thống kiểm soát chất lượng thông thường. Giá trị đã tăng lên này không được phép vượt quá 20% so với các giá trị đã cho trong bảng 3.1.

*Ghi chú:* Các giá trị được gán cho  $q_0$  có thể được quy định trong từng dự án cụ thể, phụ thuộc vào Kế hoạch đảm bảo chất lượng.

**3.2.11.** Hệ số  $k_w$  phản ánh dạng phá hoại thường gặp trong hệ kết cấu có tường và được lấy như sau:

- 1,00 với hệ khung và hệ kết cấu hỗn hợp tương đương khung;
- $(1+\alpha_0)/3 \leq 1$ , nhưng không nhỏ hơn 0,5 cho hệ tường, hệ kết cấu hỗn hợp tương đương tường và kết cấu dễ xoắn.

Trong đó:  $\alpha_0$  - là tỷ số kích thước các tường trong hệ kết cấu.

**3.2.12.** Nếu các tỷ số cạnh  $h_{wi}/l_{wi}$  của tất cả các tường thứ  $i$  của một hệ kết cấu không khác nhau một cách đáng kể, thì  $\alpha_0$  có thể được xác định từ biểu thức sau đây:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (3.2)$$

Trong đó:

$h_{wi}$  chiều cao tường thứ  $i$ ;

$l_{wi}$  độ dài của tường thứ  $i$ .

**3.2.13.** Hệ kết cấu tường kích thước lớn ít cốt thép không thể dựa vào sự tiêu tán năng lượng trong các khớp dẻo cho nên nó cần được thiết kế như kết cấu có cấp dẻo kết cấu trung bình.

### 3.3. TIÊU CHÍ THIẾT KẾ

#### 3.3.1. Điều kiện chịu lực cục bộ

3.3.1.1. Tất cả các vùng tới hạn của kết cấu phải thoả mãn những yêu cầu của  
» 4.4.2.2(1).

#### 3.3.2. Quy định thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng

3.3.2.1. Sự phá hoại giòn hoặc các cơ chế phá hoại không mong muốn khác (ví dụ như sự tập trung khớp dẻo trong cột tại một tầng đơn lẻ của nhà nhiều tầng, sự phá hoại do cắt của các cấu kiện chịu lực, sự phá hoại của mối nối giữa dầm và cột, sự chảy dẻo của móng hoặc của bất kỳ bộ phận nào được dự tính là vẫn làm việc đàn hồi) phải được ngăn ngừa. Sự phá hoại như trên được ngăn ngừa bằng cách tính toán các hệ quả của tác động thiết kế cho các vùng được lựa chọn. Các hệ quả đó được rút ra từ điều kiện cân bằng với giả thiết rằng các khớp dẻo với khả năng vượt cường độ được hình thành trong các vùng lân cận của chúng.

3.3.2.2. Các cột kháng chấn chính của khung hoặc kết cấu tương đương khung bằng bê tông cần thoả mãn những yêu cầu thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng trong 4.4.2.3(4) miễn những điều sau đây:

a) Trong khung phẳng có ít nhất 4 cột với kích cỡ tiết diện ngang gần giống nhau, không cần thiết phải thoả mãn biểu thức (4.29) trong tất cả các cột ấy, nhưng phải thoả mãn được ở 3 trong số 4 cột bất kỳ;

b) Tại tầng dưới của nhà 2 tầng nếu giá trị lực dọc thiết kế qui đổi  $v_d$  không vượt quá 0,3 trong bất kỳ cột nào;

3.3.2.3. Cốt thép trong bản song song với dầm và trong phạm vi chiều rộng hữu hiệu của bản cánh quy định trong 5.4.3.1.1(3), được giả thiết là làm tăng khả năng chịu uốn của các dầm được kể đến khi tính toán tổng  $\sum M_{Rb}$  trong biểu thức (4.29), nếu nó được neo qua tiết diện dầm tại chỗ nối.

#### 3.3.3. Điều kiện dẻo kết cấu cục bộ

3.3.3.1. Để có được độ dẻo kết cấu tổng thể theo yêu cầu của kết cấu, vùng có khả năng hình thành khớp dẻo (sẽ được định rõ về sau cho từng loại cấu kiện nhà) phải có độ dẻo kết cấu cao khi uốn.

3.3.3.2. Điểm 3.3.3.1 được xem là thoả mãn nếu đáp ứng được những điều kiện sau đây:

a) Đảm bảo đủ độ dẻo kết cấu khi uốn cong trong tất cả các vùng tới hạn của cấu kiện kháng chấn chính, kể cả đầu cột (tùy thuộc vào khả năng hình thành khớp dẻo trong cột) (xem (3.3.3.3) của điều này);

b) Ngăn ngừa được sự mất ổn định của cốt thép chịu nén trong phạm vi vùng có khả năng hình thành khớp dẻo của cấu kiện kháng chấn chính. Các quy tắc ứng dụng có liên quan được cho trong 5.4.3 và 5.5.3.

c) Chất lượng cốt thép và bê tông đáp ứng được các điều kiện sau:

- Thép được sử dụng trong vùng tới hạn của cấu kiện kháng chấn chính nên có độ giãn dài dẻo đồng đều cao (xem 5.3.2(1)P, 5.4.1.1(3)P, 5.5.1.1(3)P);

- Tỷ số giữa giới hạn bền chịu kéo và giới hạn chảy của cốt thép trong vùng tới hạn của cấu kiện kháng chấn chính phải lớn hơn đáng kể so với 1. Thép làm cốt tuân theo yêu cầu của 5.3.2(1)P, 5.4.1.1(3)P, 5.5.1.1(3)P có thể được xem như thoả mãn những yêu cầu này;

- Bê tông được sử dụng trong cấu kiện kháng chấn chính cần có cường độ chịu nén phù hợp và biến dạng khi phá huỷ vượt quá biến dạng ứng với cường độ chịu nén tối đa một khoảng dư phù hợp. Bê tông tuân thủ những yêu cầu thích hợp của 5.4.1.1(1)P hoặc 5.5.1.1(1)P, có thể được xem như là thoả mãn những yêu cầu này.

**3.3.3.3.** Trừ khi có nhiều dữ liệu chính xác hơn và trừ trường hợp khi áp dụng (3.3.3.4) của điều này, (3.3.3.2) của điều này được xem là sẽ thoả mãn nếu hệ số dẻo kết cấu khi uốn  $\mu_\phi$  của các vùng này (được xác định dưới dạng tỷ số giữa độ cong khi đạt cường độ sau cực hạn ứng với 85% của khả năng chịu mômen uốn và độ cong tại điểm chảy dẻo, khi các biến dạng của bê tông và cốt thép không vượt quá giá trị giới hạn  $\varepsilon_{cu}$  và  $\varepsilon_{su,k}$ ) ít nhất cũng bằng các giá trị sau đây:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \text{ nếu } T_1 \geq T_C \quad (3.3)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \text{ nếu } T_1 < T_C \quad (3.4)$$

Trong đó  $q_0$  là giá trị cơ bản tương ứng của hệ số ứng xử lấy từ Bảng 5.1 và  $T_1$  là chu kỳ cơ bản của nhà, cả hai đều lấy trong phạm vi mặt phẳng thẳng đứng mà trong đó có uốn, và  $T_C$  là chu kỳ tại giới hạn trên của vùng gia tốc phổ không đổi, theo 3.2.2.2(2)P.

**Ghi chú:** Các biểu thức (5.4) và (5.5) đều dựa trên:

+ *Mối quan hệ giữa  $\mu_\phi$  và hệ số dẻo kết cấu khi chuyển vị  $\mu_\delta$ :  $\mu_\phi = 2\mu_\delta - 1$ , mà thông thường hệ số này là một xấp xỉ thiên về an toàn đối với kết cấu bê tông;*

+ *Mối quan hệ giữa  $\mu_\delta$  và  $q$ :*

+  $\mu_\delta = q$  nếu  $T_1 \geq T_C$ ,

+  $\mu_\delta = 1 + (q - 1)T_C/T_1$  nếu  $T_1 < T_C$  (xem thêm B.5 trong Phụ lục tham khảo B).

*Giá trị của  $q_0$  được sử dụng thay cho giá trị của  $q$ , vì  $q$  sẽ nhỏ hơn  $q_0$  đối với những nhà không đều đặn vì đã chấp nhận rằng cần phải có khả năng chịu lực ngang cao hơn để bảo vệ chúng. Tuy nhiên, các yêu cầu về dẻo kết cấu cục bộ trên thực tế có thể cao hơn so với những yêu cầu tương ứng với giá trị của  $q$ , vì thế một sự giảm bớt về độ dẻo kết cấu khi uốn cong là không đảm bảo.*

**3.3.3.4.** Trong vùng tới hạn của các cấu kiện kháng chấn chính có cốt thép dọc là thép loại B trong EN 1992-1-1:2004, Bảng C.1, hệ số dẻo kết cấu khi uốn  $\mu_\phi$  cần lấy ít nhất bằng 1,5 lần giá trị tính được từ các biểu thức tương ứng (5.4) hoặc (5.5).

### 3.3.4. Tính siêu tĩnh của kết cấu

3.3.4.1. Mức độ siêu tĩnh cao đi kèm với khả năng phân bố lại nội lực là cần thiết, nó cho phép sự tiêu tán năng lượng lan truyền rộng rãi hơn và tổng năng lượng được tiêu tán cao hơn. Thông thường hệ kết cấu có mức độ siêu tĩnh thấp hơn phải được chỉ định hệ số ứng xử thấp hơn (xem bảng 3.1). Khả năng phân bố lại nội lực cần thiết phải đạt được thông qua các quy tắc dẻo kết cấu cục bộ đã cho trong 5.4 đến 5.6.

### 3.3.5. Cấu kiện kháng chấn phụ và khả năng chịu lực

3.3.5.1. Một số ít các cấu kiện chịu lực có thể được thiết kế như cấu kiện kháng chấn phụ theo 4.2.2.

3.3.5.2. Quy tắc thiết kế và cấu tạo các cấu kiện kháng chấn phụ nêu trong 5.7.

3.3.5.3. Một số khả năng chịu động đất và hiệu ứng giữ ổn định không được xét đến một cách rõ ràng trong tính toán có thể làm tăng cả cường độ lẫn sự tiêu tán năng lượng (ví dụ như các phản lực màng của bản sàn phát sinh do độ võng lên của tường chịu lực).

3.3.5.4. Bộ phận phi kết cấu cũng có thể góp phần làm tiêu tán năng lượng, nếu chúng được phân bố đều trên toàn bộ kết cấu. Cần có các biện pháp làm giảm những ảnh hưởng bất lợi cục bộ có thể có do sự tương tác giữa các cấu kiện chịu lực và các bộ phận phi kết cấu (xem 5.9).

3.3.5.5. Đối với khung có khối xây chèn (mà chúng là trường hợp phổ biến của bộ phận phi kết cấu) các quy tắc đặc biệt được nêu trong 4.3.6 và 5.9.

### 3.3.6. Các biện pháp bổ sung

3.3.6.1. Do bản chất ngẫu nhiên của tác động động đất và tính thiếu tin cậy của ứng xử sau đàn hồi có chu kỳ của kết cấu bê tông nên tính thiếu tin cậy tổng thể sẽ cao hơn đáng kể so với những tác động không phải do tác động động đất gây ra. Vì thế, phải thực hiện các biện pháp để giảm bớt tính thiếu tin cậy liên quan tới cấu hình kết cấu, liên quan tới sự phân tích kết cấu, tới khả năng chịu tác động và độ dẻo kết cấu.

3.3.6.2. Tính thiếu tin cậy chủ yếu về độ bền có thể xuất phát từ sai sót về kích thước hình học. Để giảm thiểu tính thiếu tin cậy này, phải áp dụng các quy tắc sau đây:

a) Một số kích thước tối thiểu của các bộ phận kết cấu phải được lưu ý (xem 5.4.1.2 và 5.5.1.2) nhằm giảm bớt mức độ sai sót về kích thước hình học.

b) Tỷ số giữa kích thước tối thiểu và kích thước tối đa của các cấu kiện thẳng phải được giới hạn, nhằm giảm thiểu rủi ro mất ổn định ngang của chúng (xem 5.4.1.2 và 5.5.1.2.1(2)P).

c) Chuyển vị ngang của tầng phải được giới hạn, để hạn chế ảnh hưởng của hiệu ứng P- $\Delta$  trong cột (xem 4.4.2.2(2) đến 4.4.2.2(4)).

P d) Một phân đáng kể cốt thép trên của dầm tại các tiết diện ngang đầu dầm phải kéo suốt chiều dài của dầm (xem 5.4.3.1.2(5)P, 5.5.3.1.3(5)P vì khó xác định vị trí của điểm uốn.

e) Để xét tới sự đảo chiều của mômen mà khi phân tích kết cấu không tính trước được bằng cách bố trí cốt thép tối thiểu tại mặt đối diện của dầm (xem 5.5.3.1.3).

**3.3.6.3. Để giảm thiểu tính thiếu tin cậy về độ dẻo kết cấu, cần tuân thủ các quy tắc sau đây:**

a) Độ dẻo kết cấu cục bộ tối thiểu phải được đảm bảo trong tất cả các cấu kiện kháng chấn chính không phụ thuộc vào cấp dẻo kết cấu đã được chọn trong thiết kế (xem 5.4 và 5.5).

b) Phải bố trí lượng cốt thép chịu kéo tối thiểu để tránh sự phá hoại giòn khi bị nứt (xem 5.4.3 và 5.5.5).

c) Phải giới hạn giá trị lực dọc thiết kế qui đổi (xem 5.4.3.2.1(3)P, 5.4.3.4.1(2), 5.5.3.2.1(3)P và 5.5.3.4.1(2)) để giảm bớt hậu quả do lớp bê tông bảo vệ bị phá hoại và để tránh tính thiếu tin cậy về độ dẻo kết cấu khi lực dọc tác dụng lớn.

### 3.4. HỆ QUẢ TÁC ĐỘNG THIẾT KẾ CHO TRƯỜNG HỢP CẤP DẪO KẾT CẤU TRUNG BÌNH

#### 3.4.1. Dầm

**3.4.1.1.** Trong các dầm kháng chấn chính, lực cắt thiết kế phải được xác định phù hợp với quy tắc thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng, dựa trên cơ sở sự cân bằng của dầm dưới tác động của: a) tải trọng tác dụng ngang với trục dầm trong tình huống thiết kế chịu động đất và b) mômen đầu mút  $M_{i,d}$  (với  $i=1,2$  biểu thị các tiết diện đầu mút của dầm), tương ứng với sự hình thành khớp dẻo theo các chiều dương và âm của tải trọng động đất. Cần làm cho các khớp dẻo được hình thành tại các đầu mút của dầm (nếu chúng hình thành ở đó trước tiên) hoặc trong các cấu kiện thẳng đứng được nối vào nút liên kết với dầm (xem hình 5.1).

**3.4.1.2.** Điểm (3.4.1.1) của điều này cần được áp dụng như sau:

a) Tại tiết diện đầu mút thứ  $i$ , cần tính toán hai giá trị của lực cắt tác dụng, tức là giá trị lớn nhất  $V_{Ed,max,i}$  và giá trị nhỏ nhất  $V_{Ed,min,i}$ , tương ứng với các mômen dương lớn nhất và mômen âm lớn nhất  $M_{i,d}$  tại đầu mút mà chúng có thể phát triển tại các đầu mút 1 và 2 của dầm.

b) Các mômen đầu mút  $M_{i,d}$  trong (3.4.1.1) và trong (3.4.1.2) a) của điều này có thể được xác định như sau:

$$M_{id} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (3.5)$$

Trong đó:

$\gamma_{Rd}$  - hệ số tính đến khả năng tăng cường độ có thể xảy ra do biến cứng của thép. Trường hợp dầm thuộc loại cấp dẻo kết cấu trung bình, nó có thể lấy bằng 1,0;

$M_{Rb,i}$  - giá trị thiết kế khả năng chịu mômen uốn của dầm tại đầu nút thứ  $i$  theo chiều mômen uốn do động đất theo phương đang xét của tác động động đất;

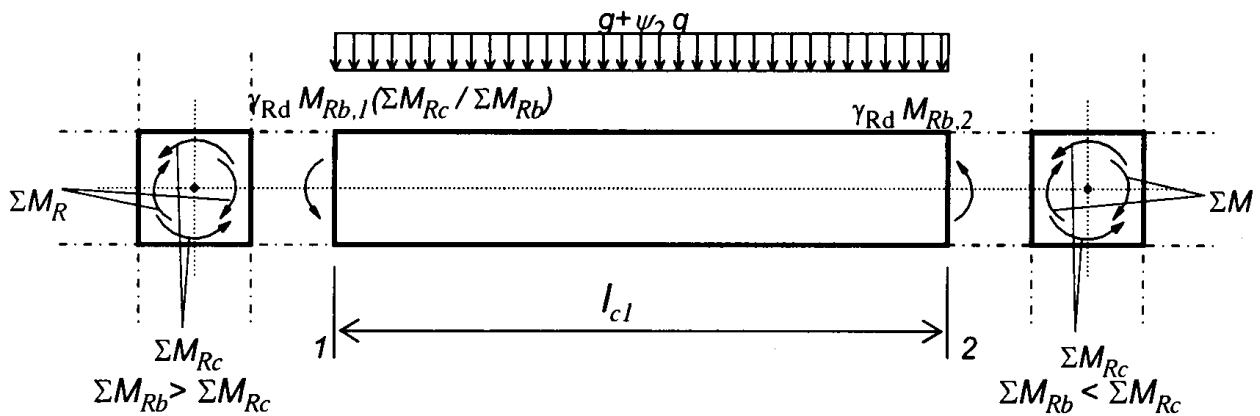
$\sum M_{Rc}$ ,  $\sum M_{Rb}$  - tương ứng là tổng các giá trị thiết kế của khả năng chịu mômen uốn của cột và tổng các giá trị thiết kế khả năng chịu mômen uốn của dầm qui tụ vào nút khung (xem 4.4.2.3(4)). Giá trị của  $\sum M_{Rc}$  phải tương ứng với lực dọc trong cột trong tình huống thiết kế chịu động đất theo phương đang xét của tải trọng động đất.

c) Tại đầu nút dầm nơi dầm tựa gián tiếp lên một dầm khác, thay vì việc tạo thành khung cùng với cấu kiện thẳng đứng, mômen đầu nút dầm  $M_{i,d}$  ở đó có thể lấy bằng mômen tác dụng tại tiết diện đầu nút dầm trong tình huống thiết kế chịu động đất.

d) Giá trị lớn nhất và nhỏ nhất của lực cắt tại đầu nút dầm được xác định như sau:

$$V_{Ed,max,i} = \frac{\gamma_{Rd} \left[ M_{Rb,i}^- \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) + M_{Rb,j}^+ \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \right]}{l_{cl}} + V_{g+\psi_2q} \quad (3.6)$$

$$V_{Ed,min,i} = \frac{\gamma_{Rd} \left[ M_{Rb,i}^+ \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) + M_{Rb,j}^- \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \right]}{l_{cl}} + V_{g+\psi_2q} \quad (3.7)$$

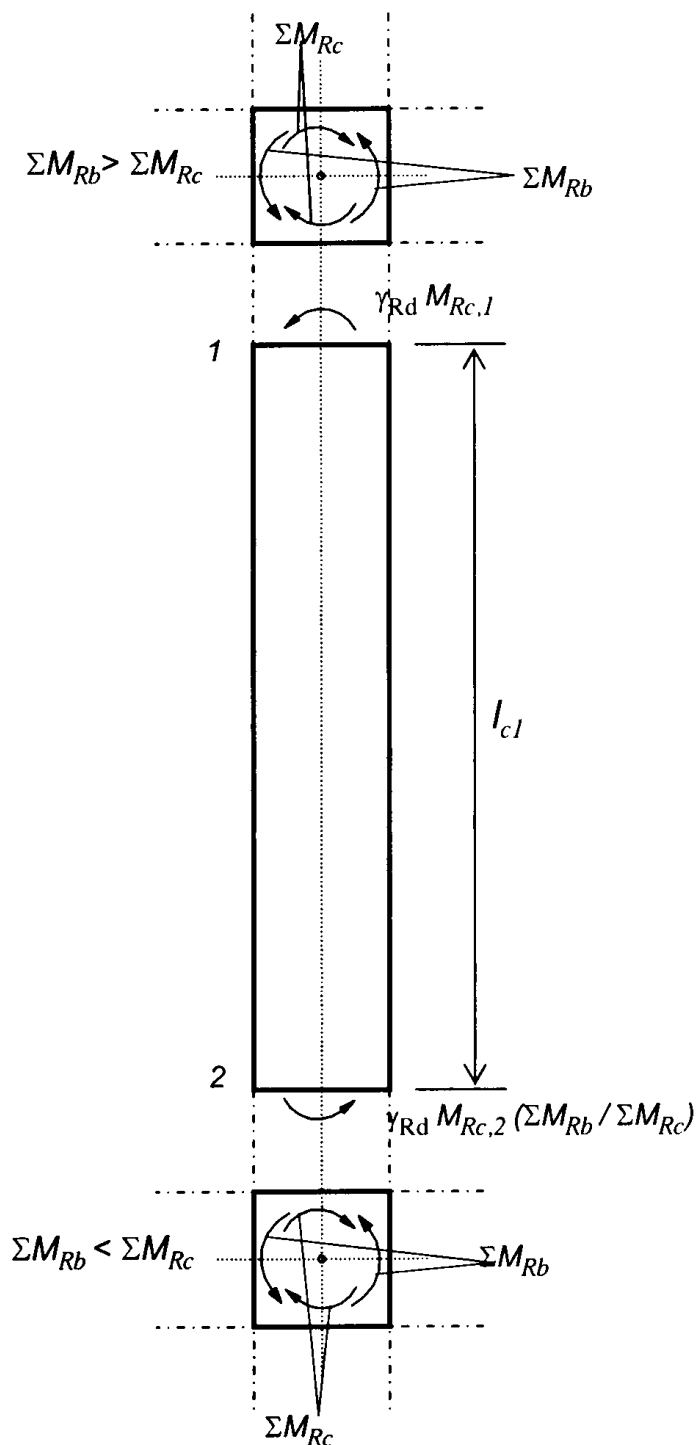


Hình 3.1. Giá trị thiết kế của khả năng chịu lực cắt trong dầm

#### 4.2.2(2) 3.4.2. Cột

3.4.2.1. Trong những cột kháng chấn chính, các giá trị thiết kế của lực cắt phải được xác định theo các quy tắc thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng, trên cơ sở cân bằng của cột khi dưới tác dụng của mômen đầu nút  $M_{i,d}$  (với  $i = 1; 2$  là chỉ số

biểu thị các tiết diện đầu mút của cột), tương ứng với sự hình thành khớp dẻo theo các chiều dương và âm của tải trọng động đất. Cần làm sao cho các khớp dẻo hình thành tại các đầu mút của các dầm liên kết vào đầu cột, hoặc tại các đầu mút của cột (nếu chúng hình thành ở đó trước tiên) (xem hình 3.2).



**Hình 3.2.** Giá trị thiết kế của khả năng chịu lực cắt trong cột

3.4.2.2. Mômen tại đầu mút  $M_{i,d}$  trong (3.4.2.1) của điều này có thể được xác định từ biểu thức sau đây:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left( 1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (3.8)$$

Trong đó:

$\gamma_{Rd}$  - hệ số tính đến khả năng vượt cường độ do sự biến cứng của thép và sự hạn chế nở ngang của bê tông vùng nén của tiết diện cột, được lấy bằng 1,1.



$M_{Rc,i}$  - giá trị thiết kế của khả năng chịu uốn của cột tại đầu mút thứ  $i$  theo chiều của mômen uốn do động đất theo phương đang xét của tác động động đất  $\sum M_{Rc}$ ,  $\sum M_{Rb}$  như đã định nghĩa trong 5.4.2.2(2).

**3.4.2.3.** Các giá trị của  $M_{Rc,i}$  và  $\sum M_{Rc}$  cần tương ứng với lực dọc của cột trong tình huống thiết kế chịu động đất theo phương đang xét của tác động động đất.

**3.4.2.4.** Giá trị lớn nhất của lực cắt tại đầu mút cột được xác định như sau:

$$V_{Ed,c} = \frac{\gamma_{Rd} \left[ M_{Rc,1} \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) + M_{Rc,2} \min \left( 1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \right]}{l_{cl}} \quad (3.9)$$

### 3.4.3. Tường có tính dẻo kết cấu

**3.4.3.1.** Tính thiếu tin cậy trong việc phân tích và những hiệu ứng động lực sau đàn hồi phải được kể đến, ít nhất là bằng phương pháp đơn giản hoá thích hợp. Nếu không có phương pháp chính xác hơn, thì có thể sử dụng những quy tắc trong các mục sau đây cho đường bao mômen uốn thiết kế, cũng như các hệ số khuyếch đại của lực cắt.

**3.4.3.2.** Có thể cho phép phân bố lại tới 30% những hiệu ứng của tác động động đất giữa các tường kháng chấn chính, miễn là tổng khả năng chịu lực yêu cầu không bị giảm xuống. Lực cắt cần được phân bố lại theo mômen uốn, sao cho trong các tường riêng rẽ, tỷ số giữa mômen uốn và lực cắt không bị ảnh hưởng một cách đáng kể. Trong những tường phải chịu sự thay đổi bất thường lớn của lực dọc, chẳng hạn như trong các tường kép, mômen và lực cắt cần được phân bố lại từ tường chịu nén ít hoặc chịu kéo thuần túy sang những tường chịu nén dọc trục nhiều.

**3.4.3.3.** Trong loại tường kép, sự phân bố lại của những hệ quả tác động động đất giữa các dầm nối của các tầng khác nhau cho phép lên tới 20%, miễn là lực dọc do động đất tại chân của từng tường riêng rẽ (tổng hợp các lực cắt trong các dầm nối) không bị ảnh hưởng.

**3.4.3.4.** Tính thiếu tin cậy của sự phân bố mômen theo chiều cao của các tường mảnh kháng chấn chính (với tỷ số chiều cao trên chiều dài lớn hơn 2,0) phải được kể đến.

**3.4.3.5.** Yêu cầu đã quy định trong (3.4.3.4) của điều này có thể được đáp ứng bằng cách áp dụng quy trình đã đơn giản hoá sau đây, không phụ thuộc phương pháp phân tích được sử dụng,

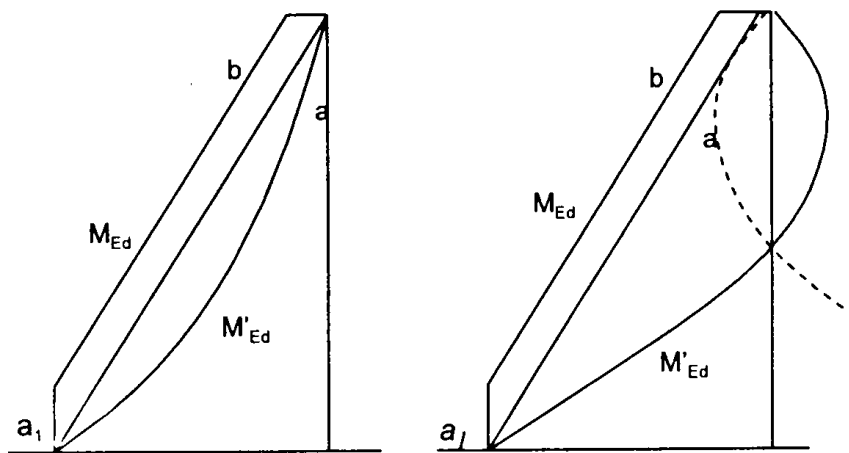
Biểu đồ mômen uốn thiết kế dọc theo chiều cao của tường cần được thiết lập bởi một đường bao của biểu đồ mômen uốn nhận được từ phân tích có kể đến độ dịch lên theo phương đứng. Đường bao này có thể được giả thiết tuyến tính, nếu kết cấu không thể hiện sự gián đoạn đáng kể về khối lượng, độ cứng, hoặc khả năng chịu lực trên toàn chiều cao của nó (xem hình 5.3). Độ dịch theo phương đứng cần phù hợp với độ nghiêng thanh chống được lấy trong khi kiểm tra trạng thái cực hạn đối với lực cắt, với một

mẫu thanh kiểu nan quạt có thể có của các thanh chống gắn với đáy, và sàn làm việc như là giằng.

**3.4.3.6.** Đối với những tường kháng chấn chính, phải xét sự tăng lên có thể có của lực cắt sau khi chảy dẻo tại chân tường.

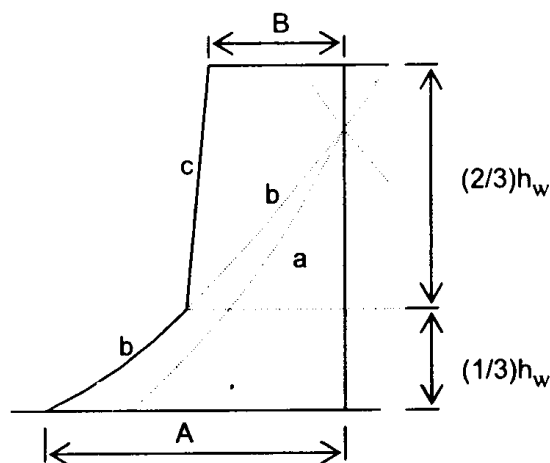
**3.4.3.7.** Yêu cầu đã quy định trong (3.4.3.6) của điều này có thể được thoả mãn nếu các lực cắt thiết kế được lấy với mức 50% cao hơn lực cắt theo kết quả phân tích kết cấu.

