

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG

NGUYỄN HOÀNG THU THỦY

TÍNH TOÁN

SÀN PHẪNG BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

CHUYÊN NGÀNH: XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH DD VÀ CN

MÃ SỐ: 2.15.14

CÁN BỘ HƯỚNG DẪN

PGS. TS. PHAN QUANG MINH

HÀ NỘI 2007

CHƯƠNG 2

TÍNH TOÁN SÀN PHẪNG BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC BẰNG PHƯƠNG PHÁP CÂN BẰNG TẢI TRỌNG.

	Tr
2.1 Phân tích trạng thái ứng suất cho cấu kiện chịu uốn	33
2.1.1 Các giả thiết cơ bản	33
2.1.2 Ứng suất trong bê tông do ứng lực trước	34
2.1.3 Ứng suất tổng cộng trong hệ tông do ứng lực trước và do tải trọng dài hạn.	35
2.1.4 Ứng suất trong thép ứng lực trước.	35
2.2 Thiết kế sàn bê tông ứng lực trước	37
2.2.1 Giới thiệu chung sàn bê tông ứng lực trước	37
2.2.2 Thiết kế cấu kiện bê tông ứng lực trước chịu uốn tiết diện chữ nhật bằng phương pháp cân bằng tải trọng	37
2.2.3 Quan điểm thiết kế các dạng sàn bê tông ứng lực trước	42
2.2.4 Thiết kế sàn phẳng hệ tông ứng lực trước căng sau bằng phương pháp cân bằng tải trọng	47
2.3 Kết luận chương 2	61

CHƯƠNG 3

VÍ DỤ TÍNH TOÁN

3.1 Ví dụ tính toán	62
3.2 Lập bảng so sánh	79
3.3 Kết luận chương 3	81
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	82
TÀI LIỆU THAM KHẢO	83
MỘT SỐ HÌNH ẢNH THI CÔNG SÀN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC	84

KÝ HIỆU

A : Diện tích mặt cắt ngang tổng cộng.

A_c : Diện tích mặt cắt ngang của bê tông.

A_{ps} : Diện tích thép ứng lực trước.

A'_s, A_s : Diện tích thép thường. chịu nén, kéo.

ULT : ứng lực trước.

E_s : Mô đun đàn hồi của thép.

E_c : Mô đun đàn hồi của bê tông.

e : Độ lệch tâm của thép ULT.

F : Lực ULT hiệu quả trong cáp.

f_c : ứng suất đơn vị của bê tông.

f'_c : Cường độ chịu nén của bê tông mẫu lăng trụ ở 28 ngày tuổi.

f'_{ci} : Cường độ chịu nén chuyển đổi của bê tông.

f_{ps}, P_e : ứng suất hiệu quả, lực căng hiệu quả của thép ULT.

I : Mô men quán tính của mặt cắt ngang.

σ : ứng suất trong bê tông.

W_D : Tĩnh tải.

W_L : Hoạt tải.

W_W : Tải trọng tiêu chuẩn.

W_b : Tải trọng cân bằng.

f_{pu} : cường độ chịu kéo của thép ULT
 f_{py} : giới hạn chảy

E_{ps} : Mô đun đàn hồi

f_y, f'_y : cấp độ chịu kéo, nén của thép thường.

nghiệm thu kết cấu bê tông ứng lực trước. Trong xây dựng dân dụng do gặp nhiều khó khăn trong thiết kế, thi công kết cấu bê tông ứng lực trước nên nhiều công trình lớn chỉ dùng giải pháp truyền thống là bê tông cốt thép thông thường đặc biệt đối với sàn phẳng nên không đem lại hiệu quả cao về thẩm mỹ và kinh tế. Sàn phẳng bê tông ứng lực trước được nghiên cứu để thiết kế cho những ô sàn khẩu độ lớn dùng nhiều trong nhà cao tầng và các công trình văn hoá thể thao hiện đại như nhà hát lớn, các khu hội chợ triển lãm, siêu thị, bảo tàng, sân vận động.

Xuất phát từ những nhu cầu đó, mục tiêu của luận văn là nghiên cứu về lý thuyết tính toán và quy trình thiết kế sàn phẳng bê tông ứng lực trước bằng phương pháp cân bằng tải trọng, đưa ra một số kiến nghị về việc chọn tải trọng cân bằng hợp lý trong quá trình thiết kế.

Nội dung của luận văn được chia làm 3 chương :

+ Phần mở đầu.

+ Chương 1 : Tổng quan về bê tông ứng lực trước.

+ Chương 2 : Tính toán sàn phẳng bê tông ứng lực trước bằng phương pháp cân bằng tải trọng.

+ Chương 3 : Ví dụ tính toán.

Kết luận và kiến nghị.

Tác giả luận văn xin được bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc và chân thành nhất đến thầy hướng dẫn chính PGS.TS Phan Quang Minh, người đã tận tình hướng dẫn để tác giả hoàn thành luận văn này. Tác giả cũng xin chân thành cảm ơn Khoa đào tạo sau đại học, Bộ môn Công trình bê tông cốt thép trường Đại học Xây dựng cùng gia đình và bạn bè đã giúp đỡ, đóng góp nhiều ý kiến cho tác giả trong quá trình hoàn thành luận văn.

Với thời gian nghiên cứu và năng lực có hạn nên luận văn không thể tránh khỏi sai sót, tác giả mong muốn nhận được sự chỉ bảo, góp ý của thầy cô và đồng nghiệp để luận văn được hoàn thiện hơn.

Đà Nẵng tháng 11 năm 2003

Ks Nguyễn Hoàng Thu Thủy

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC

1.1 Bản chất của bê tông ứng lực trước

Bê tông là vật liệu có cường độ chịu kéo rất nhỏ so với cường độ chịu nén của nó. Cốt thép là vật liệu có cường độ chịu kéo rất cao. Do đó, để tăng khả năng chịu kéo cho bê tông người ta đã sử dụng hỗn hợp BTCT, trong đó kết hợp khả năng chịu kéo của cốt thép và khả năng chịu nén của bê tông. Tuy vậy, bê tông cốt thép chỉ là sự kết hợp đơn thuần giữa bê tông và cốt thép để chúng cùng làm việc một cách bị động. Bê tông ứng lực trước là sự kết hợp chủ động, tích cực giữa bê tông cường độ cao và cốt thép cường độ cao.

Phương pháp ứng lực trước bê tông được thực hiện bằng cách đặt vào kết cấu một lực nén trước bởi việc kéo cốt thép. Nhờ tính đàn hồi, cốt thép có xu hướng co lại và sẽ tạo nên lực nén trước. Lực nén trước này sẽ gây ra ứng suất nén trước trong bê tông. Ứng suất nén trước sẽ triệt tiêu hay làm giảm ứng suất kéo do tải trọng sử dụng gây ra. Do vậy, khả năng chịu kéo của bê tông sẽ được nâng cao và giảm độ võng cho kết cấu nên hạn chế sự phát triển vết nứt.

Ủy ban về bê tông ứng lực trước thuộc Viện nghiên cứu bê tông Mỹ đã đưa ra định nghĩa như sau: "Bê tông ứng lực trước là loại bê tông mà trong đó ứng suất bên trong với giá trị và sự phân bố phù hợp được đưa vào nên ứng suất do ngoại lực gây ra sẽ được điều chỉnh đến một mức độ mong muốn. Với cấu kiện bê tông ứng lực trước, ứng lực trước được tạo bởi việc kéo trước cốt thép cường độ cao".

1.2 Những ưu điểm và ứng dụng của bê tông ứng lực trước

Bê tông ULT có những ưu điểm lớn so với các dạng kết cấu xây dựng khác như bê tông cốt thép và thép như sau:

- Cấu kiện bê tông ULT có khả năng chịu uốn cao hơn dưới tác dụng của tải trọng làm việc so với cấu kiện BTCT có cùng kích thước chiều dày. Do có độ cứng lớn hơn nên có độ võng và biến dạng nhỏ hơn.

- Việc sử dụng bê tông và thép cường độ cao trong cấu kiện bê tông ULT cho phép cấu kiện có thể mảnh và nhẹ hơn so với cấu kiện BTCT. Do sự giảm tĩnh tải sẽ giảm bớt tải trọng trọng thiết kế và chi phí cho móng.

- Sử dụng bê tông ULT có thể tiết kiệm được khoảng 15-30% khối lượng bê tông và 60-80% khối lượng cốt thép so với cấu kiện BTCT nhưng lại phải tăng chi phí cho bê tông cường độ cao, thép cường độ cao, neo và các thiết bị khác. Do vậy, đối với cấu kiện nhịp lớn thì sử dụng bê tông ULT nói chung kinh tế hơn so với cấu kiện BTCT và thép.

- Cấu kiện bê tông ULT có khả năng chịu lực cắt cao hơn, do hiệu quả của ứng suất trước nén mà giảm ứng suất kéo chính. Các sử dụng cáp uốn cong, đặc biệt với cấu kiện nhịp lớn sẽ làm giảm lực cắt ở tiết diện gối tựa.

- Đặc điểm của bê tông ULT là bê tông cường độ cao và khả năng chịu nứt cao do đó tăng độ bền của kết cấu dưới các điều kiện môi trường kết hợp và có khả năng chống thấm tốt hơn. Vì vậy, bê tông ULT sử dụng rộng rãi cho các kết cấu đòi hỏi khả năng chống thấm cao như ống dẫn có áp, bể chứa chất lỏng và chất khí...

- Ưu điểm của bê tông ULT là tương đối tốt hơn so với các vật liệu khác nên có thể sử dụng cho các kết cấu chịu tải trọng động như cầu đường sắt hay móng máy.

- Bê tông ULT có khả năng chịu lửa và chịu ăn mòn tốt.

- Do có tính linh hoạt và dễ thích nghi nên bê tông ULT có thể sử dụng rộng rãi trong nhiều lĩnh vực như xây dựng nhà dân dụng, xi lô lớn, bể chứa lớn, cầu vượt giao thông, cầu nhịp lớn, tháp cao, cọc, cừ..

1.3 Lịch sử hình thành và phát triển bê tông ứng lực trước trên thế giới.

Phương pháp ứng lực trước để tăng khả năng chịu lực của kết cấu được phát hiện ra khi những người làm rượu thấy rằng nếu dùng dây bện hoặc đai kim loại quấn chặt quanh các thùng rượu bằng gỗ thì có thể tạo ra những thùng đựng rượu lớn. Khi siết chặt đai quanh thùng đựng rượu làm bằng các mảnh gỗ, người ta đã tạo ra lực nén trước cho các mảnh gỗ, vì vậy cho phép thành thùng rượu có khả năng chịu được áp suất kéo do chất lỏng đựng bên trong gây ra.

Việc ứng dụng phương pháp ứng lực trước để tăng khả năng chịu lực của kết cấu bê tông bắt đầu từ thập niên 80 của thế kỷ 19. Năm 1886, kỹ sư P. H Jackson ở Mỹ đã nhận được bằng sáng chế về việc dùng cốt thép căng trước để đúc bê tông vòm. Năm 1888 C.E.W.Dochring người Đức cũng đã nhận được bằng sáng chế về việc tạo ứng lực trước cho thép trong khi thi công bê tông sàn.

Dựa vào vị trí cáp ULT	Phương pháp căng trong	Sợi cáp nằm trong cấu kiện BTULT	-Sử dụng phổ biến cho các cấu kiện BTULT
	Phương pháp căng ngoài	Sợi cáp nằm ngoài cấu kiện BTULT	-Thường dùng khi cải tạo sửa chữa tăng khả năng chịu lực của kết cấu
Dựa vào mức độ căng thép ULT	ULT toàn phần	-Bê tông được ULT sao cho không xuất hiện ứng suất kéo khi chịu tải trọng sử dụng	-Chỉ cần dùng cốt thép thường đặt cấu tạo
	ULT một phần	-Sau khi ULT, dưới tác dụng tải trọng sử dụng trong cấu kiện vẫn có ứng suất kéo.	-Phải đưa cốt thép thường để chịu ứng suất kéo xuất hiện khi chịu tải sử dụng.
Dựa vào đặc điểm thi công	Bê tông ULT đúc sẵn	-Cấu kiện BTULT sản xuất hàng loạt ở nhà máy, sau đó đưa ra công trường lắp ghép	-Thi công nhanh, công nghiệp hoá, dễ kiểm soát chất lượng, hiệu quả kinh tế cao. Tiện lợi khi thi công công trình chung cư có nhiều cấu kiện giống nhau. -Chỉ sử dụng cho các cấu kiện vừa và nhỏ
	Bê tông ULT đổ tại chỗ	- Cấu kiện BTULT được thi công tại công trường	-Thích hợp với các cấu kiện có kích thước lớn, đa dạng . -Chi phí nhiều cho dàn giáo cốt pha

1.6 Vật liệu sử dụng cho bê tông ULT

1.6.1 Bê tông.

Bê tông ULT yêu cầu bê tông có cường độ chịu nén cao vào độ tuổi sớm hợp lý với cường độ chịu kéo cao hơn so với bê tông thường, sự co ngót nhỏ, đặc tính từ biến nhỏ và giá trị mô đun đàn hồi cao. Những đặc tính như là độ bền, tính không thấm nước và khả năng chịu mài mòn, đều chịu ảnh hưởng bởi cường độ của bê tông.

Theo tiêu chuẩn ACI, cường độ chịu nén cho mẫu trụ ở 28 ngày tuổi cho bê tông ULT yêu cầu từ 28-55 MPa. Kinh nghiệm cho thấy rằng, sử dụng bê tông có cường độ từ 28-34 MPa nói chung là kinh tế nhất. Với cường độ bê tông từ 28-41 MPa có thể đạt được dễ dàng không có yêu cầu cao về công nghệ.

Ứng suất kéo nén cho phép trong bê tông ở giai đoạn truyền và đặt tải làm việc được định nghĩa bởi cường độ chịu nén tương ứng của bê tông ở mỗi giai đoạn. Những điều khoản trong tiêu chuẩn của Mỹ đề xuất ứng suất cho phép lớn nhất cho theo bảng 1.1.

Bảng 1.2 Đề xuất ứng suất cho phép theo tiêu chuẩn Mỹ ACI :318-1999

	Ứng suất nén	$0,60 f'_c$ (cường độ chịu nén chuyển đổi)
	Ứng suất kéo	(a) tại đầu mút của cấu kiện gối đơn giản: $0,5\sqrt{f'_c}$ (b) Tại những vị trí khác: $0,25\sqrt{f'_c}$
Giai đoạn tải trọng làm việc	Ứng suất nén	$0,45 f'_c$ (tải trọng thường xuyên) $0,6 f'_c$ (tổng tải trọng)
	Ứng suất kéo	Tiết diện không nứt: $0,5\sqrt{f'_c}$ Tiết diện nứt: $\sqrt{f'_c}$

Đặc tính ứng suất - biến dạng của bê tông về sự nén là không tuyến tính, nhưng với tải trọng không đạt tới 30% cường độ chịu nén thì sự làm việc biến dạng do tải trọng có thể cho là tuyến tính. Đặc tính biến dạng của bê tông dưới tác dụng của tải trọng ngắn hạn và duy trì là cần thiết để xác định cường độ chịu uốn của dầm và để ước lượng mô đun đàn hồi của bê tông, được yêu cầu để tính toán biến dạng của cấu kiện ULT.

Môđun đàn hồi ngắn hạn được quy định trong hầu hết các tiêu chuẩn, phù hợp với môđun cắt xác định từ mối quan hệ ứng suất - biến dạng thực nghiệm thu được từ các mẫu tiêu chuẩn dưới tác dụng của tải trọng bằng 1/3 cường độ chịu nén lập phương của bê tông. Môđun đàn hồi của bê tông tăng lên cùng với cường độ của bê tông nhưng với một tỷ lệ giảm đi.

Đây là công thức theo kinh nghiệm đã được viện nghiên cứu bê tông Hoa Kỳ (ACI 318-1999) đề xuất trong tiêu chuẩn quốc gia để tính toán môđun đàn hồi của bê tông: $E_c = 5050 \sqrt{f'_c} \text{ (N/mm}^2\text{)}$.

1.6.2 Thép cường độ cao.

Thép cường độ cao sử dụng cho cấu kiện bê tông ULT nói chung bao gồm dạng sợi, thanh hay cáp. Cường độ chịu nén cao hơn do tăng thành phần Các-bon trong thép so với thép cán.

1.6.2.1 Yêu cầu về cường độ và đặc tính của các loại thép cường độ cao.

Cường độ giới hạn của thép cường độ cao có thể dễ dàng xác định bằng thí nghiệm. Cường độ chịu kéo tới hạn của sợi thép cán nguội thay đổi theo đường kính của nó. Cường độ chịu kéo giảm khi đường kính của sợi thép tăng. Giới hạn đàn hồi và điểm chảy của nó lại không dễ có thể xác định chính xác được. Do đó người ta đề xuất điểm chảy của thép cường độ cao là giá trị 0,2% biến dạng dư và 1% biến dạng.

a) Sợi thép cường độ cao:

Sợi thép sử dụng cho bê tông ứng lực trước nói chung tuân theo tiêu chuẩn ASTM A-421. Sợi thép được quấn thành cuộn và được cắt và lắp ở nhà máy hay tại hiện trường. Trước khi thi công, sợi thép cần được vệ sinh bề mặt để tăng lực dính kết với bê tông. Đặc tính của sợi thép theo ASTM A-421 được quy định trong bảng 1.4.

Bảng 1.3. Đặc tính của sợi thép giảm ứng suất không có vỏ bọc (ASTM A-421)

Đường kính (mm)	Cường độ chịu kéo nhỏ nhất (MPa)		Ứng suất nhỏ nhất tại 1% dãn dài (N/mm ²)	
	Dạng BA	Dạng WA	Dạng BA	Dạng WA
4,88	-	1725	-	1380
4,98	1655	1725	1325	1380
6,35	1655	1655	1325	1325
7,01	-	1622	-	1295

Ghi chú: - Dạng BA sử dụng cho neo bó cáp; dạng WA sử dụng cho neo hình nêm.

b) Cáp cường độ cao:

Cáp sử dụng cho bê tông ULT tuân theo tiêu chuẩn ASTM A-416 với hai loại cáp 7 sợi cường độ giới hạn nhỏ nhất cho sẵn là 1724 MPa và 1862 MPa. Tiêu chuẩn này được sử dụng cho cả cấu kiện căng trước và căng sau, dính kết hay không dính kết. Đặc tính của cáp 7 sợi theo ASTM A-416 được quy định trong Bảng 1.4

Bảng 1.4 Đặc trưng của cáp 7 sợi không có vỏ bọc (ASTM A-416)

Đường kính (mm)	Sức bền phá hoại (kN)	Diện tích của cáp (mm ²)	Tải trọng nhỏ nhất tại dãn dài 1% (kN)
Cường độ 1720 MPa			
6,35	40,0	23,22	34,0
7,94	64,5	37,42	54,7
9,53	89,0	51,61	75,6
11,11	120,1	69,68	102,3
12,70	160,1	92,90	136,2
15,24	240,2	139,35	204,2
Cường độ 1860 MPa			
9,53	102,3	54,84	87,0
11,11	137,9	74,19	117,2
12,70	183,7	98,71	156,1
15,24	260,7	140,00	221,5

c. Thép thanh cường độ cao.

Thép thanh sử dụng cho bê tông ứng lực trước tuân theo tiêu chuẩn ASTM A-322 và A-29. Những thanh như vậy có yêu cầu có ứng suất phá hoại đạt tới 90% cường độ giới hạn. Mặc dù cường độ giới hạn thực tế thường đạt tới 1100 MPa, nhưng giá trị tiêu chuẩn nhỏ nhất thường lấy là 1000 MPa. Hầu hết các tiêu chuẩn thường đưa ra giới hạn chảy nhỏ nhất là 896 MPa mặc dù giá trị thực tế còn cao hơn. Độ dãn dài nhỏ nhất tại lúc phá hoại ở vị trí chiều dài bằng 20 lần đường kính là 7%, với độ giảm nhỏ nhất của tiết diện tại lúc phá hoại 25%.

1.6.2.2 Ứng suất cho phép trong thép.

Ứng suất kéo trong thép tại thời điểm căng sau neo và sau khi cho phép tất cả những tổn hao có thể nói chung được thể hiện như là phần nhỏ của cường độ chịu nén tới hạn hay ứng suất phá hoại. Gợi ý của tiêu chuẩn của nhiều quốc gia thay đổi sát giới hạn với sự quan tâm tới ứng suất cho phép trong cấu kiện ULT ở những thời điểm khác nhau.

Bảng 1.5. Ứng suất cho phép trong thép cường độ cao theo tiêu chuẩn ACI:318-1989

Tại thời điểm căng ban đầu	ULT ban đầu do lực kích thép ULT không đạt tới 94% giới hạn chảy nhưng không lớn hơn 85% cường độ chịu kéo của thép ULT. <i>Yêu cầu: tỷ lệ chịu kéo</i> <i>Yêu cầu: giới hạn chảy</i> <i>của thép ULT</i>
Ngay sau khi truyền ULT	Với căng trước, ứng suất không đạt tới 82% của giới hạn chảy nhưng không lớn hơn 74% cường độ chịu kéo. Với căng sau, tại neo và ngay sau khi neo, ứng suất không nên đạt tới 70% cường độ chịu kéo của thép ULT.

1.7 Các hệ thống tạo ứng lực trước.

Thiết bị sử dụng cho căng thép, được chia thành các dạng sau:

1. Cơ khí: Thiết bị cơ khí nói chung được sử dụng bao gồm trọng lượng có hay không có bộ truyền lực đòn bẩy, bộ truyền lực số kết hợp với bộ ròng rọc có hoặc không có bánh răng và máy cuốn sợi. Những thiết bị này được sử dụng chủ yếu cho thành phẩm bê tông ULT sản xuất ở nhà máy với quy mô lớn

2. Thủy lực: Kích thủy lực là một thiết bị đơn giản nhất để sinh ra lực ULT lớn, được sử dụng rộng rãi như là một thiết bị căng. Các kích thủy lực thông dụng có lực căng khoảng từ 5-100 T. Các kích thủy lực lớn cho lực căng trong khoảng từ 200- 600 T.

Ngoài ra còn có phương pháp điện, hoá. Điều quan trọng nhất là trong suốt quá trình ULT, lực tác dụng cần được đo một cách chính xác.

1.8 Các giai đoạn chịu tải của bê tông ULT.

Trong tính toán thiết kế, cần phải nghiên cứu về các giai đoạn chịu tải mà cấu kiện bê tông ULT phải chịu. Với kết cấu đổ tại chỗ, bê tông ULT được thiết kế ít nhất cho hai giai đoạn: giai đoạn ban đầu trong khi ULT và giai đoạn cuối cùng dưới tác dụng của tải trọng ngoài. Với kết cấu đúc sẵn, một giai đoạn thứ ba là vận chuyển và sử dụng phải được nghiên cứu.

1.8.1 Giai đoạn ban đầu

Cấu kiện chịu ULT nhưng không chịu bất kỳ tải trọng ngoài tác dụng. Giai đoạn này có thể được chia thành các giai đoạn nhỏ, và có thể một trong số những giai đoạn nhỏ này là không quan trọng và bỏ qua trong tính toán.

a) Giai đoạn ban đầu

Giai đoạn trước khi bê tông được ULT, nó quá yếu để chịu tải trọng, vì vậy cần phải ngăn cản sự biến dạng của gờ đỡ của nó, muốn vậy hệ thống cốt pha phải chắc chắn. Lúc này, có thể xảy ra sự co ngót của bê tông. Nếu muốn làm giảm tối thiểu hay loại trừ vết nứt trong bê tông ULT, phải bảo dưỡng cẩn thận trước khi truyền ULT. Cần tránh làm khô hay thay đổi nhiệt độ một cách đột ngột. Những vết nứt có thể mất đi hay không khi tác dụng ULT tùy thuộc vào nhiều yếu tố. Vết nứt do co ngót sẽ làm mất khả năng chịu ứng suất kéo của bê tông.

b) Giai đoạn trong khi ULT

Trong giai đoạn này thép ULT chịu ứng suất lớn. Ứng suất trong thép ở giai đoạn này là $0,80f_{pu}$ hay $0,94f_{py}$. Với bê tông, việc truyền ULT tác động mạnh mẽ đến khả năng chịu cắt tại vùng neo. Vì bê tông chưa đủ tuổi trong khi ULT đã đạt tới giá trị lớn nhất tại giai đoạn này, sự phá hoại bê tông ở vùng neo có thể xảy ra nếu bê tông chất lượng kém hay bị rỗ, vì vậy phải gia cường bê tông vùng neo. ULT không đối xứng hay tập trung sẽ có thể gây ra sự vượt ứng suất cho phép trong bê tông. Do vậy, trình tự ULT các thép ULT cần phải được nghiên cứu trước một cách hợp lý.

c) Giai đoạn tại lúc truyền ULT

Giai đoạn truyền ULT, với cấu kiện căng trước, truyền ULT được hoàn thành trong một quá trình ngắn. Đối với cấu kiện căng sau, truyền ULT thường từ từ và ULT trong thép được truyền cho bê tông một cách lần lượt. Trong cả hai trường hợp đều không có tải trọng ngoài tác dụng lên kết cấu ngoại trừ tải trọng bản thân. Sau

khi truyền, bê tông chịu lực ULT lớn nên ở trạng thái làm việc nguy hiểm, đây là yếu tố quan trọng khi thiết kế cấu kiện bê tông ULT. Nếu trong quá trình thiết kế không lưu ý thì sẽ có thể đưa đến sự phá hoại của cấu kiện.

1.8.2 Giai đoạn trung gian

Đây là giai đoạn vận chuyển và lắp dựng, chỉ xảy ra cho cấu kiện đúc sẵn. Điều đặc biệt quan trọng là chắc chắn rằng cấu kiện được chống đỡ đầy đủ trong suốt thời gian. Không chỉ trong khi lắp dựng cấu kiện mà khi tác động thêm tĩnh tải (ví dụ như các lớp sàn hay mái) cần phải chú ý tới điều kiện chống đỡ và tải trọng.

1.8.3 Giai đoạn cuối cùng

Đây là giai đoạn tải trọng thực sự tác động lên kết cấu. Cũng như các dạng kết cấu khác, cần phải quan tâm đến các tổ hợp khác nhau của tải trọng động trên các phần khác nhau của kết cấu với tải trọng ngang như gió và động đất hay ảnh hưởng của nhiệt độ. Với kết cấu bê tông ULT, đặc biệt cho những dạng không thông dụng, cần thiết phải nghiên cứu vết nứt và tải trọng giới hạn của nó, sự làm việc của nó dưới tải trọng dài hạn thực tế thêm vào tải trọng làm việc.

a) Tải trọng dài hạn

Độ võng hay độ võng của cấu kiện ULT dưới tải trọng dài hạn thực tế (thường chỉ có tĩnh tải) thường được điều chỉnh bằng các yếu tố trong thiết kế vì ảnh hưởng của từ biến cuối cùng sẽ làm tăng độ lớn của nó. Do đó, người ta thường giới hạn độ võng hay độ võng dưới tải trọng dài hạn.

TH.S 11.7.01/03
PBM

b) Tải trọng làm việc

Thiết kế cho tải trọng làm việc là một bước kiểm tra ứng suất và biến dạng quá mức. Không cần thiết phải đưa ra một đảm bảo về sự làm việc quá tải. Do vậy, người ta thường thiết kế dựa trên tính toán tải trọng làm việc và sau đó kiểm tra cường độ.

c) Tải trọng nứt

Nứt trong cấu kiện bê tông ULT báo hiệu sự thay đổi đột ngột về lực dính kết và ứng suất cắt. Đôi khi, nó còn là thước đo của cường độ phá hoại. Với kết cấu chịu ảnh hưởng của ăn mòn, thép ULT không dính kết thì vết nứt càng không được phép và với kết cấu mà vết nứt có thể đưa đến một độ võng quá mức thì sự nghiên cứu về tải trọng nứt là rất quan trọng.

d) Tải trọng giới hạn

Kết cấu dựa trên ứng suất làm việc không thể có một giới hạn thích hợp cho sự quá tải. Vì yêu cầu kết cấu có một khả năng chịu tải trọng tính toán nhỏ nhất xác định nên cần thiết xác định cường độ giới hạn. Nói chung, cường độ giới hạn của một kết cấu được định nghĩa bởi tải trọng lớn nhất mà kết cấu có thể chịu trước khi phá hoại. Cường độ giới hạn được tính toán một cách dễ dàng và được chấp nhận như là một tiêu chuẩn thiết kế với bê tông ULT.

1.9 Tổn hao ứng suất trước

Sau khi tạo ULT trong cấu kiện, lực ULT trong bê tông không giữ nguyên giá trị ban đầu mà chịu một sự giảm đi từ từ theo thời gian từ giai đoạn truyền cho đến giai đoạn chịu tải do nhiều nguyên nhân gọi là sự tổn hao ứng suất.

1.9.1 Bản chất của sự tổn hao ứng suất

Khi thiết kế, cần thiết phải tính toán sự tổn hao ứng suất một cách hợp lý. Phân tích và thiết kế tổng thể của cấu kiện bê tông ULT liên quan đến việc xem xét lực hiệu quả của thép ULT tại mỗi giai đoạn chịu tải, cùng với đặc trưng vật liệu thích hợp cho từng giai đoạn làm việc của kết cấu. Dưới đây là những giai đoạn chung nhất để kiểm tra ứng suất và sự làm việc của cấu kiện bê tông ULT:

1. Giai đoạn ngay sau khi truyền lực ULT cho tiết diện bê tông, ứng suất được tính toán như là một thước đo của sự làm việc của cấu kiện. Phải kiểm tra để đảm bảo cường độ bê tông tại 28 ngày tuổi f_c chịu được lực lớn nhất do thép ULT tác động vào bê tông. Tiêu chuẩn ACI định rõ cường độ bê tông tại giai đoạn ban đầu là f_{ci} và hạn chế ứng suất cho phép trong bê tông.

2. Giai đoạn có tải trọng làm việc, sau khi tất cả tổn hao ứng suất đã xảy ra và mức độ ULT hiệu quả dài hạn đã đạt đến, ứng suất được kiểm tra lại như là thước đo của sự làm việc và đôi khi là cường độ. Khi cấu kiện chịu tải trọng làm việc và tĩnh tải, Ứng suất hiệu quả trong thép là f_s sau khi đã trừ đi các tổn hao. Cường độ bê tông được cho là đạt tới f_c' vào thời điểm này.

Khi thiết kế, phải quan tâm tới ảnh hưởng đến lượng tổn hao ứng suất do vật liệu thực tế và những yếu tố khác như thời gian, điều kiện bảo dưỡng, kích thước và kích cỡ của cấu kiện. Để tính toán chính xác tổn hao ứng suất trong cấu kiện bê tông ULT là một vấn đề phức tạp bởi vì tỷ lệ của tổn hao ứng suất trước do nhiều yếu tố. Ví dụ như sự chùng ứng suất của thép ULT, liên tục được thay thế bởi sự thay đổi

ứng suất do các yếu tố khác, như từ biến của bê tông. Tỷ lệ từ biến đến phần nó được thay đổi bởi sự thay đổi ứng suất của thép ULT. Vì vậy rất khó khăn để phân biệt lượng tổn hao ứng suất do mỗi yếu tố dưới các điều kiện khác nhau của môi trường, tải trọng và các yếu tố không xác định khác. Đồng thời sự tác động của co ngót, từ biến và sự chùng ứng suất, điều kiện vật lý như là sự thay đổi đặc tính thực tế của bê tông có thể thay đổi tổng tổn hao. Một sự sai sót trong tính toán tổn hao có thể ảnh hưởng điều kiện làm việc như độ võng, độ võng và nứt. Nó không có ảnh hưởng đến cường độ giới hạn của một cấu kiện uốn trừ khi thép ULT là không dính kết và ứng suất cuối cùng sau khi tổn hao là nhỏ hơn $0,5f_{pu}$.

