

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH**



**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
NGÀNH CÔNG NGHỆ KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG**

MELODY TÂN PHÚ APARTMENT

**GVHD: NGUYỄN THANH TÚ
SVTH: NGUYỄN LÊ CƯỜNG
MSSV: 14149225**



Tp. Hồ Chí Minh, tháng 1/2020

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH**



ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

ĐỀ TÀI: MELODY TÂN PHÚ APARTMENT

GVHD: TH.S NGUYỄN THANH TÚ

SVTH: NGUYỄN LÊ CƯỜNG

MSSV: 14149225

Khóa: 2014-2018

Tp. Hồ Chí Minh, Tháng 01 năm 2020

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH**

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

ĐỀ TÀI: MELODY TÂN PHÚ APARTMENT

GVHD: TH.S NGUYỄN THANH TÚ

SVTH: NGUYỄN LÊ CƯỜNG

MSSV: 14149225

Khóa: 2014-2018

Tp. Hồ Chí Minh, Tháng 01 năm 2020

LỜI CẢM ƠN

Đối với mỗi sinh viên ngành Xây dựng, luận văn tốt nghiệp chính là công việc kết thúc quá trình học tập ở trường đại học, đồng thời mở ra trước mắt mỗi người một hướng đi mới vào cuộc sống thực tế trong tương lai. Thông qua quá trình làm luận văn đã tạo điều kiện để em tổng hợp, hệ thống lại những kiến thức đã được học, đồng thời thu thập bổ sung thêm những kiến thức mới mà mình còn thiếu sót, rèn luyện khả năng tính toán và giải quyết các vấn đề có thể phát sinh trong thực tế.

Trong suốt khoảng thời gian thực hiện luận văn của mình, em đã nhận được rất nhiều sự chỉ dẫn, giúp đỡ tận tình của Thầy Nguyễn Thanh Tú cùng với quý Thầy Cô bộ môn khoa Xây dựng. Em xin gửi lời cảm ơn chân thành, sâu sắc nhất của mình đến quý thầy cô.

Những kiến thức và kinh nghiệm mà các thầy cô đã truyền đạt cho em là nền tảng, chia khóa để em có thể hoàn thành luận văn tốt nghiệp này.

Mặc dù đã cố gắng hết sức nhưng do kiến thức và kinh nghiệm còn hạn chế, do đó luận văn tốt nghiệp của em khó tránh khỏi những thiếu sót, kính mong nhận được sự chỉ dẫn của quý Thầy Cô để em cũng cố, hoàn thiện kiến thức của mình hơn.

Cuối cùng, em xin chúc quý Thầy Cô thành công và luôn dồi dào sức khỏe để có thể tiếp tục sự nghiệp truyền đạt kiến thức cho thế hệ sau.

Em xin chân thành cảm ơn.

TP.HCM, tháng 01 năm 2020

Sinh viên thực hiện

NGUYỄN LÊ CƯỜNG

SUMMARY OF THE GRADUATION PROJECT

Student : NGUYEN LE CUONG ID: 14149225
Faculty : FACULTY FOR HIGH QUALITY TRAINING
Speciality : CONSTRUCTION ENGINEERING AND TECHNOLOGY
Topic : MELODY TAN PHU APARTMENT

1. CONTENT THEORETICAL AND COMPUTATIONAL PARTS:

a. Architecture:

Reproduction of Architectural Drawings.

b. Structure:

Calculate and Design the Typical Floor.

Calculate and Design the Typical Staircase.

Make Model, Calculate and Design the Typical Frame Walls.

c. Foundation:

Synthesis of Geological Data.

Design of Auger-cast Piles

2. PRESENT AND DRAWING

01 Present and 01 Appendix

17 Drawing A1: (05 Architecture, 9 Structure)

3. INSTRUCTOR : M.SC NGUYEN THANH TU

4. DATE OF START OF THE TASK : 29/08/2019

5. DATE OF COMPLETION OF THE TASK : 8/01/2020

HCMC January,2020

Confirm of Instructor

Confirm of Faculty

BẢNG NHẬN XÉT CỦA GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Họ và tên Sinh viên:MSSV:

Ngành:.....

Tên đề tài:

Họ và tên Giáo viên hướng dẫn

NHẬN XÉT

1. Về nội dung đề tài & khối lượng thực hiện:

.....
.....
.....

2. Ưu điểm:

.....
.....

3. Khuyết điểm:

.....
.....

4. Đề nghị cho bảo vệ hay không?

.....

5. Đánh giá loại:

.....

6. Điểm:.....(Bằng chữ:.....)

.....

Tp. Hồ Chí Minh, ngày tháng năm 20...

Giáo viên hướng dẫn

TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT CỘNG HOÀ XÃ HỘI CHỦ NGHĨA

THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH
KHOA XÂY DỰNG

VIỆT NAM
Độc lập – Tự do – Hạnh Phúc

BẢNG NHẬN XÉT CỦA GIÁO VIÊN PHẢN BIỆN

Họ và tên Sinh viên:MSSV:

Ngành:.....

Tên đề tài:

Họ và tên Giáo viên phản biện

NHẬN XÉT

1. Về nội dung đề tài & khối lượng thực hiện:

.....
.....

2. Ưu điểm:

.....
.....

3. Khuyết điểm:

.....
.....

4. Đề nghị cho bảo vệ hay không?

.....
.....

5. Đánh giá loại:

.....
.....

6. Điểm:.....(Bằng chữ:.....)

.....
.....

Tp. Hồ Chí Minh, ngày tháng năm 20...

Giáo viên phản biện

MỤC LỤC

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC	1
1.1. GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH	1
1.1.1. Mục đích sử dụng công trình	1
1.1.2. Vị trí công trình.....	1
1.1.3. Quy mô công trình	1
1.1.4. Công năng công trình	1
1.2. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH	5
1.2.1. Giải pháp mặt bằng	5
1.2.2. Giải pháp mặt đứng.....	5
1.2.3. Giải pháp giao thông trong công trình	5
1.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU CỦA KIẾN TRÚC	5
1.4. CÁC GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC	6
1.4.1. Hệ thống điện	6
1.4.2. Hệ thống cấp thoát nước	6
1.4.3. Hệ thống thông gió.....	6
1.4.4. Hệ thống chiếu sáng	6
1.4.5. Hệ thống phòng cháy chữa cháy	6
1.4.6. Hệ thống chống sét.....	7
1.4.7. Hệ thống thoát rác	7
CHƯƠNG 2: LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU	8
2.1. GIẢI PHÁP KẾT CẤU PHẦN THÂN.....	8
2.1.1. Giải pháp kết cấu theo phương đứng	8
2.1.2. Giải pháp kết cấu theo phương ngang.....	9
2.2. GIẢI PHÁP KẾT CẤU NỀN MÓNG	10
2.3. GIẢI PHÁP VẬT LIỆU	10
2.4. BỐ TRÍ HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC	11
2.4.1. Nguyên tắc bố trí kết cấu chịu lực	11

