

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**



ISO 9001-2008

NGUYỄN ĐÌNH QUẢNG

**TÍNH TOÁN SÀN, DẦM BTCT ỨNG LỰC TRƯỚC CĂNG
SAU THEO TIÊU CHUẨN TCVN 5574: 2012
VÀ TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU EUROCODE2 1992-1-1**

LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT
CHUYÊN NGÀNH: XÂY DỰNG DÂN DỤNG & CÔNG NGHIỆP
MÃ SỐ: 60.58.02.08

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC
PGS.TS. LÊ THANH HUẤN

HẢI PHÒNG: NĂM 2015

LỜI CẢM ƠN

Sau thời gian học tập và nghiên cứu tại trường Đại học dân lập Hải Phòng, dưới sự giảng dạy và giúp đỡ tận tình của các thầy cô giáo, cán bộ khoa đào tạo sau đại học, sự cố vấn và hướng dẫn nhiệt tình của thầy giáo hướng dẫn khoa học cùng với sự nỗ lực của bản thân tôi đã hoàn thành luận văn tốt nghiệp cao học “ Tính toán sàn, dầm bê tông cốt thép ứng lực trước căng sau theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 và tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode2-1-1”

Xin chân thành cảm ơn thầy giáo hướng dẫn PGT.TS. Lê Thanh Huân đã tận tình, chu đáo hướng dẫn tôi thực hiện luận văn này.

Mặc dù đã có nhiều cố gắng để thực hiện đề tài một cách hoàn chỉnh nhất nhưng do khả năng và thời gian hạn chế nên luận văn không tránh khỏi những thiếu sót. Kính mong nhận được sự góp ý chân thành của các Giáo sư – Tiến sĩ và các bạn đồng nghiệp để luận văn được hoàn chỉnh hơn

Tôi xin chân thành cảm ơn.

Tác giả luận văn

Nguyễn Đình Quảng

LỜI CAM ĐOAN

Tôi xin cam đoan đây là công trình nghiên cứu hoàn toàn do tôi thực hiện, các số liệu, kết quả trong luận văn là trung thực và chưa từng có ai công bố trong bất kỳ công trình khoa học nào khác.

Tác giả luận văn

Nguyễn Đình Quảng

MỤC LỤC

Danh mục	Trang
Bảng ký hiệu và chữ viết tắt sử dụng trong luận văn	7
PHẦN MỞ ĐẦU	
* Lý do chọn đề tài.....	10
* Mục đích nghiên cứu.....	10
* Phương pháp nghiên cứu.....	11
* Phạm vi nghiên cứu.....	11
* Ý nghĩa khoa học và thực tiễn của đề tài.....	11
CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ TÔNG CỐT THÉP ỨNG LỰC TRƯỚC VÀ CÁC QUY ĐỊNH CHUNG:	
1.1. Tổng quan về bê tông cốt thép ứng lực trước	12
1.1.1. Công nghệ thiết kế bê tông ứng lực trước:	13
1.1.2. Bê tông ứng lực căng trước.....	13
1.1.3. Bê tông ứng lực căng sau.....	14
1.2. Ứng dụng của bê tông ứng lực trước trong và ngoài nước.....	14
1.2.1. Ứng dụng kết cấu bê tông ứng lực trước ở ngoài nước	14
1.2.2. Ứng dụng kết cấu bê tông ứng lực trước ở Việt Nam.....	15
1.2.3. Hiệu quả kinh tế kỹ thuật	15
1.3. Các quy định chung:	16
1.3.1. Tải trọng	16
1.3.2. Tổ hợp tải trọng	17
1.3.3. Bê tông	19
1.3.4. Cốt thép cường độ cao	20
1.3.5. Các vật liệu khác	23
1.4. Yêu cầu cấu tạo dầm, sàn bê tông ứng lực trước	23
1.4.1. Khoảng cách, lớp bảo vệ cốt thép	28
1.4.2. Neo	29
1.4.3. Nối chồng	30

1.4.4. Cơ cấu dẫn hướng	31
1.4.5. Cơ cấu ứng suất trước	31
1.5. Nhận xét	32
CHƯƠNG II: QUY TRÌNH TÍNH TOÁN THEO CÁC TIÊU CHUẨN	
2.1. Quy trình tính toán Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574: 2012	33
2.1.1. Các phương pháp xác định nội lực và chuyển vị trong kết cấu dầm, sàn phẳng.	33
2.1.1.1 Phương pháp trực tiếp.	34
2.1.1.2. Phương pháp khung tương đương	36
2.1.1.3. Phương pháp cân bằng tải trọng	37
2.1.1.4. Phương pháp phân tử hữu hạn	38
2.1.2. Xác định chiều dày sàn	39
2.1.2.1. Hệ dầm sàn phẳng	39
2.1.2.2. Hệ sàn không dầm có mũ cột	40
2.1.2.3. Hệ sàn phẳng không dầm	40
2.1.3. Lực ứng suất trước.....	41
2.1.3.1. Lực ứng suất trước	41
2.1.3.2. Lực ứng suất trước tối đa	42
2.1.3.3. Giới hạn ứng suất trong bê tông	42
2.1.3.4. Tải trọng cân bằng	43
2.1.4. Xác định các tổn hao ứng suất trong bê tông ứng lực trước	43
2.1.4.1. Giá trị giới hạn của ứng suất trước	43
2.1.4.2. Các tổn hao ứng suất trong cốt thép căng	43
2.1.4.2.1. Tổn hao do chùng ứng suất trong cốt thép	43
2.1.4.2.2. Tổn hao do chênh lệch nhiệt độ	44
2.1.4.2.3. Tổn hao do biến dạng của neo đặt ở thiết bị căng	45
2.1.4.2.4. Tổn hao ứng suất do ma sát của cốt thép với thành ống	45
2.1.4.2.5. Tổn hao do ứng suất của cốt căng sau	45
2.1.4.2.6. Tổn hao do từ biến của bê tông	45
2.1.4.2.7. Tổn hao do ép cục bộ bề mặt bê tông	45

2.1.4.2.8. Tồn hao ứng suất do co ngót bê tông	46
2.1.4.3. Tổng tồn hao ứng suất.	46
2.1.5. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1 và TTGH 2	47
2.1.5.1. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1	47
2.1.5.2. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 2	52
2.2. Quy trình tính toán Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1	56
2.2.1. Xác định chiều dày sàn	56
2.2.1.1. Xác định chiều dày sàn theo điều kiện chọc thủng	56
2.2.1.2. Xác định chiều dày sàn theo điều kiện chọc thủng	63
2.2.2. Xác định các tổng hao ứng suất trong bê tông ứng lực trước	65
2.2.2.1. Tồn hao ứng suất do biến dạng tức thời của bê tông	65
2.2.2.2. Tồn hao ứng suất do co ngót bê tông	66
2.2.2.3. Tồn hao ứng suất do chùng cốt thép	66
2.2.2.4. Tồn hao ứng suất do ma sát	67
2.2.2.5. Tồn hao ứng suất tại neo	67
2.2.3. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1 và TTGH2	67
2.2.3.1. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1	67
2.2.3.2. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 2	69
2.3. Nhận xét	70
CHƯƠNG III: VÍ DỤ TÍNH TOÁN	72
3.1. Tính toán sàn không dầm theo TCVN 5574 – 2012	72
3.1.1. Số liệu ban đầu	72
3.1.2. Chọn chiều dày bản sàn	73
3.1.3. Xác định nội lực. Sơ đồ các dải tính	74
3.1.4. Tính toán cốt thép	74
3.1.5. Xác định các tồn hao ứng suất	75
3.1.6. Tính toán cấu kiện theo TTGH 1	78
3.1.7. Tính toán cấu kiện theo TTGH 2	81
3.2. Tính toán sàn không dầm theo Châu Âu Eurocode 1992-1-1	90
3.2.1. Số liệu ban đầu	90

3.2.2. Chọn chiều dày sàn	90
3.2.3. Xác định quỹ đạo cáp và các tổn hao ứng suất	92
3.2.4. Xác định số lượng cáp	96
3.2.5. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1	96
3.2.6. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 2	99
3.3. Tính toán dầm theo TCVN 5574 – 2012	101
3.3.1. Số liệu ban đầu	101
3.3.2. Chọn kích thước tiết diện dầm, sàn	101
3.3.3. Xác định tải trọng, nội lực	102
3.3.4. Xác định sơ bộ số lượng cốt thép căng và thép thường	103
3.3.5. Xác định các tổn hao ứng suất	105
3.3.6. Kiểm tra theo TTGH 1	108
3.3.7. Kiểm tra theo TTGH 2	108
3.4. Tính toán dầm theo Châu Âu Eurocode 1992-1-1	116
3.4.1. Số liệu ban đầu	116
3.4.2. Chọn kích thước tiết diện dầm, sàn, tải trọng	116
3.4.3. Xác định quỹ đạo cáp và các tổn hao ứng suất	118
3.4.4. Xác định số lượng cáp	122
3.4.5. Kiểm tra theo TTGH 1	123
3.4.6. Kiểm tra theo TTGH 2	124
3.5. Thống kê, so sánh và nhận xét kết quả tính toán dầm, sàn	127
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ	128
TÀI LIỆU THAM KHẢO	130

BẢNG KÝ HIỆU VÀ CHỮ VIẾT TẮT TRONG SỬ DỤNG LUẬN VĂN

Chữ cái Latinh viết hoa

A	Diện tích tiết diện ngang
A_c	Diện tích tiết diện ngang của bê tông
A_p	Diện tích tiết diện cáp ứng lực trước
A_s	Diện tích tiết diện cốt thép thường
$A_{s, \min}$	Diện tích tiết diện tối thiểu cốt thép
A_{sw}	Diện tích tiết diện cốt thép chịu cắt
D	Đường kính trục uốn cốt thép (để uốn cốt thép)
E	Hệ quả tác động
E_c	môđun đàn hồi tiếp tuyến của bê tông
E_{cd}	môđun đàn hồi tính toán của bê tông
E_{cm}	Môđun đàn hồi cát tuyến của bê tông
E_p	Môđun đàn hồi tính toán của cốt thép ứng lực trước
E_s	Môđun đàn hồi tính toán của thép
EI	Độ cứng uốn
F	Tác đơ
F_d	Giá trị tính toán của tác đơ
F_k	Giá trị đặc trưng của tác đơ
G_k	Tác đơ thường xuyên đặc trưng
I	Mômen quán tính của tiết diện bê tông
L	Chiều dài
M	Mômen uốn
M_{Ed}	Giá trị tính toán của mômen uốn
N	Lực dọc trục
N_{Ed}	Giá trị tính toán của lực dọc trục
P	Ứng lực trước
P_0	Lực căng ban đầu tại đầu neo cáp
Q_k	Tác đơ thay đổi đặc trưng
R	Độ bền

SLS	Trạng thái giới hạn sử dụng
ULS	Trạng thái giới hạn độ bền
ULT	Ứng lực trước
V	Lực cắt
V_{Ed}	Giá trị tính toán của lực cắt
TTGH 1	Trạng thái giới hạn 1
TTGH 2	Trạng thái giới hạn 2

Chữ cái Latinh thường

d	Chiều dày sàn
f_{ck}	Cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông
f_{cd}	Cường độ chịu nén tính toán của bê tông
f_p	Cường độ chịu kéo của cáp ứng lực trước
f_{pk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của cáp ứng lực trước
f_t	Cường độ chịu kéo của cốt thép
f_{tk}	Cường độ chịu kéo đặc trưng của cốt thép
f_y	Cường độ chảy dẻo của cốt thép
f_{yk}	Cường độ chảy dẻo đặc trưng của cốt thép
f_{ywd}	Cường độ chảy dẻo tính toán của cốt thép chịu cắt
h	Chiều cao
i	Bán kính quán tính
k	Hệ số
l	(l hoặc L) chiều dài nhịp
m	Khối lượng
r	Bán kính
1/r	Độ cong của đoạn cầu kiện
t	Chiều dày
t_0	Tuổi của bê tông tại thời điểm chất tải
u	Chu vi tiết diện ngang bê tông có diện tích A_c
x	Chiều cao trục trung hòa

z Tay đòn nội lực

x, y, z Các tọa độ

Chữ cái Hy Lạp thường

α Góc; tỷ số

β Góc; tỷ số; hệ số

γ Hệ số riêng

γ_A Hệ số riêng cho tác động đặc biệt A

γ_Y Hệ số riêng cho bê tông

γ_F Hệ số riêng cho tác động F

$\gamma_{F, \text{fat}}$ Hệ số riêng cho tác động gây mỏi

$\gamma_{F, \text{fat}}$ Hệ số riêng cho mỏi của bê tông

γ_G Hệ số riêng cho tác động thường xuyên G

γ_M Hệ số riêng cho đặc trưng vật liệu để tính đến các tính chất không chính xác của bản thân đặc trưng vật liệu, của sai số hình học và mô hình thiết kế

γ_P Hệ số riêng cho tác động phối hợp với ứng suất trước p

γ_Q Hệ số riêng cho tác động thay đổi

γ_S Hệ số riêng cho cốt thép hoặc thép ứng suất trước

$\gamma_{S, \text{fat}}$ Hệ số riêng cho cốt thép hoặc

PHẦN MỞ ĐẦU:

*** Lý do chọn đề tài:**

Hơn hai mươi năm qua, từ khi đổi mới, nền kinh tế của nước ta nói chung và ngành xây dựng nói riêng có nhiều bước phát triển vượt bậc. Hàng loạt công trình có vốn đầu tư của nước ngoài đã và đang xây dựng ở nước ta, có nhiều công trình được thiết kế và xây dựng theo tiêu chuẩn châu Âu. Trong xu thế hội nhập và phát triển hiện nay, việc hiểu biết tiêu chuẩn của các nước tiên tiến đối với những người làm làm công tác kỹ thuật là cần thiết, chúng ta cần nắm bắt các phương pháp thiết kế cùng với công nghệ thi công tiên tiến của các nước trên thế giới và khu vực đã công nhận và đang áp dụng rộng rãi tiêu chuẩn Châu Âu.

Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1 là bộ tiêu chuẩn mà các nước Châu Âu thống nhất quy định về quan hệ kích thước kết cấu, phương pháp tính, việc sử dụng vật liệu, biện pháp thi công và quản lý chất lượng công trình. Việc xây dựng và áp dụng tiêu chuẩn này được sự bảo trợ của hội đồng Châu Âu và tiêu chuẩn hóa các để áp dụng cho các nước thuộc Liên minh Châu Âu. Hiện nay bê tông ứng lực căng sau được ứng dụng ngày càng phổ biến trong các công trình xây dựng. Trong tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 đã ban hành chủ yếu đề cập đến cấu kiện dầm bê tông cốt thép ứng lực trước và lãnh đạo ngành đang đặt vấn đề coi bộ tiêu chuẩn Châu Âu là một trong những tài liệu tham khảo chính.

Bê tông ứng suất trước là những kết cấu được sử dụng rộng rãi ở trên thế giới và các nước trong khu vực. Tuy nhiên mỗi tiêu chuẩn, quy phạm có phương pháp tính toán, cấu tạo khác nhau. Với luận văn này, tác giả đề cập tới một số vấn đề của phương pháp tính toán cấu kiện bê tông ứng suất trước theo các tiêu chuẩn đã nêu trên.

*** Mục đích nghiên cứu**

Nghiên cứu đề tài này, nhằm tìm hiểu sâu thêm kiến thức cơ bản của các vấn đề tính toán khung bê tông ứng lực trước căng sau trong nhà cao tầng theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 và tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1.

Từ đó đưa ra nhận xét, so sánh những điểm giống, khác nhau giữa các phương pháp tính toán để hiểu rõ bản chất trong mỗi phương pháp tính.

Tìm hiểu, nghiên cứu công thức tính của mỗi tiêu chuẩn đã đưa ra, hiểu được bản chất công thức, phương trình cơ bản từ đó vận dụng giải các bài toán cụ thể thường gặp. Tìm hiểu các quy trình thiết kế khung bê tông cốt thép ứng lực theo từng loại tiêu chuẩn từ đó so sánh rút ra các mặt mạnh yếu của từng phương pháp thiết kế.

*** Phương pháp nghiên cứu**

Lý thuyết, các tiêu chuẩn thiết kế và các tài liệu liên quan

*** Phạm vi nghiên cứu**

Tính toán khung bê tông cốt thép ứng lực trước căng sau trong nhà cao tầng theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 và tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1, so sánh rút ra các mặt mạnh yếu của từng tiêu chuẩn.

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

Bê tông ứng lực đã được ứng dụng nhiều trong nước nhưng những tiêu chuẩn thiết kế, hướng dẫn kỹ thuật kết cấu bê tông ứng lực còn thiếu. Với việc sử dụng các công nghệ mới, các tiêu chuẩn thiết kế nước ngoài nên việc nghiên cứu, tìm hiểu các tiêu chuẩn nước ngoài để ứng dụng vào trong nước là cần thiết

Đề tài sẽ nghiên cứu 2 tiêu chuẩn thiết kế để nêu ra những ưu nhược điểm của các tiêu chuẩn để áp dụng vào thực tế ở Việt Nam

CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU DẦM SÀN VÊ TÔNG CỐT THÉP ỨNG LỰC TRƯỚC VÀ CÁC QUY ĐỊNH CHUNG

1.1. Tổng quan về sàn bê tông cốt thép ứng lực trước

Kết cấu bê tông ứng lực trước được thực hiện theo 2 công nghệ khác nhau tùy thuộc vào phương thức sản xuất và thi công. Đó là công nghệ căng trước và công nghệ căng sau.

Kết cấu bê tông ứng lực trước được nghiên cứu và ứng dụng ở Việt Nam khá sớm, từ những năm 60 thế kỷ XX. So với kết cấu bê tông cốt thép thường ưu điểm nổi bật của kết cấu bê tông ứng lực trước là:

- Làm tăng độ cứng của kết cấu do vậy cho phép giảm được kích thước, tiết diện, giảm được trọng lượng bản thân kết cấu và vượt được các khẩu độ lớn.

- Có khả năng khống chế sự hình thành vết nứt và độ võng

- Tiết kiệm được vật liệu bê tông và cốt thép do việc sử dụng vật liệu cường độ cao.

- Trọng lượng bản thân dầm sàn được giảm nhẹ. Bề dày sàn giảm xuống còn khoảng 50-80% bề dày của sàn bê tông cốt thép bình thường với cùng kích thước nhịp và điều kiện tải trọng. Khối lượng cốt thép cũng được giảm mạnh nhưng bù vào đó thì thép cường độ cao rất lớn (gấp 3-4 lần thép xây dựng bình thường) nên chi phí về cốt thép không thay đổi bao nhiêu.

- Tiến độ thi công trung bình 7-10 ngày/tầng cho diện tích xây dựng 400-500m²/sàn. Công tác ván khuôn khá đơn giản nhất là với loại sàn không dầm được sử dụng chủ yếu trong nhà cao tầng có sàn ứng lực trước.

Phương pháp tạo ứng lực trước trong sàn

- Các sàn bê tông ứng lực trước ở Việt Nam hiện nay thường dùng phương pháp căng sau (post – tension) có hoặc không dính kết.

Cho đến nay nhiều công trình cao tầng, các công trình công nghiệp, công trình công cộng đã và đang được các đơn vị thiết kế xây dựng trong nước dùng công nghệ bê tông ứng lực trước ngày càng có hiệu quả

1.1.1. Công nghệ thiết kế bê tông ứng lực trước:

Bê tông ứng lực trước là bê tông, trong đó thông qua lực nén trước để tạo ra và phân bố một lượng ứng suất bên trong phù hợp nhằm cân bằng với một lượng mong muốn ứng suất do tải trọng ngoài gây ra. Với các điều kiện bê tông ứng lực trước, ứng suất thường được tạo ra bằng cách kéo thép cường độ cao.

Ứng lực trước chính là việc tạo ra cho kết cấu một cách có chủ ý các ứng suất tạm thời nhằm tăng cường sự làm việc của vật liệu trong các điều kiện sử dụng khác nhau. Chính vì vậy bê tông ứng lực trước trở thành một sự kết hợp lý tưởng giữa hai loại vật liệu hiện đại có cường độ cao. So với bê tông cốt thép thường, bê tông ứng lực trước có các ưu điểm cơ bản sau:

- Cần thiết và có thể dùng được có cường độ cao.

- Ứng suất trong thép thông thường giảm từ 100 đến 240 Mpa, như vậy để phần ứng suất bị mất đi chỉ là một phần nhỏ của ứng suất ban đầu thì ứng suất ban đầu của thép phải rất cao, vào khoảng 1200 đến 2400 Mpa. Để đạt được điều này thì việc sử dụng thép cường độ cao là thích hợp nhất.

- Có khả năng chống nứt cao hơn (do đó khả năng chống thấm tốt hơn). Dùng bê tông ứng lực trước người ta có thể tạo ra các cấu kiện không xuất hiện các khe nứt khi chịu tải trọng sử dụng.

- Có độ cứng lớn hơn (do đó có độ võng và biến dạng bé hơn)

1.1.2. Bê tông ứng lực trước căng trước

Công nghệ căng trước được thực hiện bằng phương pháp căng các loại cốt thép cường độ cao đặt trong phạm vi ván khuôn đúc cấu kiện. Cốt đã được căng phải được neo và chốt hai đầu vào 2 mỏ tuyệt đối cứng theo phương tác động của lực căng. Sau đó tiến hành đổ bê tông. Khi bê tông đạt 80-90% cường độ chịu nén thiết kế mới được cắt hai đầu cốt căng khỏi mỏ neo.

Công nghệ căng trước khi đổ bê tông thường được sử dụng trong các xưởng hoặc bãi đúc sẵn các sản phẩm bê tông lắp ghép. Sử dụng công nghệ căng trước trong các công xưởng cho phép sản xuất hàng loạt các cấu kiện với

chất lượng được kiểm soát chặt chẽ. Nếu bê tông được chung hấp trong điều kiện nhiệt - ẩm cao thì sau 24 đến 36 giờ bê tông có thể đạt mọi cấp độ bền thiết kế.

1.1.3. Bê tông ứng lực trước căng sau

Tùy thuộc vào thể loại kết cấu, loại cốt thép và phương pháp thi công trong công nghệ căng sau còn được phân biệt như sau:

- Phương pháp căng ngoài kết cấu
- Phương pháp căng sau dùng cáp có bám dính (cáp để trần)
- Phương pháp căng sau dùng cáp không bám dính (cáp có vỏ bọc)
- Phương pháp gây ứng lực trước không toàn phần

1.2. Ứng dụng của bê tông ứng lực trước trong và ngoài nước

1.2.1. Ứng dụng kết cấu bê tông ứng lực trước ở ngoài nước

Tại châu Âu kết cấu bê tông ứng lực phát triển nhanh chóng ở Pháp, Bỉ rồi đến Anh, Đức, Thụy Sĩ. Trong gần 500 cầu được xây dựng ở Đức 1949 đến 1954 có 350 cây cầu bê tông ứng lực trước. Ở Liên Xô trước đây và Cộng hòa Liên bang Nga hiện nay có cấu kiện bê tông đúc sẵn như tấm sàn từ 6m, dầm, dàn khẩu độ lớn từ 18m trở lên đều quy định chung dùng bê tông ứng lực trước



Trung tâm thương mại Quốc tế HongKong Tòa nhà baitokesky ở Thái Lan

Ở Châu Á, nhất là các nước trong khu vực, các kết cấu bê tông ứng lực trước được ứng dụng phổ biến một phần nhờ sản xuất được loại thép cường độ cao, các loại cáp ứng lực trước, các loại neo và phụ kiện kèm theo phù hợp với tiêu chuẩn tiên tiến có giá thành hợp lý như Trung Quốc, singapore, Thái Lan.... Chẳng hạn ở inddonêxia có tới 80 khối lượng kết cấu nhà cao tầng

được sử dụng bê tông ứng lực trước. Nhiều ngôi nhà 30-40 tầng xây dựng ở thái lan được sử dụng bê tông ứng lực trước.

1.2.2. Ứng dụng kết cấu bê tông ứng lực trước ở Việt Nam

Kết cấu bê tông ứng lực trước được nghiên cứu ứng dụng ở Việt Nam khá sớm, từ những năm 60 thế kỷ XX. Cầu Phú Lễ và các cầu kiện chịu lực nhà máy đóng tàu Bạch Đằng là những công trình ứng dụng công nghệ bê tông ứng lực trước đầu tiên do các nhà thiết kế và xây dựng Việt Nam thực hiện từ những năm đó. Tuy nhiên do hoàn cảnh chiến tranh nên không có điều kiện tiếp tục nghiên cứu và phát triển công nghệ này.

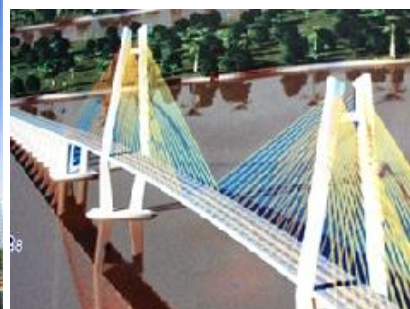
Từ những năm 80 thế kỷ trước đến nay, công nghệ bê tông ứng lực trước đã lại du nhập vào Việt Nam và phát triển nhanh chóng với trình độ tiên tiến thế giới. Một số công trình có sử dụng hệ kết cấu bê tông ứng lực trước như: Trung tâm thương mại chợ Mơ, trụ sở Vinaconex 9, các cầu bắc qua sông lớn như cầu Cổ Chiên ở Trà Vinh, cầu Bãi Cháy, Sông Hậu, Sông Gianh, Sông Tiền, Trừ nhịp giữa dùng kết cấu giằng văng, các nhịp còn lại dùng bê tông ứng lực trước căng sau. Chung cư cao tầng cũng như nhiều tòa nhà cao ốc được xây dựng tại thành phố Hồ Chí Minh, Đà Nẵng, Vinh, Vũng Tàu



TT thương mại chợ mơ



Trụ sở Vinaconex 9



Cầu Cổ Chiên

1.2.3. Hiệu quả kinh tế kỹ thuật

Qua thời gian sử dụng kết cấu dầm sàn ứng lực trước căng sau trong xây dựng nhà nhiều tầng và các công trình xây dựng khác trong nước cho thấy:

- Cho phép sử dụng các lưới cột mở rộng đồng thời tăng chiều cao hữu ích tầng nhà tạo điều kiện thuận lợi cho các giải pháp kiến trúc, kết cấu và không gian sử dụng.

- Nâng cao khả năng chịu lực (chống uốn và chống nứt) của kết cấu mà không tăng chi phí vật liệu so với kết cấu bê tông thường (trọng lượng thép giảm trung bình 50%, bê tông giảm 10-15%)

- Góp phần giảm nhẹ trọng lượng kết cấu và tải trọng truyền xuống móng. Điều này thực sự có ý nghĩa khi số tầng càng nhiều và lưới cột càng mở rộng.

- Giảm chi phí ván khuôn, cây chống và rút ngắn đáng kể thời gian thi công kết cấu sàn và công trình..

Tuy nhiên sử dụng kết cấu bê tông ứng lực trước nói chung và công nghệ căng sau nói riêng đều đòi hỏi các nhà tư vấn thiết kế, nhà thầu giám sát, nhà thầu xây dựng cần có kiến thức và kinh nghiệm nhất định mới mang lại hiệu quả mong muốn.

1.3. Các quy định chung

1.3.1. Tải trọng

Kết cấu bê tông ứng lực trước được tính toán theo hai trạng thái giới hạn

- *Trạng thái giới hạn về khả năng chịu lực của cấu kiện:* Khi kết cấu không còn khả năng chịu lực và bắt đầu bị phá hoại mất ổn định, hư hỏng do mỏi của vật liệu.

- *Trạng thái giới hạn về sử dụng bình thường:* Đảm bảo cho cấu kiện kết cấu không bị biến dạng, võng, vồng, nứt với các giá trị không vượt quá các giá trị được qui định trong giai đoạn chế tạo cũng như trong giai đoạn sử dụng.

Tính toán trong lý thuyết trạng thái giới hạn phải kể đến những sai lệch có thể xảy ra trong thiết kế bằng cách đưa vào hệ số an toàn riêng đối với tải trọng γ_F . Giá trị tải trọng dùng để thiết kế sẽ là:

Tải trọng thiết kế = Tải trọng đặc trưng \times Hệ số riêng γ_F

Bảng 1.1 Hệ số riêng đối với tải trọng khi tính toán theo TTGH như nhất

Dùng khi	Tải trọng thường xuyên G_k		Tải trọng tạm thời chính $G_{k,1}$		Tải trọng tạm thời chính $G_{k,i}$	
	Bất lợi	Có lợi	Bất lợi	Có lợi	Bất lợi	Có lợi
a) Kiểm tra ổn định tĩnh học của kết cấu	1,1	0,9	1,5	0	1,5	0
b) Thiết kế các cấu kiện (không kể tác động của đất)	1,35	1,00	1,5	0	1,5	0
c) Tính toán cùng một lúc cả hai trường hợp a và b	1,35	1,15	1,5	0	1,5	0

Bảng 1.2 Hệ số riêng đối với tải trọng khi tính toán theo TTGH như nhất

Dùng cho	Tải trọng thường xuyên	Tải trọng tạm thời
Tất cả các trường hợp tính toán	1,0	1,0

Tác động bất lợi để chỉ trường hợp tải trọng gây bất lợi cho kết cấu, tức là làm cho nội lực của kết cấu tăng lên.

Tác động có lợi để chỉ trường hợp tải trọng không gây bất lợi cho kết cấu, tức là làm cho nội lực của kết cấu giảm đi.

1.3.2. Tổ hợp tải trọng

Tổ hợp cơ bản dùng cho trường hợp thiết kế ngắn hạn hoặc dài hạn. Trong tổ hợp cơ bản này, hệ số tổ hợp được lấy như sau:

Đối với tải trọng thường xuyên hệ số tổ hợp $\psi = 1,0$

Khi Chỉ có một loại tải trọng thời $\psi = 1,0$

Có thể biểu thị giá trị tổ hợp của nội lực như sau

$$E_d = \left| \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,j} \right| + \left| \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \right| + \left| \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{o,i} Q_{k,i} \right| \quad (1-2)$$

Dấu \sum là chỉ các tải trọng tương tự cùng tác động

Bảng 1.3 Các giá trị của hệ số ψ trong các tổ hợp tải trọng

Tải trọng	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Tải trọng trong nhà, theo loại			
Loại A: Nhà ở, biệt thự	0,7	0,5	0,3
Loại B: Văn phòng	0,7	0,5	0,3
Loại C: Phòng họp	0,7	0,7	0,7
Loại D: Cửa hàng	0,7	0,7	0,6
Loại E: Kho tàng	1,0	0,9	0,8
Loại F: Diện tích giao thông, trọng lượng phương tiện < 30kN	0,7	0,7	0,6
Loại G: Diện tích giao thông, 30kN < trọng lượng phương tiện < 160kN	0,7	0,5	0,3
Loại H: Mái	0,7	0	0
Tải trọng gió tác động lên nhà cửa	0,5	0,2	0

Bảng 1.4 Hệ số γ_E Trong các tổ hợp tải trọng tính theo TTGH 1

Trường hợp tính toán	Tải trọng thường xuyên G_k		Tải trọng tạm thời Q_k		Tải trọng gió
	Bất lợi	Có lợi	Bất lợi	Có lợi	
a) Tải trọng thường xuyên + một tải trọng tạm thời	1,35	1,00	1,5	0	-
b) Tải trọng thường xuyên + gió	1,35	1,00	-	-	1,5
c) Tải trọng thường xuyên + một tải trọng tạm thời (chính) + gió	1,35	1,00	1,5	0	$\psi_0 \times 1,5$ với $\psi_0 = 1,5$
d) Tải trọng thường xuyên + một tải trọng tạm thời + gió (chính)	1,35	1,00	$\psi_0 = 1,5$	0	1,5

Tổ hợp bất thường, dùng cho trường hợp thiết kế bất thường:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ hoặc } \psi_{2,1}) Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1-3)$$

Tổ hợp động đất, tương ứng với trường hợp thiết kế động đất:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ hoặc } \psi_{2,1}) Q_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1-4)$$

- Các tổ hợp khi tính theo trạng thái giới hạn sử dụng:

Tổ hợp đặc trưng, sử dụng cho các trạng thái giới hạn không phục hồi:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (1-5)$$

Tổ hợp ngắn hạn, sử dụng cho các trạng thái giới hạn phục hồi:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (1-6)$$

Tổ hợp dài hạn, sử dụng để tính hiệu ứng dài hạn và biểu hiện bề ngoài của kết cấu như nứt, võng:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,1} Q_{k,i} \quad (1-7)$$

TCVN 2737 – 1995 quy định tổ hợp tải trọng

1.3.3. Bê tông:

- Cường độ của bê tông được xác định theo mẫu tiêu chuẩn hình trụ $D = 150\text{mm}$, $h = 300\text{mm}$.

- Cường độ của mẫu bê tông ứng suất trước với lực nén N làm mẫu bị phá hoại:

$$f_c = \frac{N}{A_c} \quad (N / \text{mm}^2) \quad (1-8)$$

Trong đó: + A_c – là diện tích ngang của mẫu

+ N – Lực nén phá hoại

Tiêu chuẩn EC-2 quy định cấp bền của bê tông không nhỏ hơn C30/37. Với cường độ như vậy, bê tông có biến dạng co ngót nhỏ, đặc trưng từ biến nhỏ và mô đun đàn hồi cao, làm giảm hao tổn ứng suất trong cốt thép

Các giá trị trung bình của mẫu nén hình trụ theo EC-2 có thể chuyển thành mẫu lăng trụ theo tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 như sau: ví dụ với mác C30/37, 30 là cường độ chịu nén đặc trưng f_{ck} của mẫu hình trụ tuổi 28 ngày,

37 là của mẫu hình lập phương, gần đúng ta có thể chuyển đổi giữa hai loại mẫu là $37 : 30 = 1,23$

1.3.4. Cốt thép cường độ cao:

Thanh căng ứng suất trước phải được phân loại về chủng loại cốt thép:

- Không có mối hàn trong sợi thép và thanh thép. Các sợi thép riêng biệt trong bó cáp có thể thực hiện các mối hàn so le chỉ trước khi kéo nguội.

- Các thanh căng ứng suất trước phải được phân loại theo:

Độ bền, biểu thị ứng suất ($f_{p0,1k}$) tại biến dạng dư 0,1% và giá trị tỷ số của cường độ chịu kéo và cường độ biến dạng dư 0,1% ($f_p/f_{p0,1k}$) và độ giãn dài tải trọng lớn nhất ε_{uk} .

Trong tiêu chuẩn này xác định 3 chủng loại chùng cốt thép:

Loại 1: Sợi hoặc bó cáp – độ chùng thông thường

Loại 2: Sợi hoặc bó cáp – độ chùng thấp

Loại 3: Các thanh thép cán nóng và thanh thép đã qua xử lý.

Độ bền

Ứng suất tại biến dạng dư 0,1% ($f_{0,1k}$) và giá trị cường độ kéo theo quy định (f_{pk}) được xác định/nh như là giá trị đặc trưng của lực tại biến dạng còn dư 0,1% và lực kéo dọc trục đặc trưng lớn nhất chia cho diện tích danh nghĩa tiết diện ngang.

Các đặc trưng dẻo

Thanh căng ứng suất trước phải có đủ tính dẻo như đã quy định

Có thể giả thiết thanh căng ứng suất trước có đủ tính dẻo thông qua độ giãn dài nếu nó đạt được giá trị độ giãn dài tại lực lớn nhất theo qui định đã nêu trong EN 10138.

Có thể giả thiết thanh căng ứng suất trước có đủ tính dẻo thông qua kéo thanh căng nếu $f_p/f_{p0,1k} \geq k$. Giá trị k kiến nghị lấy bằng 1

Trong đó:

f_{pk} – Cường độ chịu nén đặc trưng của cáp

$f_{p0,1k}$ – Cường độ chịu kéo đặc trưng của cáp tại biến dạng dư 0,1%

P_0 – Lực căng trước tại neo

P_{max} – Lực căng trước tối đa

Bảng 1.6 Các thông số chính của cáp ứng lực trước

Loại cáp	D (mm)	F_{pk} (N/mm ²)	$F_{p0,1k}$ (N/mm ²)	P_0 kN	P_{max} kN
Thông thường (STD)	15,2	1670	1420	177	167
	12,5	1770	1500	125	118
Đặc biệt (SUP)	15,7	1770	1500	202	191
	12,9	2860	1580	142	134
Cường độ cao (DYF)	18,0	1700	1450	291	275
	15,2	1820	1545	229	217
	12,7	1860	1580	159	150

Các giả thiết tính toán

Phân tích kết cấu được thực hiện trên cơ sở diện tích danh nghĩa của tiết diện ngang thanh ứng suất trước và các giá trị đặc trưng $f_{p0,1k}$, f_{pk} , ε_{uk} .