**3.4.3.8.** Trong hệ hỗn hợp có các tường mảnh, đường bao thiết kế của lực cắt theo hình 5.4 cần được sử dụng, để tính đến sự thất thường của những ảnh hưởng ở dạng dao động bậc cao hơn.



a - Biểu đồ mômen theo phân tích ; b - Đường bao thiết kế  
a<sub>1</sub> - Độ dịch theo phương đứng

**Hình 3.3.** Đường bao thiết kế cho mômen uốn trong tường mảnh  
(bên trái: hệ tường; bên phải: hệ kết cấu hỗn hợp)



a - Biểu đồ cắt từ phân tích;  
b - Biểu đồ cắt với hệ số động;  
c - Đường bao thiết kế;

A - Giá trị lực cắt ở chân tường ;  
B - Giá trị lực cắt ở đỉnh tường phải lớn hơn hoặc bằng một nửa A.

**Hình 3.4.** Đường bao thiết kế của các lực cắt trong các tường của hệ kết cấu hỗn hợp

### 3.4.4. Tường kích thước lớn ít cốt thép

3.4.4.1. Để bảo đảm sự chảy dẻo do uốn xảy ra trước khi đạt tới trạng thái cực hạn khi cắt, thì lực cắt  $V'_{Ed}$  lấy từ kết quả phân tích kết cấu phải được tăng lên.

3.4.4.2. Yêu cầu trong (3.4.4.1) của mục này được xem là sẽ thoả mãn nếu tường tại mỗi tầng, lực cắt thiết kế  $V_{Ed}$  tính theo biểu thức 3.10, trong đó lực cắt  $V'_{Ed}$  lấy theo kết quả phân tích kết cấu:

$$V_{Ed} = \frac{V'_{Ed}(q+1)}{2} \quad (3.10)$$

3.4.4.3. Các lực động dọc trục bổ sung sinh ra trong các tường lớn do sự trôi lên của nền đất, hoặc do sự mở rộng và khép lại của các vết nứt ngang, phải được kể đến trong tính toán kiểm tra theo trạng thái cực hạn của tường chịu uốn có lực dọc.

3.4.4.4. Trừ khi có các kết quả tính toán chính xác hơn, thành phần động của lực dọc của tường trong (3.4.4.3) của điều này có thể lấy bằng 50% của lực dọc trong tường đó do các tải trọng trọng trường xuất hiện trong tình huống thiết kế chịu động đất. Lực này cần được lấy theo dấu dương (+) hay âm (-), chọn dấu bất lợi nhất.

3.4.4.5. Nếu giá trị của hệ số ứng xử  $q$  không vượt quá 2,0, thì ảnh hưởng của lực động dọc trục trong (3.4.4.3) và (3.4.4.4) của mục này có thể được bỏ qua.

### 3.4.5. Kiểm tra theo trạng thái cực hạn

#### 3.4.5.1. Dầm

##### *Khả năng chịu uốn và chịu cắt*

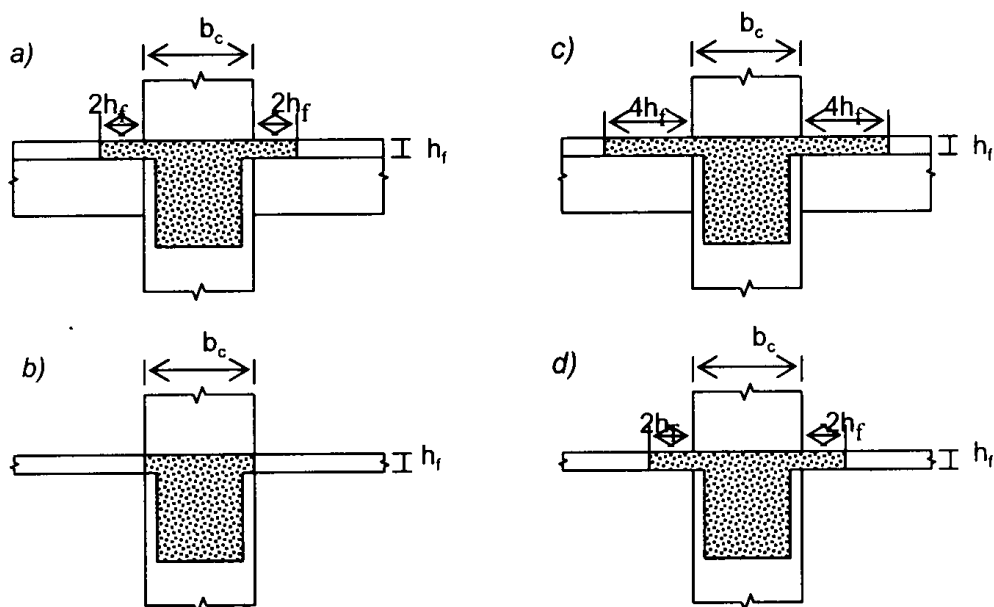
a) Khả năng chịu uốn và cắt cần được tính toán phù hợp với EN 1992-1-1:2004.

b) Cốt thép trên của các tiết diện đầu mút của dầm kháng chấn chính có tiết diện hình chữ T hoặc chữ L cần được bố trí chủ yếu trong phạm vi chiều rộng phần bụng. Chỉ một phần trong số cốt thép này có thể đặt bên ngoài phạm vi chiều rộng phần bụng dầm, nhưng trong phạm vi chiều rộng làm việc của bản cánh  $b_{eff}$ .

c) Chiều rộng hữu hiệu của bản cánh  $b_{eff}$  có thể được giả thiết như sau:

- Với dầm kháng chấn chính liên kết với các cột biên, chiều rộng hữu hiệu của bản cánh  $b_{eff}$  được lấy: bằng chiều rộng  $b_c$  của tiết diện cột khi không có dầm cắt ngang nó (hình 3.5b), hoặc bằng chiều rộng này tăng lên một lượng  $2h_f$  ở mỗi bên dầm khi có một dầm khác có cùng chiều cao cắt ngang nó (hình 3.5a).

- Với dầm kháng chấn chính liên kết với các cột trong, thì các chiều rộng nêu trên có thể được tăng lên một lượng  $2h_f$  ở mỗi bên dầm (hình 3.5c và d).



Hình 3.5. Chiều rộng hữu hiệu của bản cánh dầm liên kết với cột tạo thành khung

### 3.4.5.2. Cột

#### Khả năng chịu lực

a) Khả năng chịu uốn và chịu cắt phải được tính toán theo EN 1992-1-1:2004, sử dụng giá trị lực dọc từ kết quả phân tích trong tình huống thiết kế chịu động đất.

b) Sự uốn theo hai phương có thể được kể đến một cách đơn giản hoá bằng cách tiến hành kiểm tra riêng rẽ theo từng phương, với khả năng chịu mômen uốn một trục được giảm đi 30%.

c) Trong các cột kháng chấn chính, giá trị của lực dọc thiết kế quy đổi  $v_d$  không được vượt quá 0,65.

### 3.4.5.3. Tường mềm

#### Khả năng chịu uốn và chịu cắt

a) Khả năng chịu uốn và cắt phải được tính toán phù hợp với EN 1992-1-1:2004, trừ khi được quy định khác đi trong các điểm sau đây khi sử dụng giá trị của lực dọc thu được từ phân tích trong tình huống thiết kế chịu động đất.

b) Trong các tường kháng chấn chính, giá trị thiết kế của lực dọc quy đổi  $v_d$  không được vượt quá 0,4.

c) Cốt thép thẳng đứng chịu cắt phải được kể đến trong tính toán khả năng chịu uốn của các tiết diện tường.

d) Các tiết diện tường liên hợp cấu tạo từ các mảng hình chữ nhật nối hoặc giao nhau (L-, T-, U-, I- hoặc tiết diện tương tự) cần được lấy như là tiết diện nguyên bao gồm một phần bụng hoặc các phần bụng song song hoặc gần song song với phương tác

dụng của lực cắt do động đất và gồm một phần cánh hoặc các phần cánh vuông góc hoặc gần vuông góc với nó. Để tính toán khả năng chịu uốn, chiều rộng hữu hiệu phần cánh ở mỗi phía của phân bụng cần được lấy thêm từ mặt của phân bụng một đoạn tối thiểu bằng:

- Chiều rộng thực tế của bản cánh;
- Một nửa khoảng cách đến bản bụng liền kề của tường;
- 25% của tổng chiều cao tường phía trên cao trình đang xét.

#### 3.4.5.4. Tường kích thước lớn ít cốt thép

##### **Khả năng chịu uốn**

a) Trạng thái cực hạn khi uốn có lực dọc phải được kiểm tra với giả thiết có nứt ngang, theo các điều khoản có liên quan của EN 1992-1-1:2004, có kể đến giả thiết tiết diện phẳng.

b) Ứng suất pháp trong bê tông phải được hạn chế để ngăn ngừa sự mất ổn định ngoài mặt phẳng của tường.

c) Yêu cầu của (2)P trong mục này có thể được thoả mãn trên cơ sở của những quy tắc của EN 1992-1-1:2004 đối với những hiệu ứng bậc hai, được bổ sung bởi các quy tắc khác đối với ứng suất pháp trong bê tông nếu cần thiết.

d) Khi lực động dọc trực theo 5.4.2.5(3) P và (4) được đưa vào tính toán khi kiểm tra trạng thái cực hạn theo khả năng chịu uốn cùng với lực dọc trực, biến dạng giới hạn  $\epsilon_{cu,2c}$  đối với bê tông không có cốt hạn chế biến dạng có thể được tăng lên thành 0,005. Có thể lấy giá trị cao hơn để tính toán cho bê tông có cốt đai hạn chế biến dạng phù hợp với EN 1992-1-1:2004, 3.19, miễn là sự bong tách lớp bê tông bảo vệ không có cốt đai hạn chế biến dạng được kể đến trong quá trình kiểm tra như trên.

##### **Khả năng chịu cắt**

a) Do mức độ an toàn được dư ra bởi lực cắt thiết kế được lấy tăng lên theo 5.4.2.5(1)P và (2) và do sự phản ứng (kể cả khả năng xảy ra nứt nghiêng) được kiểm soát bằng biến dạng, cho nên tại những chỗ mà giá trị của  $V_{Ed}$  từ 5.4.2.5(2) nhỏ hơn giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt  $V_{Rd,c}$  theo EN 1992-1-1:2004, 6.2.2, thì không yêu cầu hàm lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu  $\rho_{w,min}$  trong phân bụng.

**Ghi chú:** Giá trị của  $\rho_{w,min}$  kiến nghị lấy bằng giá trị tối thiểu đối với tường theo EN 1992-1-1:2004.

b) Khi không thoả mãn điều kiện  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , cốt thép chịu cắt phân bụng cần được tính toán theo EN 1992-1-1:2004, trên cơ sở của mô hình giàn có góc nghiêng thay đổi, hoặc một mô hình thanh chống và thanh giằng, tùy theo mô hình nào phù hợp nhất với kích thước hình học cụ thể của tường.

c) Nếu sử dụng mô hình thanh chống và thanh giằng thì chiều rộng của thanh chống cần tính đến cả sự có mặt của lỗ mở và không được vượt quá giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị  $0,25l_w$  và  $4b_{w0}$ .

d) Trạng thái cực hạn trượt do cắt tại các mối nối thi công nằm ngang cần được kiểm tra theo EN 1992-1-1:2004, 6.2.5, với chiều dài neo của các thanh xuyên ngang qua bề mặt giữa hai phần nối được tăng lên 50% so với chiều dài neo yêu cầu bởi EN 1992-1-1:2004.

### 3.5. HỆ QUẢ TÁC ĐỘNG THIẾT KẾ CHO TRƯỜNG HỢP CẤP ĐẪO KẾT CẤU CAO

#### 3.5.1. Dầm

3.5.1.1. Áp dụng 3.4.1.1

3.5.1.2. Áp dụng 3.4.1.2 với giá trị  $\gamma_{Rd} = 1,2$ .

#### 3.5.2. Cột

3.5.2.1. Áp dụng 3.4.2.1

3.5.2.2. Áp dụng 3.4.2.2 với giá trị  $\gamma_{Rd} = 1,3$ .

3.5.2.3. Áp dụng 3.4.2.3; 3.4.2.4

#### 3.5.3. Nút dầm - cột

3.5.3.1. Lực cắt theo phương ngang tác dụng vào lõi của nút giữa dầm kháng chấn chính và cột phải được xác định có kể đến điều kiện bất lợi nhất dưới tác động động đất, tức là điều kiện thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng đối với dầm qui tụ vào nút khung và các giá trị tương thích thấp nhất của lực cắt trong cấu kiện khác của khung.

3.5.3.2. Các biểu thức đơn giản đối với lực cắt theo phương ngang tác dụng vào lõi bê tông của các nút có thể được xác định như sau:

a) Với nút dầm - cột trong:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} V_C \quad (3.11)$$

b) Với nút dầm - cột biên:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} V_C \quad (3.12)$$

Trong đó:

$A_{s1}$  - diện tích tiết diện cốt thép trên của dầm;

$A_{s2}$  - diện tích tiết diện cốt thép đáy của dầm;

$V_C$  - lực cắt trong cột tại vị trí nằm trên nút được xác định từ tính toán phân tích trong tình huống thiết kế chịu động đất;

$\gamma_{Rd}$  - hệ số kể đến sự tăng cường độ do biến cứng của cốt thép, nó không được lấy nhỏ hơn 1,2.

**3.5.3.3.** Lực cắt tác dụng vào nút phải tương ứng với hướng bất lợi nhất của tác động động đất có ảnh hưởng tới các giá trị  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ , và  $V_C$  được sử dụng trong các biểu thức (3.11) và (3.12).

### 3.5.4. Tường có tính dẻo kết cấu

#### 3.5.4.1. Tường mảnh trong mặt phẳng

a) Áp dụng 3.4.3.1

b) Áp dụng 3.4.3.2

c) Áp dụng 3.4.3.3

d) Áp dụng 3.4.3.4

e) Áp dụng 3.4.3.5

f) Áp dụng 3.4.3.6

g) Yêu cầu (3.5.4.1.6) được xem là thoả mãn nếu áp dụng quy trình đơn giản hoá sau, bao gồm quy tắc thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng:

Lực cắt thiết kế  $V_{Ed}$  cần được xác định từ biểu thức:

$$V_{Ed} = \varepsilon V'_{Ed} \quad (3.13)$$

Trong đó :

$V'_{Ed}$  - lực cắt xác định được từ tính toán kết cấu;

$\varepsilon$  - hệ số khuếch đại, được tính từ biểu thức (3.14), nhưng không nhỏ hơn 1,5:

$$\varepsilon = q \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{q M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q \quad (3.14)$$

Trong đó:

$q$  - hệ số ứng xử được sử dụng trong thiết kế;

$M_{Ed}$  - mômen uốn thiết kế tại chân tường;

$M_{Rd}$  - khả năng chịu uốn thiết kế tại chân tường;

$\gamma_{Rd}$  - hệ số kể đến sự tăng cường độ của thép do biến cứng; khi không có những dữ liệu chính xác hơn,  $\gamma_{Rd}$  có thể lấy bằng 1,2;

$T_1$  - chu kỳ dao động cơ bản của nhà theo phương lực cắt  $V_{Ed}$ ;

$T_C$  - giới hạn trên của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của đường phổ phản ứng gia tốc (xem 3.2.2);

$S_e(T)$  - tung độ của phổ phản ứng đàn hồi (xem 3.2.2).

h) Áp dụng 3.4.3.8

### 3.5.5. Tường dày và thấp

3.5.5.1. Đối với tường kháng chấn chính có tỷ số giữa chiều cao và chiều dài  $h_w/l_w$  không lớn hơn 2,0, không cần điều chỉnh mômen uốn thu được từ phân tích kết cấu. Sự khuếch đại lực cắt do ảnh hưởng động cũng có thể bỏ qua.

3.5.5.2. Lực cắt  $V'_{Ed}$  thu được từ tính toán cần được tăng lên như sau:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} (M_{Rd}/M_{Ed}) V'_{Ed} \leq q V'_{Ed} \quad (3.15)$$

(Định nghĩa và giá trị của các tham số xem 5.5.2.4.1(7)).

### 3.5.6. Kiểm tra theo trạng thái cực hạn

#### 3.5.6.1. Dầm

##### *Khả năng chịu uốn*

a) Khả năng chịu uốn phải được tính toán phù hợp với EN 1992-1-1:2004.

b) Áp dụng 5.4.3.1.1(2);

c) Áp dụng 5.4.3.1.1(3).

##### *Khả năng chịu cắt*

a) Việc tính toán và kiểm tra khả năng chịu cắt phải được thực hiện phù hợp với EN 1992-1-1:2004, ngoại trừ các quy định khác nêu dưới đây.

b) Trong những vùng tới hạn của dầm kháng chấn chính, góc nghiêng của thanh xiên  $\theta$  trong mô hình giàn phải là  $45^0$ .

c) Về việc bố trí cốt thép chịu cắt trong phạm vi vùng tới hạn tại một đầu mút của dầm kháng chấn chính nơi dầm được liên kết vào khung, cần phân biệt các trường hợp sau đây tùy theo giá trị đại số của tỷ số  $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$  giữa các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất của lực cắt tác dụng theo 5.5.2.1(3).

- Nếu  $\zeta \geq -0,5$ , khả năng chịu cắt nhờ có cốt thép cần được tính toán phù hợp với EN 1992-1-1:2004.

- Nếu  $\zeta < -0,5$ , tức là khi các lực cắt dự kiến gần như hoàn toàn ngược chiều, thì:

- Nếu 
$$|V_E|_{max} \leq (2 + \zeta) f_{ctd} b_w d \quad (3.16)$$

Trong đó  $f_{ctd}$  là cường độ chịu kéo thiết kế của bê tông theo EN 1992-1-1:2004,

thì áp dụng quy tắc tương tự như trong mục a).

- Nếu  $|V_E|_{max}$  vượt quá giá trị giới hạn trong biểu thức (3.16), thì cần bố trí cốt thép xiên theo hai phương nghiêng một góc  $\pm 45^0$  so với trục dầm hoặc dọc theo hai đường chéo của dầm đó theo chiều cao, và một nửa của  $|V_E|_{max}$  cần được đảm bảo bởi các cốt thép đai và một nửa bởi cốt thép xiên.



Trong trường hợp đó, việc kiểm tra được thực hiện theo điều kiện:

$$0,5 V_{E_{max}} \leq 2 A_s f_{yd} \sin \alpha \quad (3.17)$$

Trong đó:

$A_s$  - diện tích cốt thép xiên theo một phương, cắt ngang qua mặt phẳng trượt có thể có (tức là tiết diện tại nút dầm);

$\alpha$  - góc giữa cốt thép xiên và trục dầm (thông thường thì  $\alpha = 45^\circ$ , hoặc  $\tan \alpha \approx (d-d')/l_b$ ).

(1)P **3.5.6.2. Cột**

(2) **Khả năng chịu lực**

a) Áp dụng 5.4.3.2.1(1)P.

b) Áp dụng 5.4.3.2.1(2).

c) Trong các cột kháng chấn chính, giá trị thiết kế của lực dọc quy đổi  $v_d$  không được vượt quá 0,55.

**3.5.6.3. Nút dầm cột**

a) Ứng suất nén xiên sinh ra trong nút bởi cơ cấu thanh chéo không được vượt quá cường độ chịu nén của bê tông khi có các biến dạng do kéo ngang.

b) Khi không có mô hình tính toán chính xác hơn, yêu cầu (3.5.6.3.1) của điều này có thể được thoả mãn bằng cách tuân theo những quy tắc sau:

• *Tại nút dầm – cột trong, biểu thức sau đây phải được thoả mãn:*

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (3.18)$$

Trong đó:

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250)$$

$h_{jc}$  - khoảng cách giữa các lớp thép ngoài cùng của cột;

$b_j$  - xác định theo biểu thức (3.19) và (3.20);

$v_d$  - lực dọc thiết kế quy đổi của cột ở phía trên nút;

$f_{cd}$  - tính bằng MPa.

• *Tại nút dầm - cột biên:*

$V_{jhd}$  - phải nhỏ hơn 80% giá trị ở vế phải của biểu thức (3.18) trong đó:

$V_{jhd}$  - tính được từ các biểu thức (3.11) và (3.12) tương ứng.

và chiều rộng hữu hiệu  $b_j$  của nút bằng:

- Nếu  $b_c > b_w$ :  $b_j = \min\{b_c; (b_w + 0,5 h_c)\}$  (3.19)

- Nếu  $b_c < b_w$ :  $b_j = \min\{b_w; (b_c + 0,5 h_c)\}$  (3.20)

c) Các nút phải bị hạn chế biến dạng một cách tương xứng (theo cả phương ngang và phương đứng) để hạn chế ứng suất kéo xiên lớn nhất của bê tông  $\sigma_{ct}$  xuống bằng  $f_{ctd}$ . Khi không có mô hình tính toán chính xác hơn, yêu cầu này có thể được thoả mãn bằng cách bố trí cốt thép đai kín nằm ngang có đường kính không nhỏ hơn 6mm trong phạm vi nút sao cho:

$$\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{\left( \frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (3.21)$$

Trong đó:

- $A_{sh}$  - tổng diện tích tiết diện cốt đai kín nằm ngang;
- $V_{jhd}$  - xem định nghĩa trong các biểu thức (3.12) và (3.13);
- $h_{jw}$  - khoảng cách từ mặt dầm tới cốt thép đáy dầm;
- $h_{jc}$  - khoảng cách giữa các lớp cốt thép ngoài cùng của cột;
- $b_j$  - xem định nghĩa trong biểu thức (3.19) và (3.20);
- $v_d$  - lực dọc thiết kế qui đổi của cột ( $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ );
- $f_{cd}$  - giá trị thiết kế của cường độ chịu kéo của bê tông theo EN 1992-1-1:2004.

d) Một quy tắc khác thay cho quy tắc đã cho trong (3.5.6.3.3) của điều này là sự toàn vẹn của nút sau khi hình thành vết nứt xiên có thể được bảo đảm bằng cốt đai kín nằm ngang. Với mục đích đó, tổng diện tích tiết diện cốt đai kín nằm ngang sau đây phải được bố trí trong nút:

- Trong các nút dầm-cột trong:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8v_d) \quad (3.22)$$

- Trong các nút dầm-cột biên:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8v_d) \quad (3.23)$$

Trong đó  $\gamma_{Rd}$  lấy bằng 1,2 (xem 5.5.2.3(2)) và  $v_d$  là giá trị thiết kế của lực dọc qui đổi trong cột ở phía trên nút trong biểu thức (5.36a), hoặc của cột phía dưới nút trong biểu thức (5.36b).

e) Các cốt thép đai kín nằm ngang được tính toán như trong (3.5.6.3.3) và (3.5.6.3.4) của điều này phải được bố trí đều trong phạm vi chiều cao  $h_{jw}$  giữa các thanh cốt thép phía mặt trên và đáy dầm. Trong các nút biên, chúng phải bao kín các đầu mút của các thanh cốt thép dầm được uốn vào nút.

f) Cốt thép dọc của cột kéo qua nút cần được bố trí sao cho:

$$A_{sv,i} \geq \frac{2}{3} A_{sh} \left( \frac{h_{jc}}{h_{jw}} \right) \quad (3.24)$$

Trong đó  $A_{sh}$  là tổng diện tích tiết diện yêu cầu của cốt đai kín nằm ngang phù hợp với (3.5.6.3.3) và (3.5.6.3.4) của điều này và  $A_{sv,i}$  là tổng diện tích tiết diện của các thanh cốt thép trung gian được đặt ở phía các bề mặt cột tương ứng, giữa các thanh cốt thép ở góc cột (kể cả các thanh cốt thép bổ sung cho cốt thép dọc của cột).

g) Áp dụng 5.4.3.3(1) ;

h) Áp dụng 5.4.3.3(2);

i) Áp dụng 5.4.3.3(3)P.

### 3.5.6.4. Tường có tính dẻo kết cấu

#### Khả năng chịu uốn

a) Khả năng chịu uốn phải được tính toán và kiểm tra (như đối với cột) chịu lực dọc bất lợi nhất trong tình huống thiết kế chịu động đất.

b) Trong tường kháng chấn chính, giá trị thiết kế của lực dọc qui đổi  $v_d$  không được vượt quá 0,35.

#### Sự phá hoại nén xiên của bụng tường do cắt

a) Giá trị của  $V_{Rd,max}$  có thể được tính như sau:

- Ở ngoài vùng tới hạn: như trong EN 1992-1-1:2004, với chiều dài của cánh tay đòn  $z$  lấy bằng  $0,8l_w$ , và độ nghiêng của thanh xiên chịu nén so với phương thẳng đứng, tính bằng  $tg\theta$ , là bằng 1,0.

- Trong vùng tới hạn: 40% của giá trị ở ngoài vùng tới hạn.

#### 3.4.2(1)a Sự phá hoại kéo theo đường chéo của bụng tường do cắt

a) Việc tính toán cốt thép phân bụng tường khi kiểm tra theo trạng thái cực hạn khi chịu cắt phải kể đến giá trị của tỷ số  $\alpha_s = M_{Ed}/(V_{Ed} l_w)$ . Cần sử dụng giá trị lớn nhất của  $\alpha_s$  trong một tầng để kiểm tra chịu cắt của tầng đó theo trạng thái cực hạn.

b) Nếu tỷ số  $\alpha_s \geq 2,0$ , những điều trong EN 1992-1-1:2004 6.2.3(1)-(7) được áp dụng với các giá trị của  $z$  và  $tg\theta$  lấy như trong 5.5.3.4.2(1) a).

c) Nếu  $\alpha_s < 2,0$ , những điều sau đây được áp dụng:

- Các thanh cốt thép nằm ngang của phân bụng phải thỏa mãn biểu thức sau (xem EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(8)):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{w0} \alpha_s l_w \quad (3.25)$$

Trong đó:

$\rho_h$  - hàm lượng cốt thép nằm ngang của phân bụng tường ( $\rho_h = A_h/(b_{w0} \cdot s_h)$ );

$f_{yd,h}$  - giá trị thiết kế của cường độ chảy của cốt thép nằm ngang của phân bụng tường;

$V_{Rd,c}$  - giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt đối với cấu kiện không đặt cốt thép chịu cắt, phù hợp với EN 1992-1-1:2004.

Trong vùng tới hạn của tường,  $V_{Rd,c}$  cần lấy bằng 0 nếu lực dọc  $N_{Ed}$  là lực kéo.

• Các thanh cốt thép thẳng đứng của phần bụng tường được neo và nối dọc theo chiều cao của tường theo EN 1992-1-1:2004, phải được bố trí thoả mãn điều kiện:

$$\rho_h f_{yd,h} b_{w0} z \leq \rho_v f_{yd,v} b_{w0} z + \min N_{Ed} \quad (3.26)$$

Trong đó:

$\rho_v$  - hàm lượng cốt thép thẳng đứng của phần bụng tường ( $\rho_v = A_v / b_{w0} s_v$ );

$f_{yd,v}$  - giá trị thiết kế của cường độ chảy của cốt thép thẳng đứng của phần bụng;  
và coi lực dọc  $N_{Ed}$  là dương khi là lực nén.

d) Cốt thép nằm ngang của phần bụng tường phải được neo chắc chắn tại các tiết diện đầu mút của tường, ví dụ uốn móc ở đầu với góc  $90^\circ$  hoặc  $135^\circ$ .

e) Cốt thép nằm ngang của phần bụng tường dưới dạng cốt thép đai kín hoặc được neo chắc chắn cũng có thể được coi là tham gia toàn phần việc bố các phần biên tường.

### **Sự phá hoại trượt do cắt**

a) Tại các mặt phẳng có khả năng phá hoại trượt do cắt (ví dụ, tại các mối nối thi công/mạch ngừng) trong phạm vi vùng tới hạn, điều kiện sau phải được thoả mãn:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \quad (3.27)$$

Trong đó:

$V_{Rd,s}$  - giá trị thiết kế của khả năng chịu cắt chống trượt

b) Giá trị của  $V_{Rd,s}$  có thể được xác định như sau:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd} \quad (3.28)$$

với:

$$V_{dd} = \min \begin{cases} 1,3 \sum A_{sj} \sqrt{f_{cd} f_{yd}} \\ 0,25 f_{yd} \sum A_{sj} \end{cases} \quad (3.29)$$

$$V_{id} = \sum A_{si} f_{yd} \cos \varphi \quad (3.30)$$

$$V_{fd} = \min \begin{cases} \mu_f \left[ \left( \sum A_{sj} f_{yd} + N_{Ed} \right) \xi + M_{Ed} / z \right] \\ 0,5 \eta f_{cd} \xi l_w b_{w0} \end{cases} \quad (3.31)$$

Trong đó:

$V_{dd}$  - khả năng chịu lực kiểu chốt của các thanh cốt thép thẳng đứng;

$V_{id}$  - khả năng chịu cắt của các thanh cốt thép xiên (với góc nghiêng  $\varphi$  so với mặt phẳng có khả năng trượt, ví dụ như mối nối thi công);

$V_{fd}$  - khả năng chịu ma sát;

$\mu_f$  - hệ số ma sát giữa bê tông với bê tông khi chịu tác động lặp theo chu kỳ, có thể lấy bằng 0,6 đối với bề mặt bê tông phẳng nhẵn, lấy bằng 0,7 đối với bề mặt bê tông gồ ghề, như đã được xác định trong EN 1992-1-1:2004, 6.2.5(2);

$z$  - chiều dài cánh tay đòn của nội lực;

$\xi$  - chiều cao tương đối vùng nén ;

$\sum A_{sj}$  - tổng diện tích tiết diện của các thanh cốt thép thẳng đứng của phân bụng tường hoặc của các thanh cốt thép bổ sung được bố trí trong các phân đầu tường để chịu lực cắt chống trượt;

$\sum A_{si}$  - tổng diện tích tiết diện của các thanh cốt thép xiên theo cả hai phương; kiến nghị sử dụng các thanh có đường kính lớn;

$$\eta = 0,6 (1 - f_{ck}/250) \quad (3.32)$$

$N_{Ed}$  - được coi là dương khi nén;

$f_{ck}$  - tính bằng MPa.

c) Đối với tường thấp và dày phải thoả mãn điều kiện sau:

- Tại chân tường  $V_{id}$  phải lớn hơn  $V_{Ed}/2$ ;
- Tại các mức cao hơn,  $V_{id}$  phải lớn hơn  $V_{Ed}/4$ .

d) Các thanh cốt thép xiên cần được neo chắc chắn ở cả hai phía của bề mặt trượt có thể có và phải cắt ngang qua tất cả các tiết diện của tường phía trên tiết diện tới hạn một khoảng bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị  $0,5l_w$  và  $0,5 h_w$ .

e) Các thanh cốt thép xiên làm tăng khả năng chịu uốn tại chân tường. Sự tăng khả năng chịu uốn này cần được kể đến trong tính toán khi có lực cắt  $V_{Ed}$  tác dụng. Các thanh cốt xiên đó được tính toán theo quy tắc thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng (xem 5.5.2.4.1(6)P, 5.5.2.4.1(7) và 5.5.2.4.2(2)). Hai phương pháp sau đây có thể được sử dụng.