2.4.2. Sơ bộ kích thước tiết diện	12
CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH (TẦNG 10).....	18
3.1. MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH.....	18
3.2. SƠ BỘ CHIỀU DÀY SÀN	18
3.3. TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN SÀN	18
3.3.1. Tĩnh tải	18
3.3.2. Hoạt tải	20
3.4. TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH	22
3.4.1. Mô hình bằng safe	22
3.4.2. Tính toán cốt thép.....	23
3.4.3. Kiểm tra độ võng sàn bằng phần mềm Safe.....	30
CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ CẦU THANG TẦNG ĐIỀN HÌNH	32
4.1. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN	32
4.1.1. Kích thước sơ bộ	32
4.1.2. Tải trọng	33
4.2. TÍNH TOÁN BẢN THANG.....	35
4.2.1. Sơ đồ tính toán	35
4.2.2. Tính cốt thép	36
4.2.3. Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông.....	37
4.3. TÍNH TOÁN DÀM THANG.....	37
4.3.1. Tải trọng	37
4.3.2. Tính thép dọc dầm chiếu tới.....	38
4.3.3. Tính thép đai dầm chiếu tới.....	40
4.4. KIỂM TRA VÕNG	42
CHƯƠNG 5: : THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG	44
5.1. TẢI TRỌNG	44
5.1.1. Tĩnh tải	44
5.1.1.1 Các lớp cấu tạo.....	44
5.1.1.2 Tải tường xây	44

5.1.2. Hoạt tải	45
5.2. TẢI TRỌNG GIÓ	45
5.2.1. Tính toán thành phần tĩnh	45
5.2.2. Tính toán thành phần động.....	48
5.3. TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT.....	55
5.3.1. Tổng quan về động đất.....	55
5.3.2. Đặc điểm công trình và các thông số dẫn xuất (theo TCVN 9386-2012).....	60
5.4. CÁC TRƯỜNG HỢP TỔ HỢP TẢI TRỌNG VÀ CẤU TRÚC TỔ HỢP.....	63
5.4.1. Các trường hợp tổ hợp tải trọng	63
5.4.2. Các trường hợp tổ hợp tải trọng trung gian.....	64
5.4.3. Các trường hợp tổ hợp tải trọng tính toán	64
5.5. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ.....	69
5.5.1. Kiểm tra độ cứng (kiểm tra chuyển vị đỉnh)	69
5.5.2. Kiểm tra chuyển vị lệch tầng	70
5.5.3. <i>Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do gió</i>	71
5.5.4. <i>Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do động đất</i>	73
5.5.5. Kiểm tra lật.....	76
5.6. TÍNH TOÁN DẦM SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH	78
5.6.1. Tính toán cốt thép dọc.....	78
5.6.2. Tính toán cốt đai dầm tầng điển hình.....	85
5.7. THIẾT KẾ CỘT KHUNG TRỤC B VÀ TRỤC 3.....	86
5.7.1. Cốt thép dọc	86
5.7.2. Tính thép dọc cột khung trục 2, trục B.....	90
5.7.3. Tính toán thép cho cột cho khung trục 3 và B	91
5.7.4. Cốt thép đai	102
5.8. TÍNH VÁCH KHUNG TRỤC C	102
5.8.1. Lý thuyết tính toán	102
5.8.2. Tính toán cốt thép vách P1	104
CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ KẾT CẤU NỀN MÓNG	107

6.1. Số liệu địa chất công trình:.....	107
6.1 Số liệu công trình.....	108
6.1.1 Kích thước cọc.....	108
6.1.2 Sức chịu tải của cọc khoan nhồi.....	108
6.1.3 Độ cứng cọc.....	114
6.2 THIẾT KẾ MÓNG M1.....	115
6.2.1 Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc.....	115
6.2.2 Kiểm tra phản lực đầu cọc.....	116
6.2.3 Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm.....	117
6.2.4 Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc.....	118
6.2.5 Kiểm tra chọc thủng cho đài móng M1.....	122
6.2.6 Tính toán cốt thép cho đài móng M1.....	123
6.3 THIẾT KẾ MÓNG M2.....	125
6.3.1 Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc.....	125
6.3.2 Kiểm tra phản lực đầu cọc.....	125
6.3.3 Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm.....	127
6.3.4 Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc.....	128
6.3.5 Kiểm tra xuyên thủng cho đài móng M2.....	131
6.3.6 Tính lún cho nhóm cọc.....	133
6.3.7 Tính toán cốt thép cho đài móng M2.....	134
6.4 THIẾT KẾ MÓNG M3.....	135
6.4.1 Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc.....	135
6.4.2 Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm.....	136
6.4.3 Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc.....	137
6.4.4 Tính lún cho nhóm cọc.....	139
6.4.5 Kiểm tra xuyên thủng cho đài móng M3.....	140
6.4.6 Thiết kế cốt thép cho đài móng M3.....	140
6.2. THIẾT KẾ MÓNG LỖI THANG.....	142
6.2.1. Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc.....	142

6.2.2. Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm	143
6.2.3. Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc	144
6.2.4. Tính lún nhóm cọc	146
6.2.5. Kiểm tra xuyên thủng cho đài móng lõi thang.....	147
6.2.6. Thiết kế cốt thép cho đài móng lõi thang.....	147