Giá trị tính toán của môđun đàn hồi E_p có thể giả thiết bằng 205 GPa đối với sợi thép và thanh thép. Phụ thuộc vào quy trình chế tạo, giá trị thực tế có thể nằm trong phạm vi 195 đến 210 Gpa. Các chứng chỉ kèm theo sản phẩm hàng hóa có thể đưa ra giá trị thích hợp.

Giá trị tính toán của môđun đàn hồi E_p có thể giả thiết bằng 195GPa đối với cáp. Phụ thuộc vào quy trình chế tạo, giá trị thực tế có thể nằm trong phạm vi 185 đến 205 GPa Các chứng chỉ kèm theo có thể đưa ra giá trị thích hợp.

Khối lượng thể tích trung bình của thanh căng ứng suất trước, dùng cho mục đích thiết kế có thể lấy bằng 7580kg/m³.

Các giá trị nêu trên có thể giả thiết là đúng trong phạm vi nhiệt độ giữa -40⁰C và +100⁰C đối với thanh căng ứng suất trước nằm trong kết cấu đã hoàn chỉnh.

Giá trị tính toán đối với ứng suất trong thép f_{pd} được lấy bằng $f_{p0,1k} / \gamma_s$.

Để thiết kế tiết diện ngang, có thể áp dụng các giả thiết sau đây

Thiết kế dựa trên quan hệ ứng suất- biến dạng trong giới hạn đàn hồi

Giá trị biến dạng giới hạn kiến nghị là:

$$\varepsilon_{ud} = 0,02; f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$$

Thanh căng ứng suất trước trong ống lồng

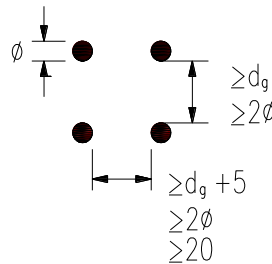
Trong cấu kiện đơn giản, chịu lực nhỏ nên dùng sợi thép cường độ cao với đường kính Φ 3-8. Khi số lượng sợi thép nhiều nên sử dụng bó cáp. Trong thực tế thường dùng cáp 7 sợi, được chế tạo từ 6 sợi thép xoắn quanh một sợi thẳng ở chính giữa. Cáp 7 sợi thường được chế tạo từ sợi thép $\Phi 5$ hoặc $\Phi 6$. Trong những cấu kiện chịu lực lớn có thể ghép các sợi cáp 7 sợi vào một ống rãnh để tạo lực lớn hơn.

Hiện nay ở ta thường sử dụng cáp 7 sợi theo tiêu chuẩn ASTM – A416 (Mỹ) loại cáp có cường độ giới hạn nhỏ nhất là 1720 MPa và 1860 MPa

Bố trí các thanh căng ứng suất trước và ống lồng

Khoảng cách thông thủy theo chiều ngang và chiều đứng của các thanh căng đơn theo phương pháp căng trước phải đảm bảo tuân theo các khoảng cách trên hình 1.2. Sự làm việc ở trạng thái giới hạn thỏa mãn về

- Bê tông chịu nén tại neo
- Sự phá vỡ bê tông



Hình 1.5 Khoảng cách thông thủy tối thiểu trong thanh căng trước

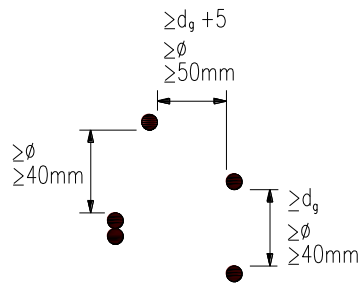
(Φ là đường kính thanh căng và d kích cỡ lớn nhất của cốt liệu)

- Neo của các thanh căng theo phương pháp căng trước
- Đổ bê tông giữa các thanh căng

Các yêu cầu đối với ống lồng theo phương pháp căng sau:

- Có thể đổ bê tông một cách an toàn, không dây hư hỏng ống lồng.
- Bê tông có thể chịu được các lực do các phần cong của ống lồng gây ra trong quá trình căng và sau khi căng.
- Vữa nhồi không rò rỉ vào trong ống lồng khác trong quá trình bơm vữa.

- Khoảng cách thông thủy tối thiểu giữa các ống lồng phải phù hợp với quy định (hình 1.5)



Hình 1.6 Khoảng cách thông thủy tối thiểu trong các ống lồng
(Φ là đường kính ống lồng và d_g kích cỡ lớn nhất của cốt liệu)

1.3.5. Các vật liệu khác:

Với loại cáp ứng lực trước dính kết (bonded), cần phải có ống gen tạo lỗ đặt cáp. Ống gen có thể được chế tạo bằng tôn mạ kẽm hoặc bằng vật liệu chất dẻo, ống được đặt sẵn trong cấu kiện trước khi đổ bê tông. Vữa bơm tạo sự dính kết và chống ăn mòn cho cáp. Thành phần của vữa bơm gồm xi măng pooc lăng thường hoặc xi măng đông kết nhanh, trộn với nước theo một tỷ lệ nhất định.

Với loại cáp ứng lực không dính kết (unbonded), cáp được bọc bởi vỏ bọc chất dẻo tổng hợp hoặc lớp giấy đặc biệt. Lớp vỏ bọc phải đảm bảo tính năng cơ học trong khoảng nhiệt độ -20°C đến 70°C .

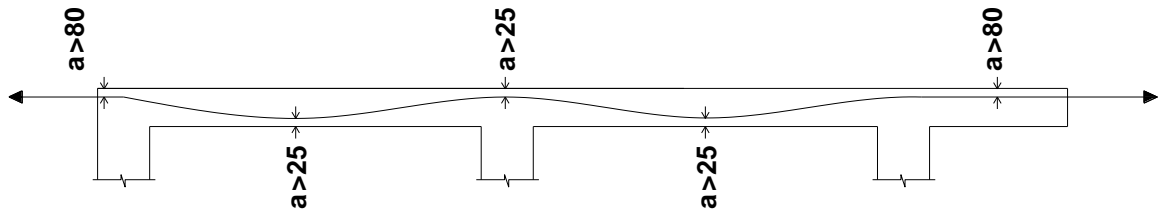
Vữa dùng để lấp các khe thi công, các mối nối của cấu kiện lắp ghép để làm lớp bảo vệ cốt thép và bảo vệ các đầu neo.

1.4. Yêu cầu cấu tạo dầm sàn bê tông ứng lực trước

Kết cấu dầm sàn bê tông ứng lực trước trong nhà và công trình cần được cấu tạo đảm bảo các yêu cầu về chịu lực, về sử dụng bình thường, tạo điều kiện thuận tiện cho thi công và bảo vệ kết cấu chống ăn mòn và chống cháy.

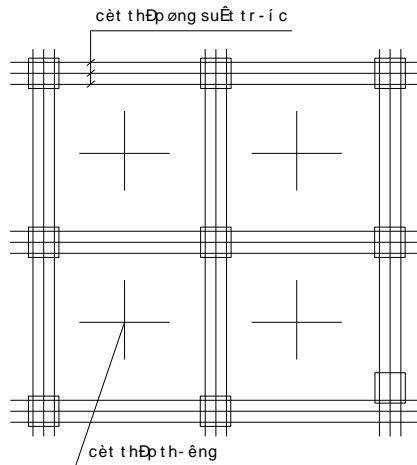
* Bố trí cốt thép căng trong sàn

- Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép thường và thép ứng lực trước.
- Tính an toàn chống nứt dọc thép cáp, bó bện thép căng sau
- Thuận tiện trong khi đổ và đầm bê tông

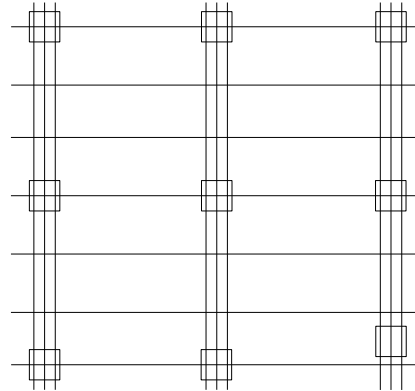


Hình 1.7. Sơ đồ bố trí cốt cứng trong sàn nhiều nhịp

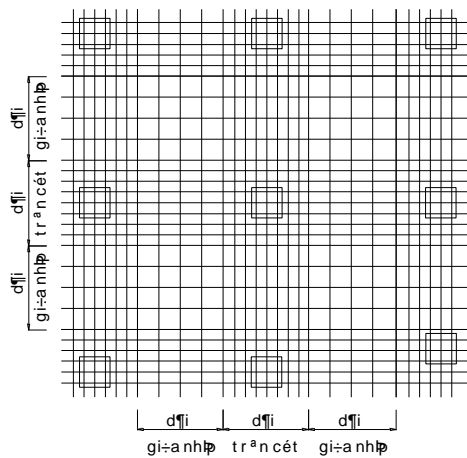
a)



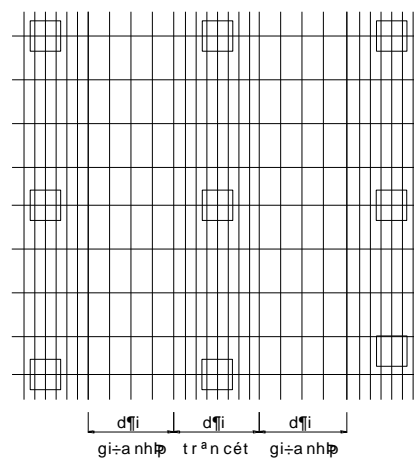
b)



c)



d)



Hình 1.8. Mặt bằng bố trí cốt thép trong sàn

- a) 100% cốt thép ULT đặt trên cột theo 2 phương có cả cốt thép thường
- b) 100% cốt thép ULT đặt trên cột theo 1 phương còn lại cốt thép phân bố đều
- c) 75% cốt thép ULT tập trung ở các dải 25% cho các dải giữa nhịp theo 2 phương
- d) 75% cốt thép ULT tập trung ở các dải trên 25% cho các dải giữa nhịp theo 1 phương, phương còn lại phân bố đều.

+ Theo phương thẳng đứng là giá trị lớn hơn từ hai trị số: kích thước lớn nhất của vật liệu thô cộng thêm 5mm và kích thước bên trong ống gen hoặc bó thép căng theo phương thẳng đứng;

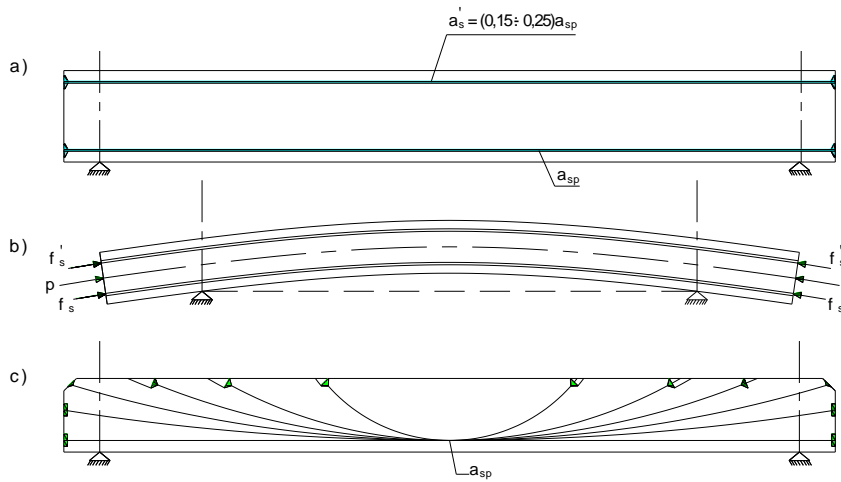
- Cốt thép ứng lực trước trong sàn liên tục được bố trí theo Hình 1.7

- Số lượng cốt thép ULT được xác định theo tính toán và phân bố trong từng dải bản sàn theo các chỉ dẫn như hình (1.8)

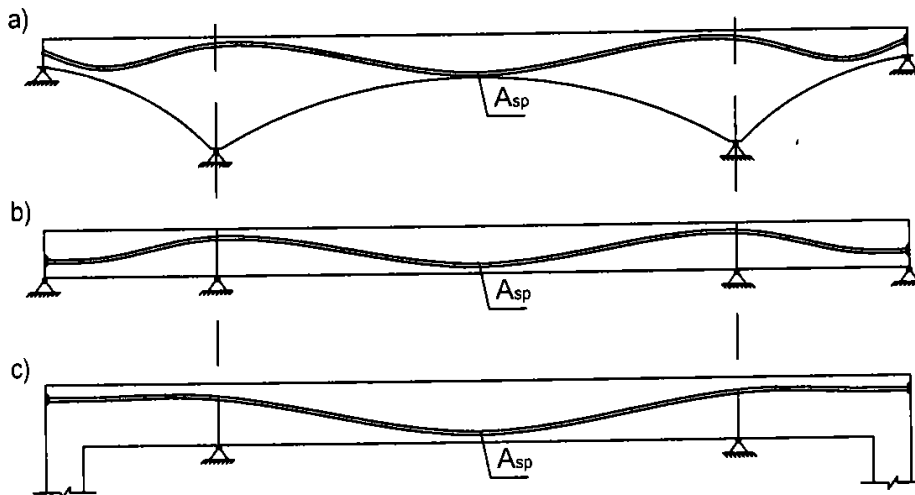
Cốt căng có vỏ bọc không bám dính được phân bố trên mặt bằng sàn phẳng không dầm và không có mũ cột nên theo tỷ lệ như hình (1.8c, d) tùy thuộc vào phương chịu lực của sàn và theo các dải bản tính toán

*** Bố trí cốt căng trong dầm**

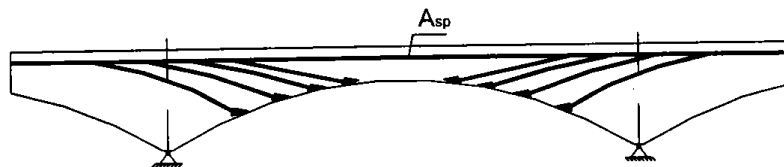
Đối với dầm đơn không phải là dầm bản rộng, cốt căng có thể cắt ở vùng chịu kéo và vùng nén, nhưng diện tích cốt căng S'' ở vùng nén không được vượt quá $(0,15-0,25)A_{sp}$ (1.9a,b).



Hình 1.9. Bố trí cốt căng trong dầm đơn



Hình 1.10. a) Dầm liên tục chiều cao thay đổi
b) Dầm liên tục chiều cao không thay đổi; c) Dầm khung nhiều nhịp



Hình 1.11. Dầm một nhịp có đầu thừa côngxon

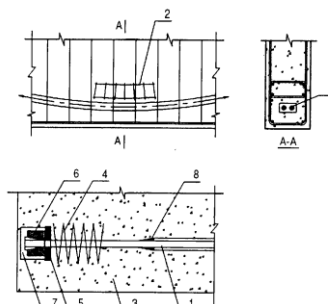
Đối với các dầm một nhịp có đầu côngxon, chiều cao thay đổi có thể bố trí thép và neo cáp theo sơ đồ hình 1.10

Trong kết cấu bê tông ứng lực trước căng sau dùng cáp không bám dính hàm lượng cốt thép lấy như sau:

- Không nhỏ hơn $0,0020A_b$ đối với bản sàn.
- Không ít hơn $0,0030A_b$ đối với dầm (không kể cốt thép đai).

Cốt thép thường bổ sung nên sử dụng cốt có gờ với đường kính như sau:

- Không nhỏ hơn 12mm đối với bản sàn
- Không nhỏ hơn 14mm đối với dầm và được bố trí gần mép của tiết diện. Khoảng cách giữa các thanh thép được lấy như sau:
- Bản sàn không lớn hơn 300mm hoặc $2h_s$ (h_s – chiều dày bản sàn)



Hình 1.13. Bố trí lưới thép và vòng xoắn

- 1-Cáp ULT; 2-Lưới thép; 3- Bê tông kết cấu; 4- Vòng xoắn; 5 – Đế neo
6- Bao neo; 7- Mỡ bảo vệ đầu neo; 8- Băng dính bịt đầu vào vỏ cáp

- Đối với dầm không lớn hơn 400mm hoặc hai lần kích thước nhỏ nhất của tiết diện.

Đường kính thép đai trong dầm bê tông ứng lực trước được lấy như sau:

- Khi $h_d \leq 800\text{mm}$, đường kính cốt thép đai không nhỏ hơn $h_d/100$
- Khi chiều cao $h_d > 800\text{mm}$, cốt thép đai không nhỏ hơn 8mm

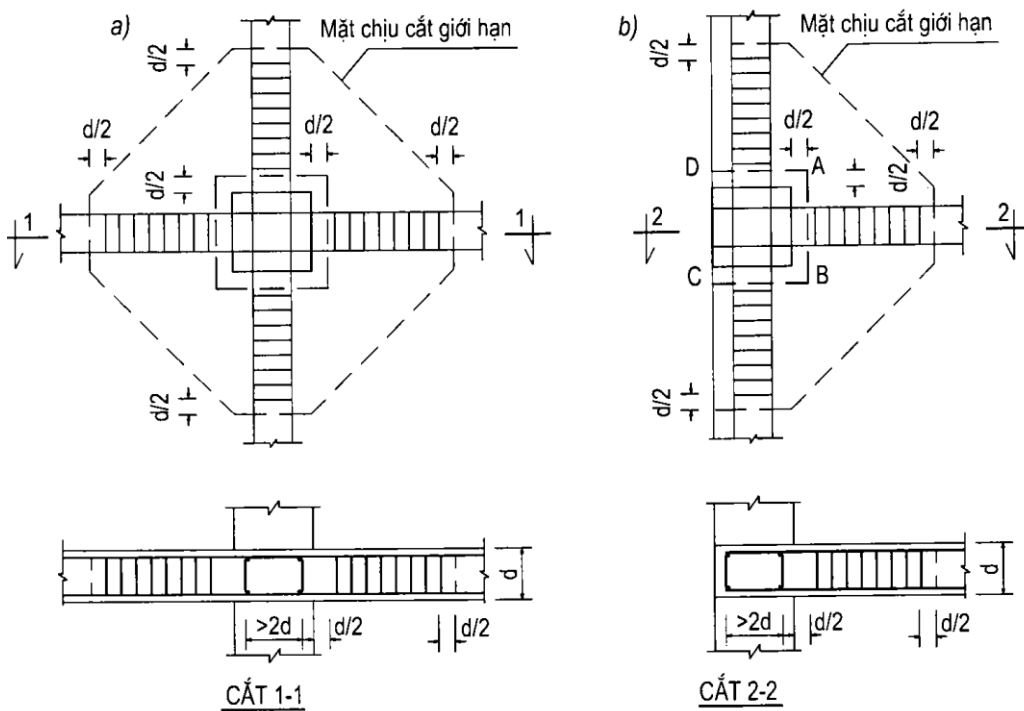
*** Cốt thép thường trong sàn bê tông ứng lực trước**

Trong sàn bê tông ứng lực trước căng sau có bám dính hàm lượng cốt thép thường không ít hơn $0,0015A_b$ và được phân bố đều thành hai lớp trên và lớp dưới.

Cốt thép thường cấu tạo được đặt theo cả hai phương, trong sàn dùng thép nhóm CII trở lên đường kính không nhỏ hơn 14mm, và khoảng cách không lớn hơn 300mm.

Mũ cột sàn phẳng không có mũ cốt thép bố trí theo tính toán.

- Cốt dọc đặt đối xứng ($A_s = A_s'$) có đường kính không nhỏ hơn 12mm, cốt ngang 4 nhánh có đường kính không nhỏ hơn 6mm. Chiều dài kể từ mép cột ra mỗi bên không ít hơn hai lần kích thước tiết diện lớn nhất của cột dưới.



Hình 1.14. Cấu tạo các dầm chìm chống cắt trong sàn phẳng không dầm

- Có thể dùng cốt thép cứng giao nhau trên đầu cột khi kích thước cột nhỏ hơn 500mm, hoặc chịu tải trọng lớn.

- Cốt dọc đặt đối xứng ($A_s = A_s'$) có đường kính không nhỏ hơn 12mm, cốt ngang 4 nhánh có đường kính không nhỏ hơn 6mm. Chiều dài kể từ mép cột ra mỗi bên không ít hơn hai lần kích thước tiết diện lớn nhất của cột dưới.

* **Bố trí neo và và bộ nối**

Neo và bộ nối phải được bố trí tại các vị trí thỏa mãn các yêu cầu bảo vệ và điều kiện thi công kết cấu. Trong kết cấu BTUL trước căng sau có bám dính, neo và bộ nối phải được đặt tại vị trí sao cho khoảng cách từ chúng đến vị trí bó thép căng đạt trạng thái giới hạn chịu lực không nhỏ hơn độ dài truyền lực l_p .

Vị trí đặt neo và bộ nối trong kết cấu bê tông ứng lực trước không bám dính chịu tác dụng của tải trọng lặp đi lặp lại nhiều lần cần xét đến các yếu tố mỗi của vật liệu.

1.4.1. Khoảng cách, lớp bảo vệ cốt thép

Khoảng cách thông thủy giữa hai thanh cốt thép song song đặt liền kề nhau phải được bảo đảm lớn hơn đường kính thanh cốt thép và lớn hơn kích thước của cốt liệu cộng thêm 5mm.

Bảng 1.7. Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép Theo yêu cầu chịu lửa của kết cấu.

Thời gian chịu lửa (giờ)	Độ dày tối thiểu lớp bảo vệ cốt thép (mm)					
	Dầm BTULT		Sàn BTULT		Sườn BTULT	
	Đơn giản	Liên tục	Đơn giản	Liên tục	Đơn giản	Liên tục
0,5	20	20	20	20	20	20
1	20	20	25	20	35	20
1,5	35	20	30	25	45	35
2	60	35	40	32	55	45
3	70	60	55	45	65	55
4	80	70	65	55	75	65

Lớp bê tông bảo vệ cốt thép căng không được nhỏ hơn

- 20mm trong điều kiện làm việc bình thường
- 35mm trong điều kiện làm việc không thuận lợi
- 50mm trong điều kiện môi trường khắc nghiệt.
- Lớp bảo vệ bê tông bảo vệ ống gen tối thiểu là 50mm (thép có vỏ bọc)

Đối với kết cấu bê tông cốt thép thường hay bê tông ứng lực trước xây dựng trong vùng ven biển cần tuân thủ thêm các chỉ dẫn trong TCXDVN

327:2004- Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép. Yêu cầu bảo vệ và chống ăn mòn trong môi trường biển.

1.4.2. Neo

Neo của các thanh thép thường

Neo cốt thép, để cốt thép dạng thẳng không bị tuột khỏi bê tông thì chiều dài neo cơ bản được xác định như sau:

$$l_{b,rag} = \frac{\sigma_{sd}}{4f_{bd}} \phi \quad (1-9)$$

Trong đó:

σ_{sd} - là ứng suất trong thanh thép tại vị trí bắt đầu đo chiều dài neo

f_{bd} - Giá trị cường độ bám dính tính toán được tính theo cường độ chịu kéo của bê tông có xét đến ảnh hưởng của đường kính cốt thép và điều kiện neo tốt hay xấu, được tính theo công thức sau:

$$f_{bd} = 1,5 f_{ctk} \quad (1-10)$$

Bảng 1.8. Hệ số cường độ bám dính của bê tông

$F_{ck}(N/mm^2)$	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$\phi \leq 32 \text{ mm}$	1,2	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,5	4,7
$\phi > 32 \text{ mm}$	1,1	1,4	1,6	1,9	2,1	2,4	2,6	2,8	3,0	3,1	3,3

Nếu trong giai đoạn neo, thanh cốt thép không thẳng thì chiều dài neo cơ bản có thể giảm bớt lớp bảo vệ cốt thép và khoảng cách giữa hai thanh thép được neo đủ lớn. Thông thường vẫn có thể xác định theo công thức trên khi:

$$\sigma_{sd} = f_s = \frac{f_{ck}}{1,15} \text{ thì } l_{b,rad} = \frac{f_{ck}}{4,6f_{bd}} \phi \quad (1-10)$$

Chiều dài neo thiết kế l_{bl} còn phải tuân theo các yêu cầu sau:

$$l_{bd} \geq l_{b,min} \quad (1-11)$$

Trong đó:

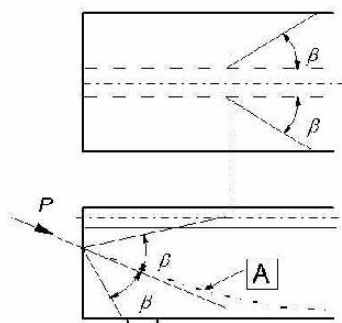
$l_{b,min}$ - Chiều dài tối thiểu;

$l_{b,min} = \max \{ 0,6l_{b,rad}; 10\phi; 100\text{mm} \}$ đối với thanh chịu nén

$l_{b,min} = \max \{ 0,3l_{b,rad}; 10\phi; 100\text{mm} \}$ đối với thanh chịu kéo

Các yêu cầu đối với vùng neo của cấu kiện căng sau:

Có thể giả thiết ứng suất trước phân tán theo góc 2β xem hình sau, bắt đầu tại cơ cấu neo, trong đó có thể giả thiết β bằng $\arctan 2/3$



Hình 1.15. Sự phân tán ứng suất trước

(A – thanh căng; $\beta = \arctan(2/3) = 33,7^\circ$)

Neo bộ nối dùng cho thanh căng ứng suất trước

Các cơ cấu neo sử dụng cho các thanh căng theo phương pháp căng sau phải phù hợp với các cơ cấu được chỉ định cho hệ suất trước, và chiều dài neo trong trường hợp, thanh căng theo phương pháp căng trước phải đảm bảo sao cho có khả năng phát triển đầy đủ cường độ tính toán của thanh căng, có tính đến tác động lặp bất kỳ, các tác động thay đổi nhanh chóng.

Các bộ nối phải có vị trí cách xa các gối tựa trung gian.

Phải tránh đặt bộ nối ở lớp hơn 50% thanh căng tại một tiết diện ngang.

1.4.3. Nối chồng

Đối với cốt thép thường

Khoảng cách thông thủy giữa các thanh cốt thép được nối chồng không được lớn hơn 4ϕ hoặc 50mm, nếu không thì chiều dài nối chồng phải được tăng thêm một đoạn bằng khoảng cách thông thủy đó.

Khoảng cách theo chiều dọc giữa hai mối nối chồng liền kề nhau không được nhỏ hơn 2ϕ hoặc 20mm.. Khi các yêu cầu trên được thỏa mãn có thể cho phép nối chồng 100% các thanh thép của cùng một lớp. Khi có nhiều lớp cốt thép, tỷ lệ nối chồng giảm xuống còn 50%.

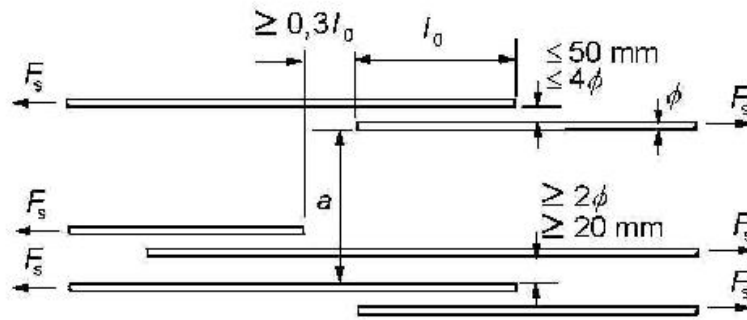
Chiều dài nối chồng l_0 được tính toán theo chiều dài neo cơ bản $l_{b,rad}$, trong đó tỷ lệ phần trăm cốt thép được nối chồng trong phạm vi $0,65l_0$.

Giá trị l_0 tính được phải thỏa mãn: $l_0 \geq l_{0,min}$

Trong đó: $l_{0,\min} = \max[0,3\alpha l_{b,\text{rad}}; 15\phi; 200\text{mm}]$

Bảng 1.9. Giá trị của $\alpha 6$

Tỷ lệ (%) cốt thép nối chồng so với tổng diện tích cốt thép	<25%	33%	50%	>50%
$\alpha 6$	1	1,15	1,4	1,5



Hình 1.16. Nối chồng liên kế

Cốt thép ngang trên vùng nối chồng: trong vùng nối chồng phải có cốt thép ngang nằm giữa cốt thép được nối và bề mặt bê tông để gia cường bê tông, tránh phá hoại cục bộ.

1.4.4. Cơ cấu dẫn hướng

Các yêu cầu đối với cơ cấu dẫn hướng:

- Chịu được cả lực theo chiều ngang lẫn lực theo chiều dọc do thanh căng tác dụng lên nó và truyền các lực này lên kết cấu;
- Trong các vùng lệch, các ống hình thành lớp vỏ bọc phải có khả năng chịu được áp lực hướng tâm dịch chuyển của thanh căng ứng suất không bị hư hỏng và không làm suy giảm chức năng của chúng;
- Có thể cho phép độ lệch tính toán của thanh căng đến giá trị góc bằng 0,01 rad mà không cần sử dụng cơ cấu dẫn hướng.

1.4.5. Cơ cấu ứng suất trước:

Các đầu neo và bộ nối

Neo được dùng để truyền ứng suất trước lên bê tông trong vùng neo.

Bộ nối dùng nối các đoạn thanh căng riêng rẽ thành liên tục.

Neo và bộ nối của hệ thống ứng suất trước phải tuân theo các tài liệu có liên quan của tổ chức phê chuẩn kỹ thuật Châu Âu.

Neo thanh căng

Các bộ neo thanh căng ứng suất trước và các bộ nối thanh căng ứng suất trước phải có đủ độ bền, các đặc trưng độ giãn dài và mối nhằm đáp ứng các yêu cầu của thiết kế.

Mối nối với neo hoặc bộ nối không gây ra sự phá hoại thanh căng

Độ giãn dài khi phá hoại bộ nối hoặc neo $\geq 2\%$.

Bộ neo thanh căng không nằm ở trong vùng có ứng suất cao khác

Cơ cấu neo và vùng neo

Độ bền của cơ cấu neo và vùng neo phải đủ để truyền lực căng lên bê tông và sự hình thành vết nứt trong vùng neo không được làm suy giảm chức năng của neo.

Thanh căng ngoài không bám dính là thanh căng đặt ở bên ngoài tiết diện bê tông nguyên thủy và nó được liên kết với kết cấu chỉ bằng neo và chi tiết hướng thanh căng.

Bán kính cong tối thiểu của thanh căng trong vùng neo đối với thanh căng không bám dính được nêu trong các tài liệu của tổ chức phê chuẩn kỹ thuật Châu Âu.

1.5. Nhận xét:

Trong bê tông ULT đã được sử dụng nhiều trong nước nhưng tiêu chuẩn thiết kế, hướng dẫn kỹ thuật kết cấu bê tông ULT còn thiếu, Với việc sử dụng công nghệ mới, các tiêu chuẩn thiết kế nước ngoài việc tìm hiểu các tiêu chuẩn thiết kế nước ngoài để ứng dụng vào trong nước là cần thiết.

Tìm hiểu cứu 2 tiêu chuẩn thiết kế để nêu ra những ưu nhược điểm của các tiêu chuẩn để áp dụng vào thực tế ở Việt Nam.

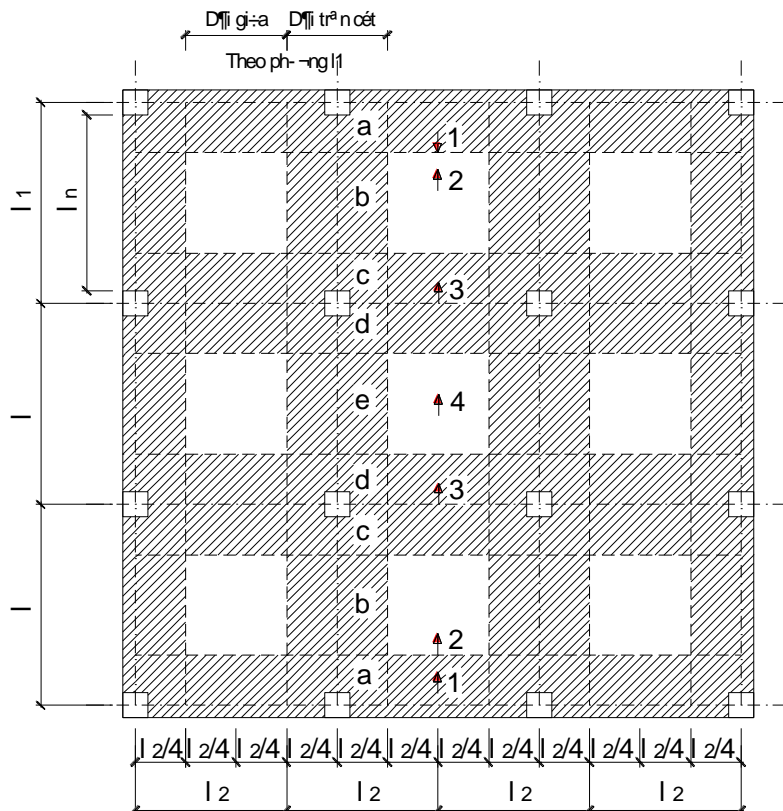
CHƯƠNG II:

QUY TRÌNH TÍNH TOÁN THEO CÁC TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ:

2..1. Quy trình tính toán Tiêu chuẩn Việt Nam 5574 - 2012

2.1.1. Các Phương pháp xác định nội lực và chuyển vị trong kết cấu sàn

Hệ sàn phẳng không dầm thường được chia thành các dải trên cột và dải giữa để tính toán, theo một hay hai phương như một hệ khung phẳng hay hệ khung không gian.

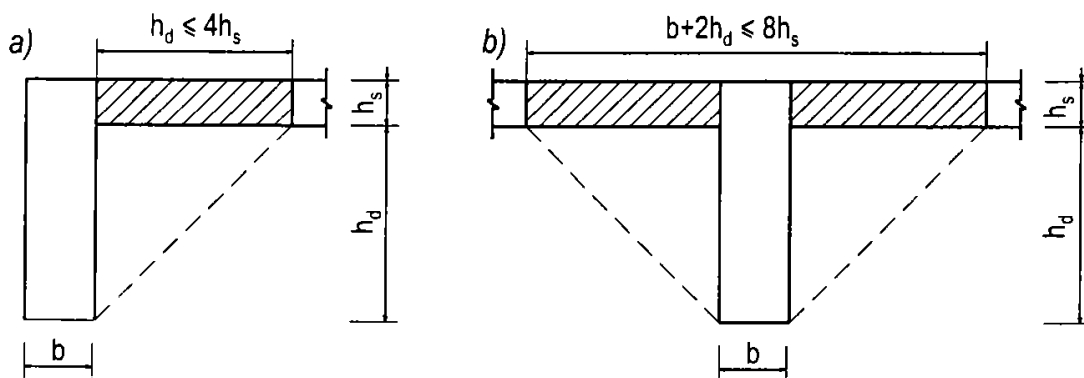


Hình 2.1. Sơ đồ phân chia các dải bản sàn

Đối với kết cấu bê tông ứng lực trước việc tính toán giai đoạn truyền ứng lực và giai đoạn chịu tác dụng ngắn hạn của các tải trọng thẳng đứng là hết sức cần thiết. Trong trường hợp này có thể sử dụng những phương pháp tính toán thực hành để xác định nội lực cho kết cấu sàn phẳng không dầm như phương pháp thiết kế trực tiếp, phương pháp khung tương đương và phương pháp cân bằng tải trọng.

Khi dùng một trong 3 phương pháp trên, việc phân chia hệ sàn không dầm thành các hệ khung, dầm liên tục cần thực hiện các yêu cầu dưới đây.

Dải trên đỉnh cột (dải cột) là dải có bề rộng về mỗi phía kể từ trục cột không nhỏ hơn $0,25l_1$ hoặc $0,25l_2$. Trong đó l_1 và l_2 là kích thước ô sàn kể từ trục đến trục, đi qua tim cột. Dải cột bao gồm cả dầm, khung dầm, có thể xét thêm phần sàn hai bên hay một bên như dầm chữ T và chữ L (hình 2.2)



Dải giữa bản là dải được giới hạn bởi hai dải cột, có chiều rộng lớn.

Trong trường hợp bản sàn được chia theo hai chiều trục giao nhau tạo thành từng ô bản được kê lên các dải bản trên cột và được tính toán như những bản kê thông thường.