• Độ tăng khả năng chịu uốn nói trên  $\Delta M_{Rd}$  sử dụng trong tính toán  $V_{Ed}$ , có thể được tính gần đúng bằng:

$$\Delta M_{Rd} = 1/2 \sum A_{si} f_{yd} (\sin\phi) l_i \quad (3.33)$$

Trong đó:

$l_i$  - khoảng cách giữa các tâm của hai lớp thanh cốt thép xiên, được đặt nghiêng một góc bằng  $\pm\phi$  so với mặt phẳng có khả năng trượt, được đo tại tiết diện chân tường;

Các ký hiệu khác giống các ký hiệu trong biểu thức (3.30).

• Khi tính toán lực cắt tác dụng  $V_{Ed}$  có thể bỏ qua ảnh hưởng của các thanh cốt thép xiên. Trong biểu thức (5.42)  $V_{id}$  chính là khả năng chịu cắt thực của các thanh cốt thép xiên này (tức là khả năng chịu cắt thực tế bị giảm xuống do lực cắt tác dụng tăng). Khả năng chịu cắt thực của các thanh cốt thép xiên chịu trượt có thể được tính gần đúng bằng:

$$V_{id} = \sum A_{si} f_{yd} \left[ \cos\phi - 0,5l_i \frac{\sin\phi}{\alpha_s l_w} \right] \quad (3.34)$$

12) **3.5.6.5. Dầm liên kết của hệ tường kép**

a) Việc liên kết các tường với nhau bằng bản sàn không được kể đến trong tính toán vì nó không hiệu quả.

b) Những điều trong 5.5.3.1 chỉ có thể áp dụng cho dầm liên kết, nếu một trong các điều kiện sau đây được thỏa mãn:

- Nếu sự hình thành vết nứt trong cả hai phương chéo ít có khả năng xảy ra. Qui tắc ứng dụng chấp nhận được là:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d \quad (3.35)$$

- Nếu sự phá hoại do uốn là dạng phá hoại phổ biến. Qui tắc ứng dụng chấp nhận được là:  $l/h \geq 3$ .

c) Nếu không có điều kiện nào trong số những điều kiện ở (3.5.6.5.2) của điều này được thỏa mãn, thì khả năng chịu tác động động đất phải được đảm bảo bởi cốt thép bố trí dọc theo cả hai phương chéo của dầm, theo các điều kiện sau (xem hình 3.6):

- Biểu thức sau đây cần được thỏa mãn.

$$V_{Ed} \leq 2 A_{si} f_{yd} \sin \alpha \quad (3.36)$$

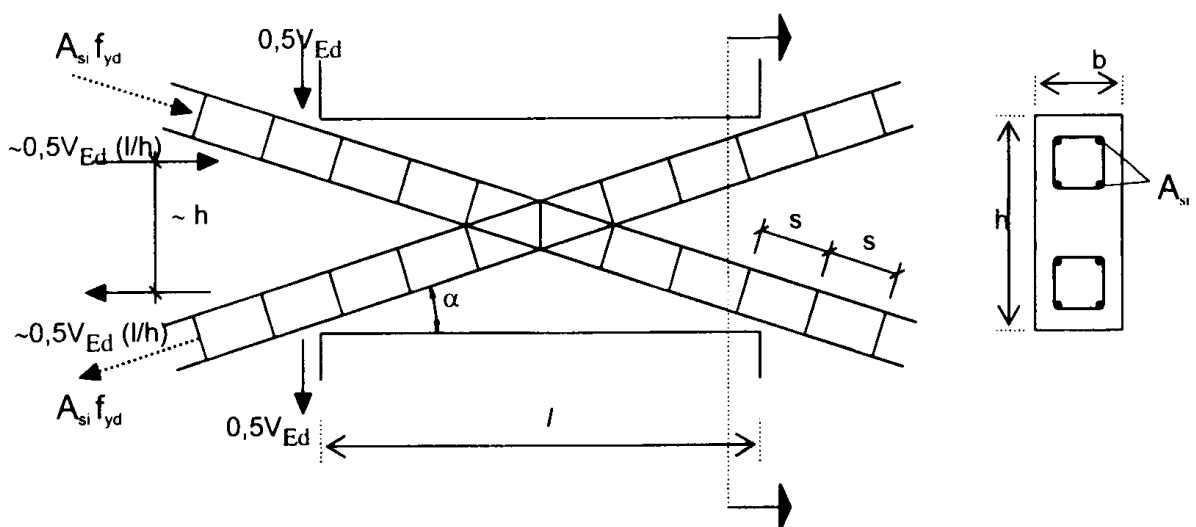
Trong đó:

$V_{Ed}$  - lực cắt thiết kế trong cấu kiện liên kết ( $V_{Ed} = 2M_{Ed}/l$ );

$A_{si}$  - tổng diện tích tiết diện của các thanh cốt thép trong từng phương chéo;

$\alpha$  - góc giữa các thanh đặt chéo và trục của dầm.

- Cốt thép đặt chéo phải được bố trí theo những cấu kiện giống cột có chiều dài cạnh ít nhất bằng  $0,5b_w$ ; chiều dài neo của cốt thép phải lớn hơn 50% chiều dài neo tính theo EN 1992-1-1:2004.



**Hình 3.6. Dầm liên kết có cốt thép đặt chéo**

- Cốt thép đai kín nên được bố trí bao quanh những cấu kiện giống cột để đảm bảo ổn định cho các thanh cốt thép dọc. Cốt thép đai kín phải thỏa mãn những yêu cầu trong 5.5.3.2.2(12).

- Cốt thép dọc và cốt thép ngang phải được bố trí theo cả hai mặt bên của dầm, thỏa mãn những yêu cầu tối thiểu đã quy định trong EN 1992-1-1:2004 cho dầm cao. Cốt thép dọc không cần neo vào hệ tường kép và chỉ cần kéo dài sâu vào trong các tường một khoảng bằng 150mm.

### 3.6. CẤU TẠO ĐẢM BẢO YÊU CẦU ĐÉO CỤC BỘ

#### 3.6.1. Các tham số cấu tạo đối với dầm

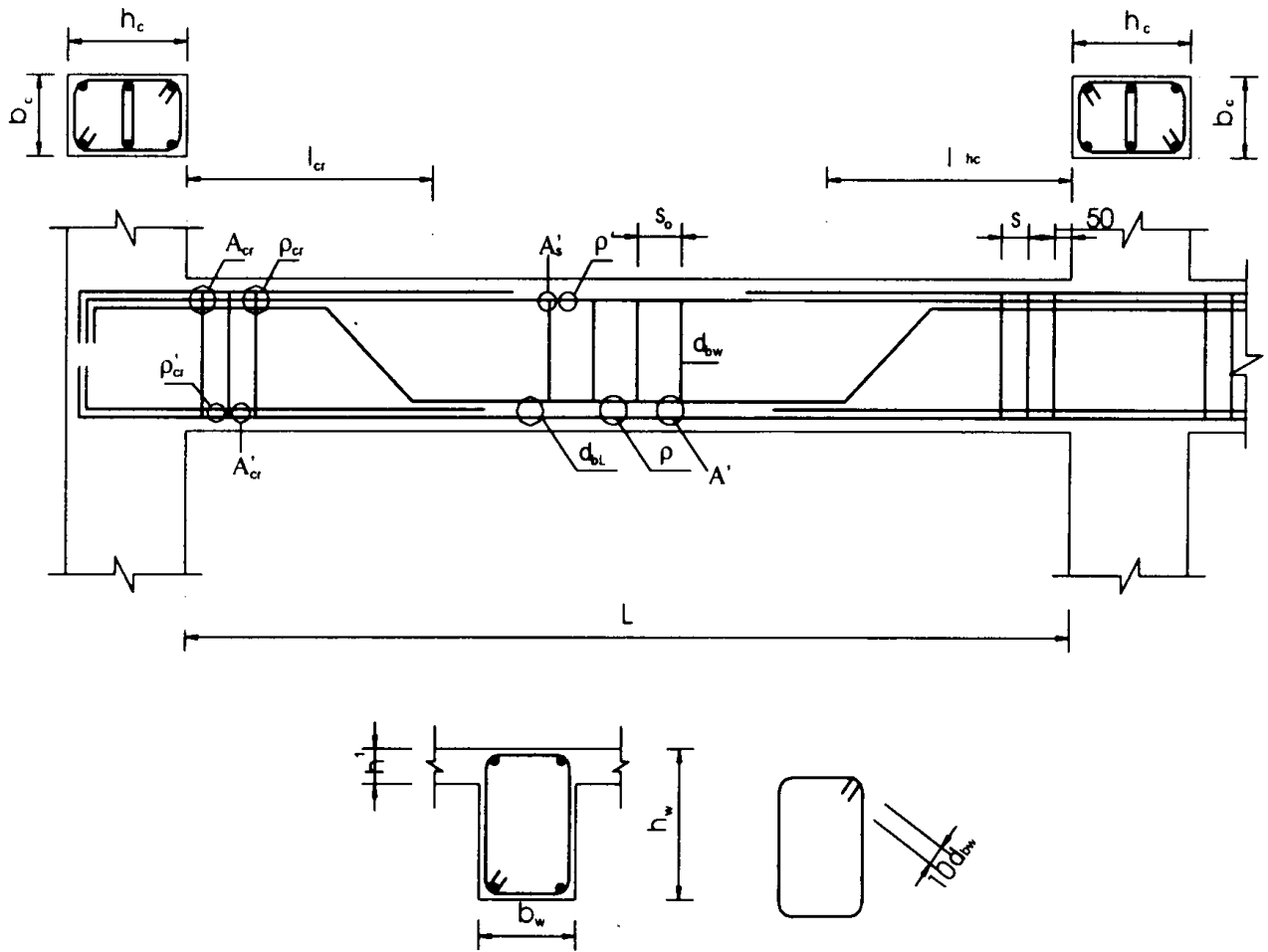
##### Các tham số cấu tạo đối với dầm theo Chương 5 TCXDVN 375:2006

(Chỉ số điều ghi trong bảng đã bỏ đi chỉ số đầu là số 5 chỉ tên chương)

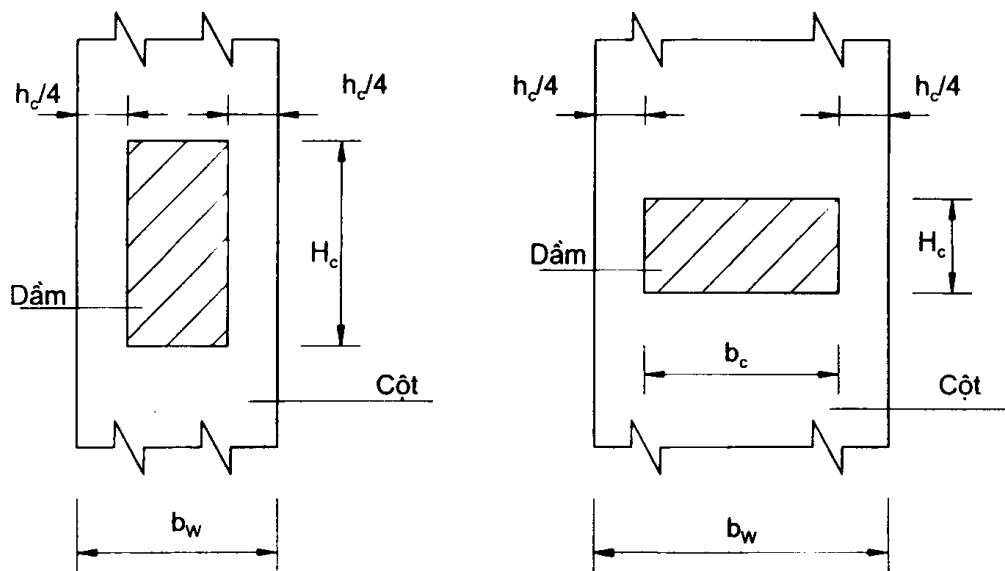
N <sup>o</sup>	Nội dung	Cấp dềo			
		Cấp dềo trung bình		Cấp dềo cao	
		Điều	Tham số	Điều	Tham số
1	2	3	4	5	6
1	Cấp độ bền bê tông, min	411(1)P	C16/20	511(1)P	C20/25
2	Loại cốt thép, min	411(3)P	B hoặc C	511(3)P	C
3	$f_{yk, 0,95}/f_{ynom}, \max$	411(3)P		511(3)P	$\leq 1,25$
4	Chiều rộng dầm, $b_w$ , min	411(3)P		5121(1)P	200 mm
5	Chiều rộng dầm, $b_w$ , max	4121(3)P	$b_c + h_w ; 2 b_c$	5121(3)P	$b_c + h_w ; 2b_c$
6	Độ lệch tâm của trục dầm so với trục cột, e, max	4121(2)	$b_c/4$	5121(4)	$b_c/4$
7	Chiều rộng hữu hiệu của dầm liên kết với cột biên, không có dầm cắt ngang, $b_{eff}, \max$	4311(3)	$b_c$	5311(3)	$b_c$ h.5.5.b
8	Chiều rộng hữu hiệu của dầm liên kết với cột biên, có dầm cắt ngang, $b_{eff}, \max$	4311(3)	$b_c + 4h_f$	5311(3)	$b_c + 4h_f$
9	Chiều rộng hữu hiệu của dầm liên kết với cột trong, không có dầm cắt ngang, $b_{eff}, \max$	4311(3)	$b_c + 4h_f$	5311(3)	$b_c + 4h_f$
10	Chiều rộng hữu hiệu của dầm liên kết với cột trong, có dầm cắt ngang, $b_{eff}, \max$	4311(3)	$b_c + 8h_f$	5311(3)	$b_c + 8h_f$

1	2	3	4	5	6
11	Chiều dài vùng tới hạn, $l_{cr}$	4312(1)P	$h_w$	5313(1)P	$1,5 h_w$
12	Chiều dài vùng tới hạn ở mỗi phía của cầu kiện thẳng đứng được chống đỡ	4312(2)	$2h_w$	5313(2)	$2 h_w$
13	Hàm lượng cốt thép trong vùng kéo, $\rho$ , max	4312(4)	$\rho + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d} f_{yd}}$	5313(4)	$\rho + \frac{0.0018 f_{cd}}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d} f_{yd}}$
14	Hàm lượng cốt thép trong vùng kéo, $\rho$ , min	4312(5)P	$0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$	5313(5)P	$0.5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$
15	Lượng cốt thép bố trí thêm tại vùng nén, $A_{scr, ad}$ , min	4312(4)	$0,5 A_{scr}$ (0,5 cốt thép tại vùng kéo)	5313(4)	$0,5 A_{scr}$ (0,5 cốt thép tại vùng kéo)
16	Số thanh thép có bám dính tốt ở mặt trên và đáy dầm, min			5313(5)P	$2d_{bL}$ 14
17	Diện tích cốt thép phía trên gối phải chạy suốt chiều dài dầm, min			5313(5)P	$0,25 A_{scr}$
18	Đường kính cốt đai trong vùng tới hạn, min	4312(6)P	6mm	5313(6)P	6 mm
19	Khoảng cách cốt đai trong vùng tới hạn	4312(6)P	$\min \left[ \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225, 8d_{bL} \right]$	5313(6)P	$\min \left[ \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 175, 6d_{bL} \right]$
20	Khoảng cách cốt đai đầu tiên đến tiết diện mút dầm, max	4312(6)P	50mm	5313(6)P	50mm
21	Hệ số dẻo khi uốn cong trong vùng tới hạn khi $T_1 \geq T_c$ , min	4312(3)P 234(3)	$2q_0 - 1$	5313(3)P 234 (3)	$2q_0 - 1$
22	Hệ số dẻo khi uốn trong vùng tới hạn khi $T_1 < T_c$ , $\mu_\phi$ min	4312(3)P 234(3)	$1+2 (q-1) \frac{T_c}{T_1}$	5313(3)P 234 (3)	$1+2 (q-1) \frac{T_c}{T_1}$
23	Giá trị thiết kế lực dọc quy đổi, $v_d$ , max	12(1)	0,1	12(1)	0,1

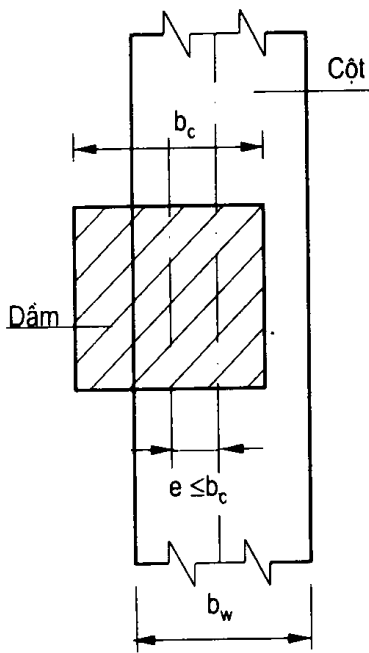




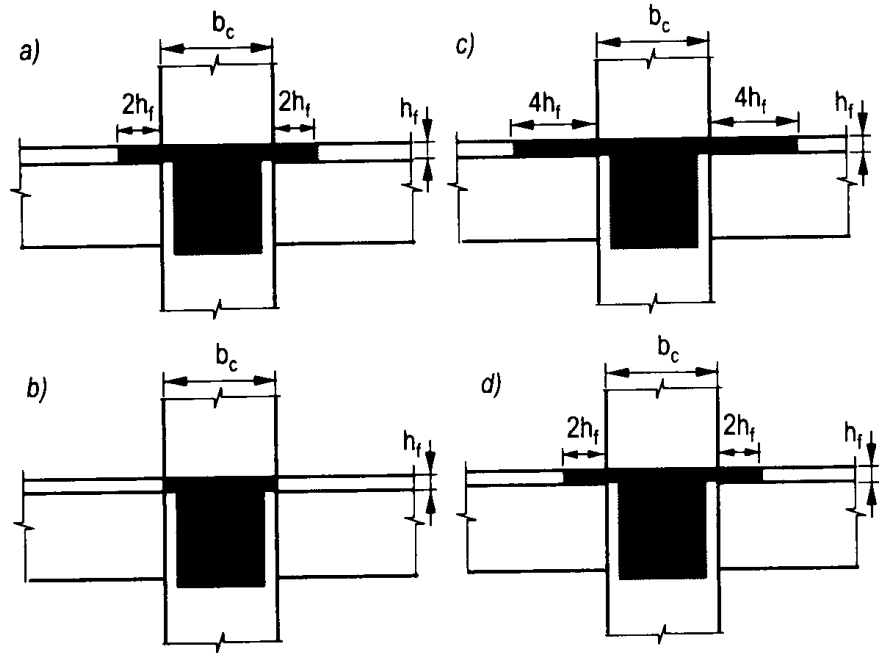
**Hình 3.7.** Cấu tạo của dầm



**Hình 3.8.** Bộ rộng lớn nhất của dầm



Hình 3.9. Độ lệch tâm giữa cột và dầm



Hình 3.10. Bề rộng hữu hiệu của cánh dầm

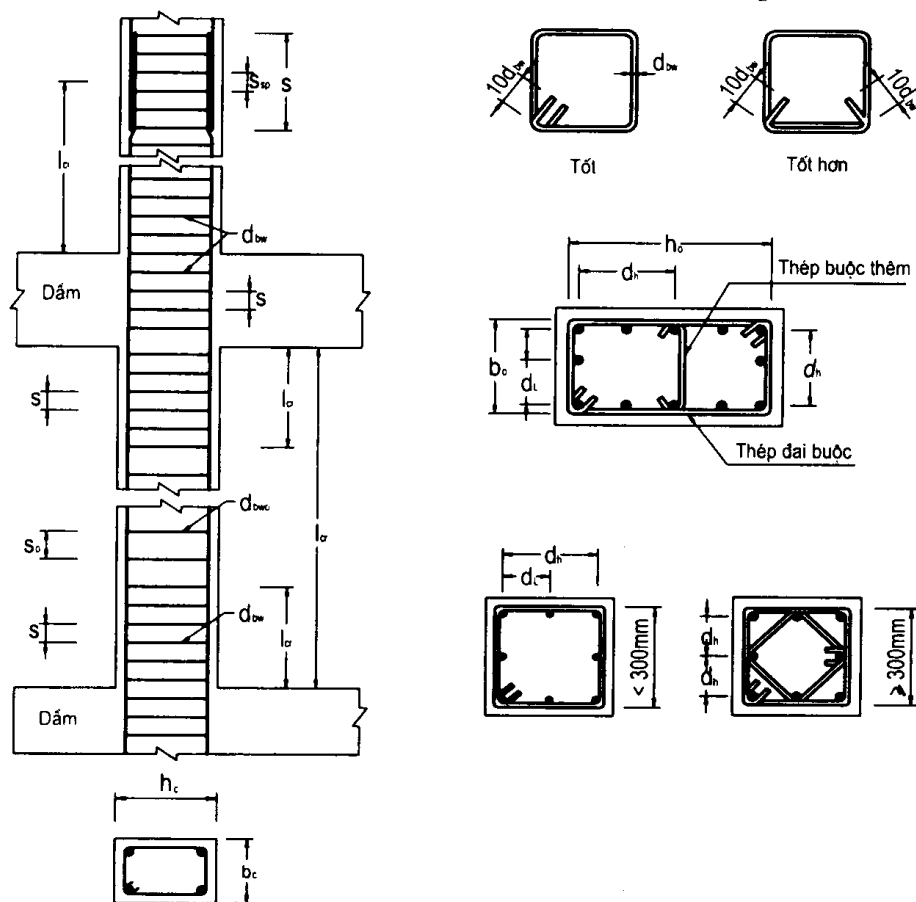
### 3.6.2. Các tham số cấu tạo đối với cột

#### Các tham số cấu tạo đối với cột theo Chương 5 TCXDVN 375 : 2006

N <sup>0</sup>	Nội dung	Cấp dầm			
		Cấp dầm trung bình		Cấp dầm cao	
		Điều	Tham số	Điều	Tham số
1	2	3	4	5	6
1	Cấp bê tông, min	411(1)P	C16/20	511(1)P	C20/25
2	Cấp cốt thép, min	411(3)P	B hoặc C	511(3)P	C
3	$f_{yk, 0,95} / f_{y nom}, \max$	-	-	511(3)P	≤ 1,25
4	Kích thước, tiết diện ngang, min	-	-	5122(1)P	250 mm
5	Kích thước tiết diện ngang, min	4122(1)	$l_c / 10$	5122(2)	$l_c / 10$
6	Giá trị thiết kế lực dọc quy đổi $v_d$ , min	12 (1)	0,1	12(1)	0,1
7	Lực dọc thiết kế quy đổi, $v_d$ , max	4321(3)P	0,65	5321(3)P	0,55
8	Chiều dài vùng tới hạn, $l_{cr}$	4322 (4)	$\max [h_c; l_{cl} / 6; 450]$	5322(4)	$\max [1,5 h_c; l_{cl} / 6; 600]$
9	Số thanh trung gian giữa các thanh ở góc dọc theo mỗi mặt, min	4322 (2)P	01 thanh	5322(2)P	01 thanh
10	Hàm lượng cốt thép dọc, $\rho_1$ , min	4322(1)P	0,01	5322(1)P	0,01
11	Hàm lượng cốt thép dọc $\rho_1$ , max	4322(1)P	0,04	5322(1)P	0,04

1	2	3	4	5	6
12	Đường kính cốt đai trong vùng tới hạn $d_{bw}$ , min	4322(10)P	6mm	5322(12)	$0,4d_{bL}, \max \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}}$
13	Khoảng cách giữa các cốt đai trong vùng tới hạn, s, max	4322(11)	$\min \left[ \frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bL} \right]$	5322(12)	$\min \left[ \frac{b_o}{3}; 125; 6d_{bL} \right]$
14	Tỷ số thể tích cơ học trong vùng tới hạn chân cột, $\omega_{wd}$ , min	4322(9)	0,08	5322(10)	0,12
15	Tỷ số thể tích cơ học trong vùng tới hạn phía trên chân cột, $\omega_{wd}$ , min	-	-	5322(10)	0,08
16	Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc cạnh nhau trong vùng tới hạn, $d_h$ , max	4322(11b)	200 mm	5322(12c)	150mm
17	Hệ số dẻo khi uốn cong, M, min Khi $T_1 \geq T_C$ Khi $T_1 < T_C$	234(3)	$2q_0 - 1$ $1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1$	234(3)	$2q_0 - 1$ $1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1$

(Chỉ số điều ghi trong bảng đã bỏ đi số đầu là số 5 chỉ tên chương)



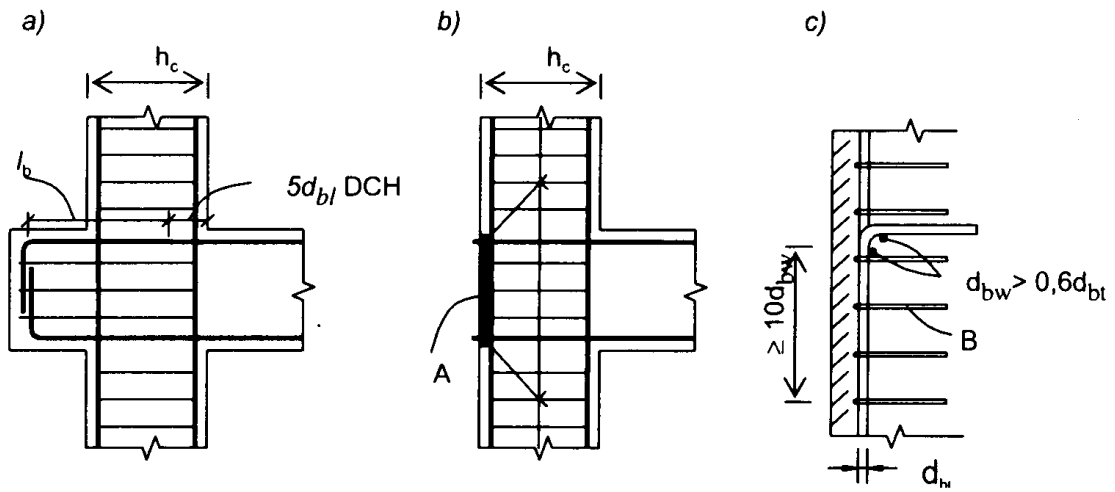
**Hình 3.11.** Cấu tạo đối với cột

### 3.6.3. Các tham số cấu tạo đối với mối nối dầm - cột

Các tham số cấu tạo đối với nút dầm - cột theo chương 5 - TCXDVN 375 : 2006

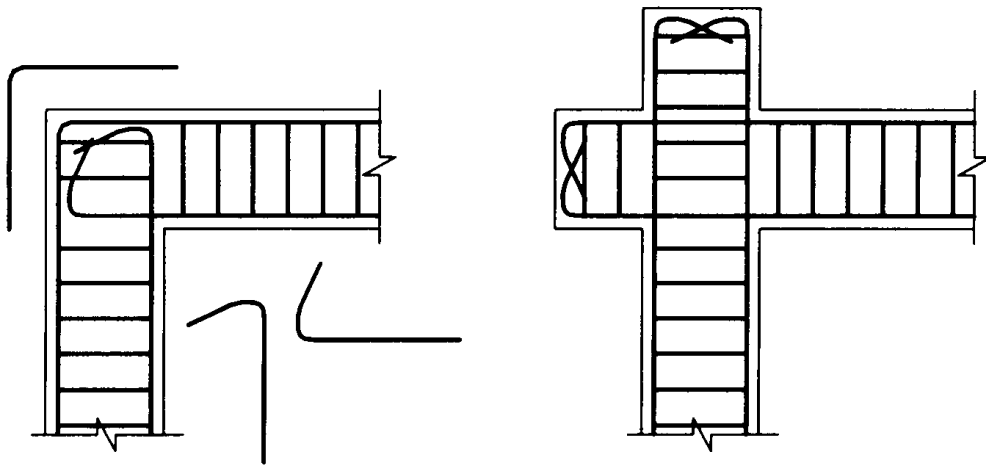
N <sup>0</sup>	Nội dung	Cấp dầm			
		Cấp dầm trung bình		Cấp dầm cao	
		Điều	Tham số	Điều	Tham số
1	Cấp bê tông, min	411(1)P	C16/20	511(1)P	C20/25
2	Cấp cường độ cốt thép, min	411(3)P	B hoặc C	511(3)P	C
3	$f_{yk, 0,95}/f_{y nom}, \max$	-	-	511(3)P	$\leq 1,25$
4	Đường kính cốt đai hạn chế biến dạng, $d_{bw}, \min$	433(1) [4322(10)P]	6mm	533(7) [5322(12)]	$0,4d_{bL}, \max \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}}$
5	Khoảng cách giữa các cốt hạn chế biến dạng, $s, \max$	433(1) [4322(11)P]	$\min \left[ \frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bL} \right]$	533(7) [5322(12)]	$\min \left[ \frac{b_o}{3}; 125; 6d_{bL} \right]$
6	Khoảng cách giữa các cốt hạn chế biến dạng nếu qui tụ từ bốn phía vào nút, $s_b, \max$	433(2)	$\min \left[ \frac{b_o}{1,5}; 150; 12d_{bL} \right]$	533(7)	$\min \left[ \frac{b_o}{1,5}; 150; 12d_{bL} \right]$
7	Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc cạnh nhau	433(11b)	200 mm	533(7)	200 mm
8	Số thanh thép trung gian giữa các thanh ở góc cột	433(3)P	01 thanh	533(9)	01 thanh
9	Giá trị thiết kế lực dọc qui đổi, $v_d, \max$	4321(3)P	0,65	5321(3)P	0,55
10	Tỷ số thể tích cơ học $\omega_{wd}$ nhân với hệ số hữu hiệu hạn chế biến dạng $\alpha$ , $\alpha\omega_{wd}, \min$	433(1) [4322(8)]	$30\mu_\phi v_d \epsilon_{sy},$ $d \frac{b_c}{b_o} - 0,035$	533(7) [4322(8)]	$30\mu_\phi v_d \epsilon_{sy},$ $d \frac{b_c}{b_o} - 0,035$
11	Hệ số dầm khi uốn cong, $\mu_\phi, \min$ Khi $T_1 \geq T_C$ Khi $T_1 < T_C$	234(3)	$2q_0 - 1$ $1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1$	234(3)	$2q_0 - 1$ $1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1$

(Chỉ số điều ghi trong bảng đã bỏ đi số đầu là số 5 chỉ tên chương)



A - Bản neo; B - Cốt thép đai bao quanh cốt thép cột.