DANH SÁCH CÁC BẢNG

Bảng 2.1: Bê tông sử dụng	11
Bảng 2.2: Cốt thép sử dụng	11
Bảng 2.3: Kích thước cột 2-B, 2-C, 2-D, 2-E, 3-B, 3-E, 4-B, 4-E, 5-B, 5-C, 5-D, 5-E.....	13
Bảng 2.4: Kích thước cột 1-B, 1-C, 1-D, 1-E, 6-B, 6-C, 6-D, 6-E	13
Bảng 3.1: Quy đổi tải tường tầng điển hình	18
Bảng 3.3: Sàn căn hộ, sàn hành lang.....	19
Bảng 3.4: Sàn vệ sinh.....	19
Bảng 3.5: Giá trị hoạt tải sử dụng	20
Bảng 3.6: Thép sàn theo phương X.....	26
Bảng 4.1: Tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng	34
Bảng 4.2: Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ	35
Bảng 4.3: Bảng tính cốt thép bản thang	36
Bảng 4.4: Cốt thép dọc dầm.....	39
Bảng 4.5: Cốt đai dầm chiếu tới.....	42
Bảng 5.1: Sàn sân thượng	44
Bảng 5.2: Tải tường tầng trệt	44
Bảng 5.3: Tải tường sân thượng.....	44
Bảng 5.4: Gió tĩnh tác dụng theo phương X gán vào tâm hình học sàn	46
Bảng 5.5: Gió tĩnh tác dụng theo phương Y gán vào tâm hình học sàn	47
Bảng 5.6: Phần trăm khối lượng tham gia dao động.....	48
Bảng 5.7: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương X.....	51
Bảng 5.8: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương Y.....	51
Bảng 5.9: Phần trăm khối lượng các mode tham gia dao động	55
Bảng 5.10: Kết quả tính toán lực ngang phương X – Mode 1	55
Bảng 5.11: Kết quả tính toán lực ngang phương Y – Mode 3	56
Bảng 5.12: Bảng phân loại tải trọng.....	59
Bảng 5.13: Khái báo các trường hợp trung gian	59
Bảng 5.14: Tổ hợp tải trọng	59
Bảng 5.15: Tổ hợp kiểm tra chuyển vị đỉnh	60
Bảng 5.19: Kết quả chuyển vị do gió động gây ra	62
Bảng 5.20: Kiểm tra lật theo phương X	62

Bảng 5.21: Kiểm tra lật theo phương Y	63
Bảng 5.22: Cốt đai dầm B93	67
Bảng 5.23: Xác định mô hình tính toán theo phương C_x hoặc C_y :	69
Bảng 5.24: Nội lực cột C6 khung trục 2	71
Bảng 5.25: Cốt thép dọc cột C6	77
Bảng 5.26: Cốt thép dọc cột C1	78
Bảng 5.27: Cốt thép dọc cột C12	79
Bảng 5.28: Cốt thép dọc cột C11	80
Bảng 5.29: Cốt thép vách	85
Bảng 6.1: Sức chịu tải cực hạn theo ma sát Q_s cọc móng cột	88
Bảng 6.2: Cường độ kháng trung bình của cọc móng cột	89
Bảng 6.3: Cường độ kháng trung bình của cọc móng cột tính theo Nhật Bản	91
Bảng 6.4: Sức chịu tải cực hạn theo ma sát Q_s cọc móng lõi thang	94
Bảng 6.5: Cường độ kháng trung bình của cọc móng thang máy	96
Bảng 6.6: Cường độ kháng trung bình của cọc cột tính theo Nhật Bản	98
Bảng 6.8: Phản lực đầu cọc móng M5	103
Bảng 6.9: Bảng so sánh phản lực đầu cọc	103
Bảng 6.10: Bảng tính lún móng M5	109
Bảng 6.11: Bảng tính cốt thép đài móng M5	115
Bảng 6.13: Phản lực đầu cọc tổ hợp 1 móng M3	117
Bảng 6.14: Bảng so sánh phản lực đầu cọc	118
Bảng 6.19: Nội lực tính móng lõi thang	123
Bảng 6.20: Kiểm tra ổn định nền móng M6	125
Bảng 6.21: Bảng tính lún móng lõi thang	126
Bảng 6.22: Bảng tính cốt thép đài móng thang máy	128

DANH SÁCH CÁC HÌNH ẢNH

Hình 1.1: Mặt đứng của công trình	2
Hình 1.2: Mặt cắt của công trình	3
Hình 1.3: Mặt bằng tầng điển hình	4
Hình 2.1: Mặt bằng bố trí cột tầng điển hình	15
Hình 2.2: Mặt bằng kết cấu tầng điển hình	17
Hình 3.1: Mặt bằng ô sàn tầng điển hình (Tầng 5)	21
Hình 3.2: Mô hình sàn bằng safe	22
Hình 3.3: Dãy strip theo phương X.....	22
Hình 3.4: Dãy strip theo phương Y.....	23
Hình 3.5: Moment theo phương X.....	24

Hình 3.6: Moment theo phương Y	25
Hình 3.7: Thép sàn lớp trên	29
Hình 3.9: Độ võng sàn	30
Hình 4.1: Mặt cắt đứng cầu thang.....	33
Hình 4.2: Mặt bằng cầu thang.....	33
Hình 4.3: Cấu tạo bản thang nghiêng.....	34
Hình 4.4: Cấu tạo bản chiếu nghỉ.....	35
Hình 4.5: Biểu đồ momen bản thang	36
Hình 4.6: Biểu đồ lực cắt bản thang.....	37
Hình 4.7: Phản lực gối tựa của bản thang	38
Hình 4.8: Biểu đồ moment dầm chiếu tới.....	38
Hình 4.9: Biểu đồ lực cắt trong dầm chiếu nghỉ	40
Hình 4.10: Kết quả chuyển vị tại vị trí giữa nhịp bản thang nghiêng.....	43
Hình 5.1: Sơ đồ tính toán động lực tải trọng gió lên công trình	48
Hình 5.2: Đồ thị xác định hệ số động lực ξ	51
Hình 5.3: Hệ tọa độ khi xác định hệ số không gian v	52
Hình 5.4: Biểu đồ phân phối lực ngang theo phương X.....	56
Hình 5.5: Biểu đồ phân phối lực ngang theo phương Y.....	57
Hình 5.6: Mô hình tính toán khung 3D.....	58
Hình 5.7: Mặt cắt gối dầm B82.....	65
Hình 5.8: Đoạn gia cường cốt treo tại vị trí dầm phụ gối lên dầm chính	67
Hình 5.9: Nội lực trong vách	82
Hình 5.10: Sơ đồ tính vách cứng	83
Hình 5.11: Chi tiết cốt thép vách P9	84
Hình 6.1: Hình trụ hố khoan	86
Hình 6.2: Mặt bằng bố trí đài và cọc móng M5.....	102
Hình 6.3: Phản lực đầu cọc móng M5	103
Hình 6.4: Khối móng quy ước	108
Hình 6.5: Kiểm tra xuyên thủng cột móng M5	111
Hình 6.6: Kiểm tra khả năng chống cắt móng M5.....	113
Hình 6.7: Momen móng M5 theo phương X	114
Hình 6.8: Momen móng M5 theo phương Y	114

Hình 6.9: Mặt bằng bố trí đài và cọc móng M3.....	119
Hình 6.11: Kiểm tra xuyên thủng hạn chế cột móng M3.....	120

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC

1.1. GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH

1.1.1. Mục đích sử dụng công trình

Trước thực trạng dân số phát triển nhanh nên nhu cầu mua đất xây dựng nhà ngày càng nhiều trong khi đó quỹ đất của Thành phố thì có hạn, chính vì vậy mà giá đất ngày càng leo thang khiến cho nhiều người dân không đủ khả năng mua đất xây dựng. Để giải quyết vấn đề cấp thiết này giải pháp xây dựng các chung cư cao tầng và phát triển quy hoạch khu dân cư ra các quận, khu vực ngoại ô Thành phố là hợp lý nhất.