2.1.1.1. Phương pháp thiết kế trực tiếp

Phạm vi áp dụng:

- Khi sàn có tối thiểu ba nhịp liên tục theo mỗi hướng
- Các dải trên cột, dầm có tỷ lệ chiều dài /chiều rộng không lớn hơn 2.
- Chiều dài các nhịp đều nhau hoặc không chênh nhau quá 1/3 nhịp lớn.
- Vị trí các cột có thể xô dịch không quá 10% chiều dài nhịp.
- Hoạt tải không vượt quá 1,5 lần tĩnh tải.
- Tỷ số độ cứng uốn của các tiết diện các dải có dầm theo hai phương không nhỏ hơn 0,2 hoặc không lớn hơn 5,0

Các giá trị momen gối và momen nhịp được xác định như sau:

$$M_0 = \frac{ql_2l_n^2}{8} \quad (2-1)$$

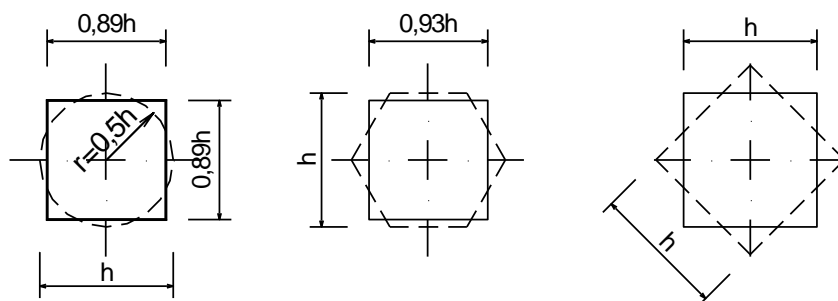
Trong đó: $q = 1,1g + 1,2p$

g – tải trọng bản thân

p – hoạt tải tiêu chuẩn

l_n – nhịp thông thủy giữa các mép cột, mũ cột, công xon hoặc tường nhưng giá trị này không được nhỏ hơn 0,65l

- Gối tựa là cột tiết diện tròn tròn hoặc đa giác đều có thể quy đổi về tiết diện vuông tương đương theo diện tích (hình 2.3)



Hình 2.3. Quy đổi các tiết diện tròn, đa giác về tiết diện vuông

Tổng mômen tính toán M_0 xác định theo (2.1) được phân phối như sau:

Đối với các tiết diện ở các nhịp bên trong của dải trên cột, hình (2.4)

- Mômen âm tại tiết diện mép cột: $M_D = M_G = M_H = -0,65.M_0$

- Mômen dương giữa nhịp lấy bằng $M_E = 0,35.M_0$

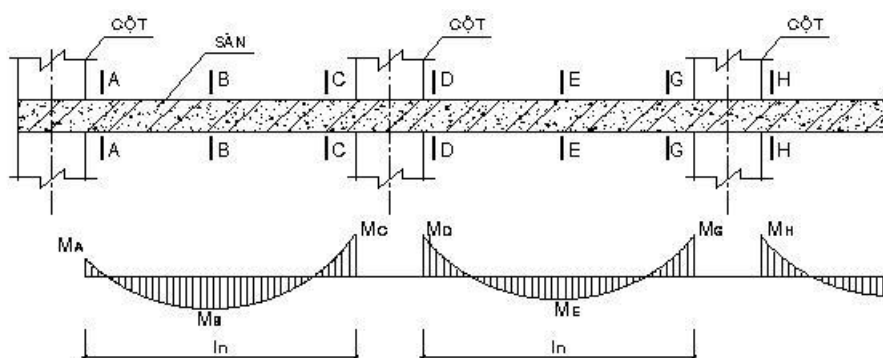
Đối với các tiết diện ở các nhịp bên trong dải giữa nhịp (hình 2.1)

- Mômen âm $M_3 = -0.25M_0$, mômen dương $M_4 = 0,45M_0$

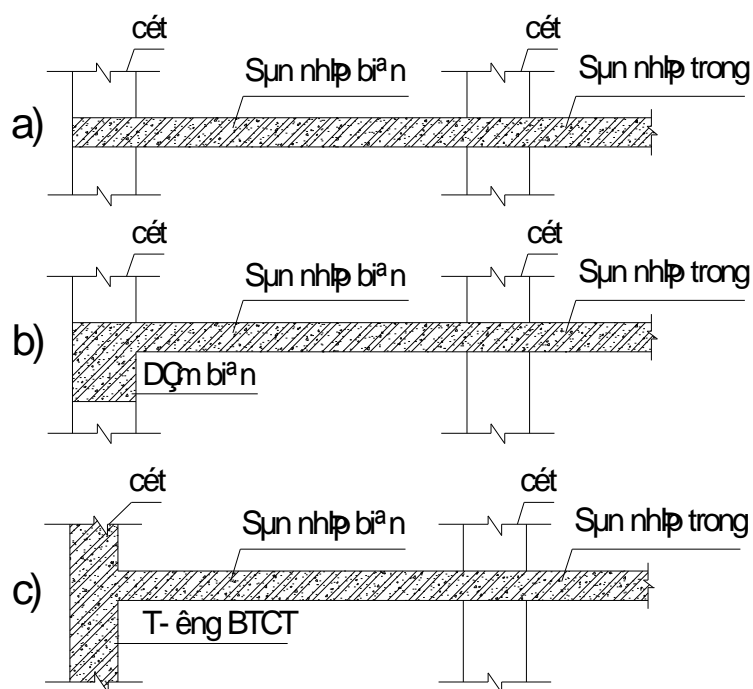
- Mômen nhịp biên $M_1 = -0,15M_0$, mômen dương $M_2 = 0,35M_0$

Đối với các nhịp biên dải trên cột mômen tổng M_0 được phân phối cho 3 tiết diện tại cột biên là M_A mang dấu (-), mômen nhịp M_B mang dấu (+) và mômen âm tại mép trái gối tựa đầu tiên M_C theo các hệ số cho trong bảng 2.1

Tương tự như trên có thể tiến hành phân phối mômen cho các dải theo phương L_2 nhưng với giá trị mômen $M_0 = a l_1^2 / 8$ và $l_n \geq 0,65l_2$



Hình 2.4. Biểu đồ mômen âm và mômen dương tại các tiết diện



Hình 2.5 (a,b,c): Sơ đồ gối tựa biên cho sàn phẳng không dầm

**Bảng 2.1. Hệ số phân phối các mômen M_A , M_B , M_C
Tại nhịp biên dài trên cột**

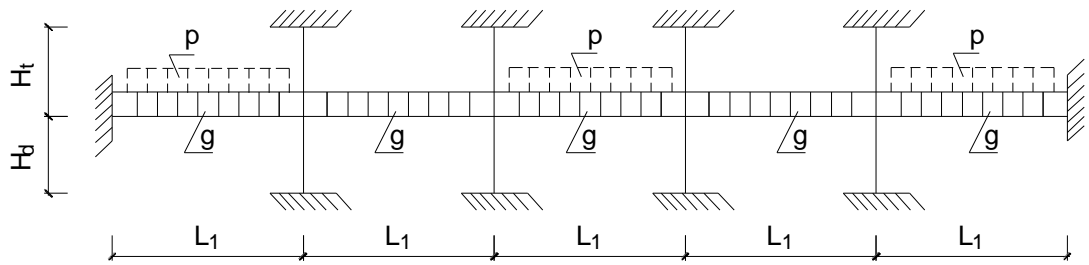
Gối tựa	Sàn trên cột	Sàn trên dầm	Sàn ngàm vào tường BTCT
Sơ đồ trên hình (2.5)	(1)	(2)	(3)
Mômen âm mép gối biên M_A	0,26	0,30	0,65
Mômen nhịp dương M_B	0,52	0,50	0,35
Mômen âm M_C	0,70	0,70	0,65

2.1.1.2. Phương pháp khung tương đương

Phương pháp khung tương đương là hệ khung phẳng hay khung không gian với các thanh ngang là các dải bản tương đương nên có thể tính toán bằng sự trợ giúp các phần mềm tính toán kết cấu chuyên dụng.

Có thể không nhất thiết phải tính theo hệ khung không gian thay vì tính hai hệ khung phẳng riêng biệt theo hai phương.

Hệ sàn tính theo phương pháp khung tương đương chỉ xét tới độ cứng của cột tầng trên và tầng dưới kề nó. Các cột được giả thiết ngàm chặt vào sàn trên và sàn dưới của sàn đang xét (hình 2.6)



Hình 2.6. Sơ đồ chất tải trong khung tương đương

Dầm khung tương đương là được lấy như sau:

- Khi sàn phẳng không dầm có hoặc không có bản mũ cột, chiều rộng dầm tương đương cho mỗi phương lấy bằng khoảng cách l_1 và l_2
- Khi có dầm bản rộng lấy bằng chiều rộng dầm
- Chiều cao cột khung lấy bằng chiều cao tầng nhà tương ứng.
- Tải trọng sử dụng (hoạt tải – p) cần được sắp xếp trên các nhịp khung theo các trường hợp bất lợi nhất và các cặp nội lực bất lợi tại các dải dầm trên cột để tính toán.
- Không dùng sơ đồ khung tương đương để tính sàn chịu tải trọng ngang.

2.1.1.3. Phương pháp cân bằng tải trọng

- Lực căng tính toán trong cốt thép ứng lực trước được xác định như sau:
- + Cho phương thứ nhất

$$P_1 = \frac{q^{td} \cdot l_1^2}{8Z_1} \quad (2-2)$$

Xác định được giá trị tải trọng tương đương phân bố đều cho từng dầm hay bản có đường cong cáp hướng về một phía trên hay dưới theo công thức:

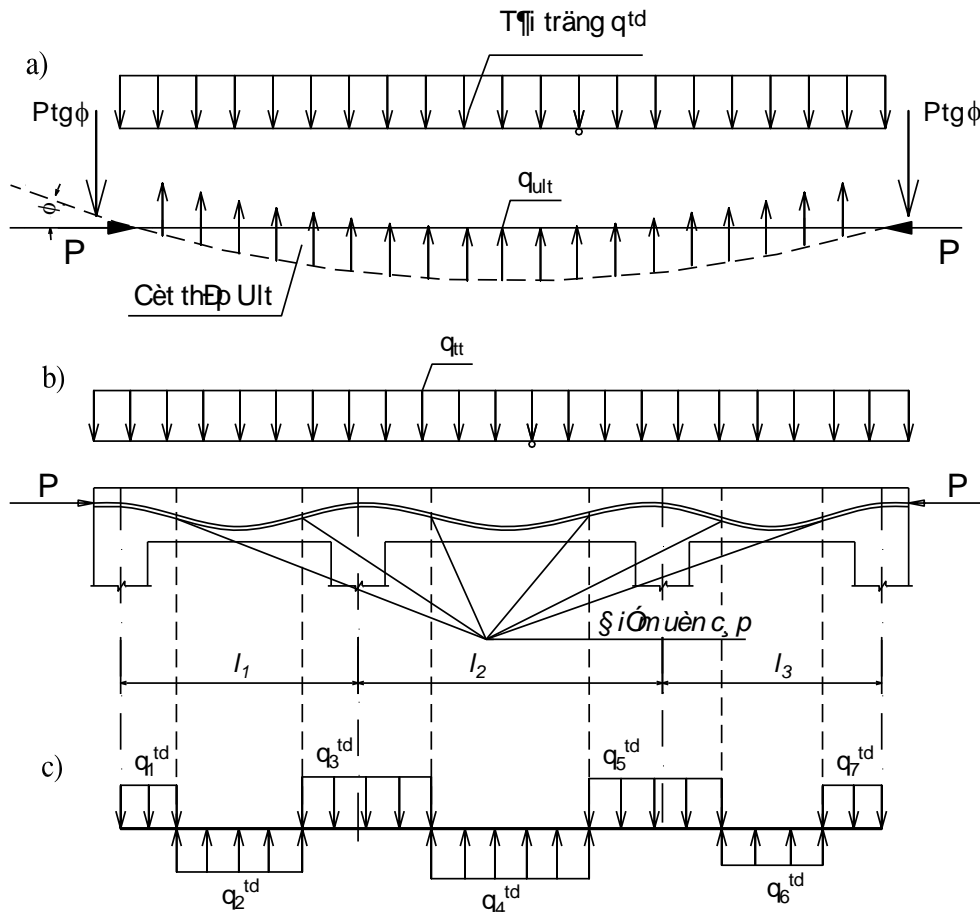
$$q_1^{td} = \frac{8P_1Z_1}{l_1^2} \quad (2-3)$$

+ Tương tự như trên ta có:
$$P_2 = \frac{q^{td} \cdot l_2^2}{8Z_2} \quad (2-4)$$

$$q_2^{td} = \frac{8P_2Z_2}{l_2^2} \quad (2-5)$$

Trong các công thức (2.2 đến 2.5):

P_1, P_2 – tổng lực nén trước nằm trong dải



Hình 2.7. Sơ đồ xác định tải trọng tương đương

a) Cho dầm đơn; b) Đường cong uốn cáp trong dầm khung hoặc

Trong dải bản sàn nhiều nhịp; c) Sơ đồ tính toán theo tải trọng tương đương

$$P_1 = n_1 P_0 \text{ và } P_2 = n_2 P_0 \quad (2-6)$$

Ở đây: n_1, n_2 – Số lượng cột căng trong dầm, trong từng dải bản tương ứng với từng phương tính toán trên mặt bằng sàn:

P_0 – Lực nén trước trong từng cột căng

Z_1, Z_2 – Độ lệch tâm tính toán của cốt thép ứng lực trước tương ứng theo phương thứ nhất và thứ hai kể từ trọng tâm cột căng đến đường trọng tâm tiết diện quy đổi;

L_1, l_2 – nhịp tính toán của sàn theo phương thứ nhất và thứ hai

Q^{td} – tải trọng tính toán tương đương

2.1.14. Phương pháp phần tử hữu hạn

Hiện nay, với sự phát triển của công nghệ thông tin và các phần mềm tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn, Các phần tử này được liên kết

với nhau bằng các điểm gọi là nút. Kết cấu liên tục được chia thành một số hữu hạn. Các miền hoặc các kết cấu con được gọi là phần tử hữu hạn, chúng có dạng hình học và kích thước khác nhau, tính chất vật liệu được giả thiết không thay đổi trong mỗi phần tử nhưng có thể thay đổi từ phần tử này sang phần tử khác.

Phần tử hữu hạn được phân phối với nhau để đưa đến một lời giải tổng thể cho toàn hệ. Phương trình cân bằng của toàn hệ kết cấu được suy ra bằng cách phối hợp các phương trình cân bằng của các phần tử hữu hạn riêng rẽ sao cho vẫn đảm bảo được tính liên tục của toàn bộ kết cấu. Cuối cùng, căn cứ vào điều kiện biên, giải hệ phương trình cân bằng để xác định giá trị các thành phần chuyển vị. Dùng để tính ứng suất và biến dạng.

2.1.2. Xác định chiều dày sàn

2.1.2.1. Hệ dầm sàn phẳng:

Chiều dày bản sàn có dầm làm việc theo một hay hai phương lấy theo tỷ lệ $h_s = (1/30-1/40)l$, ở đây l chiều dài cạnh bản sàn đồng thời:

- Không nhỏ hơn 18cm cho khẩu độ 6-8m
- Không nhỏ hơn 22cm cho khẩu độ 9-12m cho tầng điển hình và 25cm cho sàn tầng hầm, nhà để xe

Sàn có dầm bản rộng ($h_d/b_b < 0,5$) thường dùng cho lưới cột 9-12m chịu lực theo một hoặc 2 phương với các kích thước:

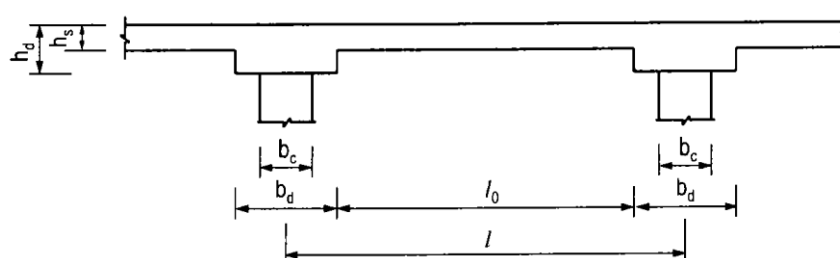
Chiều rộng dầm: $b_d = (0,25-0,50)l$

Chiều cao dầm $h_d = (1/20-1/25)l$

Chiều dày bản sàn còn lại lấy: $h_s = (1/25-1/30)l_0$

l - khoảng cách từ tim đến tim cột

l_0 - khoảng cách thông thủy giữa 2 mép dầm



2.1.2.2. Hệ sàn không dầm có mũ cột:

Thường dùng cho lưới cột có tỷ lệ cạnh $l_2/l_1 \leq 1,5$

Kích thước mũ cột cần thỏa mãn điều kiện chọc thủng sau:

$$Q \leq 0,75R_{bt}bh + 0,8.(R_{sw}A_{sw} + R_{s,inc}A_{s,inc} \sin 45_0)$$

ở đây: R_{sw} ; $R_{s,inc}$ tương ứng là cường độ tính toán cốt đai và cốt xiên

A_{sw} ; $A_{s,inc}$ tương ứng là tổng diện tích cốt đai và cốt xiên

b - chu vi trung bình của tháp chọc thủng xác định như sau:

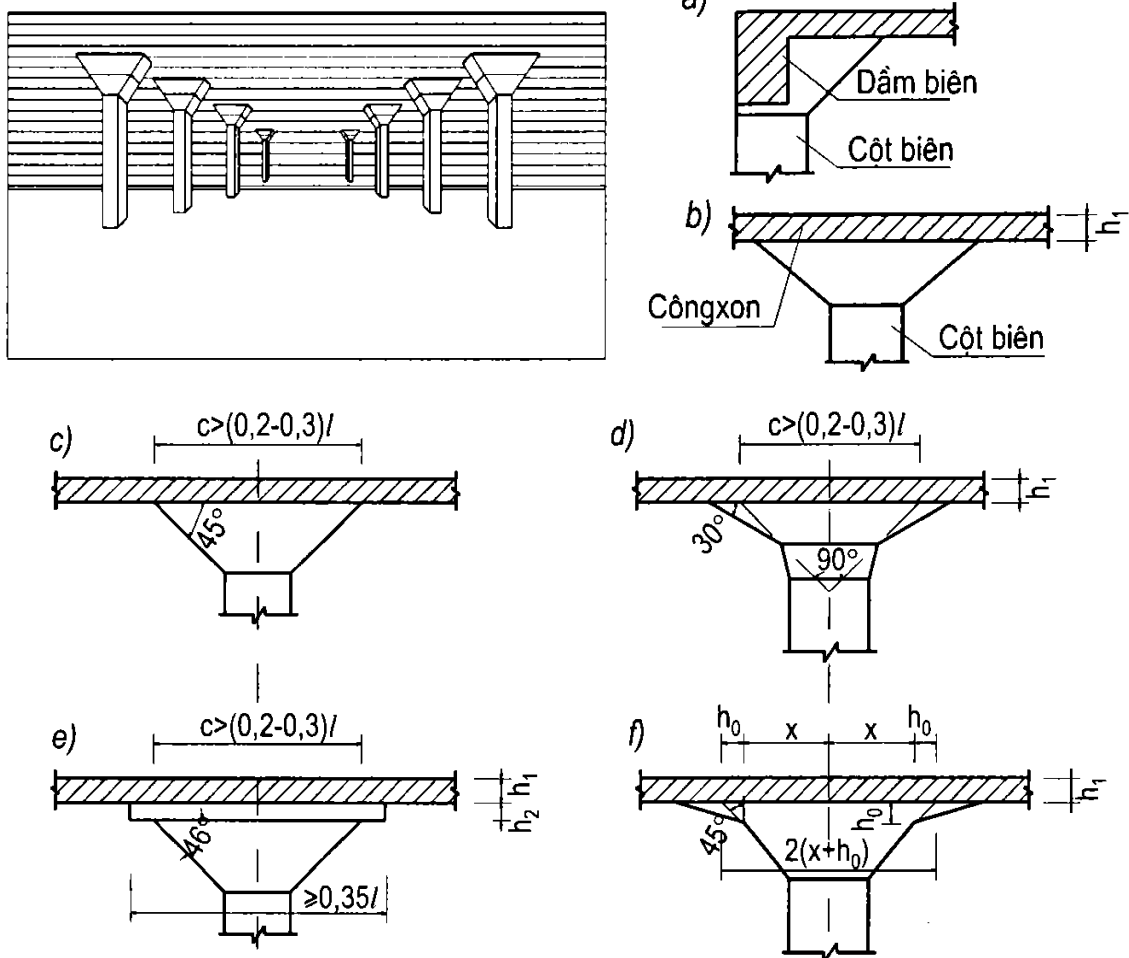
$$b = 4 x (x + y + h_0)$$

$$Q = q x [l_1 x l_2 - 4x(x+h_0)(y+h_0)]$$

Trong đó: h_0 – chiều cao tính toán

Q – tổng tải trọng phân bố đều trên sàn

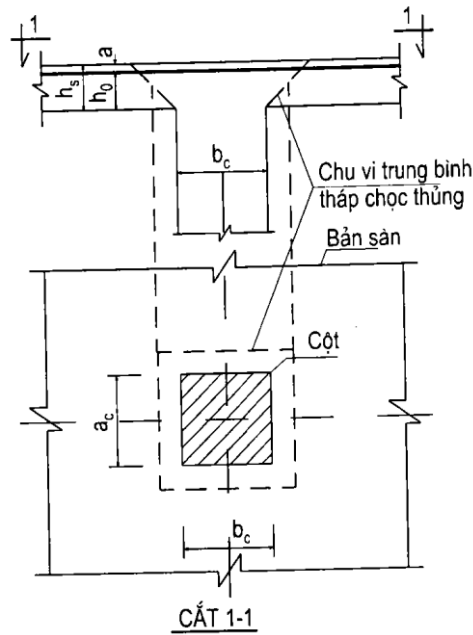
l_1 ; l_2 kích thước lưới cột



2.1.2.3. Hệ sàn phẳng không dầm:

Xác định theo điều kiện chọc thủng theo công thức

$$Q \leq 0,75R_{bt}bh_0 + 0,80R_{sw}A_{sw}$$



Sơ đồ tính toán chọc thủng sàn không dầm

Trong đó:

$R_{sw}; A_{sw}$ – là khả năng chống cắt của toàn bộ cốt đai cắt ngang các mặt tháp chọc thủng

R_{bt} – cường độ chịu kéo tính toán của sàn

b- chu vi trung bình của tháp chọc thủng xác định theo

$$b = 2 \times (a_c + b_b + 2h_0)$$

$$h_0 = h_s - a$$

h_s – chiều dày sàn

a – khoảng cách từ mép trên sàn tới trọng tâm cốt thép chịu kéo

$a_c; b_c$ – kích thước tiết diện cột đỡ sàn

2.1.3. Lực ứng suất trước

2.1.3.1. Lực ứng suất trước

Giá trị lực ứng suất trước ban đầu $P_{m0}(x)$ (tại thời điểm $t=t_0$) đặt vào bê tông ngay sau khi căng và neo (căng sau) tìm được từ lực căng P_{max} tại thời điểm căng trừ đi các tổn thất tức thời $\Delta P_i(x)$ và không lớn hơn giá trị sau đây:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (2-34)$$

Trong đó:

$\sigma_{pm0}(x)$ - là ứng suất trong thanh căng ngay sau khi căng

Khi xác định các tổn thất tức thời $\Delta P_i(x)$, phải xét đến

- Các tổn thất do biến dạng đàn hồi của bê tông ΔP_{el} .
- Các tổn thất do chùng ngắn hạn của cốt thép ΔP_r .
- Các tổn thất do ma sát $\Delta P_\mu(x)$

Giá trị trung bình của lực ứng suất trước $P_{m,t}(x)$, phải bổ sung cho các tổn thất tức thời nêu trên phải xét đến các tổn thất ứng suất trước theo thời gian $\Delta P_{c+s+r}(x)$ do co ngót và từ biến của bê tông và do chùng dài hạn của thép ứng suất trước, và $P_{m,t}(x) = p_{m_0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$

2.1.3.2. Lực ứng suất trước tối đa

Lực đặt lên thanh căng P_{max} (là lực tác động lên đầu thanh căng khi kéo căng) phải không được lớn hơn giá trị sau:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (2-34)$$

Trong đó

A_p – là diện tích tiết diện ngang của thanh căng

$\sigma_{p,max}$ - là ứng suất tối đa đặt lên thanh căng

$$\sigma_{p,max} = \min(0,8f_{pk}; 0,9f_{p0,1k})$$

f_{pk} – là cường độ chịu kéo đặc trưng của cáp ứng lực trước

$f_{p0,1k}$ – là ứng suất đặc trưng tại biến dạng dư 0,1% của cáp ứng lực trước

Cho phép vượt ứng suất nếu lực kích được đo chính xác đến $\pm 0,5\%$ giá trị cuối cùng của lực ứng suất trước. Trong trường hợp đó lực ứng suất trước tối đa P_{max} có thể tăng lên đến $k_3 \cdot f_{p0,1k}$.

2.1.3.3. Giới hạn ứng suất trong bê tông

Cường độ tối thiểu $f_{cm}(t)$ tại thời điểm t phải bằng $k_4[\%]$

Giữa cường độ tối thiểu và cường độ bê tông quy định với bê tông đã có toàn bộ ứng suất trước, ứng suất trước có thể nội suy giữa $k_5[\%]$ và 100% của toàn bộ ứng suất trước.

Ứng suất nén bê tông trong kết cấu do lực ứng suất trước và các tải trọng khác sinh ra tại thời điểm căng hoặc buông ứng suất trước phải được giới hạn

$$\sigma \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (2-35)$$

Trong đó

$F_{ck}(t)$ – là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông tại thời điểm t khi chịu lực căng trước.

Đối với cấu kiện căng trước, ứng suất tại thời điểm truyền ứng suất trước có thể tăng lên thành $k_6f_{ck}(t)$ nếu có thể điều chỉnh ứng suất bằng thí nghiệm nhằm tránh vết nứt dọc.

2.1.3.4. Tải trọng cân bằng

Cân bằng tải trọng là quan niệm coi ULT là một loại tải trọng nhằm cân bằng với một phần tải trọng sử dụng tác dụng lên kết cấu. Phương pháp này được T.Y.Lin (1963) đề xuất và phát triển. Xét một đoạn dầm có quỹ đạo cáp parabol. Phương trình của cáp là:

2.1.4. Xác định các tổn hao ứng suất.

2.1.4.1. Giá trị giới hạn của ứng suất trước:

σ_{sp} và σ'_{sp} tương ứng trong cốt thép căng S và S' , chưa kể đến những tổn hao cần được chọn với độ sai lệch p sao cho thỏa mãn các điều kiện sau

$$\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + p \leq R_{s,ser} \quad (2-36)$$

$$\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - p \geq 0,3R_{s,ser} \quad (2-37)$$

Trong trường hợp căng bằng cơ học: $p = 0,05\sigma_{sp}$

Trong trường hợp không có số liệu về công nghệ chế tạo kết cấu, giá trị σ_{sp} và σ'_{sp} lấy bằng 700MPa đối với thép cán nóng và 550MPa

Đối với thép sợi bị uốn, ứng suất không được vượt quá $0,85R_{s,ser}$.

2.1.4.2. Các tổn hao ứng suất trong cốt thép căng

Theo công nghệ căng sau gồm các tổn hao ứng suất sau đây:

2.1.4.2.1. Tổn hao do chùng ứng suất trong cốt thép σ_1

+ Đối với cốt thép sợi

$$\sigma_{ch} = (0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1)\sigma_{sp} \quad (2-38)$$

+ Đối với cốt thép thanh:

$$\sigma_{ch} = 0,1\sigma_{sp} - 20 \quad (2-39)$$

Ở đây: σ_{sp} , MPa được lấy không kể đến tổn hao ứng suất. Nếu giá trị tổn hao tính được mang dấu (-) thì lấy bằng giá trị bằng 0.

2.1.4.2.2. Tổn hao do chênh lệch nhiệt độ, σ_t

Tổn hao do chênh lệch nhiệt độ không dùng trong công nghệ căng sau nên khi căng trên bê tông $\sigma_t = 0$

2.1.4.2.3. Tổn hao ứng suất do biến dạng của neo đặt ở thiết bị căng

Xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{neo} = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_{sp} \quad (2-40)$$

Trong đó: Δl_1 - biến dạng của eecu hay các bản đệm giữa các neo và bê tông lấy bằng 1mm

Δl_2 - biến dạng của neo hình côn, eecu, lấy bằng 1mm

l - chiều dài cốt thép căng (một sợi) hoặc cấu kiện mm

2.1.4.2.4. Tổn hao ứng suất do ma sát của cốt thép với thành ống

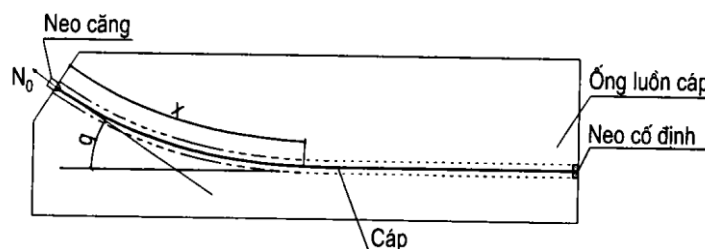
$$\sigma_{ms} = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\varpi\chi + \delta\theta}} \right) \quad (2-41)$$

Trong đó: e - cơ số logarit tự nhiên

δ, ϖ : Hệ số xác định theo bảng (2.3)

χ - chiều dài của cốt thép tính từ thiết bị căng đến diện tích tính toán (m), hình (2.11)

θ - tổng góc chuyển hướng của trục cốt thép, radian, khi có nhiều góc chuyển hướng cốt thép góc θ lấy bằng tổng các góc này



Hình 2.11.

Bảng 2.3. Các hệ số δ, ϖ để tính tổn hao ứng suất

Đặc tính kết cấu	Cốt thép căng	Hệ số ϖ (1/m)	Hệ số δ (1/rad)
Cốt thép kéo căng trong ống thép trơn sóng	- Bó sợi thép	0,0033-0,0049	0,15 – 0,25
	- Cốt thép xoắn	0,0016-0,0066	0,15 – 0,25
	- Thanh thép	0,0003-0,0020	0,08-0,30
Cốt thép kéo căng trong vỏ bọc bằng chất dẻo	- Bó sợi thép	0,0033-0,0066	0,05-0,15
	- Cốt thép xoắn	0,0033-0,0066	0,05-0,15
Cốt thép kéo căng trong vỏ bọc bằng chất dẻo có bôi trơn	- Bó sợi thép	0,0015	0,05-0,15
	- Cốt thép xoắn	0,0010-0,0066	0,05-0,15

2.1.4.2.5. Tổn hao ứng suất của cốt căng sau:

Được xác định theo công thức như sau:

$$\sigma_{lgh} = n \frac{\Delta l}{l} E_{sp} \quad (2-41)$$

Trong đó:

n – số lượng khe nối giữa các cấu kiện, kết cấu và thiết bị khác theo chiều dài cốt căng;

Δl - Biến dạng ép sát tại mỗi khe

+ Với khe được nhồi bê tông, lấy $\Delta l = 0,3\text{mm}$

+ Với khe ghép trực tiếp, lấy $\Delta l = 0,5\text{mm}$

l – Chiều dài cốt căng

2.1.4.2.6. Tổn hao do từ biến của bê tông:

Xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{tb} = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \quad (2-42)$$

$$\sigma_{tb} = 300 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} > 0,75 \quad (2-43)$$

Trong đó: α - hệ số, lấy bằng 1 với bê tông khô tự nhiên

2.1.4.2.7. Tổn hao do ép cục bộ bề mặt bê tông σ_{ep}

Do cốt căng có dạng đai xoắn hay đai tròn khi kết cấu có đường kính nhỏ hơn 3m, chỉ xét đến trường hợp căng sau – căng trên bê tông

$$\sigma_{ep} = 70 - 0,22d_{ext} \quad (2-44)$$

Trong đó: d_{exl} – đường kính ngoài của kết cấu, cm

2.1.4.2.8. Tổn hao do co ngót của bê tông σ_{co}

Lấy theo bảng 2.4

Bảng 2.4. Tổn hao ứng suất do co ngót của bê tông

Loại và Mác bê tông	Trị số σ_{co} MPa ứng với		
	Trường hợp căng trên bề		Trường hợp căng trên bề bê tông
	Bê tông khô cứng tự nhiên	Bê tông được dưỡng hộ nhiệt	
Bê tông nặng	40	35	30
B35 và thấp hơn B40	50	40	35
B45 và lớn hơn	60	50	40

2.1.4.3. Tổng tổn hao ứng suất:

Các tổn hao ứng suất được chia thành 2 nhóm:

- Nhóm thứ nhất σ_{11} : xảy ra trong quá trình chế tạo cấu kiện
- Nhóm thứ hai: σ_{12} : xảy ra khi kết thúc ép bê tông

Khi căng trước:
$$\sigma_{11} = \sigma_{\text{ch}} + \sigma_t + \sigma_{\text{neo}} + \sigma_{\text{ms}} + \sigma_{\text{kh}} + \sigma_{\text{tbn}} \quad (2-45)$$

$$\sigma_{12} = \sigma_{\text{tb}} + \sigma_{\text{ep}} \quad (2-46)$$

Khi căng sau:
$$\sigma_{11} = \sigma_{\text{neo}} + \sigma_{\text{ms}} \quad (2-47)$$

$$\sigma_{12} = \sigma_{\text{cn}} + \sigma_{\text{tb}} + \sigma_{\text{ep}} \quad (2-48)$$

Tổng tính toán tổn hao ứng suất $\sigma_{11} + \sigma_{12}$ không được lấy nhỏ hơn 100MPa. Tổn hao ứng suất do co ngót và từ biến của bê tông cần kể đến các yếu tố sau

Nếu biết trước thời gian chất tải của công trình thì giá trị σ_{cn} được nhân với hệ số β xác định theo công thức sau nhưng không lớn hơn 1

$$\beta = \frac{\Delta_t}{100 + 3t} \quad (2-49)$$

t – thời gian tính bằng ngày, khi tính σ_{cn} - kể từ lúc kết thúc đổ bê tông, khi tính σ_{tb} - kể từ lúc nén bê tông

Trị số ứng suất trước trong cốt thép căng dùng trong tính toán cần được nhân với hệ số chính xác khi căng γ_{sp}

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma \quad (2-50)$$

Trong đó: $\Delta\gamma = 0,1$ cho trường hợp tạo ứng suất trước bằng cơ học ($\Delta\gamma = 1,1$); dấu cộng “+” được lấy khi có ảnh hưởng bất lợi của ứng suất trước

$$\gamma_{sp} = 1$$

Trị số ứng suất trước σ_{sp} và trong cốt thép thường σ_s được xác định tùy theo giai đoạn tính toán có kể đến các tổn hao ứng suất tương ứng.