1.6 Các dạng tổn hao ứng suất cơ bản phải kể đến trong tính toán thiết kế :

Đối với hệ căng trước	Đối với hệ căng sau
- Biến dạng đàn hồi của bê tông	- Biến dạng đàn hồi của bê tông (sẽ không có tổn hao ứng suất nếu tất cả các sợi thép được căng đồng thời)
- Sự chùng ứng suất trong thép	- Sự chùng ứng suất trong thép
- Sự co ngót của bê tông	- Sự co ngót của bê tông
- Từ biến của bê tông	- Từ biến của bê tông
	- Do ma sát
	- Do sự trượt neo

1.9.2 Các loại tổn hao ứng suất.

a) Tổn hao ứng suất do co ngót đàn hồi của bê tông.

Sau khi tạo ULT, cấu kiện bị co ngót do lực ULT truyền cho bê tông làm cho thép ULT co ngắn theo, gây ra sự tổn hao ứng suất trong thép. Xem xét sự co ngắn dọc trục của bê tông gây ra bởi ULT, chúng ta có co ngót đơn vị:

$$\delta = \frac{f_c}{E_c} = -\frac{F_a}{A_c E_c} \quad (1-1)$$

F_c : là tổng ULT ngay sau khi truyền, nghĩa là sau khi sự co ngót xảy ra.

A_c, E_c : là diện tích tiết diện và mô đun đàn hồi của bê tông.

Tổn hao ứng suất trong thép là:

$$ES = \Delta f_s = E_s \delta = \frac{E_s F_o}{A_c E_c} = \frac{n F_o}{A_c} \quad (1-2)$$

E_s : là mô đun đàn hồi của thép.

Với giá trị của ULT ban đầu F_i thường là được biết, một giải pháp lý thuyết có thể thu được từ lý thuyết đàn hồi. Sử dụng phương pháp tiết diện quy đổi, với $A_i = A_c + nA_s$, chúng ta có:

$$\delta = \frac{F_i}{A_c E_c + A_s E_s} \quad (1-3)$$

$$ES = \Delta f_s = E_s \delta = \frac{E_s F_i}{A_c E_c + A_s E_s} = \frac{n F_i}{A_c + A_s} \quad (1-4)$$

Ứng suất trong bê tông do tải trọng ULT tại vị trí của cốt thép f_{cr} là ứng suất bê tông tại vị trí của cốt thép f_{cr} khi $n = E_s/E_c$.

Khi cấu kiện chịu uốn do tải trọng ULT và mômen do sự lệch tâm của ULT trong cấu kiện, ta có:

$$f_{cr} = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} \quad (1-5)$$

Đặc tính của toàn bộ tiết diện bê tông có thể được sử dụng ở đây để thu được ứng suất trong bê tông tại vị trí của thép cho dầm. Chỉ với tải trọng bản thân, w_G tác động, chúng ta sẽ xác định được mômen M_G trên tiết diện mà chúng ta muốn tìm tổn hao. Vì chúng ta muốn tìm tổn ứng suất tại vị trí của thép, lấy $y = e$ ta có:

$$f_{cr} = \frac{F}{A} + \frac{Fe^2}{I} - \frac{M_G e}{I} \quad (1-6)$$

Trong đó: f_{cr} là ứng suất của bê tông tại vị trí thép do lực ULT F .

Cả ACI-ASCE và PCI đề xuất sử dụng đặc tính tiết diện nguyên. Lực ULT F được ước tính giá trị lực sau khi truyền. Lực ban đầu (F_i) có thể biết được cho ứng suất của cáp giữa các bệ neo, nhưng tổn hao đàn hồi (ES) sẽ giảm ngay tại lúc truyền khi cất cáp. Trong hầu hết các trường hợp, cho rằng tổn hao giảm 10% cho dầm căng trước nơi mà truyền tất cả các cáp cùng một lúc. Vì vậy, có thể thu được công thức tính ứng suất trong bê tông do $F_o = 0,9F_i$ (cấu kiện căng sau) là:

$$f_{cr} = \frac{F_o}{A} + \frac{F_o e^2}{I} - \frac{M_G e}{I} \quad (1-7)$$

Trong đó:

f_{cr} : ứng suất trong bê tông tại vị trí đường c.g.s do lực ULT F_0 mà hiệu quả ngay sau khi ULT đã được áp dụng cho bê tông.

Sự co ngấn đàn hồi cho thép có thể được viết trong công thức chung hơn như sau:

$$ES = \Delta f_s = n f_{cr} = \frac{E_s f_{cr}}{E_u} \quad (1-8)$$

Trong đó:

n : tỷ lệ môđun tại lúc truyền, E_s/E_u

f_{cr} : ứng suất trong bê tông

Với cấu kiện căng sau, vấn đề sẽ khác hơn. Nếu chỉ có một thép ULT trong cấu kiện căng sau, bê tông co ngấn như thép ULT đó được kích ngược lại với bê tông. Vì lực trong cáp được đo sau khi co ngấn đàn hồi của bê tông đã xảy ra, không có tổn hao trong ULT do sự co ngấn đó cần được tính toán. Nếu có nhiều hơn một thép ULT và những thép ULT đó được căng lần lượt thì ULT được áp dụng từ từ cho bê tông, sự co ngấn của bê tông tăng lên khi mỗi cáp được căng chặt ngược lại với nó, và tổn hao ứng suất do co ngấn đàn hồi khác trong thép ULT. Thép ULT được căng ban đầu sẽ chịu lượng lớn nhất tổn hao do co ngấn của bê tông bởi áp dụng sau đó của ULT từ tất cả các thép ULT khác. Thép ULT được căng sau cùng sẽ không chịu bất kỳ một tổn hao nào do co ngấn đàn hồi của bê tông, vì tất cả co ngấn đó sẽ xảy ra khi ULT trong thép ULT cuối cùng được đo. Tính toán của những tổn hao như vậy có thể được thực hiện hoàn toàn phức tạp. Nhưng với mục đích thực tế, nó đủ chính xác để xác định tổn hao cho cáp ban đầu và sử dụng một nửa giá trị đó cho tổn hao trung bình của tất cả các cáp.

Phương pháp tính toán ở trên cho rằng thép ULT được căng lần lượt và mỗi thép đó chịu ứng suất tới giá trị tương tự như chỉ ra bởi áp kế hay lực kế. Hoàn toàn có thể kích thép ULT tới ULT ban đầu khác, đưa vào tính toán lượng tương ứng của tổn hao, cho nên tất cả thép ULT sẽ kết thúc với ULT tương tự sau khi suy ra tổn hao của nó. Một quy trình như vậy, mặc dù mong muốn theo lý thuyết, là hiếm khi được thực hiện vì sự phức tạp của nó. Khi có nhiều cáp và co ngấn đàn hồi của bê tông là đáng kể, đôi khi mong muốn để phân chia thành 3-4 nhóm; mỗi nhóm sẽ được đưa ra một lượng khác nhau của sự căng quá mức theo trình tự đó trong sự kích liên tiếp.

Trong thực tế, cả hai phương pháp sau đây được sử dụng:

1. Căng tất cả các thép ULT tới ULT ban đầu tiêu chuẩn và cho phép tổn hao trung bình trong thiết kế.

2. Căng tất cả các thép ULT tới giá trị trên ULT ban đầu tiêu chuẩn bởi độ lớn của tổn hao trung bình. Và khi thiết kế, tổn hao do co ngót đàn hồi của bê tông lại không cần quan tâm. Nếu như tổn hao do nguyên nhân này là không đáng kể, phương pháp thứ nhất được tuân theo. Nếu thép có thể chịu sự căng quá mức và nếu một ULT hiệu quả cao là mong muốn, quy trình thứ hai có thể chấp nhận.

Đề xuất ACI-ASCE cho tổn hao đàn hồi tính toán cho sự liên tục của ảnh hưởng ứng suất trên tổn hao đàn hồi, bởi sự thay đổi như sau:

$$ES = K_{es} E_s \frac{f_{cr}}{E_s} \quad (1-9)$$

Trong đó: $K_{es} = 1$ cho cấu kiện căng trước.

$K_{es} = 0,5$ cho cấu kiện căng sau khi thép ULT là theo trình tự liên tục căng tương tự

b) Tổn hao ứng suất do co ngót của bê tông

Bê tông trong cấu kiện ULT bị co ngót đưa đến sự co ngắn của sợi thép căng vì vậy góp phần gây ra sự tổn hao ứng suất. Sự co ngót của bê tông chịu ảnh hưởng của nhiều yếu tố như từ biến và tính toán cho tổn hao này sẽ phản ánh những yếu tố đó mà quan trọng nhất là tỷ lệ khối lượng / bề mặt, độ ẩm tương đối và thời gian từ khi kết thúc bảo dưỡng ẩm tới khi tác dụng ULT. Nguyên nhân chủ yếu của sự co ngót khô là sự mất đi không ngừng của nước từ bê tông. Tỷ lệ của sự co ngót là cao hơn ở bề mặt cấu kiện. Sự co ngót khác nhau giữa bên trong và bề mặt của cấu kiện lớn có thể đưa đến sự nứt bề mặt. Vì vậy, sự bảo dưỡng thích hợp là cần thiết để ngăn sự nứt do co ngót ở cấu kiện bê tông ULT.

Vì co ngót là phụ thuộc vào thời gian, 80% sự co ngót sẽ xảy ra trong năm đầu tiên. Cùng với từ biến, có một sự thay đổi lớn hơn hay nhỏ hơn so với giá trị biến dạng co ngót trung bình lấy bằng 550.10^{-6} . Yếu tố sửa đổi cho tỷ lệ khối lượng / bề mặt (V/S) và độ ẩm tương đối (RH) được đưa ra dưới đây:

$$\epsilon_{sh} = 550.10^{-6} \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (1,5 - 0,015 RH) = 8,2.10^{-6} \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) \quad (1-10)$$

Tổn hao ứng suất do co ngót là sản phẩm của co ngót hiệu quả (ϵ_{sh}) và mô đun đàn hồi của thép ULT. Một yếu tố khác duy nhất trong công thức tính tổn hao do co

ngót là hệ số K_{sh} mà nó phản ánh thực tế rằng cấu kiện căng sau được lợi từ co ngót xảy ra trước căng sau. Với dầm căng sau có thể có một sự giảm đáng kể về co ngót. Tổn hao ứng suất do co ngót có thể tính theo công thức sau:

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) \quad (1-11)$$

Bảng 1.7 Giá trị của K_{sh} cho cấu kiện căng sau

Thời gian sau khi kết thúc bảo dưỡng ẩm đến lúc áp dụng ULT								
Ngày	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

c) Tổn hao do sự chùng ứng suất trong thép

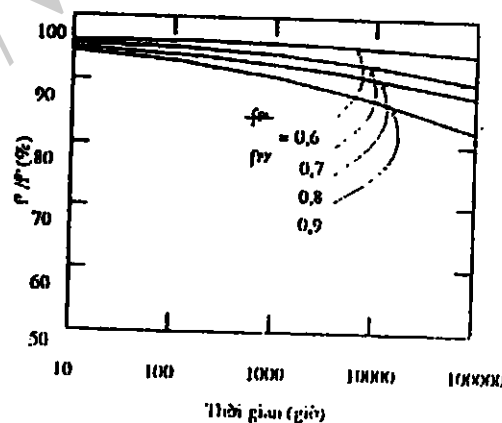
Người ta thí nghiệm tạo ULT cho thép với độ giãn dài không đổi duy trì qua một thời gian, thấy rằng lực ULT sẽ giảm từ từ đó là hiện tượng chùng ứng suất trong thép. Lượng giảm ULT phụ thuộc vào cả khoảng thời gian và tỷ lệ f_p/f_{py} . Tổn hao của lực ULT được gọi là chùng ứng suất và được thể hiện như sau

$$\frac{f_p}{f_{py}} = 1 - \frac{\log t}{10} \left(\frac{f_{py}}{f_p} - 0,55 \right) \quad (1-12)$$

Với khoảng thời gian giữa thời điểm t_1 trong khi căng trước và thời gian sau đó t khi ước tính lực còn lại, có thể viết công thức sau:

$$\frac{f_p}{f_{py}} = 1 - \left(\frac{\log t - \log t_1}{10} \right) \left(\frac{f_{py}}{f_p} - 0,55 \right) \quad (1-13)$$

Trong đó: $\log t$ dựa trên cơ sở là 10 và f_{py}/f_p đạt tới 0,55.



Hình 2-15. Đường cong chùng ứng suất của thép
cho sợi thép giảm ứng suất và cáp
Tiêu chuẩn ACI giới hạn lực ULT ban đầu (ngay sau khi neo) là $f_{pi} = 0,7f_{py}$

Từ hình 1-1 rõ ràng rằng mức độ ứng suất dài hạn cao hơn sẽ đưa đến tổn hao do chùng ứng suất cao hơn. Trên thực tế dầm ULT có mức độ thay đổi biến dạng trong thép ULT là không đổi do từ biến phụ thuộc thời gian xảy ra vì vậy phải thay đổi cách tính toán tổn hao do chùng ứng suất (RE) để phản ánh điều đó. Theo ACI-ASCE thực hiện tính toán xấp xỉ với công thức sau:

$$RE = [K_{rs} - J(SH + CR + ES)]C \quad (1-14)$$

Trong đó: K_{rs} , J , và C được lấy giá trị từ bảng 1.8 và 1.9

Bảng 1.8 Giá trị của C

f_p/f_{pu}	Cáp hay sợi giảm ứng suất	Thanh giảm ứng suất hay cáp hay sợi phục hồi chậm
0,80	-	1,28
0,79	-	1,22
0,78	-	1,16
0,77	-	1,11
0,76	-	1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75
0,69	0,94	0,70
0,68	0,89	0,66
0,67	0,83	0,61
0,66	0,78	0,57
0,65	0,73	0,53
0,64	0,68	0,49
0,63	0,63	0,45
0,62	0,58	0,41
0,61	0,53	0,37
0,60	0,49	0,33

Dạng của thép ULT	K_{re} (MPa)	J
Cáp hay sợi giảm ứng suất cường độ 1860 MPa	138	0,15
Cáp hay sợi giảm ứng suất cường độ 1720 MPa	128	0,14
Sợi giảm ứng suất cường độ 1655 MPa hay 1620 MPa	121	0,13
Cáp phục hồi chậm cường độ 1860 MPa	35	0,04
Sợi phục hồi chậm cường độ 1720 MPa	32	0,037
Sợi phục hồi chậm cường độ 1655 MPa hay 1620 MPa	30	0,035
Thanh giảm ứng suất cường độ 1000 MPa hay 1100 MPa	41	0,05

d) Tổn hao do từ biến của bê tông.

Trong cấu kiện bê tông, khi tải trọng dài hạn không tăng mà biến dạng tăng theo thời gian gọi là hiện tượng từ biến. Từ biến của bê tông xảy ra trong thời gian dài dưới tác dụng của tải trọng làm việc dài hạn sẽ gây tổn hao ứng suất trong cấu kiện bê tông ULT.

Đối với bê tông ULT có nhiều yếu tố ảnh hưởng đến tổn hao ứng suất do từ biến như tỷ lệ khối lượng/bê mặt, độ tuổi của bê tông khi truyền ULT, độ ẩm tương đối và dạng của bê tông (nhẹ hay trung bình). Theo ACI-ASCE, từ biến được coi là xảy ra với tình tải thường xuyên tác dụng thêm vào cấu kiện sau khi đã ULT. Tổn hao ứng suất do từ biến được tính toán cho cấu kiện bê tông thường ULT thép dịnh kết theo công thức sau :

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cr} - f_{ctb}) \quad (1-15)$$

Trong đó:

$K_{cr} = 2,0$ cho cấu kiện căng trước

$K_{cr} = 1,6$ cho cấu kiện căng sau

f_{ctb} : là ứng suất trong bê tông tại vị trí của thép ngay sau khi truyền

f_{cr} = ứng suất trong bê tông tại c.g.s của thép ULT do tất cả tình tải chồng lên được tác dụng cho cấu kiện sau khi được ULT.

E_s : Môđun đàn hồi của thép ULT

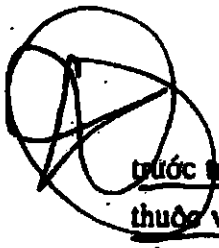
E_c : Môđun đàn hồi của bê tông ở 28 ngày tuổi, tương ứng với f_c

Đối với cấu kiện bê tông có thép ULT không dính kết, ứng suất nén trung bình được sử dụng để tính toán tổn hao do co ngấn đàn hồi và từ biến của bê tông. Tổn hao trong thép ULT không dính kết được liên quan đến biến dạng trung bình cấu kiện hơn là biến dạng tại một điểm mômen lớn nhất. Vì vậy tổn hao ứng suất do từ biến được tính toán cho cấu kiện ULT thép không dính kết từ công thức sau:

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cpa} \quad (1-16)$$

f_{cpa} : ứng suất nén trung bình trong bê tông dọc theo chiều dài cấu kiện tại vị trí đường c.g.s của thép ULT.

e) Tổn hao ứng suất do ma sát



Đối với cấu kiện bê tông ULT căng sau, thép ULT được đặt trong ống đặt trước trong bê tông. Ống có thể là thẳng hoặc theo dạng cong của sợi thép ULT phụ thuộc vào yêu cầu thiết kế. Do đó để căng sợi thép dạng cong, sự tổn hao ứng suất xảy ra trong cấu kiện căng sau do ma sát giữa thép ULT và bê tông xung quanh ống.

Tổn hao ứng suất do ma sát gồm các dạng sau:

- Sự tổn hao do ảnh hưởng uốn cong, phụ thuộc vào hình dạng thép ULT hay sự đặt thẳng hàng mà nói chung theo dạng cong dọc theo chiều dài của cấu kiện.

- Sự tổn hao ứng suất do ảnh hưởng rung phụ thuộc vào độ lệch cục bộ trong sự sắp thẳng hàng của cáp. Ảnh hưởng rung hay sóng là kết quả của sự không thẳng hàng ngẫu nhiên hay không tránh khỏi, khi ống hay vỏ không thể đặt một cách hoàn hảo theo dạng định trước trong suốt chiều dài cấu kiện.

Sự tổn hao ứng suất do ma sát có thể được giảm bởi một vài phương pháp như:

- Căng quá mức thép ULT thêm một giá trị tương đương với tổn hao do ma sát lớn nhất.

- Kích sợi cáp ULT từ hai đầu của dầm, nói chung được chấp nhận khi thép ULT là dài và khi góc uốn là lớn.

Độ lớn của lực ULT F_{xs} tại một khoảng cách x tính từ đầu căng theo hàm số mũ

$$F_{xs} = F_0 e^{-(\mu\alpha + Kx)} \quad (1-17)$$

F_0 : Lực ULT tại đầu kích

μ : Hệ số ma sát giữa cáp và ống

α : Góc qua đó tiếp tuyến với dạng cáp đổi chiều qua hai điểm quan tâm

K : Hệ số ma sát do ảnh hưởng sóng

$e = 2,7183$

Hệ số ma sát có thể được giảm đáng kể do sự sử dụng nhiều loại bôi trơn như dầu nhớt đặc biệt, hỗn hợp than chì và paraffin.

Bảng sau là hệ số ma sát cho thép ULT căng sau theo tiêu chuẩn ACI dựa trên nghiên cứu thực nghiệm.

Bảng 1.10 Hệ số ma sát cho thép ULT căng sau (Theo ACI)

Dạng của thép ULT	μ	K
Thép ULT trong vỏ kim loại dẻo :		
Sợi thép	0,15 — 0,25	0,0033- 0,0049
Cáp 7 sợi	0,15 — 0,25	0,0016- 0,0066
Thanh cường độ cao	0,08 — 0,30	0,0003- 0,0020
Thép ULT trong ống kim loại cứng:		
Cáp 7 sợi	0,15 — 0,25	0,0007
Thép ULT được bôi trơn		
sợi thép và cáp 7 sợi	0,05 — 0,15	0,0033- 0,0066
Thép ULT phủ lớp mastic		
Sợi thép và cáp 7 sợi	0,05 — 0,15	0,001- 0,0066

Hệ số K có thể giảm đến 0 khi khe hở giữa cáp và ống là đủ lớn để loại trừ ảnh hưởng sóng.

f) *Tổn hao ứng suất do sự dịch chuyển neo*

Đối với cấu kiện bê tông ULT căng sau, khi bê tông đạt cường độ nhất định, cáp được căng và kích được thả để truyền ULT cho bê tông, khi đó nêm ma sát được sử dụng để kẹp chặt sợi thép trượt một đoạn nhỏ trước khi sợi thép được giữ vững chắc giữa các nêm.

Đoạn nêm dịch chuyển phụ thuộc vào dạng nêm và ứng suất trong sợi. Trong hệ thống mà thép ULT được móc xung quanh bề neo bê tông, sự tổn hao ứng suất có thể xảy ra do sợi được bắt vào neo. Khi tấm neo được sử dụng, có thể cần thiết cho phép độ lún nhỏ của tấm vào trong đầu mút của cấu kiện bê tông. Sự tổn hao trong suốt quá trình neo xảy ra cùng với sự kẹp chặt của nêm.

Tổn hao ứng suất do sự dịch chuyển neo được tính toán như sau:

$$\text{Sự dịch chuyển của neo } \Delta = \left(\frac{L}{AE_s} \right) \quad (1-18)$$

$$\text{Tổn hao ứng suất do sự dịch chuyển neo} = \left(\frac{P}{A} \right) = \frac{E_s \Delta}{L} \quad (1-19)$$

Với: Δ : Sự dịch chuyển của neo, mm

L : Độ dài của cáp, mm

A : Diện tích tiết diện ngang của cáp, mm²

E_s : Mô đun đàn hồi của thép, N/mm²

F : Lực ULT trong cáp, N

Với hệ thống căng trước dây chuyển trong cấu kiện đúc sẵn, sự dịch chuyển của neo nói chung là ngắn so với chiều dài của sợi thép được căng vì vậy nói chung tổn hao ứng suất do dịch chuyển neo được bỏ qua. Trong khi ULT cấu kiện ngắn, tổn hao ứng suất do dịch chuyển neo chiếm phần chủ yếu của tổn hao tổng cộng.

g) Các đề xuất chung cho tổng tổn hao ứng suất.

Năm 1958 ACI-ASCE 423 đã đề xuất các ước tính tổng quát cho tổn hao ứng suất trong thiết kế cấu kiện bê tông ULT. Theo đó, tổng tổn hao ứng suất gồm tổn

hao do co ngán dãn hồi , do từ biến, do co ngót và do chùng ứng suất (không bao gồm tổn hao do ma sát và trượt neo) trong bê tông thường là 240MPa đối với dầm căng trước và 170MPa đối với dầm căng sau. Cho đến năm 1975 các giá trị trên được thay thế bởi hai đề xuất tổng quát theo tiêu chuẩn ASSHTO cho cấu kiện bê tông ULT điển hình và theo PTI cho cấu kiện bê tông ULT căng sau thể hiện ở bảng sau:

Bảng 1.11 Tổn hao tổng quát theo ASSHTO

Dạng của thép ứng lực trước	Tổng tổn hao ứng suất	
	$f_c = 28 \text{ MPa}$	$f_c = 35 \text{ MPa}$
Cáp căng trước		310MPa
Cáp hay sợi thép căng sau(chưa kể tổn hao do ma sát)	220MPa	230MPa
Thanh thép	150MPa	160MPa

Bảng 1.12 Tổn hao ứng suất gần đúng cho cấu kiện bê tông ULT căng sau theo tiêu chuẩn PTI

Dạng của thép ứng lực trước căng sau	Tổng tổn hao ứng suất	
	Sàn	Dầm
Cáp hay sợi thép căng sau	210MPa	240MPa(sợi) 270MPa(cáp)
Thanh thép	140MPa	170MPa

Những đề xuất tổn hao tổng quát trên chỉ áp dụng cho các trường hợp không cần tính toán chính xác . Khi thiết kế yêu cầu ước tính tổn hao ứng suất chính xác hơn thì độ lớn tổn hao ứng suất có thể được thể hiện bằng một trong bốn cách sau :

1 - Độ lớn tổn hao ứng suất có thể được thể hiện bằng biến dạng đơn vị . Điều này là thuận lợi nhất cho tổn hao ứng suất do từ biến, co ngót và co ngán dãn hồi của bê tông được thể hiện như là biến dạng.

2 - Độ lớn tổn hao ứng suất có thể được thể hiện bằng biến dạng tổng cộng. Điều này thuận lợi cho tổn hao do neo.

3 - Độ lớn tổn hao ứng suất có thể được thể hiện bằng ứng suất đơn vị . Các tổn hao khi được thể hiện bằng biến .

4 - Độ lớn tổn hao ứng suất có thể được thể hiện bằng tỷ lệ phần trăm của lực U_{LT}. Ngoài tổn hao ứng suất do từ biến và do ma sát dễ dàng thể hiện theo tỷ lệ phần trăm của lực U_{LT}, các tổn hao khác thể hiện bằng ứng suất đơn vị dễ dàng biến đổi thành tỷ lệ phần trăm của lực U_{LT}.

Trên thực tế tổn hao ứng suất khó tổng quát hoá vì nó phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như : đặc tính của thép và bê tông, điều kiện độ ẩm và bảo dưỡng, quá trình ứng lực trước , độ lớn và thời gian tác dụng ứng lực trước. Tổn hao trung bình của ứng suất có thể lấy theo tỷ lệ phần trăm của lực U_{LT} thể hiện như bảng sau, khi xem xét bê tông và thép với những đặc tính trung bình.

Bảng 1.13 Độ lớn tổng tổn hao ứng suất cho hệ căng trước và căng sau tính bằng % lực U_{LT}

Nguyên nhân tổn hao ứng suất	Hệ căng trước (% lực U _{LT})	Hệ căng sau (% lực U _{LT})
Tổn hao do co ngấn đàn hồi và uốn của bê tông	4	1
Tổn hao do từ biến của bê tông	6	5
Tổn hao do co ngót của bê tông	7	6
Tổn hao do sự chùng ứng suất của thép	8	8
Tổng cộng tổn hao	25	20

Theo ACI-ASCE giá trị ước tính tổn hao ứng suất lớn nhất của bê tông U_{LT} được đề xuất trong bảng sau:

Bảng 1.14 Giới hạn tổn hao ứng suất lớn nhất (ACI-ASCE)

Loại cáp	Tổn hao ứng suất lớn nhất MPa	
	Bê tông thường	Bê tông nhẹ
Cáp giảm ứng suất	345	380
Cáp phục hồi chậm	275	310

1.10 So sánh bê tông ULT và bê tông cốt thép thường.

Sự xuất hiện bê tông ứng lực trước với nhiều ưu điểm trong chịu lực, hợp lý, kinh tế đã mở ra một hướng mới cho ngành xây dựng để tạo ra những công trình đặc biệt. Tuy nhiên bê tông cốt thép vẫn là vật liệu truyền thống không thể phủ nhận. Với ưu khuyết điểm khác nhau mà mỗi loại vật liệu có phạm vi sử dụng khác nhau sao cho hợp lý nhất. Người thiết kế là người phải nắm rõ nhất bản chất và ưu khuyết điểm của mỗi loại vật liệu để có quyết định chính xác khi sử dụng cho công trình. Sau đây là bảng so sánh những ưu khuyết điểm chính giữa bê tông ULT và bê tông cốt thép.

Bảng 1.15 So sánh bê tông ULT và bê tông cốt thép.

So sánh	Bê tông cốt thép ULT	Bê tông cốt thép thường
Vật liệu	<ul style="list-style-type: none"> - Dùng thép cường độ cao. - Dùng bê tông cường độ cao từ 28-55 MPa trở lên (Đối với mẫu lăng trụ) 	<ul style="list-style-type: none"> - Dùng thép cường độ thấp AI, AII. - Dùng bê tông mác thấp.
Khả năng chịu lực	<ul style="list-style-type: none"> - Toàn bộ tiết diện đều tham gia chịu lực. - Đặt cáp theo tiết diện đường cong cũng có tác dụng tham gia chịu lực cắt. - Nén trước bê tông làm giảm ứng suất kéo đồng thời tăng khả năng chịu cắt của tiết diện khi chịu tải trọng làm việc. Vì vậy cùng một tiết diện BTULT chịu tải trọng làm việc lớn hơn bê tông thường 	<ul style="list-style-type: none"> - Chỉ một phần tiết diện ở một phía đường trung hoà chịu lực. - Cùng một tiết diện bê tông thường chịu tải trọng làm việc nhỏ hơn bê tông ULT.
Tính kinh tế	<p>Để chịu cùng một tải trọng thì:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bê tông ULT sử dụng khối lượng cốt thép và bê tông ít hơn. - Tổng trọng lượng công trình truyền xuống móng giảm nên kết cấu móng nhỏ hơn. - Bê tông ULT khó thi công hơn và giá thành đơn vị cao hơn. 	<p>Để chịu cùng một tải trọng thì:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bê tông thường sử dụng khối lượng cốt thép và bê tông nhiều hơn. - Tổng trọng lượng công trình truyền xuống móng lớn nên kết cấu móng phức tạp hơn. - Bê tông và thép thường dễ thi công hơn và giá thành đơn vị rẻ hơn

Phạm vi sử dụng	<p>Từ các đặc tính trên mỗi loại bê tông có phạm vi sử dụng hiệu quả khác nhau như sau:</p> <p>-Bê tông ULT <u>phù hợp lý tưởng cho kết cấu nhà nhiều tầng, các công trình cần không gian lớn có ô sàn lớn, sàn nhà công nghiệp chịu tải trọng động lớn. Phù hợp với các cấu kiện panen đúc sẵn do trọng lượng nhỏ, sản xuất hàng loạt nên giá thành ULT giảm.</u></p>	<p>-Bê tông cốt thép thường sử dụng hiệu quả đối với các <u>công trình không nhiều tầng, ô sàn trung bình từ 7mét trở xuống.</u></p>
-----------------	--	--

1.11 Kết luận chương 1

Qua những phân tích và tính toán về bê tông ULT và những thực chất của bê tông ULT là sự kết hợp giữa bê tông và cốt thép cường độ cao. Việc tạo ra ứng suất trước bên trong với giá trị thích hợp, phù hợp để ứng suất do ngoại lực gây ra sẽ được điều chỉnh đến một mức độ mong muốn. Khả năng chịu kéo của bê tông được nâng cao khi chịu tải trọng sử dụng, hạn chế sự xuất hiện vết nứt.

Nhờ tính ưu việt của bê tông ULT so với bê tông cốt thép thường mà nó được sử dụng ngày càng rộng rãi trong các công trình xây dựng dân dụng đặc biệt là trong kết cấu sàn nhịp lớn từ 8 mét trở lên.

Chương 2 sẽ tiếp tục nghiên cứu về lý thuyết tính toán sàn phẳng bê tông ứng lực trước.