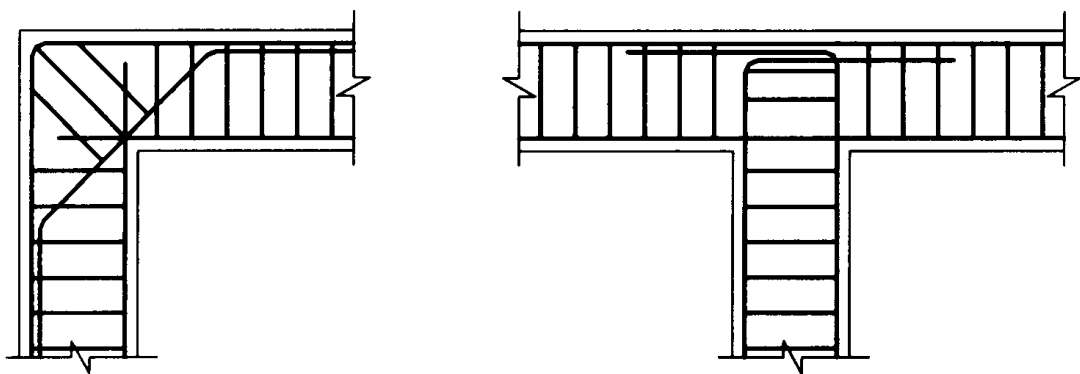
**Hình 3.12.** Biện pháp neo bổ sung trong nút dầm - cột biên



(1) Cấu tạo nút khung đơn giản

(2) Nút khung có đầu thừa

**Hình 3.13.** Cấu tạo nút có dạng chữ L

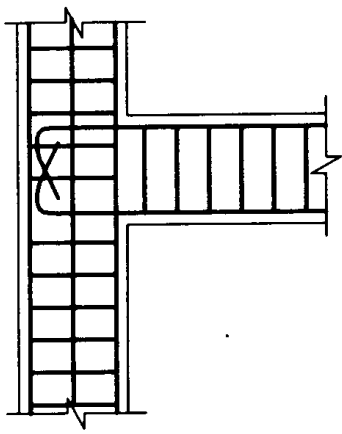


(3) Nút khung đặt cốt đai nghiêng

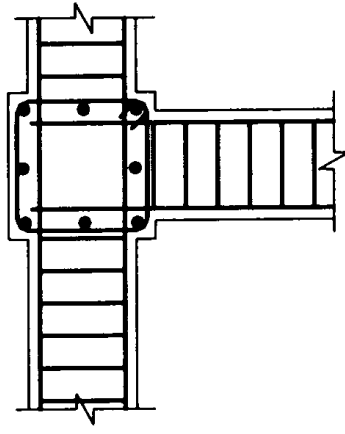
(4) Cấu tạo điển hình

**Hình 3.14.** Cấu tạo nút có dạng chữ L  
(tiếp)

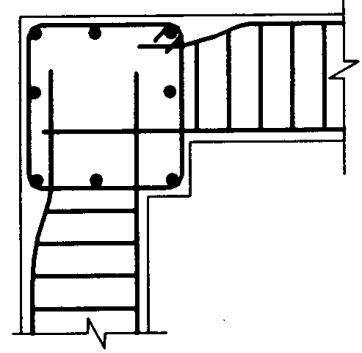
**Hình 3.15.** Cấu tạo nút có dạng chữ T



(5) Cấu tạo điển hình

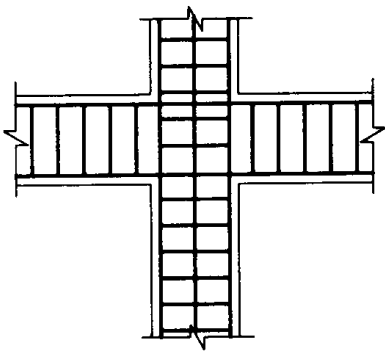


(6) Giằng tốt

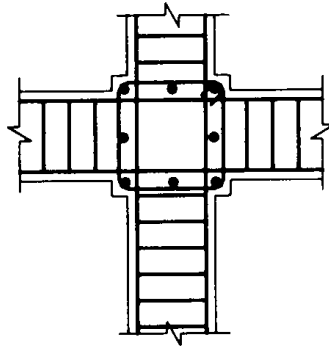


(7) Giằng không tốt

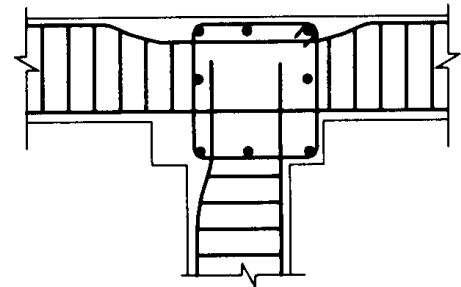
**Hình 3.16. Cấu tạo nút có dạng chữ T**



(8) Cấu tạo điển hình

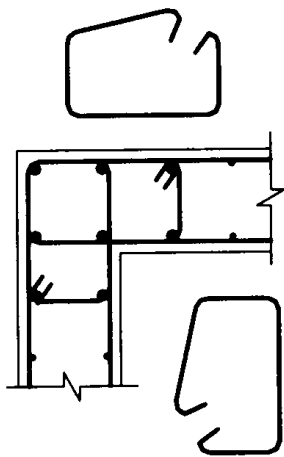


(9) Giằng tốt

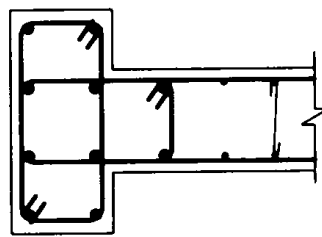


(10) Giằng không tốt

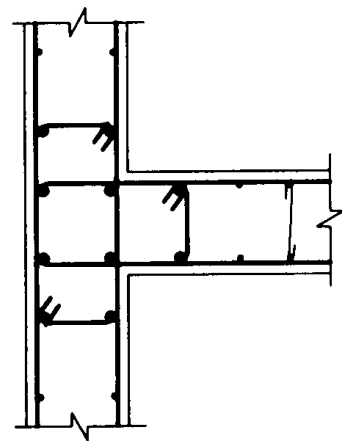
**Hình 3.17. Cấu tạo nút có dạng dấu +**



(a)



(b)



(c)

**Hình 3.18. Cấu tạo mối nối giữa các tường**

### 3.6.4. Các tham số cấu tạo đối với tường cứng

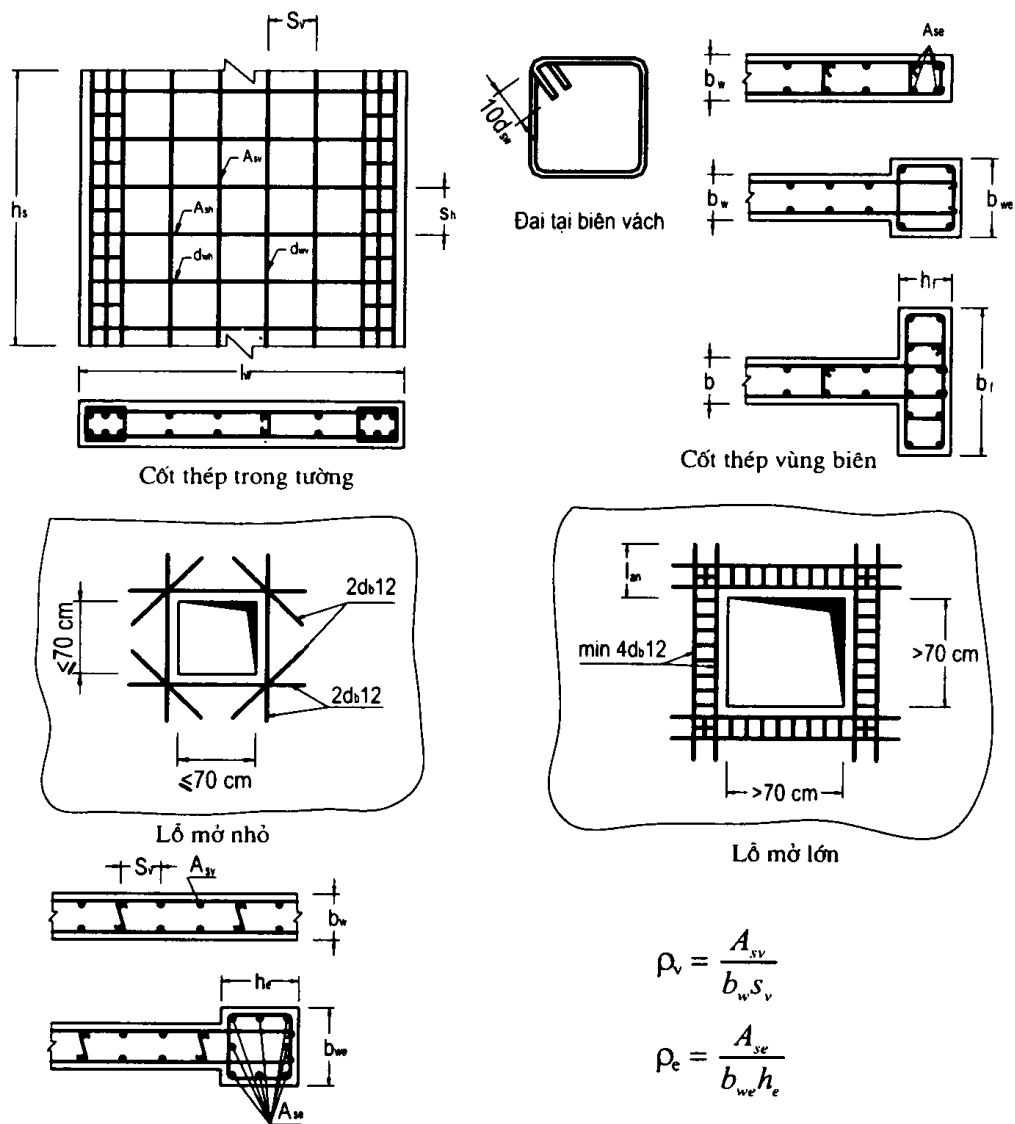
#### Các tham số cấu tạo đối với tường cứng theo chương 5 - TCXDVN 375:2006

(Số hiệu điều chỉnh ghi trong bảng đã bỏ đi số đầu là số 5 chỉ tên chương)

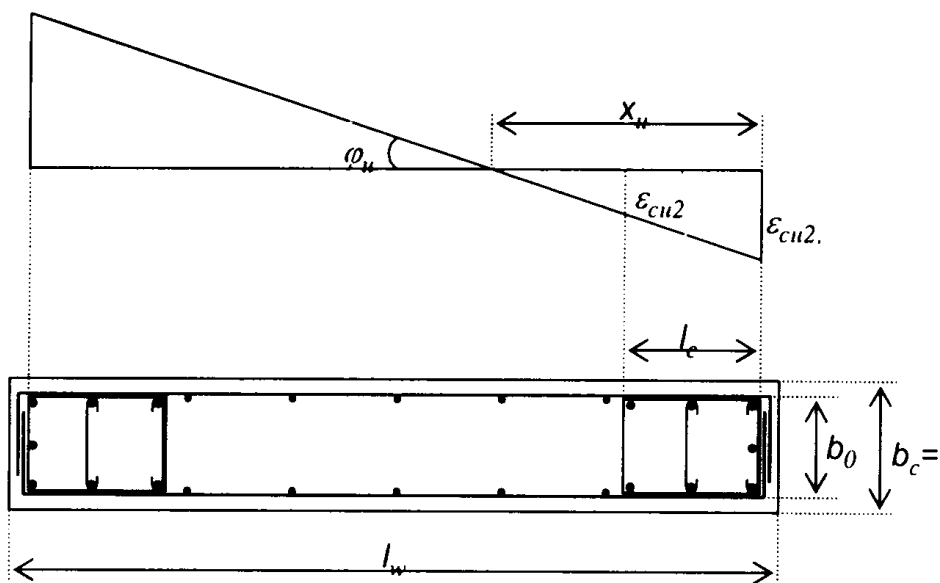
N <sup>0</sup>	Nội dung	Cấp dẻo			
		Cấp dẻo trung bình		Cấp dẻo cao	
		Điều	Tham số	Điều	Tham số
1	2	3	4	5	6
1	Cấp bê tông, min	411(1)P	C16/20	511(1)P	C20/25
2	Cấp cường độ cốt thép, min	411(3)P	B hoặc C	511(3)P	C
3	$f_{yk} / 0,95 / f_{y\ nom, \ max}$	-	-	511(3)P	$\leq 1,25$
4	Bề dày phần bụng tường, $b_{wo}$ , min	4123(1)	$\max \left[ 150; \frac{h_s}{20} \right]$	5123(2)	$\max \left[ 150; \frac{h_s}{20} \right]$
5	Chiều rộng hữu hiệu phần cánh ở mỗi phía của phần bụng, $b_{ef}$ , max	4341(4)	$\frac{1}{2} b_{cl}, \frac{1}{4} h_{wk}$	-	-
6	Tỷ số kích thước tiết diện tường, $l_w / b_w$ , min	12(1)	4	12(1)	4
7	Chiều cao vùng tới hạn phía trên chân tường, $h_{cr}$	4342(1)	$\max \left[ l_w; \frac{h_w}{6} \right]$	5345(1)	$\max \left[ l_w; \frac{h_w}{6} \right]$
8	Chiều cao vùng tới hạn phía trên chân tường, $h_{cr}$	4342(1)	$\leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ với } n \leq 6 \text{ tầng} \\ 2h_s \text{ với } n \geq 7 \text{ tầng} \end{cases}$	5345(1)	$\leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s \text{ với } n \leq 6 \text{ tầng} \\ 2h_s \text{ với } n \geq 7 \text{ tầng} \end{cases}$
9	Chiều dài phần biên tường có cốt thép hạn chế biến dạng, $l_c$ , min	4342(6)	$0,15l_w; 1,5b_w$	5345(6)	$0,15l_w; 1,5b_w$
10	Chiều dài phần biên tường có cốt thép hạn chế biến dạng theo tính toán, $l_c$	4342(6)	$x_n \left( 1 - \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2,c}} \right)$	5345(6)	$x_n \left( 1 - \frac{\epsilon_{cu2}}{\epsilon_{cu2,c}} \right)$
11	Cốt đai hạn chế biến dạng không yêu cầu bố trí tại phần biên tường, khi phần cánh tường có kích thước $l_f, b_f$	4342(7)	$l_f > h_s/5$ $b_f \geq h_s/15$	-	-
12	Bề dày của tiết diện tường $b_w$ , min khi - $l_c \geq \max \{ 2 b_w; 0,2 l_w \}$ - $l_c < \max \{ 2 b_w; 0,2 l_w \}$	4342(10)	$\max (200\text{mm}; h_s/10)$ $\max (200\text{mm}; h_s/15)$	5345(8)	$\max (200\text{mm}; h_s/10)$ $\max (200\text{mm}; h_s/15)$
13	Hàm lượng cốt thép dọc trong vùng biên tường, $\rho_c$ , min	4342(8)	0,005	5345(7)	0,005

1	2	3	4	5	6
14	Đường kính cốt đai trong vùng biên, $d_{bw}$ , min	4322(10) P	6mm	5322(12)	$\max \left\{ \begin{array}{l} 6\text{mm} \\ 0,4d_{bL\max} \\ \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydw}}} \end{array} \right\}$
15	Khoảng cách giữa các cốt đai trong vùng biên, $s$ , max	4322(11)	$\min \left\{ \frac{b_o}{2}, 175; 8d_{bL} \right\}$	5322(12)	$\min \left\{ \frac{b_o}{2}, 125; 6d_{bL} \right\}$
16	Tỷ số thể tích cơ học, $\omega_{wd}$ , min	4342(9) 4322(9)	0,8	5345(10) 5322(10)	0,12
17	Hàm lượng cốt thép ở phần bụng tường, $\rho_h, \rho_v$ , min	-	-	5354(13)p	0,002
18	Đường kính cốt thép ở phần bụng tường, $d_{wh}, d_{wv}$ , min	-	-	5354(15)	8mm
19	Đường kính cốt thép ở phần bụng tường, $d_{wh}, d_{wv}$ , max	-	-	5345(15)	$\frac{b_{w0}}{8}$
20	Khoảng cách cốt thép ở phần bụng tường, $s_h, s_v$ , max	-	-	5345(15)	$\min \{ 250; 25d_{wh}, 25d_{wv} \}$
21	Giá trị thiết kế của lực dọc quy đổi, $v_d$ , max	4341(2)	0,4	5341(2)	0,35
22	Hệ số dẻo khi uốn trong vùng tới hạn, $\mu_\phi$ , min Khi $T_1 \geq T_c$ $T_1 < T_c$	4342(2) 234(3)	$2q_o \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1$ $2 \left( q_o \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) \frac{T_c}{T_1} + 1$	5345(2) 234(3)	$2q_o \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1$ $2 \left( q_o \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) \frac{T_c}{T_1} + 1$
23	Cốt thép đặt chéo trong dầm liên kết được bố trí theo những cấu kiện giống cột, có chiều dài cạnh, min	-	-	535(3b)	$0,5b_w$
24	Cốt thép đai kín nên được bố trí quanh các cấu kiện giống cột.	-	-	535(3c)	Giống 14, 15
25	Chiều dài neo của cốt thép dọc vào hệ tường kép, min	-	-	535(3d)	150mm

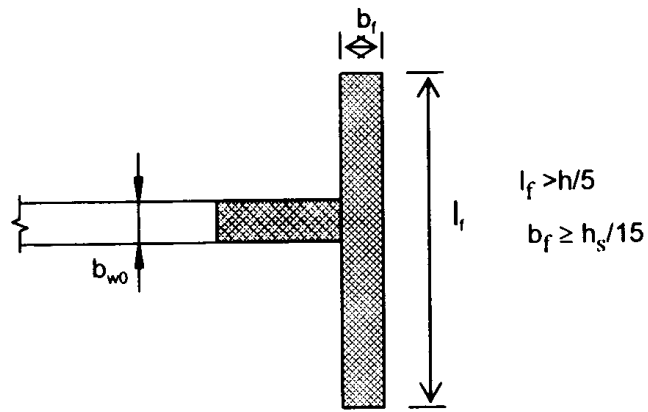




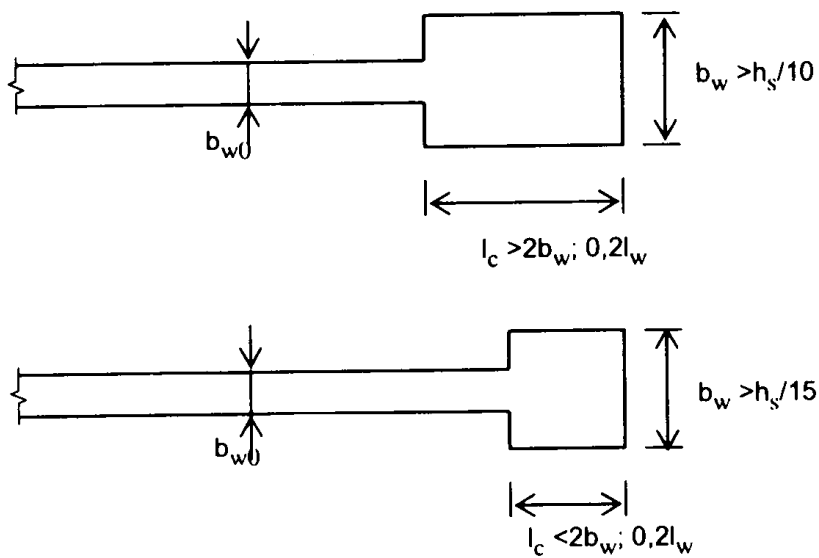
Hình 3.19. Cấu tạo tường cứng



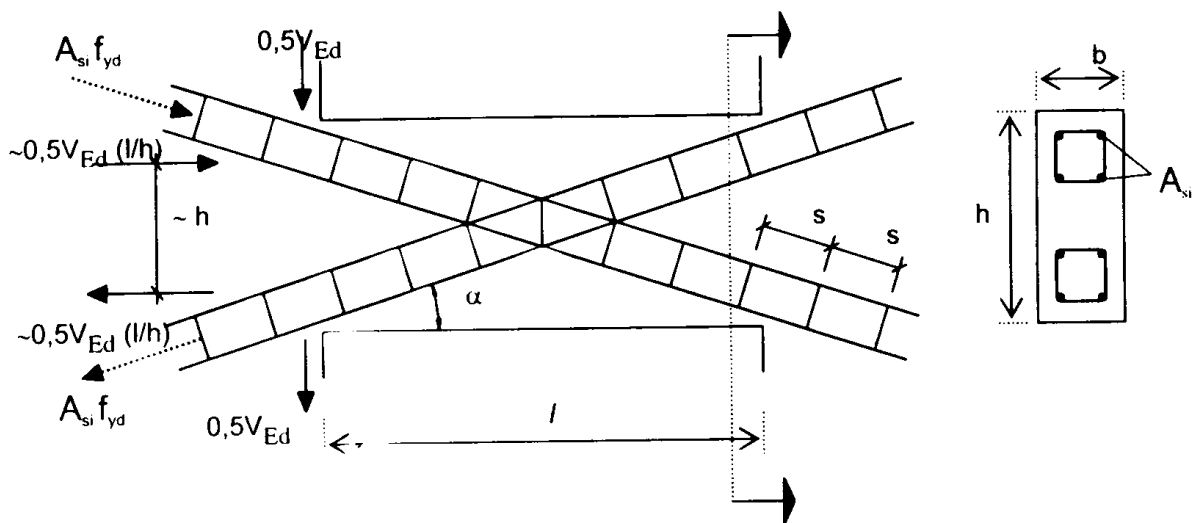
Hình 3.20. Các phần biên tường có cốt đai hạn chế biến dạng  
(Hình trên: ứng suất ở trạng thái cực hạn khi uốn; Hình dưới: Tiết diện ngang của tường)



**Hình 3.21.** Phân biên tường không cần bó khi đầu mút tường có cánh nằm ngang rộng



**Hình 3.22.** Bề dày tối thiểu của phân biên tường bị hạn chế biến dạng



**Hình 3.23.** Dầm liên kết có cốt thép đặt chéo

### 3.6.5. Các tham số cấu tạo đối với cấu kiện đúc sẵn

Các tham số cấu tạo đối với kết cấu đúc sẵn theo chương 5 - TCXDVN 375 : 2006

(Số liệu điều ghi trong bảng đã bỏ đi số đầu là số 5 chỉ tên chương)

N <sup>0</sup>	Nội dung	Cấp dẽo			
		Cấp dẽo trung bình		Cấp dẽo cao	
		Điều	Tham số	Điều	Tham số
1	Cấp bê tông, min	411(1)P	C16/20	511(1)P	C20/25
2	Cấp cường độ cốt thép, min	411(3)P	B hoặc C	511(3)P	C
3	Cấp dẽo của hệ ô tường, kiến nghị	11132(3)	Cấp dẽo trung bình	11132(3)	Cấp dẽo trung bình
4	Giá trị hệ số ứng xử, $q_p$	1114(1)	$k_{p,q}$	1114 (1)	$k_{p,q}$
5	Hệ số giảm $k_p$ - Khi cấp dẽo trung bình hoặc cao - Khi cấp dẽo thấp	1114(1)	1,0  0,5	1114(1)	1,0  0,5
6	Tác động động đất tạm thời trong quá trình dựng lắp. $A_p$	1115(2)	0,3 $A_E$	1115(2)	0,3 $A_E$
7	Hàm lượng cốt thép trong tường Panen tấm lớn - Phân thẳng đứng, $S_v$ , min - Phân nằm ngang, $s_h$ , min	1134(1) EN 1992-1-1	0,002 0,001	1134(1) EN 1992-1-1	0,002 0,001
8	Hàm lượng cốt thép cần được bố trí cắt ngang qua mối nối Mối nối hoàn toàn chịu nén Mối nối vừa chịu nén vừa chịu kéo	1134(7)	0,001 0,0025	1134(7)	0,001 0,0025
9	Chiều dày lớp bê tông đổ bù - Nhịp giữa các gối đỡ nhỏ hơn 8m - Nhịp giữa các gối đỡ dài hơn 8m	1135(3)	40 mm 50 mm	1135(3)	40 mm 50 mm
10	Hệ số độ bền dư dọc theo mối nối bản sàn với bản sàn hoặc bản sàn với dầm $\gamma_{Rad}$	1135(6)	1,30	1135(6)	1,30

### 3.6.6. Các tham số cấu tạo đối với neo và mối nối

#### Các tham số cấu tạo đối với neo và mối nối theo chương 5 - TCXDVN 375:2006

(Số liệu điều ghi trong bảng đã bỏ đi số đầu là số 5 chỉ tên chương)

N <sup>0</sup>	Nội dung	Cấp dèo			
		Cấp dèo trung bình		Cấp dèo cao	
		Điều	Tham số	Điều	Tham số
1	Cấp bê tông, min	411(1)P	C16/20	511(1)P	C20/25
2	Cấp cường độ cốt thép, min	411(3)P	B hoặc C	511(3)P	C
3	Hệ số kể đến cấp dèo kết cấu, $k_D$	622(2)P	2/3	622(2)P	1
4	Hệ số kể đến tính thiếu tin cậy của mô hình tính toán về giá trị thiết kế của khả năng chịu lực, $\gamma_{Rd}$	622(2)P	1,0	622(2)P	1,2
5	Chiều dài neo trong tình huống lực dọc trong cột là lực kéo, $L_{can}$	621(2)P	$1,5 L_{an}$	621(2)P	$1,5 L_{an}$
6	Đường kính $d_{bL}$ của các thanh cốt thép dọc của dầm kéo qua nút dầm - cột chia cho chiều rộng tiết diện cột $h_c$ - Nút dầm - cột trong - Nút dầm - cột biên	622(2)P	$\geq \frac{7,5f_{ctm}}{\gamma_{Rd}f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \frac{\rho'}{\rho_{max}}}$ $\geq \frac{7,5f_{ctm}}{\gamma_{Rd}f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d)$	622(2)P	$\geq \frac{7,5f_{ctm}}{\gamma_{Rd}f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \frac{\rho'}{\rho_{max}}}$ $\geq \frac{7,5f_{ctm}}{\gamma_{Rd}f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d)$
7	Chiều dài các thanh cốt thép ở phía trên hoặc đáy dầm kéo qua nút trong phải được cắt một khoảng không nhỏ hơn	622(4)P	$l_{cr}$	622(4)P	$l_{cr}$
8	Khoảng cách giữa các thanh cốt thép ngang trong đoạn nối chồng, s, max	63(3)P	$\min \left[ \frac{h}{4}; 100\text{mm} \right]$	63(3)P	$\min \left[ \frac{h}{4}; 100\text{mm} \right]$
9	Diện tích cốt thép ngang trong phạm vi đoạn nối chồng cốt thép dọc của cột hoặc của cốt thép dọc các phân đầu tường $A_{st}$	63(4)	$S \frac{d_{bL}}{50} \frac{f_{yLd}}{f_{ywd}}$	63(4)	$S \frac{d_{bL}}{50} \frac{f_{yLd}}{f_{ywd}}$