Với ứng suất trong cốt thép căng:

- Ở giai đoạn nén bê tông kể đến tổn hao σ_{11}
- Ở giai đoạn sử dụng kể đến tổn hao σ_{11} và σ_{12}

Với cốt thép thường:

- Ở giai đoạn nén bê tông kể đến hao tổn σ_{tbn}
- Ở giai đoạn sử dụng kể đến hao tổn $\sigma_{tbn} + \sigma_{cn} + \sigma_{tb}$

2.1.5. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1 và TTGH 2

2.1.5.1. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1

Trạng thái giới hạn thứ nhất, thực hiện theo các trường hợp:

Kết cấu chịu tác dụng của tải trọng R_n , R_{bt} được nhân với hệ số $\gamma_{b2} = 0,9$

Kết cấu chịu tác dụng của tất cả các tải trọng $\gamma_{b2} = 1,1$

*** Tính với tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện chịu uốn**

Phương trình cân bằng hình chiếu:

$$R_s A_s + \gamma_{sp} R_{sp} A_{sp} - R_b x b - R_s^s A_s' - \sigma_{sp}' A_{sp}' \quad (2-51)$$

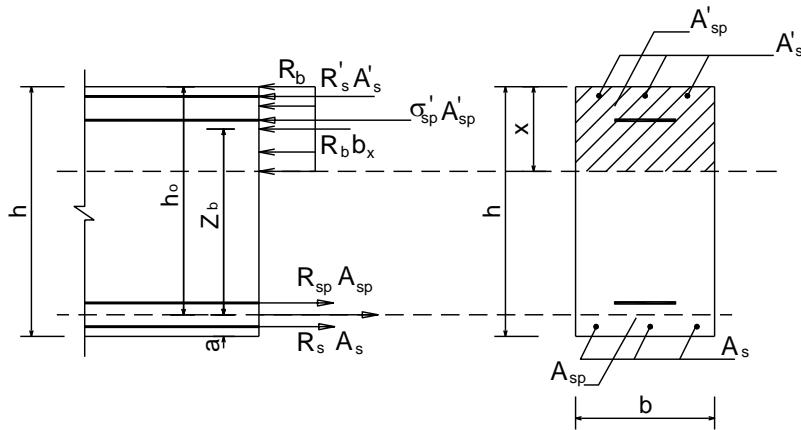
Phương trình cân bằng mômen:

$$M \leq R_b x b Z_b + R_s^s A_s' (h_0 - a') + \sigma_{sp}' A_{sp}' (h_0 - a_{sp}') \quad (2-52)$$

Trong đó: $\sigma_{sp}' = 400 - \gamma_{sp} \sigma_h'$ (MPa) (2-53)

γ_{sp} hệ số chính xác lấy bằng 1,1

R_s ; R_s' , R_{sp} – được tra bảng



Hình 2.12. Tiết diện chữ nhật của cầu kiện bê tông ứng lực trước

$$\sigma_1 = \sigma_{11} + \sigma_{12} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms} + \sigma_{co} + \sigma_{tb}$$

Với $\sigma'_{sp} = 0$ và $\sigma_s \neq 0$

Chiều cao vùng nén phải thỏa mãn: $x \leq \xi_R h_0$

Trong đó: $h_0 = h - a$ và ξ_R xác định như sau

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (2-54)$$

Trong đó: $\omega = \alpha - 0,008R_b$

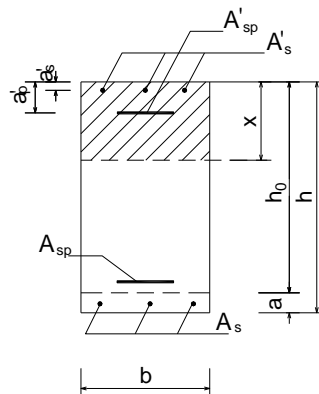
α - được lấy như sau: Bê tông nặng bằng 0,85

R_b - Tính bằng MPa

σ_{sR} - xác định như sau

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} \text{ (MPa)} \quad (2-55)$$

***Tiết diện chữ nhật chịu uốn**



Hình 2.13. Tiết diện chữ nhật của cầu kiện bê tông ứng lực chịu uốn

Tính toán cấu kiện tiết diện chữ nhật ở vùng kéo và nén thực hiện theo

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R'_s A'_{sp} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_0} \quad (2-56)$$

Nếu $\xi_1 \leq \xi_R$ thì điều kiện đảm bảo cường độ của tiết diện là:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \quad (2-57)$$

Trong đó:

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b} \quad (2-58)$$

Hệ số: γ_{s6} ; được xác định như sau:

$$\gamma_{s6} = \frac{2\eta - 1 + 2(\eta - 1)\alpha_c / \xi_R}{1 + 2(\mu - 1)(\xi_1 + \alpha_c) / \xi_R} \quad (2-59)$$

Trong đó:

$$\sigma_c = \frac{R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s}{R_b b h_0} \quad (2-60)$$

η - hệ số tùy thuộc vào cốt thép với sợi nhóm K-7 (D12-15), B-II (D5;6)

Bp-II (D4; 5) lấy bằng 1,15 và nếu thỏa mãn điều kiện $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ cường độ

tính toán R_s của cốt thép được nhân với hệ số điều kiện làm việc sau:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta \quad (2-61)$$

ở đây $\eta = 1,15$

Nếu $\xi_1 > \xi_R$ thì điều kiện đảm bảo cường độ của tiết diện là:

$$M \leq \frac{\alpha_R + \alpha_m}{2} R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \quad (2-62)$$

Trong đó: $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$; $\alpha_m = \xi_1 (1 - 0,5\xi_1)$ hoặc tra bảng

Nếu theo công thức (2-58) nhận được $x < 0$ thì cường độ của tiết diện được kiểm tra theo điều kiện sau:

$$M \leq (\eta R_s A_{sp} + R_s A_s) (h_0 - a'_s) \quad (2-63)$$

Cốt thép dọc S không có cốt thép căng ở vùng nén được chọn như sau:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (2-64)$$

Nếu: $\alpha_m \leq \alpha_R = \xi_R (1 - \frac{\xi_R}{2})$ theo tính toán không

Diện tích cốt thép không căng biết A_s được xác định công thức:

$$A_{sp} = \frac{M - R_s A_s \xi h_0}{\gamma_{s6} R \xi h_0}$$

Nếu $\alpha_m > \alpha_R$ thì cần tăng tiết diện hoặc tăng cường độ bê tông hoặc đặt thêm cốt thép thường ở vùng chịu nén

Diện tích cốt thép thường khi biết cốt thép căng được xác định theo:

$$A_{sp} = \frac{M - \sigma_{pc} A'_{sp} (h_0 - a') - \alpha R_b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (2-65)$$

Diện tích cốt thép thường lấy xấp xỉ với giá trị A_s' được tính theo công thức (2-65) thì diện tích yêu cầu của cốt thép căng ở vùng kéo được xác định

$$A_{sp} = \frac{\xi_R R_b b h_0 + \sigma_{sc} A'_{sp} + R_{sc} A'_s - R_s A_s}{R_0} \quad (2-66)$$

Trong mọi trường hợp khi đưa vào tính toán giá trị S' diện tích cốt thép căng được xác định theo công thức sau:

$$A_{sp} = \frac{\xi_R R_b b h_0 + \sigma_{sc} A'_s + R_{sc} A'_s - R_s A_s}{\gamma_{sc} R_s} \quad (2-67)$$

Trong đó đại lượng $\xi (\xi < \xi_R)$ được tra bảng phụ thuộc vào giá trị:

$$\alpha_m = M - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_s) \quad (2-68)$$

* Tiết diện chữ I và chữ T chịu uốn

Thỏa mãn điều kiện:

Chiều rộng cánh b_f' không lớn hơn 1/6 nhịp và không lớn hơn.

- Khi có sườn ngang hoặc $h_f' \geq 0,1h$
- Khi không có sườn ngang $h_f' \leq 0,1h \dots 6h_f'$
- Khi có dạng côngxon với

- + $h'_f \geq 0,1h \dots\dots 6h'_f$
- + $0,05h \leq h'_f < 0,1h \dots\dots 3h'_f$
- + $h'_f \leq 0,05h \dots\dots$ không kể đến cánh

Điều kiện tính toán

$$\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b'_f + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} \quad (2-68)$$

Việc tính toán phụ thuộc vào đại lượng sau:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_0} \quad (3.63)$$

Nếu $\xi_1 \leq \xi_R$ thì điều kiện đảm bảo cường độ chịu lực là:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{cs} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{cs} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \quad (2.69)$$

Trong ®ã:

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b} \quad (2.70)$$

γ_{s6} : được xác định theo công thức

$$\gamma_{s6} = \frac{2\eta - 1 + 2(\eta - 1) \frac{\alpha_{ov}}{\xi_R}}{1 + 2(\eta - 1) \frac{(\xi_1 + \alpha_{ov})}{\xi_R}} \quad (2.71)$$

$$\alpha_{ov} = \frac{R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A_s}{R_b b h_0}$$

Nếu $\xi_1 > \xi_R$ thì điều kiện đảm bảo chịu lực là:

$$M \leq \frac{\alpha_R + \alpha_m}{2} R_b b h_0^2 (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + s + R_{sc} A'_s (h_0 - 0,5a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p) \quad (2-72)$$

Diện tích tiết diện yêu cầu của cốt thép thường chịu nén xác định theo

$$A_s' = \frac{M - \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_p') - \alpha_R R_b b h_0^2 + R_c A_s' (b_f' - b) (h_0 - h_f')}{R_{sc} (h_0 - a_s')}$$

ở đây: $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R)$

Nếu $\xi_R < \frac{h_f'}{h_0}$ thì giá trị A_s' được xác định với tiết diện chữ nhật $b=b_f'$

* Diện tích yêu cầu cốt căng trong vùng kéo xác định như sau:

- Nếu biên nằm trong vùng kéo, tức là tuân theo điều kiện

$$M \leq R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - 0,5 a_s') + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_p') \quad (2-73)$$

Trong đó: ξ được tra bảng, công thức phụ thuộc vào giá trị

$$\alpha_m = M - R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f') - R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_p')$$

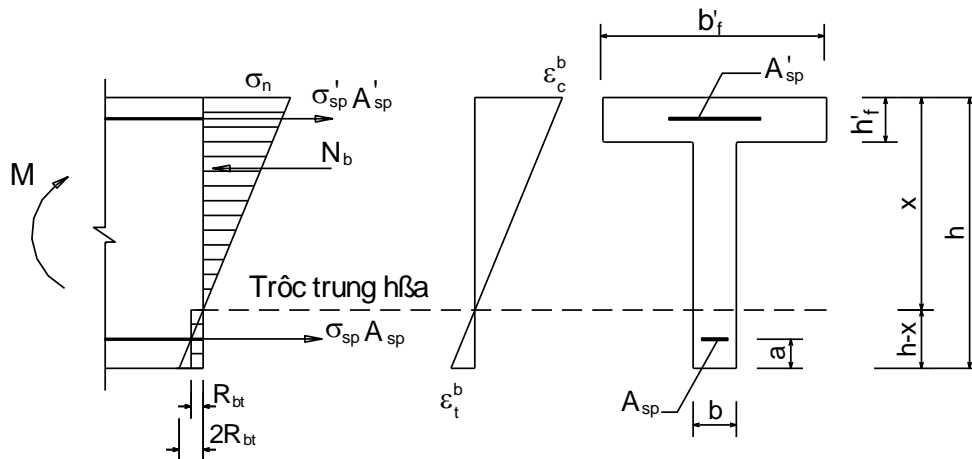
Đồng thời cũng cần đảm bảo $\xi_1 \leq \xi_R$

2.1.5.2. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 2

Biến dạng tương đối của thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng đạt giá trị

$$\varepsilon_c = \frac{2R_{bt,ser}}{E_b} \quad (2-75)$$

Ứng suất trong cốt thép căng được xác định với $\gamma = 0,9$



Hình 2.14. Sơ đồ ứng suất biến dạng của tiết diện trước khi hình thành vết nứt

* Tính toán theo sự hình thành vết nứt thẳng góc với trục cấu kiện

Điều kiện không xuất hiện vết nứt:

$$M_r \leq M_{crc} \quad (2-76)$$

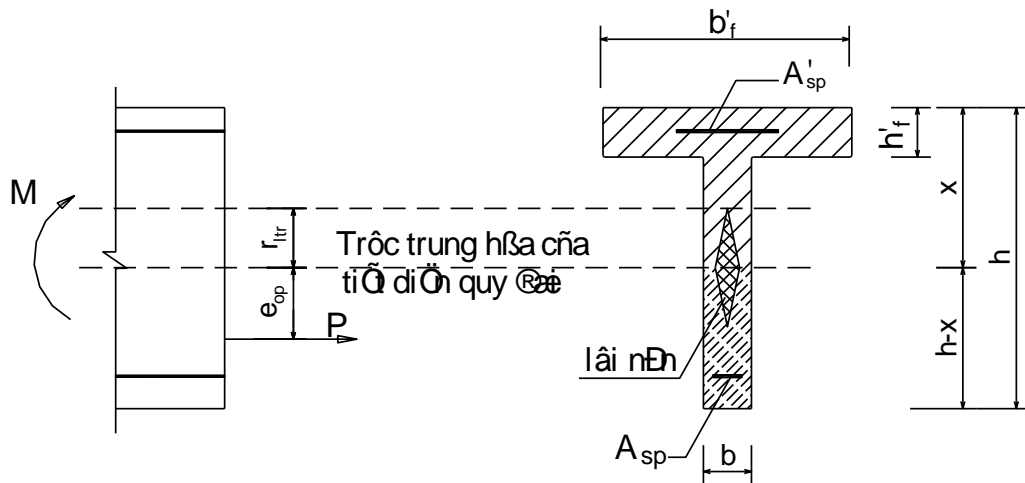
Trong đó: M_r – mômen ngoại lực đặt ở phía tiết diện đang xét
 M_{crc} – mômen kháng nứt của tiết diện trước khi nứt

$$M_{crn} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp} \quad (2-77)$$

W_{crc} xác định theo công thức:

$$W_{pl} = \frac{2(I_b + \alpha I_s + \alpha I_{a'})}{h - x_0} + S_k \quad (2-78)$$

M_{rp} – mômen do lực nén P gây ra đi qua đỉnh lõi cần kiểm tra theo:



Hình 2.15. Sơ đồ xác định mômen M_{rp}

$$M_{rp} = P(e_{op} \pm r_l) \quad (2-79)$$

r – khoảng cách từ đỉnh lõi đến trọng tâm tiết diện tương đương

e_{01} – độ lệch tâm của lực P đối với trọng tâm tiết diện tương đương

Khi xét đến biến dạng ngoài vùng đàn hồi momen kháng nứt của tiết diện có thể xác định theo công thức:

$$W'_{pl} = 0,75 W_{pl} W'_{pl} \quad (2-80)$$

$$r_y = 0,8 \frac{W_{pl}}{A_{red}} \quad (2-81)$$

*** Tính toán theo sự khép lại vết nứt thẳng góc với trục cấu kiện**

Kết cấu chịu tác dụng của toàn bộ tải trọng xác định theo công thức:

$$\sigma_s = \frac{M - P(Z_1 - e_{0p})}{(A_s + A_{sp})Z_1} \quad (2-82)$$

Z – khoảng cách từ trọng tâm tiết diện cốt thép S đến điểm đặt hợp lực trong vùng chịu nén của tiết diện bê tông nứt. ứng suất nén nhỏ hơn 600MPa

Trong đó: e_{op} – khoảng cách từ điểm đặt lực P đến trọng tâm cốt thép.

Xác định độ võng, độ võng dầm, sàn bê tông ứng lực trước

- Độ võng toàn phần của kết cấu dầm, sàn xác định với điều kiện

$$f = f_{ngh} + f_{dh} - f_v - f \quad (2-82)$$

$f_{n,ch}$ – độ võng do tác dụng của tải trọng ngắn hạn

f_{dh} – độ võng do tải trọng thường xuyên tác dụng dài hạn

f_v – độ võng do tác động tức thời của lực nén P đặt lệch tâm

$f_{v,tb}$ – độ võng do tác động biến dạng từ biến

Xác định độ võng thành phần:

* Độ võng do lực nén trục $f_v = \frac{P \cdot e_{op} \cdot l^2}{8B_v}$ (2-83)

Độ võng do từ biến: $f_{tb} = \frac{1}{\rho_{TB}} \cdot \frac{l^2}{8}$ (2-84)

ở đây: $\frac{1}{\rho_{TB}} = \frac{\epsilon_{tb} - \epsilon'_{tb}}{h_0} = \frac{\sigma_{tb} - \sigma'_{tb}}{h_0 E_{sp}}$

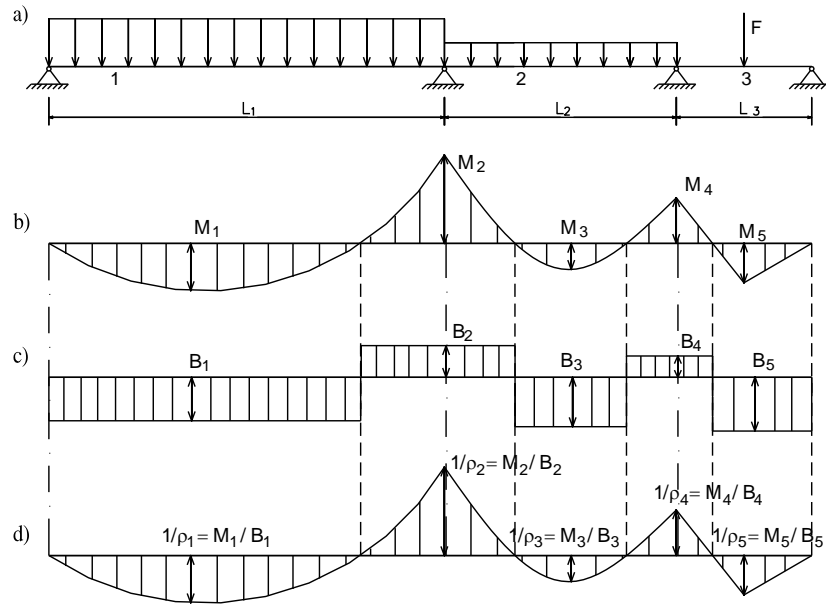
Trong đó: $\sigma_{tb}; \sigma'_{tb}$ lấy bằng tổng tổn hao ứng suất do từ biến nhanh và lâu dài

$$f_{tb} = \frac{\sigma_{rbn} + \sigma_{tb} - \sigma'_{tbn} - \sigma'_{tb}}{h_0 E_{sp}} \quad (2-85)$$

B_v – độ cứng tiết diện khi không có vết nứt được xác định theo:

$$B_v = 0,85 E_{red} \quad (2-86)$$

Độ võng: f_{ngh} và f_{dh} xác định theo công thức:



Hình 2.16. Sơ đồ xác định chiều dài tính toán trong dầm liên tục

$$f = sl_2 \frac{M}{B_i} \quad (2-87)$$

Trong đó: B_i – độ cứng tiết diện khi vết nứt xuất hiện

S – phụ thuộc vào tải trọng (tra bảng)

l – chiều dài cầu kiện, dầm đơn, hoặc khoảng cách

l_i – giữa các đoạn có mô men cùng dấu trong bản, dầm

$$B_i = \frac{h_0 \cdot Z_b}{\frac{\psi_s}{E_s (A_s + A_{sp})} + \frac{\psi_b}{(\gamma' + \xi) \nu E_b b h_0}} \quad (2-88)$$

Ở đây Z_b – cánh tay đòn nội lực ngẫu nhiên xác định theo:

$$Z_b = \left(1 - \frac{\lambda \gamma' + \varphi_2}{2(\gamma' + \varphi)} h_0\right) \quad (2-89)$$

ở đây: $\lambda = 2a'/h_0$ cho tiết diện chữ nhật và $\lambda = h_f'/h_0$ cho tiết diện chữ T

Khi $\varphi \geq h_f'/h_0$ tính cho tiết diện chữ nhật:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(L + T)}{10\mu\alpha}} \quad (2-90)$$

$$\mu = (A_s + A_{sp})/bh_0 \quad (2-91)$$

$$\alpha = \frac{E_{sp}}{E_s} \quad (2-92)$$

$$T = \gamma'' \left(1 - \frac{h_f'}{2\alpha}\right) \quad (2-93)$$

$$\gamma' = \frac{(b_f' - b)h_f' + (\alpha/v)A_{sp}'}{bh_0} \quad (2-94)$$

$$L = \frac{M_{red}}{bh_0R_b} \quad (2-95)$$

$$M_{red} = M_r + Pe_{0p} \quad (2-96)$$

$$\psi_s = 1 - \eta \frac{M_{crc}}{M - M_{loi}} \quad (2-97)$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}^i \quad (2-98)$$

$\eta = 0,8$ khi tải trọng tác động ngắn hạn

$\eta = 0,4$ khi tải trọng tác động dài hạn

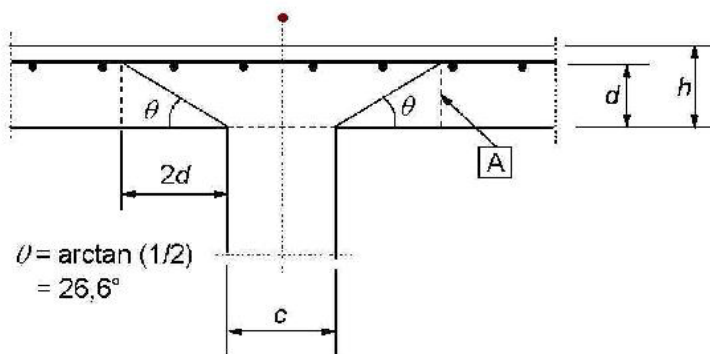
$$\psi_b = 0,9$$

2.2. Quy trình tính toán theo tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1

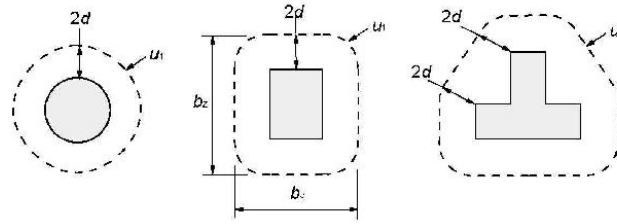
2.2.1. Xác định chiều dày sàn

2.2.1.1. Xác định chiều dày sàn theo khả năng cắt thủng:

Chu vi kiểm tra cơ bản được xác định theo sơ đồ sau:



Hình 2.3. Mặt cắt chu vi kiểm tra cơ bản A



Hình 2.4. Mặt bằng chu vi kiểm tra cơ bản coi các tiết diện cột khác nhau

Chu vi kiểm tra sơ bản u_1 thường lấy bằng $0,2d$ tính từ vùng chất tải và phải dựng chu vi này sao cho chiều dài của nó là nhỏ nhất.

Chiều cao tính toán của bản sàn thường lấy bằng:

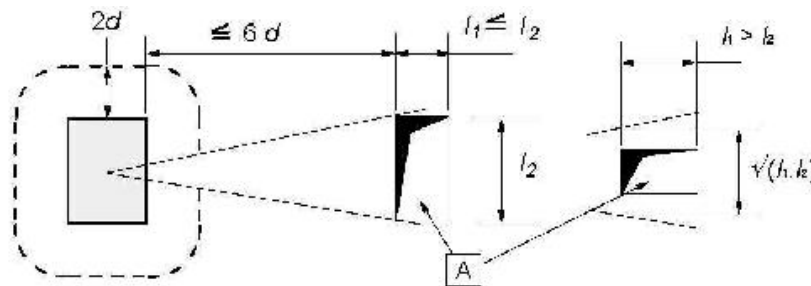
$$d_{eff} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (2-7)$$

Trong đó:

d_y và d_z là các chiều cao tính toán của bản theo hai phương vuông góc

Các chu tuyến kiểm tra tại khoảng cách nhỏ hơn $2d$ phải được xem xét khi lực tập trung ngược chiều với áo lực cao,.

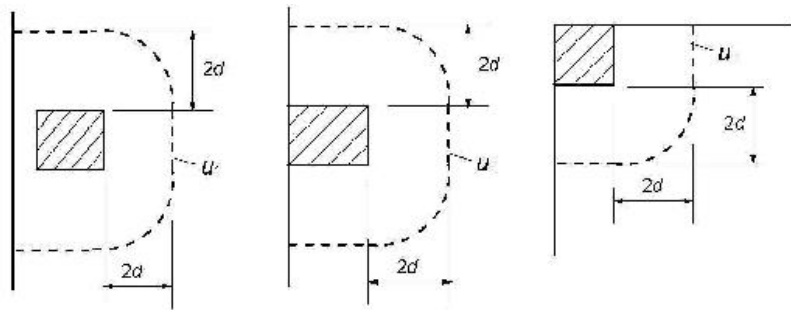
đối với vùng chất tải gần mép hay góc, chu tuyến kiểm tra phải lấy như trên hình sau, nếu chúng cho chu tuyến nhỏ hơn



Hình 2.5. Chu tuyến kiểm tra gần lỗ mở, A – lỗ mở

Đối với vùng chất tải gần mép hoặc góc, tải khoảng cách nhỏ hơn d , luôn phải bố trí cốt thép đặc biệt ở mép.

Tiết diện kiểm tra tiết diện theo các chu vi kiểm tra và mở rộng qua chiều cao tính toán d .



Hình 2.6. Các chu tuyến kiểm tra cơ bản đối với vùng chất tải biên

Đối với sàn có mũ cột hình tròn $l_H < 2h_H$, việc kiểm tra ứng suất cắt thủng chỉ yêu cầu với tiết diện kiểm tra ngoài mũ cột. Khoảng cách r_{cont} của tiết diện này tính từ tâm cột.

$$R_{cont} = 2d + l_H + 0,5c \quad (2-8)$$

Trong đó:

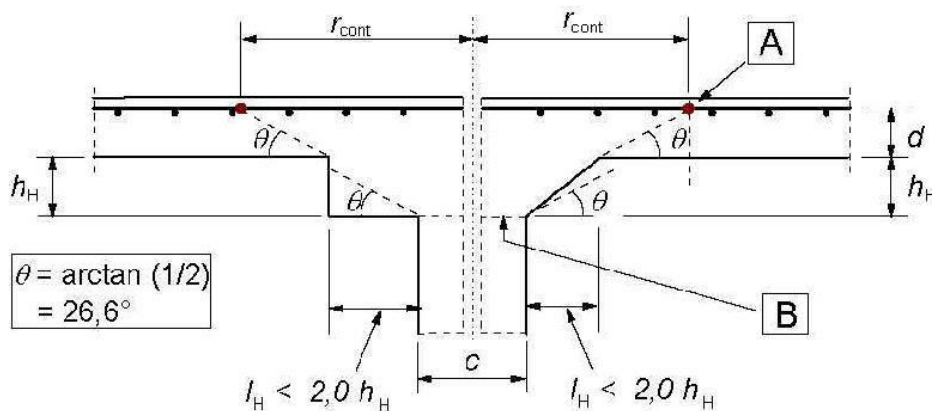
l_H – là khoảng cách tính từ mặt cột đến mép mũ cột:

c – là đường kính của cột tròn

Đối với tiết diện chữ nhật với mũ cột chữ nhật có $l_H < 2h_H$ và các kích thước tổng thể l_1 và l_2 ($l_1 = c_1 + 1l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), giá trị r_{cont} có thể lấy bằng giá trị nhỏ nhất trong hai giá trị sau:

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \quad \text{và} \quad r_{cont} = 2d + 0,69l_1 \quad (2-9)$$

Đối với bản sàn có mũ cột rộng, trong đó $l_H < 2h_H$ phải kiểm tra các tiết diện kiểm tra trong phạm vi mũ cột và trong bản sàn.



Hình 2.7. Bản sàn với mũ cột rộng

Tính toán cắt thủng

- $V_{Rd,c}$ là giá trị tính toán khả năng chịu cắt thủng của bản sàn có cốt thép chịu cắt thủng dọc theo tiết diện kiểm tra đang xét.

- $V_{Rd,max}$ là giá trị tính toán khả năng chịu cắt thủng lớn nhất của bản sàn dọc theo tiết diện kiểm tra đang xét.

Việc kiểm tra thực hiện như sau

Tại chu tuyến cột hoặc chu vi vùng chất tải, ứng suất cắt lớn nhất không được lớn hơn:

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (2-10)$$

Trong đó:

d – là chiều cao tính toán trung bình của bản sàn, có thể lấy bằng $(d_y = d_z)/2$ trong đó d_y và d_z là chiều cao tính toán theo hướng y và z của tiết diện

u_i – là chiều dài của chu vi kiểm tra đang xét;

β - được xác định bởi:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{w_1} \quad (2-11)$$

Trong đó:

u_1 – là chiều dài chu vi tiết diện kiểm tra cơ bản

k – là hệ số phụ thuộc vào tỷ số giữa kích thước cột c_1 và c_2 :

w_1 – phù hợp với sự phân bố lực cắt minh họa trên hình .. là hàm của chu

vi kiểm tra cơ bản u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (2-12)$$

dl – là số gia chiều dài chu vi;

e – là khoảng cách của dl tính từ trục tác dụng của mômen M_{Ed} .

Đối với cột tiết diện chữ nhật:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi dc \quad (2-13)$$

Trong đó:

c_1 – là kích thước cột song song với hướng lệch tâm của tải trọng;

c_2 – là kích thước cột vuông góc với hướng lệch tâm của tải trọng;

Bảng 2.2. Các giá trị k đối với cùng chất tải chữ nhật

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\leq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Đối với cột tròn bên trong, β lấy như sau:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (2-14)$$

Trong đó:

D- là đường kính của cột tròn.

Đối với cột chữ nhật bên trong chịu tải trọng lệch tâm so với cả hai trục có thể sử dụng biểu thức xấp xỉ như sau đây cho β

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (2-15)$$

Trong đó:

e_y và e_z – là độ lệch tâm M_{ed}/V_{Ed} theo trục y và z;

b_y và b_z – là các kích thước chu vi kiểm tra cơ bản.

e_y là kết quả từ mômen quanh trục z, e_z là kết quả từ mômen quanh trục y

Khi độ lệch tâm trên cả hai phương trục giao nhau, có thể các định β bằng cách sử dụng biểu thức sau đây:

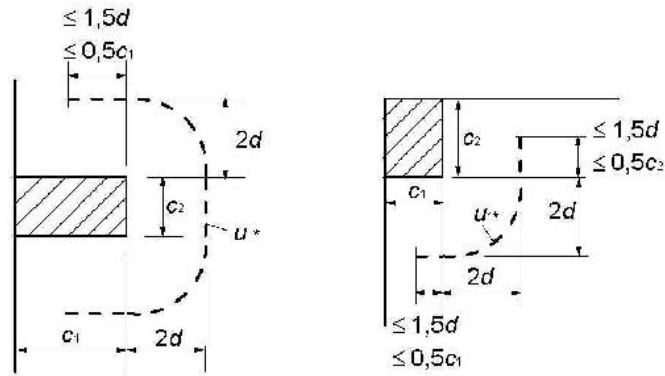
$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (2-16)$$

Trong đó:

u_{1*} - là chu vi kiểm tra cơ bản được rút ngắn

e_{par} – là độ lệch tâm song song với cạnh biên của bản sàn do mômen xoay quanh trục vuông góc với cạnh biên của bản sàn;

k – có thể xác định theo bảng 2.6 với tỷ số c_1/c_2 thay bằng $c_1/2c_2$;



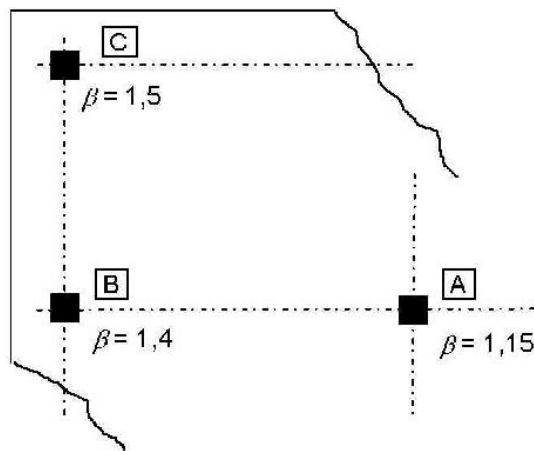
Hình 2.8. Chu vi kiểm tra cơ bản rút ngắn

Đối với cột tiết diện chữ nhật:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2 \quad (2-17)$$

Đối với cột góc, lực chọc thủng được giả thiết là phân bố đều dọc theo chu vi kiểm tra được rút ngắn u_{1*} . Giá trị β :

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (2-18)$$



Hình 2.9. Các giá trị kiến nghị đối với β

(A – Cột trong, B – Cột biên, C – Cột góc)

Đối với kết cấu có ổn định ngang không phụ thuộc vào tác động khung giữa bản sàn và cột, và khi các nhịp liền kề nhau có chiều dài không sai khác nhau quá 25%, có thể sử dụng giá trị β gần đúng như hình (2.9)

Khả năng chịu cắt thủng của bản sàn khi không có cốt thép chịu cắt

Khả năng chịu cắt chọc thủng của bản sàn phải được xác định đối với tiết diện kiểm tra theo các quy định nêu trên, xác định theo công thức sau:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (2-19)$$

Trong đó:

f_{ck} – được tính bằng MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ d tính bằng mm;}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02;$$

ρ_{1y} và ρ_{1z} - liên quan đến thép chịu kéo bám dính tương ứng theo hai phương y và z. Các giá trị ρ_{1y} và ρ_{1z} phải được tính toán như giá trị trung bình bằng cách đưa vào tính toán chiều rộng bản sàn bằng chiều rộng cột cộng với 3d mỗi phía.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2 \quad (2-20)$$

Trong đó:

σ_{cy}, σ_{cz} - là các ứng suất pháp tuyến trong bê tông tại tiết diện tới hạn theo hướng y và z (dấu dương theo chiều chịu nén);

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cy}} \text{ và } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cz}} \quad (2-21)$$

N_{Edy}, N_{Edz} – là các lực dọc cắt qua toàn bộ bước gian đối với các cột trong và lực dọc cắt qua tiết diện kiểm tra đối với các cột góc. Lực có thể là do tác động của tải trọng hay ứng suất trước;

A_c – là diện tích bê tông theo định nghĩa về N_{Ed} .

Các giá trị $C_{Rd,c}$, V_{\min} và k_1 có thể tìm thấy trong phụ lục quốc gia. Giá trị kiến nghị đối với $C_{Rd,c} = 0,8/\gamma_c$, V_{\min} cho trong biểu thức sau và $k = 1$.

$$V_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (2-22)$$

Khả năng chịu cắt thủng của bản sàn khi có cốt thép chịu cắt

Khi có yêu cầu cốt thép chịu cắt, phải tính toán theo biểu thức:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 V_{Rd,c} + 1,5(d / S_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d) \sin \alpha) \quad (2-23)$$

Trong đó:

A_{sw} – là diện tích của một chu vi cốt thép chịu cắt quanh cột.

S_r – là khoảng cách hướng tâm của chu vi cốt thép chịu cắt.

$F_{ywd,ef}$ – là cường độ tính toán của cốt thép chịu cắt thủng

$$F_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

d – là giá trị trung bình của chiều cao tính toán theo hướng vuông góc.

β - là góc giữa cốt thép chịu cắt và mặt phẳng bản sàn.

Nếu bố trí một đường các thanh thép uốn xuống, tỷ số d/S_r trong biểu thức trên có thể lấy bằng 0,67.

Liên kề với cột, khả năng chịu cắt thủng được giới hạn đến giá trị lớn nhất bằng:

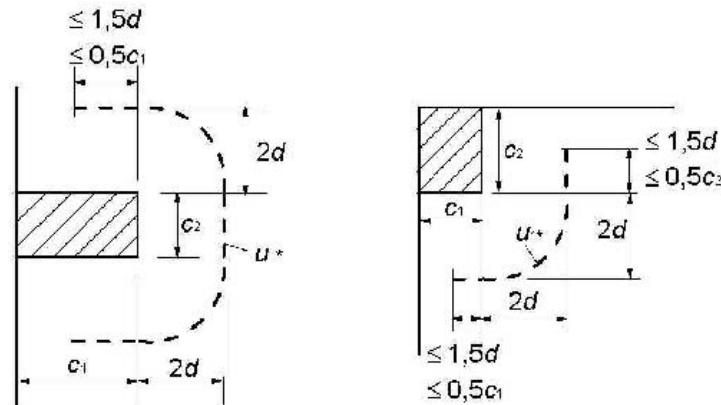
$$V_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{Rd,max} \quad (2-24)$$

Trong đó: Đối với cột trong $u_0 =$ chiều dài chu vi cột.

Đối với cột biên: $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$

Đối với cột góc: $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$

c_1, c_2 – là kích thước cột như trên hình vẽ 2.10



Hình 2.10. Chu vi kiểm tra cơ bản rút ngắn

Giá trị $V_{Rd,max}$ Giá trị kiến nghị là $0,5vf_{cd}$

Chu tuyến kiểm tra u_{our} tại vị trí không có yêu cầu cốt thép chịu cắt (hoặc $u_{out,ef}$, xem hình 2.10) phải được tính toán theo biểu thức:

$$U_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (V_{Rd,c} \cdot d) \quad (2-25)$$

Giá trị k có thể tìm thấy trong phụ lục quốc giá. Giá trị kiến nghị là 1,5

Khả năng chịu cắt thủng của bản sàn khi không có cốt thép chịu cắt:

$$V_{sd,p} = \frac{V_{eff}}{u_c d} \leq 0,9 \sqrt{f_{ck}} \quad (2-26)$$

Trong đó:

V_{eff} – là lực cắt hiệu dụng lấy như sau:

$V_{eff} = 1,15 V_{Ed}$ với cột phía trong

$V_{eff} = 1,4 V_{Ed}$ với cột biên

$V_{eff} = 1,5 V_{Ed}$ với cột góc

u_c – chu vi cột

f_{ck} – cường độ chịu nén đặt trung của bê tông

d – chiều cao tính toán bản sàn

2.2.1.2. Xác định chiều dày sàn theo điều kiện hạn chế độ võng

Độ võng vòng lên bất kỳ trong ván khuôn không được lớn hơn nhịp/240

Đối với độ võng ngay sau khi thi công, thông thường nhịp/500. Các giới hạn khác có thể được xem xét và phụ thuộc vào độ nhạy của các bộ phận liên kết.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \text{ nếu } \rho \leq \rho_0 \quad (2-27)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}} \right] \text{ nếu } \rho > \rho_0 \quad (2-28)$$

Trong đó:

l/d – là giới hạn tỷ số nhịp/chiều cao tiết diện

K – là hệ số tính đến các hệ kết cấu khác nhau

ρ_0 - là hàm lượng cốt thép quy ước $= \sqrt{f_{ck}} 10^{-3}$

ρ - là hàm lượng cốt thép chịu kéo theo yêu cầu tính toán tại giữa nhịp

ρ' - là hàm lượng cốt thép chịu nén theo yêu cầu tính toán tại giữa nhịp.

Khi sử dụng ở các mức độ ứng suất khác nhau, các giá trị nhận được từ biểu thức trên phải nhân với $310/\sigma_s$. Thông thường sẽ thiên về an toàn khi giả thiết như sau:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}} \quad (2-29)$$

Trong đó:

σ_s - là ứng suất trong cốt thép chịu kéo tại giữa nhịp dưới tác dụng của tải trọng tính toán ở trạng thái giới hạn sử dụng.

$A_{s,prov}$ - là diện tích cốt thép bố trí tại tiết diện này

$A_{s,req}$ - là diện tích cốt thép theo yêu cầu tính toán tại tiết diện này đối với trạng thái giới hạn độ bền.