Chính vì thế, công trình chung cư được thiết kế và xây dựng nhằm góp phần giải quyết các mục tiêu trên, là một khu nhà cao tầng hiện đại, đầy đủ tiện nghi, cảnh quan đẹp, thích hợp cho sinh sống, giải trí và làm việc, một chung cư cao tầng được thiết kế và thi công xây dựng với chất lượng cao, đầy đủ tiện nghi để phục vụ cho nhu cầu sống của người dân.

1.1.2. Vị trí công trình

Công trình tọa lạc tại Tân Phú, nằm trên trục đường giao thông chính nên thuận lợi cho việc cung cấp vật tư và giao thông ngoài công trình. Hệ thống cấp điện, cấp nước trong khu vực đã hoàn thiện đáp ứng tốt các yêu cầu cho công tác xây dựng. Khu đất xây dựng công trình bằng phẳng, không có công trình ngầm bên dưới đất nên rất thuận lợi cho công việc thi công và bố trí tổng bình đồ.

1.1.3. Quy mô công trình

1.1.3.1. Loại công trình

Công trình dân dụng cấp 2 ($5000m^2 \leq S_{sàn} \leq 10000m^2$ hoặc $8 \leq \text{số tầng} \leq 20$)

1.1.3.2. Số tầng

Công trình có: 1 tầng hầm, 17 tầng nổi.

1.1.3.3. Cao độ

Cao độ chuẩn được chọn tại nền tầng trệt : +0.00 m
Cao độ MĐTN so với cao độ nền tầng trệt : -1.500 m
Cao độ mặt tầng hầm so với cao độ nền tầng trệt : -3.500 m
Cao độ sàn mái so với cao độ nền tầng trệt : +60.000 m
Cao độ đỉnh công trình so với cao độ nền tầng trệt : +61.500 m

1.1.3.4. Diện tích xây dựng

Công trình chung cư xây dựng với diện tích mặt bằng : 48.00 x 31.00 m²

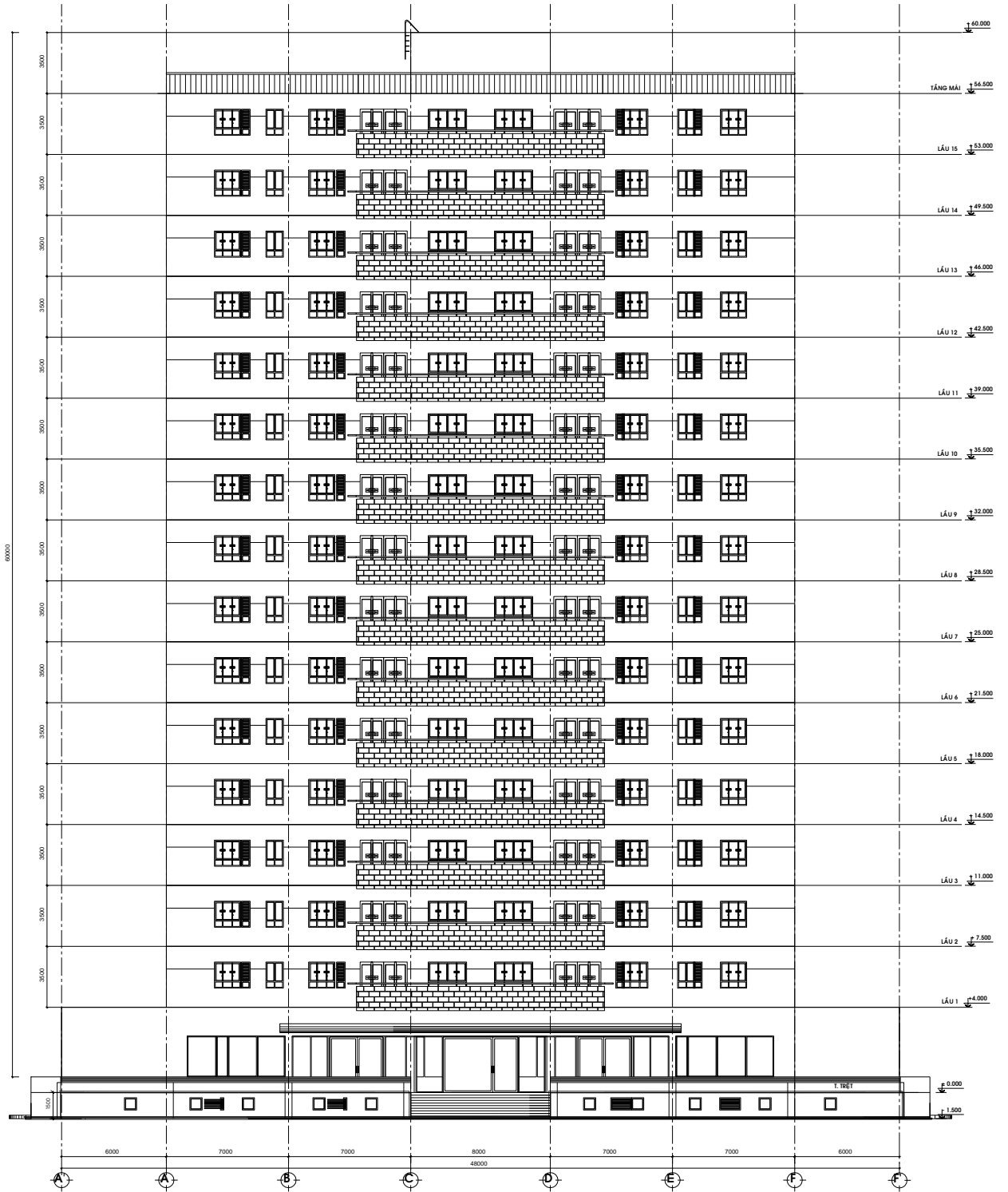
1.1.4. Công năng công trình

Tầng hầm : Sử dụng cho việc bố trí các phòng kỹ thuật và đỗ xe.