### 3.6.7. Các kí hiệu dùng trong phần hướng dẫn cấu tạo

$f_{yk\ 0,95}$	Giá trị của giới hạn chảy thực tế của cốt thép
$f_{y\ nom}$	Giá trị giới hạn chảy danh nghĩa của cốt thép
$v_d$	Giá trị thiết kế lực dọc quy đổi
$l_{cr}$	Chiều dài vùng tới hạn
$\rho_l$	Hàm lượng cốt thép dọc
$d_{bw}$	Đường kính cốt đai trong vùng tới hạn
$d_{bwo}$	Đường kính cốt đai trong vùng không tới hạn
$d_{bL}$	Đường kính nhỏ nhất của các thanh cốt thép dọc
$d_{wh}$	Đường kính cốt thép dọc trong vùng bụng tường theo phương ngang
$d_{wv}$	Đường kính cốt thép dọc trong vùng bụng tường theo phương đứng
$f_{ydL}$	Giá trị thiết kế của giới hạn chảy của cốt thép dọc
$f_{ydw}$	Giá trị thiết kế của giới hạn chảy của cốt thép ngang
$s$	Khoảng cách giữa các cốt đai trong vùng tới hạn
$s_o$	Khoảng cách giữa các cốt đai trong vùng không tới hạn
$s_b$	Khoảng cách giữa các cốt hạn chế biến dạng nếu quy tụ từ bốn phía vào nút
$S_v$	Hàm lượng cốt thép phân thẳng đứng nhỏ nhất trong tường tấm lớn
$S_h$	Hàm lượng cốt thép phân nằm ngang nhỏ nhất trong tường tấm lớn
$\omega_{wd}$	Tỷ số thể tích cơ học trong vùng tới hạn chân cột
$d_h$	Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc cạnh nhau trong vùng tới hạn
$\mu_\phi$	Hệ số dẻo khi uốn cong của vật liệu
$b_0$	Chiều rộng của phần lõi có cốt đai hạn chế biến dạng trong cột hoặc trong phần biên của tường (tính tới đường tâm của cốt thép đai)
$b_c$	Kích thước tiết diện ngang của cột
$b_{w0}$	Bề dày phần bụng tường
$b_{ef}$	Chiều rộng hữu hiệu phân cánh ở mỗi phía của phần bụng
$b_w$	Bề dày của phần có cốt đai hạn chế biến dạng của tiết diện tường, hoặc chiều rộng bụng dầm
$b_f$	Bề dày cánh tường
$b_{eff}$	Chiều rộng hữu hiệu của dầm liên kết với cột biên, không có dầm cắt ngang
$q_0$	Giá trị cơ bản của hệ số ứng xử
$T_1$	Chu kỳ cơ bản của công trình theo phương đang xét
$T_C$	Chu kỳ ứng với giới hạn trên của đoạn có gia tốc không đổi của phổ đàn hồi
$h_c$	Chiều cao tiết diện ngang của cột theo phương đang xét
$h_{cr}$	Chiều cao vùng tới hạn phía trên chân tường
$h_s$	Chiều cao thông thủy của tầng

$h_w$	Chiều cao tường hoặc chiều cao tiết diện ngang của dầm
$h_f$	Bề dày cánh
$\alpha$	Hệ số hiệu ứng hạn chế biến dạng, góc giữa các thanh thép đặt chéo và trục của dầm liên kết
$q_p$	Giá trị hệ số ứng xử đối với cấu kiện đúc sẵn
$k_p$	Hệ số giảm đối với cấu kiện đúc sẵn
$A_p$	Tác động động đất tạm thời trong quá trình dựng lắp
$S_v$	Hàm lượng cốt thép phân thẳng đứng nhỏ nhất trong tường tấm lớn
$S_h$	Hàm lượng cốt thép phân nằm ngang nhỏ nhất trong tường tấm lớn
$\gamma_{Rad}$	Hệ số độ bền dư dọc theo mối nối bản sàn với bản sàn hoặc bản sàn với dầm
$k_D$	Hệ số kể đến cấp dể kết cấu
$\gamma_{Rd}$	Hệ số kể đến tính thiếu tin cậy của mô hình tính toán về giá trị thiết kế của khả năng chịu lực
$L_{can}$	Chiều dài neo trong tình huống lực dọc trong cột là lực kéo
$f_{ctm}$	Giá trị trung bình của cường độ chịu kéo của bê tông
$f_{yd}$	Giá trị thiết kế của giới hạn chảy của cốt thép
$\rho'$	Hàm lượng cốt thép chịu nén của các thanh cốt thép kéo qua nút
$\rho_{max}$	Hàm lượng cho phép lớn nhất của cốt thép chịu kéo
$\rho_c$	Hàm lượng cốt thép dọc trong vùng biên tường
$\rho_h$	Hàm lượng cốt thép dọc trong vùng bụng tường theo phương ngang
$\rho_v$	Hàm lượng cốt thép dọc trong vùng bụng tường theo phương đứng
$\rho$	Hàm lượng cốt thép chịu kéo
$l_w$	Chiều dài tiết diện ngang của tường
$l_c$	Chiều rộng phân biên tường có cốt thép hạn chế biến dạng
$l_f$	Chiều rộng cánh tường
$e$	Độ lệch tâm của trục dầm so với trục cột
$\epsilon_{sy,d}$	Giá trị thiết kế của biến dạng thép tại điểm chảy dẻo
$\epsilon_{cu2}$	Biến dạng cực hạn của bê tông có cốt đai hạn chế biến dạng
$M_{Ed}$	Mômen uốn thiết kế lấy từ kết quả phân tích kết cấu
$M_{Rd}$	Khả năng chịu uốn thiết kế.
$A_{scr,ad}$	Lượng cốt thép bố trí thêm tại vùng nén
$A_{scr}$	Lượng cốt thép tại vùng kéo
$x_u$	Vùng nén có cốt đai hạn chế biến dạng

## Chương 4

# THIẾT KẾ NỀN MÓNG

### 4.1. YÊU CẦU ĐỐI VỚI LỰA CHỌN VỊ TRÍ XÂY DỰNG VÀ KHẢO SÁT ĐẤT NỀN

#### 4.1.1. Tổng quát

Công tác khảo sát đất nền cho công trình xây dựng trong vùng có động đất phải tuân theo các nguyên tắc chung của khảo sát như đối với vùng không có động đất qui định trong EN 1997-1:2004 và các qui định của điều 4.2 phần 2.

Không cần thực hiện các khảo sát phục vụ thiết kế chống động đất cho các trường hợp sau:

- a) Công trình có tầm quan trọng cấp IV;
- b) Khu vực xây dựng công trình có động đất rất yếu (gia tốc nền thiết kế  $a_g$  trên nền loại A không vượt quá 0,04g.

4.1.2. Khi lựa chọn vị trí xây dựng công trình trong vùng có động đất cần đánh giá các yếu tố bất lợi cho công trình do động đất gây ra, bao gồm:

- a) Nguy cơ xảy ra phá hoại đất nền do hoạt động của đứt gãy;
- b) Mất ổn định mái dốc;
- c) Hóa lỏng đất;
- d) Nén chặt đất dẫn đến biến dạng của đất nền.

#### 4.1.3. Khảo sát địa kỹ thuật

4.1.3.1. Khảo sát địa kỹ thuật được chia thành 2 giai đoạn: Khảo sát sơ bộ và khảo sát kỹ thuật.

Giai đoạn khảo sát sơ bộ được thực hiện để đánh giá sự thích hợp của vị trí xây dựng đối với công trình và phát hiện các yếu tố có ảnh hưởng lớn đến sự làm việc của công trình.

Giai đoạn khảo sát chi tiết được thực hiện để thu thập các số liệu phục vụ thiết kế và thi công các hạng mục tạm thời và lâu dài.

4.1.3.2. Kết quả khảo sát địa kỹ thuật phục vụ xây dựng công trình trong vùng có động đất phải cung cấp đủ các số liệu để phân loại nền. Để đáp ứng yêu cầu này cần thực hiện các thí nghiệm:

- a) Xuyên tiêu chuẩn SPT;
- b) Xuyên tĩnh CPT (có thể bao gồm việc đo áp lực nước lỗ rỗng);
- c) Đo tốc độ truyền sóng cắt;
- d) Quan trắc mực nước ngầm;
- e) Xác định thành phần hạt của đất.

**Ghi chú:**

- Thí nghiệm SPT được thực hiện theo tiêu chuẩn TCXD 226:1999 - Đất xây dựng – Phương pháp xuyên động lấy mẫu

- Thí nghiệm CPT được thực hiện theo TCXD 174: 1989: Đất xây dựng– Phương pháp thí nghiệm xuyên tĩnh;

- Thí nghiệm hiện trường để xác định mặt cắt vận tốc sóng cắt nên thực hiện cho công trình quan trọng nằm trong vùng động đất mạnh và điều kiện địa chất phức tạp. Đối với các trường hợp còn lại có thể sử dụng tương quan thực nghiệm giữa vận tốc sóng cắt và các đặc trưng địa kỹ thuật khác.

**4.1.3.3.** Vận tốc sóng cắt  $V_s$  có thể được xác định bằng thí nghiệm hiện trường (địa chấn 1 lỗ khoan, địa chấn 2 lỗ khoan, xuyên côn địa chấn, v.v.) hoặc bằng thí nghiệm trong phòng.

**4.1.3.4.** Trong giai đoạn khảo sát sơ bộ cho các kết cấu quan trọng, trên cùng đơn nguyên địa chất có diện tích lớn thì thực hiện thí nghiệm đo vận tốc sóng cắt trong khoảng 1/5÷1/3 số lỗ khoan thăm dò.

Trong giai đoạn khảo sát kỹ thuật, số hố khoan để đo vận tốc sóng cắt cho từng kết cấu đơn lẻ không nhỏ hơn 2. Khi công trình gồm nhiều kết cấu bố trí trên cùng đơn nguyên địa chất và trên diện tích tương đối nhỏ thì có thể giảm số lượng thí nghiệm nhưng không ít hơn 1 thí nghiệm đo vận tốc sóng cắt cho mỗi kết cấu.

**4.1.3.5.** Đối với các công trình có tầm quan trọng cấp II và III, có thể sử dụng một số giá trị đặc trưng của vận tốc sóng cắt trong bảng 4.1.

**Bảng 4.1** Giá trị đặc trưng của  $V_s$  và  $\gamma$

Loại đất		$V_s$ (m/s)	$\gamma$ (g/cm <sup>3</sup> )
Đất	Sét	80÷160	1.3÷1.7
	Cát	60÷200	1.6÷2.0
	Cuội sỏi	250÷350	1.8÷2.1
Đá	Sét kết	600 ÷1000	2.2÷2.6
	Cát kết	700÷2000	2.5÷2.7
	Granit	2100÷3300	2.6÷2.8
	Basalt	2500÷3800	2.8÷3.0
Bê tông		1960	2.3



**4.1.3.6.** Có thể tham khảo một số tương quan giữa vận tốc sóng cắt với chỉ tiêu thí nghiệm hiện trường và trong phòng để đánh giá vận tốc sóng cắt:

a) *Quan hệ giữa số búa SPT và  $V_s$*

Tương quan của Yoshida (1988):

$$V_s = C(\gamma z)^{0.14} N(60)^{0.25} \text{ m/s} \quad (4.1)$$

Trong đó:

$\gamma z$  - ứng suất do cột đất theo phương thẳng đứng,  $\text{kN/m}^3$ ;

$N_1(60)$  - số búa SPT đã hiệu chỉnh theo công thức (4.13), búa/30 cm;

C - hệ số phụ thuộc vào loại đất (bảng 4.2).

**Bảng 4.2** Giá trị đặc trưng của C (công thức 4.1a)

Loại đất	Cát mịn	25% sạn sỏi	50% sạn sỏi	Đất nói chung
C	49	56	60	55

• Tương quan của Ohta và Goto (1978) và Seed (1986):

$$V_s = CN_1(60)^{0.17} z^{0.2} F_1 F_2 \text{ m/s} \quad (4.2)$$

Trong đó:

C - hằng số thực nghiệm, lấy bằng 68.5;

z - độ sâu thí nghiệm SPT, m;

$F_1$  - hệ số phụ thuộc vào tuổi của đất:

$F_1 = 1$  cho đất thuộc kỷ Holocene (10000 năm gần đây);

$F_1 = 1.3$  cho đất thuộc kỷ Pleistocene (600000 năm);

$F_2$  - hệ số phụ thuộc vào loại đất, lấy theo bảng 4.3.

**Bảng 4.3.** Giá trị đặc trưng của hệ số  $F_2$

Loại đất	Sét	Cát mịn	Cát hạt trung	Cát hạt thô	Cát lẫn cuội sỏi	Cuội sỏi
$F_2$	1.0	1.07	1.09	1.11	1.15	1.45

b) *Quan hệ giữa  $V_s$  và một số chỉ tiêu thí nghiệm trong phòng:*

Từ một số chỉ tiêu thí nghiệm trong phòng có thể tính toán mô đun cắt  $G_{\max}$  của đất, qua đó xác định  $V_s$  thông qua quan hệ:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} \quad (4.3)$$

Trong đó  $\rho$  là khối lượng đơn vị của đất.

Một số tương quan do *Hardin* và các cộng sự thiết lập cho các loại đất khác nhau là:

• Đối với cát hạt ít góc cạnh và  $e < 0.8$ :

$$G_{\max} = \frac{6900(2.17 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma'_0} \quad \text{kPa} \quad (4.4a)$$

• Đối với cát hạt góc cạnh sắc và  $e > 0.6$  và cho đất sét hoạt tính thấp:

$$G_{\max} = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\sigma'_0} \quad \text{kPa} \quad (4.4b)$$

• Đối với đất quá cố kết:

$$G_{\max} = \frac{3230(2.97 - e)^2}{1 + e} \text{OCR}^M \sqrt{\sigma'_0} \quad \text{kPa} \quad (4.4c)$$

Trong đó:

$\bar{\sigma}_0$  - ứng suất chính trung bình trong mẫu đất  $\bar{\sigma}_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ , kPa;

$e$  - hệ số độ rỗng của đất;

OCR - tỷ số quá cố kết của đất;

$M$  - hệ số, phụ thuộc vào chỉ số dẻo PI (bảng 4.4);

**Bảng 4.4. Giá trị của hệ số  $M$**

Chỉ số dẻo IP, (%)	0	20	40	60	80	>100
$M$	0	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50

*Ví dụ 1:* Nhận dạng loại nền ở vị trí một công trình xây dựng

Đất nền ở khu vực xây dựng gồm các lớp đất lấp, cuội sỏi và cát hình thành trong khoảng 10000 năm gần đây với bề dày, khối lượng thể tích và chỉ số SPT như thể hiện trong bảng VD1. Trên cùng một lỗ khoan người ta đã thực hiện đồng thời các thí nghiệm địa chấn 1 lỗ khoan và thí nghiệm SPT. Các kết quả thí nghiệm được thể hiện dưới dạng biểu đồ trên hình VD1.1.

Việc nhận dạng nền đất khu vực xây dựng được thực hiện như sau:

- Cho đến độ sâu 30m có trên 2/3 các trị số  $N_{\text{SPT}}$  vượt quá 50, vì vậy nếu việc nhận dạng chỉ dựa trên sức kháng xuyên thì nền có thể được thực hiện xếp vào loại B theo bảng 3.1 của EN 1998—1. Tuy vậy theo điều 3.1.2 (2) của phần 1, trong trường hợp này phải lấy số liệu về vận tốc sóng cắt  $V_s$  làm cơ sở để nhận dạng nền (chỉ sử dụng kết quả thí nghiệm xuyên để nhận dạng đất nền khi không có số liệu đo  $V_s$ );

- Từ số liệu thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn có thể tính toán tốc độ truyền sóng cắt theo tương quan thực nghiệm giữa  $V_s$  và  $N(60)$ . Việc hiệu chuẩn chỉ số SPT được thực hiện

theo công thức 4.13 của bản hướng dẫn. Kết quả tính toán thể hiện trên hình VD1.1 cho thấy kết quả tính toán  $V_s$  tương đối trùng hợp với kết quả đo sóng tại hiện trường;

- Các số liệu thí nghiệm địa chấn 1 lỗ khoan (bảng VD1.2) được xử lý để xác định tốc độ truyền sóng trung bình như sau:

+ Xác định tổng thời gian lan truyền sóng cho 30 m đất trên cùng:  $t_{30} = 0,111$  s;

+ Xác định trị trung bình có trong số của vận tốc truyền sóng cắt:  $V_s = 30/0.111 = 270$  m/s .

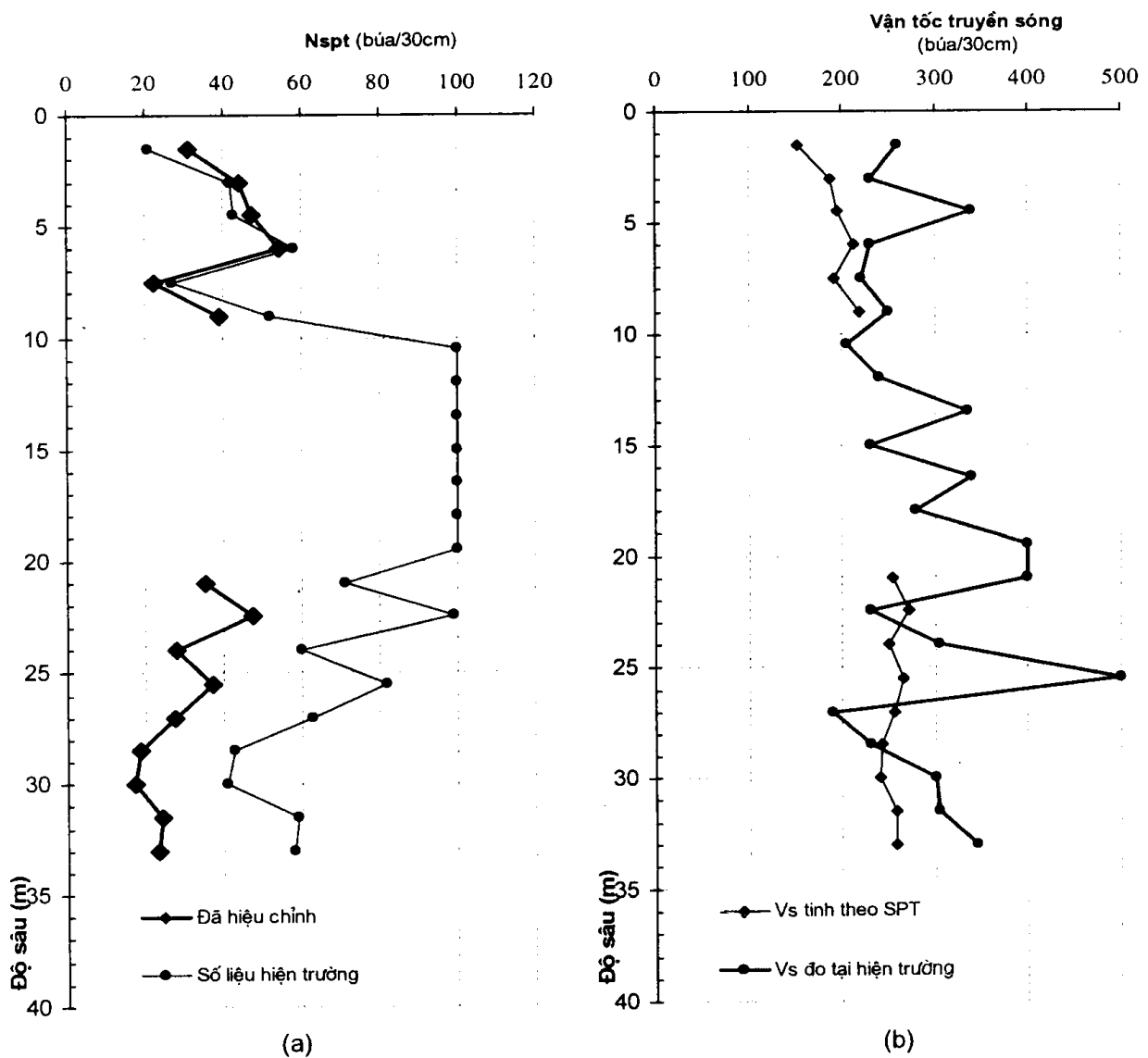
- Với vận tốc truyền sóng cắt trung bình  $180 < V_s < 360$  m/s, theo bảng 3.1 của EN 1998 - 1 thì nền đất khu vực được nhận dạng thuộc loại C. Như vậy nhận dạng đất nền theo kết quả thí nghiệm đo sóng cắt cho phép xác định chính xác hơn loại đất nền đã gặp.

**Bảng VD1.1. Tính toán  $V_s$  theo tương quan với N(60)**

Độ sâu (m)	Loại đất	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_v$ (kPa)	$N_{SPT}$	N(60)	$f_A$	$f_G$	$V_s$ (m/s)
1.5	Đất lấp	1.7	25.5	21	41.6	1	1.1	154.0
3	Đất lấp	1.7	51	42	58.8	1	1.1	187.6
4.5	Cuội	2.1	82.5	43	47.3	1	1.1	196.1
6	Cuội	2.1	114	58	54.3	1	1.1	212.6
7.5	Cuội	2.1	145.5	27	22.4	1	1.1	191.2
9	Cuội	2.1	177	52	39.0	1	1.1	218.1
10.5	Cát	1.9	205.5	>100				
12	Cát	1.9	234	>100				
13.5	Cát	1.9	262.5	>100				
15	Cát	1.9	291	>100				
16.5	Cát	1.9	319.5	>100				
18	Cát	1.9	348	>100				
19.5	Cát	1.9	376.5	>100				
21	Cát	1.9	405	71	35.2	1	1.1	253.9
22.5	Cát	1.9	433.5	99	47.5	1	1.1	270.8
24	Cát	1.9	462	60	27.9	1	1.1	250.6
25.5	Cát	1.9	490.5	82	37.0	1	1.1	266.1
27	Cát	1.9	519	63	27.6	1	1.1	256.1
28.5	Cát	1.9	547.5	43	18.3	1	1.1	241.5
30	Cát	1.9	576	41	17.0	1	1.1	241.0
31.5	Cát	1.9	604.5	59	24.0	1	1.1	257.9
33		1.9	633	58	23.0	1	1.1	258.5

**Bảng VD1.2. Kết quả thí nghiệm địa chấn 1 lỗ khoan**

Độ sâu đáy lớp đất (m)	Bề dày lớp $h_i$ (m)	$V_s$ trung bình trong lớp thứ $i$ (m/s)	Thời gian truyền sóng cắt, $t_i$ , trong lớp đất thứ $i$
0,0-9.2	9.2	264	0.0348
9.2-12.1	2.9	229	0.0127
12.1-18.2	6.1	304	0.0201
18.2-20.1	1.9	408	0.0047
20.1-24.1	4.0	281	0.0142
24.1-26.0	1.9	408	0.0047
26.0-30.0	4.0	213	0.0188
Cộng	$H = \sum h_i = 30$ m		$T = \sum t_i = 0.111$ s



a) Chỉ số SPT hiện trường và chỉ số đã hiệu chuẩn  $N_1(60)$

b)  $V_s$  xác định bằng thí nghiệm địa chấn 1 lỗ khoan và theo tương quan với  $N_1(60)$

**Hình VD1.1. Điều kiện đất nền ở hiện trường**

#### **4.1.4. Đánh giá hoạt động của các đứt gãy**

**4.1.4.1.** Khi phát hiện đứt gãy ở khu vực xây dựng cần thực hiện các khảo sát địa chất đặc biệt để đánh giá hoạt động động đất và những rủi ro có thể xảy ra khi động đất. Công việc này phải do các chuyên gia về địa chất thực hiện.

**4.1.4.2.** Khảo sát đứt gãy gồm 2 nội dung: Xác định vị trí đứt gãy và đánh giá các hoạt động gần đây của đứt gãy.

**4.1.4.3.** Phương pháp chính xác hơn cả để đánh giá hoạt động của đứt gãy là thực hiện rãnh đào để quan sát các đơn nguyên địa chất bị đứt gãy và xác định đơn nguyên nhiều tuổi nhất còn nguyên vẹn. Cũng có thể phát hiện sự hoạt động của đứt gãy qua các dấu hiệu của sự biến tính của đất đá và sự biến đổi của địa hình hoặc phân tích ảnh chụp từ máy bay, vệ tinh. Các vật liệu lấp nhét trong đứt gãy có thể tạo ra màng cách nước làm cho mực nước ngầm ở 2 phía của đứt gãy chênh lệch nhau, vì vậy trong một số trường hợp cần tiến hành quan trắc sự biến động của nước ngầm.

**4.1.4.4.** Các phương pháp địa vật lý nghiên cứu đứt gãy một cách gián tiếp, do đó cần có sự hiểu biết đặc biệt về điều kiện địa chất để phân tích các số liệu thí nghiệm. Các phương pháp khảo sát địa vật lý như tán xạ, phản xạ, điện trở, trọng trường và từ trường có thể cung cấp những thông tin quan trọng nhưng không thể xác định chính xác sự tồn tại của đứt gãy và không xác định được hoạt động gần đây của động đất. Vì vậy cần thận trọng khi sử dụng các thí nghiệm địa vật lý để nghiên cứu đứt gãy.

**4.1.4.5.** Đối với các kết cấu không gây nguy cơ cho an toàn công cộng, dấu hiệu đứt gãy không còn hoạt động được biểu hiện ở khía cạnh không phát hiện thấy chuyển dịch của đứt gãy trong giai đoạn hiện đại của kỷ Đệ Tứ (khoảng 10000 năm trở lại đây hoặc là một khoảng thời gian dài hơn bắt đầu từ khi kết thúc thời kỳ băng hà gần đây nhất).

**4.1.4.6.** Có thể tham khảo qui định của “Đạo luật Alquist-Priolo 1972 của bang California (Mỹ) về khoảng cách an toàn giữa công trình và đứt gãy: *“Trước khi cấp phép cho một dự án, thành phố và tiểu bang phải yêu cầu khảo sát địa chất để chứng minh là các ngôi nhà dự kiến xây dựng không nằm ngang đứt gãy còn hoạt động. Sự đánh giá và báo cáo bằng văn bản cho mỗi vị trí phải do chuyên gia về địa chất thực hiện. Nếu gặp đứt gãy còn hoạt động, công trình cho người sử dụng không được đặt trên dấu vết của đứt gãy và phải bố trí xa đứt gãy khoảng 15 m”*.

#### **4.1.5. Độ ổn định của mái dốc**

##### **4.1.5.1. Yêu cầu chung**

Kiểm tra ổn định mái dốc được thực hiện cho các công trình nằm trên mái dốc hoặc lân cận mái dốc nhân tạo hoặc tự nhiên. Dưới tác động của động đất, mái dốc phải ổn định và không gây chuyển vị không phục hồi quá mức cho phép, như vậy tính toán chuyển vị của mái dốc phải được thực hiện khi thiết kế công trình nằm trên mái dốc

hoặc lân cận mái dốc. Chuyển vị quá mức cho phép có thể xảy ra ở trạng thái giới hạn ULS hoặc DLS.

#### **4.1.5.2. Tác động động đất khi kiểm tra ổn định mái dốc**

Các yêu cầu đối với xác định tác động động đất và hệ số khuếch đại địa hình đã được trình bày trong các điều 2.1, 2.2 và phụ lục A, phần 2 của TCXDVN 375:2006.

#### **4.1.5.3. Phương pháp phân tích ổn định mái dốc**

##### **4.1.5.3.1. Tổng quát**

Khi kiểm tra ổn định mái dốc, các thông số liên quan đến tác động, vật liệu và độ bền phải được xác định phù hợp với EN 1997-1. Một số qui định và kiến nghị về phân tích ổn định mái dốc được thể hiện trong điều 11.5 của EN 1997-1 là:

a) Khối trượt thường được coi là một vật thể cứng hoặc nhiều vật thể cứng cùng chuyển động. Các mặt trượt hoặc bề mặt tiếp giáp giữa các vật thể có thể phẳng, tròn hoặc có dạng phức tạp hơn. Kiểm tra độ ổn định có thể được thực hiện bằng cách phân tích trạng thái giới hạn hoặc bằng phương pháp phân tử hữu hạn;

b) Khi đất nền và nền đắp tương đối đồng nhất và đẳng hướng, trong phân tích có thể giả thiết mặt trượt trụ tròn;

c) Đối với trường hợp mái dốc trong nền đất nhiều lớp với độ bền biến động mạnh cần đặc biệt chú ý đến các lớp có độ bền thấp. Trong trường hợp này cần phân tích các mặt trượt khác với dạng trụ tròn;

d) Đối với vật liệu nứt nẻ, bao gồm đá cứng và đất phân lớp hoặc nứt thường phân tích theo mô hình các mảnh 3 chiều;

e) Các mặt trượt kia đã trượt có nguy cơ tiếp tục trượt cần được phân tích. Các hệ số riêng thường áp dụng khi phân tích ổn định tổng thể có thể không phù hợp cho trường hợp này;

f) Ảnh hưởng theo hướng có lợi và bất lợi của lực trọng trường đối với sự hình thành mặt trượt rất khó đánh giá, vì vậy cần xét đến sự thiếu chính xác khi xác định trọng lượng riêng của đất bằng cách sử dụng giá trị đặc trưng cao nhất và thấp nhất của nó khi tính toán;

g) Độ ổn định của mái dốc và các mặt cắt trong đá phải được kiểm tra theo các dạng trượt tịnh tiến, xoay và cả trường hợp đá rơi. Cần đặc biệt lưu ý đến áp lực của nước chứa trong các vết nứt;

h) Phân tích độ ổn định của khối đá cần được thực hiện trên cơ sở các dữ liệu đáng tin cậy về các mặt không liên tục cắt qua khối đá, độ bền của đá nguyên khối và của vật liệu lấp nhét vết nứt;

i) Trong đá nứt nẻ mạnh, trong đá mềm và trong đất có liên kết xi-măng, thường xảy ra các mặt trượt trụ tròn hoặc gần như là trụ tròn cắt qua một phần đá nguyên khối.

#### **4.1.5.3.2. Phương pháp phân tích tựa tĩnh**

Khi phân tích ổn định mái dốc, điều kiện để có thể áp dụng phương pháp phân tích tựa tĩnh là:

a) Đặc trưng hình học của mặt cắt địa hình và địa chất phải tương đối đồng đều;

b) Nếu đất mái dốc ở trạng thái bão hoà thì không xảy ra hiện tượng phát triển áp lực lỗ rỗng đến mức triệt tiêu sức kháng cắt và làm giảm độ cứng khi chịu tải trọng lặp.