Với bản sàn phẳng có nhịp lớn hơn 8,5m, các giá trị l/d tính theo biểu thức trên phải nhân với 8,5/l_{eff}.

Kiểm tra độ võng bằng tính toán

Độ võng sàn được xác định theo công thức:

$$\alpha = \xi \alpha_{11} + (1 - \xi) \alpha_1 \quad (2-30)$$

Trong đó:

α_{11}, α_1 - là các giá trị thông số tính toán tương ứng cho điều kiện không có vết nứt và điều kiện nứt hoàn toàn.

ξ - là hệ số phân bố (cho phép biến cứng khi kéo tại tiết diện),

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (2-31)$$

$\xi = 0$ - đối với tiết diện không có vết nứt

β - là hệ số tính đến ảnh hưởng của thời gian quá trình chất tải hoặc chất tải lặp trên biến dạng trung bình.

= 1,0 đối với chất tải đơn ngắn hạn

= 0,5 đối với tải trọng thường xuyên hoặc nhiều chu kỳ chất tải lặp.

σ_s - là ứng suất trong cốt thép chịu kéo, được tính toán trên cơ sở tiết diện có vết nứt.

σ_{sr} - là ứng suất trong cốt thép chịu kéo,, tính toán trên cơ sở tiết diện có vết nứt dưới tác dụng của các phương án chất tải sinh ra vết nứt đầu tiên.

Mô đàn hồi tính toán của bê tông theo biểu thức:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (2-32)$$

Trong đó:

$\varphi(\infty, t_0)$ - là hệ số từ biến thích hợp đối với tải trọng và khoảng cách (t)

Độ cong do co ngót có thể tính toán bằng biểu thức sau:

$$\frac{l}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (2-33)$$

Trong đó:

l/r_{cs} - là độ võng do co ngót gây ra

ε_{cs} - là biến dạng do co ngót tự do

S - là mômen tĩnh của diện tích cốt thép quanh trọng tâm tiết diện

I - là mômen quán tính của tiết diện

α_e - là tỷ số môđun tính toán

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff} \quad (2-34)$$

S và I phải được tính toán cho điều kiện không có vết nứt và điều kiện nứt hoàn toàn, độ võng cuối cùng được tính bằng biểu thức (2-29).

2.2.2. Xác định các tổn hao ứng suất trong bê tông ứng lực

2.2.2.1. Tổn hao ứng suất do biến dạng tức thời của bê tông

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta P_{el} = E_p \cdot \sum \left[\frac{J \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (2-35)$$

Trong đó: $\Delta \sigma_c(t)$ - là sự thay đổi ứng suất tại trọng tâm thanh căng

J - là hệ số: $J = (n-1)/2n$; n là số các thanh căng có thể lấy $= 1/2$

$J=1$; đối với sự thay đổi tác động thường xuyên

2.2.2.2. Tổn thất do co ngót của bê tông

Xác định theo công thức

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8\varphi(t, t_0)]} \quad (2-36)$$

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ giá trị tuyệt đối ứng suất trong thanh căng do từ biến, co ngót bê tông và chùng cốt thép tại vị trí x và thời điểm t

ε_{cs} - biến dạng co ngót dự tính

E_p - mô đun đàn hồi của thanh căng

E_{cm} - mô đun đàn hồi của bê tông

$\Delta\sigma_{pr}$ - được xác định với ứng suất sau:

+ $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} \sigma_2 Q)$ - là ứng suất ban đầu trong thanh căng

$\varphi(t, t_0)$ - là hệ số từ biến

A_p - diện tích tất cả các thanh căng

A_c - diện tích bê tông

I_c - mô men quán tính của tiết diện bê tông

Z_{cp} - khoảng cách trọng tâm tiết diện bê tông và các thanh căng

2.2.2.3. Tổn thất do chùng cốt thép

Xác định theo công thức sau:

Loại 1:
$$\Delta\sigma_{pr} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

Loại 2:
$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

Loại 3:
$$\Delta\sigma_{pr} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

Trong đó:
$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$$

σ_{pi} - là ứng suất kéo lớn nhất đặt lên thanh căng trừ đi các tổn thất tức

thời xảy ra trong quá trình căng

f_{pk} - giá trị đặc trưng của cường độ chịu kéo của thép căng

ρ_{1000} - là giá trị tổn thất ứng suất do chùng cốt thép (tính bằng %) tại 1000 giờ sau khi căng ở nhiệt độ 20°C

2.2.2.4. Xác định tổn thất do ma sát:

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{\mu}(x) = \sigma_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (2-37)$$

Trong đó: θ - là các góc chuyển vị qua khoảng cách x

μ - hệ số ma sát giữa thanh căng và ống lồng thanh căng

K - chuyển vị góc ngoài từ điểm có lực P_{\max}

2.2.2.5. Xác định tổn hao ứng suất do biến dạng của neo:

Giá trị tổn hao ứng suất tại neo xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{pn} = \left(\frac{P_0}{A_p} \right) = \frac{E_p \cdot \Delta}{L} \quad (2-38)$$

Trong đó: Δ - độ dịch chuyển của neo

L - độ dài của cáp

2.2.3. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1 và TTGH2

2.2.3.1. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1

** Kiểm tra theo khả năng chịu cắt:*

$$\text{Điều kiện kiểm tra là:} \quad V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2-39)$$

Trong đó: V_{Ed} - lực cắt tính toán

$V_{Ed,c}$ - khả năng chịu cắt của bê tông và được xác định theo:

$$V_{Rd,c} = [0,12k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq V_{Rd,cmin}$$

$$\text{Với: } V_{Rd,cmin} = (0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

Trong đó: k - là hằng số; $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 0,02$; d tính bằng mm

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \text{ - hàm lượng cốt thép chịu kéo}$$

A_{sl} - diện tích cốt thép chịu kéo

L_{bd} - chiều dài neo

B_w – bề rộng nhỏ nhất của tiết diện trong vùng chịu kéo mm

σ_{bt} - ứng suất trong bê tông

$K_1 = 0,15$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd} \quad (2-40)$$

N_{Ed} – lực dọc trục N trên tiết diện ngang do ứng suất gây ra

A_c – diện tích bê tông (mm^2)

* Kiểm tra theo khả năng chịu uốn

- Trong trường hợp không có cốt thép trong vùng nén

Điều kiện cường độ

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 1,134f_{ck} b(d-z)z \quad (2-41)$$

- Trong trường hợp có cốt thép trong vùng nén

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 0,567.f_{ck}.bzx + f_{sc}.A_S(d-a') \quad (2-42)$$

Trong đó: M_{Ed} – mômen uốn lớn nhất do tải trọng tính toán gây ra

b – chiều rộng của tiết diện

d – chiều cao tính toán của tiết diện

$z = d - \frac{x}{2}$; x – là chiều cao vùng nén của tiết diện xác định theo

$$x = \frac{f_p A_p}{0,567f_{ck} b}; x \leq 0,45d \quad (2-43)$$

Trong đó: f_p – cường độ chịu kéo tính toán của cáp ULT

A_p – là diện tích tiết diện ngang của cáp ULT

f_{ck} – là cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông

* Kiểm tra cường độ ở giai đoạn ngay sau khi căng

$$P_0 = \sigma_{pII} . A_p \quad (2-44)$$

Trong đó: σ_{pII} - tổng tổn hao ứng suất do biến dạng neo và ma sát

A_p – diện tích tiết diện cáp

Điều kiện hạn chế trong ứng suất bê tông

$$f_b = \frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0}{I} z \leq f_{cd}(t) \quad (2-45)$$

* Kiểm tra khả năng nén cục bộ

Cường độ chịu nén cục bộ f_{Rdn} được xác định theo

$$f_{Rdu} = 0,67f_{ck} \sqrt{\frac{A_{cl}}{A_0}} \leq 0,2f_{ck} \quad (2-46)$$

Trong đó: A_0 – diện tích bản neo

A_{cl} – diện tích tính toán chịu nén có dạng như A_0

2.2.3.2. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 2

Kiểm tra khả năng chống nứt

$$M_{ct} = f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (2-47)$$

Với cấu kiện ULT có thép trong vùng kéo xác định theo công thức

$$M_{cr} = M_1 + M_2 = P(e + k_t) + F_{ctm} \cdot Z_b$$

K_t – khoảng cách từ mép trên của lõi đến trọng tâm tiết diện, với tiết diện

chữ nhật ta có:

$$M_{ct} = P \left(e + \frac{h}{6} \right) + f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (2-48)$$

Kiểm tra độ võng:

Độ võng ngắn hạn giữa nhịp khi không xuất hiện vết nứt trong vùng kéo:

$$y_1 = \frac{5(q - w)L^4}{384.E_{cm}.I} \quad (2-49)$$

Độ võng dài hạn được tính toán với tải trọng dài hạn xác định theo

$$y_1 = \frac{5(q - w)L^4}{384.E_{cm,eff}.I}; E_{cm,eff} \text{ là mô đun đàn hồi hiệu quả của bê tông}$$

$$E_{cm,eff} = \frac{E_{cm}(t_0)}{1 + \phi(\infty, t_0)} \quad (2-50)$$

$E_{cm}(t_0)$ – mô đun đàn hồi của bê tông ở thời điểm đặt tải $t = t_0$

$$E_{cm}(t_0) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0,3} \times E_{cm}$$

$$f_{cd}(t_0) = \beta_{cc} \cdot (t_0) \cdot f_{cd}; \quad \beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (2-51)$$

Với: f_{cm} – cường độ trung bình bê tông ở 28 ngày

$F_{cm}(t)$ – cường độ trung bình của bê tông ở tuổi t ngày

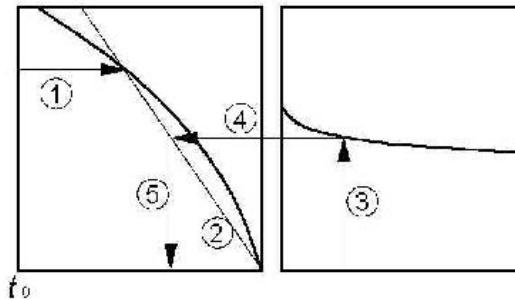
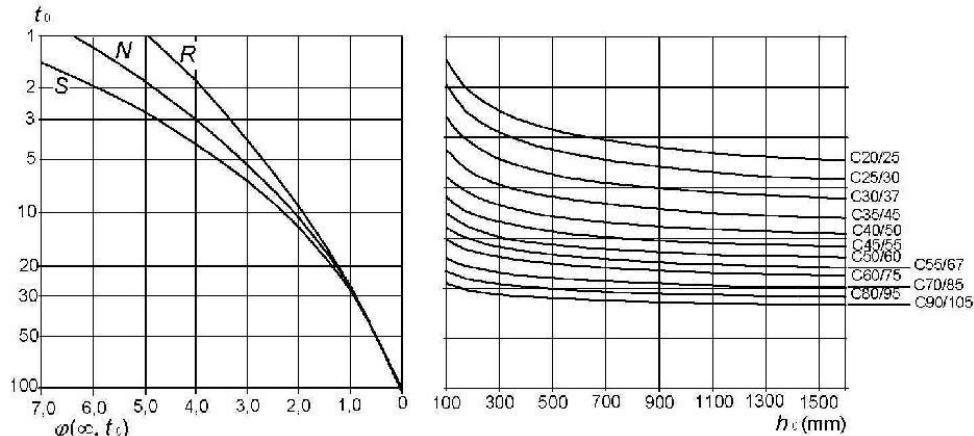
T – số ngày tuổi bê tông

$\beta_{cc}(t)$ = hệ số thực nghiệm

$S = 0,2 - 0,38$ phụ thuộc vào loại xi măng

$\varphi(\infty, t_0)$ - hệ số tra theo biểu đồ thực nghiệm

$\varphi(t, t_0)$ - hệ số từ biến được xác định theo biểu đồ sau



Biểu đồ xác định hệ số từ biến $\varphi(t, t_0)$

2.3. Nhận xét.

* *Bê tông*

Tiêu chuẩn châu âu EC-2 phân loại bê tông vừa theo cấp độ bền theo biến dạng cực hạn cho từng loại bê tông. Tiêu chuẩn TCVN 5574-2012 phân loại bê tông dựa trên cấp độ bền là chủ yếu, không có các quy định cụ thể về biến dạng cực hạn. Tiêu chuẩn châu âu EC-2 phân biệt cường độ tính toán của bê tông theo hai trường hợp thường và trường hợp chịu tải trọng đặc biệt phụ thuộc vào hệ số C , còn tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 qui định một loại cường độ tính toán của bê tông nhưng trong những trường hợp cụ thể như đặc tính của tải trọng tác dụng, điều kiện và giai đoạn làm việc của kết cấu, mà khi thiết kế các giá trị tính toán của cường độ được giảm xuống hoặc tăng lên bằng cách nhân với các hệ số điều kiện làm việc của bê tông. Cả hai tiêu chuẩn EC-2 và TCVN 5574:2012 đều qui định tuổi của bê tông để xác định cấp độ bền chịu nén và chịu kéo dọc trục là 28 ngày. Tuy nhiên chỉ EC-2 là đưa ra các công thức xác định cường độ theo tuổi cụ thể

Mô đun đàn hồi: so sánh các giá trị cấp độ bền bê tông tương đương ta thấy các giá trị này gần tương đương nhau trong cả hai tiêu chuẩn. Hệ số poaxong là như nhau cho cả hai tiêu chuẩn

** Cốt thép:*

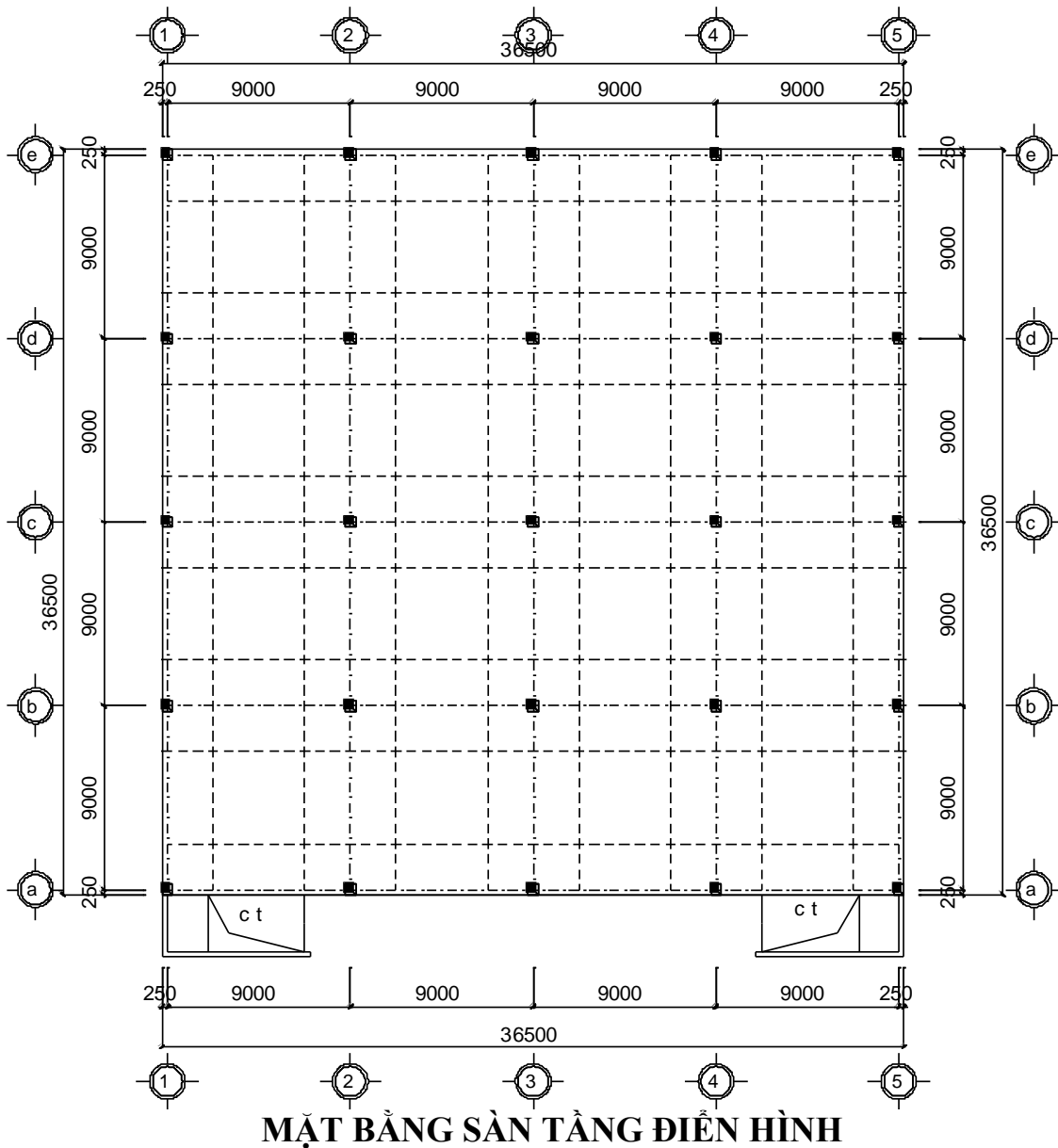
Tiêu chuẩn EC-2 phân loại cốt thép dựa trên cường độ và biến dạng cực hạn. Còn tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 phân loại cốt thép dựa theo cường độ giới hạn chảy hoặc giới hạn bền là chủ yếu, các đặc trưng về biến dạng chưa được đề cập tới.

Tiêu chuẩn EC-2 qui định cường độ chảy của thép yêu cầu nằm trong khoảng 400ykf đến 600MPa, nên khi thiết kế theo tiêu chuẩn Châu Âu trong điều kiện Việt Nam chỉ có thể sử dụng các loại thép CIII, CIA và A-IV để tính toán, tuy nhiên vẫn phải bổ sung các thông số về biến dạng cho những loại thép này để đảm bảo sự phù hợp cả về mặt biến dạng. Trong trường hợp sử dụng các loại thép có cường độ thấp hơn A-I, CI, AII, CII nếu áp dụng vào EC-2 thì cần có các nghiên cứu riêng. Một điểm khác biệt nữa về vật liệu cốt thép giữa hai tiêu chuẩn đó là hệ số riêng, để xác định cường độ tính toán. Theo EC-2 tương tự như đối với bê tông hệ số riêng cho cốt thép cũng chia làm hai trường hợp cho các tình huống thiết kế bình thường và tình huống chịu tải trọng đặc biệt. Còn tiêu chuẩn Việt Nam phân loại theo trạng thái giới hạn tính toán, ngoài ra còn có các trường hợp cho cốt thép chịu lực cắt, kết cấu chịu tải trọng lặp và loại bê tông sử dụng. So sánh ta thấy rằng mô đun đàn hồi của cốt thép giữa hai tiêu chuẩn về cơ bản là giống nhau.

CHƯƠNG III VÍ DỤ TÍNH TOÁN

3.1. Tính toán sàn không dầm theo TCVN 5574 - 2012

Tính toán thiết kế sàn không dầm tầng điển hình (Tầng 2) trung tâm thương mại 3 tầng ở thành phố Hạ Long, Quảng Ninh



3.1.1. Số liệu ban đầu.

- Kích thước lưới cột (9,0m x 9,0m)
- Kích thước tiết diện cột: (0,5m x 0,5m)
- Chiều cao tầng điển hình: $H_c = 3,9\text{m}$
- Bê tông cấp độ bền B30 (Mác 400) có: $R_{bt} = 12(\text{kG}/\text{m}^2)$
- Chiều dày sàn: $h_s = 25\text{ cm}$
- Tính toán tải trọng tác dụng lên sàn: Tĩnh tải: Tĩnh tải sàn đã tính:

Tải trọng	Diễn dải	Tải trọng tiêu chuẩn (T/m ²)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (T/m ²)
Sàn	2,5x0,25	0,625	1,1	0,6875
Lát nền + vữa lót	0,006 x1,8	0,0108	1,2	0,013
Vách ngăn	0,005	0,05	1,2	0,006
Tải trọng tác động dài hạn $q^{lc} = 8,955$ T/m; $q^{tt} = 9,961$ T/m				
Tổng tải trọng		0,685		0,706

$$s \quad g_{tc} = 685 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$g_{tt} = 706 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

- Hoạt tải đứng: giá trị hoạt tải sàn tầng điển hình sau khi đã tính đến hệ số giảm tải (Theo TCVN 2737-95) là:

$$p_{tc} = 300 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$p_{tt} = 270 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

3.1.2. Chọn chiều dày bản sàn

Kiểm tra điều kiện chọc thủng

Điều kiện chọc thủng của sàn tại vùng cột khi không xét tới lực nén trước: sàn trên cột C2 (là giao điểm của trục C và trục 2) tầng 10

- Kích thước tiết diện cột: $b \times h = 50 \times 50$ cm
- Chiều dày sàn: $h_0 = 21$ cm
- Bê tông cấp bền B25 có: $R_{bt} = 10,5$ (kG/m²)
- Điều kiện chọc thủng: $Q \leq 0,75 \cdot R_{bt} \cdot b_{bt} \cdot h_0$

$$\text{Với:} \quad b_{bt} = 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot b_c + \frac{1}{2} \cdot h_c + h_0 \right)$$

$$h_0 = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$$

$$\text{ta có:} \quad b_{bt} = 4 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 50 + \frac{1}{2} \cdot 50 + 23 \right) = 292 \text{ cm}$$

$$Q = (g + p) \cdot \{ l_1 \cdot l_2 - 4 \cdot (x + h_0) \cdot (y + h_0) \} s$$

$$= (706 + 270) \cdot \{ (9 \cdot 9) - 4 \cdot (0,4 + 0,23) \cdot (0,4 + 0,23) \} = 78829 \text{ kG}$$

$$0,75 \cdot R_{bt} \cdot b_{bt} \cdot h_0 = 0,75 \cdot 12 \cdot 292 \cdot 23 = 93150 \text{ kG} > Q = 78829 \text{ kG}$$

Vậy sàn đảm bảo điều kiện chống dầm thủng khi không có ứng lực trước

3.1.3. Xác định nội lực. Sơ đồ các dải tính

Do mặt bằng sàn đối xứng theo hai phương nên chỉ cần tính nội lực, cốt thép cho một nửa sàn theo đối xứng. Chia các dải tính toán như sau:

- Nhịp giữa (trục B-C):

$$\text{Dải trên cột trục B,C: bề rộng} \quad b = \frac{1}{2}l = \frac{1}{2}.9000 = 4500\text{mm}$$

$$\text{Dải giữa nhịp: bề rộng:} \quad b = \frac{1}{2}l = \frac{1}{2}.9000 = 4500\text{mm}$$

- Nhịp biên (trục A-B):

$$\text{Dải trên cột trục A: bề rộng} \quad b = \frac{1}{4}l = \frac{1}{4}.9000 = 2250\text{mm}$$

$$\text{Dải giữa nhịp: bề rộng} \quad b = \frac{1}{2}l = \frac{1}{2}.9000 = 4500\text{mm}$$

3.1.4. Tính toán cốt thép

Tính toán cốt thép sàn ứng lực trước: Chọn cốt thép

Chọn thép cường độ cao T15 được bện thành bó, mỗi bó có 7 sợi, đường kính các sợi thép $\phi 5$.

$$R_{sn} = 1680 \text{ MPa}, \quad R_{sp} = 1400 \text{ Mpa}, \quad E_{sp} = 2 \times 10^5 \text{ MPa}.$$

Bê tông sử dụng loại cấp độ bền B30 có:

$$R_b = 17 \text{ MPa} \text{ với } \gamma_{b2} = 1; R_{b,ser} = 22 \text{ MPa}$$

$$R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}; R_{bt,ser} = 1,8 \text{ MPa}; E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\text{Với sàn đang tính ta có: } A_b = b \cdot h = 4,5 \cdot 0,25 = 1,125 \text{ m}^2$$

$$A_s^{ct} = 0,002 \cdot 0,1,125 \cdot 10^4 = 22,5 \text{ cm}^2$$

Trong sàn không dầm, cốt thép thường phải đặt hai lớp: Chọn thép AII có $R_s = R_s' = 280 \text{ MPa}$, $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$, đường kính $\phi 12$ khoảng cách a300,

$$\text{diện tích chọn: } A_s^{ch} = 2 \cdot \frac{4,5}{0,3} \cdot 1,131 = 33,93 \text{ cm}^2 > A_s^{ct} = 22,5 \text{ cm}^2$$

Vậy ta đặt thép thường theo cấu tạo $\phi 12$ a300

3.1.5. Xác định các tổn hao ứng suất

*** Tổng hao do chùng ứng suất của cốt thép σ_{ch} .**

Ứng suất hao đối với thép sợi cường độ cao theo:

$$\sigma_{ch} = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{sp}$$

Trong đó: σ_{sp} - Trị số ứng suất trước giới hạn trong thép kép căng thỏa mãn các điều kiện:

$$1,05\sigma_{sp} = \sigma_{sp} + P \leq 0,8R_{sn} \text{ và } \sigma_{sp} - P \geq 0,2R_{sn}$$

Trong đó: P – độ chênh lệch cho phép lấy bằng $0,05 \cdot \sigma_{sp}$

Thay vào ta có:

$$0,21 \cdot R_{sn} \leq \sigma_{sp} \leq 0,762 \cdot R_{sn} = 0,762 \cdot 1680 = 1280,15 \text{MPa}$$

Chọn $\sigma_{sp} = 1250 \text{MPa}$

$$\sigma_{ch} = \left(0,22 \cdot \frac{1250}{1680} - 0,1 \right) \cdot 1250 = 79,61 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ch} = \left(0,22 \cdot \frac{1250}{1680} - 0,1 \right) \cdot 1250 = 79,61 \text{MPa}$$

*** Tổng hao ứng suất do biến dạng của neo đặt ở thiết bị căng σ_{neo}**

Xác định theo công thức: $\sigma_{neo} = \frac{\lambda}{L} \cdot E_{sp}$

Trong đó:

L – Chiều dài của cốt thép căng, có $L_{\min} = 18,25 \text{m}$

λ - Tổng số biến dạng của thân neo, của khe hở tại neo, của sự ép sát các tấm đệm, lấy theo số hiệu thực nghiệm $\lambda = 2 \text{mm}$ cho mỗi đầu neo;

Thay số ta có:

$$\sigma_{neo} = \frac{2}{18250} \cdot 2 \cdot 10^5 = 21,91 \text{MPa}$$

*** Tổng hao do ma sát của cốt thép với thành ống rãnh σ_{ms}**

Trong phương pháp căng sau, σ_{ms} được tính theo công thức:

$$\sigma_{ms} = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\sigma\chi + \delta\theta}} \right)$$

Trong đó:

$e = 2,7183$ là cơ số logarit tự nhiên

$\varpi = 0,0015(1/m)$; $\delta = 0,05(1/rad)$ tra bảng

$\chi(m)$: Chiều dài đoạn ống kể từ thiết bị căng gần nhất tới tiết diện tính toán; ta có $\chi = 36,5/2 = 18,25m$

Ta có: $\theta = 4\theta_1 + 4\theta_2$ trong đó θ_1, θ_2 , là góc xoay của trục cốt thép trong đoạn AB, BC, CD

- Đối với cáp nằm dưới (song song trục A-E):

$$+ \text{ Tại gối tựa: } e_1 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 85\text{mm} = 8,5\text{cm}$$

$$+ \text{ Tại nhịp giữa: } e_2 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 65\text{mm} = 6,5\text{cm}$$

- Đối với lớp cáp nằm trên (song song trục 1-5):

$$+ \text{ Tại gối tựa: } e_1 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 85\text{mm} = 8,5\text{cm}$$

$$+ \text{ Tại nhịp giữa: } e_2 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 65\text{mm} = 6,5\text{cm}$$

Dựa vào sơ đồ ta có giá trị góc xoay sau:

$$\theta_1 = \text{tg}\theta_1 = \frac{12,5 - 6}{225} = 0,0288\text{rad}$$

$$\theta_2 = \text{tg}\theta_2 = \frac{12,5 - 3}{225} = 0,0422\text{rad}$$

Vậy có: $\theta = 4 \cdot 0,0288 + 4 \cdot 0,0422 = 0,284\text{rad}$ thay số ta có:

$$\sigma_{ms} = 1250 \times \left(1 - \frac{1}{2,7183^{0,00015 \times 18,25 + 0,05 \times 0,288}} \right) = 27,33\text{MPa}$$

* **Tổn hao do từ biến của bê tông σ_{tb}**

Xảy ra sau một quá trình chịu nén lâu dài đối với bê tông nặng theo công thức sau:

$$\sigma_{tb} = 200 \cdot k \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \leq 0,6$$

$$\sigma_{tb} = 400.k.\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_0} - 0,3\right) \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} > 0,6$$

Trong đó: $k=1$ đối với bê tông đông cứng tự nhiên;

Trong trường hợp sử dụng phương pháp căng sau, sơ bộ chọn:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_0} = 0,65 > 0,6$$

Do đó: $\sigma_{tb} = 400 \times 1 \times (0,65 - 0,3) = 140 \text{ MPa}$

* **Tổng tổn hao ứng suất σ_h** bao gồm:

+ Tổn hao trong quá trình chế tạo:

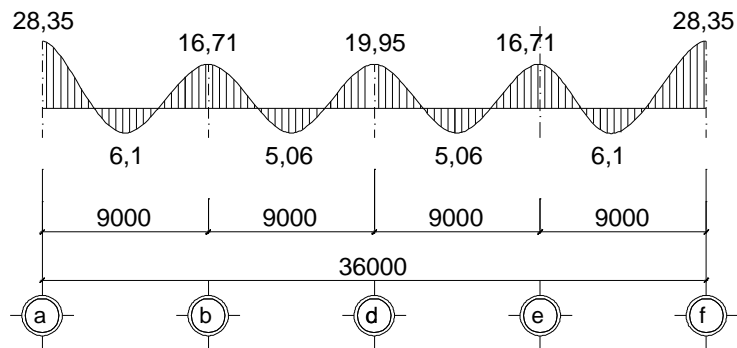
$$\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ns} = 21,91 + 27,33 = 49,24 \text{ MPa}$$

+ Tổn hao trong quá trình sử dụng:

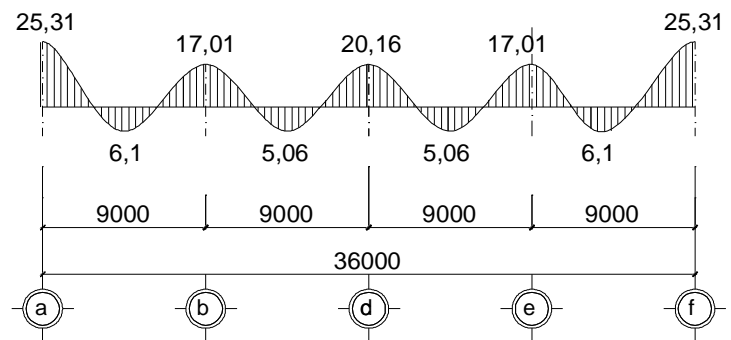
$$\sigma_{h2} = \sigma_{ch} + \sigma_{tb} = 79,61 + 140 = 219,61 \text{ MPa}$$

Tổng tổn hao ứng suất: $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 49,24 + 219,61 = 219,61 \text{ MPa}$

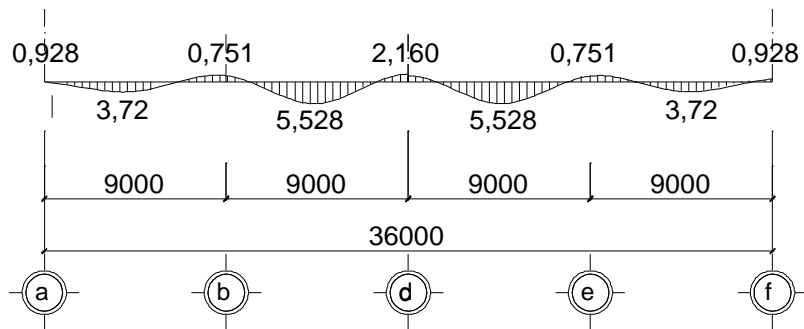
3.1.6. Tính toán cấu kiện theo TTGH 1



BIỂU ĐỒ MÔ MEN SÀN - DẢI TRÊN TRỤC 2 (T.m)



BIỂU ĐỒ MÔ MEN SÀN - DẢI TRÊN TRỤC 3 (T.m)



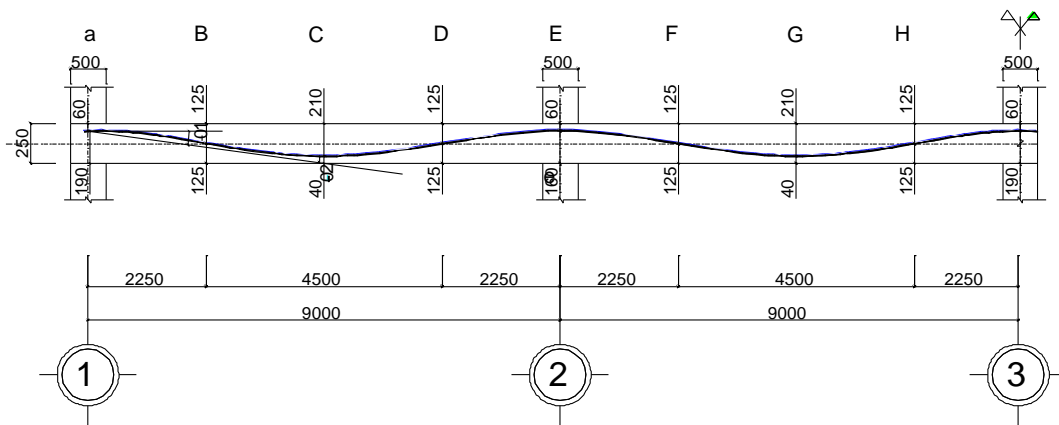
BIỂU ĐỒ MÔ MEN SÀN - DẢI GIỮA TRỤC 2-3 (T.m)

Hình 3.2. Biểu đồ mô men các dải sàn

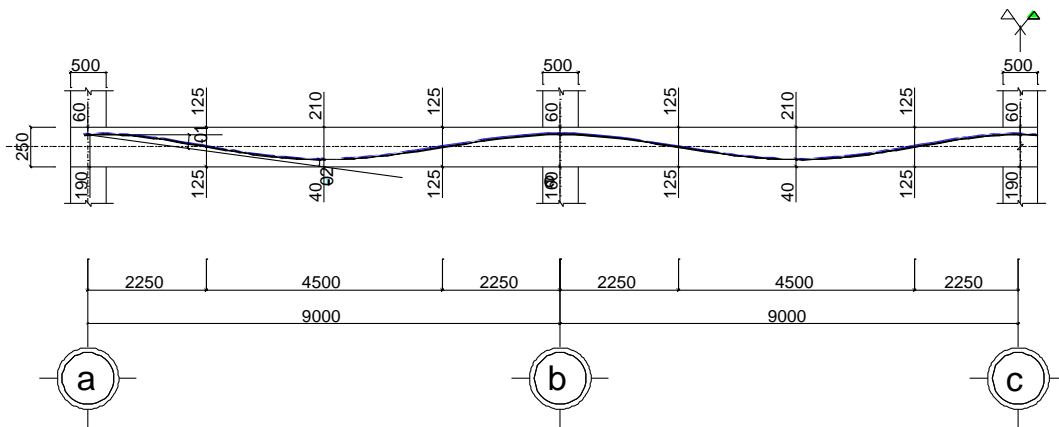
Tiết diện chọn tính toán có giá trị nội lực lớn nhất

Cụ thể chỉ cần tính thép cho hai mặt theo hình 3.2

- Mặt cắt chọn tính thép cho dải trên cột có: $M_{\min} = 28,35 \text{ T.m}$
- Mặt cắt chọn tính thép cho dải giữa nhịp có: $M_{\max} = 5,528 \text{ T.m}$
- Tính thép ứng lực trước cho dải trên cột trục 2,3



SẼ Ẻ ã Cj NG C, PøNG LùCTR! í C DãC TRôCA-e



SẼ Ẻ ã Cj NG C, PøNG LùCTR! í C DãC TRôC 1-5

***Tính thép ứng lực trước theo điều kiện cường độ:**

Điều kiện cường độ của cấu kiện tiết diện chữ nhật chịu uốn với trường hợp không có cốt căng vùng nén:

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_s' \cdot A_s' (h_0 - a')$$

$$R_b \cdot b \cdot x = R_s \cdot A_s + R_{sp} \cdot A_{sp} - R_s' \cdot A_s'$$

Cốt thép thường đặt đối xứng $\phi 12a300$ nên có: $A_s = A_s' = 14,7 \text{ cm}^2$

Thép AII có: $R_s = R_s' = 280 \text{ MPa}$

Vậy chiều cao vùng nén xác định theo $R_b \cdot b \cdot x = R_{sp} \cdot A_{sp}$

Lớp bảo vệ cốt thép thường đã chọn là $a_{bv} = 1,8 \text{ cm}$, vậy:

$$a = a' = 1,8 + \frac{1,2}{2} = 2,4 \text{ cm}$$

$$a_{sp} = 1,8 + 1,2 + \frac{2}{2} = 4 \text{ cm}$$

Và chiều cao làm việc của thép ULT, $h_0 = 25 - 4 = 21 \text{ cm}$ (khi thép ULT đặt trên và $a_{sp} = 6 \text{ cm}$ và $h_0 = 25 - 6 = 19 \text{ cm}$ (khi thép ULT đặt dưới).