Tầng trệt : Khu thương mại

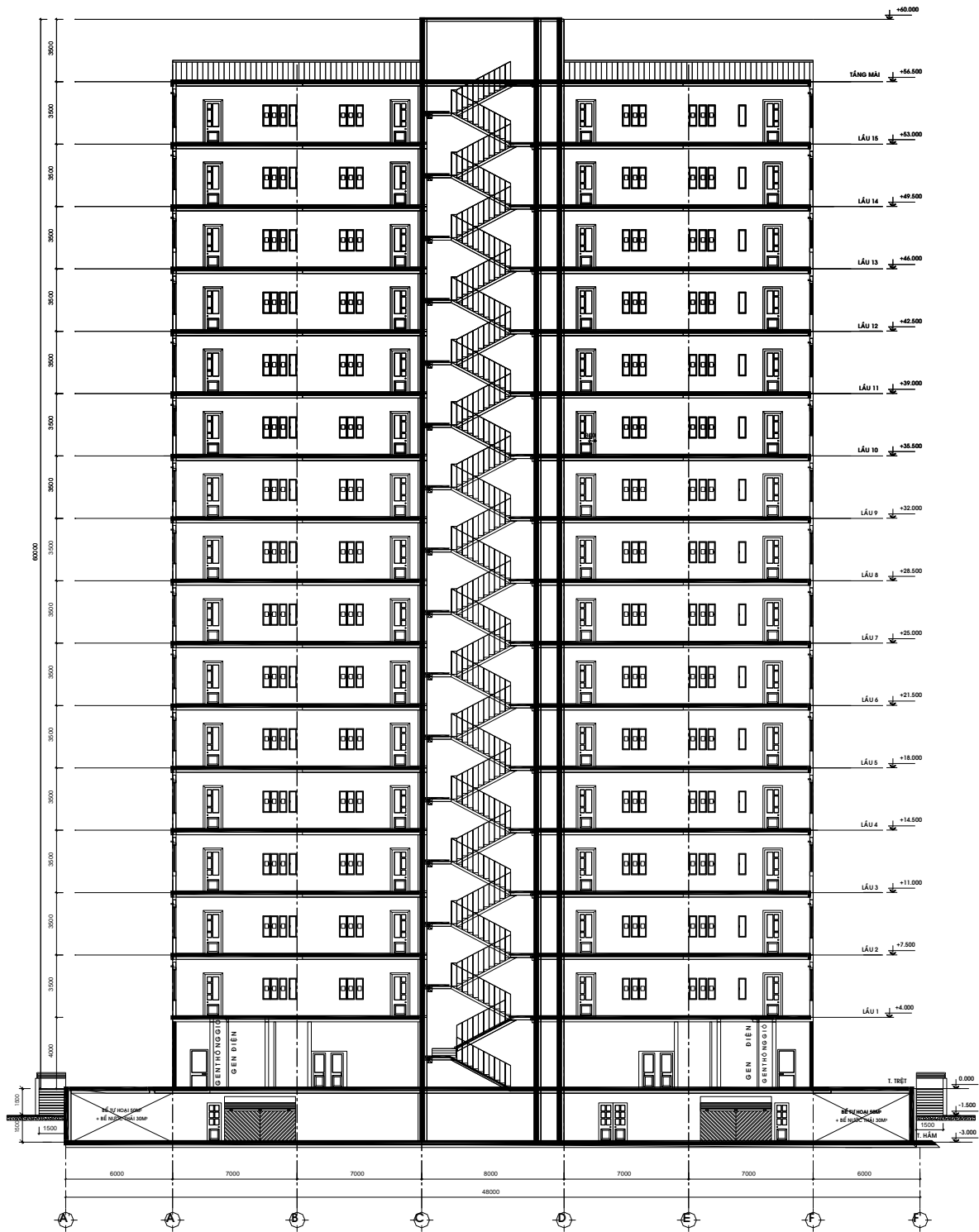
Tầng 1-16 : Bố trí các căn hộ phục vụ cho nhu cầu ở, và sinh hoạt riêng.