CHƯƠNG 2

TÍNH TOÁN SÀN PHẪNG BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC BẰNG PHƯƠNG PHÁP CÂN BẰNG TẢI TRỌNG

Cấu kiện bê tông ULT được tính toán dựa trên ba quan niệm cơ bản sau đây:

Quan niệm thứ nhất: ULT biến đổi bê tông thành một vật liệu đàn hồi. Quan niệm này coi bê tông ULT như vật liệu đàn hồi và tính toán theo lý thuyết đàn hồi. (Tính toán theo ứng suất cho phép)

Quan niệm thứ hai: ULT cho sự kết hợp của thép cường độ cao với bê tông. Quan niệm này coi bê tông ULT như BTCT và tính toán theo các trạng thái giới hạn. (Tính toán theo cường độ)

Quan niệm thứ ba: ULT nhằm đạt được cân bằng tải trọng. Quan niệm này coi ULT như một thành phần để cân bằng với một thành phần tải trọng trên cấu kiện. (Tính toán theo phương pháp cân bằng tải trọng)

Các quan niệm trên được sử dụng để tính toán cấu kiện phổ biến nhất là cấu kiện chịu uốn.

2.1 Phân tích trạng thái ứng suất cho cấu kiện chịu uốn

2.1.1 Các giả thiết cơ bản.

Các giả thiết cơ bản sau đây dùng để phân tích ứng suất phát triển ở cấu kiện bê tông ULT :

1. Bê tông là vật liệu đàn hồi thuần nhất .
2. Bê tông và thép làm việc đàn hồi trong phạm vi ứng suất làm việc. Tuy nhiên, dưới tác dụng của tải trọng dài hạn có một phần nhỏ từ biến xảy ra ở cả bê tông và thép.
3. Tiết diện phẳng trước khi uốn được coi là phẳng sau khi uốn. Điều này có nghĩa là biến dạng tuyến tính phân bố dọc theo chiều cao của tiết diện cấu kiện.

Giả thiết ứng suất kéo không đạt tới giới hạn bền uốn của bê tông (tương đương với giai đoạn vết nứt nhìn thấy của bê tông), bất kỳ thay đổi trong tải trọng của cấu kiện sẽ chỉ đưa đến một sự thay đổi ứng suất trong bê tông, đặc tính duy

nhất của thép ULT là truyền và duy trì ứng suất trước trong bê tông. Giai đoạn vết nứt nhìn thấy trên bê tông nói trên, sự thay đổi ứng suất của thép do tải trọng là nhỏ không đáng kể, nói chung không cần quan tâm trong tính toán.

2.1.2 Ứng suất trong bê tông do ULT.

Ứng suất do duy nhất ULT nói chung là ứng suất kết hợp do tác động của tải trọng trực tiếp và sự uốn gảy ra bởi một tải trọng tác dụng lệch tâm.

Những ký hiệu sau đây sử dụng cho phân tích ULT

F : Lực ULT

e : Độ lệch tâm của lực ULT

A : Diện tích tiết diện ngang của cấu kiện bê tông

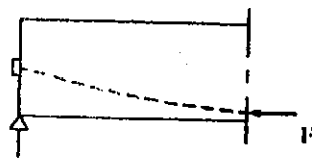
I : Mômen quán tính của tiết diện

f : ứng suất trong bê tông tại thứ cách trục qua trọng tâm một khoảng y

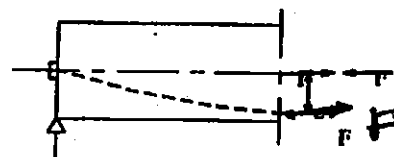
y : khoảng cách từ thứ tính ứng suất tới trọng tâm tiết diện bê tông

r : Bán kính cong

Xét một dầm bê tông đơn giản chịu lực ULT lệch tâm F đặt lệch tâm e , như hình 2-1. Tại mặt cắt I-I thay lực ULT lệch tâm F đặt lệch tâm e bằng tổ hợp lực ULT đúng tâm F đặt tại trọng tâm mặt cắt và mô men $M=F.e$ như hình vẽ. Với giả thiết vật liệu làm việc trong giai đoạn đàn hồi, lực F và mô men M gây ra ứng suất trong mặt cắt I-I. Cộng tác dụng ứng suất do lực ULT đúng tâm F đặt tại trọng tâm mặt cắt gây ra và ứng suất do mô men M gây ra ta được ứng suất do lực ULT lệch tâm F đặt lệch tâm e .



Lực ULT lệch tâm F



Cặp ngẫu lực và một lực ULT đúng tâm

Hình 2-1. Lực ULT lệch tâm trên tiết diện

Ứng suất tại một điểm trên mặt cắt I-I cách trọng tâm mặt cắt một đoạn là y có giá trị như sau:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \quad (2-1)$$

Dấu âm khi (e) và (y) không ở cùng một phía. ứng suất coi là dương khi chịu nén. Từ công thức trên ta thấy ứng suất tại một điểm phụ thuộc độ lệch tâm, độ lớn của lực ULT, đặc trưng hình học của mặt cắt và vị trí điểm đang xét.

2.1.3 Ứng suất tổng cộng trong bê tông do ULT và do tải trọng dài hạn

Xét dầm bê tông đơn giản được ULT bởi một thép ULT thẳng chịu lực ULT là F tại độ lệch tâm e. Ứng suất tại một điểm trên mặt cắt I-I cách trọng tâm mặt cắt một đoạn là y có giá trị như sau:

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \quad (2-1)$$

Khi dầm chịu tải trọng ngoài tác dụng gây ra mômen M trong tiết diện I-I, ứng suất tại điểm cách trọng tâm một đoạn y do mômen M gây ra là:

$$f = \pm \frac{My}{I} \quad (2-2)$$

Khi đó, ứng suất tổng cộng trong bê tông tại một tiết diện I-I bất kỳ là tổng của ứng suất trước và ứng suất uốn do tải trọng ngoài.

$$f = \frac{F}{A} \pm \frac{Fey}{I} \pm \frac{My}{I} = \frac{F}{A} \left(1 \pm \frac{ey}{r^2} \right) \pm \frac{My}{I} = \frac{F}{A} \pm \frac{(Fe \pm M)y}{I} \quad (2-3)$$

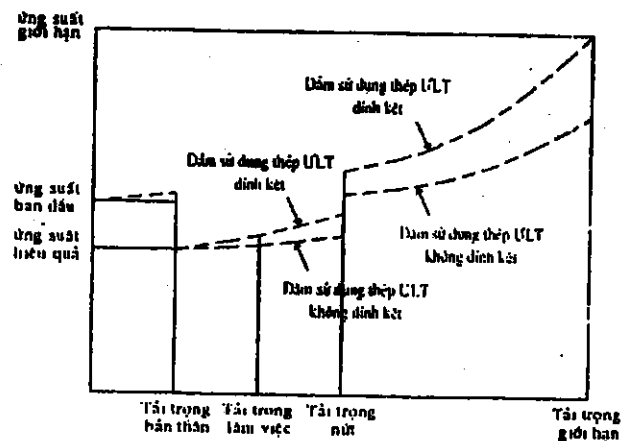
Trong tính toán cấu kiện ULT, vì diện tích cốt thép cường độ cao là rất nhỏ so với diện tích của tiết diện bê tông danh nghĩa, nên tính toán ứng suất dựa vào đặc tính của tiết diện ngang của bê tông.

2.1.4 Ứng suất trong thép ULT.

Một cấu kiện ULT chịu một biến dạng do tác dụng của lực ULT và tải trọng ngoài tác dụng lên cấu kiện. Theo đó, sự uốn cong của cáp thay đổi sẽ dẫn tới sự thay đổi nhỏ của ứng suất trong thép ULT.

Nói chung trong giới hạn đàn hồi, một sự thay đổi bất kỳ của tải trọng trên cấu kiện ULT không dẫn đến bất kỳ sự thay đổi đáng kể nào về ứng suất trong thép. Hay nói cách khác, ứng suất trong thép là ít nhiều không đổi trong giai đoạn đàn hồi của cấu kiện ULT.

Tỷ lệ tăng ứng suất trong thép ULT của cấu kiện bê tông ULT dưới tác dụng của tải trọng phụ thuộc vào độ lớn của lực dính của sợi thép cường độ cao và bê tông xung quanh. Trong trường hợp dính kết, như cấu kiện căng trước hay căng sau bơm vữa, tác động kết hợp giữa bê tông và thép là phổ biến và ứng suất trong thép được tính toán sử dụng giả thiết tiết diện hợp ghép đến giai đoạn nứt. Trong trường hợp dầm sử dụng thép ULT không dính kết, thép ULT sẽ tự do giãn dài một cách độc lập trong suốt chiều dài của nó dưới tác dụng của tải trọng ngoài trên dầm. Sự tăng biến dạng trong thép sẽ phụ thuộc vào biến dạng trung bình trong bê tông tại vị trí của thép.



Hình 2-2. Thay đổi ứng suất trong thép của dầm sử dụng thép ULT dính kết và không dính kết

Sự thay đổi ứng suất trong thép ở dầm sử dụng thép ULT dính kết hay không dính kết cho các giai đoạn khác nhau của tải trọng được thể hiện như trong hình 2-2. Tỷ lệ của sự tăng ứng suất của dầm sử dụng thép ULT dính kết và không dính kết ở cả hai giai đoạn trước và sau khi nứt. Tuy nhiên, sau khi vết nứt phát triển mạnh, ứng suất trong thép phát triển nhanh hơn ở cả hai dạng dầm. Vì thép không đạt tới cường độ phá hoại của nó trong trường hợp dầm sử dụng thép ULT không dính kết, tải trọng phá hoại do dầm chịu sẽ nhỏ hơn so với dầm sử dụng thép ULT dính kết mà tại đó thép đạt tới cường độ phá hoại của nó tại giai đoạn phá hoại của cấu kiện.

Trong giai đoạn sau khi nứt, trong khi dầm sử dụng thép ULT dính kết đặc trưng bởi các vết nứt nhỏ được phân bố ở những vùng có mômen lớn, trong dầm sử dụng thép ULT không dính kết chỉ phát triển một vài vết nứt ở vị trí những tiết diện yếu hơn. Bề rộng vết nứt của dầm sử dụng thép ULT không dính kết là rộng hơn so

với trường hợp dầm sử dụng thép ULT dính kết tương ứng. Nói chung, dầm sử dụng thép ULT dính kết được ưa dùng hơn bởi cường độ chịu uốn cao hơn và đặc tính biến dạng có thể dự đoán được của nó.

2.2 Thiết kế sàn bê tông ứng lực trước

2.2.1 Giới thiệu chung sàn bê tông ULT.

Sàn bê tông ULT là kết cấu lý tưởng cho nhà nhiều tầng cũng như sàn nhà công nghiệp chịu tải trọng đồng đều. Sàn bê tông ULT cũng là cấu kiện bê tông ULT nên có đầy đủ ưu điểm của bê tông ULT. Sàn bê tông ULT vượt được nhịp lớn, hạn chế văng nứt khi có tải làm việc nên thoả mãn yêu cầu về thẩm mỹ của kiến trúc. Trên thực tế sàn bê tông ULT cũng sau được sử dụng khá phổ biến do phương pháp căng sau khá hiệu quả và đơn giản để truyền ULT.

Các dạng của sàn bê tông ULT cũng sau bao gồm:

- + Sàn một phương.
- + Sàn phẳng.
- + Sàn với dầm bet rộng.
- + Sàn phẳng với mũ cột.
- + Sàn ô cờ.
- + Sàn dầm hai phương.

2.2.2 Thiết kế cấu kiện bê tông ULT chịu uốn tiết diện chữ nhật bằng phương pháp cân bằng tải trọng.

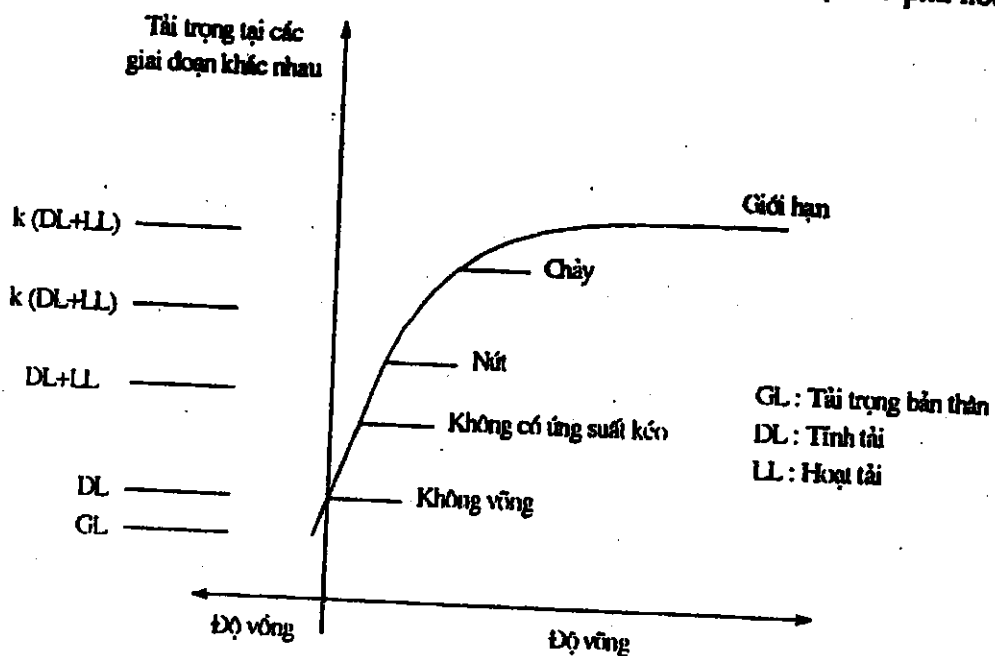
2.2.2.1) Khái niệm chung.

Khái niệm cân bằng tải trọng xem bê tông ULT như phần tải trọng để cân bằng với một phần tải trọng tác dụng lên kết cấu. Phương pháp cân bằng tải trọng cho những thuận lợi lớn trong tính toán kết cấu siêu tĩnh ULT.

Trước tiên, xem xét quá trình làm việc của cấu kiện ULT dưới tác dụng của uốn. Quá trình làm việc cấu kiện trải qua các thời điểm như sau:

1. Thời điểm không có độ võng, biểu đồ ứng suất hình chữ nhật qua tiết diện.

2. Thời điểm không có ứng suất kéo, biểu đồ ứng suất hình tam giác với ứng suất bằng 0 tại thớ dưới cùng của dầm đơn giản.
3. Tại thời điểm nứt, xảy ra khi những thớ xa nhất chịu ứng suất đạt tới môđun phá hoại.
4. Tại thời điểm chảy: tại đó thép chịu ứng suất quá điểm chảy của nó cho nên sự phục hồi hoàn toàn sẽ không đạt được.
5. Tải trọng giới hạn: là tải trọng lớn nhất mà kết cấu phải chịu tại lúc phá hoại.



Hình 2-3. Giai đoạn làm việc của cấu kiện ULT chịu uốn

Trong hình 2-3 các trường hợp tải trọng khác nhau mà dầm phải chịu là:

- Tải trọng bản thân, GL
- Tĩnh tải tổng cộng, DL
- Tải trọng làm việc, được tính bởi tĩnh tải cộng với hoạt tải (DL+LL)
- Tải trọng điểm chảy nhỏ nhất được tính bởi tải trọng làm việc nhân với một hệ số an toàn k_1 , $k_1(DL+LL)$
- Tải trọng phá hoại nhỏ nhất được tính bởi tải trọng làm việc nhân với một hệ số an toàn k_2 , $k_2(DL+LL)$

Thiết kế theo khái niệm ứng suất thực tế (Lý thuyết đàn hồi) bao gồm sự làm việc phù hợp (DL+LL) với điểm cho phép ứng suất kéo trên dầm (hay có thể không có ứng suất kéo).

Thiết kế theo khái niệm cường độ bao gồm sự làm việc phù hợp k_2 với cường độ giới hạn của dầm.

Thiết kế theo khái niệm cân bằng tải trọng bao gồm làm phù hợp DL+ k_3 LL (trong đó $k_3 = 0$ hay một vài giá trị nhỏ hơn nhiều so với 1) với điểm không võng. Rõ ràng, phụ thuộc vào giá trị tương đối của ba giai đoạn tải trọng cũng như so sánh ba giai đoạn làm việc của dầm sàn, thiết kế dựa trên ba khái niệm trên có thể mang lại tỷ lệ tương tự hay làm thay đổi chúng mạnh mẽ.

Tải trọng tác dụng	Giai đoạn làm việc của dầm, sàn
DL + k_3 LL	Không võng
DL+LL	Không có ứng suất kéo hay ứng suất kéo cho phép
k_2 (DL+LL)	Giới hạn

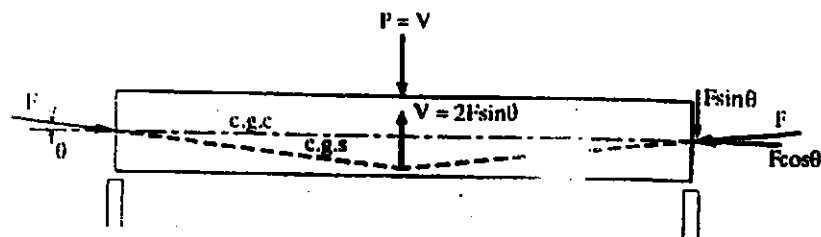
Khái niệm cân bằng tải trọng sẽ đơn giản hơn cho tính toán kết cấu siêu tĩnh, đặc biệt là thiết kế sơ bộ và nó đưa ra một sự hình dung tốt hơn về sự làm việc của kết cấu. Ngoài ra, ưu điểm của tính toán theo khái niệm cân bằng tải trọng sẽ thuận lợi hơn trong tính toán độ võng. Để có thể hiểu rõ hơn về tính toán theo phương pháp cân bằng tải trọng, ta sẽ xem xét trường hợp tính toán với dầm (theo một phương) và bản (cân bằng tải trọng theo hai phương).

2.2.2.2 Tính toán theo phương pháp cân bằng tải trọng

a) Trường hợp dầm đơn giản

- Xét một dầm đơn giản chịu tải trọng tập trung có thép ULT dạng gãy khúc, như trên hình 2-4.

Để cân bằng với tải trọng tập trung này, phải tạo ra một thành phần lực hướng lên là: $V = 2F \sin \theta$



Hình 2-4 Cân bằng của một tải trọng tập trung

Nếu V cân bằng hoàn toàn với lực tập trung P tác dụng tại giữa nhịp, dầm không chịu một tải trọng ngang nào (bỏ qua trọng lượng dầm). Tại đầu dầm, thành phần đứng của ULT là $F \sin \theta$ được truyền trực tiếp lên gối tựa, trong khi thành phần nằm ngang $F \cos \theta$ tạo ra một sự nén đều dọc theo toàn bộ dầm. Vì vậy ứng suất trong toàn bộ dầm (trừ sự tập trung ứng suất cục bộ) là:

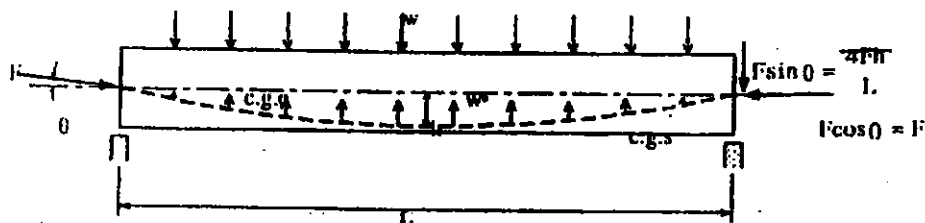
$$f = \frac{F \cos \theta}{A_c} = \frac{F}{A_c} \quad (\text{vì giá trị } \theta \text{ nhỏ}) \quad (2-4)$$

Bất kỳ giá trị thêm vào tải trọng P sẽ gây uốn trong dầm thuần nhất đàn hồi (tới giai đoạn nứt) và ứng suất thêm vào có thể tính theo công thức:

$$f = \frac{Mc}{I} \quad (2-5)$$

Trong đó: M là mômen gây ra do tải trọng thêm vào tải trọng P gây ra.

(b.) Xét dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều, có thép ULT parabol như trên hình 2-5.



Hình 2-5. Cân bằng của tải trọng phân bố

→ kéo thép, ULT đến giới hạn, $U_b = 2Fh/c$ hay là c
 Để cân bằng tải trọng phân bố đều w bởi cấp parabol, thành phần hướng lên w_b là:

$$w_b = \frac{8Fh}{L^2} \quad (2-6)$$

Nếu tải trọng ngoài tác dụng w (bao gồm cả tải trọng bản thân) được cân bằng hoàn toàn bởi w_b thì sẽ không có sự uốn trong dầm. Dầm sẽ chịu ứng suất nén phân bố đều:

$$f = F/A_c \quad (2-7)$$

Nếu tải trọng ngoài khác so với w_b , chỉ cần phân tích mômen M gây ra bởi phần tải trọng khác nhau đó và tính được ứng suất:

$$f = M.c/y \quad (2-8)$$

b). Trường hợp dầm liên tục

Xét một dầm liên tục dưới tác dụng của cân bằng giữa thành phần ngang của ULT và tải trọng ngoài tác dụng có một ứng suất đều f qua bất kỳ tiết diện của dầm.

$$f = F/A_c \quad (2-9)$$

Với bất kỳ thay đổi từ điều kiện cân bằng tải trọng, phân tích đàn hồi bình thường (như là phân bố mômen) có thể áp dụng với tải trọng khác nhau để thu được mômen tại tiết diện bất kỳ. Ứng suất thu được, thêm vào ứng suất $f = F/A_c$ tính được qua công thức quen thuộc:

$$f = M.y/I \quad (2-10)$$

Điều này có nghĩa là, sau khi cân bằng tải trọng, phân tích dầm liên tục ULT được giảm thành phân tích một dầm liên tục không ULT. Với trường hợp tải trọng tập trung thì nguyên tắc tương tự cũng được áp dụng. Phương pháp này có thể được áp dụng thuận lợi với dầm liên tục nhiều nhịp và không đều, bao gồm sử dụng ULT không đều trong các nhịp.

2.2.2.3 Cân bằng tải trọng theo hai phương

Cân bằng tải trọng hai phương khác với cân bằng tải trọng một phương cho dầm hay cột trong đó thành phần ngang của thép ULT trong một phương hoặc được cộng vào hay trừ đi từ thành phần đó theo phương khác. Vì vậy ULT thiết kế trong hai phương sẽ liên quan chặt chẽ với nhau. Tuy nhiên, nguyên tắc cơ bản của cân bằng tải trọng vẫn được giữ nguyên và mục đích của thiết kế là cân bằng tải trọng đưa ra cho nên toàn bộ kết cấu sẽ có ứng suất phân bố đều trong mỗi phương và sẽ không có độ võng hay độ võng lên dưới tải trọng này. Bất cứ độ lệch từ cân bằng tải trọng này sẽ được phân tích như tải trọng tác động lên một sàn đàn hồi không có sự xem xét hơn nữa thành phần ngang của ULT.

Xét một sàn hai phương kê lên các gối tựa đơn giản là các tường theo cả bốn cạnh. Cấp ở cả hai phương sử dụng một lực hướng lên trên sàn và nếu tổng thành phần hướng lên cân bằng với tải trọng hướng xuống w , thì chúng ta có thiết kế cân bằng. Nếu có F_1 và F_2 là lực ULT trong hai phương cho một dải bản chiều rộng đơn vị, chúng ta có:

$$\frac{8F_1h_1}{L_1^2} + \frac{8F_2h_2}{L_2^2} = w \quad (2-11)$$

Nhận thấy rằng có thể có nhiều cặp F_1, F_2 thoả mãn công thức trên. Nhưng thiết kế kinh tế nhất là chịu tải trọng chỉ theo phương ngắn (hay là chịu $0.5w$ theo mỗi phương trong trường hợp tấm vuông). Những sự xem xét thực tế sẽ đưa ra những sự phân bố khác nhau. Dưới tác dụng của F_1, F_2, w , toàn bộ sàn có ứng suất phân bố đều theo mỗi phương tương đương với F_1/t và F_2/t tương ứng. Bất kỳ sự thay đổi nào trong tải trọng từ lượng cân bằng của w sẽ được phân tích theo lý thuyết đàn hồi cho sàn.

2.2.3 Quan điểm thiết kế các dạng sàn bê tông ULT

2.2.3.1 Sàn bê tông ULT một phương.

Sàn một phương có cốt thép chính dọc theo chiều dài của sàn. Tất cả gối tựa của nó kéo dài toàn bộ chiều rộng của sàn không có điểm chống riêng rẽ hay gối tựa chạy dọc chiều rộng của sàn. Đôi khi, gối tựa có thể gián đoạn hay dừng trước khi chúng chạy dài tới toàn bộ chiều rộng, trong trường hợp như thế phần còn lại được thiết kế cho một điều kiện khác của gối tựa.

Quy trình thông thường để thiết kế sàn một phương ULT là xét một dải bản rộng 1 m và xử lý giống như đối với dầm. Vì vậy, tất cả phân tích và tính toán thiết kế trình bày trong phần tính toán dầm có thể được áp dụng trực tiếp cho sàn mà không cần bất kỳ một sự mở rộng nào. Ví dụ, giả thiết của sự biến đổi tuyến tính và của cấp phù hợp cho dầm cũng hợp lý cho sàn một phương. Mặc dù thép ULT chính được bố trí dọc theo chiều dài của sàn, thép ngang cũng ULT hay không, có thể thêm vào để chống lại sự co ngót và phân bố bất kỳ một sự tập trung tải trọng nào.

Với sàn một phương hẹp, cốt thép ngang thường không ULT vì ULT ngắn vừa không kinh tế và chính xác. Khi bề rộng là nhỏ so với nhịp, bất kỳ tải trọng tập trung được coi là chịu bởi toàn bộ chiều rộng của sàn, và một lượng nhỏ cốt thép ngang được yêu cầu để phân bố tải trọng. Nói chung, cốt thép không ULT yêu cầu cho co ngót cũng đủ cho phân bố tải trọng. Điều khoản về cốt thép ngang nhỏ nhất cho co ngót và nhiệt độ sẽ thoả mãn yêu cầu thiết kế trong phương ngang cho sàn

một phương chịu tải trọng phân bố đều. Ở một vài kết cấu, sử dụng phương pháp cân bằng với ULT nhỏ nhất là 0,69 MPa trong phương ngang như một sự thay thế sử dụng thanh thép không ULT cho yêu cầu co ngót và nhiệt độ đã cho thấy sự làm việc thoả mãn.

Độ võng trong sàn một phương tuân theo phân tích đàn hồi với độ võng tại vị trí tải trọng trên vết nứt đầu tiên chỉ ra xuất phát dần dần từ phản ứng tuyến tính của sàn không nứt. Trong sách hướng dẫn thiết kế sàn, thiết kế với ứng suất kéo là $0,75(f_c)^{1/2}$, độ võng ở tải trọng làm việc được ước tính gần đúng bởi phân tích đàn hồi, thậm chí những vết nứt rất nhỏ xuất hiện ở một tiết diện.

Với sàn một phương với bề rộng lớn hơn khoảng 50% của nhịp, độ võng của các lát cắt khác nhau của sàn có thể thay đổi đáng kể dưới tải trọng tập trung. Điều này chỉ ra sự uốn ngang lớn mà phải chịu bởi cốt thép có hay không có ULT. Nếu không ULT, mômen uốn có thể được tính bởi lý thuyết đàn hồi thông thường, và một lượng thích hợp của thép được cung cấp như với thiết kế BTCT. Nếu vì lý do kinh tế hay những cân nhắc khác chứng minh sự sử dụng ULT ngang, mômen có thể được tính toán bởi lý thuyết đàn hồi và ULT ngang được thiết kế bởi quy trình thông thường cho thiết kế tiết diện dầm ULT. Điều này được tin tưởng là quy trình an toàn và nếu được áp dụng một cách đúng đắn sẽ đưa ra một kết quả hợp lý.

Sau khi mômen ngang phải chịu bởi ULT được tính toán, sự quyết định lượng ULT là tương đối đơn giản, cần nhớ rằng nếu không có ứng suất được cho phép, mômen phải chịu được đưa ra bởi ULT nhân với cánh tay đòn được tính tới lõi của tiết diện. Quy trình đơn giản này cho phép thiết kế cốt thép ngang ULT cũng như là cốt thép không ULT.

2.2.3.2 Sàn hai phương và sàn phẳng đơn giản

Sàn ULT hai phương là sàn mà thép ULT của nó trong hai phương vuông góc đều dùng để truyền tải mà sàn phải chịu. Vì vậy, một sàn hai phương là sàn tựa trên các gối liên tục dạng dầm hay tường theo hai phương vuông góc.

Khi một sàn được chống bởi lưới cột có hay không có mũ, nó được gọi là sàn phẳng ULT. (Sàn phẳng bê tông ULT) có thể được thiết kế sử dụng phương pháp cân bằng tải trọng hay phương pháp dầm. Hai phương pháp sẽ đưa ra kết quả mômen tương tự trong mỗi phương, nhưng sự phân bố thép ULT sẽ hoàn toàn khác nhau. Phương pháp dầm với sự phân bố bình thường thép ULT giữa dải cột và dải giữa sẽ không đưa ra một thiết kế cân bằng cho tải trọng phân bố đều.

Trước khi xem xét "Đề xuất cho thiết kế sàn phẳng ULT" của ACI-ASCE, chúng ta sẽ xem xét thiết kế gần đúng sử dụng trước những năm 1970. Một nguyên tắc cơ bản của thiết kế sàn phẳng ULT là sử dụng hệ số mômen cho thiết kế sàn phẳng BTCT có sẵn trong các Tiêu chuẩn xây dựng. Phương pháp này không được sử dụng nói chung khi cân bằng tải trọng đã là một sự đơn giản hoá rất lớn trong phân tích kết cấu với khung bê tông ULT. Khi áp dụng cho bê tông ULT, quy trình thiết kế có thể được thể hiện thành hai phần, mômen tác dụng do tải trọng và mômen kháng do thép ULT. Cho tới khi mômen tải trọng được đề cập, không có khác biệt lớn giữa sàn hai phương BTCT và ULT. Trong phạm vi tải trọng làm việc, chúng đều làm việc theo lý thuyết đàn hồi, với sàn ULT theo giả thuyết đó chặt chẽ hơn. Mặc dù gần tải trọng giới hạn, chúng làm việc ít tương tự, có lý do để tin rằng hệ số mômen cho BTCT, dựa trên bản chất của phân tích đàn hồi, có thể được sử dụng cho bê tông ULT không cần một sự điều chỉnh lớn nào. Trong thực tế, người ta không thoả mãn với những hệ số đó. Tuy nhiên chúng ta có thể áp dụng một vài hệ số đó cùng với một vài điều chỉnh theo ý với bê tông ULT.

Phần thứ hai của vấn đề là cung cấp mômen kháng. Như thông thường, mômen kháng trong bê tông ULT được cung cấp bởi thép tác dụng với cánh tay đòn xung quanh điểm lõi. Cho sàn liên tục, ngẫu lực kháng, thay vì được đo từ thép, được đo từ đường áp lực C sinh ra bởi ULT (trong phạm vi đàn hồi hay tải trọng làm việc). Sự xác định của nó là một vấn đề phức tạp hơn, mặc dù nó có thể được giải quyết bởi lý thuyết đàn hồi và sử dụng thí nghiệm mẫu. Thay thế cho lý thuyết đàn hồi, sự áp dụng thiết kế giới hạn cùng với sự lựa chọn chính xác của hệ số tải trọng có thể đưa đến tỷ lệ hợp lý. Chú ý, với sàn ULT, điều kiện ban đầu tại lúc truyền có thể là một trạng thái giới hạn mà phải được nghiên cứu cho vượt quá ứng suất trong bê tông.