*Áp dụng phương pháp phân tích tựa tĩnh theo các bước sau:*

a) Sau khi lựa chọn một mặt trượt (thường là mặt trượt phẳng), các lực động đất quán tính theo phương ngang và phương thẳng đứng được coi như tải trọng tĩnh tác dụng ở trọng tâm của khối đất nằm giữa mặt trượt và bề mặt nền.

b) Hệ số an toàn được tính toán bằng cách đánh giá cân bằng của khối cứng, là tỷ số giữa các lực giữ và lực gây trượt tác dụng lên khối đất.

c) Tính toán được lặp nhiều lần, thay đổi mặt trượt và tính toán lại hệ số an toàn, cho tới khi tìm được một giá trị tối thiểu và nó được coi như hệ số an toàn của mái dốc.

Tính toán kiểm tra độ ổn định mái dốc có thể được thực hiện bằng các phần mềm chuyên dụng, ví dụ SLOPE/W của Geoslope Inc. (Canada).

#### **4.1.5.3.3. Phân tích động lực cho mái dốc theo mô hình khối cứng**

Phương pháp động đơn giản hoá được áp dụng để phân tích chuyển vị của mái dốc dưới tác động động đất. Điều kiện để áp dụng mô hình này là:

a) Sức kháng cắt dọc theo mặt trượt là thuần túy do ma sát;

b) Ma sát không bị suy giảm theo thời gian dưới tác dụng của sự tăng áp lực nước lỗ rỗng do tải trọng lặp.

Tính toán chuyển vị không phục hồi do động đất được thực hiện qua các bước:

c) Phân tích ổn định tĩnh của mái dốc, điều này cho phép nhận biết mặt trượt nguy hiểm nhất và hệ số an toàn trong điều kiện tĩnh  $F_s (\geq 1)$ ;

d) Khối đất nằm trong phạm vi mặt trượt được coi là một khối cứng có thể trượt tự do với ma sát tác dụng trên mặt nhám nghiêng một góc  $\theta$  với phương ngang. Đối với mặt trượt không phẳng,  $\theta$  có thể lấy theo góc nghiêng của hợp lực của các lực tiếp tuyến tác dụng trên mặt trượt, xác định theo phân tích tĩnh;

e) Xác định hệ số động đất tới hạn (theo phương ngang) cho khối cứng theo công thức:

$$k_c = (F_s - 1) \frac{\text{tg}\theta}{1 + \text{tg}\varphi \text{tg}\theta} \quad (4.5)$$

Trong đó  $\varphi$  là góc của sức kháng cắt ở mặt trượt.

Hệ số tới hạn biểu thị khối không trượt nếu gia tốc  $\ddot{x}_o(t)$  của nền chống giữ nhỏ hơn  $k_c g$  và bắt đầu trượt khi ngưỡng đó bị vượt quá.

f) Một giản đồ lịch sử gia tốc theo phương ngang  $\ddot{x}_o(t)$  thoả mãn các yêu cầu của điều 4.1.3.3(7) phần 2, được lựa chọn như kích động của nền chống giữ, thành phần thẳng đứng của kích động có thể được bỏ qua vì nhiều nghiên cứu về tham số đã chứng tỏ là ảnh hưởng của nó là nhỏ;

g) Chuyển vị trượt xuống của khối theo hướng song song với mặt nghiêng được tính toán bằng cách tích phân phương trình chuyển động:

$$\ddot{x}(t) = \left( \frac{\ddot{x}_o(t)}{g} - k_c \right) g \frac{\cos(\theta - \varphi)}{\cos \varphi} \text{ khi } \frac{|\ddot{x}_o|}{g} \geq k \quad (4.6)$$

$$\ddot{x}(t) = 0 \text{ khi } \frac{|\ddot{x}_o|}{g} < k \quad (4.7)$$

h) Tích phân 2 lần theo thời gian các phần vượt quá ngưỡng  $\pm k_c g$  trong biểu đồ gia tốc sẽ thu được chuyển vị tích lũy cho tới khi kết thúc chuyển động.

#### 4.1.5.3.4. Tăng áp lực lỗ rỗng do gia tải lặp

a) Ảnh hưởng của sự gia tăng áp lực nước lỗ rỗng đối với sức kháng cắt của đất cần được xét đến khi phân tích ổn định mái dốc. Phương pháp đơn giản hóa không được sử dụng để kiểm tra độ ổn định đối với các loại đất có sức kháng cắt và độ cứng giảm mạnh khi chịu tải trọng lặp, trong trường hợp này nên áp dụng phương pháp phân tích phần tử hữu hạn.

b) Trường hợp không thực hiện các thí nghiệm trong phòng (3 trục hoặc cắt trục tiếp), tương quan thực nghiệm có thể được sử dụng để đánh giá sự tăng áp lực nước lỗ rỗng  $\Delta u$ .

Khi gia tải lặp đất rời, tỷ số áp lực nước lỗ rỗng  $U = \Delta u / \sigma'_o$  tương ứng với số lần lặp  $N$  có thể được xác định theo tương quan:

$$U = \frac{2}{\pi} \arcsin \left( \frac{N}{N_1} \right)^{1/2b} \quad (4.8)$$

Trong đó:

$b$  - hằng số thực nghiệm, lấy bằng 0,7;

$N_1$  - số lần lặp để đạt tới hoá lỏng, tính theo biểu thức:

$$N_1 = A \left( \frac{\tau_c}{\sigma'_o} \right)^\beta (D_r)^\delta \quad (4.9)$$



$\tau_c$  - biên độ ứng suất lặp, có thể lấy  $\tau_c = \tau_e$  trong đó  $\tau_e = 0.65\alpha S\sigma_{v0}(1 - 0.015z)$  (công thức 4.4 của TCXDVN 375:2006 - phần 2);

$\sigma'_o$  - ứng suất hữu hiệu ban đầu (theo phương thẳng đứng) trước khi xảy ra động đất;

$D_r$  - độ chặt tương đối (dạng thập phân  $\leq 1$ );

$\sigma_{v0}$  - ứng suất toàn phần do cột đất ở độ sâu  $z$  (mét) trước khi động đất

$A, \theta, \delta$  - các hệ số, lần lượt bằng 0,0503; - 4,35455 và 4,80243;

) Phạm vi áp dụng của công thức (4.9) ở trong khoảng  $D_r = 0.54 \div 0.9$ , tỷ số ứng suất

$$0.1 \leq \frac{\tau_c}{\sigma'_o} \leq 0,3 \text{ và } N \leq 100.$$

Mức giảm sức kháng cắt của đất khi biến dạng lớn được xác định theo quan hệ:

$$(\text{tg}\varphi)^* = \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_v}\right) \text{tg}\varphi \quad (4.10)$$

Trong đó  $(\text{tg}\varphi)^*$  là sức kháng cắt hữu hiệu sau khi suy giảm còn tỷ số  $\frac{\Delta u}{\sigma'_v}$  có thể lấy theo phương trình (4.8).

#### 4.1.6. Đánh giá khả năng đất bị hoá lỏng

##### 4.1.6.1. Đối tượng kiểm tra hóa lỏng

Hóa lỏng là thuật ngữ chỉ hiện tượng giảm sức kháng cắt của đất do sự gia tăng của áp lực nước lỗ rỗng khi đất chịu tác động của tải trọng lặp. Các loại đất được coi là dễ hóa lỏng là cát xốp nằm dưới mực nước ngầm và hàm lượng hạt bụi hoặc sét trong cát thấp.

##### 4.1.6.2. Các bước kiểm tra hóa lỏng

Đánh giá khả năng đất bị hoá lỏng và hậu quả của nó được thực hiện qua các bước:

a) Đánh giá tính dễ hóa lỏng: Nhận định về tiềm năng hóa lỏng của đất, ví dụ nếu hàm lượng hạt mịn trong đất cao thì đất không có tiềm năng hoá lỏng.

b) Kiểm tra nguy cơ hóa lỏng: Đánh giá xem hoá lỏng có thể xảy ra dưới tác dụng của động đất thiết kế hay không (ví dụ đất có tiềm năng hoá lỏng nhưng ứng suất cắt do động đất thiết kế gây ra không cao đến mức gây ra hiện tượng đó thì không có nguy cơ hóa lỏng).

c) Kiểm tra rủi ro do đất bị hóa lỏng: Đánh giá khả năng móng bị hư hỏng và mức độ hư hỏng nếu xảy ra hoá lỏng.

### 4.1.6.3. Đánh giá tính dẻo hóa lỏng của đất

Không cần kiểm tra hóa lỏng của đất trong các trường hợp:

a) Nhà đặt trên móng nông và lớp cát bão hòa nước nằm ở độ sâu trên 15 m;

b) Khi  $\alpha S < 0,15$  và các chỉ tiêu của đất nền thỏa mãn một trong các điều kiện:

- Hàm lượng sét trong cát trên 20% và chỉ số dẻo  $PI > 10$ ;

- Cát có hàm lượng bụi trên 35% và  $N_1(60) > 20$ , trong đó  $N_1(60)$  là số búa SPT đã được chuẩn hóa (xem 4.1.6.4.4 của bản hướng dẫn này);

- Cát sạch, với  $N_1(60) > 30$

### 4.1.6.4. Đánh giá nguy cơ hóa lỏng của đất

4.1.6.4.1. Độ an toàn chống hóa lỏng  $F_L$  được xác định theo tỷ số giữa sức kháng của đất đối với hiện tượng hoá lỏng  $R$  và yêu cầu kháng chấn  $L$ , trong đó  $R$  và  $L$  được thể hiện dưới dạng ứng suất cắt lặp:

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (4.11)$$

Hiện tượng hóa lỏng được coi là không có nguy cơ xảy ra khi  $F_L > 1$ .

4.1.6.4.2. Từ kết quả thí nghiệm gia tải lặp các mẫu đất trong phòng có thể xác định  $F_L$  theo công thức:

$$F_L = \frac{(\tau_{cy} / \sigma'_{v0})_l}{\tau_e / \sigma'_{v0}} \quad (4.12)$$

Trong đó:

$\tau_{cy}$  - ứng suất cắt cần thiết để làm hoá lỏng của đất ở hiện trường trong một số lần lặp tương ứng với biên độ của động đất tham chiếu;

$\tau_e$  - ứng suất cắt tương đương trong đất do động đất thiết kế, xác định theo công thức 4.4 phần 2;

$\sigma'_{v0}$  - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng ban đầu ở trong đất.

4.1.6.4.3. Khi không thực hiện thí nghiệm gia tải lặp mẫu đất trong phòng, có thể đánh giá nguy cơ hóa lỏng từ kết quả thí nghiệm xuyên động lấy mẫu (SPT).

4.1.6.4.4. Số búa xác định được khi thí nghiệm SPT ở hiện trường phải được hiệu chuẩn theo tỷ số năng lượng va đập và theo ứng suất hữu hiệu trong đất theo công thức:

$$N_1(60) = N_{SPT} \sqrt{\frac{100}{\sigma'_{v0}}} \frac{ER(\%)}{60} \quad (4.13)$$

Trong đó:

$N_1(60)$  - số búa SPT đã hiệu chỉnh theo năng lượng va đập và theo độ sâu (búa/30 cm);

$N_{SPT}$  - số búa SPT đếm được khi thí nghiệm ở hiện trường (búa/30 cm). Đối với các độ sâu nhỏ hơn 3 m, số búa đếm được phải giảm đi 25%;

ER - tỷ số của năng lượng hiệu quả so với năng lượng rơi tự do trong thí nghiệm SPT, lấy bằng 60%

$\sigma'_{v0}$  - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu thí nghiệm, kPa

Khi tính toán  $N_1(60)$ , tỷ số  $\sqrt{\frac{100}{\sigma'_{v0}}}$  được lấy không nhỏ hơn 0,5 và không lớn hơn 2,0.

3) **4.1.6.4.5.** Đánh giá nguy cơ hóa lỏng theo kết quả thí nghiệm SPT theo các đường cong trong hình B1 của phụ lục B, phần 2 (ứng với cường độ động đất  $M_s = 7.5$ ), trong đó ứng suất cắt do động đất  $\tau_e$  được xác định theo công thức 4.4 của TCXDVN 375:2006 (phần 2). Đất được coi là có nguy cơ hóa lỏng khi tọa độ của điểm ứng với  $\tau_e / \sigma'_{v0}$  và  $N_1(60)$  nằm ở phía bên trái đường cong giới hạn của biểu đồ.

Trường hợp cường độ động đất khác với  $M_s=7,5$  có thể hiệu chỉnh tỷ số  $\frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}}$  theo

công thức:

$$\left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} \right)_{1, M_s} = CM \left( \frac{\tau_{cy}}{\sigma'_{v0}} \right)_{1, M_s=7.5} \quad (4.14)$$

Trong đó CM là hệ số thực nghiệm cho trong bảng B.1 thuộc phụ lục B phần 2.

**4.1.6.4.6.** Trong tính toán có thể sử dụng đa thức xấp xỉ đường cong giới hạn giữa vùng hóa lỏng và không hóa lỏng trên biểu đồ A trong hình B.1 của phụ lục B, phần 2:

$$f[N_1(60)] = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (4.15)$$

Trong đó:

$x = N_1(60)$	$a = 0.048$	$b = -0.1248$
$c = -0.004721$	$d = 0.009578$	$e = 0.0006136$
$f = -0.0003285$	$g = -1.673 \times 10^{-5}$	$h = 3.714 \times 10^{-6}$

#### **4.1.6.4.7. Các biện pháp giảm nhẹ rủi ro của hoá lỏng đất**

Các biện pháp ngăn chặn hoá lỏng trong nền là:

a) Làm tăng độ chặt của đất, nhằm giảm áp lực nước lỗ rỗng quá mức bằng cách:

- Đầm bằng tải trọng động như quả đấm nặng, đầm rung;

- Cứng hoá bằng cách áp dụng phương pháp bơm phun áp lực cao dung dịch gia cố nền.

b) Tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng bằng cách tăng hệ số thấm của đất, tạo đường thoát nước hoặc bằng cách thay thế đất bằng cát thô, cuội sỏi, v.v.

c) Thay đổi trạng thái ứng suất trong đất bằng cách tăng áp lực hông, hoặc hạ mực nước ngầm.

Các biện pháp nêu trên có thể áp dụng riêng rẽ hoặc kết hợp với nhau.

Hiệu quả của các phương pháp đầm bằng tải trọng động được thẩm định bằng cách so sánh kết quả thí nghiệm SPT (hoặc CPT) sau khi xử lý nền với số liệu trước khi xử lý. Việc xử lý nền có thể được coi là đạt yêu cầu khi  $N_1(60) > 25 \div 30$ .

*Ví dụ 2:* Kiểm tra điều kiện hoá lỏng của đất ở một công trình

Nền cát sạch có khối lượng thể tích khô  $\gamma_D = 1.874 \text{ T/m}^3$ , khối lượng thể tích đầy nổi  $\gamma' = 1.180 \text{ T/m}^3$  và mực nước ngầm nằm cách mặt đất 2 m. Kết quả thí nghiệm SPT ở hiện trường được thể hiện trong bảng VD2.1. Yêu cầu xác định phạm vi đất có thể hoá lỏng nếu xảy ra động đất với  $M_s = 7.5$  với đỉnh gia tốc nền bằng 0.16g.

Việc đánh giá khả năng hoá lỏng của đất nền được thực hiện qua các bước:

a) Nhận dạng đất nền: Nền đất rời, với trị trung bình của chỉ số SPT thấp hơn 15 nên được xác định thuộc loại D (xem bảng 3.1 của TCXD 375:2006-1). Từ đó xác định hệ số nền  $S = 1.35$  (xem bảng 3.2 của TCXD 375:2006-1)

b) Hiệu chuẩn chỉ số SPT :

Chỉ số  $N_{SPT}$  xác định từ thí nghiệm ở hiện trường được chuẩn hoá theo công thức 4.8 của bản hướng dẫn, ví dụ ở độ sâu 5 m ta có:

$$\sigma'_{vo} = [2 \times 1.874 + 3 \times 1.180] \times 9.81 = 71.49 \text{ kPa}$$

Theo công thức 4.13, giá trị hiệu chuẩn  $N_1(60)$  của chỉ số SPT là:

$$N_1(60) = 5 * \sqrt{\frac{100}{71.49}} * (60/60) = 5.9$$

Kết quả tính toán hiệu chuẩn chỉ số SPT cho các độ sâu khác được trình bày trong bảng VD2.1.

**Bảng VD2.1. Kết quả hiệu chuẩn chỉ số SPT**

Độ sâu (m)	Loại đất	Khối lượng thể tích ( $\text{T/m}^3$ )		$\sigma'_{vo}$ (kPa)	Chỉ số SPT (búa/30 cm)	
		Khô	Đầy nổi		Hiện trường	Hiệu chuẩn
1	2	3	4	5	6	7
1	Cát	1.874		18.4	7	12.2
2	Cát	1.874		36.8	4	4.9
3	Cát		1.18	48.3	3	3.2

**Bảng VD2.1. (tiếp theo)**

1	2	3	4	5	6	7
4	Cát		1.18	59.9	3	3.9
5	Cát		1.18	71.5	5	5.9
6	Cát		1.18	83.1	9	9.9
7	Cát		1.18	94.6	12	12.3
8	Cát		1.18	106.2	12	11.6
9	Cát		1.18	117.8	14	12.9
10	Cát		1.18	129.4	9	7.9
11	Cát		1.18	141.0	23	19.4
12	Cát		1.18	152.5	13	10.5
13	Cát		1.18	164.1	11	8.6
14	Cát		1.18	175.7	11	8.3
15	Cát		1.18	187.3	24	17.5
16	Cát		1.18	198.8	27	19.1
17	Cát		1.18	210.4	5	3.4
18	Cát		1.18	222.0	6	4.0
19	Cát		1.18	233.6	4	2.6
20	Cát		1.18	245.1	38	24.3

c) Xác định ứng suất cắt trong đất khi xảy ra động đất theo công thức 4.4 của TCXD 375:2006-2:

$$\tau_e = 0.65\alpha S\sigma_{v_0} (1-0.015z)$$

Trong đó:

$\alpha$  - tỷ số của gia tốc nền thiết kế so với gia tốc trọng trường, ở đây  $\alpha = (0.16g)/g = 0.16$

S - hệ số nền, ở đây S = 1.35 như đã nêu ở trên;

$\sigma_{v_0}$  - ứng suất toàn phần theo phương thẳng đứng

z - độ sâu

Ví dụ ở độ sâu 5 m ta có:

$$\sigma_{v_0} = [2 \times 1.874 + 3 \times 2.180] = 10.3 \text{ T/m}^2$$

Từ đó:

$$\tau_e = 0.65 \times 0.16 \times 1.35 \times 10.3 \times (1-0.015 \times 5) = 1.34 \text{ T/m}^2$$

Kết quả tính toán ứng suất cắt trong đất ở các độ sâu khác nhau được trình bày trong bảng VD2.2.

**Bảng VD2.2. Ứng suất cắt do động đất**

Độ sâu (m)	Loại đất	Khối lượng thể tích (T/m <sup>3</sup> )		$\sigma_{vo}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\tau_e$ (T/m <sup>2</sup> )
		Khô	Bão hòa		
1	Cát	1.874		1.9	0.26
2	Cát	1.874		3.7	0.51
3	Cát		2.18	5.9	0.79
4	Cát		2.18	8.1	1.07
5	Cát		2.18	10.3	1.34
6	Cát		2.18	12.5	1.59
7	Cát		2.18	14.6	1.84
8	Cát		2.18	16.8	2.08
9	Cát		2.18	19.0	2.31
10	Cát		2.18	21.2	2.53
11	Cát		2.18	23.4	2.74
12	Cát		2.18	25.5	2.94
13	Cát		2.18	27.7	3.13
14	Cát		2.18	29.9	3.32
15	Cát		2.18	32.1	3.49
16	Cát		2.18	34.3	3.66
17	Cát		2.18	36.4	3.81
18	Cát		2.18	38.6	3.96
19	Cát		2.18	40.8	4.10
20	Cát		2.18	43.0	4.22

d) Xác định ứng suất cắt gây hoá lỏng và hệ số an toàn

Ứng suất cắt  $\tau_e^R$  phụ thuộc vào khả năng chống hoá lỏng của đất. Sử dụng biểu đồ trong hình B.1 ở phụ lục B của TCXD 375:2006-2 có thể xác định  $\tau_e^R$ . Ví dụ tại độ sâu  $z=5$  m ta có:

$$N_1(60) = 5.9 \rightarrow \frac{\tau_e}{\sigma_v} = 0.065$$

Từ đó  $\tau_e^R = (71.5/9.81) \times 0.065 = 0.47 \text{ T/m}^2$

Hệ số an toàn chống hoá lỏng xác định theo quan hệ  $F_L = \frac{R}{L} = \frac{\tau_e}{\tau_e^R}$ , nếu  $FS < 1$  thì có

khả năng xảy ra hoá lỏng. Kết quả tính toán được trình bày trong bảng VD 2.3. Như vậy khả năng hoá lỏng đất có thể xảy ra ở hầu hết các độ sâu, trừ một vài độ sâu có  $FS > 1$ .

**Bảng VD2.3. Ứng suất cắt do động đất**

Độ sâu	Loại đất	$N_1(60)$	$\sigma_{vo}$ T/m <sup>2</sup>	$\tau_e$ T/m <sup>2</sup>	$\sigma'_{vo}$ T/m <sup>2</sup>	$\tau_e^R / \sigma'_v$	$\tau_c^R$ T/m <sup>2</sup>	FS	Nhận xét
1	Cát	12.2	1.9	0.26	1.9	0.12	0.23	0.88	
2	Cát	4.9	3.7	0.51	3.7	0.05	0.18	0.36	
3	Cát	3.2	5.9	0.79	4.9	0.04	0.19	0.25	
4	Cát	3.9	8.1	1.07	6.1	0.059	0.36	0.34	
5	Cát	5.9	10.3	1.34	7.3	0.071	0.52	0.39	
6	Cát	9.9	12.5	1.59	8.5	0.107	0.91	0.57	
7	Cát	12.3	14.6	1.84	9.6	0.134	1.29	0.70	
8	Cát	11.6	16.8	2.08	10.8	0.126	1.36	0.66	
9	Cát	12.9	19.0	2.31	12.0	0.140	1.68	0.73	
10	Cát	7.9	21.2	2.53	13.2	0.088	1.16	0.46	
11	Cát	19.4	23.4	2.74	14.4	0.209	3.01	1.10	FS>1
12	Cát	10.5	25.5	2.94	15.5	0.114	1.77	0.60	
13	Cát	8.6	27.7	3.13	16.7	0.094	1.58	0.50	
14	Cát	8.3	29.9	3.32	17.9	0.092	1.64	0.49	
15	Cát	17.5	32.1	3.49	19.1	0.189	3.61	1.03	FS>1
16	Cát	19.1	34.3	3.66	20.3	0.207	4.19	1.15	FS>1
17	Cát	3.4	36.4	3.81	21.4	0.057	1.23	0.32	
18	Cát	4.0	38.6	3.96	22.6	0.060	1.35	0.34	
19	Cát	2.6	40.8	4.10	23.8	0.054	1.28	0.31	
20	Cát	24.3	43.0	4.22	25.0	0.271	6.78	1.60	FS>1

#### 4.1.7. Đất lún do tải trọng lặp

Độ lún của nền đất rời, xốp có thể xảy ra dưới tác động của động đất. Những yếu tố chính quyết định việc đầm chặt của đất rời có khả năng thoát nước tốt, ở trạng thái khô hoặc bão hoà nước là biên độ biến dạng cắt và số lần lặp tải trọng.

Việc dự báo độ lún của nền do tải trọng động đất có thể được thực hiện trên cơ sở các kết quả đo biến dạng khi gia tải lặp mẫu đất trong phòng thí nghiệm.

#### 4.1.8. Một số vấn đề về tính chất của đất nền khi chịu tải trọng động đất

##### 4.1.8.1. Các thông số về độ bền

Các phân tích nền móng khi chịu tải trọng động đất sử dụng các thông số về độ bền của đất khi chịu tải trọng tĩnh. Nói chung sức kháng cắt không thoát nước sử dụng trong phân tích tương ứng với điều kiện ít thuận lợi nhất về mặt thoát nước dưới tác dụng của tải trọng tác dụng trong thời gian ngắn.

#### 4.1.8.2. Sức kháng cắt của đất dính ở trạng thái tĩnh

Điều kiện bất lợi nhất đối với khả năng chịu tải của đất nền xảy ra ngay sau khi phát sinh tải trọng vì khi đó áp lực nước lỗ rỗng gia tăng, ứng suất hữu hiệu giảm nên sức kháng cắt giảm. Nếu giả thiết sự tăng áp lực nước lỗ rỗng (so với áp lực thủy tĩnh)  $\Delta u$  trong đất được bỏ qua trong tính toán gần đúng ban đầu, phương trình điều chỉnh sức kháng cắt sẽ giống như bài toán tĩnh, nghĩa là:

$$\tau_f = c_u \quad (4.16)$$

Trong đó:  $c_u$  là sức kháng cắt không thoát nước xác định từ thí nghiệm tĩnh trước khi gia tải lặp.

Sức kháng cắt của đất ở trạng thái tĩnh có thể được xác định bằng thí nghiệm cắt cánh tại hiện trường hoặc bằng thí nghiệm trong phòng (cắt 3 trục theo qui trình UU, nén 1 trục có nở hông, v.v) hoặc sử dụng các tương quan giữa sức kháng cắt không thoát nước với sức kháng xuyên tĩnh của đất.

#### 4.1.8.3. Suy giảm sức kháng cắt của đất dính khi chịu tải lặp

Khi một mẫu đất dính cố kết bình thường chịu tải lặp trong điều kiện không thoát nước,  $\Delta u$  dương và tăng dần, ứng suất hữu hiệu giảm, từ đó sức kháng cắt giảm và thậm chí có thể dẫn đến phá hoại do tải trọng lặp khi vượt quá một mức ứng suất nào đó, hoặc sau khi đã đạt đến một số lần lặp nào đó.

Sự suy giảm sức kháng cắt do tải trọng lặp trong đất sét cố kết bình thường có thể được dự tính theo biểu thức:

$$\frac{(c_u)_{cyc}}{(c_u)_{NC}} = \left( \frac{1}{1 - \Delta u / \sigma'_c} \right)^{l-1} \quad (4.17)$$

Trong đó:

$(c_u)_{cyc}$  - sức kháng cắt khi chịu tải lặp;

$(c_u)_{NC}$  - sức kháng cắt không thoát nước của đất (ở trạng thái tĩnh) trước khi gia tải lặp;

$\sigma'_c$  - áp lực hông hữu hiệu;

$l$  - hằng số thực nghiệm có thể xác định theo tương quan  $l = 0.939 - 0.002I_p$ ;  $I_p$  - chỉ số dẻo của đất.

Tính toán theo công thức (4.17) cho thấy chỉ khi đất sét có chỉ số dẻo rất cao (ví dụ đất sét ở khu vực thành phố Mexico với  $I_p > 200$ ) và tỷ số  $\Delta u / \sigma'_c \approx 0,6$  thì sức kháng cắt của đất mới suy giảm khoảng 35%.



Đối với phần lớn các loại đất sét và sét pha ở Việt Nam, chỉ số dẻo  $I_p$  thường ở mức  $7 \div 30$  nên  $1 \approx 0.88 \div 0.93$  và mức độ suy giảm độ bền không quá 10% khi  $\Delta u / \sigma'_c = 0,6$ . Vì vậy khi chỉ số dẻo của đất không quá cao thì có thể bỏ qua mức độ suy giảm độ bền của đất khi chịu tải trọng lặp.

#### 4.1.8.4. Ảnh hưởng của tốc độ gia tải đối với sức kháng cắt của đất dính

Nói chung tốc độ gia tải cao làm tăng độ bền của đất dính. Đánh giá thí nghiệm gia tải theo thời gian đến khi phá hoại của các mẫu trong khoảng 100 s (thí nghiệm chậm) đến 0.1 s cho thấy sự gia tăng độ bền khoảng 15% so với thí nghiệm tải trọng tĩnh. Trong thiết kế, sự gia tăng độ bền kể trên thường được bỏ qua để tăng hệ số an toàn.

#### 4.1.8.5. Độ bền của đất rời

Trong cát không gắn kết và bão hoà nước, sức kháng cắt trong điều kiện không thoát nước có thể được biểu diễn bằng chỉ tiêu phá hoại của Coulomb theo ứng suất hữu hiệu:

$$\tau_f = (\sigma_f - u) \operatorname{tg} \phi' \quad (4.18)$$

Trong đó  $\sigma_f$  là ứng suất toàn phần phân vuông góc với mặt phẳng đang xét. Việc sử dụng quan hệ này được khuyến cáo trong điều 3.1(2) của TCXDVN 375:2006 (phần 2). Tuy nhiên việc sử dụng nó đòi hỏi phải đánh giá được  $\Delta u$  (do tải trọng lặp mô phỏng động đất gây ra) để có thể xác định được ứng suất pháp hữu hiệu  $\sigma'_f = \sigma_f - u$ . Việc xác định  $\Delta u$  khó thực hiện trong điều kiện hiện nay ở Việt Nam.

Giải pháp để lựa chọn được đề cập đến trong điều 3.1(1) của TCXDVN 375:2006 (phần 2) là sử dụng tương quan thực nghiệm giữa sức kháng cắt không thoát nước của đất khi được thí nghiệm gia tải lặp theo một qui trình rõ ràng, biểu thị bằng  $\tau_{cy,u}$  và một thông số đại diện cho trạng thái sắp xếp của vật liệu, ví dụ độ chặt tương đối  $D_r$ .