Tầng mái : Bố trí các khối kỹ thuật và sân thượng



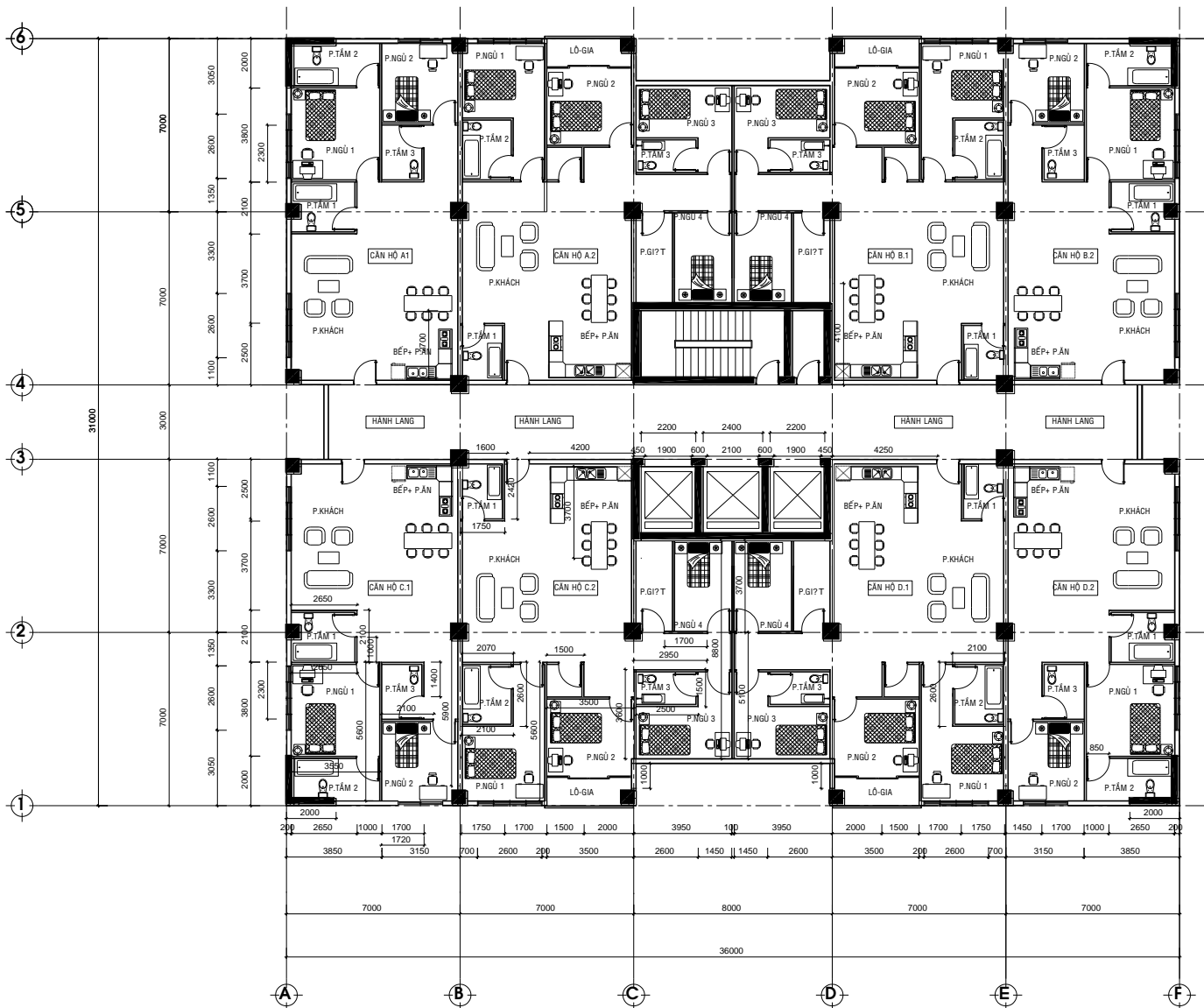
FONT ELEVATION
SCALE 1:100

Hình 1.1: Mặt đứng của công trình



SECTION A-A
SCALE 1:100

Hình 1.2: Mặt cắt của công trình



MẶT BẰNG TẦNG ĐIỂN HÌNH
Tỉ Lệ 1/100

Hình 1.3: Mặt bằng tầng điển hình

1.2. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.2.1. Giải pháp mặt bằng

Mặt bằng có dạng hình chữ nhật với diện tích khu đất là 70x48 (m).

Tầng hầm nằm ở cao độ -3.50 m, được bố trí 2 ram dốc từ mặt đất đến nền tầng hầm (độ dốc $i=20\%$), 1 lối dành cho xe đi vào và 1 lối dành cho xe đi ra. Vì công năng chính của công trình là cho thuê căn hộ nên tầng hầm phần lớn diện tích dùng cho việc để xe đi lại, bố trí rãnh thoát nước và các phòng kỹ thuật hợp lý, tạo không gian thoáng mát nhất có thể cho tầng hầm. Hệ thống cầu thang bộ và thang máy bố trí sao cho người sử dụng dễ dàng nhìn thấy khi đi vào tầng hầm.

Tầng trệt được coi như khu sinh hoạt chung của toàn khối nhà, được trang trí đẹp mắt. Phòng quản lý cao ốc được bố trí ở vị trí khách có thể dễ dàng liên lạc.

Tầng 1 đến 16, đây là mặt bằng cho thấy rõ nhất chức năng của khối nhà, các căn hộ được bố trí hợp lý bao quanh khu giao thông chính là thang máy và cầu thang bộ. Ở mỗi tầng có bố trí khu đựng rác sinh hoạt và khu kỹ thuật điện.

Tầng mái có bố trí 2 bể nước phục vụ cho nhu cầu sử dụng nước trong công trình.

1.2.2. Giải pháp mặt đứng

Sử dụng, khai thác triệt để nét hiện đại với cửa kính lớn, tường ngoài được hoàn thiện bằng sơn nước.

Với những nét ngang và thẳng đứng tạo nên sự bề thế vững vàng cho công trình, hơn nữa kết hợp với việc sử dụng các vật liệu mới cho mặt đứng công trình như đá Granite cùng với những mảng kiếng dày màu xanh tạo vẻ sang trọng cho một công trình kiến trúc.

1.2.3. Giải pháp giao thông trong công trình

1.2.3.1. Giao thông đứng

Giao thông đứng liên hệ giữa các tầng thông qua hệ thống gồm 3 thang máy và 1 cầu thang bộ hành nhằm liên hệ giao thông theo phương đứng và thoát hiểm khi có sự cố.

Phần diện tích cầu thang bộ được thiết kế đảm bảo yêu cầu thoát người nhanh, an toàn khi có sự cố xảy ra. Thang máy này được đặt ở vị trí trung tâm, nhằm đảm bảo khoảng cách xa nhất đến thang máy < 30m để giải quyết việc đi lại hằng ngày cho mọi người và khoảng cách an toàn để có thể thoát người nhanh nhất khi xảy ra sự cố.

1.2.3.2. Giao thông ngang

Giải pháp lưu thông theo phương ngang trong mỗi tầng là hệ thống hành lang giữa bao quanh khu vực thang đứng nằm giữa mặt bằng tầng, đảm bảo lưu thông ngắn gọn, tiện lợi đến từng căn hộ.

1.3. GIẢI PHÁP KẾT CẤU CỦA KIẾN TRÚC

Hệ kết cấu của công trình là hệ kết cấu khung BTCT toàn khối.

Cầu thang và bể nước mái bằng bê tông cốt thép.

Tường bao che dày 200mm, tường ngăn dày 100mm.

Phương án móng dùng phương án móng cọc.

1.4. CÁC GIẢI PHÁP KỸ THUẬT KHÁC

1.4.1. Hệ thống điện

Công trình sử dụng điện được cung cấp từ hai nguồn: lưới điện Thành Phố và máy phát điện riêng. Toàn bộ đường dây điện được đi ngầm (được tiến hành lắp đặt đồng thời khi thi công). Hệ thống cấp điện chính đi trong các hộp kỹ thuật đặt ngầm trong tường và phải bảo đảm an toàn không đi qua các khu vực ẩm ướt, tạo điều kiện dễ dàng khi cần sửa chữa.

1.4.2. Hệ thống cấp thoát nước

Nguồn nước cấp được chọn dùng là nguồn nước chung cho cả thành phố qua tính toán đảm bảo đáp ứng nhu cầu sử dụng nước và việc đảm bảo vệ sinh nguồn nước.

Ngoài ra, nước sinh hoạt và chữa cháy còn được đưa vào công trình bằng hệ thống bơm đẩy lên 2 bể chứa tạo áp. Dung tích bể chứa được thiết kết trên cơ sở số lượng người sử dụng và lượng nước dự trữ khi xảy ra sự cố mất điện và chữa cháy

Thoát nước mưa: Nước mưa trên mái được thoát xuống dưới thông qua hệ thống ống nhựa đặt tại những vị trí thu nước mái nhiều nhất. Từ hệ thống ống dẫn chảy xuống rãnh thu nước mưa quanh nhà đến hệ thống thoát nước chung của thành phố.