Sau khi độ lớn của mômen sàn tại mỗi dầm đã được xác định, bước tiếp theo là cung cấp đủ thép để chịu mômen. Một sự bố trí lý tưởng sẽ là cung cấp lượng yêu cầu của thép và lệch tâm tại mỗi điểm. Nhưng điều này có thể không được trong thực tế và một giải pháp thoả mãn hợp lý có thể thu được bởi một ước tính của sự phân bố mômen. Chừng nào tổng mômen kháng tương đương với mômen ngoài, bất cứ sai sót nhỏ nào trong phân bố không phải là hậu quả nghiêm trọng vì độ cứng ngang của sàn có thể phụ thuộc vào phạm vi nhất định để truyền sự kháng qua sàn. Hơn nữa, ứng suất trong bê tông cũng nên được nghiên cứu cho điều kiện ban đầu tại lúc truyền ULT.

Thiết kế hoàn chỉnh của một sàn phẳng đơn giản ULT hai phương sẽ bao gồm:

1. Đặt hình dạng cáp
2. Xác định khoảng cách cáp
3. Kiểm tra ứng suất trong bê tông cả lúc truyền và dưới tải trọng làm việc
4. Tính toán độ võng tại nhiều giai đoạn, bao gồm ảnh hưởng của biến dạng dẻo
5. Tính toán nứt và tải trọng tới hạn
6. Thiết kế cho chi tiết đầu neo

2.2.3.4 Sàn phẳng liên tục

(Chưa hiểu rõ lắm)

Thiết kế sàn phẳng ULT liên tục dựa trên một kiến thức về thiết kế sàn phẳng đơn giản như chỉ ra ở phần trước. Như một kết quả của sự liên tục, hai vấn đề thêm vào nên được thảo luận, mômen âm qua gối trong do tải trọng và ảnh hưởng của ULT kết cấu siêu tĩnh, bao gồm vấn đề của sự biến đổi tuyến tính và sự phù hợp của cáp như đã trình bày cho dầm liên tục.

Với sàn phẳng đơn giản, mômen tổng cộng qua bất kỳ tiết diện được biết đến một cách rạch ròi bởi vì tất cả phản lực là tĩnh định. Phản lực của sàn liên tục là siêu tĩnh và vì vậy tổng mômen qua tiết diện không thể tính toán theo tĩnh định được.

Vì bê tông ULT có thể xử lý như vật liệu đàn hồi và đồng nhất trong phân tích mômen. Lý thuyết đàn hồi có thể bị phụ thuộc để mang lại kết quả chính xác hợp lý trước khi xảy ra nứt trong bê tông. Nhưng để áp dụng lý thuyết đàn hồi cứng nhắc đối với sàn liên tục là một thao tác rất dài dòng, mà sẽ lãng phí nhiều thời gian thậm chí cho những trường hợp đơn giản. Vì vậy, người ta đưa ra một vài quy trình dễ dàng hơn cho thiết kế.

Trong khi phương pháp cân bằng tải trọng cho hệ dầm được thấy là thuận tiện cho những trường hợp cụ thể, phương pháp dầm có thể đưa ra những giải pháp đơn giản nhất, đặc biệt khi kết hợp với khái niệm cân bằng tải trọng cho dầm liên tục. Theo hầu hết những tiêu chuẩn xây dựng, sàn phẳng BTCT có thể được thiết kế như dầm liên tục tới khi mômen do tải trọng ngoài được đề cập, có nhiều điều chỉnh cho áp dụng một phương pháp như vậy với sàn phẳng ULT. Một sàn liên tục được biến đổi thành một dầm liên tục, vấn đề được đơn giản hơn rất nhiều. Ảnh hưởng của ULT của nhiều sàn như vậy có thể được tính như dầm liên tục. Phải thừa nhận, có

thể áp dụng phương pháp biến đổi tuyến tính được thực hiện cho dầm liên tục. Nếu cấp phù hợp được yêu cầu cho sàn phẳng, mặt mômen thực nên được tính bởi lý thuyết đàn hồi, sau đó bất kỳ bộ cấp sinh ra mômen lệch tâm đối xứng tới mặt mômen là một bộ cấp phù hợp. Mặc dù đây là một sự quan tâm mang tính lý thuyết, nhưng nó sẽ không đưa ra một sự bố trí tốt hơn phương pháp dầm.

Bằng sự phân tích sàn liên tục như dầm liên tục, mômen tổng cộng qua bất kỳ tiết diện do tải trọng và vị trí trung bình của đường C dưới ULT có thể đạt được. Nhưng sự phân bố mômen tổng và sự thay đổi vị trí của đường C dọc theo chiều rộng sàn vẫn còn lại để được quan tâm. Sự gần đúng được sử dụng, ví dụ, lấy 45% tổng mômen cho dải bản giữa và 55% cho dải bản cột cho sàn phẳng chiều dày không đổi kể lên 4 cột. Cho nhịp bên trong của sàn, liên tục theo cả hai phương, một sự gần đúng tốt hơn dường như là 25% cho dải bản giữa và 75% cho dải bản cột. Điều này cũng có thể được giải thích phần nào bởi khái niệm cân bằng tải trọng vì tại giữa nhịp của dải bản giữa, cấp từ cả hai phương tác động hướng lên trong khi tại giữa nhịp của dải bản cột, một bộ cấp tác động lên với một bộ cấp khác tác động hướng xuống.

Theo ACI đã đề xuất phương pháp dầm mô tả như trên, sử dụng khung tương đương của tiêu chuẩn ACI để xem xét độ cứng tương đối của dầm và cột trong phân tích phân bố mômen. Mômen trong sàn tại tim cột được tính cho một dải thiết kế. Mômen tổng cộng tại gối được biết cao hơn nhiều tại cột (dải cột) so với trong vùng ngoài (một nửa dải giữa) của dải thiết kế này trong mỗi phương. Hơn nữa để giải quyết sự thay đổi này bởi sự chia mômen bởi các hệ số, đề xuất của ACI gọi là sự phân bố của thép ULT như sau: cường độ giới hạn của tấm phẳng được điều chỉnh chủ yếu bởi tổng khối lượng thép ULT trong mỗi phương. Tuy nhiên, thí nghiệm chỉ ra rằng thép ULT qua cột hay trực tiếp xung quanh mép cột góp phần lớn hơn vào khả năng chịu tải so với thép ULT xa cột. Với lý do như vậy, người ta đề xuất rằng thép ULT nên được đặt qua cột hay ít nhất xung quanh cạnh của nó. Với tấm mà tỷ lệ chiều dài / rộng không đạt tới 1,33, sự phân bố xấp xỉ sau đây có thể được sử dụng:

- + Nhịp đơn giản: 55-60% thép ULT trong dải cột, còn lại là cho dải giữa.
- + Nhịp liên tục : 65-75% thép ULT trong dải cột, còn lại là cho dải giữa.

Tổng số lượng thép ULT tính ra được từ phương pháp cân bằng tải trọng để đơn giản hoá thiết kế của mỗi dải như dầm liên tục một phương, với một vài sự linh hoạt trong sự phân chia thép ULT với những chỉ dẫn đã được gợi ý ở trên. Kinh

Quem ☺

nghiệm với thiết kế đã chỉ ra đó là một quy trình đơn giản và thí nghiệm đã chỉ ra sự làm việc hiệu quả của sàn thiết kế như vậy.

Tiêu chuẩn ACI được sửa đổi vào năm 1976, yêu cầu cốt thép thường nhỏ nhất mà đã chứng minh đầy đủ cho điều chỉnh các vết nứt trong sàn. Nhiều sàn có tỷ lệ chữ nhật hơn là vuông, vì vậy điều khoản quy định về kích thước của phương dọc trục và phương ngang. Trong vùng có mômen âm tại cột chống, cốt thép thường (A_s) theo mỗi phương là:

$$A_s = 0,00075h_l \quad (2-12)$$

Trong đó: l là chiều dài của nhịp trong phương song song với phương cốt thép được xác định. Cốt thép thường có thể được phân bố trong bề rộng sàn giữa các đường là $1,5h$ ngoài mặt cột đối diện, sẽ đặt khoảng cách không lớn hơn 305mm , và không nhỏ hơn 4 thanh hay sợi được cung cấp theo mỗi phương.

Điều khoản của tiêu chuẩn ACI có thể được sử dụng với thiết kế gần đúng đảm bảo chỉ ra ở trên theo mỗi phương. Thí nghiệm chỉ ra tính hiệu lực của quy trình này cho thiết kế, thậm chí nếu bố trí thép ULT thay đổi; 70% ở dãi cột và 30% ở dãi giữa mỗi phương hay sự bố trí thép ULT theo bảng đã thay đổi làm sự làm việc của sàn là rất tốt. Lượng tối thiểu và sự đặt thanh dính kết cung cấp dọc với thép không dính kết trong vùng cột là đủ để điều chỉnh vết nứt mặc dù nhiều hơn lượng nhỏ nhất có thể sử dụng cho yêu cầu về cường độ. Có thể linh hoạt hơn trong sự bố trí thép ULT, nhưng chi tiết của sự đặt cốt thép thường trong vùng cột được giới hạn rõ ràng ($1,5xh$ mỗi bên cột) bởi tiêu chuẩn ACI.

2.2.4 Thiết kế sàn phẳng bê tông ULT căng sau bằng phương pháp cân bằng tải trọng.

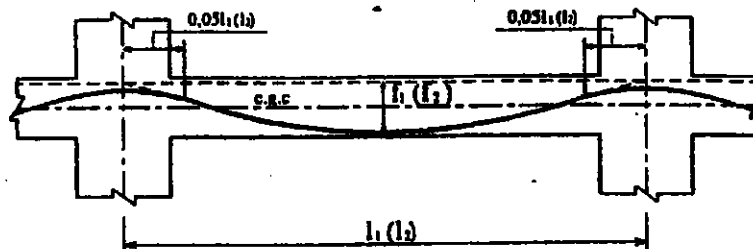
2.2.4.1 Tính toán sơ bộ chiều dày sàn.

Để chọn độ dày sàn nhà thiết kế phải quan tâm tới yêu cầu cho độ cứng, khả năng chịu lửa và chống ăn mòn cho cốt thép. Tuy nhiên, dựa vào kinh nghiệm người ta đưa ra tỷ lệ chiều dày sàn và nhịp của sàn căng sau vừa đảm bảo tính kinh tế vừa thoả mãn được sự làm việc của kết cấu. Theo đó, tỷ lệ chiều dày / nhịp của sàn một phương thường là $1/48$ và tỷ lệ chiều dày / nhịp của sàn hai phương thường là $1/45$.

Đối với sàn bê tông ứng lực trước căng sau sử dụng cáp không dính kết người thiết kế phải quan tâm đặc biệt đến chống ăn mòn cho cáp.

2.2.4.2 Xác định tải trọng cân bằng, chọn hình dạng cáp và lực ứng lực trước.

Thép ULT dạng parabol căng sau theo hai phương của sàn bê tông ULT hai phương được xem như là “tải trọng hướng lên tương đương” cân bằng với tải trọng làm việc đều hướng xuống. Xét một sàn chịu tải trọng đều trong cả hai phương có cáp dạng parabol điển hình.



Hình 2-6. Dạng cáp ULT điển hình

Lực ULT yêu cầu theo hai phương được tính theo công thức sau:

$$F_1 = \frac{w l_1^2}{8 f_1}; F_2 = \frac{w l_2^2}{8 f_2} \text{ (theo phương 1, 2 tương ứng)} \quad (2-13)$$

Trong đó:

F_1, F_2 : Lực ULT cho chiều rộng đơn vị của sàn cho thép ULT cho phương 1, 2 tương ứng.

f_1, f_2 : độ võng tương đương của thép ULT theo phương 1, 2 tương ứng.

l_1, l_2 : Nhịp theo phương 1, 2 tương ứng.

w : Tải trọng cân bằng phân bố đều. Trong tính toán thiết kế, theo kinh nghiệm, thường lấy tải trọng cân bằng $w = (0,8 - 1) \times$ trọng lượng bản thân sàn.

2.2.4.3 Phân tích sử dụng phương pháp khung tương đương

Phương pháp tương đương là một phương pháp phổ biến để phân tích sàn hai phương. Phương pháp gần đúng này liên quan đến phân tích làm việc đàn hồi của khung phẳng tương đương bao gồm dầm sàn nối với cột trên và dưới sàn được thiết kế. Phương pháp này được sử dụng cho phân tích sàn 2 phương căng sau cho điều kiện làm việc cũng như là điều kiện giới hạn. Người ta có thể sử dụng các chương trình tính toán kết cấu để thực hiện phân tích phân tích khung. Phương pháp khung

p² khung

tương đương để thiết kế nhiều dạng sàn hai phương căng sau bao gồm tấm phẳng, sàn kê lên dầm, sàn phẳng và ô cò.

Các bước tiến hành trong phân tích được tóm tắt như sau:

Bước 1: Chia sàn thành các dải thiết kế:

Chia sàn thành một loạt dải thiết kế theo hai phương chính của kết cấu. Chiều rộng của mỗi dải thiết kế là bằng một nhịp từ tâm nhịp này tới tâm của trục lân cận.

l_1 : Kích thước theo phương nhịp của dải thiết kế

l_2 : Kích thước vuông góc với dải thiết kế

Bước 2: Tính toán độ cứng của cấu kiện khung tương đương

Độ cứng cột tương đương K_{ec} được xác định từ công thức:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_i} \quad (2-14)$$

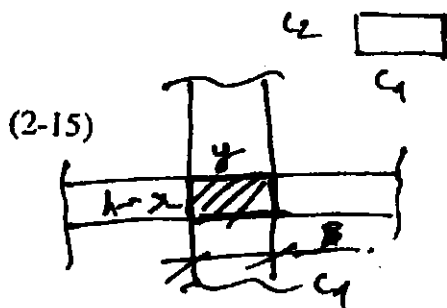
Trong đó:

$\sum K_c$: Tổng độ cứng uốn của cột tại nút

K_i : Độ cứng chống xoắn của cấu kiện chịu xoắn gắn với cột vuông góc với phương trong đó mômen được tính toán.

Nếu như sự nứt do xoắn được bỏ qua, thì:

$$k_i = \frac{\sum 9E_s C}{l_2 \cdot (1 - \frac{C_2}{l_2})} \quad (2-15)$$



Trong đó: $C = (1 - 0,63x/y)x^3y/3$

x và y tương đương với h và c_1 cho trường hợp sàn không dầm

Bước 3: Phân tích khung tương đương

Cho dải sàn thiết kế khác nhau xác định mômen đầu ngàm do ULT cuối cùng sau tất cả các tổn hao lực ULT cuối cùng được tính xấp xỉ bởi lấy một sự tổn hao ứng suất tức thời. Khung tương đương sau đó được phân tích để tìm ra mômen tại liên kết.

tương đương được để thiết kế nhiều dạng sàn hai phương căng sau bao gồm tấm phẳng, sàn kê lên dầm, sàn phẳng và ô cờ.

Các bước tiến hành trong phân tích được tóm tắt như sau:

Bước 1: Chia sàn thành các dải thiết kế:

Chia sàn thành một loạt dải thiết kế theo hai phương chính của kết cấu. Chiều rộng của mỗi dải thiết kế là bằng một nhịp từ tâm nhịp này tới tâm của trục lân cận.

l_1 : Kích thước theo phương nhịp của dải thiết kế

l_2 : Kích thước vuông góc với dải thiết kế

Bước 2: Tính toán độ cứng của cấu kiện khung tương đương

Độ cứng cột tương đương K_{ec} được xác định như sau:

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \quad (2-14)$$

Trong đó:

ΣK_1 : Tổng độ cứng uốn của cột tại nút

K_1 : Độ cứng chống xoắn của cấu kiện chịu xoắn gắn với cột vuông góc với phương trong đó mômen được tính toán.

Nếu như sự nứt do xoắn được bỏ qua, thì:

$$k_1 = \frac{\sum 9E_s C}{l_2 \cdot (1 - \frac{C_1}{l_1})} \quad (2-15)$$

Trong đó: $C = (1 - 0,63x/y)x^3y/3$

x và y tương đương với h và c_1 cho trường hợp sàn không dầm

Bước 3: Phân tích khung tương đương

Cho dải sàn thiết kế khác nhau xác định mômen đầu ngàm do ULT cuối cùng sau tất cả các tổn hao lực ULT cuối cùng được tính xấp xỉ bởi lấy một sự tổn hao ứng suất trước lượng. Khung tương đương sau đó được phân tích để tìm ra mômen tại liên kết.

Phân tích sự làm việc riêng rẽ của khung tương đương đưa ra:

- Tính tải của sàn
- Tính tải phụ thêm
- Hoạt tải

Quan trọng là nhận biết rằng phân tích khung có thể yêu cầu khung tương đương khác nhau do sự liên tục của kết cấu. Trong suốt quá trình tiến hành căng sau sàn đường như được nâng lên khỏi cốt pha và cột trên sàn có thể hay không thể đưa ra ngăn cản phụ thuộc vào liệu sàn trên đã được thi công hay chưa. Khung tương đương sử dụng để xác định ảnh hưởng của ULT và tính tải của sàn có thể vì vậy là khác so với khung sử dụng để tính mômen do ảnh hưởng của tải trọng khác. Mômen được tính từ phương pháp khung tương đương sau đó được sử dụng để kiểm tra ứng suất trong sàn ở tải trọng làm việc và trong kiểm tra khả năng chịu uốn yêu cầu của sàn.

Bước 4: Phân bố mômen dài thiết kế cho dải cột và dải giữa

Để kiểm tra khả năng chịu mômen tính toán tại giới hạn, cường độ chịu uốn tính toán của bề rộng tổng cộng của dải thiết kế được tính toán và so sánh với mômen xác định từ phân tích khung tương đương. Không có sự chú ý nào được đưa ra trong kiểu này mà những mômen này được phân bố qua bề rộng của dải thiết kế.

2.2.4.4) Thiết kế cắt cho sàn.

Sự làm việc hai chiều của sàn phẳng được nhận biết trong thiết kế và lực cắt được kiểm tra tại tiết diện nguy hiểm $d/2$ từ và xung quanh mặt của cột. Thí nghiệm chỉ ra rằng mức độ ULT ảnh hưởng cường độ chịu cắt của sàn phẳng với F/A trung bình cao hơn sinh ra cường độ chịu cắt lớn hơn. Sự phá hoại điển hình liên quan đến lực cắt chọc thủng cuối cùng tại cột với góc của mặt phá hoại như là kết quả của ULT trong sàn. ACI-ASCE đề xuất công thức tính ứng suất cắt tại tới hạn như sau:

$$v_{cw} = 0,29\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc} \quad (2-16)$$

Với trường hợp cột giữa, ứng suất cắt được xác định theo công thức sau:

Với Δ hợp cột giữa

$$\phi_v = \frac{V_u}{b_0 d} + \frac{\alpha M_c c_3}{J_c} \quad (2-17)$$

Trong đó:

V_u : lực cắt tại tiết diện

v_u : ứng suất cắt tại tải trọng thiết kế

b_0 : chu vi của tiết diện cắt tại $d/2$ từ mặt cột được định nghĩa theo TC ACI

d : Khoảng cách từ tâm của thép ULT tới mặt nén trong phương truyền mômen, nhưng không nên nhỏ hơn $0,8h$, trong đó h là bề dày của cấu kiện.

ϕ : yếu tố giảm khả năng cắt, $= 0,85$

α : phần của mômen truyền bởi lực cắt

c_1 : kích thước gối tựa theo phương truyền mômen

c_2 : kích thước gối tựa theo phương vuông góc với c_1

c_3 : khoảng cách từ tâm tiết diện cắt nguy hiểm tới trục theo phương truyền mômen

M_c : Phần mômen tổng cộng truyền cho cột

J_c : mômen quán tính cực của tiết diện nguy hiểm

Trường hợp cột ngoài, số hạng thứ hai của công thức (2-17) là thường quan trọng hơn so với cột trong. Phần mômen tại cột này được truyền bởi độ lệch tâm là g của tiết diện cắt so với tâm cột, tạo ra một mômen $V_u g$. Vì vậy mômen M_c là phần mômen không cân bằng giữa mômen M và $V_u g$. Công thức tính ứng suất cho trường hợp cột biên:

$$v_c = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha(M - V_u g) c_{AB}}{J_c} \quad \text{Trong đó: } \alpha = 1 - \frac{1}{1 + 2/3(c_n / c_1)^{1/2}}$$

\Rightarrow cột biên

Đặc tính của tiết diện nguy hiểm:

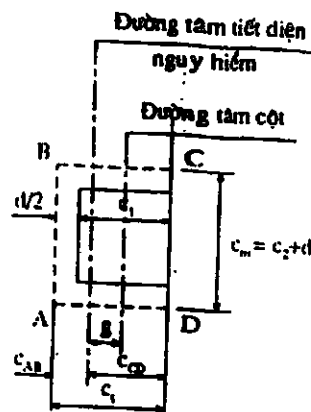
$$c_m = c_2 + d; \quad c_t = c_1 + d/2$$

$$A_c = d \cdot (c_m + 2c_t)$$

$$c_{AB} = c_t^2 \cdot d / A_c$$

$$c_{CD} = c_t - c_{AB}; \quad g = c_{CD} - c_t/2$$

$$J_c = \frac{dc_t^3}{6} + \frac{c_t d^3}{6} + c_m d c_{AB}^2 + 2c_t d \left(\frac{c_t}{2} - c_{AB} \right)^2$$



2.2.4.5 Tính toán độ võng của sàn

Theo tiêu chuẩn ACI độ võng của tất cả các kết cấu BTCT được nghiên cứu cả độ võng tức thời cho hoạt tải và độ võng tổng cộng cho tải trọng thường xuyên. Một phần đáng kể của độ võng do tải trọng bản thân của sàn sẽ được kháng lại bởi độ võng ngược do ULT. Vì vậy trong tính toán chỉ tải trọng thường xuyên vượt quá tải trọng cân bằng bởi ULT cần xem xét.

Khi chọn sơ bộ chiều dày sàn, tùy thuộc tải trọng và chức năng của sàn mà chọn tỷ lệ chiều dày sàn trên chiều dày nhịp vào khoảng (1/16 - 1/25) đối với bản console và (1/40 - 1/50) đối với bản nhiều nhịp chịu lực theo hai phương.

Để tính toán chính xác độ võng của sàn căng sau hai chiều là một việc phức tạp liên quan đến sự xem xét các điều kiện biên, dạng tải trọng, thay đổi độ cứng do nứt cục bộ, tổn hao ứng suất và từ biến. Khi thiết kế, nên sử dụng công thức gần đúng, đơn giản để ước tính độ võng. Nếu tính toán chỉ ra rằng độ võng có thể là nguy hiểm, lớn hơn độ võng cho phép lúc đó tiến hành tính toán một cách tương đối chính xác độ võng của sàn không đảm làm việc theo hai phương bằng cách sử dụng độ cứng uốn trong phương pháp khung tương đương xác định nội lực.

(a) ~~Tính~~ độ võng của bản bằng công thức gần đúng

Sau đây là một số công thức gần đúng đơn giản được lập sẵn để tính độ võng tấm sàn hai phương. Độ võng tại điểm giữa của tấm có thể được tính toán tổng cộng độ võng của hai dải dầm trực giao. Trong tính toán độ võng của dải dầm này, sử dụng các công thức đưa ra trong hình 2-7. Các công thức sau vẫn có thể áp dụng với những sàn có nhiều hơn ba nhịp.

phương y. Do bản được chia thành các dải bản trên cột và giữa nhịp với tỷ lệ chịu uốn khác nhau nên độ võng do uốn của dải bản trên cột và giữa nhịp cũng khác nhau được tính như sau:

$$\Delta_{cx}^I = \Delta_0 \frac{M_c E_c I_{cx}}{M_f E_c I_c} ; \quad \Delta_{mx}^I = \Delta_0 \frac{M_m E_c I_{cx}}{M_f E_c I_c} \quad (2-20)$$

Tương tự xác định độ võng do uốn $\Delta_{cy}^I, \Delta_{my}^I$ gây ra theo phương y dải trên cột và dải giữa nhịp với giả thiết bản được liên kết không có chuyển vị đứng dọc theo trục cột phương x.

$$\Delta_{cy}^I = \Delta_0 \frac{M_c E_c I_{cy}}{M_f E_c I_c} ; \quad \Delta_{my}^I = \Delta_0 \frac{M_m E_c I_{cy}}{M_f E_c I_c} \quad (2-21)$$

$$\text{Với } \Delta_0 = \frac{w \cdot L^4}{348 \cdot E_c I_{cx}} \quad (2-22)$$

Δ_0 : Độ võng dải bản khi xem như hai đầu là ngàm chặt.

M_c : Mô men uốn của dải trên cột

M_m : Mô men uốn của dải giữa nhịp.

M_f : Mô men uốn của dầm khung tương đương.

I_{cx}, I_{cy}, I_{cx} : Mô men quán tính của dầm khung tương đương ,

dải trên cột và dải giữa nhịp

W : Tải trọng tính võng

Do hai đầu các dải bản chịu các góc xoay nên giữa dải có thêm thành phần độ võng do góc xoay này gây ra (xem như gần đúng góc xoay của đầu dải trên cột cũng bằng góc xoay đầu dải giữa nhịp và bằng góc xoay trung bình θ_{cx}). Độ võng do góc xoay $\Delta_{cx}^2, \Delta_{mx}^2$ gây ra theo phương x dải trên cột và dải giữa nhịp gần bằng nhau, ta có:

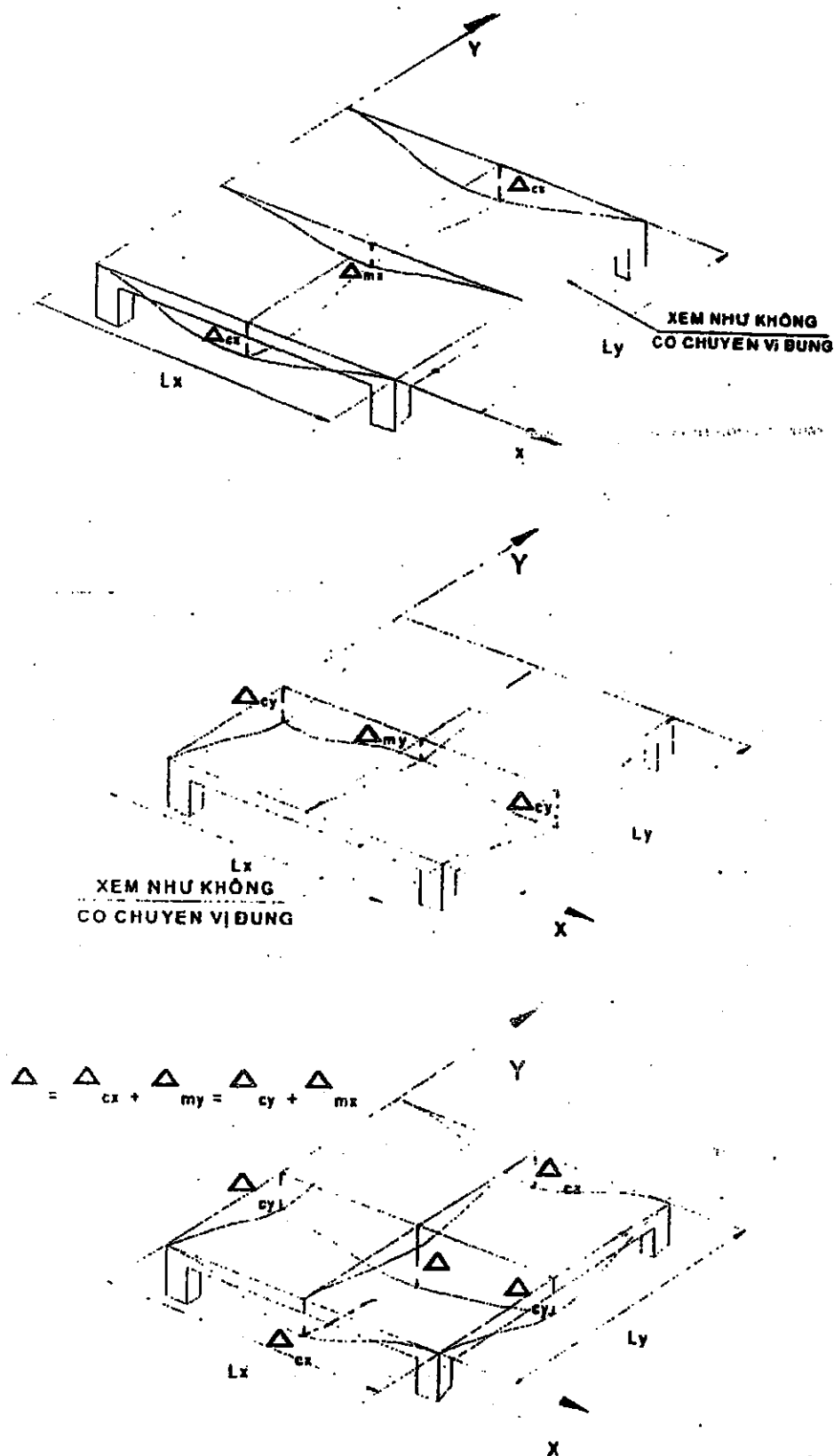
$$\Delta_{\pi}^2 = \Delta_{\pi\pi}^2 = \frac{1}{8}(\dot{\theta}_{\pi} + \dot{\theta}_{\pi})L \quad (2-23)$$

Với $\dot{\theta}_{\pi}$ và $\dot{\theta}_{\pi}$ là góc xoay đầu trái và phải của nhịp L.

Theo định nghĩa độ cứng của cột tương đương ta có:

$$K_{\pi} = \frac{M}{\theta_{\pi}} \Rightarrow \theta_{\pi} = \frac{M}{K_{\pi}}$$

Với M là mô men không cân bằng tại nút khung tương đương do tải trọng tính võng gây ra .



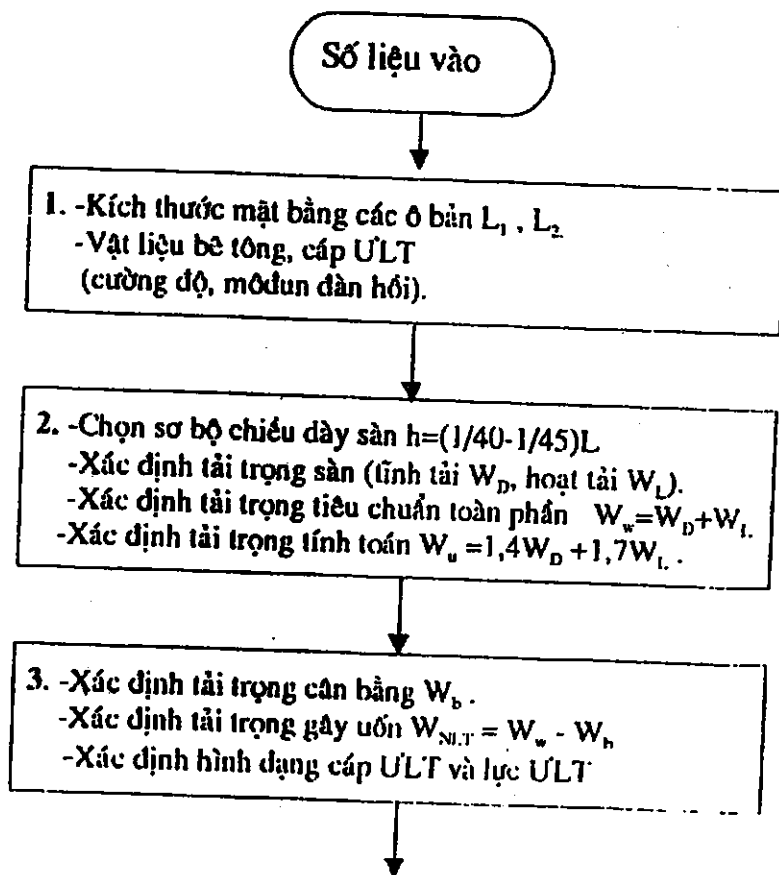
Hình 2-8 Các bước để xác định độ võng sàn không dầm làm việc theo hai phương.