Hệ số hạn chế chiều cao vùng nén theo công thức

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{400} \cdot (1 - \frac{\omega}{1,1})}$$

Trong đó:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17 = 0,714 \quad (\alpha = 0,85 \text{ với bê tông nặng})$$

σ_{sR} - là ứng suất trong cốt thép; $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$ (MPa). Giá trị σ_{sp}

Được xác định với hệ số $\gamma_{sp} = 0,9 < 1$ và kể đến các tổn hao ứng suất.

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot (1400 - 219,61) = 1062 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sR} = 1400 + 400 - 1062 = 738 \text{ MPa}$$

Vậy:

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{738}{400} \cdot (1 - \frac{0,714}{1,1})} = 0,607$$

Tiết diện tính toán có $b \times h = 450 \times 25 \text{ cm}$. Sơ bộ chọn 14 bó cáp T15, mỗi

bó 7 sợi $\phi 5$, khoảng cách các bó là $a = 321\text{mm}$; Để thiên và an toàn ta tính cáp cho lớp đặt dưới, tại vị trí trên cột thì bó này có chiều cao làm việc nhỏ hơn.

$$\text{Ta có} \quad A_{sp} = 14 \times 7 \times 3,14 \times \left(\frac{0,5}{2}\right)^2 = 19,23\text{cm}^2$$

Điều kiện chiều cao vùng nén: $R_b \cdot b \cdot x = R_{sp} \cdot A_{sp}$

$$x = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b} = \frac{1400 \cdot 19,23}{17.450} = 3,5\text{cm} < \xi_R h_0 = 11,5\text{cm}: \text{Thỏa mãn}$$

Điều kiện cường độ:

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R'_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

Ta nhận thấy giá trị các vế của biểu thức trên như sau:

$$\begin{aligned} & R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R'_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a') \\ & = 170 \times 450 \times 2,76 \times (19 - 0,5 \times 2,76) + 2800 \times 14,7 \times (19 - 2,4) \\ & = 4403543(\text{KG.cm}) = 44,04(\text{T.m}) \\ & M = 28,35(\text{T.m}) \end{aligned}$$

Vậy: Điều kiện cường độ thỏa mãn

Tính toán kiểm tra cường độ ở giai đoạn sau khi căng

Xét tiết diện của sàn $b \times h = 450 \times 25$ cm, tính toán sàn như một cấu kiện chịu nén lệch tâm với lực gây nén có độ lớn như sau:

$$P_0 = \sigma_{spl} \cdot A_{sp}$$

Trong đó: $A_{sp} = 19,23 \text{ cm}^2$

σ_{sp} - là giá trị ứng suất trong cáp, lấy giá trị ứng lực trước ngay sau khi chế tạo, có kể đến các hao tổn trong quá trình chế tạo là $\sigma_{h1} = 49,24\text{Mpa}$

$$\text{Ta có:} \quad \sigma_{spl} = \sigma_{sp} - \sigma_{h1} = 1250 - 49,24 = 1200,7\text{MPa}$$

$$\text{Thay số:} \quad P_0 = 12007 \times 19,23 = 230894(\text{kG}) = 230(\text{T})$$

Tính toán ứng suất trong bê tông cho các mép tiết diện với $y = h/2$

$$\sigma_{\max}^{(\pm)} = \pm \frac{P_0 \cdot e_{sp}}{I_b} \times \frac{h}{2} + \frac{P_0}{A}$$

Trong đó:
$$e_{sp} = \frac{h}{2} - a_{sp} = \frac{25}{2} - 6 = 6,25(\text{cm})$$

Mômen quán tính của tiết diện: $I_b : I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{450.25^3}{12} = 585937(\text{cm}^4)$

Diện tích của tiết diện: $A = bxh = 450 \times 25 = 11250 (\text{cm}^2)$

$$\sigma_{\max, \min} = \pm \frac{230000 \times 6,25}{585937} \times 12,5 - \frac{230000}{11250} = \pm 30,66 - 20,44$$

$$\sigma_{\max} = -51(\text{kG/cm}^2) < R_0 = 110,5(\text{kG/cm}^2)$$

$$\sigma_{\min} = 10,22(\text{kG/cm}^2)$$

Lấy $R_0 = 0,65$ cường độ mác bê tông thiết kế: s

$$R_0 = 0,65 \times 170 = 110,5(\text{kG/cm}^2)$$

Khi bê tông đạt 75% cường độ thì:

$$0,75 \times R_0 = 0,75 \times 110,5 = 82,87 (\text{kG/cm}^2) > \sigma_{\min} = -51(\text{kG/cm}^2)$$

Vậy bê tông đạt 75% cường độ ta có thể tiến hành căng ứng lực trước.

3.1.7. Tính toán cấu kiện theo TTGH 2

Tính toán tiết diện theo khả năng chống nứt

Kiểm tra khả năng chống nứt là giá trị tiêu chuẩn: $M^{tc} = 25,5$ (T.m). Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của cấu kiện chịu uốn xác định theo công thức:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{bl} + M_{rp}$$

Trong đó:

$$R_{bt,ser} = 22 (\text{kG/cm}^2)$$

W_{bl} – mômen kháng chống nứt của tiết diện

$$M_{rp} = N_0 \cdot (e_{o1} + r_1)$$

r_1 – khoảng cách từ đỉnh lõi nói trên tới trọng tâm tiết diện tương đương

e_{o1} – độ lệch tâm của lực N_0 lấy đối với trọng tâm tiết diện tương đương.

Giá trị W_{pl} xác định theo công thức:

$$W_{pl} = \frac{2 \cdot (I_b + \alpha \cdot I_s + \alpha \cdot I_s')}{h - x_0} + S_k$$

Trong đó:

I_b, I_s, I_s' – mômen quán tính của tiết diện bê tông vùng nén, của cốt thép A_s và A_s' lấy đối với trục trung hòa;

S_k – mômen tĩnh của tiết diện vùng bê tông chịu kéo lấy đối với trục trung hòa;

$x_0 = 3,5\text{cm}$ – chiều cao vùng nén khi chưa xuất hiện vết nứt.

Vị trí trục trung hòa được xác định từ điều kiện bằng không của mô men tĩnh của tiết diện tương đương:

$$S_b + \alpha.S_{s'} - \alpha.S_s - 0,5(h - x_0).A_k = 0$$

Trong đó: α hệ số quy đổi diện tích của cốt thép ra bê tông:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{32,5.10^3} = 6,46$$

E_s, E_b – môđun đàn hồi của thép thường và của bê tông;

$S_b, S_s, S_{s'}$ – mô men tĩnh của diện tích bê tông vùng nén, của diện tích cốt thép A_s, A_s' lấy đối xứng với trục trung hòa;

A_k – diện tích bê tông vùng kéo.

Gọi l_1, l_2 (cm) là khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ chịu nén và chịu kéo ngoài cùng, ta có:

$$S_b = b.x_0.(l_1 - \frac{x_0}{2})(\text{cm}^3)$$

$$S_s = A_s.(l_2 - a) = A_s.(h - l_1 - a)(\text{cm}^3)$$

$$S_{s'} = A_s'.(l_1 - a)(\text{cm}^3)$$

$$A_k = (h - x_0).b(\text{cm}^2)$$

Thay vào trên ta có:

$$\Leftrightarrow 450 \times 2,76 \times (l_1 - \frac{2,76}{2}) + 6,46 \times 14,7 \times (l_1 - 2,4) - 6,46 \times 14,7 \times (25 - l_1 - 2,4) -$$

$$450 \times (25 - 2,76) \times (25 - l_1 - \frac{25 - 2,76}{2}) = 0$$

Giải ra được $l_1 = l_2 = 12,5$ cm, vậy có:

$$I_s = I_s' = A_s \times Z_s' = 14,7 \times (12,5 - 2,4)^2 = 1499 \text{cm}^4$$

$$J_b = \frac{1}{12} \times 450 \times 2,76^3 + 450 \times 2,76 \times \left(12,5 - \frac{2,76}{2}\right)^2 = 154367 \text{ cm}^4$$

$$S_k = A_k \times Z_k = (h - x_0) \times b \times \left(1_2 - \frac{h - x_0}{2}\right) =$$

$$= (25 - 2,76) \times 450 \times \left(12,5 - \frac{25 - 2,76}{2}\right) = 9507 \text{ cm}^3$$

Giá trị W_{pl} xác định như sau:

$$W_{pl} = \frac{2 \times (154367 + 6,46 \times 1499 + 6,46 \times 1499)}{25 - 2,67} + 9507 = 25067 \text{ cm}^3$$

Giá trị mômen do ứng lực trước N_0 gây ra, lấy đối với trục đi qua đỉnh lõi nằm xa nhất so với vùng bê tông chịu kéo kiểm tra chống nứt theo:

$$M_{rp} = N_0 \cdot (e_{ol} + r_1) \text{ với}$$

$$r_1 = l_1 - a = 12,5 - 2,4 = 10,1 \text{ cm}$$

$$e_{ol} = l_2 - a_{sp} = 12,5 - 6 = 6,5 \text{ cm}$$

$$N_0 = A_{sp} \times \sigma_{sp}^{thucte} = A_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_h) = 19,23 \times (12500 - 219,6) = 1236152 \text{ (kG)}$$

$$\text{Thay số: } M_{rp} = 236152 \times (6,5 + 10,1) = 3920123 \text{ (kG.cm)}$$

Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của kết cấu chịu uốn

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 18 \times 25067 + 3920123 = 4371329 \text{ (Kg.cm)}$$

$$\text{Ta nhận thấy: } M_{crc} = 43,72 \text{ (Tm)} > M^{tc} = 25,5 \text{ (Tm)}$$

Vậy cấu kiện đảm bảo khả năng chống nứt.

Các dải trên cột chọn 14 bó cáp T15, mỗi bó gồm 7 sợi $\phi 5$, $a = 320 \text{ mm}$.

Tính toán kiểm tra độ võng toàn phần của sàn:

- Xác định tải trọng:

$$\text{Kích thước dải sàn: } b \times h = 450 \times 25 \text{ (cm)}$$

$$\text{Tĩnh tải: } g_{tc} = 685 \text{ kG/m}^2; \quad g_{tt} = 706 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Hoạt tải: } P_{tc} = 300 \text{ kG/m}^2 \quad P_{tt} = 270 \text{ kG/m}^2$$

(phần dài hạn của hoạt tải là 30 kG/m^2)

Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dài hạn:

$$g_{tc}^{dh} = 685 + 30,0 = 715 \text{ (kG / m}^2\text{)}$$

Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ngắn hạn:

$$p_{tc}^{ngh} = 300 - 30,0 = 270(\text{kG} / \text{m}^2)$$

Các tính toán không kể đến tải trọng ngang

Với dải bản rộng $b = 4,5\text{m}$ ta có tải trọng phân bố theo chiều dài:

$$q_{tc}^{dh} = 715 \times 4,5 = 3217(\text{kG} / \text{m})$$

$$q_{tc}^{ngh} = 270,0 \times 4,5 = 1215(\text{kG} / \text{m})$$

Vật liệu sử dụng:

Bê tông sử dụng loại cấp độ bền b30 có:

$$R_{b,ser} = 22\text{MPa}; R_{bt,ser} = 1,8 \text{ MPa}; E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{MPa}$$

Cốt thép thường nhóm AII có: $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{MPa}$

Cốt thép ứng suất trước có: $E_{sp} = 20 \cdot 10^4 \text{MPa}$

- Xác định nội lực:

Mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ngắn hạn: M_1

Xác định tổng mômen tính toán của nhịp:

$$M_1^0 = \frac{q_{tc}^{ngh} \cdot l^2}{8} = \frac{1215 \times 8,5^2}{8} = 10972 \text{kG.m}$$

Mômen âm tại tiết diện mép cột: $M^{(-)} = 0,65 \cdot M_1^0$

Mômen dương tại tiết diện giữa nhịp: $M^{(+)} = 0,35 \cdot M_1^0$

Khi tính võng, tại giữa nhịp có thể lấy:

$$M_1 = 0,35 M_1^0 = 0,35 \times 10972 = 3840(\text{kG.m})$$

Mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dài hạn: M_2

Xác định theo tổng mômen tính toán của nhịp:

$$M_2^0 = \frac{q_{tc}^{dh} \cdot l^2}{8} = \frac{3217 \times 8,5^2}{8} = 29053(\text{kG.m})$$

Khi tính võng, tại giữa nhịp có thể lấy:

$$M_2 = 0,35 M_2^0 = 0,35 \times 29053 = 10168(\text{kG.m})$$

Tính độ võng toàn phần

Độ võng toàn phần được xác định theo công thức:

$$F = f_1 + f_2 - f_v - f_{vib}$$

*Tính f_1 : Độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng

+ Xác định độ cong do tác dụng ngắn hạn của tải trọng:

Độ cong cần xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right]$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

- Tính ξ với $\nu = 0,45$ (tra bảng)

- $\beta = 1,8$ (Đối với bê tông nặng và bê tông nhẹ)

- Xác định:
$$\delta = \frac{M1}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{384000}{220.450.21^2} = 0,0087$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{32,5.10^3} = 6,46$$

$$\mu = \frac{A_s'}{b h_0} = \frac{14,7}{450.21} = 0,0015$$

$$\varphi_f = \frac{\alpha \cdot A_s'}{2\nu b h_0} = \frac{6,46.14,7}{2.0,45.450.21} = 0,0111$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0}\right) = \varphi_f = 0,0111$$

($h_f' = 0$ có hoặc không có cốt thép S_s')

Thay vào ta có:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,0087 + 0,0111)}{10 \times 0,0015 \times 6,46}} = 0,076$$

Tính: $(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0$

$$(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 = (0,0111 + 0,076) \cdot 450.21 = 823(\text{cm}^2)$$

Tính Z_b :

$$z_b = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] \text{ Ta có } \frac{h_f'}{h_0} \varphi_f = 0$$

$$z_b = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 18 \cdot \left[1 - \frac{0,076^2}{2(0,0111 + 0,076)} \right] = 17,99(\text{cm})$$

Tính ψ_s : với $\varphi_{ls} = 1,0$ (cột thép sợi)

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_1} = 1,25 - 1 \cdot \frac{18 \times 25067}{384000} = -0,07$$

vùng kéo xuất hiện vết nứt, vậy ta lấy giá trị $\frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_1} = 1$ để tính toán.

Lúc này ta có: $\psi_s = 1,25 - 1 \times 1 = 0,25$

$\psi_b = 0,9$ (bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ cao hơn)

Vậy độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của tải trọng với $\psi_b = 0,9$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M_1}{h_0 \cdot z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v} \right] =$$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{38,4 \times 10^4}{21 \times 17,99} \left[\frac{0,07}{21 \cdot 10^5 \times 14,7} + \frac{0,9}{823 \times 32,5 \cdot 10^4 \times 0,45} \right] = 9,9 \cdot 10^{-6}$$

**Tính f_1 :*

$$f_1 = \frac{1}{48} \times \frac{1}{r_1} \times L^2 = \frac{1}{48} \times 9,9 \times 10^{-6} \times 9 \times 10^6 = 1,85(\text{mm})$$

**Tính f_2 : Độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng:*

+ *Xác định độ cong do tác dụng dài hạn của tải trọng:*

Độ cong cần xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_2}{h_0 \cdot z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v} \right]$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

- Tính ξ với $\nu = 0,15$ (tra bảng)
- $\beta = 1,8$ (Đối với bê tông nặng và bê tông nhẹ)

- Xác định:
$$\delta = \frac{M_2}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{1016800}{220.450.21^2} = 0,489$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{32,5.10^3} = 6,46$$

$$\mu = \frac{A_s'}{b h_0} = \frac{14,7}{450.21} = 0,0015$$

$$\varphi_f = \frac{\alpha. A_s'}{2\nu b_0} = \frac{6,46.14,7}{2.0,45.450.21} = 0,0111$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0}\right) = \varphi_f = 0,0111$$

($h_f' = 0$ có hoặc không có cốt thép S_s')

Thay vào ta có:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu_0}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,489+0,0111)}{10 \times 0,0015 \times 6,46}} = 0,065$$

Tính: $(\varphi_f + \xi).b.h_0$

$$(\varphi_f + \xi).b.h_0 = (0,0111 + 0,065).450.21 = 623(\text{cm}^2)$$

Tính Z_b :

$$z_b = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f'}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] \text{ Ta có } \frac{h_f'}{h_0} \varphi_f = 0$$

$$z_b = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 18 \cdot \left[1 - \frac{0,065^2}{2(0,0111 + 0,065)} \right] = 17,42(\text{cm})$$

Tính ψ_s : với $\varphi_{ls} = 1,0$ (cốt thép sợi)

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_2} = 1,25 - 1 \cdot \frac{18 \times 25067}{1016800} = 0,806$$

vùng kéo xuất hiện vết nứt, vậy ta lấy giá trị $\frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_1} = 1$ để tính toán.

Lúc này ta có: $\psi_s = 1,25 - 1 \times 1 = 0,25$

$\psi_b = 0,9$ (bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ cao hơn)

Vậy độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của tải trọng với $\psi_b = 0,9$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_2}{h_0 \cdot z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] =$$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{101,68 \times 10^4}{18 \times 17,42} \left[\frac{0,8}{21 \cdot 10^5 \times 14,7} + \frac{0,9}{623 \times 32,5 \cdot 10^4 \times 0,15} \right] = 180 \cdot 10^{-6}$$

**Tính f_2 :*

$$f_2 = \frac{1}{48} \times \frac{1}{r_2} \times L^2 = \frac{1}{48} \times 180 \times 10^{-6} \times 8,5 \times 10^6 = 31,87 (\text{mm})$$

**Tính f_{vlb} : Độ võng do co ngót và từ biến của bê tông khi cấu kiện chịu*

nén trước:

+ *Xác định độ cong do co ngót và từ biến của bê tông:*

Độ cong cần xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{\varepsilon_{tb} - \varepsilon'_{tb}}{h_0}$$

Trong đó: $\varepsilon_b = \frac{\sigma_{tb}}{E_H}$

Ta có: $\sigma_{tb} = 1400 (\text{kg/cm}^2)$

Vậy có: $\frac{1}{r_3} = \frac{\sigma_{tb}}{E_{sp} h_0} = \frac{1400}{2 \times 10^6 \times 21} = 33,33 \times 10^{-6} (1/\text{cm})$

- *Tính độ võng f_{vlb} :*

$$f_{vlb} = \frac{1}{r_3} \cdot \frac{l^2}{8} = 33,33 \times 10^{-6} \times \frac{850^2}{8} = 3,01 (\text{cm})$$

**Tính f_y : Độ võng do lực nén trước:*

Áp dụng công thức:

$$f_v = \frac{Pe_{op}l^2}{8B_v}$$

Trong đó:

$$P_v = n \cdot \sigma_{sp} \cdot R_{sp} = 11 \times 1180 \times 140 = 176000 \text{ Kg}$$

$$\sigma_{sp} = 1400 - 219,61 = 1180 \text{ MPa}$$

$$f_v^{tt} = \frac{P \cdot e_{op} l^2}{8 \cdot 0,85 \cdot E_b \cdot J} = \frac{176000 \times 14 \times 9^2 \times 10^4}{8 \times 0,85 \times 325000 \times 585937} = 1,54 \text{ cm}$$

$$f_v = f_v^{tt} - f_v^g$$

Trong đó: $e_0 = 0,7h_0 = 0,7 \times 21 = 14 \text{ cm}$

$$B_v = 0,85 \cdot E_b \cdot J$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{450 \times 25^3}{12} = 585937$$

f_v^g - độ võng bản thân

$$f_v^g = \frac{g \cdot l^4}{384 E_{bd} J} = \frac{2810 \times 10^4 \times 9^2 \times 10^4}{384 \times 0,85 \times 325000 \times 585937} = 0,36 \text{ cm}$$

Trong đó: $g = 2,5 \times 4,50 \times 0,25 = 2,81 \text{ T/m}$

Vậy độ võng do lực nén trước là: $f_v = 1,54 - 0,36 = 1,18 \text{ cm}$

Độ võng toàn phần được xác định theo công thức:

$$f = f_1 + f_2 - f_v - f_{vib}$$

Dựa vào các kết quả tính toán trên ta có:

$$f_1 = 0,185 \text{ cm}$$

$$f_2 = 3,178 \text{ cm}$$

$$f_{vib} = 3,01 \text{ cm}$$

$$f_v = 1,18 \text{ cm}$$

Vậy độ võng tại tiết diện giữa nhịp của dải sàn tính toán là:

$$f = 0,185 + 3,178 - 3,01 - 1,18 = -0,827 \text{ cm} < 1/200 = 4,5 \text{ cm}$$

Kết luận chung: sàn ứng lực trước, được thiết kế thỏa mãn điều kiện cường độ và biến dạng về nứt và uốn.

3.2. Tính toán sàn không dầm theo Châu Âu Eurocode 1992-1-1

3.2.1. Các thông số chính:

Kích thước lưới cột (9m x 9m)

Kích thước tiết diện cột: (0,5m x 0,5m)

Chiều cao tầng điển hình: $H_c = 3,3\text{m}$

Bê tông mác C25/30(B30 mác 400)

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 3,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 \quad f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

Cáp ứng lực sử dụng cáp đơn 7 sợi, đường kính danh nghĩa 15,2mm.

$$f_{pk} = 1820 \text{ N/mm}^2 \quad f_p = 1456 \text{ N/mm}^2 \quad P_{max} = 217\text{kN},$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ kN/mm}^2 \quad \text{Thép thường } f_y = 280 \text{ kN/mm}^2$$

3.2.2. Chọn chiều dày sàn và xác định tải trọng:

Theo điều kiện hạn chế độ võng.

$$h = \frac{1}{24} L = \frac{1}{24} 9000 = 375(\text{mm})$$

Với $L = 9,0\text{m}$, chọn sơ bộ $h = 250(\text{mm}) < 375(\text{mm})$, phải kiểm tra độ võng của sàn

Tải trọng: Tĩnh tải sàn đã tính: $G_k = 706\text{kN/m}^2$

Hoạt tải tiêu chuẩn : $Q_k = 300 \text{ kN/m}^2$

Tổng tải trọng tiêu chuẩn: $S_s = 7,06 \times 1 + 3 \times 1 = 10,06 \text{ kN/m}^2$

Tổng tải trọng tính toán:

$$S_u = G_k \cdot \gamma_G + Q_k \cdot \gamma_Q = 7,06 \times 1,35 + 3 \times 1,5 = 14,03(\text{kN/m}^2)$$

Theo điều kiện chọc thủng:

Xác định lực cắt thủng:

$$F = 9 \times 9 \times 14,03 - (0,5 + 4 \times 0,202) \times (0,5 + 4 \times 0,202) = 1134 \text{ kN}$$

Xác định khả năng chịu cắt thủng của bản sàn cho trường hợp không có cốt thép chịu cắt theo công thức:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min}$$

Trong đó:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \lambda_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

($\lambda_c = 1,5$ là hệ số an toàn riêng cho vật liệu bê tông trong tình huống thiết kế lâu dài và tạm thời)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 = 1 + \sqrt{\frac{200}{202}} = 1,99 < 2$$

$\rho_1 = 0,19\%$ - hàm lượng thép thường đặt theo hàm lượng tối thiểu

$\rho_{\min} = 0,13\%$, dùng $\phi 12a250$, đặt 2 lớp trên và dưới

$$f_{ck} = 25 \text{ kN/mm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2f_{cd} = \frac{217 \times 11 \times 10^3}{250 \times 4500} = 2,12 (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{Vậy: } V_{Rd,c} = 0,12 \times 2 (100 \times 0,19 \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 2,12 = 2,19 (\text{N/mm}^2)$$

Chiều dài chu tuyến kiểm tra cơ bản:

$$U = (0,5 + 4 \times 0,202) \times 4 = 5,50 \text{ (m)}$$

Ứng suất tính toán:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{ud} = \frac{1134000}{5200 \times 202} = 1,07 (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{Vậy } V_{Rdc} = 2,19 \text{ N/mm}^2 > V_{Ed} = 1,07 \text{ N/mm}^2$$

Vậy chiều cao sàn đã chọn đảm bảo về điều kiện cắt thủng

Xác định nội lực:

* Mô men tính toán tổng cộng

$$M_0 = \frac{S_u l_1 l_2^2}{8} = \frac{14,03 \times 9 \times 8,5^2}{8} = 1140$$

+ Mô men dải cột

$$\text{Ở gối: } = 65\% * M_0 = 0,65 * 1140 = 741 \text{ kNm}$$

$$\text{Nhịp} = 0,50 * M_0 = 0,50 * 1140 = 570 \text{ kNm}$$

+ mô men dải nhịp

$$\text{Ở gối: } = 0,3\% * M_0 = 0,30 * 1140 = 342 \text{ kNm}$$

$$\text{Nhịp} = 0,50 * M_0 = 0,50 * 1140 = 570 \text{ kNm}$$

* Mô men tiêu chuẩn tổng cộng

$$M_0 = \frac{S_u l_1 l_2^2}{8} = \frac{10,06 \times 9 \times 8,5^2}{8} = 817$$

+ Mô men dải cột

$$\text{Ổ gôi: } = 65\% \cdot M_0 = 0,65 \cdot 817 = 531 \text{ kNm}$$

$$\text{Nhịp} = 0,50 \cdot M_0 = 0,50 \cdot 817 = 408 \text{ kNm}$$

+ mô men dải nhịp

$$\text{Ổ gôi: } = 0,30\% \cdot M_0 = 0,30 \cdot 1140 = 245 \text{ kNm}$$

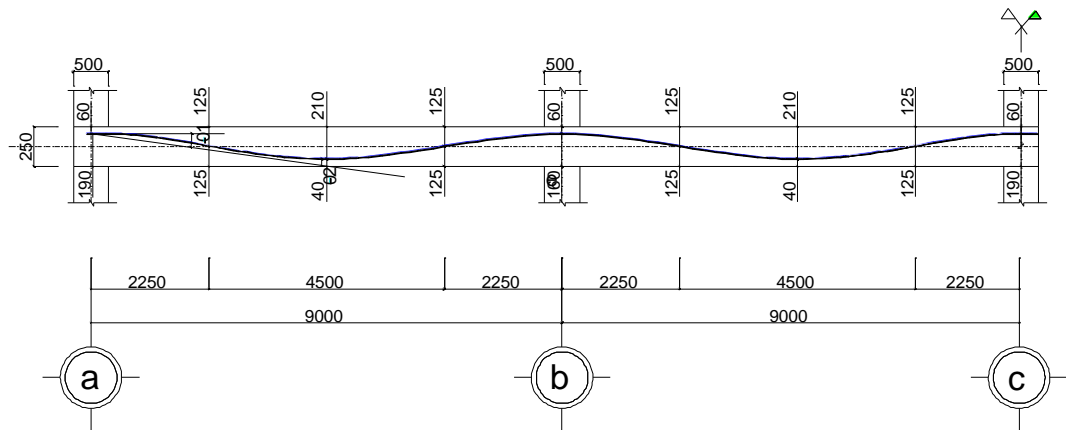
$$\text{Nhịp} = 0,50 \cdot M_0 = 0,50 \cdot 1140 = 408 \text{ kNm}$$

Lực cắt tính toán lớn nhất:

$$V_{Ed} = \frac{ql}{2} = \frac{14,03 \times 4,5 \times 8,5}{2} = 268 \text{ kN}$$

3.2.4. Xác định quỹ đạo cáp và các tổn hao ứng suất:

Quỹ đạo cáp được xác định sơ bộ như hình vẽ sau:



s -> R_a quĩ R_o c, p

Xác định các tổn hao ứng suất

* Xác định tổn hao ứng suất do biến dạng tức thời của bê tông

Xác định theo công thức:

$$\Delta P_{el} = E_p \cdot \sum \left[\frac{J \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Trong đó:

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$J = 1/2$ (có thể lấy gần đúng bằng 1/2)

Cường độ bê tông ở tuổi 21 ngày (là thời điểm dự kiến bê tông đạt 75% cường độ và tiến hành căng cáp):

$$f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc} \cdot (t) \cdot f_{cd}$$

Trong đó:

$$\beta_{cc} = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{21} \right)^{1/2} \right] \right\} = 0,962$$

(Chọn $s = 0,25$ đối với bê tông có cấp độ bền CEM 32,5 R)

$$f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc} \cdot (t) \cdot f_{cd} = 0,9621 \times 16,7 = 16,06 (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_c(t) = f_{cd}(t_{21})$$

$$\text{Vậy: } E_{cm}(t_{21}) = \{f_{cd} / t_{21}\}^{0,3} \cdot E_c$$

$$E_{cm}(t_{21}) = \{16,06 / 16,7\}^{0,3} \cdot 3,1 \cdot 10^4 = 3,06 \cdot 10^4 (\text{N/mm}^2)$$

Tổn hao do biến dạng tức thời của bê tông:

$$\Delta P_{el} = E_p \cdot \sum \left[\frac{J \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 2 \times 10^5 \cdot \left[\frac{0,5 \times 16,06}{3,06 \times 10^4} \right] = 53 (\text{N/mm}^2)$$

* Xác định tổn hao do co ngót của bê tông

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

Trong đó:

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{cs} = 5 \times 10^{-4} (\text{mm}) \text{ là biến dạng co ngót dự tính}$$

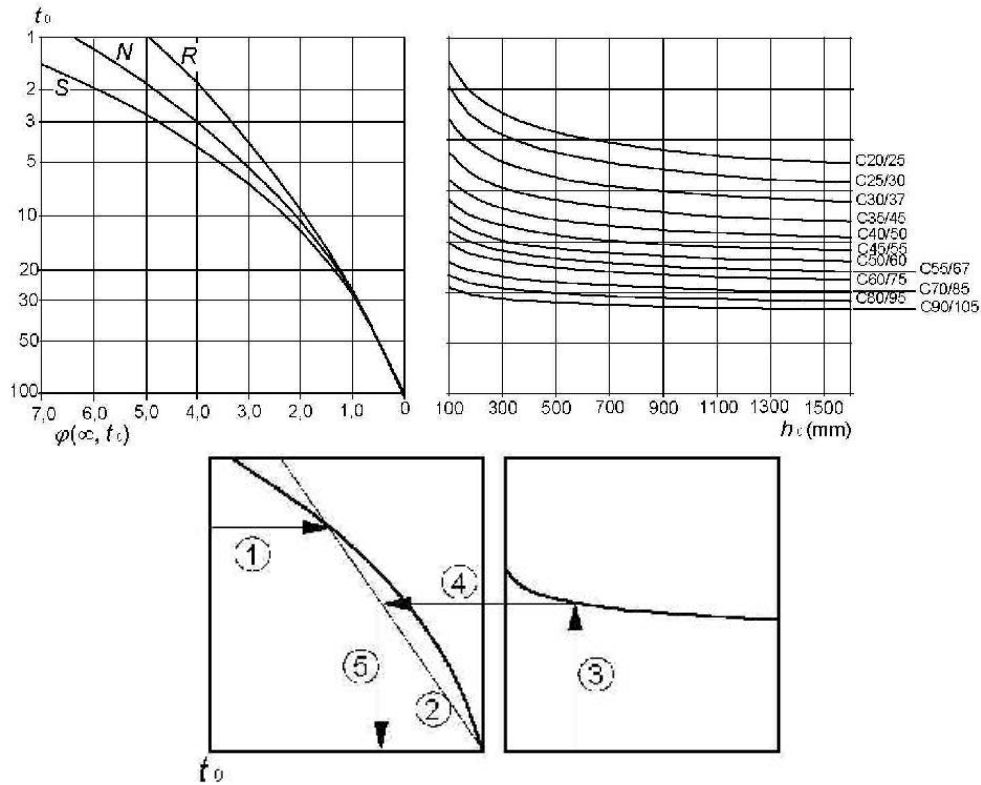
$$E_{cm} = 3,1 \times 10^4 (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_{c,QP} = 2,78 (\text{N/mm}^2)$$

$\varphi(t, t_0)$ Hệ số từ biến được xác định theo biểu đồ

$$\text{Vậy: } \varphi(t, t_0) = 3,5$$

$$Z_{cp} = \frac{250}{2} - 40 - \frac{15,2}{2} = 77(\text{mm})$$



Hình 3.5. Biểu đồ xác định hệ số từ biến $\varphi(t, t_0)$

$$A_c = 312,5 \times 250 = 78125 \text{ mm}^2$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{312,5 \times 250^3}{12} = 4069 \times 10^5 (\text{mm}^4)$$

Giá trị tổn hao ứng suất của bê tông: s

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 154 (\text{N/mm}^2)$$

* Xác định tổn hao ứng suất do chùng cốt thép:

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{pr} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

Trong đó:

$\rho_{1000} = 0,7$ (Lấy bằng 70% tỷ lệ của ứng suất ban đầu trong thanh căng, giá trị $t = 500000$ giờ, tính cho giá trị dài hạn cuối cùng của tổn thất ứng suất trước do chùng cốt thép.

$$\sigma_{pi} = 0,7 \cdot f_p = 0,7 \times 1456 = 1020 (\text{N/mm}^2)$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1020}{1820} = 0,56$$

Giá trị tổn hao ứng suất do chùng cốt thép:

$$\Delta\sigma_{pr} = 5,39 \times 0,7 \times 2,781^{3,752} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,33} \times 10^{-5} \times 1020 = 13,88 (\text{N/mm}^2)$$

* Xác định tổn thất do ma sát:

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{\mu}(x) = \sigma_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Trong đó:

$$\sigma_{p\max} = \frac{P_{\max}}{A_p} = 1550 (\text{kN})$$

μ : Hệ số ma sát giữa thanh căng và ống lồng. $\mu = 0,19$

$$\varphi = 36,5/2 = 18,25 \text{m}$$

K : là chuyển vị góc ngoài chủ định của các thanh căng: $k = 0,005$

$\chi(m)$: Chiều dài đoạn ống kể từ thiết bị căng gần nhất tới tiết diện tính

toán; ta có $\chi = 36,5/2 = 18,25 \text{m}$

Ta có: $\theta = 4\theta_1 + 4\theta_2$ trong đó θ_1, θ_2 , là góc xoay của trục cốt thép trong đoạn AB, BC, CD

- Đối với cáp nằm dưới (song song trục A-E):

$$+ \text{ Tại gối tựa: } e_1 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 85 \text{mm} = 8,5 \text{cm}$$

$$+ \text{ Tại nhịp giữa: } e_2 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 65 \text{mm} = 6,5 \text{cm}$$

- Đối với lớp cáp nằm trên (song song trục 1-5):

$$+ \text{ Tại gối tựa: } e_1 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 85 \text{mm} = 8,5 \text{cm}$$

$$+ \text{ Tại nhịp giữa: } e_2 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - 20 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 65 \text{mm} = 6,5 \text{cm}$$

Dựa vào sơ đồ ta có giá trị góc xoay sau:

$$\theta_1 = \text{tg}\theta_1 = \frac{12,5 - 6}{225} = 0,0288 \text{rad}$$

$$\theta_2 = \operatorname{tg}\theta_2 = \frac{12,5 - 3}{225} = 0,0422\text{rad}$$

Vậy có: $\theta = 4.0,0288 + 4.0,0422 = 0,284\text{rad}$ thay số ta có:

$$\sigma_{ms} = 1250 \times (1 - e^{-0,19(0,284 + 0,005 \times 18,25)}) = 87,80\text{MPa}$$

- Xác định tổn hao ứng suất do biến dạng của neo:

Giá trị tổn hao ứng suất tại neo xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{pn} = \left(\frac{P_0}{A_p} \right) = \frac{E_p \cdot \Delta}{L}$$

Trong đó:

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ kN/mm}^2$$

$\Delta = 2\text{mm}$ - tính cho một đầu neo

$L = 18250$. L – Chiều dài của cốt thép căng, mm.

$$\Delta\sigma_{pn} = \left(\frac{P_0}{A_p} \right) = \frac{E_p \cdot \Delta}{L} = \frac{2 \times 10^5 \times 2}{18250} = 21,91(\text{N/mm}^2)$$

3.2.5. Xác định số lượng cáp

Xác định tải trọng cân bằng:

$$W_{bl} = 0,8G_k = 0,8 \times 7,06 = 5,64 \text{ kN/m}^2$$

Lực căng thực tế trên một đơn vị chiều rộng bản

$$P_{bl} = \frac{W_{bl} L^2}{8.e} = \frac{5,64 \times 8,5^2}{8 \times 0,077} = 661(\text{kN})$$

Lực căng hiệu dụng của một cáp:

$$P_e = f_p \cdot A_p - \sigma_{pl} \cdot A_p = 200,77(\text{kN})$$

Với σ_{pl} - là tổng các tổn hao ứng suất:

Số lượng cáp tính cho một đơn vị chiều rộng bản:

$$n = \frac{P_{pl}}{P_e} = \frac{661}{200,77} = 3,2 \text{ chọn } 3 \text{ cáp/ dải rộng } 1\text{m}$$

Với kích thước dải cột là: $b = 4,5\text{m}$ bố trí 14 cáp

3.2.6. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1

*** Kiểm tra khả năng chịu cắt:**

Do chiều dày sàn đã tính toán đủ khả năng chống cắt thủng, nên chỉ tiến hành kiểm tra khả năng chịu cắt kiểu dầm cho dải sàn:

- Lực cắt tính toán lớn nhất:

$$V_{Ed} = \frac{ql^2}{2} = \frac{14,03 \times 4,5 \times 8,5}{2} = 268(\text{kN})$$

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12k(100\rho_1f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp} \right] b_w d$$

Với:

$$V_{Rd,c} \text{ min} = (0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + k_1\sigma_{cp}) b_w d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,99 < 2$$

$$\rho_1 = 0,19\%$$

$$k_1 = 0,15$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 4500 \text{ mm}, d = 250 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cp} = 2,78 < 0,2f_{cd} = 0,2 \times 16,7 = 3,34 (\text{N/mm}^2)$$

Thay vào công thức ta có:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times 2(100 \times 0,19 \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 2,78 \right] 4500 \times 250 = 1024 \text{ kN}$$

$$\text{Vậy: } V_{Rd,c} = 1024 \text{ kN} > V_{Ed} = 268 \text{ kN}$$

Đủ khả năng chịu cắt

– Kiểm tra khả năng chịu uốn:

Công thức kiểm tra:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 0,567 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot z \cdot x + f_{sc} \cdot A_s \cdot (d - a')$$

Trong đó:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{sc} = 280 \text{ N/mm}^2;$$

$$A_s = 1810 \text{ mm}^2$$

$$d = 250 \text{ mm};$$

$$a' = 24 \text{ mm}$$

$$x = \frac{f_{p,eff} A_p}{0,567 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{18 \times 1099 \times 140}{0,567 \times 25 \times 4500} = 43 \text{ mm} \leq 0,45d = 0,45 \times 250 = 112 \text{ mm}$$

Trong đó:

$$f_{p,eff} = f_p - (\Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{p,c+s+r} + \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{\mu(x)} + \Delta\sigma_{pn})$$

$$f_{p,eff} = 1456 - 270,12 = 1185 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$z = d - \frac{x}{2} = 202 - \frac{43}{2} = 228,5 \text{ (mm)}$$

$$M_{Ed} = 0,567 \times 25 \times 4500 \times 228,5 \times 43 + 280.1810(250 - 24') = 762 \text{ (kNm)}$$

$$M_{Rd} = 762 \text{ kNm} > M_{Ed} = 741 \text{ kNm}$$

Đủ khả năng chịu uốn:

– **Kiểm tra cường độ ở giai đoạn ngay sau khi căng:**

Điều kiện hạn chế ứng suất trong bê tông:

$$f_b = \frac{P_0}{A_c} + \frac{P_0}{I} z \leq f_{cd}(t)$$

Xét tiết diện: $b \times h = 3900 \times 220 \text{ mm}$

$$P_0 = \sigma_{pII} \cdot A_p = 1266 \cdot 14 \cdot 140 = 2481 \text{ (kN)}$$

Trong đó:

σ_{pII} - ứng suất có hiệu ngay sau khi căng:

$$\sigma_{pII} = f_p - (\Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{\mu(x)} + \Delta\sigma_{pm}) = 1456 - 190 = 1266 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$A_c = 4500 \times 250 = 11250 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$e_2 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 85 \text{ mm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{4500 \times 250^3}{12} = 585 \times 10^7 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$z = \frac{h}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ (mm)} \text{ tương ứng với điểm tại mép của tiết diện;}$$

$$f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc}(t) f_{cd} = 0,962 \times 16,7 = 16,06 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Giá trị ứng suất là:

$$f_b = 2,2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq 16,06 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

Đảm bảo về cường độ.