Thoát nước thải sinh hoạt: Nước thải khu vệ sinh được dẫn xuống bể tự hoại làm sạch sau đó dẫn vào hệ thống thoát nước chung của thành phố. Đường ống dẫn phải kín, không dò rỉ, đảm bảo độ dốc khi thoát nước.

1.4.3. Hệ thống thông gió

Giải pháp thông gió nhân tạo (nhờ hệ thống máy điều hòa nhiệt độ) được ưu tiên sử dụng vì vấn đề ô nhiễm không khí của toàn khu vực.

Về quy hoạch: xung quanh công trình trồng hệ thống cây xanh để dẫn gió, che nắng, chắn bụi, điều hoà không khí. Tạo nên môi trường trong sạch thoáng mát.

Về thiết kế: Các phòng ở trong công trình được thiết kế hệ thống cửa sổ, cửa đi, ô thoáng, tạo nên sự lưu thông không khí trong và ngoài công trình. Đảm bảo môi trường không khí thoải mái, trong sạch

1.4.4. Hệ thống chiếu sáng

Kết hợp ánh sáng tự nhiên và chiếu sáng nhân tạo.

Chiếu sáng tự nhiên: Các phòng đều có hệ thống cửa để tiếp nhận ánh sáng từ bên ngoài kết hợp cùng ánh sáng nhân tạo đảm bảo đủ ánh sáng trong phòng.

Chiếu sáng nhân tạo: Được tạo ra từ hệ thống điện chiếu sáng theo tiêu chuẩn Việt Nam về thiết kế điện chiếu sáng trong công trình dân dụng.

1.4.5. Hệ thống phòng cháy chữa cháy

Tại mỗi tầng và tại nút giao thông giữa hành lang và cầu thang. Thiết kết đặt hệ thống hộp họng cứu hỏa được nối với nguồn nước chữa cháy. Mỗi tầng đều được đặt biển chỉ dẫn về phòng và chữa cháy. Đặt mỗi tầng 4 bình cứu hỏa CO2MFZ4 (4kg) chia làm 2 hộp đặt hai bên khu phòng ở.

1.4.6. Hệ thống chống sét

Chọn sử dụng hệ thống thu sét chủ động quả cầu Dynasphere được thiết lập ở tầng mái và hệ thống dây nối đất bằng đồng được thiết kế để tối thiểu hóa nguy cơ bị sét đánh.

1.4.7. Hệ thống thoát rác

Tại mỗi tầng có các khu chứa rác riêng, rồi từ đó chuyển đến các xe đổ rác của thành phố. Gian rác được thiết kế kín đáo và xử lý kỹ lưỡng để tránh tình trạng bốc mùi gây ô nhiễm môi trường.

CHƯƠNG 2: LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.1. GIẢI PHÁP KẾT CẤU PHẦN THÂN

2.1.1. Giải pháp kết cấu theo phương đứng

Hệ kết cấu chịu lực thẳng đứng có vai trò quan trọng đối với kết cấu nhà nhiều tầng vì:

+ Cùng với dầm, sàn, tạo thành hệ khung cứng, nâng đỡ các phần không chịu lực của công trình, tạo nên không gian bên trong đáp ứng nhu cầu sử dụng.

+ Tiếp nhận tải trọng từ sàn – dầm để truyền xuống móng, xuống nền đất.

+ Tiếp nhận tải trọng ngang tác dụng lên công trình (phân phối giữa các cột, vách và truyền xuống móng).

+ Kết cấu chịu lực theo phương thẳng đứng còn có vai trò rất quan trọng trong việc giữ ổn định tổng thể công trình, hạn chế dao động, hạn chế gia tốc đỉnh và chuyển vị đỉnh.

Hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng bao gồm các loại sau :

+ Hệ kết cấu cơ bản: Kết cấu khung, kết cấu tường chịu lực, kết cấu lõi cứng, kết cấu ống.

+ Hệ kết cấu hỗn hợp: Kết cấu khung-giằng (kết cấu khung-vách), kết cấu ống lõi và kết cấu ống tổ hợp.

+ Hệ kết cấu đặc biệt: Hệ kết cấu có tầng cứng, hệ kết cấu có dầm truyền, kết cấu có hệ giằng liên tầng và kết cấu có khung ghép.

Mỗi loại kết cấu đều có những ưu điểm, nhược điểm riêng, phù hợp với từng công trình có quy mô và yêu cầu thiết kế khác nhau. Do đó, việc lựa chọn giải pháp kết cấu phải được cân nhắc kỹ lưỡng, phù hợp với từng công trình cụ thể, đảm bảo hiệu quả kinh tế - kỹ thuật.

+ Hệ kết cấu khung có ưu điểm là có khả năng tạo ra những không gian lớn, linh hoạt, có sơ đồ làm việc rõ ràng. Tuy nhiên, hệ kết cấu này có khả năng chịu tải trọng ngang kém (khi công trình có chiều cao lớn, hay nằm trong vùng có cấp động đất lớn). Hệ kết cấu này được sử dụng tốt cho công trình có chiều cao đến 20 tầng đối với công trình nằm trong vùng tính toán chống động đất dưới cấp 7, 15 tầng cho công trình nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 8, và 10 tầng cho công trình nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 9.

+ Hệ kết cấu khung – vách, khung – lõi chiếm ưu thế trong thiết kế nhà cao tầng do khả năng chịu tải trọng ngang khá tốt. Tuy nhiên, hệ kết cấu này đòi hỏi tiêu tốn vật liệu nhiều hơn và thi công phức tạp hơn đối với công trình sử dụng hệ khung.

+ Hệ kết cấu ống tổ hợp thích hợp cho công trình siêu cao tầng do khả năng làm việc đồng đều của kết cấu và chống chịu tải trọng ngang rất lớn.

=> Căn cứ vào quy mô công trình (17 tầng nổi + 1 hầm), tỉ số $L/B = 36/31 = 1.16 \leq 6$, tỉ số $B/H = 36/61.5 = 0.58 \leq 5$, địa điểm xây dựng tại Quận Tân Phú (tra cứu QCXDVN 02:2008/BXD và TCVN 198:1997) nơi chịu động đất cấp 7 theo thang MSK-64 và áp lực gió $W_0 = 83 \text{ kG/m}^2$. Sinh viên sử dụng hệ chịu lực khung-vách hỗn hợp làm hệ kết cấu chịu lực theo phương đứng cho công trình.