Biểu diễn quan hệ giữa sức kháng cắt khi tải trọng lặp và  $D_r$  thường sử dụng kết quả thí nghiệm tải trọng lặp trên máy 3 trục trong phòng thí nghiệm, theo tỷ số ứng suất lặp. Tỷ số này là giá trị đã chuẩn hoá của biên độ ứng suất cắt không đối,  $(\sigma_{dl} / 2\sigma'_0)_{20}$ , cần thiết để tạo ra biến dạng dọc trục 2 chiều bằng 5% trong 20 chu kỳ lặp. Mức biến dạng ở các chu kỳ cuối cùng được coi là đại diện cho sự phá hoại của cát khi hoá lỏng do động đất. Như vậy, đối với gia tải lặp dọc trục người ta có thể giả thiết  $\tau_{cy,u} = \sigma_{dl} / 2$ . ứng suất cắt khi đó được chuẩn hoá theo áp lực hông  $\sigma'_0$  để xác định tỷ số ứng suất lặp.

Đối với đất thường gặp ( $D_r \leq 70\%$ ), các số liệu cho thấy giữa độ bền chống hoá lỏng và độ chặt tương đối có quan hệ:

$$\left( \frac{\sigma_{dl}}{2\sigma'_0} \right) = \text{const} \times D_r (\%) \quad (4.19)$$

Để có thể ứng dụng biểu thức trên trong thiết kế cần chuyển đổi độ bền của đất xác định theo thí nghiệm 20 lần lặp với biên độ không đổi sang độ bền có thể sử dụng cho tải trọng không theo quy luật của động đất. Từ quan hệ:

$$\frac{\tau_{\max 1}}{\sigma_v} = \left( \frac{\sigma_{dl}}{2\sigma_0} \right)_{20} \quad (4.20)$$

Ta có:

$$\frac{\tau_{\max 1}}{\sigma_v} = \text{const} \times D_r(\%) \text{ với } D_r < 70\%$$

Trong đó  $\sigma_v$  là áp lực hữu hiệu theo phương thẳng đứng. Trong thiết kế sơ bộ có thể sử dụng quan hệ:

$$\frac{\tau_{\max 1}}{\sigma_v} = 0.0042 \times D_r(\%) \quad (4.21)$$

#### 4.1.9. Các thông số độ cứng và thông số độ cản

##### 4.1.9.1. Độ cứng chống cắt

Thông số thể hiện độ cứng của đất nền là mô đun chống cắt  $G$ . Cần xác định  $G$  phân tích động các bài toán sau:

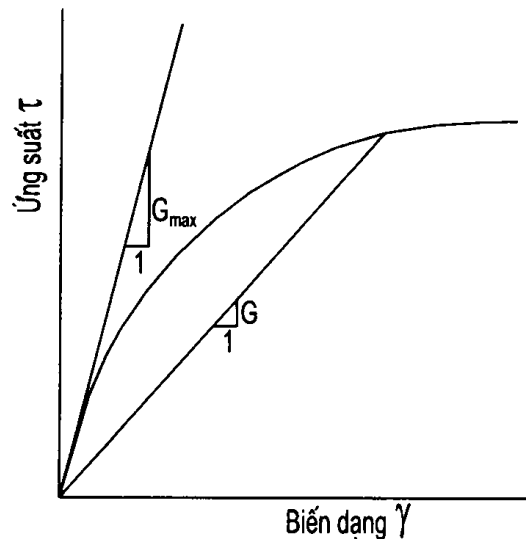
- + Phân tích sự làm việc đồng thời của kết cấu và nền: Nội dung này được đề cập đến trong *Chương 6 và Phụ lục D* phần 2;
- + Phân tích phản ứng với động đất của hiện trường, ví dụ khi xác định tác động động đất cho nền loại  $S_1$ ;
- + Xác định chính xác hơn hệ số động đất  $k_h$  khi kiểm tra độ ổn định theo phương pháp tựa tĩnh cho các kết cấu chắn đất cao trên 10 m (xem *điều 2, Phụ lục E* của TCXDVN 375:2006 - phần 2).

Mô đun chống cắt  $G$  và tỷ số cản  $D$  của đất phụ thuộc vào mức độ biến dạng của đất nền: Khi biến dạng tăng thì giá trị của mô đun nền giảm trong khi tỷ số cản tăng lên. Khi biến dạng góc  $\gamma$  rất nhỏ ( $\gamma < 10^{-6}$ ) thì mô đun cắt đạt giá trị lớn nhất  $G_{\max}$  trong khi tỷ số cản  $D \approx 0$ . Mô đun cắt của đất nền  $G_{\max}$  được định nghĩa bởi  $G_{\max} = d\tau / d\gamma|_{\gamma \rightarrow 0}$ , trong đó  $\tau$  là ứng suất cắt và  $\gamma$  là biến dạng góc (hình 4.1).  $G_{\max}$  cũng có thể được xác định thông qua quan hệ với vận tốc truyền sóng cắt:

$$G_{\max} = \rho \cdot V_S^2$$

Trong đó  $\rho$  là khối lượng đơn vị của đất và  $V_S$  là vận tốc truyền sóng cắt.

Trong điều kiện thường gặp trong thực tế, biến dạng của đất nền khi chịu tải trọng động đất ở mức  $\gamma = 10^{-5} \div 10^{-2}$ , khi đó quan hệ giữa ứng suất và biến dạng được biểu diễn dưới dạng hàm hyperbol. Trong thiết kế có thể xác định mức độ giảm của  $G$  theo bảng 4.1 phần 2.



**Hình 4.1.** Mô đun cắt của đất

Việc xác định  $V_s$  có thể được thực hiện bằng thí nghiệm hiện trường hoặc thí nghiệm trong phòng. Các thí nghiệm đo trực tiếp  $V_s$  ở hiện trường thường chỉ được thực hiện cho các dự án trong đó việc xác định chính xác ứng xử đàn hồi thiết kế là cần thiết, hoặc ở các hiện trường rất khó phân loại nền theo các phương pháp khác. Các phương pháp tính toán giá trị của  $v_s$  từ các tương quan với các thông số địa kỹ thuật thông thường đã được trình bày trong 4.1.3.6.

#### 5.1(1) 4.1.9.2. *Cản*

Cản bên trong của đất cũng là một đại lượng phụ thuộc vào biến dạng. Khi biến dạng càng lớn thì tỷ số cản càng tăng. Trong thiết kế có thể xác định tỷ số cản theo bảng 4.1 phần 2.

## 4.2. HỆ THỐNG MÓNG

### 4.2.1. Tổng quát

**4.2.1.1.** Móng của kết cấu phải thỏa mãn các yêu cầu chung ở phần 2 của EN 1997-1:2004 và đồng thời phải thỏa mãn các yêu cầu của TCXDVN 375:2006.

**4.2.1.2.** Biến dạng không phục hồi của móng và nền do động đất phải nhỏ, không gây ảnh hưởng đến các chức năng cơ bản của kết cấu.

*Ghi chú:* Tiêu chuẩn Nhật Bản về thiết kế móng cầu đường bộ kiến nghị chuyển vị ngang cho phép bằng 1% bề rộng móng nhưng không lớn hơn 50 mm cho móng lớn ( $B > 5$  m). Đối với móng cọc với đường kính tiết diện không quá 150 cm, giới hạn kiến nghị là 15 mm. Đối với móng trụ cầu được thiết kế với ứng xử dẻo thì chuyển vị cho phép bằng 0,02 rad ở đỉnh móng.

**4.2.1.3.** Trừ trường hợp công trình xây dựng gần mái dốc hoặc bề dày đất đắp không đều ở các phía khác nhau của công trình, có thể bỏ qua việc kiểm tra chuyển vị ngang đối với móng nông (móng đơn và móng bè) vì tới thời điểm bắt đầu xảy ra phá hoại thì biến dạng cắt của nền do lực ngang gây ra nhỏ hơn so với biến dạng của các dạng móng khác.

**4.2.1.4.** Trong thiết kế cần xét đến sự phụ thuộc vào mức độ biến dạng của các đặc trưng của đất khi chịu tải trọng động.

**4.2.1.5.** Các tính chất của đất được gia cố tại chỗ hoặc được thay thế có thể xác định bằng thí nghiệm xuyên động lấy mẫu (SPT) hoặc xuyên tĩnh (CPT).

## **4.2.2. Các qui định đối với thiết kế cơ sở**

**4.2.2.1.** Hệ thống móng tối ưu khi thiết kế kết cấu nhà chống động đất là móng dạng hộp với các đặc tính sau:

a) Dầm móng chiều cao lớn (tốt nhất tạo thành vách) bao quanh toàn bộ chu vi hộp móng kết hợp với một hệ thống vách ngang tạo thành hệ vách cứng giao nhau. Trong các kết cấu có tầng ngầm, các vách bao quanh chu vi móng đồng thời đóng vai trò của tường tầng ngầm. Hệ thống vách đảm nhận vai trò truyền tải trọng ngang sang đất nền;

b) Bản bê tông cốt thép ở mặt trên của dầm móng. Trong các kết cấu có tầng ngầm, bản bê tông đóng vai trò của mái tầng ngầm đó;

c) Bản bê tông hoặc hệ dầm móng giao thoa ở mặt dưới của dầm móng

**4.2.2.2.** Nghiên cứu về sự giảm theo chiều sâu của chuyển dịch nền do động đất có thể thực hiện qua các bước:

- Mô hình hoá trường tự do với mặt cắt nền như một tập hợp các lớp song song phân bố theo độ sâu cho đến một lớp có  $V_s > 500$  m/s. Trong phân tích cần xét đến sự giảm mô-đun và tăng độ cản theo hàm số của biên độ biến dạng cắt do động đất;

- Tính toán phản ứng của mô hình đối với 3 đến 5 biểu ghi lịch sử gia tốc phù hợp với các yêu cầu của tác động động đất thiết kế. Có thể sử dụng phần mềm chuyên dụng (ví dụ QUAKE/W của GEOSLOPE Inc.) để thực hiện các tính toán phân tích.

- Xác định giá trị trung bình của sự phân bố gia tốc tính toán lớn nhất và theo đó giảm  $a_g$  như một hàm số của độ sâu. Trong mọi trường hợp, tỷ số gia tốc không nhỏ hơn 65% của tích số  $\alpha S$  ở mặt nền.

## **4.2.3. Các hệ quả tác động thiết kế**

**4.2.3.1.** Quan hệ giữa móng và kết cấu tiêu tán năng lượng và kết cấu không tiêu tán năng lượng được xác định theo chỉ dẫn của điều 4.4.2.6(2) và 4.4.2.6(3) của TCXDVN 375:2006 -1.

**4.2.3.2.** Truyền các hệ quả của tác động động đất lên nền

**4.2.3.2.1.** Đối với móng nông, lực cắt thiết kế  $V_{Ed}$  theo phương ngang được truyền sang đất nền thông qua:

a) Ma sát giữa đáy móng và đất nền  $F_{Rd}$ ;

b) Sức kháng cắt thiết kế giữa mặt đứng (2 mặt hông) của móng và nền  $F_{RL}$ ;

c) Sức kháng do áp lực của đất ở mặt bên (mặt trước) của móng  $E_{pd}$ .

1.1 4.2.3.2.2. Khi móng nằm trên mực nước ngầm, ma sát giữa đáy móng và đất nền  $F_{Rd}$  tính theo công thức:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\text{tg}\delta}{\gamma_M} \quad (4.22)$$

Trong đó:

$N_{Ed}$  - lực thẳng đứng thiết kế tác dụng lên móng;

$\delta$  - góc ma sát giữa bề mặt đáy kết cấu móng và nền. Theo EN 1997-1,  $\delta = \varphi'_{cv,d}$  đối với móng đổ tại chỗ hoặc  $\delta = 2/3 \cdot \varphi'_{cv,d}$  đối với móng đúc sẵn, trong đó  $\varphi'_{cv,d}$  là góc ma sát trong hữu hiệu của đất (bỏ qua lực dính hữu hiệu  $c'$ );

$\gamma_M$  - hệ số riêng của tham số vật liệu, lấy bằng 1,25.

4.2.3.2.3. Trong điều kiện không thoát nước,  $F_{Rd}$  được tính theo công thức:

$$F_{Rd} = A_c c_{u;d} \quad (4.23)$$

Trong đó  $A_c$  là diện tích đáy móng và  $c_{u;d}$  là trị thiết kế của sức kháng cắt không thoát nước của đất.

4.2.3.2.4. Sức kháng cắt thiết kế giữa mặt hông của móng và nền  $F_{RL}$  được xác định theo quan hệ:

$$F_{RL} = A_S \bar{\sigma}_H \text{tg}\phi'_{cv,d} \quad (4.24)$$

Trong đó:

$A_S$  - tổng diện tích các mặt hông của móng;

$\bar{\sigma}_H$  - ứng suất hữu hiệu trung bình trong đất theo phương ngang, có thể lấy  $\bar{\sigma}_H = K_S \bar{\sigma}_V$ ;

$K_S$  - hệ số áp lực ngang của đất;

$\phi'_{cv,d}$  - góc ma sát trong hữu hiệu của đất

**Ghi chú:** Khi đất đắp lại ở mặt bên móng không có cấp phối tốt và không được đầm chặt thì trong thiết kế nên bỏ qua  $F_{RL}$ .

4.2.3.2.5. Khi bỏ qua ma sát giữa các mặt bên của móng và đất  $F_{RL}$ , sự tham gia chịu lực cắt thiết kế của 2 thành phần  $F_{Rd}$  và  $E_{pd}$  có thể được xác định như sau:

$$F_{Rd} = \frac{1}{1 + \beta_H} V_{Ed} \quad (4.25)$$

$$F_{RP} = \frac{\beta_H}{1 + \beta_H} V_{Ed} \quad (4.26)$$

Trong đó:

$V_{Ed}$  - lực cắt thiết kế theo phương ngang;

$\beta_H = k_H D_f / 2k_s B$  - tỷ số phân phối của lực ngang;

$k_H$  - hệ số phản lực nền theo phương ngang ở các mặt trước của móng;

$D_f$  - độ sâu chôn móng;

$k_s$  - hệ số phản lực cắt của nền ( $\text{kN/m}^3$ ) ở đáy móng;

$B$  - bề rộng móng.

Hệ số  $k_H$  có thể được tính toán theo công thức  $k_H = k_{H0} \sqrt{A_H} / a_0$ , trong đó  $k_{H0}$  được xác định từ thí nghiệm bàn nén ở hiện trường với bàn nén cứng đường kính  $a_0$  và  $A_H$  là diện tích chịu nén của móng vuông góc với hướng tác dụng của tải trọng.

Hệ số phản lực cắt của nền,  $k_s$ , có thể tính toán theo công thức  $k_s = \lambda k_v$ , trong đó  $\lambda = 1/3$  và  $k_v$  là hệ số phản lực nền theo phương thẳng đứng xác định bằng biểu thức  $k_v = k_{v0} \sqrt{A_s} / a_0$ , với  $A_s$  là diện tích đáy móng và  $a_0$  là diện tích bàn nén.

**4.2.3.2.6.** Các biểu thức tương tự phương trình (4.25 và 4.26) cũng được sử dụng để phân chia sức kháng đối với lực cắt ở đáy, các mặt hông và mặt trước của móng.

**4.2.3.2.7.** Thành phần sức kháng  $E_{pd}$  lớn nhất bằng 30% áp lực bị động ở mặt bên của móng khi được huy động hoàn toàn.

*Ghi chú:* Áp lực bị động chỉ được huy động hết khi chuyển vị của móng lớn. Khi đất đắp ở lại mặt bên móng không có cấp phối tốt và không được đầm chặt thì trong thiết kế nên bỏ qua  $E_{pd}$ .

**4.2.3.3.** Đối với các loại móng nói chung, lực pháp tuyến (thông thường là lực thẳng đứng) và mô men uốn thiết kế được truyền sang đất nền theo một cơ chế hoặc theo tổ hợp của các cơ chế:

a) Phản lực theo phương thẳng đứng ở đáy móng  $R_{Rd}$ ;

b) Mô men uốn do sức kháng cắt thiết kế theo phương ngang giữa mặt bên của các cấu kiện móng sâu và nền  $R_{RL}$ ;

c) Sức kháng do áp lực của đất ở mặt bên của móng  $R_{RP}$ .

#### **4.2.4. Kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng cho móng nông**

Khi thiết kế theo trạng thái cực hạn, móng nông phải được kiểm tra:

a) Theo sức kháng trượt

b) Theo khả năng chịu tải.

##### **4.2.4.1. Kiểm tra sức chống dẩy trượt**

Điều kiện đảm bảo không xảy ra trượt là:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{Pd} \quad (4.27)$$

*Ghi chú:*

a) Tính toán sức chống dẩy trượt của móng nông được trình bày trong các điều 4.2.3.2.2 - 4.2.3.2.8 của hướng dẫn này;

b) Khi móng nằm trên mực nước ngầm, các tính chất của đất không thay đổi trong quá trình động đất và hiện tượng trượt không ảnh hưởng xấu đến các đường ống kỹ thuật liên kết với kết cấu thì có thể cho phép xảy ra trượt trong một giới hạn cho phép.

3) **4.2.4.2. Kiểm tra khả năng chịu tải**

Kiểm tra khả năng chịu tải của móng nông chịu tải trọng động đất được trình bày trong phụ lục F của TCXDVN 375:2006-2.

Ví dụ 3: Kiểm tra một móng nông theo khả năng chịu tải

**Số liệu đầu vào**

a) Kích thước móng (hình 4.2):

- Kích thước trên mặt bằng: 11.4 x 12.4 m;
- Bề dày móng: 2.5 m;
- Cao độ của đáy móng: +186.85 m
- Cao độ của mặt nền: +191.15 m

b) Cột địa tầng (bảng 4.5):

**Bảng 4.5. Cột địa tầng thiết kế**

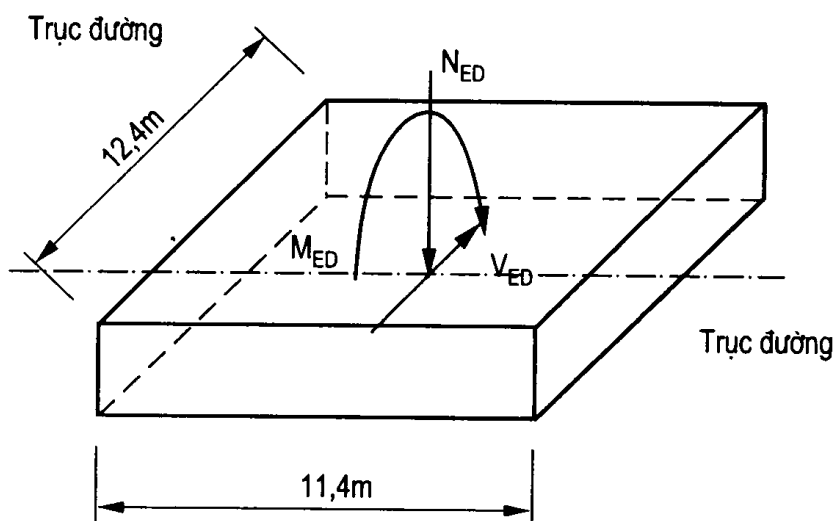
Độ sâu từ mặt đất (m)	Loại đất	Trọng lượng riêng (kN/m <sup>3</sup> )	Góc sức kháng cắt $\phi'$ (°)
0-14	Cuội sỏi	20.5	38
>14	Cuội sỏi và cát	19.5	37

c) Tổ hợp tải trọng bất lợi nhất:

$$N_{Ed} = 37550 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 2368 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 35641 \text{ kN.m}$$



**Hình 4.2. Hình dạng móng và các tải trọng thiết kế tác dụng lên móng**

Tác động động đất được xác định ứng với vùng hoạt động động đất thấp, trong đó gia tốc thiết kế cho đất cứng  $a_{gR} = 0.05g$ . Nền tại vị trí được phân loại B (cát lẫn cuội sỏi chặt đến rất chặt), ở đây giả thiết hệ số cho nền  $S = 1.25$ . Với hệ số tầm quan trọng bằng đơn vị, gia tốc nền thiết kế bằng:  $a_g S = 0.05 \times 1.25 = 0.0625g$ .

*Kiểm tra theo sức chịu tải phá hoại*

Theo phương trình (F.6) của TCXDVN 375:2006-2, sức chịu tải giới hạn,  $N_{max}$ , cho mỗi mét dài móng dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng chính tâm bằng:

$$N_{max,L=1} = \frac{1}{2} \rho g \left( 1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma$$

Trong đó:

$a_v$  - gia tốc nền theo phương thẳng đứng  $= 0.5 a_g S = 0.03125g$

$N_\gamma$  - thừa số sức chịu tải, tính bằng:

$$N_\gamma = 2 \left[ \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'_d}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi'_d} + 1 \right] \operatorname{tg} \varphi'_d = 30.21$$

Trong đó giá trị thiết kế của góc  $\delta_d = \varphi'_d$  của sức kháng cắt được cho bằng  $\varphi'_d = \operatorname{tg}^{-1}(\operatorname{tg} \varphi' / \gamma_M) = 32^\circ$ ,  $B = 12.4$  m và  $\rho_g = 20.5$  kN/m<sup>3</sup>.

Thay các giá trị trên vào các công thức, có:

$$N_{max,L=1} = \frac{1}{2} \times 20.5 \times (1 \pm 0.03125) \times 12.4^2 \times 30.21 = \begin{cases} 49100 \\ 46124 \end{cases} \text{ kN/m}$$

Với giá trị nhỏ hơn của  $N_{max,L=1}$ , sức chịu tải tổng cộng của móng bằng:

$$N_{max,total} = 46124 \times 12.4 = 571938 \text{ kN}$$

Đối với cát chặt vừa đến chặt, bảng F.2 của phụ lục F cho  $\gamma_{Rd} = 1.0$ . Như vậy, thay vào phương trình (F.2) của TCXDVN 375:2006, có:

$$\bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{max,total}} = \frac{37550}{571938} = 0.06565$$

Đối với đất rời thuần tuý, lực quán tính không thứ nguyên được xác định theo công thức (F. 7) của EN 1998-5

$$\bar{F} = \frac{a_g S}{g \cdot \operatorname{tg} \varphi'_d} = \frac{0.0625 \cdot g}{g \cdot \operatorname{tg} 32^\circ} = 0.10$$

và giá trị của  $\bar{N}$  thoả mãn yêu cầu của điều kiện (F. 8) của phụ lục F:



$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^k = (1 - 0.96 \times 0.10)^{0.39} = 0.9614$$

Mặt khác:

$$\bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{max, total}} = \frac{2368}{571938} = 0.00414$$

$$\bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{max, total}} = \frac{35641}{12.4 \times 571938} = 0.00503$$

Thay các giá trị đã tính toán ở trên và các thông số thích hợp vào phương trình (F.1), có:

$$\frac{(1 - 0.41 \times 0.08)^{1.14} (2.90 \times 0.00414)}{(0.06565)^{0.92} [(1 - 0.96 \times 0.08)^{0.39} - 0.06565]^{1.25}} + \frac{(1 - 0.32 \times 0.08)^{1.01} \times (2.80 \times 0.00503)^{1.01}}{(0.06565)^{0.92} [(1 - 0.96 \times 0.08)^{0.39} - 0.06565]^{1.25}} - 1 \leq 0$$

Vì vế trái bằng -0.66, bất đẳng thức được thoả mãn nên móng đủ khả năng chịu tải.

## (2) 4.2.5. Các liên kết theo phương ngang của móng

(6) 4.2.5.1. Chỉ dẫn liên quan đến hệ thống móng nông được trình bày trong mục 2) 4.2.2.1 của chỉ dẫn này.

(7) 4.2.5.2. Cân bố trí các móng và hệ giằng móng của cùng một hạng mục kết cấu trên cùng cao độ. Đối với móng trên nền loại A và đối với nền loại B trong khu vực ít khả năng xảy ra động đất thì có thể đặt móng ở cao độ khác nhau.

4.2.5.3. Các yêu cầu về cấu tạo hệ thống dầm giằng móng được qui định trong 5.4.1.2 (6) và 5.4.1.2 (7).

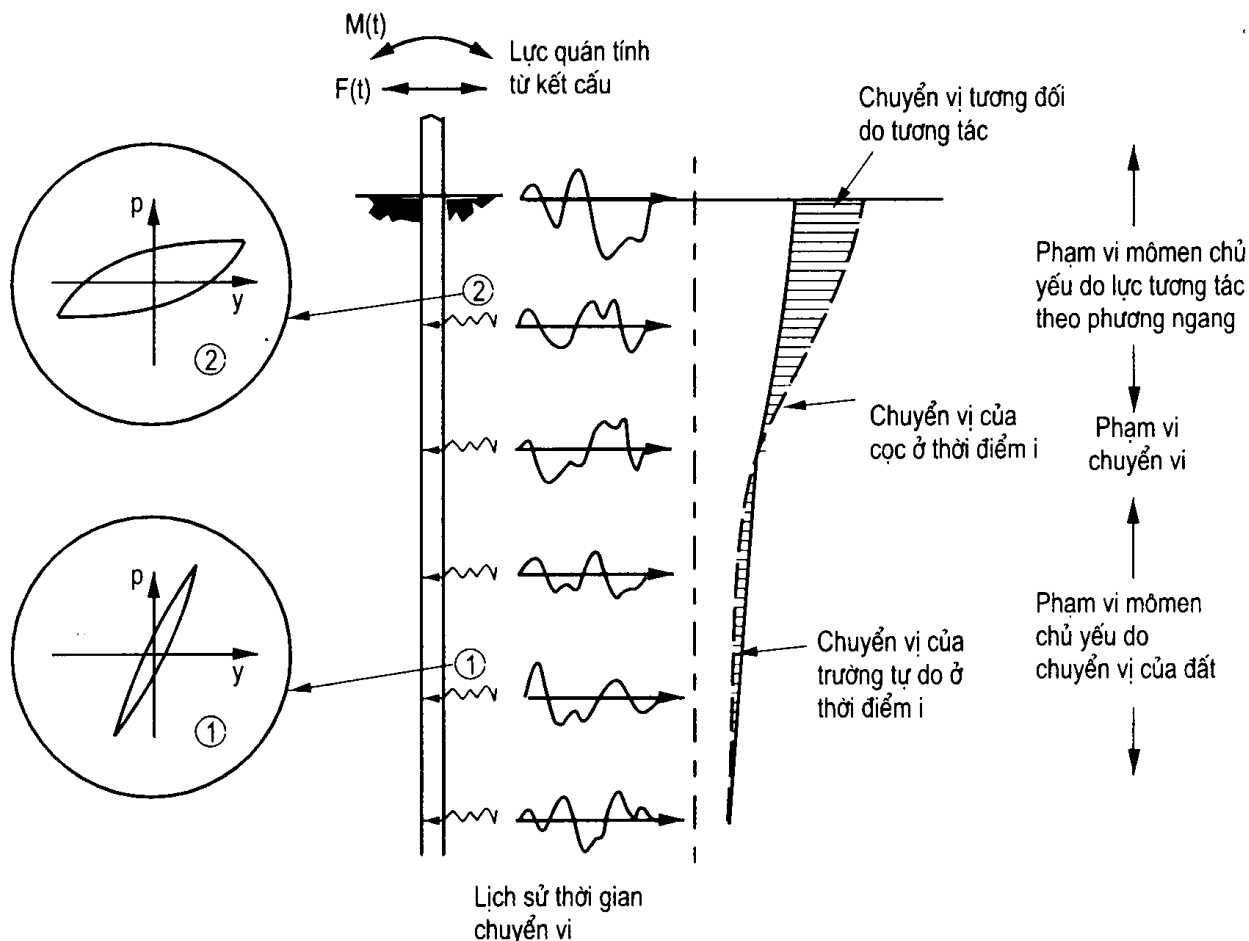
## 4.2.6. Cọc và trụ

4.2.6.1. Tải trọng tác dụng lên cọc và trụ gồm có tải trọng từ kết cấu bên trên và tải trọng do biến dạng của đất nền khi sóng động đất lan truyền qua phạm vi móng cọc.

Khi động đất, cọc chịu tác động của các tải trọng do tác dụng quán tính của kết cấu bên trên và đồng thời còn chịu tác động do chuyển vị của trường tự do (hình 4.3).

Trong điều kiện thông thường, lực quán tính từ kết cấu bên là yếu tố chủ yếu gây mô men uốn ở phần trên cây cọc. Phạm vi độ sâu ảnh hưởng lớn nhất của lực quán tính phụ thuộc vào độ cứng của cọc và các đặc trưng biến dạng của nền. Độ cứng của cọc càng lớn và lớp đất bề mặt càng yếu thì phạm vi ảnh hưởng càng sâu.

Ở phần dưới của cọc, chuyển vị của trường tự do là yếu tố đóng vai trò chủ yếu gây mô men uốn. Do độ cứng của đất tăng theo độ sâu nên càng xuống sâu thì chênh lệch về độ cứng giữa đất và cọc giảm đi, trong điều kiện này cọc chuyển động cùng với đất xung quanh khi xảy ra động đất.