(2) Một số lưu ý khi tính ô bản chữ nhật là đối với các ô bản hình chữ nhật độ võng của dải trên cột theo phương cạnh dài có giá trị khá lớn trong tổng độ võng ở giữa ô bản. Vì vậy trong trường hợp này để an toàn nên tính độ võng giữa ô bản bằng cách cộng độ võng của dải trên cột theo phương cạnh dài với độ võng của dải giữa nhịp theo phương cạnh ngắn. Đối với ô bản ngoài cùng độ võng của dải trên cột nằm theo phương vuông góc với cạnh biên thường có giá trị khá lớn mặc dù cạnh dài của ô bản có thể nằm song song với cạnh biên.

2.2.4.6 Quy trình thiết kế sàn phẳng ULT căng sau bằng phương pháp cân bằng tải trọng

Tính toán sàn phẳng ULT căng sau theo các tiêu chuẩn khác nhau có thể đưa ra các bước tính toán khác nhau nhưng đều dựa trên quan điểm thiết kế đã trình bày ở trên. Tuy nhiên, việc đưa ra một quy trình tính toán hợp lý và khoa học sẽ giúp cho người thiết kế có thể thuận tiện, dễ dàng hơn trong thao tác, tránh được những nhầm lẫn và thiếu sót trong thiết kế. Quy trình thiết kế chung nhất cho sàn phẳng ULT căng sau thể hiện dạng sơ đồ khối như sau:

Quy trình thiết kế sàn phẳng ULT bằng phương pháp cân bằng tải trọng



4. - Tính lực ULT ban đầu, tổn hao ứng suất trước,
 ứng suất trước hiệu quả trong cấp f_{pc}
 - Xác định số lượng và bố trí cáp ULT

5. Xác định các đặc trưng, tiết diện của
 khung tương đương.

$$K_c = \frac{4EI}{L - 2h_b}, K_t = \frac{\sum 9.C.Ec_s}{L_2.(1 - c_2/L_2)^3}$$

$$C = \left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \cdot \frac{x^3 y}{3}, \frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

concrete slab

$$\text{Bề rộng cột tương đương } c_{ec} = c \cdot \sqrt[3]{\frac{K_{ec}}{2xK_t}}$$

6. Kiểm tra ứng suất trong bê tông
 lúc buông cốt thép

Tính toán mômen M trong khung tương đương do $W_{NET} =$
 TLBT - W_s

$$\text{Mômen tại mặt cột } M_1 = M_{\text{tại trục cột}} + V.c/3$$

đi đến tổn hao
 do m/s và do biến
 dạng

Lực căng hiệu quả $P_e = f_{pc} \times A_{ps}, W_s = \frac{bh^2}{6}$

$$\text{Ứng suất kéo trong bê tông } \sigma = -\frac{P_{pe}}{A} + \frac{M_1}{W_s}$$

Kiểm tra $\sigma^- \leq 0,6 f_{ci}$
 $\sigma^+ \leq 0,25 \sqrt{f_{ci}}$

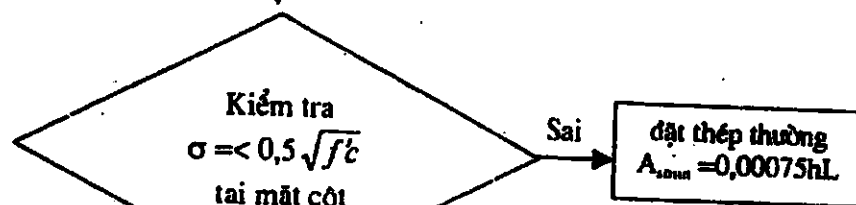
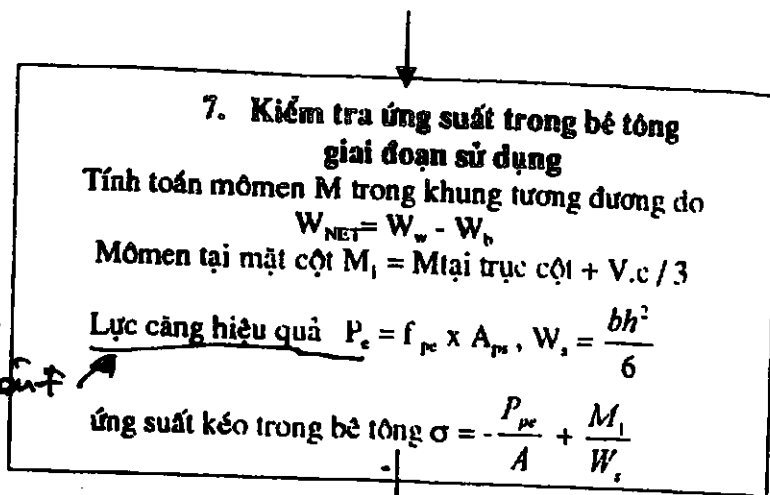
Sai

Trở về
 bước 2

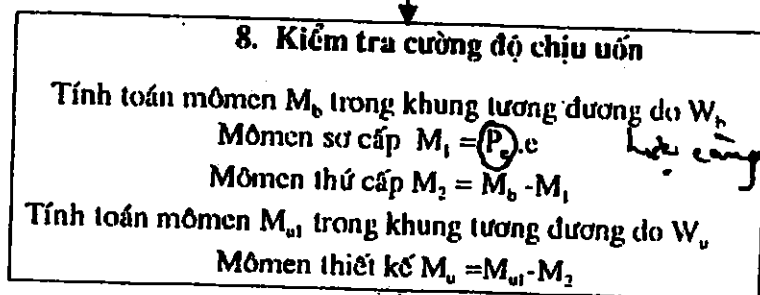
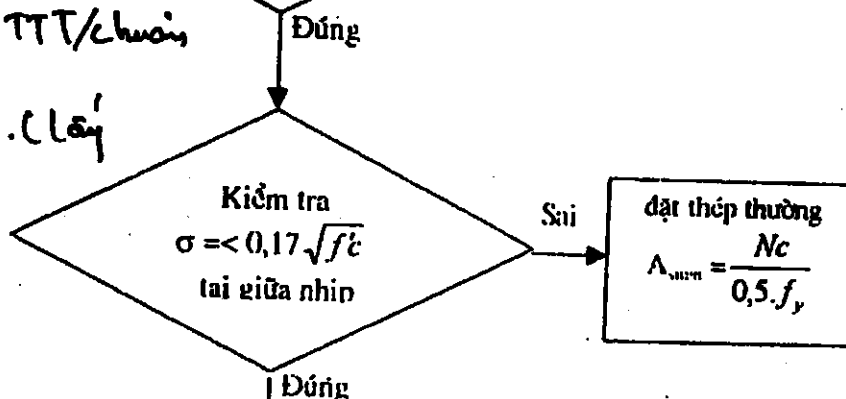
Tăng h

Đúng

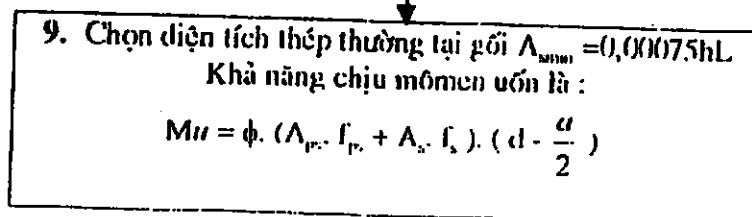
đi đến hạn do u/s
đang, do các nguyên nhân

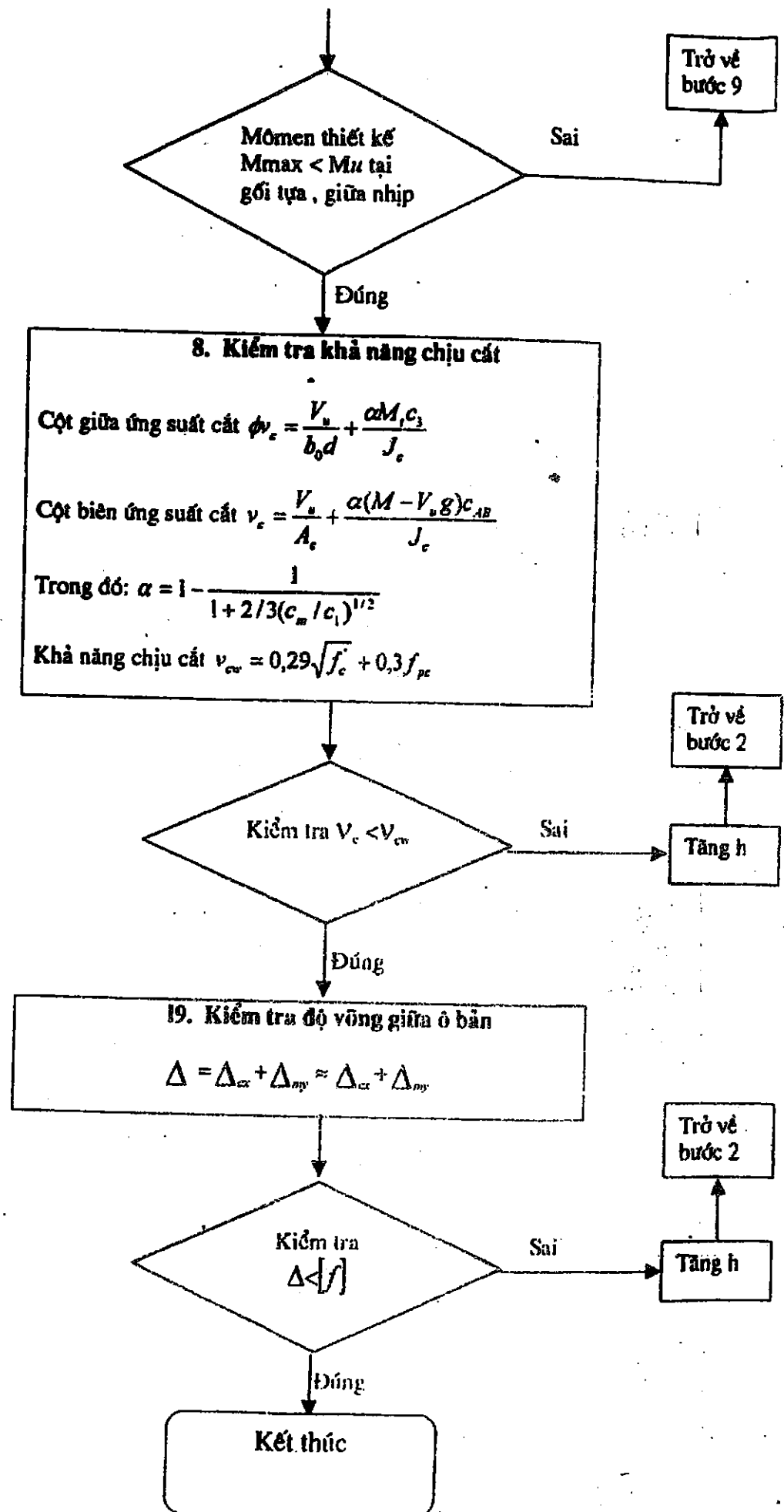


N_c : lực kéo BĐ do TTT/chuyển gây ra.
 f_y : gh. chảy của thép. (lấy k' qua 400 MPa)



hệ số giảm





2.3 Kết luận chương 2

Có ba phương pháp tính toán cấu kiện bê tông ứng lực trước là phương pháp tính toán theo lý thuyết đàn hồi, tính toán theo trạng thái giới hạn và phương pháp cân bằng tải trọng. Trong đó phương pháp cân bằng tải trọng có thể đạt sự chính xác đáng kể vì tải trọng bản thân và lực ULT có thể tính toán chính xác. Phương pháp cân bằng tải trọng đơn giản hơn cho tính toán kết cấu siêu tĩnh, đưa ra hình dung tốt hơn về sự làm việc của kết cấu. Một ưu điểm khác của phương pháp cân bằng tải trọng là dễ dàng hơn trong tính toán độ võng. Tuy vậy khi tính toán bằng phương pháp cân bằng tải trọng phải chú ý tính toán chính xác trọng lượng bản thân để tính chính xác lực ULT. Vì với cấu kiện mảnh như dầm, sàn, một sự thay đổi nhỏ có thể dẫn đến sai sót đáng kể khi tính tải trọng cân bằng và cả độ võng, độ võng của cấu kiện.

Trong chương 3 sẽ trình bày ứng dụng quy trình thiết kế sàn phẳng bê tông ULT bằng phương pháp cân bằng tải trọng để giải bài toán cụ thể.

CHƯƠNG 3

VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Ứng dụng quy trình thiết kế sàn phẳng bê tông ULT bằng phương pháp cân bằng tải trọng đã trình bày trong chương 2 để khảo sát đánh giá chọn tải trọng cân bằng hợp lý.

Khảo sát 3 trường hợp chọn tải trọng cân bằng khác nhau:

- Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,8 \times \text{TLBT sàn}$.
- Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,9 \times \text{TLBT sàn}$.
- Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 1,0 \times \text{TLBT sàn}$.

Khảo sát thêm một trường hợp với tải trọng cân bằng $W_b = 0,9 \times \text{TLBT sàn}$ với chiều dày sàn giảm 10% để so sánh, rút ra kết luận.

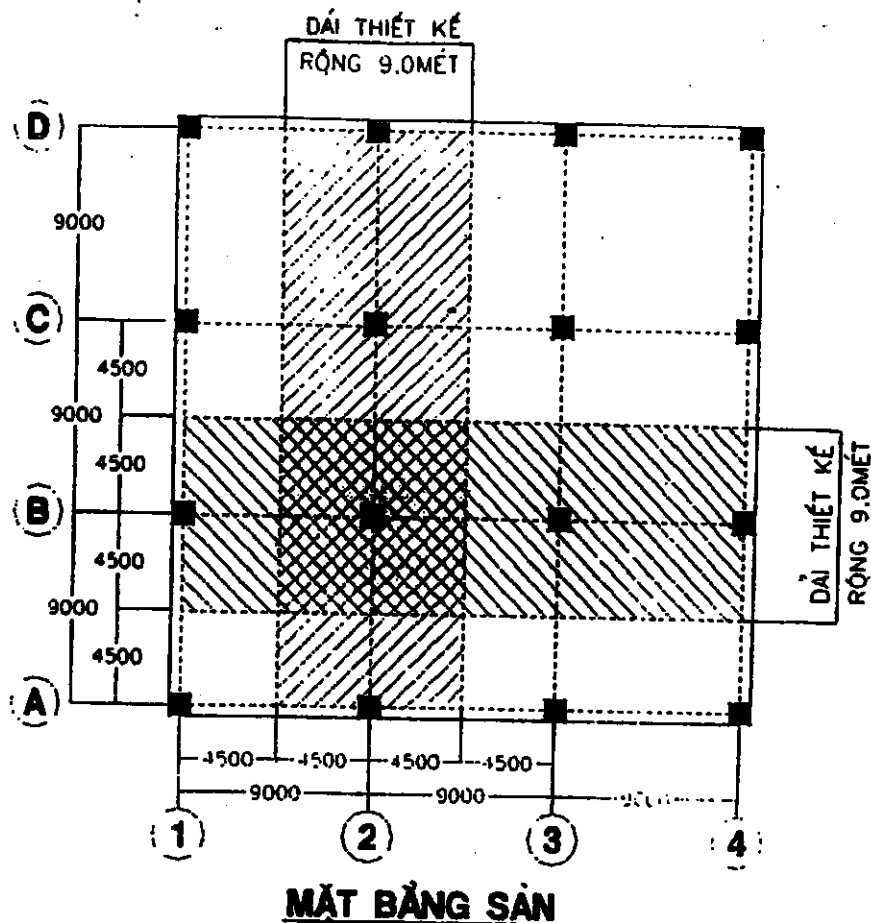
3.1 VÍ DỤ TÍNH TOÁN.

Bài toán cụ thể được đặt ra là thiết kế sàn bê tông ứng lực trước cho hệ sàn phẳng không dầm, không có mũ cột, mỗi phương có ba nhịp, chiều rộng nhịp 9,00m. Với chiều dày sàn được chọn 220mm, khảo sát ba trường hợp tải trọng cân bằng khác nhau để so sánh, rút ra kết luận kiến nghị:

- Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,8 \times \text{TLBT sàn}$.
 - Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,9 \times \text{TLBT sàn}$.
 - Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 1,0 \times \text{TLBT sàn}$.
- } trong lý luận ban đầu

Khảo sát trường hợp chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,9 \times \text{TLBT sàn}$, với chiều dày sàn 200mm.

THIẾT KẾ SÀN ỨNG LỰC TRƯỚC TRƯỜNG HỢP CHỌN TẢI TRỌNG CÂN BẰNG $W_B = 0,8$ TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN



I. VẬT LIỆU. $\rightarrow ?$

- Bê tông mác 350 $\rightarrow f_c' = 22,75 \text{ MPa}$
- Cáp ứng lực trước không kết dính loại T15 đặt trong ống nhựa đường kính 20 mm, có $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$ và $A_s = 140 \text{ mm}^2$; $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$.

\rightarrow Chưa biết loại tải chọn trước?

II. TẢI TRỌNG SÀN.

- Trọng lượng bản thân sàn: $0,22 \times 2500 = 550 \text{ kG/m}^2$
- Trọng lượng các lớp trát, gạch lát = 70 kG/m^2
- Trọng lượng tường xây trên sàn = $223,5 \text{ kG/m}^2$
- Tính tải tiêu chuẩn tổng cộng: $W_D = 550 + 70 + 223,5 = 843,5 \text{ kG/m}^2$
- Hoạt tải tiêu chuẩn: $W_L = 150 \text{ kG/m}^2$
- Tải trọng tiêu chuẩn toàn phần: $W_w = 843,5 + 150 = 993,5 \text{ kG/m}^2$

III. TÍNH PHƯƠNG TRỤC A - D

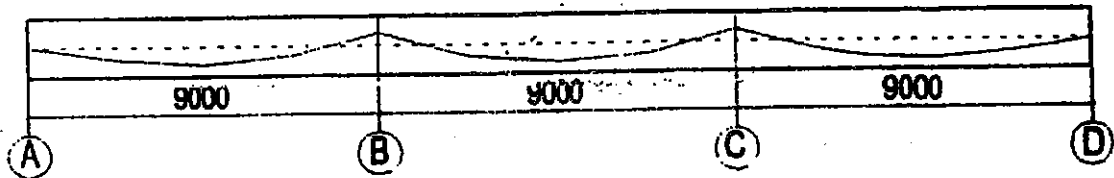
1. Xác định tải trọng cân bằng

Chọn tải trọng cân bằng $W_b = (0,8 + 1) \times \text{TLBT sàn}$.

$$\rightarrow W_b = 0,8 \cdot 550 = 440 \text{ kG/m}^2 \rightarrow \text{Sao k' cộng thêm tải t' và lớp trải...}$$

2. Chọn hình dạng đường cáp ứng lực trước :

Chọn dạng đường cáp ứng lực trước cho phương sàn như hình vẽ với lực trong cáp ứng lực trước là không đổi trong chiều dài cáp.



3. Xác định độ lệch tâm lớn nhất :

Đặt cáp theo phương trục 1-5 ở dưới, cáp theo phương trục A- D ở trên.

Chiều dày lớp bảo vệ = 30 mm.

□ Độ lệch tâm lớn nhất tại đầu cột :

$$e_1 = \frac{220}{2} - 30 - 20 - \frac{20}{2} = 50 \text{ mm.}$$

□ Độ lệch tâm lớn nhất tại giữa nhịp :

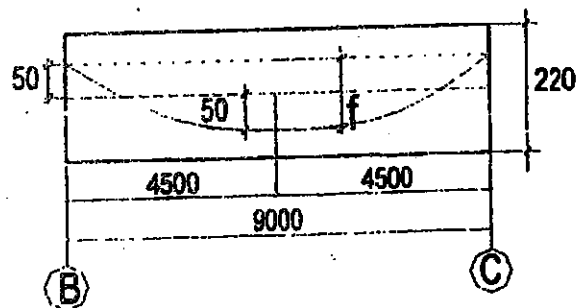
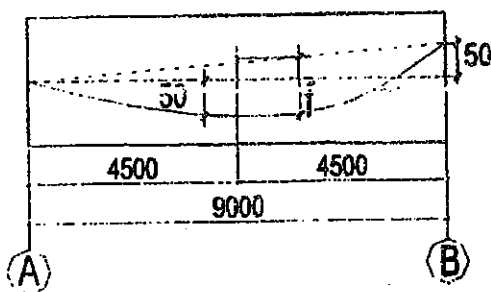
$$e = \frac{220}{2} - 30 - 20 - \frac{20}{2} = 50 \text{ mm.}$$

trị đầu thép thường :

→ ở đầu ra .

$$K_s K_b = \frac{r^2}{0,5}$$

4. Xác định hình dạng cáp ứng lực trước và lực ứng lực trước



Độ võng của dạng cáp tương đương :

$$\text{Nhịp A- B, C- D} : f = 50 + \frac{1}{2} 50 = 75 \text{ mm.}$$

$$\text{Nhịp B — C} : f = 50 + 50 = 100 \text{ mm.}$$

Lực ứng lực trước yêu cầu cân bằng với tải trọng cân bằng W_b là :

$$\text{Nhịp B — C: } F = \frac{W_b L^2}{8f} = \frac{440.9^2}{8.0,1} = 44550 \text{ kG/m}$$

Vì lực ứng lực trước là không đổi nên tải trọng cân bằng ở nhịp A-B, C- D là :

$$W_b = \frac{8F.f}{L^2} = \frac{8.44550.0,075}{9^2} = 330 \text{ kG/m}^2$$

5. Tính lực ứng lực trước ban đầu trong cáp, tổn hao ứng lực trước, ứng suất trước hiệu quả của cáp :

5.1. Lực ứng lực trước ban đầu :

Ứng suất căng ban đầu: $f_{pi} = 0,75 \cdot f_{pu} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa}$

Lực ứng lực trước ban đầu: $F_o = f_{pi} \cdot A_s$

$$= 1395 \cdot 10 \cdot 140 \cdot 10^{-2} = 19530 \text{ kG}$$

5.2. Tổn hao ứng suất :

□ Hao ứng suất do ma sát :

Với cáp không kết dính , lấy hao ứng suất = 2,5 % /10 m dài.

Phương trục A- D dài 27 m \rightarrow hao = 6,75 %

\rightarrow 1395 MPa bị hao 6,75 % còn 1300,84 MPa

$f_{pu} = 1860$: cấp độ chính xác

$f_{pi} = 0,75 \cdot f_{pu} = 1395$ ứng suất căng ban đầu

$f_{py} = 1630$: giảm chảy

Ứng suất trung bình trong cáp :

$$f_{th} = \frac{1395 + 1300,84}{2} = 1347,92 \text{ MPa}$$

Lực ứng lực trước trung bình :

$$F_{th} = 1347,92 \cdot 140 \cdot 10^{-2} = 18870,88 \text{ kG}$$

Độ giãn dài của cáp do ứng suất trung bình gây ra là :

$$\Delta = \frac{f_{th} L}{E_s} = \frac{1347,92 \cdot 27000}{1,9 \cdot 10^5} = 191,54 \text{ mm} \rightarrow \text{chức (1.1g)}$$

□ Hao ứng suất do biến dạng neo :

Độ tụt neo $\Delta a = 6 \text{ mm}$

$$\Delta \sigma_s = \frac{\Delta a \cdot E_s}{L} = \frac{6 \cdot 1,9 \cdot 10^5}{27000} = 42,22 \text{ MPa}$$

Ứng suất trung bình trong cáp sau khi trừ đi tổn hao do biến dạng neo là :

$$1347,92 - 42,22 = 1305,7 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ MPa} = 10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

□ Hao ứng suất do các nguyên nhân khác :

Lấy bằng $16\% + 18\% = 18\% \cdot 1305,7 \text{ MPa} = 235 \text{ MPa}$

Ứng suất hiệu quả : $f_{pe} = 1305,7 - 235 = 1070,7 \text{ MPa}$

$$f_{pe} = 1070,7 \text{ MPa}$$

6. Xác định số lượng và bố trí cáp ứng lực trước

Lực căng hiệu quả của 1 cáp là :

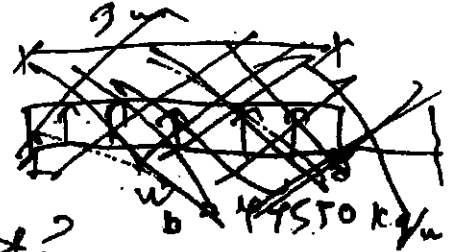
$$N_{\text{cáp}} = 1070,7 \cdot 140 \cdot 10^{-1} = 14989,8 \text{ kG}$$

Lực ứng lực trước yêu cầu cho 1 nhịp 9 m là :

$$44550 \cdot 9 = 400950 \text{ kG}$$

Số lượng cáp yêu cầu cho 1 nhịp :

$$n = \frac{400950}{14989,8} = 26,74 \text{ cáp} = 27 \text{ cáp}$$



Bố trí cáp :

65 + 75% cho dải trên cột , khoảng cách giữa các cáp max = $4 h_b = 880 \text{ mm}$

35 + 25% cho dải giữa nhịp, khoảng cách giữa các cáp max = $6 h_b = 1320 \text{ mm}$

→ Đặt 19 cáp dải cột a 200 , 8 cáp dải giữa a 675.

7. Xác định đặc trưng của khung tương đương :

Dài thiết kế như hình vẽ .

Khung tương đương có phần tử cột là cột ở 2 tầng trên, dưới kế tiếp của sàn và phần tử dầm là dải sàn có chiều rộng bằng khoảng cách tâm 2 nhịp kế tiếp. = 9 m)

□ Tính toán độ cứng của cột tương đương :

Độ cứng chống uốn của cột : $K_c = \frac{4EI}{L - 2h_b} h_b$

$$I = \frac{1000 \cdot 1000^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$L = 3,2 \text{ m} ; h_b = 220 \text{ mm}$$

$$K_c = \frac{4 \cdot E_c \cdot 8,33 \cdot 10^{10}}{3200 - 2 \cdot 220} = 1,2 \cdot 10^8 E_c$$

sao lại E_c ..?

Độ cứng chống xoắn của sàn tác động lên cột :

Tính diện tích
chấn dãi cột

$$K_1 = \frac{\sum 9C.Ec}{L_2.(1-c_2/L_1)^3}$$

Trong đó :

$$C = \left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \cdot \frac{x^3 y}{3} = \left(1 - 0,63 \frac{200}{1000}\right) \frac{220^3 \cdot 1000}{3} = 3,057 \cdot 10^9$$

$$K_1 = \frac{\sum 9C(E_c)}{L_2.(1-c_2/L_1)^3} = \frac{2.9.3.057.10^9(E_c)}{9000.(1-1000/9000)^3} = 8,7 \cdot 10^6 E_s$$

Độ cứng của cột tương đương là :

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t} = \frac{1}{2.1,2 \cdot 10^8 E_c} + \frac{1}{8,7 \cdot 10^6 E_s}$$

$$E_c = E_s \rightarrow K_{ec} = 8,4 \cdot 10^6 E_c$$

□ Xác định kích thước tiết diện cột tương đương :

Giả thiết cột tương đương là cột vuông có cạnh = c_{ec}

Mômen quán tính cột tương đương là :

$$I_{ec} = c_{ec}^4 / 12$$

Độ cứng chống uốn của cột thực tế là :

$$K_{tt} = \frac{4Ec.I}{L} = \frac{4Ec.8,33 \cdot 10^{10}}{3200} = 1,04 \cdot 10^8 E_c$$

$$\frac{K'_{ec}}{K_{tt}} = \frac{K_{ec}}{2xK_{tt}} = \frac{I_{ec}}{I_{tt}} = \left(\frac{c_{ec}}{c}\right)^4 \rightarrow c_{ec} = c \cdot \sqrt[4]{\frac{K_{ec}}{2xK_{tt}}} = 1000 \cdot \sqrt[4]{\frac{8,4 \cdot 10^6 E_c}{1,04 \cdot 10^8 E_c}}$$

$$\rightarrow c_{ec} = 448 \text{ mm}$$

Khung tương đương :

Cột 448 x 448 mm, Dầm 9000 mm x 220 mm

8. Kiểm tra ứng suất trong bê tông

8.1. Lúc buông cốt thép

Xét tải trọng : - do trọng lượng bản thân sàn

- do lực căng trước (không kể đến hao ứng suất)

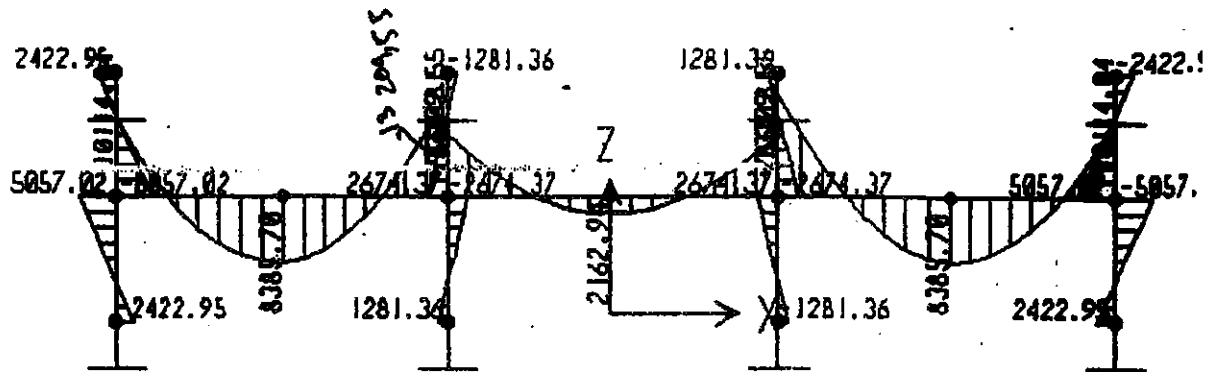
Nhịp A — B, C — D: $W_{NET} = (550 - 330) = 220 \text{ kG/m}^2$

Nhịp B — C : $W_{NET} = (550 - 440) = 110 \text{ kG/m}^2$

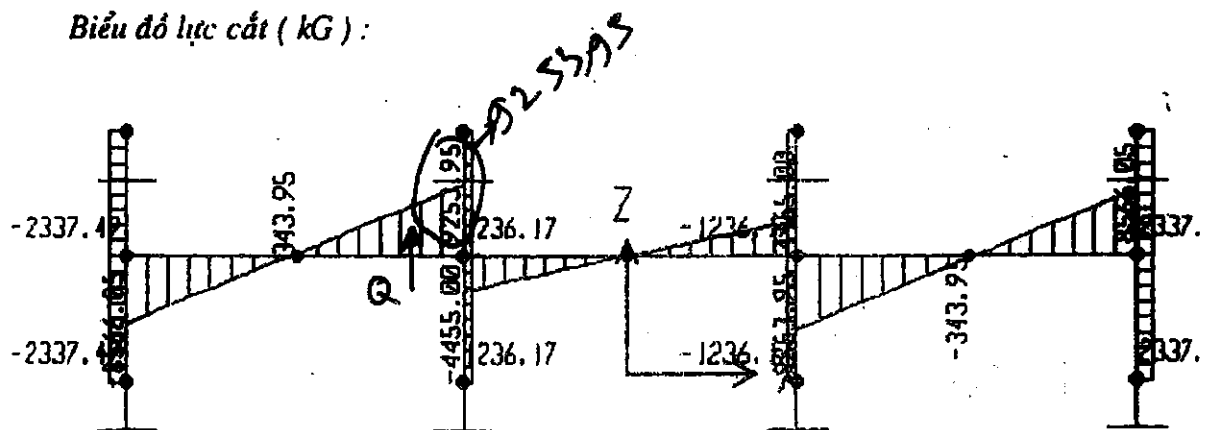
Nhịp A — B, C — D: $q_{NET} = 220 \cdot 9 = 1980 \text{ kG/m}$

Nhịp B — C : $q_{NET} = 110 \cdot 9 = 990 \text{ kG/m}$

Biểu đồ mômen (đơn vị : kG/m)



Biểu đồ lực cắt (kG) :



□ Kiểm tra ứng suất tại mặt cốt

Mômen tại mặt cột = $M_{\text{tại trục cột}} + V \cdot c / 3$

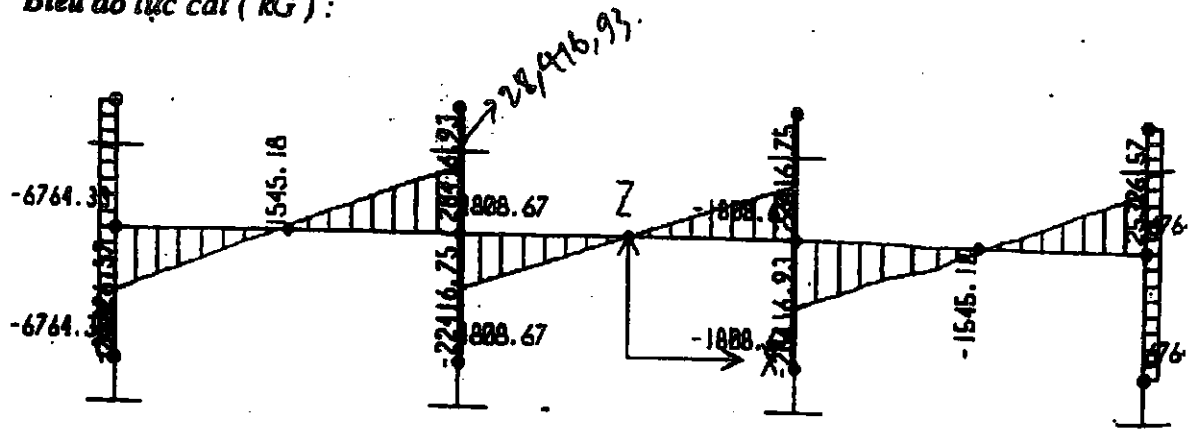
$$-M_{\max} = -13209,55 + \frac{9253,95}{3} = -10124,9 \text{ kGm}$$

$$\text{Lực căng trước : } P = 1305,7 \cdot 27 \cdot 140 \cdot 10^{-1} = 493554,6 \text{ kG}$$

$$\sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M}{W} \leq 0,6 f_{ci} \quad \text{Với } f_{ci} = 0,8 \cdot f_c = 0,8 \cdot 22,75 = 18,2 \text{ MPa}$$

Thì sao $P \neq 1020,2 \text{ kG}$ $\sqrt{5} \text{ kg}$
chỉ là 10.