Khi bê tông đạt 75% về cường độ tương ứng với $f_{cd} = 10,04 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ có thể tiến hành căng cáp

3.2.6. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 2

* Kiểm tra khả năng chống nứt:

Công thức kiểm tra:

$$M_{Ed,s} \leq M_{cr}$$

Với: $M_{Ed,s} = 531 \text{ kNm}$, mômen lớn nhất do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

$$M_{cr} = P\left(e + \frac{h}{6}\right) + f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \text{ là mômen kháng nứt của tiết diện;}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$P = 18 \times 1099 \times 140 = 2769 \text{ (kN)}$$

$$e_2 = \frac{250}{2} - 12 - 18 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 85 \text{ mm}$$

$$\text{Giá trị } M_{cr} = 583 \text{ kNm} > M_{Ed,s} = 531 \text{ kNm}$$

Đảm bảo về chống nứt

* Kiểm tra độ võng

- Độ võng ngắn hạn:

$$\text{Xác định theo công thức sau: } y_1 = \frac{5(q-w)L^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I}$$

Với: $q = 10,03 \text{ kN/m}^2$ – tổng tải trọng tiêu chuẩn

$$w = 0,8 \times G_k = 0,8 \times 6,85 = 5,48 \text{ kN/m}^2 \text{ – tải trọng cân bằng}$$

$$E_c = 3,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{4500 \cdot 250^3}{12} = 585 \times 10^7 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$\text{Giá trị độ võng ngắn hạn: } y_1 = 2,03 \text{ mm}$$

$$\text{- Độ võng dài hạn: } y_2 = \frac{5(q-w)L^4}{384 \cdot E_{c,eff} \cdot I}$$

$$\text{Với: } f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc} \cdot (t) \cdot f_{cd}$$

$$\beta_{cc} = \exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} = \exp\left\{0,25\left[1 - \left(\frac{28}{21}\right)^{1/2}\right]\right\} = 0,962$$

(Chọn s = 0,25 đối với bê tông có cấp độ bền CEM 32,5 R)

$$f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc}(t).f_{cd} = 0,962 \times 16,7 = 16,06 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_c(t) = f_{cd}(t_{21})$$

$$E_{cm}(t_{21}) = \left\{f_{cd}(t_{21})/f_c\right\}^{0,3} \cdot E_{c=} \left\{16,06/16,7\right\}^{0,3} \cdot 3,1 \cdot 10^4 = 3,06 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi(\infty, t_{21}) = 3,5 \text{ (tra theo biểu đồ thực nghiệm)}$$

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_c(t_{21})}{1 + \phi(\infty, t_{21})} = \frac{3,06 \times 10^4}{1 + 3,5} = 0,68 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

Giá trị độ võng dài hạn: $y_2 = 14,4 \text{ mm}$

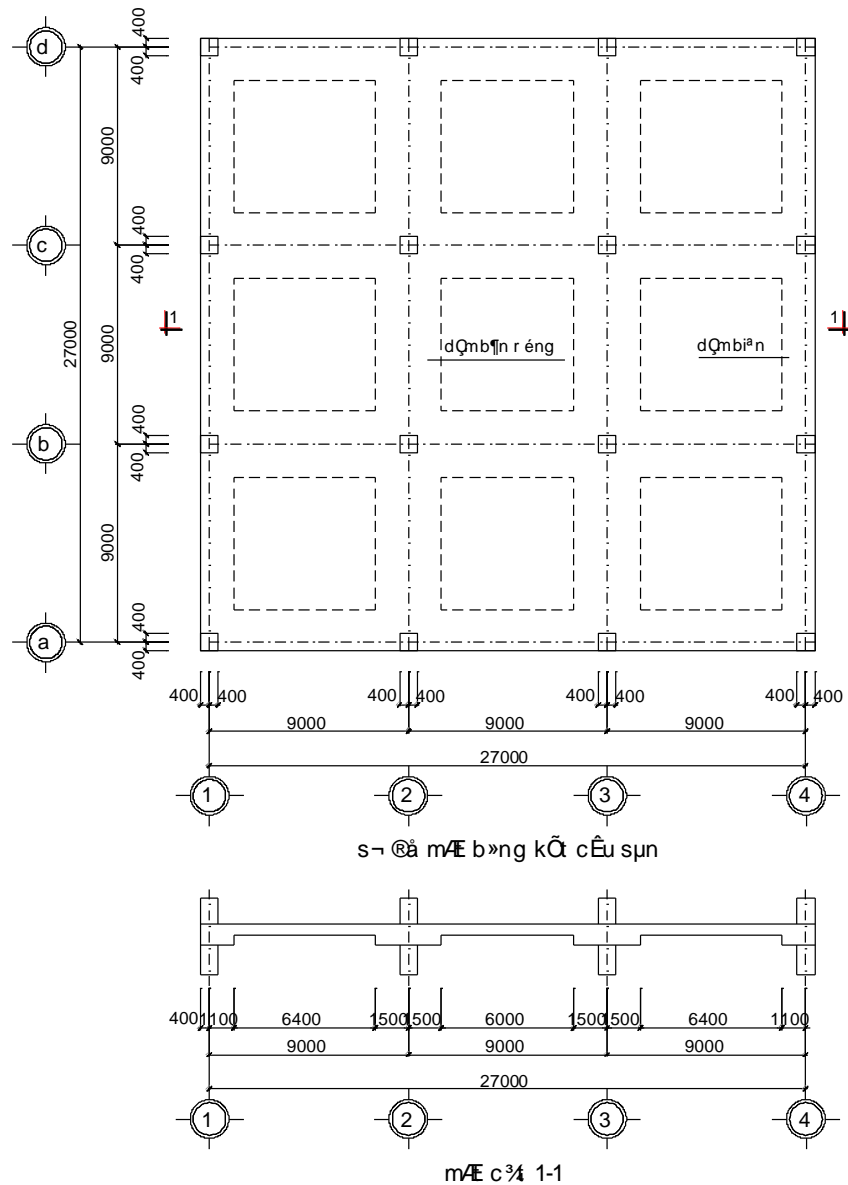
Độ võng toàn phần: $Y = y_1 + y_2 = 17,36 \text{ mm}$

Độ võng giới hạn: $[y] = \frac{1}{240} L = 37,5 \text{ (mm)}$

Như vậy sàn đảm bảo về giới hạn độ võng

3.3. Tính toán dầm theo TCVN 5574 – 2012

3.3.1. Số liệu ban đầu.



Hình 3.6. Mặt bằng và mặt bằng kết cấu sàn

- Kích thước lưới cột (9m x 9m)
- Tải trọng tường xây tính trung bình: $g_1 = 200 \text{ kG/m}^2$
- Hoạt tải $p = 150 \text{ kG/m}^2$
- Bê tông cấp độ bền B30 (Mác 400) có:
 $R_b = 17 \text{ MPa}$ với $\gamma_{b2} = 1$; $R_{b,ser} = 22 \text{ MPa}$
 $R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$; $R_{bt,ser} = 1,8 \text{ MPa}$; $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

3.3.2. Chọn kích thước tiết diện dầm, bản sàn

Dầm:
$$h_d = \left(\frac{1}{15} : \frac{1}{20} \right) l = \frac{900}{20} = 450 \text{cm}$$

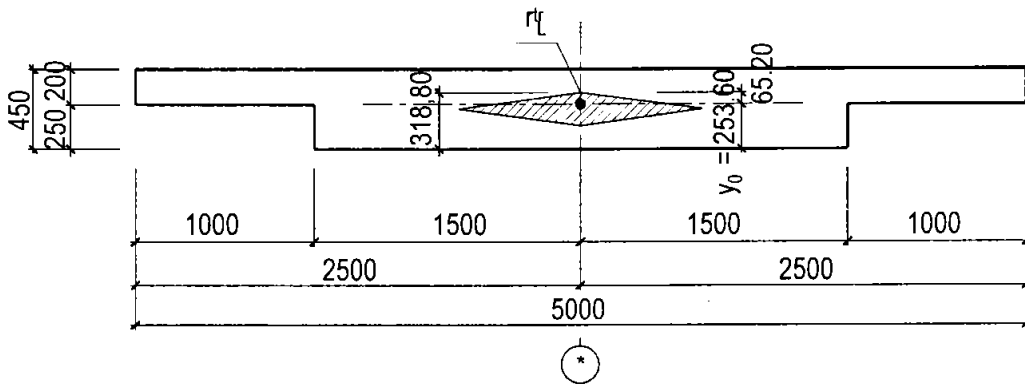
$$b_d = (0,2 - 0,5)l = (0,2 - 0,5).900; \text{ Chọn } b_d = 300 \text{cm}$$

Chiều cao phần bản sàn còn lại (6x6m)

$$h_s = \left(\frac{1}{25} - \frac{1}{35} \right) l = \frac{600}{30} = 20 \text{cm}$$

Tiết diện giữa nhịp các dầm có xét tới cánh chịu lực trong vùng nén, bề rộng cánh chọn như sau:

$$b'_f \leq 6h_r = 6 \times 20 = 120 \text{cm}; \text{ lấy } b'_f = 100 \text{cm}$$



Hình 3.7. Tiết diện tính toán dầm

3.3.3. Xác định tải trọng, nội lực:

Bảng xác định tải trọng

Tải trọng	Diễn giải	Tải trọng tiêu chuẩn (T/m)	Hệ số vượt tải	Tải trọng tính toán (T/m)
Dầm và cánh	$2,5 \times 0,2 + 2,5 \times 3 \times 0,25$	4,375	1,1	4,813
Trát, lát	$0,06 \times 1,8 \times 5$	0,540	1,2	0,648
Tường	$0,200 \times 5$	1,00	1,1	1,100
Sàn	$\frac{5}{8} \times (0,5 + 0,108) \times 4 \times 2$	3,04	1,1	3,400
Tải trọng tác động dài hạn $q^{tc} = 8,955 \text{ T/m}; q^{tt} = 9,961 \text{ T/m}$				
Hoạt tải (tác động ngắn hạn)	$0,15 \times 5 + 0,15 \times 4 \times \frac{5}{8} \times 2$	1,50	1,2	1,8
Tổng tải trọng		10,455		11,761

Mômen uốn tính toán tại tiết diện giữa nhịp và gối (nhịp bên trong) xác định theo công thức:

$$M_{nh}^{tt} = 0,35 \frac{q.l^2}{8} = 0,35 \frac{11,761.9^2}{8} = 41,678Tm$$

$$M_g^{tt} = 0,65 \frac{q.l^2}{8} = 0,65 \frac{11,761.9^2}{8} = 77,402Tm$$

$$M_{nh}^{tc} = 0,35 \frac{q.l^2}{8} = 0,35 \frac{10,455.9^2}{8} = 37,049Tm$$

$$M_g^{tc} = 0,65 \frac{q.l^2}{8} = 0,65 \frac{10,455.9^2}{8} = 68,806Tm$$

3.3.4. Xác định sơ bộ số lượng cốt thép căng và cốt thép thường

- Trước hết xác định trọng tâm hình học tiết diện bê tông

$$A_b = 300.45 + 2.100.20 = 135000 + 4000 = 17500cm^2$$

$$S = 300.45 + 2.100.20 \left(25 + \frac{20}{2} \right) = 443750cm^3$$

- Khoảng cách từ mép dưới tiết diện đến trọng tâm:

$$y_0 = \frac{\sum S}{A_b} = \frac{443750}{17500} = 25,36cm$$

- Xác định khoảng cách từ trọng tâm đến đỉnh lõi nén tiết diện:

$$r_{top} = \frac{I}{A_b \cdot y_0}$$

$$I = \frac{300.45^3}{12} + 300.45.2,86^2 + 2 \cdot \left(\frac{100.20^3}{12} + 2000.9,64^2 \right) = 2893602cm^4$$

$$r_{top} = \frac{I_{red}}{A_{red} \cdot y_{0red}} = \frac{2893602}{17500.25,36} = 6,52cm$$

- Chọn thép cường độ cao T15 được bện thành bó, mỗi bó 7 sợi, đường kính các sợi thép $\phi 5$ có:

$$R_{sn} = 1680Mpa \quad R_{sp} = 1400MPa \quad E_{sp} = 2 \times 10^5 Mpa$$

Giả thiết tạm thời hao tổn 20%, tạo có cường độ tính toán của cáp

$$R_{aH} = 0,8.R_{sp} = 0,8.1400 = 1120Mpa$$

Lực cần tính toán (ổn định) cho mỗi bên cáp là:

$$P_u = 11200.1,4 = 15680 \text{ kG} = 15,68\text{T}$$

- Số cáp cần thiết tính theo khả năng không gây nứt của tiết diện là:

$$n = \frac{M_{nh}^{tt}}{P_{tt}.Z_0}$$

- Trong đó: Z_0 là cánh tay đòn từ trọng tâm cốt căng đến đỉnh lõi

$$Z_0 = 31,88 - 5 = 26,88\text{cm}$$

$$n = \frac{41,678}{15,68.0,2688} = 11,3 \text{ sợi}$$

Nếu xét đến cốt thép thường có thể chọn số cáp là 10 sợi, ta có

$$A_{sp} = 10.1,4 = 14 \text{ cm}^2$$

Bố trí cốt thép trong tiết diện và tính lại tiết diện quy đổi:

Cốt thép thường: Lấy theo tỷ lệ bằng $0,003.A_b$

$$(A_s + A_s') = 0,003.17500 = 52,5 \text{ cm}^2$$

Bố trí: A_s chọn $10\phi 14$; $A_s = 15,40\text{cm}^2$

$$A_s' \text{ chọn } 22\phi 14; A_s' = 33,88\text{cm}^2$$

Tổng cộng: $A_s + A_s' = 49,28\text{cm}^2$ xấp xỉ $0,003.A_b$

Ngoài cốt thép kéo căng và thép thường bố trí như hình (3.8):

- Xác định diện tích quy đổi theo công thức sau:

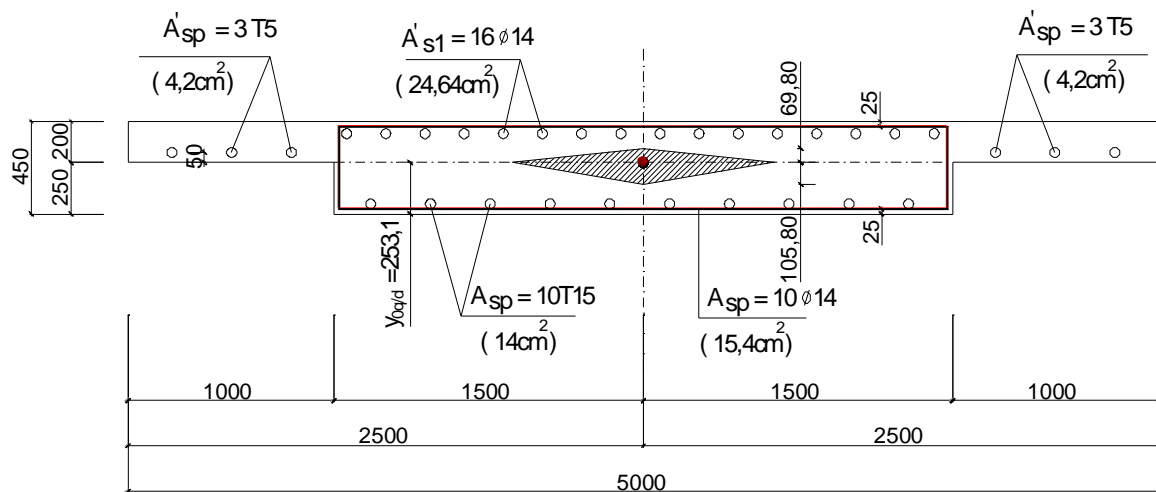
$$\text{Tính } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{20.10^4}{32,5.10^3} = 6,47$$

$$\alpha_{sp} = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{20.10^4}{32,5.10^3} = 6,20$$

$$A_{red} = A_b + \alpha(A_a + A_s') + \alpha(A_{sp} + A_{sp}')$$

$$= 17500 + 7.(33,88 + 15,40) + 6,20.(14 + 8,4) = 17988 \text{ cm}^2$$

- Xác định trọng tâm tiết diện quy đổi:



Hình 3.8. Bố trí cốt thép căng và thép thường

Mômen tĩnh lấy đối với trục qua mép dưới tiết diện:

$$S_{red} = 443750 + 26,64 \cdot 6,774 \cdot 42,5 + 8,4 \cdot 6,774 \cdot 2,5 = 45546,69 \text{ cm}^3$$

$$y_{ored} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{455426,69}{17988} = 25,33 \text{ cm}$$

- Xác định mômen quá tính tiết diện tương đương đối với trục trọng tâm:

$$I_{red} = 2 \cdot \left(\frac{100 \cdot 20^3}{12} + 2000 \cdot 6,9^2 \right) + \frac{300 \cdot 45^3}{12} + 300 \cdot 45 \cdot (2,5 + 3,1)^2 + 180,459 \cdot 14,40^2 + 52,836 \cdot (5 - 3,1)^2 + 62,592 \cdot 0,6^2 + 88,06 \cdot 23,1^2 + 104,32 \cdot 25,33^2 = 3178248,4 \text{ cm}^4$$

- Khoảng cách từ trọng tâm đến đỉnh lõi nén xác định theo công thức:

$$r_{top} = \frac{I_{red}}{A_{red} \cdot y_{ored}} = \frac{3178248,4}{17988 \cdot 25,36} = 6,98 \text{ cms}$$

$$r_{dow} = \frac{I_{red}}{A_{red} \cdot (h - y_{ored})} = \frac{3178248,4}{17988 \cdot (45 - 25,33)} = 10,582 \text{ cm}$$

3.3.5. Xác định các tổn hao ứng suất

* **Tổn hao do chùng ứng suất của cốt thép:** σ_{ch}

Ứng suất hao đối với thép sợi cường độ cao:

$$\sigma_{ch} = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{sp}$$

Cần thỏa mãn các điều kiện:

$$1,05\sigma_{sp} = \sigma_{sp} + P \leq 0,8R_{sn} \text{ và } \sigma_{sp} - P \geq 0,2.R_{sn}$$

Trong đó: P – độ chênh lệch cho phép lấy bằng $0,05 \cdot \sigma_{sp}$

Thay vào ta có:

$$0,21.R_{sn} \leq \sigma_{sp} \leq 0,762.R_{sn} = 0,762.1680 = 1280,15MPa$$

Chọn $\sigma_{sp} = 1250MPa$

$$\sigma_{ch} = \left(0,22 \cdot \frac{1250}{1680} - 0,1 \right) \cdot 1250 = 79,61MPa$$

– **Tổn hao ứng suất do biến dạng của neo đặt ở thiết bị căng σ_{neo}**

Do sự biến dạng của neo và sự ép sát các tấm đệm: σ_{neo} theo công thức:

$$\sigma_{neo} = \frac{\lambda}{L} \cdot E_{sp}$$

Trong đó: L – chiều dài cốt thép căng: L = 27800 mm

λ - tổng số biến dạng của bản thân neo, $\lambda = 2mm$

$$\sigma_{neo} = \frac{2}{27800} \cdot 2 \cdot 10^5 = 14,39MPa$$

– **Tổn hao do ma sát của cốt thép với thành ống rãnh σ_{ms}**

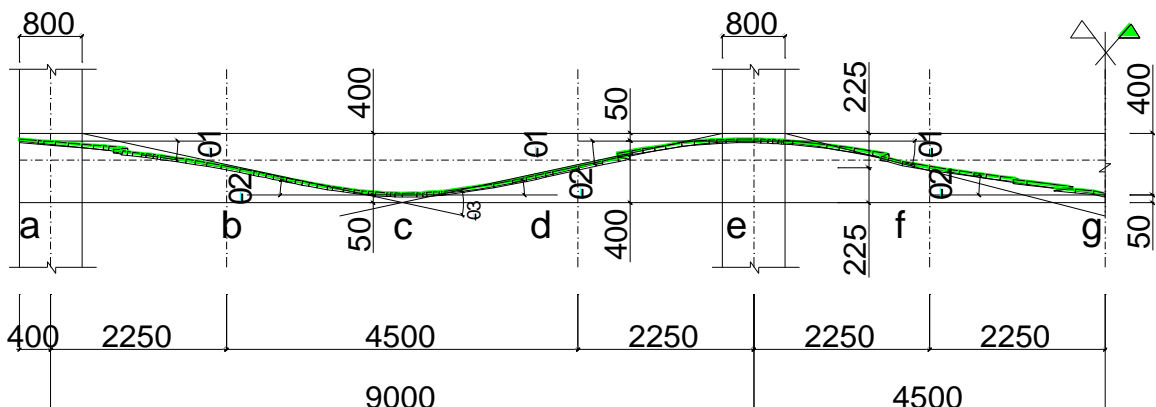
Trong phương pháp căng sau, σ_{ms} được tính theo công thức:

$$\sigma_{ms} = \sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\varpi\chi + \delta\theta}} \right)$$

$\varpi = 0,0015(1/m)$; $\delta = 0,05(1/rad)$ tra bảng

$\chi = 27,8m$

$\theta = 6\theta_1 + 6\theta_2 + 3\theta_3$ t



SƠ ĐỒ CĂNG CÁP

Khoảng cách từ trục cáp đến trục trung hòa của dải sàn:

$$+ \text{ Tại gối tựa: } e_1 = \frac{450}{2} - 14 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 176 \text{ mm} = 17,6 \text{ cm}$$

$$+ \text{ Tại giữa nhịp: } e_1 = \frac{450}{2} - 14 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 176 \text{ mm} = 17,6 \text{ cm}$$

Dựa vào sơ đồ ta có giá trị góc xoay sau:

$$\theta_1 = \text{tg}\theta_1 = \frac{17,6}{225} = 0,0782 \text{ rad}$$

$$\theta_2 = \text{tg}\theta_1 = \frac{17,6}{225} = 0,0782 \text{ rad}$$

$$\theta_3 = 2\theta_2 = 2 \cdot 0,0782 = 0,1564 \text{ rad}$$

$$\text{Vậy có: } \theta = 6 \cdot 0,0782 + 6 \cdot 0,0782 + 3 \cdot 0,1564 = 1,406 \text{ rad}$$

$$\text{Ta có: } \sigma_{ms} = 1250 \times \left(1 - \frac{1}{2,7183^{0,00015 \times 27,8 + 0,05 \times 1,408}} \right) = 132,55 \text{ MPa}$$

– **Tổn hao do từ biến của bê tông** σ_{tb}

Xảy ra sau một quá trình nén lâu dài; đối với bê tông nặng

$$\sigma_{tb} = 200 \cdot k \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} \leq 0,6$$

$$\sigma_{tb} = 400 \cdot k \cdot \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_0} - 0,3 \right) \text{ khi } \frac{\sigma_{bp}}{R_0} > 0,6$$

Trong đó: $k=1$ đối với bê tông đồng cứng tự nhiên;

σ_{bp} - Ứng suất nén trước trong bê tông ở ngang mức trọng tâm của cốt thép

kéo căng; tính σ_{bp} có kể đến các ứng suất hao đã có $\sigma_{ch}, \sigma_{neo}, \sigma_{ms}$

Trong trường hợp sử dụng phương pháp căng sau, sơ bộ chọn:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_0} = 0,65 > 0,6$$

$$\text{Do đó: } \sigma_{tb} = 400 \times 1 \times (0,65 - 0,3) = 140 \text{ MPa}$$

– **Tổng tổn hao ứng suất** σ_h bao gồm:

+ Tổng hao trong quá trình chế tạo:

$$\sigma_{h1} = \sigma_{neo} + \sigma_{ms} = 14,39 + 132,55 = 146,94 \text{MPa}$$

+ Tổng hao trong quá trình sử dụng:

$$\sigma_{h2} = \sigma_{ch} + \sigma_{tb} = 79,61 + 140 = 219,61 \text{MPa}$$

Tổng tổn hao ứng suất: $\sigma_h = \sigma_{h1} + \sigma_{h2} = 146,94 + 219,61 = 361,55 \text{MPa}$

3.3.6. Kiểm tra theo TTGH 1

Kiểm tra chiều cao vùng nén

Chiều cao tương đối giới hạn vùng nén theo công thức:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{400} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

Trong đó:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17 = 0,714 \quad (\alpha = 0,85 \text{ với bê tông nặng})$$

σ_{sR} - là ứng suất trong cốt thép; $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$ (MPa). Giá trị σ_{sp}

Được xác định với hệ số $\gamma_{sp} = 0,9 < 1$ và kể đến các tổn hao ứng suất.

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot (1400 - 362) = 934 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sR} = 1400 + 400 - 934 = 866 \text{MPa}$$

Vậy:
$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{866}{400} \cdot \left(1 - \frac{0,714}{1,1}\right)} = 0,405$$

Điều kiện chiều cao vùng nén: $R_b \cdot b \cdot x = R_{sp} \cdot A_{sp}$

$$x = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b} = \frac{1400 \cdot 14}{17.500} = 2,30 \text{cm} < \xi_R h_0 = 0,405 \cdot 40 = 16,2 \text{cm} \quad \text{Thỏa mãn}$$

Ta nhận thấy vùng nén thuộc cách và chiều cao vùng nén đạt yêu cầu

3.3.7. Kiểm tra theo TTGH 2

Kiểm tra tiết diện theo khả năng chống nứt

Giá trị nội lực kiểm tra khả năng chống nứt là: $M^{tc} = 37,049 \text{ Tm}$

Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của cầu kiện chịu uốn:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{bl} + M_{rp}$$

Trong đó:

$$R_{bl,ser} = 22 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

M_{rp} – mômen do ứng lực trước N_0 gây ra đối với trục đi qua đỉnh lõi nằm xa nhất so với vùng bê tông chịu kéo cần kiểm tra chống nứt;

$$M_{rp} = N_0 \cdot (e_{ol} + r_1)$$

r_1 – khoảng cách từ đỉnh lõi nói trên tới trọng tâm tiết diện tương đương

e_{ol} – độ lệch tâm của lực N_0 lấy đối với trọng tâm tiết diện tương đương.

$$W_{pl} = \frac{2 \cdot (I_b + \alpha \cdot I_s + \alpha \cdot I_s')}{h - x_0} + S_k$$

Trong đó:

I_b, I_s, I_s' – mômen quán tính của tiết diện bê tông vùng nén, của cốt thép A_s và A_s' lấy đối với trục trung hòa;

S_k – mômen tĩnh của tiết diện vùng bê tông chịu kéo lấy đối với trục trung hòa;

$x_0 = 2,53\text{cm}$ – chiều cao vùng nén khi chưa xuất hiện vết nứt.

Vị trí trục trung hòa được xác định từ điều kiện bằng không của mô men tĩnh của tiết diện tương đương:

$$S_b + \alpha \cdot S_{s'} - \alpha \cdot S_s - 0,5(h - x_0) \cdot A_k = 0$$

Trong đó: α hệ số quy đổi diện tích của cốt thép ra bê tông:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{32,5 \cdot 10^3} = 6,46$$

E_s, E_b – môđun đàn hồi của thép thường và của bê tông;

$S_b, S_s, S_{s'}$ – mô men tĩnh của diện tích bê tông vùng nén, của diện tích cốt thép A_s, A_s' lấy đối xứng với trục trung hòa;

A_k – diện tích bê tông vùng kéo.

$$I_s = A_s \cdot xZ_s^2 = 15,4 \cdot (25,31 - 2,5)^2 = 8012,6\text{cm}^4$$

$$I_s' = A_s' \cdot xZ_s'^2 = 15,4 \cdot (45 - 25,31 - 2,5)^2 = 8012,6\text{cm}^4$$

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot 500 \cdot 2,53^3 + 500 \cdot 2,53 \cdot \left(22,5 - \frac{2,53}{2}\right)^2 = 570,068\text{cm}^4$$

$$S_k = A_k \cdot x Z_k = (h - x_0) \cdot b \cdot x \left(l_2 - \frac{h - x_0}{2} \right) =$$

$$= (45 - 2,53) \cdot 500 \cdot \left(25,53 - \frac{45 - 2,53}{2} \right) = 86532,6 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl} = \frac{2 \cdot (570687 + 6,46 \cdot 8012,6 + 6,46 \cdot 10011,4)}{45 - 2,53} + 86532,6 = 118890,6 \text{ cm}^3$$

Giá trị mômen do ứng lực trước N_0 gây ra. Kiểm tra chống nứt theo:

$$M_{rp} = N_0 \cdot (e_{ol} + r_1) \text{ với}$$

$$\text{Với: } r_1 = 6,98 \text{ cm}$$

$$e_{ol} = y_{ored} - a_{sp} = 25,33 - 5 = 20,33 \text{ cm}$$

$$N_0 = A_{sp} \cdot x \sigma_{sp}^{thucte} = A_{sp} \cdot x (\sigma_{sp} - \sigma_h) = 14 \cdot x (12500 - 3615,5) = 124383 \text{ (kG)}$$

$$\text{Thay số: } M_{rp} = 124383 \cdot x (20,33 + 6,98) = 3396900 \text{ (kG.cm)}$$

Khả năng chống nứt theo tiết diện thẳng góc của kết cấu chịu uốn

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp}$$

$$= 18 \cdot 118890,6 + 3396900 = 5536931 \text{ (Kg.cm)}$$

$$\text{Ta nhận thấy: } M_{crc} = 55,37 \text{ TM} > M^{tc} = 37,049 \text{ TM}$$

Vậy cấu kiện đảm bảo khả năng chống nứt.

Kết luận chung: Dầm đảm bảo về cường độ và khả năng chống nứt

Tính toán kiểm tra độ võng toàn phần của Dầm:

- Xác định tải trọng:

$$\text{Kích thước bản dầm: } b \times h = 3000 \times 45 \text{ (cm)}$$

$$\text{Tĩnh tải: } g_{tc} = 8,955 \text{ kG/m}^2; \quad g_{tt} = 9,961 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Hoạt tải: } P_{tc} = 1,5 \text{ kG/m}^2 \quad P_{tt} = 1,8 \text{ kG/m}^2$$

Vật liệu sử dụng:

Bê tông sử dụng loại cấp độ bền b30 có:

$$R_{b,ser} = 22 \text{ MPa}; R_{bt,ser} = 1,8 \text{ MPa}; E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\text{Cốt thép thường nhóm AII có: } E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$\text{Cốt thép ứng suất trước có: } E_{sp} = 20 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

- Xác định nội lực:

Mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng ngắn hạn: M_1

Xác định tổng mômen tính toán của nhịp:

$$M_1^0 = \frac{q_{tc}^{ngh} x l^2}{8} = \frac{1500 \times 9^2}{8} = 15187 \text{ kG.m}$$

Mômen âm tại tiết diện mép cột: $M^{(-)} = 0,65.M_1^0$

Mômen dương tại tiết diện giữa nhịp: $M^{(+)} = 0,35.M_1^0$

Khi tính võng, tại giữa nhịp có thể lấy:

$$M_1 = 0,35M_1^0 = 0,35 \times 15187 = 5315 \text{ (kG.m)}$$

Mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn tác dụng dài hạn: M_2

Xác định theo tổng mômen tính toán của nhịp:

$$M_2^0 = \frac{q_{tc}^{dh} x l^2}{8} = \frac{8955 \times 9^2}{8} = 90669 \text{ (kG.m)}$$

Khi tính võng, tại giữa nhịp có thể lấy:

$$M_2 = 0,35M_2^0 = 0,35 \times 90669 = 31734 \text{ (kG.m)}$$

Tính độ võng toàn phần

Độ võng toàn phần được xác định theo công thức:

$$F = f_1 + f_2 - f_v - f_{vtb}$$

*Tính f_1 : Độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng

+ *Xác định độ cong do tác dụng ngắn hạn của tải trọng:*

Độ cong cần xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right]$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

- Tính ξ với $\nu = 0,45$ (tra bảng)

- $\beta = 1,8$ (Đối với bê tông nặng và bê tông nhẹ)

- Xác định: $\delta = \frac{M_1}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{531500}{220 \cdot 300 \cdot 40^2} = 0,0050$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21.10^4}{32,5.10^3} = 6,46$$

$$\mu = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{33,88}{300.40} = 0,0028$$

$$\varphi_f = \frac{\alpha.A'_s}{2vbh_0} = \frac{6,46.33,88}{2.0,45.300.40} = 0,020$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) = \varphi_f = 0,020$$

($h'_f = 0$ có hoặc không có cốt thép S_s')

Thay vào ta có:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu_0}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,0050+0,020)}{10 \times 0,0028 \times 6,46}} = 0,107$$

Tính: $(\varphi_f + \xi).b.h_0$

$$(\varphi_f + \xi).b.h_0 = (0,020 + 0,107).300.40 = 1524(\text{cm}^2)$$

Tính Z_b :

$$z_b = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] \text{ Ta có } \frac{h'_f}{h_0} \varphi_f = 0$$

$$z_b = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 40 \left[1 - \frac{0,107^2}{2(0,020 + 0,107)} \right] = 38,19(\text{cm})$$

Tính ψ_s : với $\varphi_{ls} = 1,0$ (cốt thép sợi)

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_1} = 1,25 - 1 \cdot \frac{18 \times 118890,6}{531300} = -2,77$$

vùng kéo xuất hiện vết nứt, vậy ta lấy giá trị $\frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_1} = 1$ để tính toán.