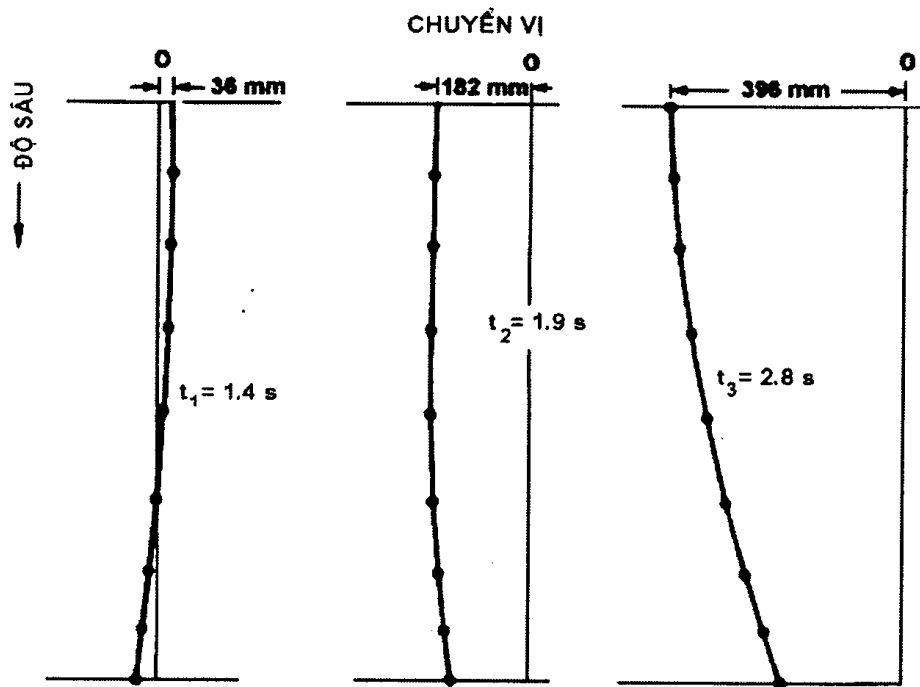
**Hình 4.3.** Cơ chế tương tác giữa cọc và đất trong khi có tải trọng động đất  
(theo AASHTO LRFD Bridge Design Specifications – 2002 Interim)

Phân tích sự làm việc đồng thời của cọc và nền khi chịu tải trọng động đất có thể được thực hiện theo 4 bước :

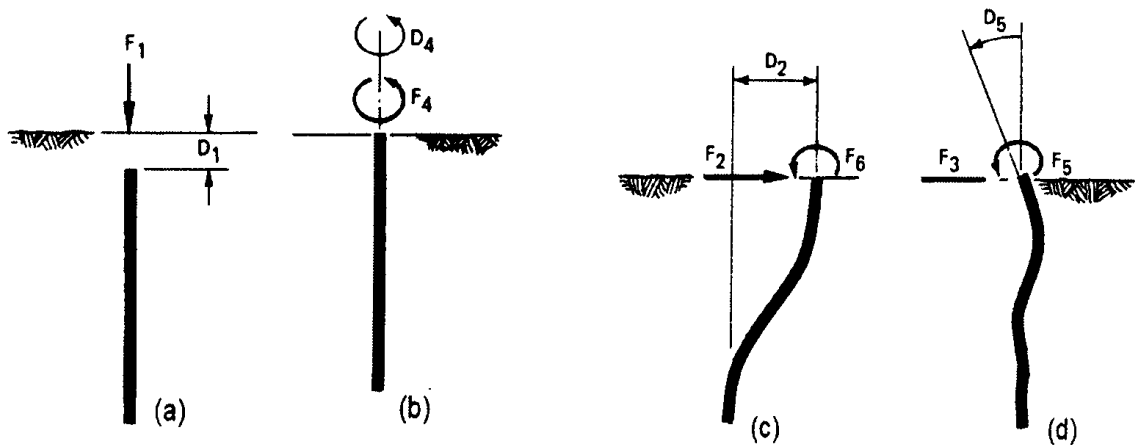
**Bước 1 - Phân tích ứng xử của cọc đơn:** Sử dụng các quan hệ phi tuyến giữa tải trọng và chuyển vị của cọc và đất nền để kiểm tra độ bền của thân cọc. Trong trường hợp này tải trọng tác dụng trên đầu cọc là lực quán tính. Mặt khác giả thiết là cọc biến dạng theo đất nền theo dạng xác định từ kết quả phân tích chuyển vị của trường tự do. Từ các mặt cắt chuyển vị tương ứng với những thời điểm xác định có thể tính được độ cong và mô-men uốn của cọc. Ví dụ trên hình 4.4 thể hiện chuyển vị của trường tự do với nền đất rời sâu 61 m trong trận động đất El Centro. Độ cong lớn nhất thường xảy ra tại các mặt phân cách giữa các lớp đất yếu và đất cứng. Vì vậy trong những trường hợp cọc xuyên qua nhiều lớp đất có độ cứng thay đổi mạnh thì nên sử dụng cọc thép, cọc bê tông cốt thép ứng lực trước.

**Bước 2 - Lập ma trận độ cứng tổng thể**

Trong bước này, hàm số của độ cứng tại đầu cọc hoặc kháng trở có thể được thiết lập để thực hiện phân tích phản ứng đàn hồi hoặc phi tuyến và lắp ghép để tạo thành ma trận độ cứng của nhóm cọc để phân tích phản ứng tổng thể (hình 4.5).



Hình 4.4. Mặt cắt tiêu biểu của dịch chuyển do động đất  
(theo AASHTO LRFD Bridge Design Specifications)



$$\begin{bmatrix} K_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{22} & 0 & 0 & 0 & K_{26} \\ 0 & 0 & K_{33} & 0 & K_{35} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{53} & 0 & K_{55} & 0 \\ 0 & K_{62} & 0 & 0 & 0 & K_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ D_4 \\ D_5 \\ D_6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1^1 \\ F_2^2 + F_6^2 \\ F_3^3 + F_5^3 \\ F_4^4 \\ F_5^5 + F_3^5 \\ F_6^6 + F_2^6 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \\ F_5 \\ F_6 \end{Bmatrix}$$

$K \quad X \quad D = F_{dir.} + F_{coup.} = F$

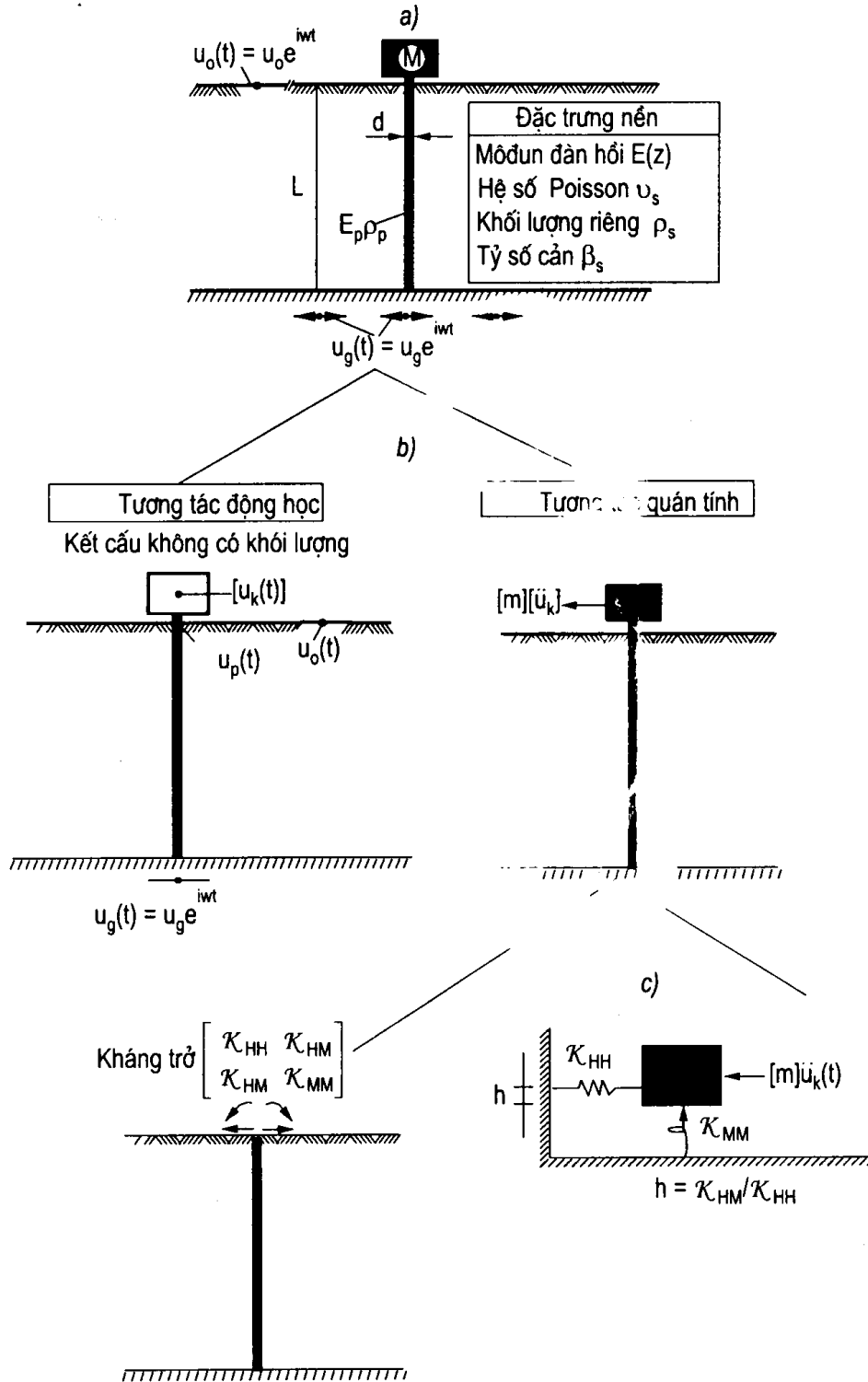
Hình 4.5. Ma trận độ cứng của cọc (theo Kriger and Wright, 1980)

**Bước 3 - Phân tích tương tác động học và quán tính**

Bằng cách phân tích riêng rẽ tương tác động học và quán tính có thể xác định kháng trở của cọc và chuyển động của móng như mô tả trên hình 4.6.

**Bước 4 - Phân tích tương tác đồng thời**

Trên cơ sở các kết quả phân tích kể trên có thể thực hiện phân tích tổng thể phản ứng của toàn bộ hệ thống.



**Hình 4.6.** Phân tích tương tác động học và quán tính (theo Gazetas, 1984)

**4.2.6.2.** Khả năng chịu tải trọng ngang của cọc được kiểm tra theo các nguyên tắc của EN 1997-1:2004, gồm một số nội dung như sau:

**4.2.6.2.1.** Cọc đạt trạng thái giới hạn về sức chịu tải theo một trong các cơ chế sau:

a) Xoay hoặc tịnh tiến khi cọc ngắn (cọc cứng);

b) Phá hoại kết cấu cọc do uốn cùng với sự phá hoại cục bộ của nền ở đoạn gần đầu cọc (cọc mềm).

**4.2.6.2.2.** Hiệu ứng nhóm cần được xét đến khi phân tích nhóm cọc chịu tải trọng ngang. Tải trọng ngang tác dụng lên nhóm cọc có thể tạo ra lực nén, kéo và lực ngang trên các cọc trong nhóm.

**4.2.6.2.3.** Sức chịu tải trọng ngang của cọc có thể xác định từ kết quả thí nghiệm cọc ở hiện trường hoặc bằng cách tính toán.

**4.2.6.2.4.** Phân loại cọc theo độ cứng

Cọc được phân loại trên cơ sở chiều dài không thứ nguyên  $Z_{max}$ , xác định như sau:

$$Z_{max} = L_p / T \quad (4.28)$$

Trong đó:

T - chiều dài đàn hồi của cọc, xác định như sau:

$$T = (E_p J_p / k)^{0.2} \text{ khi áp dụng đất có mô đun đàn hồi } E_{z=0} = 0$$

$$T = (E_p J_p / E_0)^{0.25} \text{ khi } E = E_0 + kz$$

$E_0$  - mô đun đàn hồi của đất ở cao độ bề mặt đất;

z - độ sâu tính từ bề mặt đất;

$E_p J_p$  - độ cứng chống uốn của cọc;

k - hệ số nền, dao động từ 2000 kN/m<sup>3</sup> cho cát có độ chặt thấp và bão hòa đến 20000 kN/m<sup>3</sup> cho cát chặt nằm trên mực nước ngầm.

Cọc được phân loại cọc theo độ cứng như trình bày trong bảng 4.6.

**Bảng 4.6 Phân loại cọc theo  $Z_{max}$**

$Z_{max}$	Phân loại	Cơ chế phá hoại
<2,5	Cọc cứng	Cọc xoay hoặc tịnh tiến, biến dạng do uốn có thể bỏ qua, phá hoại xảy ra do đạt tới giới hạn sức chịu tải của đất
2,5÷5	Cọc nửa mềm	Sự phá hoại hoặc do hư hỏng kết cấu cọc khi uốn, hoặc do đạt tới giới hạn sức chịu tải của đất
>5	Cọc mềm	Sự phá hoại của nó luôn xảy ra do hư hỏng kết cấu cọc khi uốn

**4.2.6.3.** Tính toán sức chịu tải trọng ngang của cọc mềm có thể áp dụng mô hình liên tục hoặc rời rạc, trong đó phải xét đến:

a) Độ cứng chống uốn của cọc;

b) Phản lực của đất dọc thân cọc, trong đó cần xét đến sự thay đổi của các đặc trưng của đất nền do ảnh hưởng của tải trọng động đất;

c) Tương tác giữa các cọc trong nhóm;

d) Đặc điểm liên kết giữa cọc và kết cấu.

**Ghi chú:**

- Trong điều kiện thông thường (nhóm ít cọc) có thể áp dụng giả thiết đơn giản hóa bỏ qua tương tác giữa các cọc trong nhóm;

- Liên kết ngàm giữa các cọc và đài cọc tăng khả năng chịu tải và giảm chuyển vị của cọc khi chịu tải trọng ngang;

- Có thể tham khảo phương pháp tính toán cọc chịu tải trọng ngang của TCXD 205:1998 (nguyên tắc của phương pháp này phù hợp với yêu cầu của EN 1997-1);

- Các phương pháp tính toán hiện có chủ yếu dựa trên bài toán đàn hồi, thích hợp với điều kiện chuyển vị ngang của cọc bằng 10-15 mm và áp lực ngang tác dụng lên đất nền nhỏ hơn sức chịu tải giới hạn, do đó các phương pháp này cho kết quả phù hợp với cọc đường kính lớn. Đối với cọc nhỏ, các phương pháp phi tuyến, như phương pháp đường cong p-y nên được sử dụng.

**4.2.6.4.** Khi có thể giả thiết tương tác đàn hồi cọc — nền thì phương pháp phân tích động có thể được áp dụng, trong đó phản lực nền đối với chuyển vị ngang của cọc được đánh giá, ví dụ bắt đầu từ lời giải chính xác cho một trụ đất mỏng quanh cọc. Bằng cách này người ta thu được lực cắt và mô men phụ thuộc vào tần số dọc theo cọc, cũng như hệ số lò xo và cản tương đương phụ thuộc tần số cho mỗi dạng dao động của cọc.

**4.2.6.5.** Sau khi xét đến ảnh hưởng của nhóm cọc, các thông số tập trung có thể được đưa vào chân của kết cấu để xét tới hiệu ứng tương tác đất - móng. Trong trường hợp đó các thông số tương đương có thể được đánh giá ở tần số dao động cơ bản của kết cấu.

*Ví dụ 4:* Kiểm tra sức chịu tải trọng ngang của cọc nhồi

Chuyển vị của trường tự do không có biến động đột ngột khi đất nền tương đối đồng nhất, do đó tác động của nó đối với mô men uốn thân cọc không lớn. Trong điều kiện này có thể áp dụng các phương pháp tính toán thông dụng để kiểm tra khả năng chịu tải trọng ngang của cọc. Trong ví dụ này cọc khoan nhồi được hạ qua lớp sét dẻo mềm, mũi cọc tựa trên lớp sét dẻo cứng gặp từ độ sâu 25 m trở xuống. Tải trọng ngang lớn nhất tác dụng lên đầu cọc  $H=100$  kN.

**Số liệu đầu vào**

a) Số liệu về cọc

- Đường kính tiết diện:  $B=0.8$  m

- Chiều dài:  $L_p=30$  m

- Mô đun đàn hồi:  $E = 26500 \text{ MPa}$

- Mô men quán tính:  $J_p = \pi 0.8^4 / 64 = 0.020096 \text{ m}^4$

b) Cột địa tầng (bảng 4.7):

**Bảng 4.7. Cột địa tầng thiết kế**

Độ sâu từ mặt đất (m)	Loại đất	Sức kháng cắt không thoát nước $c_u$ , kPa
0-25	Sét dẻo mềm (1)	25
>25	Sét dẻo cứng đến nửa cứng (2)	55

c) Tải trọng ngang lớn nhất:  $H_u = 60 \text{ kN}$

Theo hướng dẫn ở 4.2.6.2.4, cọc cần được kiểm tra và phân loại theo độ cứng. Đối với đất sét cố kết bình thường thì  $E_{z=0} = 0$ , vì vậy chiều dài đàn hồi của cọc được xác định theo công thức  $T = (E_p J_p / k)^{0.2}$ . Vì khả năng chịu tải trọng ngang của cọc phụ thuộc chủ yếu vào các lớp đất nằm gần bề mặt nên trong các tính toán kiểm tra sau đây sẽ sử dụng thông số sức kháng cắt không thoát nước của lớp sét dẻo mềm. Theo khuyến cáo của Tomlinson (1977), hệ số  $k$  của đất sét yếu cố kết bình thường có thể lấy bằng  $350 \div 700 \text{ kN/m}^3$ . Ở đây có thể lựa chọn  $k = 700 \text{ kN/m}^3$  vì lớp sét (1) không quá yếu. Từ đó xác định được:

$$T = (26500 \times 1000 \times 0.020096 / 700)^{0.2} = 3.77 \text{ m}$$

$$L_p / T = 30 / 3.77 = 7.96$$

Vì tỷ số  $L_p / T > 5$  nên cây cọc này được coi là “mềm” (xem bảng 4.6).

Theo Broms (1964), sức chịu tải trọng ngang giới hạn của cọc “mềm” phụ thuộc vào độ bền chịu uốn của thân cọc  $M_u$ . Với giả thiết về khớp dẻo tại độ thân cọc bị gãy, tải trọng ngang lớn nhất có thể tác dụng lên đầu cọc là:

*Trường hợp đầu cọc tự do:*

$$H = \frac{M_u}{\left( e + 1.5B + \frac{H}{18Bc_u} \right)}$$

*Trường hợp đầu cọc ngàm vào đài:*

$$H = \frac{2M_u}{\left( e + 1.5B + \frac{H}{18Bc_u} \right)}$$

Trong đó  $e$  là khoảng cách từ đầu cọc đến mặt đất.

Từ đó có thể xác định được phương trình  $kH^2 + mH + n = 0$ , với:

$$k = 1/(18Bc_u)$$

$$m = e + 1.5B$$

$$n = -Mu \text{ khi đầu cọc tự do;}$$

$$= -2Mu \text{ khi đầu cọc ngàm vào đài.}$$

Đối với trường hợp cây cọc của ví dụ này, có thể xác định được:

$$k = 1/(18 \cdot 0.8 \cdot 25) = 0.003704$$

$$m = 0 + 1.5 \cdot 0.6 = 0.9$$

$$n = -150 \text{ khi đầu cọc tự do;}$$

$$= -300 \text{ khi đầu cọc ngàm trong đài}$$

Giải phương trình có thể xác định được tải trọng ngang lớn nhất:

$$H_u = 113.6 \text{ kN khi đầu cọc tự do;}$$

$$= 187.9 \text{ kN khi đầu cọc ngàm trong đài.}$$

Tải trọng ngang lớn nhất cũng có thể được xác định bằng cách sử dụng đồ thị, ví dụ các đồ thị trong phụ lục G của TCXD 205:1998.



## TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. СНиП II-7-81. Standards and Regulation for Construction Chapter 7, Part II
2. UBC-1991. Uniform Building Design Code. Chapter 23, Part II.
3. Standards for Aseismic Civil Engineering Contructions and Earthquake-Resistant Design Method for Building, Japan.
4. Recommendations for the redaction of rules relative to the structures and installations built in regions prone to earthquakes, France.
5. *Xây dựng nhà và công trình trong vùng có động đất*. Tuyển tập các báo cáo khoa học của hội thảo 11/1986, Hà Nội.
6. Hoàng Như Sáu, Nguyễn Đăng Bích, Nguyễn Thanh Sơn. *Giới thiệu và so sánh một vài công thức xác định tải trọng động đất tác dụng lên nhà và công trình*. Nội san Viện KHKT Xây dựng, No3, 1977.
7. Phạm Gia Lộc. *Cơ sở của động đất và tính toán công trình chịu tải trọng động đất*, NXB Xây dựng, 1985.
8. Nguyễn Đăng Bích. *Những vấn đề xung quanh tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn cho công trình xây dựng ở vùng có động đất của Việt Nam*. Thông báo khoa học kỹ thuật Xây dựng, số đặc biệt.
9. *Nghiên cứu phương pháp tính toán công trình có kể đến tải trọng động đất và gió bão*. Báo cáo kết quả đề tài nghiên cứu cấp nhà nước 26B-03-01. Nguyễn Đăng Bích chủ trì và các cộng tác viên, 1988.
10. Nguyễn Đình Xuyên, Nguyễn Ngọc Thủy. *Tính động đất và độ nguy hiểm động đất trên lãnh thổ Việt Nam*. Thành tựu nghiên cứu Vật lý địa cầu 1987-1997.
11. Phan Văn Cúc, Nguyễn Lê Ninh. *Tính toán và cấu tạo kháng chấn các công trình nhiều tầng*, NXB Khoa học kỹ thuật, 1994.
12. *Thực hành thiết kế chống động đất cho công trình*. Tài liệu dịch NXB Xây dựng, 1997.
13. I.A Rezanop, Nguyen Khac Mao. *Động đất và phân vùng động đất miền Bắc Việt Nam*. Tin tức AH CCCP. Vật lý Địa cầu No.4, 1986.
14. Nguyễn Khắc Mão. *Một số nhận xét về phân vùng động đất ở miền nam Việt Nam*. Thông báo khoa học của các trường đại học. Tập san Địa lý - Địa chất, N°4, 1975.

15. *Động đất lãnh thổ Việt Nam, Báo cáo kết quả đề tài.* Nguyễn Đình Xuyên chủ trì và các cộng tác viên. Trung tâm vật lý địa cầu 1985.
16. *Cơ sở dữ liệu cho các giải pháp giảm nhẹ hậu quả động đất Việt Nam, Báo cáo kết quả đề tài KT-ĐL 92-07, Phần 1.* Nguyễn Đình Xuyên chủ trì và các cộng tác viên, 1996
17. *Hoàn chỉnh bản đồ phân vùng nhỏ động đất Hà Nội tỷ lệ 1:25000.* Báo cáo kết quả đề tài 01-36. Nguyễn Đình Xuyên chủ trì và các cộng tác viên, 1996
18. Earthquake Resistant Regulation a World list, 1992.
19. Eurocode 8. Earthquake-Resistant Design of Structures
20. GBJ 11-89. Aseismic Building Design Code, China
21. TBC (1991) Taiwanese Building Code. Construction Bureau, the Ministry of Internal Affairs, Taiwan.
22. *Cơ sở dữ liệu cho các giải pháp giảm nhẹ hậu quả động đất ở Việt Nam, Báo cáo kết quả đề tài KT-ĐL 92-07, Phần 2.* Nguyễn Đình Xuyên chủ trì và các cộng tác viên, 1996
23. *Nghiên cứu dự báo động đất và dao động nền ở Việt Nam. Báo cáo tổng kết đề tài độc lập cấp nhà nước.* Viện Vật lý Địa cầu - Viện KHCN Việt Nam thực hiện, Nguyễn Đình Xuyên chủ trì và các cộng tác viên.
24. *TCXDVN 375:2006, Thiết kế công trình chịu động đất, Phần 1 và 2* NXB Xây dựng, 2006.
25. Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Co. Inc., 1996
26. Hardin, B.O. (1978), "The Nature of Stress Strain Behaviour of Soils", Proc. ASCE Specialty Conference on Earthquake Eng. and Soil Dynamics, Pasadena.

# MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
<i>Lời nói đầu</i>	3
<b>Chương mở đầu. Giới thiệu quá trình biên soạn TCXDVN 375 : 2006</b>	5
<b>Chương 1. Nguyên tắc cơ bản của thiết kế kháng chấn</b>	15
<i>1.1. Những yêu cầu và tiêu chí cần tuân theo</i>	15
1.1.1. Những yêu cầu cơ bản	15
1.1.2. Những tiêu chí cần tuân theo	16
1.1.3. Tránh các yếu tố dẫn đến tập trung ứng suất	19
<i>1.2. Nguyên tắc cơ bản của thiết kế cơ sở</i>	22
1.2.1. Tính đơn giản về kết cấu	22
1.2.2. Tính đồng đều, đối xứng và siêu tĩnh của kết cấu	22
1.2.3. Kết cấu có độ cứng và độ bền theo hai phương	23
1.2.4. Có độ cứng và độ bền chống xoắn theo hai phương	23
1.2.5. Sàn tầng có ứng xử như tấm cứng	23
1.2.6. Nhà có móng thích hợp	24
<i>1.3. Tiêu chí về tính đều đặn của kết cấu</i>	24
1.3.1. Tổng quát	24
1.3.2. Tiêu chí về tính đều đặn trong mặt bằng	25
1.3.3. Tiêu chí về tính đều đặn theo mặt đứng	27
1.3.4. Chọn cấu hình kết cấu hợp lý	28
<b>Chương 2. Tính toán tác động động đất tác dụng lên công trình</b>	35
2.1. Xác định giá trị tỉ số $a_{gR}/g$	35
2.2. Nhận dạng điều kiện đất nền theo tác động động đất	35
2.3. Mức độ và hệ số tầm quan trọng	36
2.4. Xác định giá trị gia tốc đỉnh đất nền thiết kế	36
2.5. Xác định hệ số ứng xử ( $q$ ) của kết cấu bê tông cốt thép	36
2.6. Xác định chu kỳ riêng cơ bản $T_1$ của công trình	36
2.7. Phổ thiết kế không thứ nguyên dùng cho phân tích đàn hồi	37
2.8. Điều kiện áp dụng mô hình phẳng khi tính toán	38
2.9. Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương	39
2.10. Phương pháp phân tích phổ phản ứng	40

2.11. Tính toán theo phương y	43
2.12. Tổ hợp đặc biệt có tác động động đất	43
2.13. Lập trình	44
2.14. Ví dụ tính toán	44
<b>Chương 3. Thiết kế cấu kiện kết cấu bê tông cốt thép</b>	<b>74</b>
3.1. Phân loại kết cấu	74
3.1.1. Phân loại theo đặc trưng làm việc của kết cấu	74
3.1.2. Phân loại theo khả năng tiêu tán năng lượng	75
3.2. Hệ số ứng xử đối với tác động động đất theo phương nằm ngang	75
3.3. Tiêu chí thiết kế	78
3.3.1. Điều kiện chịu lực cục bộ	78
3.3.2. Quy định thiết kế theo khả năng chịu lực và tiêu tán năng lượng	78
3.3.3. Điều kiện dẻo kết cấu cục bộ	78
3.3.4. Tính siêu tĩnh của kết cấu	80
3.3.5. Cấu kiện kháng chấn phụ và khả năng chịu lực	80
3.3.6. Các biện pháp bổ sung	80
3.4. Hệ quả tác động thiết kế cho trường hợp cấp dẻo kết cấu trung bình	81
3.4.1. Dầm	81
3.4.2. Cột	82
3.4.3. Tường có tính dẻo kết cấu	84
3.4.4. Tường kích thước lớn ít cốt thép	86
3.4.5. Kiểm tra theo trạng thái cực hạn	86
3.5. Hệ quả tác động thiết kế cho trường hợp cấp dẻo kết cấu cao	89
3.5.1. Dầm	89
3.5.2. Cột	89
3.5.3. Nút dầm - cột	89
3.5.4. Tường có tính dẻo kết cấu	90
3.5.5. Tường dày và thấp	91
3.5.6. Kiểm tra theo trạng thái cực hạn	91
3.6. Cấu tạo đảm bảo yêu cầu dẻo cục bộ	98
3.6.1. Các tham số cấu tạo đối với dầm	98
3.6.2. Các tham số cấu tạo đối với cột	101
3.6.3. Các tham số cấu tạo đối với mối nối dầm — cột	103
3.6.4. Các tham số cấu tạo đối với tường cứng	106
3.6.5. Các tham số cấu tạo đối với cấu kiện đúc sẵn	110
3.6.6. Các tham số cấu tạo đối với neo và mối nối	111
3.6.7. Các kí hiệu dùng trong phân hướng dẫn cấu tạo	112

<b>Chương 4. Thiết kế nền móng</b>	114
<i>4.1. Yêu cầu đối với lựa chọn vị trí xây dựng và khảo sát đất nền</i>	114
<i>4.2. Hệ thống móng</i>	134
4.2.1. Tổng quát	134
4.2.2. Các qui định đối với thiết kế cơ sở	135
4.2.3. Các hiệu ứng tác động thiết kế	135
4.2.4. Kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng cho móng nông	137
4.2.5. Các liên kết theo phương ngang của móng	140
4.2.6. Cọc và trụ	140
<b>Tài liệu tham khảo</b>	148

**HƯỚNG DẪN**  
**THIẾT KẾ KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG**  
**BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU ĐỘNG ĐẤT**  
**THEO TCXDVN 375: 2006**

*(Tái bản)*

*Chịu trách nhiệm xuất bản :*

**BÙI HỮU HẠNH**

*Biên tập :* VŨ ĐÌNH CĂN

*Chế bản điện tử :* LÊ THỊ HƯƠNG

*Sửa bản in :* VŨ ĐÌNH CĂN

*Trình bày bìa :* HS. VŨ BÌNH MINH

---

In 300 cuốn khổ 19 x 27cm tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 50-2009/CXB/502-92/XD ngày 13-1-2009. Quyết định xuất bản số 135/QĐ-XBXD ngày 15-4-2009. In xong nộp lưu chiểu tháng 5-2009.

$\frac{6X9.3}{XD - 2009}$	50 - 2009
---------------------------	-----------

**Giá : 38.000<sup>d</sup>**