Biểu đồ lực cắt (kG) :



□ Kiểm tra ứng suất kéo tại mặt cột :

$$-M_{\max} = -43175,06 + \frac{28416,93 \cdot 1}{3} = -33702,75 \text{ kGm}$$

$$\text{Kiểm tra } \sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M}{W} \leq 0,5 \sqrt{f'_c} = 0,5 \sqrt{22,75} = 2,38 \text{ MPa}$$

$$\text{Lực căng hiệu quả : } P_e = 27 \cdot 10^7 \cdot 0,7 \cdot 140 \cdot 10^{-1} = 404724,6 \text{ kGm}$$

$$\sigma = -\frac{404724,6}{900 \cdot 22 \cdot 10} + \frac{3370275,6}{900 \cdot 22^2 \cdot 10} = -2,04 \text{ MPa} + 4,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 2,6 \text{ MPa} > 0,5 \sqrt{f'_c} = 2,38 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{không thỏa mãn } \sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M}{W} \leq 0,5 \sqrt{f'_c}$$

→ Yêu cầu thép thường tại vùng mômen âm đầu cột

Diện tích thép thường tối thiểu là :

$$A_{\min} = 0,00075 \cdot h \cdot L$$

$$= 0,00075 \cdot 220 \cdot 9000 = 1485 \text{ mm}^2$$

→ Sử dụng 16φ14a100 ($F_a = 2464 \text{ mm}^2$) bố trí trong khoảng

$$1000 + 2 \cdot 1,5 \cdot 220 = 1660 \text{ mm}$$

□ Kiểm tra ứng suất tại giữa nhịp:

$$\text{Kiểm tra } \sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M}{W} \leq 0,17 \sqrt{f'_c}$$

$$M_{\max} = +24239,69 \text{ kGm}$$

$$\sigma = -\frac{404724,6}{900 \cdot 22 \cdot 10} + \frac{2423969,6}{900 \cdot 22^2 \cdot 10} = -2,04 \text{ MPa} + 3,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 1,3 \text{ MPa} > 0,17 \sqrt{f'_c} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$f_s = 1,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{-493554,6}{900.22.10} \pm \frac{1012490,6}{900.22^2.10} = -2,49 \text{ MPa} \pm 1,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{-1,1 \text{ MPa}}{-3,88 \text{ MPa}} < 0,6 \cdot f_{ci} = 0,6 \cdot 18,2 = 10,92 \text{ MPa} \rightarrow \text{thoả mãn.}$$

□ Kiểm tra ứng suất tại giữa nhịp :

$$+ M_{\max} = +8385,70 \text{ kG/m}$$

$$\text{Lực căng trước : } P = 1305,7 \cdot 27 \cdot 140 \cdot 10^{-1} = 493554,6 \text{ kG}$$

$$\sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M}{W} \leq 0,6 f_{ci} \text{ Với } f_{ci} = 0,8 \cdot f_c = 0,8 \cdot 22,75 = 18,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{-493554,6}{900.22.10} \mp \frac{838570,6}{900.22^2.10} = -2,49 \text{ MPa} \mp 1,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{-3,65 \text{ MPa}}{-1,33 \text{ MPa}} < 0,6 \cdot f_{ci} = 10,92 \text{ MPa} \rightarrow \text{thoả mãn}$$

8.2. Giai đoạn sử dụng :

Tải trọng = (tĩnh tải tiêu chuẩn + hoạt tải tiêu chuẩn) - W_b

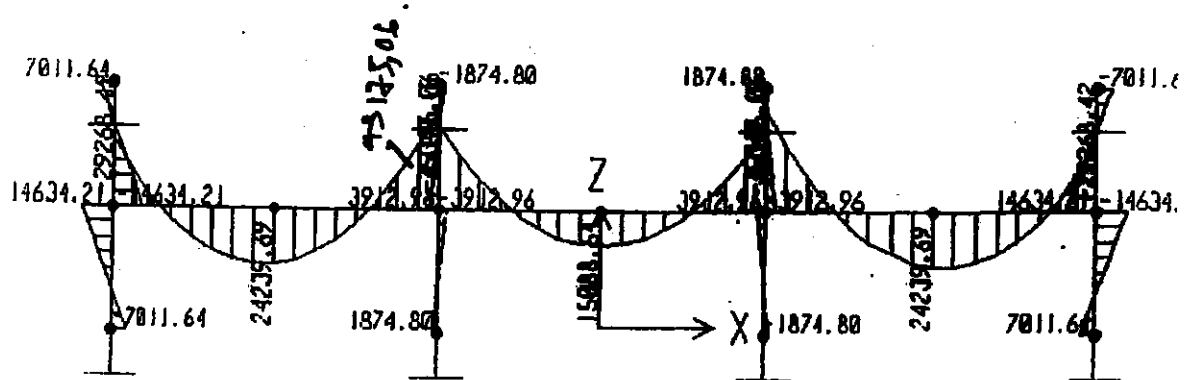
$$\text{Nhịp A- B, C — D : } W_{\text{NET}} = (993,5 - 330) = 663,5 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Nhịp B — C : } W_{\text{NET}} = (993,5 - 440) = 553,5 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Nhịp A- B, C — D : } q_{\text{NET}} = 663,5 \cdot 9 = 5971,5 \text{ kG/m}$$

$$\text{Nhịp B — C : } q_{\text{NET}} = 553,5 \cdot 9 = 4981,5 \text{ kG/m}$$

Biểu đồ mômen (đơn vị : kGm)



không thỏa mãn $\sigma = -\frac{P}{A} + \frac{M}{W} \leq 0,17 \sqrt{f_c}$

→ Đặt thép thường với diện tích thép tối thiểu là :

$$A_{s, \min} = \frac{N_c}{0,5 \cdot f_y} \rightarrow$$

$f_c = -2,04 - 3,34 = -5,38 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{c'} = 10,2375 \text{ MPa}$

$$\frac{1,3}{5,38} = \frac{y}{220 - y}$$

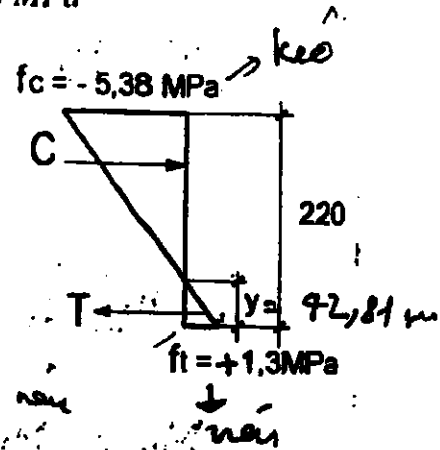
→ $1,3 \cdot (220 - y) = 5,38 \cdot y$

→ $y = 42,81 \text{ mm}$

$T = 10 \cdot \left(\frac{1,3 \cdot \frac{4,281}{2} \cdot 900}{2} \right) = 25043,85 \text{ kG} = N_c$

→ $A_{s, \min} = \frac{25043,85}{0,5 \cdot 3000} = 16,7 \text{ cm}^2$

→ Chọn 20 $\phi 12$ ($F_a = 2260 \text{ mm}^2$) với a450



(trọng 35)

9. Kiểm tra khả năng chịu lực :

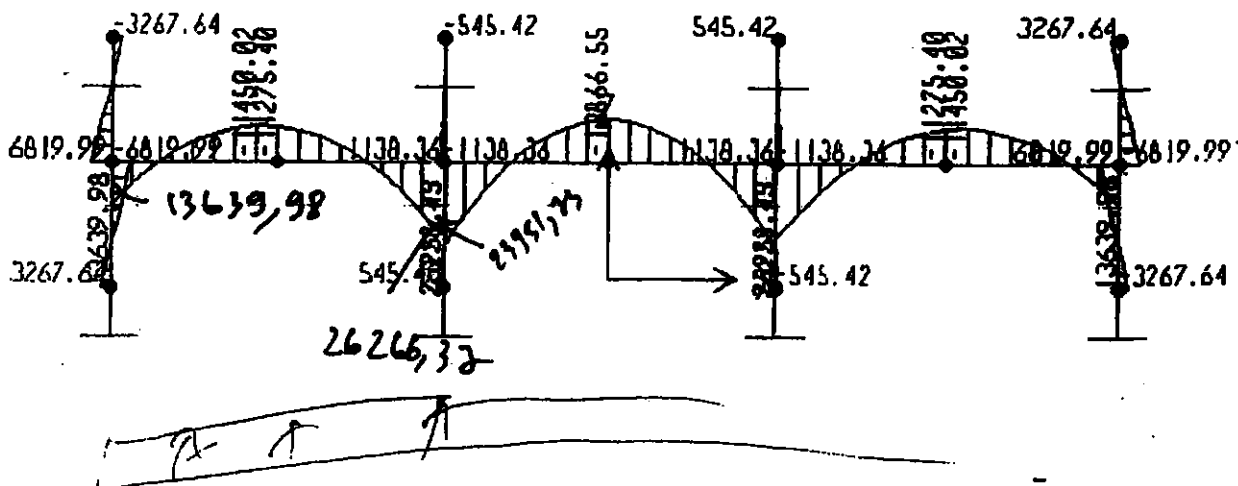
9.1 Tính toán mômen thiết kế :

• Mômen do tải trọng cân bằng W_b :

Nhịp A - B, C — D : $q = -330 \cdot 9 = -2970 \text{ kG/m}$

Nhịp B — C : $q = -440 \cdot 9 = -3960 \text{ kG/m}$

Biểu đồ mômen (kGm)



tần → gây ra momen uốn

Tính momen thứ 2:

P_e : Lực căng miễn quá \odot q toàn sử dụng

□ Tại cột A, D: $P_e \cdot e$

$$M_1 = F \cdot e = 404724,6 \cdot 0 = 0 \rightarrow M_2 = 13639,98 \text{ kGm} \quad \text{I}$$

□ Tại cột B, C (nhịp A-B, C-D):

$$M_1 = 404724,6 \cdot 0,05 = 20236,23 \text{ kGm}$$

$$M_2 = 23951,73 - 20236,23 = 3715,5 \text{ kGm} \quad \text{(2)}$$

Lấy dấu (+), (-) theo
hướng

□ Tại cột B, C (nhịp B-C):

$$M_2 = 26266,37 - 404724,6 \cdot 0,05 = 6030,14 \text{ kGm} \quad \text{(1)}$$

• Momen do tải trong tính toán:

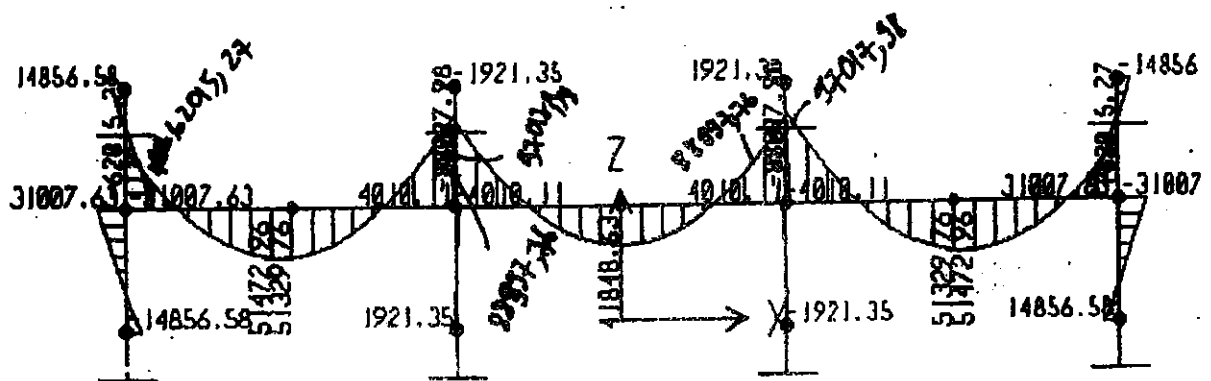
$$\text{Tải trọng tính toán} \quad W_u = TT \cdot 1,4 + HT \cdot 1,7$$

$$= 845,3 \cdot 1,4 + 150 \cdot 1,7 = 1435,9 \text{ kG/m}^2$$

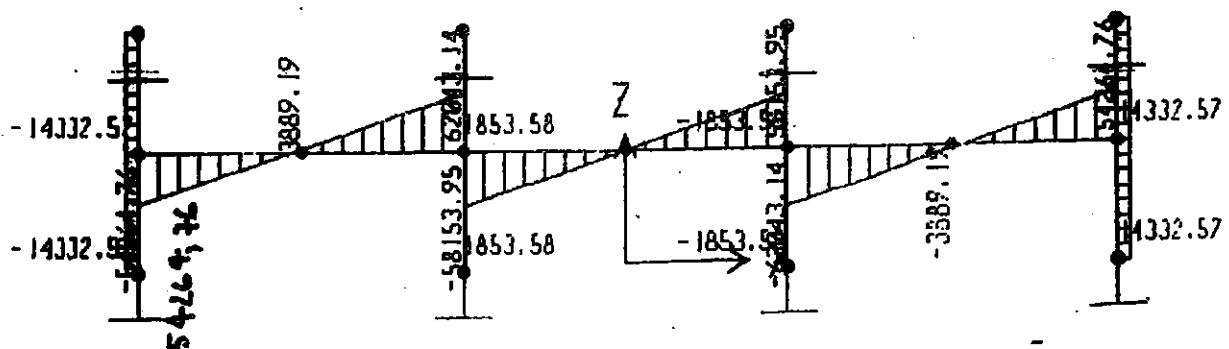
Tải trọng phân bố đều trên cả 3 nhịp A-B, C-D, B-C:

$$q = 1435,9 \cdot 9 = 12923,1 \text{ kG/m}$$

Biểu đồ momen (đơn vị: kGm):



Biểu đồ lực cắt (kg):



Tổ hợp mômen tính toán và mômen thứ 2 để đạt được mômen thiết kế tại mặt cột.

Đơn vị: kGm

	Nhịp A- B, C — D		Nhịp B — C
	Cột A,D	Cột B,C	Cột B, C
Mômen do tải trọng tính toán	-62015,27	-97017,98	-88997,76
Mômen thứ 2	+13639,98	+3715,5	+6030,14
Mômen thiết kế tại cột	-48375,29	-93302,48	-82967,62
Sự giảm mômen tại mặt cột V.c / 3	+18088,25	+20681,05	+19384,65
Mômen thiết kế tại mặt cắt nguy hiểm	-30287,04	-72621,43	-63582,97

• Tính mômen tại giữa nhịp :

□ Nhịp A- B, C — D :

$$M_2 = + \frac{13639,98 + 3715,5}{2} = + 8677,74 \text{ kGm} \quad \text{mômen tại gđ}$$

$$\rightarrow M_{\max} = + 51329,76 + 8677,74 = 60007,5 \text{ kGm}$$

□ Nhịp B - C : $M_2 = 6030,14 \text{ kGm}$

$$\rightarrow M_{\max} = 41848,63 + 6030,14 = 47878,77 \text{ kGm}$$

9.2 Kiểm tra cường độ chịu uốn :

□ Tai tiết diện cột :

Trong vùng mômen âm đầu cột, diện tích thép thường theo mỗi phương là :

$$A_s = 0,00075 \cdot h \cdot L \text{ (Theo ACI)}$$

$$= 0,00075 \cdot 220 \cdot 9000 = 1485 \text{ mm}^2$$

→ Sử dụng $\phi 14$ bố trí trong khoảng :

$$c + 2 \cdot 1,5 \cdot h = 1000 + 2 \cdot 1,5 \cdot 220 = 1660 \text{ mm}$$

→ Đặt 16 $\phi 14$ a100 ($F_a = 2464 \text{ mm}^2$)

Đặt thép ở trong
đoạn giữa các
mặt cắt

Ứng suất trong thép tại trạng thái giới hạn tính theo công thức ACI 18-5 là :

$$f_{ps} = f_{se} + 70 + \frac{f_c}{300\rho_p} \quad ?$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b.d} = \frac{27.140}{9000.180} = 0,0023$$

$$(d = h - 40 = 180 \text{ mm}) \quad ?$$

$$\rightarrow f_{ps} = 1070,7 + 70 + \frac{22,75}{300.0,0023} = 1173,67 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F &= A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot (\hat{f}_s) \leftarrow \\ &= 27.140 \cdot 1173,67 \cdot 10^{-1} + 2464 \cdot 10^{-2} \cdot 3000 \\ &= 517567,6 \text{ kG} \end{aligned}$$

Chiều cao khối ứng suất nén :

$$a = \frac{F}{0,85 \cdot b' \cdot f_c} = \frac{517567,6}{0,85 \cdot 900 \cdot 22,75 \cdot 10} = 2,97 \text{ cm}$$

Khả năng mômen tại trục cột là :

$$Mu = \phi \cdot F \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 517567,6 \cdot \left(0,18 - \frac{0,0297}{2} \right)$$

$$Mu = 76928,6 \text{ kGm} \quad \rightarrow 86928,6$$

$$\boxed{\text{Mômen thiết kế max } 72621,43 \text{ kGm} \leq Mu \rightarrow \text{thoả mãn}}$$

□ Tại giữa nhịp

\rightarrow trong 81 :

Diện tích thép thường lấy theo cấu tạo là 20 ϕ 12 a450 ($F_a = 2260 \text{ mm}^2$)

$$f_{ps} = 1173,67 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} F &= A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_s \\ &= 27.140 \cdot 1173,67 \cdot 10^{-1} + 2260 \cdot 10^{-2} \cdot 3000 \\ &= 511447,26 \text{ kG} \end{aligned}$$

$$a = \frac{F}{0,85 \cdot b' \cdot f_c} = \frac{511447,26 \text{ kG}}{0,85 \cdot 900 \cdot 22,75 \cdot 10} = 2,939 \text{ cm}$$

$$Mu = \phi \cdot F \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0,9 \cdot 511447,26 \text{ kG} \cdot \left(0,18 - \frac{0,02939}{2} \right)$$

$$Mu = 76090,31 \text{ kGm}$$

$$M_{max} = 60007,5 \text{ kGm} < Mu \rightarrow \text{thoả mãn}$$

10. Kiểm tra yêu cầu chịu cắt :

Tải trọng tính toán $W_u = TT \cdot 1,4 + HT \cdot 1,7$

$$= 845,3 \cdot 1,4 + 150 \cdot 1,7 = 1435,9 \text{ kG/m}^2$$

Tải trọng phân bố đều trên cả 3 nhịp A-B, C-D, B-C :

$$q = 1435,9 \cdot 9 = 12923,1 \text{ kG/m}$$

10.1. Cột biên A, D :

Lực cắt tại cột : $V_{A,D} = 54264,76 \text{ kG}$

Mômen tổng tại trục cột : $M_u = -48375,29 \text{ kGm} \rightarrow$ *bảng trang 23*

Tại cột biên, 1 phần của tổng mômen được truyền tới cột do độ lệch tâm của mặt cắt tới hạn với trục cột.

Mặt cắt tới hạn lấy tại vị trí $d/2$ từ mặt cột.

$$d = 0,8 h = 0,8 \cdot 220 = 176 \text{ mm}$$

$$c_1 = 1000 \text{ mm}$$

$$c_2 = 1000 \text{ mm}$$

$$b_2 = 1000 + \frac{176}{2} = 1088 \text{ mm}$$

$$b_1 = 1000 + 176 = 1176 \text{ mm}$$

$$b_0 = 1176 + 2 \cdot 1088 = 3352 \text{ mm}$$

$$\rightarrow A_c = b_0 \cdot d = 3352 \cdot 176 = 589952 \text{ mm}^2$$

$$C_{MN} = \frac{2 \cdot (b_2 \cdot d) \cdot b_2 / 2}{2 \cdot b_1 \cdot d + b_2 \cdot d} = \frac{b_2^2 \cdot d}{A} = \frac{1088^2 \cdot 176}{589952} = 353 \text{ mm}$$

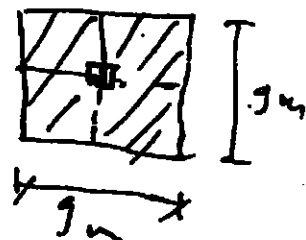
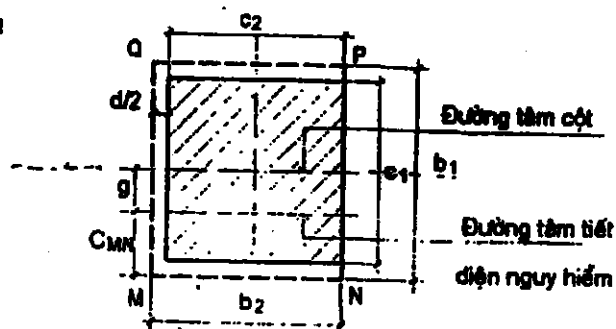
$$C_{PQ} = b_1 - C_{MN} = 1088 - 353 = 735 \text{ mm}$$

$$g = C_{PQ} - C_1 / 2 = 735 - \frac{1000}{2} = 235 \text{ mm}$$

- Phần mômen được truyền bởi các ứng suất cắt trên mặt cắt tới hạn:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 2/3 \sqrt{b_2 / b_1}} = 0,409$$

$$\begin{aligned} J_c &= \frac{2 \cdot d \cdot b_1^3}{12} + \frac{2 \cdot d^3 \cdot b_1}{12} + 2 \cdot b_1 \cdot d \cdot \left(\frac{b_1}{2} - C_{MN} \right)^2 + b_2 \cdot d \cdot C_{MN}^2 \\ &= \frac{176 \cdot 1176^3}{6} + \frac{176^3 \cdot 1176}{6} + 2 \cdot 1000 \cdot 176 \cdot \left(\frac{1176}{2} - 353 \right)^2 + 1088 \cdot 176 \cdot 353^2 \\ &= 9,2 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$



- Mômen tổng tại trục cột:

$$M_u = -48375,29 \text{ kGm}$$

- Phần momen được truyền bởi độ lệch tâm của phản lực cắt là:

$$V_g = 54264,76 \cdot 0,235 = 12752,22 \text{ kGm}$$

→ Ứng suất cắt được tính theo công thức:

$$\begin{aligned} \phi v_c &= \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha \cdot (M_u - V_g) \cdot C_{MN}}{J_c} \\ &= \frac{54264,76}{5899,52} + \frac{0,409 \cdot (48375,29 - 12752,22) \cdot 35,3}{9,2 \cdot 10^6} = 14,79 \text{ kG/cm}^2 = 1,479 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\rightarrow v_c = \frac{1,479}{0,85} = 1,74 \text{ MPa}$$

Ứng suất cắt cho phép:

$$v_{cw} = 0,29 \cdot \sqrt{f_c} + 0,3 \cdot f_{pc} = 1,995 \text{ MPa}$$

$$f_{pc} = \frac{P}{A_c} = \frac{900,22}{900,22} = 1 \text{ MPa}$$

$$v_c = 1,74 \text{ MPa} < v_{cw} = 1,995 \text{ MPa} \Rightarrow \text{thoả mãn chịu cắt.}$$

10.2. Lực cắt tại cột giữa B, C:

- Tổng lực cắt:

$$V_1 = 62043,14 + 58153,95 = 120197,09 \text{ kG}$$

- Momen truyền:

$$M_t = 93302,48 - 82967,62 = 10334,86 \text{ kGm}$$

- Đặc trưng tiết diện:

$$d + c_1 = d + c_2 = 1176 \text{ mm}$$

$$b_o \cdot d = 4 \cdot 1176 \cdot 176 = 827904 \text{ mm}^2$$

Momen quán tính cực:

$$J_c = \frac{2 \cdot 1176^3 \cdot 176}{12} + \frac{2 \cdot 1176 \cdot 176^3}{12} + 2 \cdot 1176 \cdot 176 + \left(\frac{1176}{2}\right)^2$$

$$J_c = 1,919 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

- Phần mômen được truyền bởi ứng suất cắt:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 2/3 \cdot \sqrt{1176/176}} = 0,4$$

- Ứng suất cắt được tính theo công thức:

$$\phi v_c = \frac{v_u}{b_o d} + \frac{\alpha M_u c}{J_c} = \frac{120197,09}{8279,04} + \frac{0,4 \cdot 1033486 \cdot 117,6 / 2}{1,919 \cdot 10^7}$$

$$\phi v_c = 14,53 \text{ kg / cm}^3 = 1,453 \text{ MPa} \rightarrow v_c = \phi v_c / 0,85 = 1,71 \text{ MPa}$$

- Ứng suất cắt cho phép:

$$v_{cw} = 0,29 \cdot \sqrt{f_c'} + 0,3 \cdot f_{pc} = 1,995 \text{ MPa}$$

$$f_{pc} = \frac{f_{sp} \cdot A_{sp}}{A_c} = \frac{404724,6}{900,22} = 2,04 \text{ MPa}$$

$$v_c = 1,71 \text{ MPa} < v_{cw} = 1,995 \text{ MPa} \Rightarrow \text{thoả mãn chịu cắt.}$$

IV. Kiểm tra võng

a) Độ võng tức thời tại giữa ô bản

Tải trọng gây uốn = Tải trọng tiêu chuẩn - Tải trọng cân bằng

$$\text{Nhịp B — C} \quad W = (993,5 - 440) = 553,5 \text{ kG / m}^2$$

$$\text{Nhịp A — B, C — D} \quad W = (993,5 - 330) = 663,5 \text{ kG / m}^2$$

Tính độ võng của sàn tại ô bản ở góc.