Lúc này ta có: $\psi_s = 1,25 - 1 \times 1 = 0,25$

$\psi_b = 0,9$ (bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ cao hơn)

Vậy độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của tải trọng với $\psi_b = 0,9$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M_1}{h_0 \cdot z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v} \right] =$$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{53,13 \times 10^4}{40 \times 38,19} \left[\frac{0,25}{21 \cdot 10^5 \times 33,88} + \frac{0,9}{1524 \times 32,5 \cdot 10^4 \times 0,45} \right] = 2,62 \cdot 10^{-6}$$

**Tính f_1 :*

$$f_1 = \frac{1}{48} \times \frac{1}{r_1} \times L^2 = \frac{1}{48} \times 2,5 \times 10^{-6} \times 9 \times 10^6 = 0,49 (\text{mm})$$

**Tính f_2 : Độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng:*

+ *Xác định độ cong do tác dụng dài hạn của tải trọng:*

Độ cong cần xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_2}{h_0 \cdot z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b v} \right]$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

- Tính ξ với $v = 0,15$ (tra bảng)

- $\beta = 1,8$ (Đôi với bê tông nặng và bê tông nhẹ)

- Xác định: $\delta = \frac{M_2}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{3173400}{220 \cdot 300 \cdot 40^2} = 0,03$

$$\alpha = 6,46$$

$$\mu = 0,0028$$

$$\varphi_f = \frac{\alpha \cdot A_s'}{2v b h_0} = \frac{6,46 \cdot 33,88}{2 \cdot 0,15 \cdot 300 \cdot 40} = 0,060$$

$$\lambda = \varphi_f = 0,060$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,03 + 0,06)}{10 \times 0,0028 \times 6,46}} = 0,101$$

Tính: $(\varphi_f + \xi).b.h_0$

$$(\varphi_f + \xi).b.h_0 = (0,060 + 0,101).300.40 = 1932(\text{cm}^2)$$

Tính Z_b :

$$z_b = h_0 \left[1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 40 \left[1 - \frac{0,101^2}{2(0,06 + 0,101)} \right] = 38,73(\text{cm})$$

Tính ψ_s : với $\varphi_{ls} = 1,0$ (cốt thép sợi)

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_1} = 1,25 - 1 \cdot \frac{18 \times 118890,6}{3173400} = 0,57$$

$\psi_b = 0,9$ (bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ cao hơn)

Vậy độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của tải trọng với $\psi_b = 0,9$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_2}{h_0.z_b} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] =$$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{317,34 \times 10^4}{40 \times 38,73} \left[\frac{0,57}{21 \cdot 10^5 \times 33,88} + \frac{0,9}{1932 \times 32,5 \cdot 10^4 \times 0,15} \right] = 3,59 \cdot 10^{-5}$$

**Tính f_2 :*

$$f_2 = \frac{1}{48} \times \frac{1}{r_2} \times L^2 = \frac{1}{48} \times 3,59 \times 10^{-5} \times 9 \times 10^6 = 6,73(\text{mm})$$

**Tính f_{vib} : Độ võng do co ngót và từ biến của bê tông khi cấu kiện chịu*

nén trước:

+ *Xác định độ cong do co ngót và từ biến của bê tông:*

Độ cong cần xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{\varepsilon_{tb} - \varepsilon'_{tb}}{h_0}$$

Trong đó: $\varepsilon_b = \frac{\sigma_{tb}}{E_H}$

Ta có: $\sigma_{tb} = 1400(\text{kg/cm}^2)$

Vậy có: $\frac{1}{r_3} = \frac{\sigma_{tb}}{E_{sp} h_0} = \frac{1400}{2 \times 10^6 \times 40} = 0,175 \cdot 10^{-4} (1/\text{cm})$

- *Tính độ võng f_{vib} :*

$$f_{v_{lb}} = \frac{1}{r_3} \cdot \frac{l^2}{8} = 0,175 \times 10^{-4} \times \frac{900^2}{8} = 1,77(\text{cm})$$

*Tính f_v : Độ võng do lực nén trước:

Áp dụng công thức:

$$f_v = \frac{P e_{op} l^2}{8 B_v}$$

Trong đó:

$$P_v = n \cdot \sigma_{sp} \cdot R_{sp} = 11 \times 1038 \times 140 = 1598520 \text{Kg}$$

$$\sigma_{sp} = 1400 - 361,55 = 11038 \text{MPa}$$

$$f_v^{tt} = \frac{11598520 \times 14 \times 9^2 \times 10^4}{8 \times 0,85 \times 325000 \times 2278125} = 3,60 \text{cm}$$

$$f_v = f_v^{tt} - f_v^g$$

Trong đó: $e_0 = 0,7h_0 = 0,7 \times 40 = 28 \text{cm}$

$$B_v = 0,85 \cdot E_b \cdot J$$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{300 \times 45^3}{12} = 2278125$$

f_v^g - độ võng bản thân

$$f_v^g = \frac{g \cdot l^4}{384 E_{bd} J} = \frac{3375 \times 10^4 \times 9^2 \times 10^4}{384 \times 0,85 \times 325000 \times 2278125} = 0,113 \text{cm}$$

Trong đó: $g = 2,5 \times 3,0 \times 0,45 = 3,375 \text{T/m}$

Vậy độ võng do lực nén trước là: $f_v = 3,6 - 0,113 = 3,487 \text{cm}$

Độ võng toàn phần được xác định theo công thức:

$$f = f_1 + f_2 - f_v - f_{v_{tb}}$$

Dựa vào các kết quả tính toán trên ta có:

$$f_1 = 0,049 \text{cm}$$

$$f_2 = 0,673 \text{cm}$$

$$f_{v_{lb}} = 1,77 \text{cm}$$

$$f_v = 0,113 \text{cm}$$

Vậy độ võng tại tiết diện giữa nhịp của dải sàn tính toán là:

$$f = 0,049 + 0,673 - 1,77 - 0,113 = -1,16 \text{ cm} < 1/200 = 4,5 \text{ cm}$$

Kết luận chung: Dầm ứng lực trước, được thiết kế thỏa mãn điều kiện cường độ và biến dạng về nứt và uốn.

3.4. Tính toán dầm theo Châu Âu Eurocode 1992-1-1

3.4.1. Số liệu ban đầu

Kích thước lưới cột (9m x 9m)

Bê tông mác C25/30(B30 mác 400)

+ Cường độ nén đặc trưng: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

+ Môđun đàn hồi tuyến tính của bê tông: $E_{cm} = 3,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

+ Cường độ chịu nén tính toán $f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$

Cáp ứng lực trước sử dụng cáp đơn 7 sợi, đường kính danh nghĩa 15,2mm.

Giới hạn bền của thép: $f_{pk} = 1820 \text{ N/mm}^2$

Giới hạn chịu kéo tính toán: $f_p = 1456 \text{ N/mm}^2$

$P_{max} = 217 \text{ kN}$, lực căng cáp tối đa

Môđun đàn hồi của thép $E_p = 2 \times 10^5 \text{ kN/mm}^2$

Thép thường $f_y = 280 \text{ kN/mm}^2$

3.4.2. Chọn kích thước tiết diện dầm, bản sàn và tải trọng

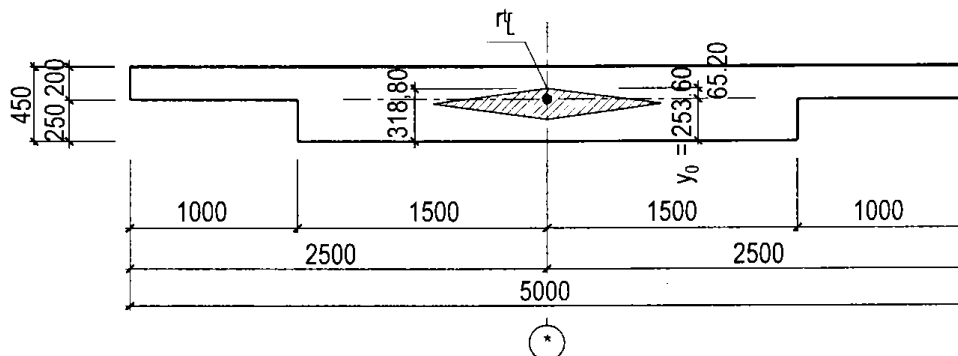
Dầm: $h_d = 450 \text{ cm}$

$b_d = 300$;

$h_s = 20 \text{ cm}$

Tiết diện giữa nhịp các dầm có xét tới cánh chịu lực trong vùng nén, bề rộng cánh chọn như sau:

$$b'_f \leq 6h_f = 6 \times 20 = 120 \text{ cm}; \text{ lấy } b'_f = 100 \text{ cm}$$



Hình 3.7. Tiết diện tính toán dầm

Tải trọng: - tác động dài hạn $q^{lc} = 8,955$
- tác động ngắn hạn $q^{nh} = 1,5$

Tổng tải trọng tính toán:

$$G = 8,955 \times 1,35 + 1,5 \times 1,5 = 14,34 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Xác định kết quả nội lực

Mômen tính toán tổng cộng

$$M_o = \frac{S_u \cdot l_1 l_2^2}{8} = \frac{14,34 \times 9^2}{8} = 145 \text{ kNm}$$

$$M_{nh}^{tt} = 145 \times 70\% = 101 \text{ kNm}$$

$$M_g^{tt} = 1080 \times 50\% = 72 \text{ kNm}$$

Mômen tiêu chuẩn tổng cộng

$$M_o = \frac{S_u \cdot l_1 l_2^2}{8} = \frac{10,45 \times 9^2}{8} = 105 \text{ kNm}$$

$$M_{nh}^{tc} = 105 \times 70\% = 73,5 \text{ kNm}$$

$$M_g^{tc} = 1080 \times 50\% = 50,25 \text{ kNm}$$

Xác định theo điều kiện chọc thủng của dầm cho trường hợp không có cốt thép theo công thức:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq V_{min}$$

Trong đó:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \lambda_c = 0,18 / 1,5 = 0,12$$

($\lambda_c = 1,5$ là hệ số an toàn riêng cho vật liệu bê tông trong tình huống thiết kế lâu dài và tạm thời)

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} \leq 2,0 = 1 + \sqrt{\frac{200}{200}} = 1,67$$

$\rho_1 = 0,19\%$ - hàm lượng thép thường đặt theo hàm lượng tối thiểu

$\rho_{min} = 0,13\%$, dùng $\phi 12a250$, đặt 2 lớp trên và dưới

$$f_{ck} = 25 \text{ kN/mm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2f_{cd} = 1,78(N/mm^2)$$

Vậy: $V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2(100 \times 0,19 \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 1,78 = 0,65(N/mm^2)$

Chiều dài chu tuyến kiểm tra cơ bản:

$$U = (0,7 + 4 \times 0,45) \times 4 = 10,00 (m)$$

Ứng suất tính toán:

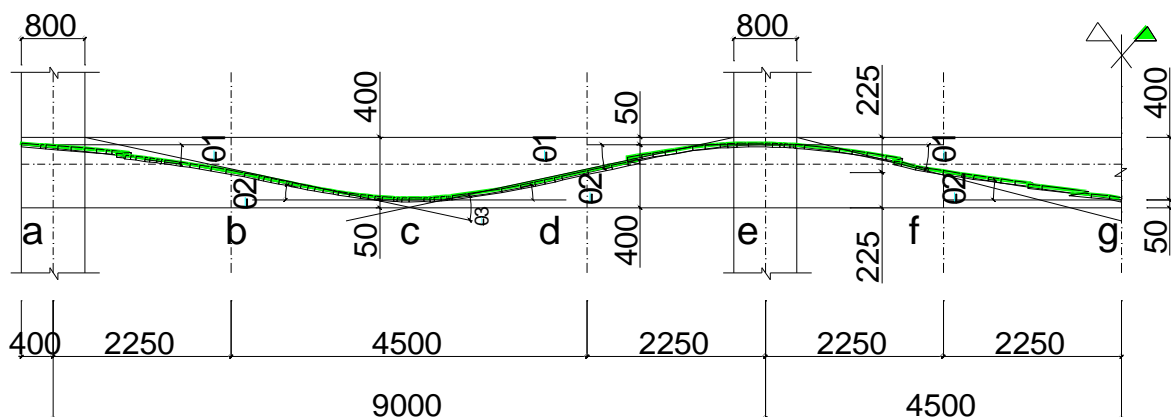
$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{ud} = \frac{856000}{10000 \times 450} = 0,31(N/mm^2)$$

Vậy $V_{Rdc} = 0,65 N/mm^2 > V_{Ed} = 0,31 N/mm^2$

Vậy chiều cao dầm đã chọn đảm bảo về điều kiện cắt thủng

3.4.3. Xác định quỹ đạo cáp và tổn hao ứng suất:

- Sơ đồ quỹ đạo cáp



Hình 3.8. Sơ đồ quỹ đạo cáp của dầm

- Xác định các tổn hao ứng suất

** Xác định tổn hao ứng suất do biến dạng tức thời của bê tông*

Xác định theo công thức:

$$\Delta P_{el} = E_p \cdot \sum \left[\frac{J \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right]$$

Trong đó:

$$E_p = 2 \times 10^5 N/mm^2$$

$$J = \frac{1}{2} \text{ (có thể lấy gần đúng bằng } \frac{1}{2} \text{)}$$

Cường độ bê tông ở tuổi 21 ngày (là thời điểm dự kiến bê tông đạt 75% cường độ và tiến hành căng cáp):

$$f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc}(t).f_{cd}$$

$$\beta_{cc} = \exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} = \exp\left\{0,25\left[1 - \left(\frac{28}{21}\right)^{1/2}\right]\right\} = 0,962$$

(Chọn s = 0,25 đối với bê tông có cấp độ bền CEM 32,5 R)

$$f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc}(t).f_{cd} = 0,962 \times 16,7 = 16,06 (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_c(t) = f_{cd}(t_{21})$$

$$\text{Vậy: } E_{cm}(t_{21}) = \{16,06/16,7\}^{0,3} \cdot 3,1 \cdot 10^4 = 3,06 \cdot 10^4 (\text{N/mm}^2)$$

Tổn hao do biến dạng tức thời của bê tông:

$$\Delta P_{el} = E_p \cdot \sum \left[\frac{J \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 2 \times 10^5 \cdot \left[\frac{0,5 \times 16,06}{3,06 \times 10^4} \right] = 53 (\text{N/mm}^2)$$

– Xác định tổn hao do co ngót của bê tông

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

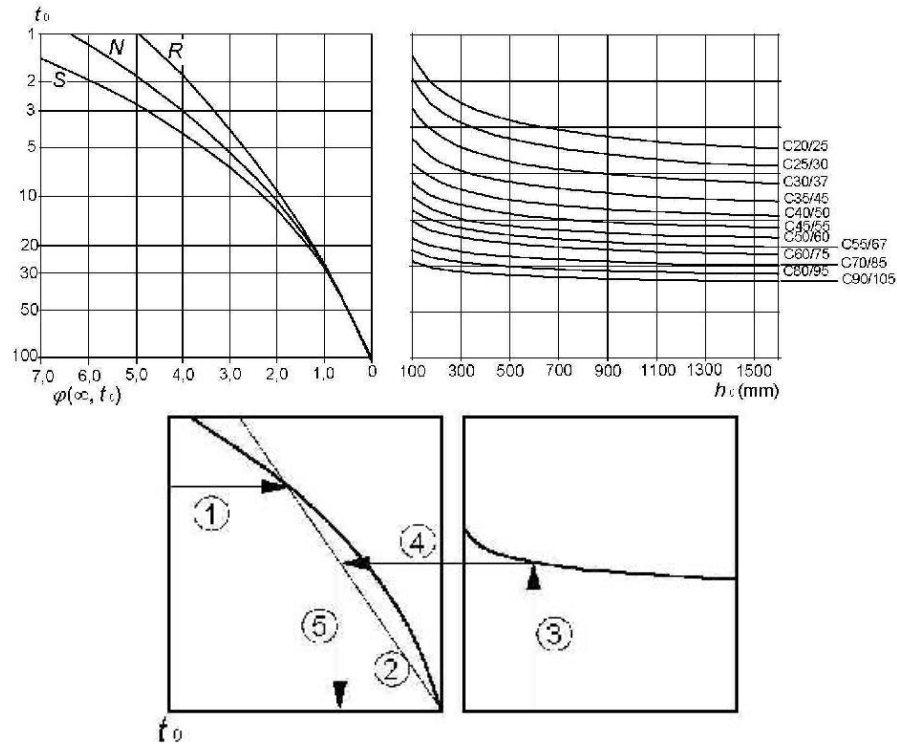
Trong đó: $E_p = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

$\varepsilon_{cs} = 5 \times 10^{-4} (\text{mm})$ là biến dạng co ngót dự tính

$E_{cm} = 3,1 \times 10^4 (\text{N/mm}^2)$

$\sigma_{c,QP} = 2,78 (\text{N/mm}^2)$

$\varphi(t, t_0)$ Hệ số từ biến được xác định theo biểu đồ hình (3.5)



Hình 3.5. Biểu đồ xác định hệ số từ biến $\varphi(t, t_0)$

Vậy: $\varphi(t, t_0) = 3,5$

$$Z_{cp} = \frac{450}{2} - 40 - \frac{15,2}{2} = 177(\text{mm})s$$

$$A_c = 1000 \times 450 = 450000 \text{ mm}^2$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 450^3}{12} = 7594 \cdot 10^5 (\text{mm}^4)$$

Giá trị tổn hao ứng suất của bê tông:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 206(\text{N} / \text{mm}^2)$$

– Xác định tổn hao ứng suất do chùng cốt thép:

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{pr} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \cdot \sigma_{pi}$$

Trong đó:

$\rho_{1000} = 0,7$ (Lấy bằng 70% tỷ lệ của ứng suất ban đầu trong thanh căng, giá trị $t = 500000$ giờ, tính cho giá trị dài hạn cuối cùng của tổn thất ứng suất trước do chùng cốt thép.

$$\sigma_{pi} = 0,7.f_p = 0,7 \times 1456 = 1020 (\text{N/mm}^2)$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1020}{1820} = 0,56$$

Giá trị tổn hao ứng suất do chùng cốt thép:

$$\Delta\sigma_{pr} = 5,39 \times 0,7 \times 2,781^{3,752} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,33} \times 10^{-5} \times 1020 = 13,88 (\text{N/mm}^2)$$

– Xác định tổn thất do ma sát:

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{\mu}(x) = \sigma_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Trong đó:

$$\sigma_{p \max} = \frac{P_{\max}}{A_p} = \frac{217}{0,14} = 1550$$

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{\mu}(x) = \sigma_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Trong đó:

$$\sigma_{p \max} = \frac{P_{\max}}{A_p} = \frac{217}{0,14} = 1550$$

Xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{\mu}(x) = \sigma_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)})$$

Trong đó:

$$\sigma_{p \max} = \frac{P_{\max}}{A_p} = \frac{217}{0,14} = 1550$$

μ : Hệ số ma sát giữa thanh căng và ống lồng. $\mu = 0,19$

χ : là chiều dài đoạn ống từ điểm đặt ứng lực trước tới điểm tính toán

đang xét. Ta có $\chi = 27,8\text{M}$

Ta có: $\theta = \theta_1 + 4.\theta_2 + 4.\theta_3$

Khoảng cách lớn nhất từ trục cáp đến trục trung hòa của dải sản là:

– Đối với cáp nằm dưới (song song trục A-E):

$$+ \text{Tại gối tựa: } e_1 = \frac{450}{2} - 14 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 176\text{mm} = 17,6\text{cm}$$

+ Tại giữa nhịp: $e_1 = \frac{450}{2} - 14 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 176\text{mm} = 17,6\text{cm}$

Dựa vào sơ đồ ta có giá trị góc xoay sau:

$$\theta_1 = \text{tg}\theta_1 = \frac{17,6}{225} = 0,0782\text{rad}$$

$$\theta_2 = \text{tg}\theta_1 = \frac{17,6}{225} = 0,0782\text{rad}$$

$$\theta_3 = 2\theta_2 = 2 \cdot 0,0782 = 0,1564\text{rad}$$

Vậy có: $\theta = 1 \times 0,0782 + 4 \times 0,0782 + 4 \times 0,1564 = 1,406\text{rad}$

Giá trị tổn hao ứng suất do ma sát là:

$$\Delta\sigma_{\mu}(x) = 1550(1 - 2,781^{-0,19(1,406+0,005 \cdot 27,8)}) = 284,5(\text{N/mm}^2)$$

*tổn hao ứng suất do biến dạng của neo:

Giá trị tổn hao ứng suất tại neo xác định theo công thức sau:

$$\Delta\sigma_{pn} = \left(\frac{P_0}{A_p} \right) = \frac{E_p \cdot \Delta}{L}$$

Trong đó:

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ kN/mm}^2$$

$$\Delta = 2\text{mm} - \text{tính cho một đầu neo}$$

$$L = 27800.$$

$$\Delta\sigma_{pn} = \left(\frac{P_0}{A_p} \right) = \frac{E_p \cdot \Delta}{L} = \frac{2 \times 10^5 \times 2}{27800} = 14,38(\text{N/mm}^2)$$

3.4.4. Xác định số lượng cáp:

Xác định tải trọng cân bằng:

$$W_{bl} = 0,8G_k = 0,8 \times 14,34 = 11,472\text{kN/m}^2$$

Lực căng thực tế trên một đơn vị chiều rộng bản

$$P_{bl} = \frac{W_{bl}L^2}{8.e} = \frac{11,472 \times 78,2^2}{8 \times 0,077} = 1138(\text{kN})$$

Lực căng hiệu dụng của một cáp:

$$P_e = f_p \cdot A_p - \sigma_{pl} \cdot A_p = 123(\text{kN})$$

Với σ_{pl} - là tổng các tổn hao ứng suất:

Số lượng cáp tính cho một đơn vị chiều rộng bản:

$$n = \frac{P_{pl}}{P_e} = \frac{1138}{123} = 9,3 \text{ chọn } 10 \text{ cáp}$$

3.4.5. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 1

* **Kiểm tra khả năng chịu cắt:**

- Lực cắt tính toán lớn nhất:

$$V_{Ed} = 175,6(\text{kN})$$

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

Với:

$$V_{Rd,c} \text{ min} = (0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 = \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,44$$

$$\rho_1 = 0,19\%$$

$$k_1 = 0,15$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$b_w = 3000 \text{ mm}, d = 450 \text{ mm}$$

$$\sigma_{cp} = 2,78 < 0,2f_{cd} = 0,2 \times 16,7 = 3,34 (\text{N/mm}^2)$$

Thay vào công thức ta có:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \times 2 (100 \times 0,19\% \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 2,78 \right] 3000 \times 450 = 562 (\text{kN})$$

$$\text{Vậy: } V_{Rd,c} = 562 \text{ kN} > V_{Ed} = 175,6 \text{ kN}$$

Đủ khả năng chịu cắt

- **Kiểm tra khả năng chịu uốn:**

Khả năng chịu uốn được kiểm tra với trường hợp tiết diện có cốt thép trong vùng nén:

Công thức kiểm tra:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = 0,567 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot z \cdot x + f_{sc} \cdot A_s \cdot (d - a')$$

Trong đó:

Mômen tính toán lớn nhất: $M_{Ed} =$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2; \quad f_{sc} = 280 \text{ N/mm}^2; \quad A_s = 1810 \text{ mm}^2$$

$$d = 2450 \text{ mm}; \quad a' = 20 + 6 = 26 \text{ mm}$$

$$x = \frac{f_{p,eff} \cdot A_p}{0,567 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{10 \cdot 885 \cdot 140}{0,567 \cdot 25 \cdot 3000} = 29 \text{ mm} \leq 0,45d = 0,45 \cdot 450 = 180 \text{ mm}$$

Trong đó:

$f_{p,eff}$ – là ứng suất hiệu quả của cáp, đã trừ đi toàn bộ các tổn hao ứng suất.11

$$f_{p,eff} = f_p - (\Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{p,c+s+r} + \Delta\sigma_{pr} + \Delta\sigma_{\mu(x)} + \Delta\sigma_{pn})$$

$$f_{p,eff} = 1456 - 571 = 885 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$z = d - \frac{x}{2} = 450 - \frac{29}{2} = 435,5 \text{ (mm)}$$

$$M_{Ed} = 0,567 \cdot 25 \cdot 3000 \cdot 435,5 \cdot 29 + 280 \cdot 1810 \cdot (450 - 26) = 764 \text{ (kNm)}$$

$$M_{Rd} = 764 \text{ kNm} > M_{Ed} = 756 \text{ kNm}$$

Đủ khả năng chịu uốn:

3.4.5. Kiểm tra tiết diện theo TTGH 2

* **Kiểm tra chống nứt của dầm:**

$$M_{Ed,s} \leq M_{cr}$$

Với $M_{Ed,s} = 73,5 \text{ kNm}$, mômen lớn nhất do tải trọng tiêu chuẩn gây ra

$$M_{cr} = P \left(e + \frac{h}{6} \right) + f_{ctm} \frac{bh^2}{6} - \text{mômen kháng nứt của tiết diện}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 25^{2/3} = 2,56$$

$$e = \frac{450}{2} - 14 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 20 = 176 \text{ mm}$$

$$P = 885 \text{ kN}$$

$$\text{Giá trị } M_{cr} = 222 \text{ kNm} > M_{Ed,s} = 73,5 \text{ kNm}$$

Đảm bảo

Kết luận chung: Dầm đảm bảo về cường độ và khả năng chống nứt.

*** Kiểm tra độ võng**

- Độ võng ngắn hạn:

Xác định theo công thức sau:
$$y_1 = \frac{5(q-w)L^4}{384.E_{cm}.I}$$

Với: $q = 10,455 \text{ kN/m}^2$ – tổng tải trọng tiêu chuẩn

$w = 0,8 \times G_k = 0,8 \times 8,955 = 7,164 \text{ kN/m}^2$ – tải trọng cân bằng

$E_c = 3,1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{3000 \times 450^3}{12} = 227 \times 10^8 (\text{mm}^4)$$

Giá trị độ võng ngắn hạn: $y_1 = 3,99 \text{ mm}$

- Độ võng dài hạn:
$$y_2 = \frac{5(q-w)L^4}{384.E_{c,\text{eff}}.I}$$

Với: $f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc}(t).f_{cd}$

$$\beta_{cc} = \exp\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} = \exp\left\{0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{21}\right)^{1/2}\right]\right\} = 0,962$$

(Chọn $s = 0,25$ đối với bê tông có cấp độ bền CEM 32,5 R)

$$f_{cd}(t_{21}) = \beta_{cc}(t).f_{cd} = 0,962 \times 16,7 = 16,06 (\text{N/mm}^2)$$

$$\sigma_c(t) = f_{cd}(t_{21})$$

$$E_{cm}(t_{21}) = \{f_{cd}(t_{21})/f_c\}^{0,3}.E_{c=} \{16,06/16,7\}^{0,3}.3,1.10^4 = 3,06.10^4 \text{ N/mm}^2$$

$\phi(\infty, t_{21}) = 3,5$ (tra theo biểu đồ thực nghiệm)

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_c(t_{21})}{1 + \phi(\infty, t_{21})} = \frac{3,06 \times 10^4}{1 + 3,5} = 0,68 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

Giá trị độ võng dài hạn: $y_2 = 18,2 \text{ mm}$

Độ võng toàn phần: $Y = y_1 + y_2 = 22,19 \text{ mm}$

Độ võng giới hạn: $[y] = \frac{1}{240}L = 37,5 (\text{mm})$

Như vậy sàn đảm bảo về giới hạn độ

3.5. Thống kê, so sánh và nhận xét kết quả tính toán dầm, sàn

BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ TÍNH TOÁN SÀN			
	TCVN 5574:2012	TC EN-2	Lấy TCVN làm chuẩn (%)
Cốt thép	- $\phi 12a300$ - 14 bó cáp T15	- $\phi 12a300$ - 14 bó cáp T15	Tương tự nhau
Tồn hao do chùng của cốt thép	79,61	13,88	-82,56
Tồn hao do sự biến dạng của neo	21,91	21,91	Tương tự nhau
Tồn hao do ma sát	27,33	87,80	+325,18
Tồn hao do từ biến của bê tông	140	53	-62,14
Tồn hao do co ngót của bê tông	40	154	+285
Độ võng	0,827 cm	1,736cm	-209
Tồn tổn hao ứng suất	339,19	357,73	
BẢNG SO SÁNH KẾT QUẢ TÍNH TOÁN DẦM			
	TCVN 5574:2012	TC EN-2	Lấy TCVN làm chuẩn (%)
Cốt thép	- 32 $\phi 14$ -10 sợi cáp	- 32 $\phi 14$ -10 sợi cáp	Tương tự nhau
Tồn hao do chùng của cốt 13,88thép	79,61	13,88	-82,56
Tồn hao do sự biến dạng của neo	10,95	14,39	Tương tự nhau
Tồn hao do ma sát	132,55	284,5	+114,6
Tồn hao do từ biến của bê tông	140	53	-62,14
Tồn hao do co ngót của bê tông	40	177	+415
Độ võng	1,16 cm	2,219	191
Tồn tổn hao ứng suất	406,55	571,77	
Momen kháng nứt	55,37	222	+400

Nhận xét:

- Về cốt thép theo tính toán trên thì giữa hai tiêu chuẩn không có gì khác biệt, cơ bản là như nhau.

- Về tổn hao ứng suất: Các tổn hao ứng suất của hai tiêu chuẩn có rất nhiều sự khác biệt nhau về kết quả tính toán. Nhưng tổng tổn hao ứng suất giữa hai tiêu chuẩn không có gì chênh nhau nhiều.

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

* Kết luận

Từ những kết quả nghiên cứu đã được trình bày trong luận văn có thể rút ra kết luận sau đây về sự khác biệt giữa hai tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép nói chung và kết cấu bê tông ứng lực nói riêng. Trong phạm vi của đề tài chỉ xét tới các nội dung bê tông ứng lực trước trong hai tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 và tiêu chuẩn Châu Âu code EN 1992-1-1. có sự khác biệt:

a) Nguyên lý và phương pháp tính toán kết cấu bê tông ứng lực trước trong hai tiêu chuẩn đều được tiến hành theo 2 lý thuyết về hai trạng thái giới hạn: trạng thái giới hạn thứ nhất về cường độ (bền) và ổn định; trạng thái giới hạn thứ 2 về nứt. Về cơ bản là giống nhau.

b) Đối với bê tông ứng lực trước thì việc xác định các tổn hao ứng suất theo ứng suất theo công nghệ căng trước hay công nghệ căng sau có ý nghĩa quan trọng cho việc xác định khả năng chịu lực của kết cấu sau khi gây ứng suất và khi sử dụng kết cấu. Tính tổn hao ứng suất do từ biến tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode2 tính toán chi tiết hơn cho nhiều trường hợp cụ thể, theo cả thời gian sử dụng mà tiêu chuẩn Việt Nam 5574:2012 chưa đề cập.

c) Khi tính toán biến dạng kết quả khác biệt nhiều giữa hai tiêu chuẩn, bởi dùng các mô hình khác nhau. Tiêu chuẩn Việt Nam xét đến sự làm việc của bê tông giữa các vết nứt, còn tiêu chuẩn Châu Âu chủ yếu là xét ở giai đoạn đàn hồi của bê tông.

d) Về tính toán kết cấu theo tiêu chuẩn Châu Âu nói chung thì việc lấy các hệ số vượt tải lớn hơn nhiều so với tiêu chuẩn Việt Nam. (Tiêu chuẩn Châu Âu lấy hệ số vượt tải cho tĩnh tải là 1,5 và hoạt tải là 1,35. Tiêu chuẩn Việt Nam hệ số vượt tải cho tĩnh tải là 1,2 và hoạt tải là 1,1) cho nên kết quả tính toán cuối cùng có giá trị khác nhau.

e) Ở Việt Nam bộ xây dựng chưa ban hành chính thức một tiêu chuẩn riêng và tiêu chuẩn thiết kế riêng cho kết cấu bê tông ứng lực trước. Nhưng việc sử dụng tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 cùng với những tư liệu khác (..) và qua thực tế tính toán và sử dụng các công trình bê tông ứng lực trước đều cho

thấy độ an toàn, độ tin cậy của kết cấu bê tông nói chung và bê tông ứng lực trước nói riêng và đảm bảo yêu cầu về các trạng thái giới hạn, phù hợp với điều kiện xây dựng Việt Nam.

*** Kiến nghị:**

a) Kết cấu bê tông ứng lực trước thực sự đã được sử dụng rộng rãi trong xây dựng nhà và công trình ở Việt Nam đã mang lại những hiệu quả kinh tế rõ rệt. Tuy nhiên do chưa có tiêu chuẩn thiết kế riêng biệt cho kết cấu bê tông ứng lực trước nên các nhà thiết kế và xây dựng còn ngần ngại nhất là trong ngành xây dựng dân dụng và công nghiệp so với ngành giao thông. Bởi vậy đã đến lúc cần có tiêu chuẩn riêng cho toàn ngành.

b) Cần có thêm nhiều nghiên cứu về lý thuyết cũng như thực nghiệm về tác động môi trường xâm thực đối với kết cấu bê tông thường cũng như bê tông ứng lực trước, đối với các công trình được xây dựng ở vùng ven biển của nước ta.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 – Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội
2. Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode EN 1992-1-1 – thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội
3. PGS.TS. Lê Thanh HUẤN, TS Nguyễn Hữu Việt, THS. Nguyễn Tất Tâm, kết cấu bê tông ứng lực trước căng sau trong nhà nhiều tầng, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội
4. PGS.TS. Phan Quang Minh, sản phẩm bê tông ứng lực trước căng sau. Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
5. PGS.TS. Phan Quang Minh, GS.TS. Ngô Thế Phong, kết cấu bê tông cốt thép thiết kế theo tiêu chuẩn Châu Âu, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội
6. Tiêu chuẩn Xây dựng Việt Nam (TCXDVN 356:2005), kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – tiêu chuẩn thiết kế, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội
7. Lê Thanh Huấn – Võ Văn Thảo – Vương Ngọc Lưu – Đỗ Trường Gian, Đề tài nghiên cứu khoa học cấp Bộ mã số RD-14: *Hướng dẫn thiết kế sản phẩm bê tông ứng lực trước lưới cốt mở rộng trong nhà cao tầng. Bộ xây dựng.2005 (Vụ khoa học công nghệ xây dựng – Bộ Xây dựng)*
8. Bài giảng học phần bê tông cốt thép ứng lực trước trường đại học mở địa chất biên soạn
9. Tiêu chuẩn Việt Nam (TCVN 2737-1995) Tải trọng và tác động tiêu chuẩn thiết kế, NXB Xây dựng, Hà Nội

TRÍCH DẪN TÀI LIỆU SỬ DỤNG TRONG LUẬN VĂN (theo ý kiến của phản biện và hội đồng)

1. Chương I

Chương I: Tác giả sử dụng tài liệu “PGS.TS. Lê Thanh Huân, TS Nguyễn Hữu Việt, THS. Nguyễn Tất Tâm, kết cấu bê tông ứng lực trước căng sau trong nhà nhiều tầng, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội”

Ngoài ra về phần cấu tạo dầm sàn bê tông ứng lực trước có tham khảo thêm tài liệu “*Bài giảng học phần bê tông cốt thép ứng lực trước trường đại học mỏ địa chất biên soạn*” và “*Luận án thạc sỹ thiết kế sàn không dầm bê tông cốt thép ứng lực trước căng sau theo tiêu chuẩn Eurocode2 – tác giả Vũ Mạnh Linh – trường đại học kiến trúc*”

1. Chương II

a) Phân tích toán theo tiêu chuẩn Việt Nam

Toàn bộ công thức và phương pháp tính toán được lấy theo tài liệu sau: (theo ý kiến phản biện 2)

Tác giả sử dụng tài liệu: Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 – Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội và tài liệu “PGS.TS. Lê Thanh Huân, TS Nguyễn Hữu Việt, THS. Nguyễn Tất Tâm, kết cấu bê tông ứng lực trước căng sau trong nhà nhiều tầng, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội”

b) Phân tích toán theo tiêu chuẩn châu âu Eurocode EN 1992-1-1

Tác giả sử dụng tài liệu “*Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode EN 1992-1-1 – thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép, nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội*”

Trong phần tính toán sàn không dầm theo tiêu chuẩn châu âu – tác giả có tham khảo thêm “*Luận án thạc sỹ thiết kế sàn không dầm bê tông cốt thép ứng lực trước căng sau theo tiêu chuẩn Eurocode2 – tác giả Vũ Mạnh Linh – trường đại học kiến trúc*”

c) Ngoài ra tác giả còn sử dụng thêm một số tài liệu theo danh mục “*Tài liệu tham khảo*”