Có độ võng Δ_0 của dải bản do tải trọng tiêu chuẩn khi coi hai đầu ngàm chặt là:

$$\Delta_0 = \frac{W \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{cx}} = \frac{0,06635 \cdot 900 \cdot 900^4 \cdot 12}{384 \cdot 31000 \cdot 900 \cdot 22^3} = 0,41 \text{ cm} = 4,1 \text{ mm}$$

Độ võng của dải bản trên cột theo phương trục A-D là $\Delta_{cx} = \Delta'_{cx} + \Delta''_{cx}$:

$$\Delta'_{cx} = \Delta_0 \frac{M_c}{M_f} \frac{E_c I_{cx}}{E_c I_{cx}} = \Delta_0 \times 0,65 \times 2 = 4,1 \times 0,65 \times 2 = 5,3 \text{ mm}$$

$$\Delta''_{cx} \approx \Delta''_{xm} = \frac{1}{8} (\theta'_{cc} + \theta''_{cc}) L$$

Với θ'_{cc} và θ''_{cc} là góc xoay đầu trái và phải của nhịp L.

$$\theta_{cc} = \frac{M}{K_{cc}} \quad \text{Với } M \text{ là mô men không cân bằng tại nút khung tương đương do}$$

tải trọng tính võng gây ra.

$$\Delta_{cx}^2 \approx \Delta_{cx}^2 = \frac{1}{8} \left(\frac{2926842}{4,2 \times 10^6 \times 310000} + \frac{4317506}{4,2 \times 10^6 \times 310000} \right) 900 = 6 \times 10^{-4} \text{ cm} = 6 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$\Delta_{cx} = \Delta_{cx}^1 + \Delta_{cx}^2 = 5,3 \text{ mm} + 0,006 \text{ mm} \approx 5,3 \text{ mm} :$$

Độ võng của dải bản giữa nhịp theo phương trục 1-4 là $\Delta_{ny} = \Delta_{ny}^1 + \Delta_{ny}^2$:

$$\Delta_{ny}^1 = \Delta_0 \frac{M_m}{M_f} \frac{E_c I_{cx}}{E_c I_{cy}} = \Delta_0 \times 0,35 \times 2 = 4,1 \times 0,35 \times 2 = 2,8 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ny}^2 \approx \Delta_{ny}^2 = \frac{1}{8} (\theta_{cx}' + \theta_{cy}') L$$

$$\Delta_{ny}^2 \approx \Delta_{ny}^2 = \frac{1}{8} \left(\frac{2926842}{4,2 \times 10^6 \times 310000} + \frac{4317506}{4,2 \times 10^6 \times 310000} \right) 900 = 6 \times 10^{-4} \text{ cm} = 6 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$\Delta_{ny} = \Delta_{ny}^1 + \Delta_{ny}^2 = 2,8 \text{ mm} + 0,006 \text{ mm} \approx 2,8 \text{ mm} :$$

Độ võng của sàn tại ô bản ở góc do tải trọng là

$$\rightarrow \text{Độ võng tổng cộng : } \Delta_1 = \Delta_{cx} + \Delta_{ny} = 5,3 \text{ mm} + 2,8 \text{ mm} = 8,1 \text{ mm}$$

b) Độ võng do tác dụng của tải trọng dài hạn

Giả sử có 30% hoạt tải sử dụng là tải trọng dài hạn

$$W = 30\% \times 150 \text{ kG/m}^2 = 45 \text{ kG/m}^2$$

TT dài hạn gây uốn = Tĩnh tải tiêu chuẩn - Tải trọng cân bằng + tải trọng dài hạn

$$\text{Nhịp B — C} \quad W = (843,5 - 440 + 45) = 448,5 \text{ kG/m}$$

$$\text{Nhịp A — B, C — D} \quad W = (843,5 - 330 + 45) = 558,5 \text{ kG/m}$$

Có thể coi gần đúng hệ số từ biến toàn phần bằng 2 ta có :

Độ võng do tải trọng dài hạn:

$$\Delta_2 = (558,5 / 663,5) \times 8,1 \times 2 = 13,6 \text{ mm}$$

$$\text{Độ võng cuối cùng } \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 8,1 \text{ mm} + 13,6 \text{ mm} = 21,7 \text{ mm}$$

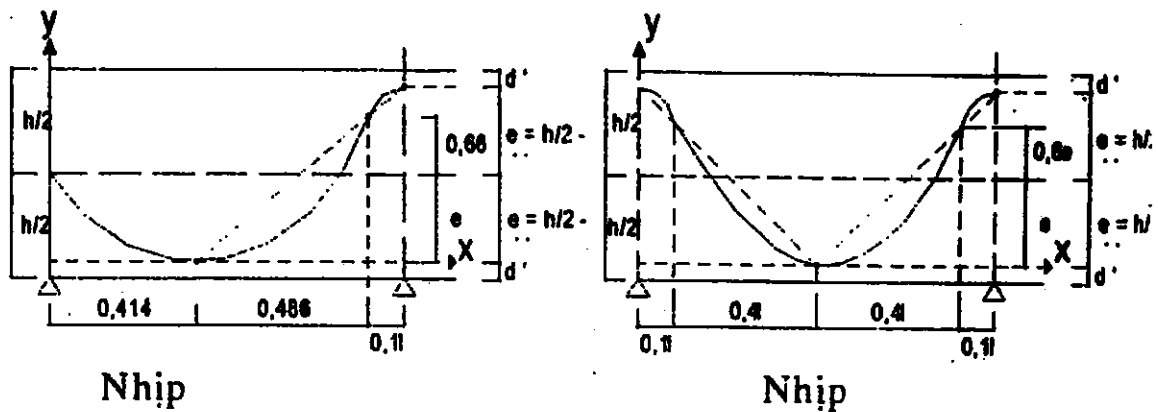
$$\Delta = 21,7 \text{ mm}$$

Độ võng giới hạn :

$$[f] = \frac{L}{400} = \frac{9000}{400} = 22,5 \text{ mm}$$

$\rightarrow f < [f] \rightarrow$ Thoả mãn điều kiện độ võng .

7



3.2 LẬP BẢNG SO SÁNH.

Sau khi thực hiện thiết kế sàn bê tông ứng lực trước cho hệ sàn phẳng không dầm mỗi phương có ba nhịp, chiều rộng nhịp 9,00mét. Với chiều dày sàn được chọn 220mm, khảo sát ba trường hợp tải trọng cân bằng khác nhau

- Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,8 \times \text{TLBT sàn}$.
- Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,9 \times \text{TLBT sàn}$.
- Chọn tải trọng cân bằng $W_b = 1,0 \times \text{TLBT sàn}$.

Khảo sát trường hợp chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,9 \times TLBT$ sàn, với chiều dày sàn 200mm.

Lập bảng so sánh như sau:

	Sàn dày 22cm Wb=0,8xTLBT	Sàn dày 22cm Wb=0,9xTLBT	Sàn dày 22cm Wb=1,0xTLBT	Sàn dày 20cm Wb=0,8xTLB
Lực ULT yêu cầu, F	44550 kG/m	50118,75 kG/m	55687,5 kG/m	56953 kG/m
Số lượng cáp cho toàn sàn	162 cáp	180 cáp	204 cáp	204 cáp
Kiểm tra ứng suất trong bê tông: 1. <u>Lúc buồng cốt thép</u> a. Tại mặt cột b. Tại giữa nhịp 2. <u>Giai đoạn sử dụng</u> a. Tại mặt cột b. Tại giữa nhịp	Đạt Đạt -Không đạt đặt thêm thép thường As=1485 mm ² -Không đạt đặt thêm thép thường As=1670 mm ²	Đạt Đạt Đạt -Không đạt đặt thêm thép thường As=811 mm ²	Đạt Đạt Đạt Đạt	Đạt Đạt Đạt -Không đạt đặt thêm thép thường As=610 mm ²
Kiểm tra khả năng chịu lực 1. <u>Kiểm tra cường độ chịu uốn</u> a. Tại mặt cột b. Tại giữa nhịp	-Thép thường 16φ14 a100 đảm bảo Mmax<Mu -Thép thường 20φ12 a450 đảm bảo Mmax<Mu	-Thép thường 12φ14 a140 đảm bảo Mmax<Mu -Thép thường 18φ12 a500 đảm bảo Mmax<Mu	-Thép thường 10φ14 a160 đảm bảo Mmax<Mu -Thép thường 16φ12 a550 đảm bảo Mmax<Mu	-Thép thường 16φ14 a100 Mmax<Mu -Thép thường 20φ12 a350 Mmax<Mu
Kiểm tra yêu cầu chịu cắt a. Tại cột biên b. Tại cột giữa	Đạt Đạt	Đạt Đạt	Đạt Đạt	Không đạt Đạt
Kiểm tra võng	Δ=21,7 mm	Δ=19,9 mm	Δ=18,7 mm	

Bảng so sánh giá thành vật liệu chính sàn phẳng ULT khi thiết kế các trường hợp chọn tải trọng cân bằng khác nhau

Vật liệu	Trường hợp chọn $W_b=0,8TLBT$		Trường hợp chọn $W_b=0,9TLBT$		Trường hợp chọn $W_b=1,0TLBT$	
	Khối lượng	Giá thành	Khối lượng	Giá thành	Khối lượng	Giá thành
Bê tông mác 350	19m ³	13.300.000đ	19m ³	13.300.000đ	19m ³	13.300.000đ
Cáp ULT	5897kg	182.807.000đ	6552 kg	203.112.000đ	7429 kg	230.299.000đ
Neo cáp ULT	162 cái	8.100.000đ	180 cái	9.000.000đ	204 cái	10.200.000đ
Thép thường	3371 kg	18.540.500đ	3002 kg	16.511.000đ	2666 kg	14.663.000đ
Tổng cộng		222.747.500đ		241.923.000đ		268.462.000đ

Nhận xét:

Trong phương pháp cân bằng tải trọng, tải trọng cân bằng được lấy theo kinh nghiệm $W_b=(0,8-1,0)TLBT$. So sánh ba trường hợp chọn tải trọng cân bằng khác nhau rút ra nhận xét:

-Với chiều dày sàn là 22cm chọn tải trọng cân bằng $W_b=0,9 TLBT$ cho kết quả có thể chấp nhận được về cả giá thành và độ võng.

-Khi chọn chiều dày sàn 20cm(1/45L) không đảm bảo khả năng chống cắt.

3.3 KẾT LUẬN CHƯƠNG 3

1. Với các sàn nhà dân dụng có hoạt tải không lớn lắm, khi thiết kế sàn phẳng ứng lực trước chọn tải trọng cân bằng $W_b=0,9 TLBT$ là hợp lý.

2. Chiều dày sàn phẳng không sử dụng mũ cột nên chọn để đảm bảo khả năng chống cắt cột giữa, các cột biên nên bố trí dầm biên để tăng khả năng chống cắt. Khi nhịp khá lớn nên chọn sơ bộ chiều dày sàn phẳng ULT khi không sử dụng mũ cột trong khoảng (1/40-1/43)nhịp.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Bê tông ULT là sự kết hợp giữa bê tông và cốt thép cường độ cao. Do việc tạo ra ứng suất nén trước bên trong với giá trị và sự phân bố phù hợp nên ứng suất do ngoại lực gây ra sẽ được điều chỉnh đến một mức độ mong muốn, vì vậy khả năng chịu kéo của bê tông được nâng cao khi chịu tải trọng sử dụng, hạn chế sự xuất hiện vết nứt. Nhờ tính ưu việt của bê tông ULT so với BTCT thường mà nó được sử dụng ngày càng rộng rãi trong các công trình xây dựng nhịp lớn, tải trọng lớn.

Cùng với sự phát triển ngày càng tăng của nhà nhiều tầng ở Việt nam, hệ kết cấu sàn phẳng và sàn phẳng ULT ngày càng được ứng dụng rộng rãi. Để tính nội lực sàn phẳng không đảm nên dùng phương pháp khung tương đương vì không hạn chế số nhịp, dễ dàng tính toán.

Qua các nghiên cứu tính toán trong luận văn để rút ra một số nhận xét sau:

- Có nhiều phương pháp khác nhau để thiết kế sàn bê tông ULT, nhưng phương pháp cân bằng tải trọng là khá đơn giản, dễ sử dụng và có thể đạt được sự chính xác hơn cả trong tính toán. Ngoài ra phương pháp cân bằng tải trọng còn đưa ra hình dung tốt hơn về sự làm việc của kết cấu.

- Với các sàn nhà dân dụng có hoạt tải không lớn lắm, khi thiết kế sàn phẳng bê tông ULT nên chọn tải trọng cân bằng $W_b = 0,9 \text{ TLBT}$.

- Chiều dày sàn phẳng không sử dụng mũ cột nên chọn để đảm bảo khả năng chống cắt cột giữa, các cột biên nên bố trí dầm biên để tăng khả năng chống cắt. Khi nhịp khá lớn nên chọn sơ bộ chiều dày sàn phẳng ULT khi không sử dụng mũ cột trong khoảng $(1/40 - 1/43) \text{ nhịp}$.

$$S_s = \left(\frac{4}{40} - \frac{4}{43} \right) L$$

Kiến nghị.

- Để kết cấu bê tông ULT được áp dụng rộng rãi trong xây dựng các cơ quan quản lý nhà nước cần sớm đưa ra tiêu chuẩn thiết kế bê tông ULT của Việt nam, đồng thời đưa ra các quy trình quy phạm thi công và giám sát đánh giá chất lượng công trình sử dụng bê tông ứng lực trước.

- Việc đưa ra phương án tối ưu thiết kế sàn phẳng bê tông ULT liên quan đến chọn chiều dày sàn và tải trọng cân bằng hợp lý, vì vậy việc nghiên cứu lập phần mềm tính toán sàn ULT là rất cần thiết.

Hướng phát triển của đề tài

- Nghiên cứu trạng thái ứng suất trong vùng neo cáp ULT.
- Nghiên cứu ảnh hưởng của mũ cột trong thiết kế sàn phẳng bê tông ULT.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Lê Ngọc Hồng, (2002):
Sức bền vật liệu
Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.
- [2] Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Cống, [Trịnh Kim Đạm], Nguyễn Xuân Liên, Nguyễn Phan Tấn (2001):
Kết cấu bê tông cốt thép, Phần cấu kiện cơ bản
Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật.
- [3] Phan Quang Minh, (2002):
Thiết kế sàn phẳng bê tông ứng lực trước // *nhớ thấy thì ơh*
Bài giảng cao học, Trường Đại học Xây dựng.
- [4] Ngô Văn Quỳ (2001)
Các phương pháp thi công xây dựng.
Nhà xuất bản Giao thông vận tải.
- [5] Đinh Chính Đạo, Lý trần Cường (2001)
Báo cáo tổng kết đề tài nghiên cứu khoa học "ứng dụng kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước trong các kết cấu sàn nhịp lớn"
Trường Đại học Xây dựng.
- [6] Nguyễn Việt Trung (2000):
Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện đại // *đt.g*
theo tiêu chuẩn ACI
Nhà xuất bản Giao thông vận tải.
- [7] *Tuyển tập Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam, tập III. TCVN 5574:1991 - Kết cấu bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế.*
- [8] *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-99) and Commentary (ACI 318RM-99).*
- [9] Lin T. Y., Burns Ned. H. (1982):
Design of prestressed concrete structures
John Wiley & Sons, New York.
- [10] Kong F. K., Evans R. H. (1987):
Reinforced and Prestressed concrete
Van Nostrand Reinhold (UK), Hong Kong.

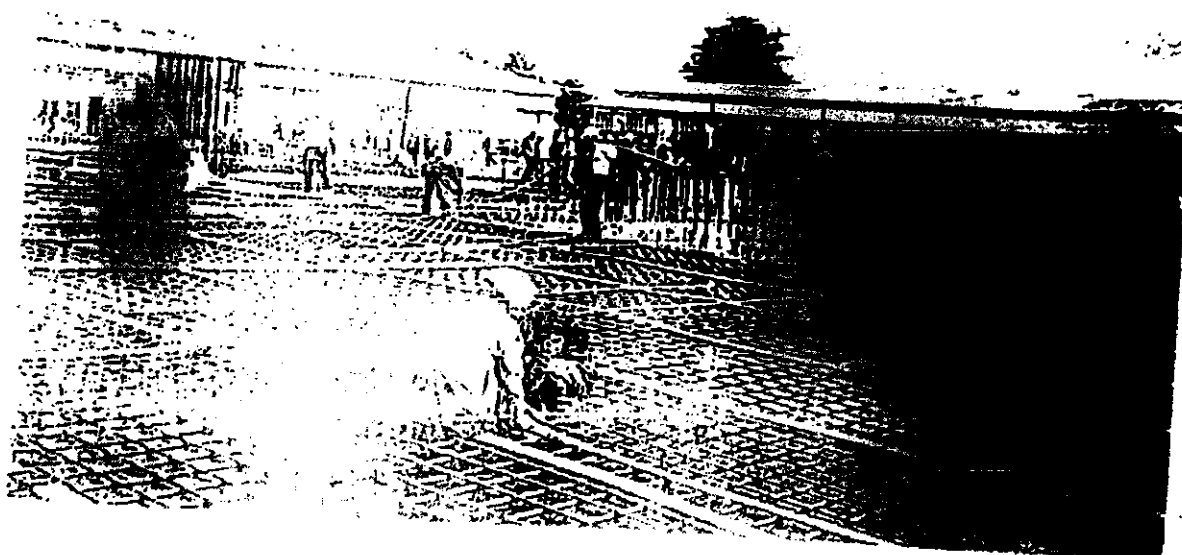
**MỘT SỐ HÌNH ẢNH CÔNG TÁC THI CÔNG
SÀN BÊ TÔNG ỨNG LỰC TRƯỚC**

ĐẦU NEO CỐ ĐỊNH



ĐẦU NEO DÙNG ĐỂ CĂNG THIẾT BỊ TRƯỚC

Lifting frame



KẾT CẤU

A. CHỌN PHƯƠNG ÁN KẾT CẤU

I. CHỌN PHƯƠNG ÁN CỦA HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC

Do công trình có nhịp lớn 9m theo cả hai phương và theo yêu cầu về kiến trúc nên chọn giải pháp hệ sàn phẳng ứng lực trước. Ưu điểm của sàn phẳng ứng lực trước là hạn chế việc xuất hiện vết nứt tức là làm tăng độ cứng của kết cấu, giảm độ võng vì vậy vượt được các khẩu độ lớn. Hơn nữa, việc sử dụng bê tông và thép cường độ cao trong cấu kiện bê tông ứng lực trước cho phép cấu kiện có thể mảnh và nhẹ hơn nên sẽ giảm bớt được tải trọng thiết kế. Tuy nhiên khi sử dụng hệ sàn phẳng bê tông ứng lực trước thì khả năng chịu tải trọng ngang của khung là không đáng kể. Vậy cần có hệ lõi, vách chịu tải trọng ngang. Kết hợp lồng thang máy tạo thành hệ khung lõi, việc kết hợp này phát huy được ưu điểm của hai loại kết cấu, đó là khả năng tạo không gian lớn và khả năng chịu tải trọng ngang, tải trọng động tốt của lõi cứng. Về mặt độ cứng của công trình cũng được đảm bảo.

Vậy ta có hệ khung lõi kết hợp và sàn phẳng ứng lực trước. Tải trọng đứng của nhà do sàn ứng lực trước và hệ lõi, khung chịu phần tải trọng đứng tương ứng với diện tích truyền tải của nó. Còn tải trọng ngang của nhà thì do hệ lõi chịu.

II. CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN

1. Chiều dày sàn

Sàn bê tông ứng lực trước liên tục

$$\rightarrow h_b = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{45} \right) \cdot l = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{45} \right) \cdot 9000$$

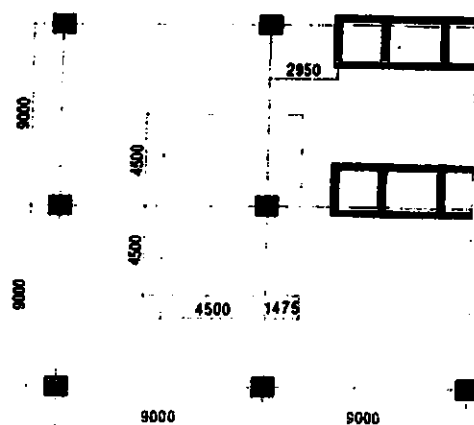
$$h_b = 225 \div 200 \text{ mm}$$

Chọn $h_b = 220 \text{ mm}$.

2. Kích thước tiết diện cột:

Xét cột giữa là cột có khả năng chịu tải lớn nhất:

MẶT BẰNG SÀN



Diện tích tiết diện cột được xác định sơ bộ theo công thức :

$$F_b = K \cdot \frac{N}{R_n}$$

Trong đó :

F_b : Diện tích tiết diện ngang của cột

R_n : Cường độ chịu nén tính toán của bê tông MBT 350 $\rightarrow R_n = 155 \text{ kG/m}^2$

K : hệ số an toàn = 1,2

N : lực nén lớn nhất có thể xuất hiện trong cột , $N = S \cdot n \cdot q$

$$S = 9 \cdot \left(4,5 + \frac{2,95}{2} \right) = 53,78 \text{ m}^2$$

q : Tải trọng sơ bộ tính toán trung bình trên 1 m^2 sàn = $1,3 \text{ T/m}^2$

n = 17 tầng

$$\rightarrow N = 53,78 \cdot 1,3 \cdot 17 = 1188,538 \text{ T}$$

$$\rightarrow F_b = 1,2 \cdot \frac{1188,538 \cdot 1000}{155} = 9201,58 \text{ cm}^2 \text{ (BT M350)}.$$

Chọn $F = 100 \times 100 = 10000 \text{ cm}^2$ cho tất cả các cột .

- Kiểm tra điều kiện ổn định của cột :

$$\lambda = \frac{l_0}{b} = \lambda_{ob} = 30$$

Với sàn bê tông đổ toàn khối $\rightarrow l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 320 = 224 \text{ cm}$

Cột hình vuông $\rightarrow b = 100 \text{ cm}$

$$\rightarrow \lambda = \frac{224}{100} = 2,24 < 30 \rightarrow \text{thoả mãn}$$

3. Kích thước lõi :

$$t \geq \frac{h_i}{20} = \frac{3200}{20} = 160 \text{ mm}$$

Chọn $t = 300 \text{ mm}$.

4. Kích thước dầm biên :

$$h = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right) \cdot l = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{12} \right) \cdot 9000 = 1125 + 750 \text{ mm}$$

Chọn $h = 800 \text{ mm}$

$b = 250 \text{ mm}$

B. THIẾT KẾ CỘT , DẦM KHUNG BIÊN TRỰC 1

I. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG LÊN HỆ KẾT CẤU

1. Tĩnh tải

- Tải trọng sàn :
- Sàn tầng 1 + 15 :

TT	Loại Tải trọng	Dây (m)	γ (kg/m^3)	Tải trọng tiêu chuẩn (kg/m^2)	n	Tải trọng tính toán (kg/m^2)
1	TLBT sàn	0,22	2500	550	1,1	605
2	Các lớp trát	0,03	1800	54	1,2	64,8
3	Gạch lát	0,01	1600	16	1,1	17,6
4	Tổng			620		687,4

- Sàn tầng mái :

TT	Loại tải trọng	Dây (m)	γ (kg/m^3)	Tải trọng tiêu chuẩn (kg/m^2)	n	Tải trọng tính toán (kg/m^2)
1	TLBT sàn	0,22	2500	550	1,1	605
2	2 lớp gạch lá nem	0,04	1800	72	1,1	79,2
3	Gạch rỗng chống nóng	0,2	1200	240	1,1	264
4	Các lớp trát	0,03	1800	54	1,2	64,8
5	Tổng			916		1013

- Tải trọng tường :
- Trên 1 ô bản sàn $9 \times 9 \text{ m}$:

Loại tải trọng	Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)	γ (kg/m^3)	Tải trọng tiêu chuẩn (kg/m^2)	n	Tải trọng tính toán (kg/m^2)
Tường 220 (cả lớp trát)	0,5x18	0,25	3,2 — 0,22 = 2,98	1200	$\frac{8046}{9.9} = 99,33$	1,1	109,27
Tường 110 (cả lớp trát)	20,09	0,14	2,98	1200	$\frac{10057,86}{9.9} = 124,17$	1,1	136,59
Tổng					223,5		245,86

- Trên dầm biên :

Số tầng	Rộng (m)	Cao (m)	γ (kg/m^3)	Tải trọng tiêu chuẩn (kg/m)	n	Tải trọng tính toán (kg/m)
Tầng 1,3 ÷ 15	0,25	3,2 — 0,8 = 2,4	1800	1080	1,1	1188
Tầng mái	0,25	1,25	1800	562,5	1,1	618,75

Tầng 1, 3 ÷ 15 lấy hệ số cửa = 0,75

→ Tải trọng tiêu chuẩn = $0,75 \cdot 1080 = 810 \text{ kg/m}$

Tải trọng tính toán = $0,75 \cdot 1188 = 891 \text{ kg/m}$

- Vách kính dày $10 \text{ mm} = 3000 \text{ kg/m}^3 \cdot 0,01 \text{ m} \cdot (3 - 0,8) \text{ m} \cdot 1,1 = 72,6 \text{ kg/m}$
- Bể nước = $12,1 \text{ m} \cdot 9 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1000 \text{ kg/m}^3 \cdot 1,1 = 119,79 \text{ kg}$

2. Hoạt tải :

Số tầng	Tải trọng tiêu chuẩn (kg/m)	n	Tải trọng tính toán (kg/m)
Sàn tầng 1-15	150	1,3	195
Sàn tầng mái (không sử dụng)	75	1,3	97,5

3. Tải trọng gió :

Công trình có độ cao $55,1 \text{ m}$.

Theo TCVN 2737-95, $H > 40 \text{ m} \rightarrow$ phải tính đến thành phần gió động.

- Thành phần gió tĩnh :

Tải trọng ngang tác dụng vào 1 mức sàn là :

$$W_i = n \cdot W_0 \cdot C_i \cdot K \cdot h_i \quad (\text{kg/m})$$

Trong đó :

n : hệ số tin cậy của tải trọng gió = 1,2

W_0 : áp lực gió tiêu chuẩn , tại TP Hồ Chí Minh = 83 kg/m^2

C_i : hệ số khí động = $C_h + C_d = 0,6 + 0,8 = 1,4$

K : hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình (dạng C)

- Tầng 1 : $W_i = 418,32 \cdot K \text{ (kg/m)}$ ($1,2 \times 83 \times 1,4 \times 3 = 418,32$)
- Tầng 2 : $W_i = 432,264 \cdot K \text{ (kg/m)}$ ($1,2 \times 83 \times 1,4 \times 3,1 = 432,264$)
- Tầng 3 ÷ 16 : $W_i = 446,208 \cdot K \text{ (kg/m)}$ ($1,2 \times 83 \times 1,4 \times 3,2 = 446,208$)

Quy W về các nút khung : nút khung biên = $W_i / 2$

nút khung giữa = W_i

$$W_i = W \cdot a = W \cdot 9 \text{ (kg)}$$

$$W_i / 2 = W \cdot \frac{a}{2} = W \cdot 4,5 \text{ (kg)}$$

Độ cao Z (m)	K	W (kg/m ²)	W _t (kg/m)	W ₁ (kg)	W ₁ / 2 (kg)
3,75	0,496	69,162	207,487	1867,380	933,690
6,75	0,582	81,154	251,578	2264,199	113,099
9,95	0,659	91,863	293,962	2645,656	132,828
13,15	0,710	99,058	316,986	2852,875	1426,438
16,35	0,756	105,445	337,422	3036,802	1518,401
19,55	0,795	110,799	354,557	3191,012	1595,506
22,75	0,825	115,010	368,032	3312,291	1656,146
25,95	0,854	119,026	380,883	3427,948	1713,974
29,15	0,882	123,028	393,689	3543,204	1771,602
32,35	0,909	126,723	405,514	3649,624	1824,812
35,55	0,934	130,293	416,937	3752,431	1876,215
38,75	0,960	133,862	428,360	3855,237	1927,619
41,95	0,982	136,888	438,042	3942,382	1971,191
45,15	1,001	139,565	446,610	4019,486	2009,743
48,35	1,020	142,243	455,177	4096,591	2048,296
51,55	1,038	144,739	463,164	4168,475	2084,238

• Thành phần gió động :

Đưa toàn nhà thành sơ đồ không gian ngàm tại móng vào chương trình SAP 2000 để tìm ra các dạng dao động, tần số và chuyển vị .

Để xác định dao động ta phải đặt khối lượng tập trung tại các nút như sau :

- Tính khối lượng tổng cộng của tất cả các tầng tải còn lại : $m = w / g$

Tầng 1 :

- Sàn : $m = \frac{54 + 16 + 550}{10} = 62 \text{ kg/m}^2$

- Cột : $m = 18 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2,78 \text{ m} = 12510 \text{ kg}$.

- Dầm : $m = 2 \cdot (27 + 36 + 4,33) \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} = 6733 \text{ kg}$

- Vách , lõi : $m = 2 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 12,1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} +$
 $+ 2 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 12,1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} + 4 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 2,61 \text{ m}$
 $= 12331,5 \text{ kg}$

- Tường ngăn : $m = \frac{223,5}{10} = 22,35 \text{ kg/m}^2$

- Tường bao : $m = \frac{1080}{10} = 108 \text{ kg/m}$

→ $\Sigma m = (62 + 22,35) \cdot (27 \cdot 36 - 53,43 - 2 \cdot 12,1 \cdot 2,61) + 108 \cdot 9 + 12510$
 $+ 12331,5 + 6733 = 104700,16 \text{ kg}$.

Tầng 2 :

$$\text{- Sàn : } m = \frac{54+16+550}{10} = 62 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Cột : } m = 18 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2,78 \text{ m} = 12510 \text{ kg.}$$

$$\text{- Dầm : } m = 2 \cdot (27+36+9) \text{ m} \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} = 7200 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{- Vách, lõi : } m &= 2 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 12,1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \\ &+ 2 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,25 \text{ m} \cdot 12,1 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} + 4 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} \cdot 2,61 \\ m &= 12331,5 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{- Tường ngăn : } m = \frac{223,5}{10} = 22,35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Vách kính : } m = \frac{66}{10} = 6,6 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \Sigma m = (62 + 22,35) \cdot (27 \cdot 36 - 9 \cdot 9 - 2 \cdot 12,1 \cdot 2,61) + 6,6 \cdot 9 + 12510 + 7200 + 12331,5 = 101929,04 \text{ kg}$$

Tầng 3 ÷ 15 :

$$\text{- Sàn : } m = \frac{54+16+550}{10} = 62 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Cột : } m = 18 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 2,98 \text{ m} = 13410 \text{ kg.}$$

$$\text{- Dầm : } m = 2 \cdot (27+36) \text{ m} \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} = 6300 \text{ kg.}$$

$$\begin{aligned} \text{- Vách, lõi : } m &= 2 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 12,1 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} + 2 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot \\ &0,25 \text{ m} \cdot 12,1 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} + 4 \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 3,2 \text{ m} \cdot 2,61 \text{ m} \\ &= 13153,6 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{- Tường ngăn : } m = \frac{223,5}{10} = 22,35 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Tường bao : } m = \frac{1080}{10} = 108 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \Sigma m = (62 + 22,35) \cdot (27 \cdot 36 - 2 \cdot 12,1 \cdot 2,61) + 108 \cdot 9 + 13410 + 6300 + 13153,6 = 110496,08 \text{ kg}$$

Tầng mái :

$$\text{- Sàn : } m = \frac{550+72+240+54}{10} = 91,6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{- Dầm : } m = 2 \cdot (27+36) \text{ m} \cdot \frac{2500}{10} \text{ kg/m}^3 \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m} = 6300 \text{ kg.}$$

$$\text{- Tường bao : } m = \frac{562,5}{10} = 56,25 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \Sigma m = 91,6 \cdot 27 \cdot 36 + 56,25 \cdot 9 + 6300 = 95841,45 \text{ kg}$$

- Bể nước : $m = \frac{108,9}{10} = 10,89 T$

• Số nút chính của từng tầng : 34 nút

→ Khối lượng tập trung tại mỗi nút của từng tầng là :

- Tầng 1 = $\frac{104700,16}{34} = 3079,16 kg$

- Tầng 2 = $\frac{101929,04}{34} = 2998 kg$

- Tầng 3 ÷ 15 = $\frac{110496,08}{34} = 3249,88 kg$

- Tầng mái = $\frac{95841,45}{34} = 2818,87 kg$

Khối lượng tại nút do bể nước (16 nút chính) = $\frac{10,89.1000}{16} = 680,625 kg$

❖ Giá trị thành phần động của tải trọng gió W_p ở độ cao Z được xác định như sau: $W_p = 1,2 \cdot m \cdot \xi \cdot \psi \cdot y \quad (kg/m^2)$

Trong đó :

m : khối lượng của phần công trình mà trọng tâm có độ cao Z

ξ : hệ số động lực

y : dịch chuyển ngang của công trình ở độ cao Z ứng với dạng dao động riêng thứ nhất .

ψ : hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành r phần , trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió không đổi .

$$\psi = \frac{\sum_{k=1}^r y_k \cdot W_{pk}}{\sum_{k=1}^r y_k^2 \cdot M_k}$$

với M_k — khối lượng phần thứ k của công trình

y_k — dịch chuyển ngang của trọng tâm phần thứ k ứng với dạng dao động riêng thứ nhất .

W_{pk} — thành phần động phân bố đều của tải trọng gió ở phần thứ k của công trình , xác định theo công thức : $W_{pk} = W \cdot \zeta \cdot v \quad (kg/m^2)$

W — giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió ở độ cao tính toán

ζ - hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao Z (tra bảng).

v - hệ số tương quan áp lực động của tải trọng gió (tra bảng) .

❖ Tính gió động theo phương Y :

Kết quả tính toán 3 dạng dao động đầu tiên theo chương trình SAP2000 là:

$T_1 = 1,7935 s \quad f_1 = 0,55 s^{-1}$

$T_2 = 0,453 s \quad f_2 = 2,206 s^{-1}$

$$T_3 = 0,199 \text{ s}$$

$$f_3 = 5,019 \text{ s}^{-1}$$

Với công trình bê tông cốt thép có $\delta = 0,3$ do đó tần số giới hạn $f_L = 1,3 \text{ Hz}$

Ta có : $f_1 = 0,55 < f_L = 1,3 < f_2 = 2,206$

→ Tính toán thành phần gió động theo phương Y với 1 dạng dao động đầu tiên .

Dạng dao động thứ : 1

Phương tính toán (X, Y) : Y

Tần số dao động $f = 0,55 \text{ Hz}$

$$\text{Thông số } \varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 \cdot f_1} = \frac{\sqrt{1,2 \cdot 830}}{940 \cdot 0,55} = 0,061$$

Hệ số động lực ξ tra bảng phụ thuộc ε và độ giảm loga của dao động ($\delta = 0,3$)
tra bảng → $\xi = 1,6$

Hệ số tương quan không gian áp lực động v tra bảng phụ thuộc ρ và χ

Với gió Y → $\rho = b = 36 \text{ m}$, $\chi = h = 51,55 \text{ m}$.

$$\rightarrow v = 0,6698$$

Hệ số ψ :

Cao độ (m)	y^2	$y^2 M$	$y \cdot W_p$
3,75	2,2887E-09	0,0002396	0,001671
6,75	9,2718E-09	0,0009451	0,0038182
9,95	2,5953E-08	0,0028677	0,0067871
13,15	5,5932E-08	0,0061803	0,0104208
16,35	1,0227E-07	0,0113007	0,0145457
19,55	1,6687E-07	0,0184387	0,0189112
22,75	2,507E-07	0,0277014	0,0236439
25,95	3,5224E-07	0,0389214	0,0285646
29,15	4,7362E-07	0,0523331	0,0337087
32,35	6,0949E-07	0,0673465	0,0387784
35,55	7,5829E-07	0,0837884	0,0437654
38,75	9,1738E-07	0,101367	0,0486581
41,95	1,0816E-06	0,1195126	0,0530175
45,15	1,2544E-06	0,1386063	0,0581078
48,35	0,00000144	0,1591144	0,062881
51,55	1,6129E-06	0,1721472	0,0671012
Tổng		1,0008103	0,5143805

$$\rightarrow \psi = \frac{0,5143805}{1,0008103} = 0,5140$$

Bảng tính tải trọng gió động :

Tầng	Cao độ (m)	W_i (kg/m ²)	ζ	W_p (kg/m ²)	y (m)	Khối lượng tầng (kg)	W_d (kg/m ²)
1	3,75	69,162	0,754	34,9290	4,784E-05	104700,16	4,943
2	6,75	81,154	0,7295	39,6534	9,629E-05	101934,97	9,687
3	9,95	91,863	0,6847	42,1295	0,0001611	110496,08	17,567
4	13,15	99,058	0,6641	44,0625	0,0002365	110496,08	25,789
5	16,35	105,445	0,644	45,4836	0,0003198	110496,08	34,873
6	19,55	110,799	0,6238	46,2942	0,0004085	110496,08	44,545
7	22,75	115,010	0,613	47,2217	0,0005007	110496,08	54,600
8	25,95	119,026	0,6037	48,1291	0,0005935	110496,08	64,719
9	29,15	123,028	0,5944	48,9810	0,0006882	110496,08	75,046
10	32,35	126,723	0,5852	49,6713	0,0007807	110496,08	85,133
11	35,55	130,293	0,5759	50,2588	0,0008708	110496,08	94,958
12	38,75	133,862	0,5666	50,8019	0,0009578	110496,08	104,445
13	41,95	136,888	0,556	50,9784	0,00104	110496,08	113,408
14	45,15	139,565	0,555	51,8819	0,00112	110496,08	122,132
15	48,35	142,243	0,55	52,4008	0,0012	110496,08	130,856
Mái	51,55	144,739	0,545	52,8356	0,00127	106731,45	133,771

Quy tải trọng gió về các nút khung theo phương Y :

Cao độ (m)	W_{i1} (kg)	$W_{i1}/2$ (kg)	W_d (kg/m)	W_{d1} (kg)	$W_{d1}/2$ (kg)	$W_{i1}+W_{d1}$ (kg)	$\frac{W_{i1}}{2} + \frac{W_{d1}}{2}$ (kg)
3,75	1867,380	933,690	14,829	133,465	66,732	2000,845	1000,423
6,75	2264,199	1132,099	30,028	270,255	135,127	2534,453	1267,227
9,95	2645,656	1322,828	56,216	505,940	252,970	3151,597	1575,798
13,15	2852,875	1426,438	82,526	742,737	371,368	3595,612	1797,806
16,35	3036,802	1518,401	111,594	1004,343	502,172	4041,146	2020,573
19,55	3191,012	1595,506	142,545	1282,909	641,454	4473,921	2236,960
22,75	3312,291	1656,146	174,718	1572,466	786,233	4884,757	2442,379
25,95	3427,948	1713,974	207,101	1863,908	931,954	5291,856	2645,928
29,15	3543,204	1771,602	240,146	2161,317	1080,658	5704,520	2852,260
32,35	3649,624	1824,812	272,424	2451,816	1225,908	6101,441	3050,720
35,55	3752,431	1876,215	303,864	2734,778	1367,389	6487,209	3243,605
38,75	3855,237	1927,619	334,223	3008,005	1504,002	6863,242	3431,621
41,95	3942,382	1971,191	362,906	3266,157	1633,078	7208,538	3604,269
45,15	4019,486	2009,743	390,822	3517,400	1758,700	7536,886	3768,443
48,35	4096,591	2048,296	418,738	3768,643	1884,321	7865,234	3932,617
51,55	4168,475	2084,238	428,066	3852,592	1926,296	8021,067	4010,533

❖ Tính gió động theo phương X :

Sử dụng chương trình SAP 2000 tìm được kết quả:

$$T_1 = 0,8844 \text{ s} \quad f_1 = 1,13 \text{ s}^{-1}$$

$$T_2 = 0,198 \text{ s} \quad f_2 = 5,04 \text{ s}^{-1}$$

Với công trình bê tông cốt thép có $\delta = 0,3$ do đó tần số giới hạn $f_L = 1,3 \text{ Hz}$

Ta có : $f_1 = 1,13 < f_L = 1,3 < f_2 = 5,04$

→ Tính toán thành phần gió động theo phương X với 1 dạng dao động đầu tiên .

Dạng dao động thứ : 1

Phương tính toán (X, Y) : X

Tần số dao động $f = 1,13 \text{ Hz}$

$$\text{Thông số } \varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 \cdot f_1} = \frac{\sqrt{1,2 \cdot 830}}{940 \cdot 1,13} = 0,0297$$

Hệ số động lực ξ tra bảng phụ thuộc ε và độ dao động ($\delta = 0,3$)
tra bảng → $\xi = 1,4$

Hệ số tương quan không gian ρ tra bảng phụ thuộc vào chiều dài công trình L và tần số f

Với gió X → $\rho = b = 27 \text{ m}$, $x = h = 51,55 \text{ m}$

$$\rightarrow v = 0,1$$

Hệ số ψ :

Cao độ (m)	y^*	y tại	
3,75	1,955E-09	0,000000	0,000000
6,75	7,28E-09	0,0007420	0,0007420
9,95	1,982E-08	0,0021905	0,0061594
13,15	4,272E-08	0,0047209	0,0094572
16,35	7,913E-08	0,0087435	0,0132855
19,55	1,32E-07	0,0145840	0,0174640
22,75	2,037E-07	0,0225049	0,0221289
25,95	2,959E-07	0,0326998	0,0271869
29,15	4,097E-07	0,0452733	0,0325557
32,35	5,454E-07	0,0602626	0,0380897
35,55	7,027E-07	0,0776508	0,0437486
38,75	8,808E-07	0,0973230	0,0495070
41,95	1,082E-06	0,1195126	0,0550518
45,15	1,3E-06	0,1436007	0,0614148
48,35	1,538E-06	0,1698988	0,0674701
51,55	1,769E-06	0,1887973	0,0729676
Tổng		0,9887094	0,5216036

$$\rightarrow \psi = \frac{0,5216036}{0,9887094} = 0,5276$$

Bảng tính tải trọng gió động :

Tầng	Caodộ (m)	W_i (kg/m ²)	z	W_p (kg/m ²)	y (m)	Khối lượng tầng (kg)	W_d (kg/m ²)
1	3,75	69,162	0,754	36,2692	4,421E-05	104700,16	4,103
2	6,75	81,154	0,7295	41,1749	8,532E-05	101934,97	7,709
3	9,95	91,863	0,6847	43,7460	0,0001408	110496,08	13,790
4	13,15	99,058	0,6641	45,7531	0,0002067	110496,08	20,244
5	16,35	105,445	0,644	47,2288	0,0002813	110496,08	27,551
6	19,55	110,799	0,6238	48,0705	0,0003633	110496,08	35,582
7	22,75	115,010	0,613	49,0336	0,0004513	110496,08	44,200
8	25,95	119,026	0,6037	49,9758	0,000544	110496,08	53,279
9	29,15	123,028	0,5944	50,8604	0,0006401	110496,08	62,692
10	32,35	126,723	0,5852	51,5771	0,0007385	110496,08	72,329
11	35,55	130,293	0,5759	52,1873	0,0008383	110496,08	82,103
12	38,75	133,862	0,5666	52,7512	0,0009385	110496,08	91,917
13	41,95	136,888	0,556	52,9344	0,00104	110496,08	101,858
14	45,15	139,565	0,555	53,8726	0,00114	110496,08	111,652
15	48,35	142,243	0,55	54,4114	0,00124	110496,08	121,446
16	51,55	144,739	0,545	54,8628	0,00133	106731,45	125,822

Quy tải trọng gió về các nút khung theo phương X :

Cao độ (m)	W_{ti} (kg)	$W_{ti}/2$ (kg)	W_d (kg/m)	W_{di} (kg)	$W_{di}/2$ (kg)	$W_{ti}+W_{di}$ (kg)	$\frac{W_{ti}}{2} + \frac{W_{di}}{2}$ (kg)
3,75	1867,380	933,690	12,308	110,776	55,388	1978,156	989,078
6,75	2264,199	1132,099	23,897	215,076	107,538	2479,275	1239,638
9,95	2645,656	1322,828	44,128	397,151	198,576	3042,808	1521,404
13,15	2852,875	1426,438	64,782	583,034	291,517	3435,909	1717,955
16,35	3036,802	1518,401	88,162	793,457	396,728	3830,259	1915,129
19,55	3191,012	1595,506	113,861	1024,752	512,376	4215,764	2107,882
22,75	3312,291	1656,146	141,441	1272,972	636,486	4585,263	2292,631
25,95	3427,948	1713,974	170,494	1534,449	767,224	4962,397	2481,198
29,15	3543,204	1771,602	200,613	1805,516	902,758	5348,720	2674,360
32,35	3649,624	1824,812	231,452	2083,070	1041,535	5732,695	2866,347
35,55	3752,431	1876,215	262,730	2364,574	1182,287	6117,005	3058,502
38,75	3855,237	1927,619	294,134	2647,206	1323,603	6502,443	3251,221
41,95	3942,382	1971,191	325,945	2933,505	1466,752	6875,886	3437,943
45,15	4019,486	2009,743	357,286	3215,572	1607,786	7235,059	3617,529
48,35	4096,591	2048,296	388,627	3497,640	1748,820	7594,231	3797,116
51,55	4168,475	2084,238	402,632	3623,686	1811,843	7792,162	3896,081

II. TÍNH TOÁN VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC

1. Tính toán nội lực

Sơ đồ để tính toán nội lực là sơ đồ khung không gian ngàm tại móng .

- Sàn , vách lõi được quan niệm là các phần tử tấm .
- Cột , dầm là các phần tử thanh .

Tải trọng tính toán để xác định nội lực gồm :

- Trường hợp tĩnh tải .
- Trường hợp hoạt tải chất đều trên các nhịp .
- Tải trọng gió tĩnh và gió động theo các phương X , - X , Y , -Y .

Sử dụng chương trình SAP 2000 để giải nội lực .

Kết quả nội lực tính toán xem phần phụ lục .

2. Tổ hợp nội lực

Sau khi xác định đầy đủ các giá trị tải trọng tính toán để tiến hành tổ hợp nội lực nhằm tìm ra nội lực nguy hiểm nhất xuất hiện trong kết cấu .

Thực hiện :

- Tổ hợp cơ bản 1 : gồm tĩnh tải và một trường hợp hoạt tải . Nội lực gây nguy hiểm nhất cho cấu kiện với hệ số tổ hợp là 1.
- Tổ hợp cơ bản 2 : gồm tĩnh tải và hai trường hợp hoạt tải trở lên có nội lực gây nguy hiểm nhất với hệ số tổ hợp 0,9 cho các nội lực của hoạt tải .

III. THIẾT KẾ CỘT - KHUNG TRỤC 1

1. Vật liệu

Bê tông mác 350 $\rightarrow R_n = 155 \text{ kg/cm}^2$, $R_k = 11 \text{ kG/cm}^2$

Thép dọc AII $\rightarrow R_s = R_s' = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \alpha_o = 0,55$; $A_o = 0,399$

Thép đai AI

2. Tính cốt dọc

Từ bảng tổ hợp chọn ra 3 cặp nội lực để tính toán :

$|M_x|_{\max}$, $M_{y\text{tư}}$, $N_{\text{tư}}$

$|M_y|_{\max}$, $M_{x\text{tư}}$, $N_{\text{tư}}$

N_{\max} , $M_{x\text{tư}}$, $M_{y\text{tư}}$

❖ Tính cột biên (phần tử 1) :

Cặp	$M_x (Tm)$	$M_y (Tm)$	$N (T)$
1	27,720	10,313	745,340
2	17,678	19,596	751,703
3	26,648	11,196	803,367

- Tính với cặp 1

Độ mảnh $\lambda = \frac{l_o}{h} = \frac{0,7.300}{100} = 2,1 < 8 \rightarrow$ bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc, $\eta = 1$.

$$\text{Xét } \frac{M_x}{h} = \frac{27,72.100}{100} = 27,72 > \frac{M_y}{b} = \frac{10,313.100}{100} = 10,313$$

$$\Rightarrow \text{Tính với } M'_x = M_x + \beta \cdot \frac{h}{b} \cdot M_y$$

$$\beta = 1 - \frac{7}{6} \cdot \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cu}}$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}$$

$$f_{cu} = 0,78 \cdot \text{MBT} = 0,78 \cdot 350 = 273 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \beta = 1 - \frac{7}{6} \cdot \frac{745340}{100 \cdot 100 \cdot 273} = 0,68$$

$$M'_x = 27,72 + 0,68 \cdot \frac{1}{1} \cdot 10,313 = 34,73 \text{ (Tm)}$$

• Dùng M'_x và N tính cốt thép đối xứng $F_a = F'_a$.

- Độ lệch tâm :

$$e_{ng} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ 1/25 \cdot h = 4 \text{ cm} \end{array} \right. = 4 \text{ cm}$$

$$e_o = \frac{M}{N} + e_{ng} = \frac{34,73.100}{745,34} + 4 = 8,66 \text{ cm}$$

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 8,66 + 0,5 \cdot 100 - 5 = 53,66 \text{ cm}$$

- Chiều cao vùng nén :

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{745340}{155 \cdot 100} = 48,086 \text{ cm}$$

$$\text{Chọn } a = a' = 5 \text{ cm} \rightarrow h_o = h - a = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

$$\alpha_o \cdot h_o = 0,55 \cdot 95 = 52,25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 2a' = 10 \text{ cm} < x = 48,086 \text{ cm} < \alpha_o \cdot h_o = 52,25 \text{ cm} \rightarrow \text{Lệch tâm lớn.}$$

$$F_a = F'_a = \frac{Ne - R_n \cdot b \cdot x(h_o - 0,5x)}{Ra(h_n - a')} = \frac{745340 \cdot 53,66 - 155 \cdot 100 \cdot 48,086 \cdot (95 - 0,5 \cdot 48,086)}{2800(95 - 5)} < 0$$

\Rightarrow Đặt thép theo cấu tạo $\mu'_{\min} = 0,8 \%$, $\mu'_{\max} = 7 \%$

$$F'_a = \mu'_{\min} \cdot b \cdot h_o = \frac{0,8 \cdot 100 \cdot 95}{100} = 76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chọn } 16\phi 25 \text{ (} F_a = 78,56 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\mu' = \frac{78,56}{100 \cdot 95} \cdot 100\% = 0,82\%$$

\rightarrow thoả mãn.

• Kiểm tra lại : $N \leq N_{td}$

Trong đó :

N : ngoại lực = 745,34 (T)

$$N_{ld} : \text{khả năng chịu nén của cột} = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} + \frac{1}{N_o}}$$

- N_o : khả năng chịu nén đúng tâm

$$N_o = \varphi [R_n (F_b - F_{at}) + F_{at} \cdot R_a']$$

Trong đó :

φ : hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc , tra bảng phụ thuộc λ

$$\lambda = \frac{l_o}{h} = \frac{0,7300}{100} = 2,1 < 8 \rightarrow \varphi = 1$$

R_n : cường độ chịu nén tính toán của bê tông = 155 kG/cm^2

F_b : tiết diện ngang của cột = $100 \cdot 100 = 10000 \text{ cm}^2$

$F_{at} = 78,56 \text{ cm}^2$

R_a' : cường độ chịu nén tính toán của cốt thép = 2800 kG/cm^2

$$\rightarrow N_o = 1 \cdot [155 (10000 - 78,56) + 78,56 \cdot 2800] = 1757,8 \text{ T}$$

- N_x : khả năng chịu nén lệch tâm theo phương X

Là trường hợp lệch tâm lớn nên kiểm tra điều kiện theo công thức :

$$N \cdot e \leq R_n \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 x) + R_a' \cdot F_a' (h_o - a')$$

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot \frac{M_x}{N} + e_{ng} + 0,5 \cdot h - a$$

$$e = \frac{27720 \cdot 100}{745340} + 4 + 0,5 \cdot 100 - 5 = 52,72 \text{ cm}$$

$$F_a' = 5\phi 25 = 5 \cdot 4,91 = 24,55 \text{ cm}^2$$

$$VT = 745340 \cdot 52,72 = 39294324,8 \text{ kgcm} = 393 \text{ Tm}$$

$$VP = 155 \cdot 100 \cdot 48,086 (95 - 0,5 \cdot 48,086) + 2800 \cdot 24,55 \cdot (95 - 5) \\ = 59073193,68 \text{ kgcm} = 590,73 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow VT < VP$$

$$\rightarrow N_x = 59073 / 52,72 = 1120,5 \text{ T}$$

- N_y : khả năng chịu nén lệch tâm theo phương Y

Là trường hợp lệch tâm lớn nên kiểm tra điều kiện cường độ theo công thức :

$$N \cdot e \leq R_n \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 x) + R_a' \cdot F_a' (h_o - a')$$

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot \frac{M_y}{N} + e_{ng} + 0,5 \cdot h - a$$

$$e = \frac{10310 \cdot 100}{745340} + 4 + 0,5 \cdot 100 - 5 = 50,38 \text{ cm}$$

$$VT = 745340 \cdot 50,38 = 37550229,2 \text{ kgcm} = 375,5 \text{ Tm}$$

$$VP = 590,73 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow VT < VP$$

$$\rightarrow N_y = 59073/50,38 = 1172,5 T$$

$$\Rightarrow N_{td} = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o}} = \frac{1}{\frac{1}{1172,5} + \frac{1}{1120,5} - \frac{1}{1757,8}} = 850 T$$

Vậy $N = 745,34 T < N_{td} = 850 T \rightarrow$ đảm bảo khả năng chịu lực.

• Tính với cặp 2

$$\text{Xét } \frac{M_x}{h} = \frac{17,678 \cdot 100}{100} = 17,678 < \frac{M_y}{b} = \frac{19,596 \cdot 100}{100} = 19,596$$

$$\Rightarrow \text{Tính với } M'_y = M_y + \beta \cdot \frac{h}{b} \cdot M_x$$

$$\beta = 1 - \frac{7}{6} \cdot \frac{N}{b h f_{cu}} = 1 - \frac{7}{6} \cdot \frac{751703}{100 \cdot 100 \cdot 273} = 0,679$$

$$M'_y = 19,596 + 0,679 \cdot \frac{1}{1} \cdot 17,678 = 31,6 (Tm)$$

• Dùng M'_y và N tính cốt thép đối xứng $F_s = F'_s$.

- Độ lệch tâm :

$$e_{ng} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2cm \\ 1/25 \cdot h = 4cm \end{array} \right. = 4 cm$$

$$e_o = \frac{M}{N} + e_{ng} = \frac{31,6 \cdot 100}{751,703} + 4 = 8,2 cm$$

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 8,2 + 0,5 \cdot 100 - 5 = 53,2 cm$$

- Chiều cao vùng nén :

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{751703}{155 \cdot 100} = 48,5 cm$$

$$\text{Chọn } a = a' = 5 cm \rightarrow h_o = h - a = 100 - 5 = 95 cm$$

$$\alpha_o \cdot h_o = 0,55 \cdot 95 = 52,25 cm$$

$$\rightarrow 2a' = 10 cm < x = 48,5 cm < \alpha_o \cdot h_o = 52,25 cm \rightarrow \text{Lệch tâm lớn.}$$

$$F_s = F'_s = \frac{Ne - R_n \cdot b \cdot x (h_o - 0,5x)}{Ra(h_o - a')} = \frac{751703 \cdot 53,2 - 155 \cdot 100 \cdot 48,5 \cdot (95 - 0,5 \cdot 48,5)}{2800(95 - 5)} < 0$$

\Rightarrow Đặt thép theo cấu tạo $\mu'_{min} = 0,8 \% , \mu'_{max} = 7 \%$

$$F'_s = \mu'_{min} \cdot b \cdot h_o = \frac{0,8 \cdot 100 \cdot 95}{100} = 76 cm^2$$

$$\text{Chọn } 16\phi 25 (F_s = 78,56 cm^2)$$

$$\mu' = \frac{78,56}{100 \cdot 95} \cdot 100\% = 0,82\%$$

• Kiểm tra lại : $N \leq N_{td}$

Trong đó :

$$N : \text{ngoại lực} = 751,703 (T)$$

$$N_{td} : \text{khả năng chịu nén của cột} = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o}}$$

- N_o : khả năng chịu nén đúng tâm

$$N_o = \varphi [R_n (F_b - F_{at}) + F_{at} \cdot R_s']$$

$$\rightarrow N_o = 1 \cdot [155 (10000 - 78,56) + 78,56 \cdot 2800] = 1757791,2 \text{ kg} = 1757,8 \text{ T}$$

- N_x : khả năng chịu nén lệch tâm theo phương X

Là trường hợp lệch tâm lớn nên kiểm tra điều kiện cường độ theo công thức :

$$N \cdot e \leq R_n \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 x) + R_s' \cdot F_s' (h_o - a')$$

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot \frac{M_x}{N} + e_{ng} + 0,5 \cdot h - a$$

$$e = \frac{17680 \cdot 100}{751703} + 4 + 0,5 \cdot 100 - 5 = 51,35 \text{ cm}$$

$$F_s' = 5\phi 25 = 24,55 \text{ cm}^2$$

$$151703 \cdot 51,35 = 38599949,05 \text{ kgcm} = 386 \text{ Tm}$$

$$VP = 155 \cdot 100 \cdot 48,5 (95 - 0,5 \cdot 48,5) + 2800 \cdot 24,55 \cdot (95 - 5)$$

$$= 2912,7 \text{ kgcm} = 593,73 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow VT < VP$$

$$\rightarrow N_x = 59373 / 51,35 = 1156,24 \text{ T}$$

- N_y : khả năng chịu nén lệch tâm theo phương Y

Là trường hợp lệch tâm lớn nên kiểm tra điều kiện cường độ theo công thức :

$$N \cdot e \leq R_n \cdot b \cdot x (h_o - 0,5 x) + R_s' \cdot F_s' (h_o - a')$$

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot \frac{M_y}{N} + e_{ng} + 0,5 \cdot h - a$$

$$e = \frac{19600 \cdot 100}{751703} + 4 + 0,5 \cdot 100 - 5 = 51,6 \text{ cm}$$

$$VT = 751703 \cdot 51,6 = 38787874,8 \text{ kgcm} = 387,9 \text{ Tm}$$

$$VP = 593,73 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow VT < VP$$

$$\rightarrow N_y = 59373 / 51,6 = 1150,64 \text{ T}$$

$$\Rightarrow N_{td} = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o}} = \frac{1}{\frac{1}{1156,24} + \frac{1}{1150,64} - \frac{1}{1757,8}} = 858,3 \text{ T}$$

Vậy $N = 751,703 \text{ T} < N_{td} = 858,3 \text{ T} \rightarrow$ đảm bảo khả năng chịu lực .

• Tính với cặp 3 :

$$\text{Xét } \frac{M_x}{h} = \frac{26,648 \cdot 100}{100} = 26,648 > \frac{M_y}{b} = \frac{11,196 \cdot 100}{100} = 11,196$$

$$\Rightarrow \text{Tính với } M'_x = M_x + \beta \cdot \frac{h}{b} \cdot M_y$$

$$\beta = 1 - \frac{7}{6} \cdot \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cu}} = 1 - \frac{7}{6} \cdot \frac{803367}{100 \cdot 100 \cdot 273} = 0,656$$

$$M'_x = 26,648 + 0,656 \cdot \frac{1}{1} \cdot 11,196 = 34 \text{ (Tm)}$$

• Dùng M'_x và N tính cốt thép đối xứng $F_s = F'_s$.

- Độ lệch tâm :

$$e_{ng} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2cm \\ 1/25 \cdot h = 4cm \end{array} \right. = 4 \text{ cm}$$

$$e_o = \frac{M}{N} + e_{ng} = \frac{34 \cdot 100}{803,367} + 4 = 8,23 \text{ cm}$$

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 8,23 + 0,5 \cdot 100 - 5 = 53,23 \text{ cm}$$

- Chiều cao vùng nén :

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b} = \frac{803367}{155 \cdot 100} = 51,83 \text{ cm}$$

$$\text{Chọn } a = a' = 5 \text{ cm} \rightarrow h_o = h - a = 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

$$\alpha_o \cdot h_o = 0,55 \cdot 95 = 52,25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow 2a' = 10 \text{ cm} < x = 51,83 \text{ cm} < \alpha_o \cdot h_o = 52,25 \text{ cm} \rightarrow \text{Lệch tâm lớn.}$$

$$F_s = F'_s = \frac{Ne - R_n \cdot b \cdot x(h_o - 0,5x)}{Ra(h_o - a')} = \frac{803367 \cdot 53,23 - 155 \cdot 100 \cdot 51,83 \cdot (95 - 0,5 \cdot 51,83)}{2800(95 - 5)} < 0$$

$$\Rightarrow \text{Đặt thép theo cấu tạo } \mu'_{\min} = 0,8 \% , \mu'_{\max} = 7 \%$$

$$F'_s = \mu'_{\min} \cdot b \cdot h_o = \frac{0,8 \cdot 100 \cdot 95}{100} = 76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chọn } 16\phi 25 \text{ (} F_s = 78,56 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\mu' = \frac{78,56}{100 \cdot 95} \cdot 100\% = 0,82\%$$

• Kiểm tra lại : $N \leq N_{td}$

Trong đó :

$$N : \text{ngoại lực} = 803,367 \text{ (T)}$$

$$N_{td} : \text{khả năng chịu nén của cột} = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o}}$$

- N_o : khả năng chịu nén đúng tâm

$$N_o = \varphi [R_n (F_b - F_{at}) + F_{at} \cdot R'_s]$$

$$\rightarrow N_o = 1 \cdot [155 (10000 - 78,56) + 78,56 \cdot 2800] = 1757791,2 \text{ kg} = 1757,8 \text{ T}$$

- N_x : khả năng chịu nén lệch tâm theo phương X

Là trường hợp lệch tâm lớn nên kiểm tra điều kiện cường độ theo công thức :

$$N.e \leq R_n . b . x (h_o - 0,5 x) + R_s' . F_s' (h_o - a')$$

$$e = \eta . e_o + 0,5 . h - a = 1 . \frac{M_x}{N} + e_{nk} + 0,5 . h - a$$

$$e = \frac{26648.100}{803367} + 4 + 0,5.100 - 5 = 52,32 \text{ cm}$$

$$VT = 803367 . 52,32 = 42032161,44 \text{ kgcm} = 420 \text{ Tm}$$

$$VP = 155 . 100 . 51,83 (95 - 0,5 . 51,83) + 2800 . 24,55 . (95 - 5)$$

$$= 61687071,03 \text{ kgcm} = 616,87 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow VT < VP$$

$$\rightarrow N_x = 61687 / 52,32 = 1179,1 \text{ T}$$

- N_y : khả năng chịu nén lệch tâm theo phương Y

Là trường hợp lệch tâm lớn nên kiểm tra điều kiện cường độ theo công thức :

$$N.e \leq R_n . b . x (h_o - 0,5 x) + R_s' . F_s' (h_o - a')$$

$$e = \eta . e_o + 0,5 . h - a = 1 . \frac{M_y}{N} + e_{nk} + 0,5 . h - a$$

$$e = \frac{11196.100}{803367} + 4 + 0,5.100 - 5 = 50,4 \text{ cm}$$

$$VT = 803367 . 50,4 = 40489696,8 \text{ kgcm} = 405 \text{ Tm}$$

$$VP = 616,87 \text{ Tm}$$

$$\rightarrow VT < VP$$

$$\rightarrow N_y = 61687 / 50,4 = 1224 \text{ T}$$

$$\Rightarrow N_{td} = \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_o}} = \frac{1}{\frac{1}{1179,1} + \frac{1}{1224} - \frac{1}{1757,8}} = 912,3 \text{ T}$$

• Vậy $N = 803,367 \text{ T} < N_{td} = 912,3 \text{ T} \rightarrow$ đảm bảo khả năng chịu lực .

IV. THIẾT KẾ DẦM - KHUNG TRỤC 1

1. Chọn cặp nội lực tính toán

Từ bảng tổ hợp chọn ra 3 cặp nội lực để tính toán :

M_{max}, Q_{tu}

M_{min}, Q_{tu}

Q_{max}, M_{tu}

2. Tính dầm biên - tầng 1

Tính với 3 tiết diện :

Mặt cắt	Tiết diện	M (kgm)	Q (kg)
I-I	25x80	-31154	-16195
II-II	25x80	14566	-992
III-III	25x80	-31400	16609

Chọn cốt đai $n = 2, \phi 8, A.I.$

$$U_n = \frac{8.R_k.b.h_o^2}{Q^2} . n.f_d.R_{ax} = \frac{8.11.25.75^2}{16610^2} . 2.0,503.1800 = 81 \text{ cm}$$

♦ Tính U_{\max} :

$$U_{\max} = \frac{1,5 . R_k . b . h}{Q} = \frac{1,5.11.25.75^2}{16610} = 140 \text{ cm}$$

♦ Tính U_{ct} :

$$\text{Với } h > 450 \text{ mm} \rightarrow U_{ct} = \min \begin{cases} h/3 = 80/3 = 26,7 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{chọn } U_{ct} = 25 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{Lấy } U = \min \begin{cases} U_n = 81 \text{ cm} \\ U_{\max} = 140 \text{ cm} \\ U_{ct} = 25 \text{ cm} \end{cases} = 25 \text{ cm} .$$