2.1.2. Giải pháp kết cấu theo phương ngang

- Bố trí hệ chịu lực cần ưu tiên những nguyên tắc sau:

Đơn giản, rõ ràng: Nguyên tắc này đảm bảo cho công trình hay kết cấu có độ tin cậy kiểm soát được. Thông thường kết cấu thuần khung sẽ có độ tin cậy dễ kiểm soát hơn so với hệ kết cấu vách và khung vách... là loại kết cấu nhạy cảm với biến dạng.

Truyền lực theo con đường ngắn nhất: Nguyên tắc này đảm bảo cho kết cấu làm việc hợp lý, kinh tế. Đối với kết cấu bê tông cốt thép cần ưu tiên cho những kết cấu chịu nén, tránh những kết cấu chịu kéo, tạo khả năng chuyển đổi lực uốn trong khung thành lực dọc.

- Các loại kết cấu sàn đang được sử dụng rộng rãi hiện nay gồm:

Hệ sàn sườn

Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.

Ưu điểm: Tính toán đơn giản, được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn công nghệ thi công.

Nhược điểm: Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn. Không tiết kiệm không gian sử dụng.

Sàn không dầm

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột.

Ưu điểm: Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình. Tiết kiệm được không gian sử dụng. Dễ phân chia không gian. Việc thi công phương án này nhanh hơn so với phương án sàn dầm bởi không phải mất công gia công cốt pha, cốt thép dầm, cốt thép được đặt tương đối định hình và đơn giản. Việc lắp dựng ván khuôn và cốt pha cũng đơn giản.

Nhược điểm: Trong phương án này các cột không được liên kết với nhau để tạo thành khung do đó độ cứng nhỏ hơn so với phương án sàn dầm, do vậy khả năng chịu lực theo phương ngang phương án này kém hơn phương án sàn dầm, chính vì vậy tải trọng ngang hầu hết do vách chịu và tải trọng đứng do cột và vách chịu. Sàn phải có chiều dày lớn để đảm bảo khả năng chịu uốn và chống chọc thủng do đó khối lượng sàn tăng.

Sàn không dầm ứng lực trước

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột. Cốt thép được ứng lực trước.

Ưu điểm: Giảm chiều dày, độ võng sàn. Giảm được chiều cao công trình. Tiết kiệm được không gian sử dụng. Phân chia không gian các khu chức năng dễ dàng

Nhược điểm: Tính toán phức tạp. Thi công đòi hỏi thiết bị chuyên dụng.

Tấm panel lắp ghép

Cấu tạo gồm những tấm panel được sản xuất trong nhà máy. Các tấm này được vận chuyển ra công trường và lắp dựng, sau đó rải cốt thép và đổ bê tông bù.

Ưu điểm: Khả năng vượt nhịp lớn, thời gian thi công nhanh, tiết kiệm vật liệu.

Nhược điểm: Kích thước cấu kiện lớn, quy trình tính toán phức tạp.

Sàn bê tông BubbleDeck

Bản sàn bê tông BubbleDeck phẳng, không dầm, liên kết trực tiếp với hệ cột, vách chịu lực, sử dụng quả bóng nhựa tái chế để thay thế phần bê tông không hoặc ít tham gia chịu lực ở thớ giữa bản sàn.

Ưu điểm: Tạo tính linh hoạt cao trong thiết kế, có khả năng thích nghi với nhiều loại mặt bằng. Tạo không gian rộng cho thiết kế nội thất. Tăng khoảng cách lưới cột và khả năng vượt nhịp, có thể lên tới 15m mà không cần ứng suất trước, giảm hệ tường, vách chịu lực. Giảm thời gian thi công và các chi phí dịch vụ kèm theo.

Nhược điểm: Đây là công nghệ mới vào Việt Nam nên lý thuyết tính toán chưa được phổ biến. Khả năng chịu cắt, chịu uốn giảm so với sàn bê tông cốt thép thông thường cùng độ dày.

2.2. GIẢI PHÁP KẾT CẤU NỀN MÓNG

Thông thường, phần móng nhà cao tầng phải chịu một lực nén lớn, vì thế các giải pháp móng được đề xuất gồm:

Dùng giải pháp móng sâu thông thường: móng cọc ép, cọc khoan nhồi, cọc bê tông ly tâm ULT, móng cọc barrettes....

Dùng giải pháp móng bè hoặc móng băng trên nền cọc.

Với quy mô công trình trong phạm vi đồ án và điều kiện địa chất khu vực xây dựng nên sinh viên đề xuất phương án móng: móng cọc khoan nhồi.

2.3. GIẢI PHÁP VẬT LIỆU

Vật liệu xây dựng cần có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, chống cháy tốt.

Vật liệu có tính biến dạng cao: biến dạng cao có thể bổ sung cho tính năng chịu lực thấp.

Vật liệu có tính thoái biến thấp: có tác dụng tốt khi chịu tác dụng của tải trọng lặp lại (động đất, gió bão).

Vật liệu có tính liên khối cao: có tác dụng trong trường hợp có tính chất lặp lại, không bị tách rời các bộ phận công trình và có giá thành hợp lý.

Trong lĩnh vực xây dựng công trình hiện nay chủ yếu sử dụng vật liệu thép hoặc bê tông cốt thép với các lợi thế như dễ chế tạo, nguồn cung cấp dồi dào. Ngoài ra còn có các loại vật liệu khác được sử dụng như vật liệu liên hợp thép – bê tông (composite), hợp kim nhẹ... Tuy nhiên các loại vật liệu mới này chưa được sử dụng nhiều do công nghệ chế tạo còn mới, giá thành tương đối cao.

Do đó, sinh viên lựa chọn vật liệu xây dựng công trình là bê tông cốt thép.

Bảng 2.1: Bê tông sử dụng

STT	Cấp độ bền	Kết cấu sử dụng
1	Bê tông cấp độ bền B30: $R_b = 17 \text{ Mpa}$; $R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$; $E_b = 32,5.10^3 \text{ MPa}$	Nền tầng trệt, cầu thang, lanh tô, trụ tường, móng, cột, dầm, sàn, bể nước.
2	Vữa xi măng cát B5C	Vữa xi măng xây, tô trát tường nhà.

Bảng 2.2: Cốt thép sử dụng

STT	Cấp độ bền	Kết cấu sử dụng
1	Thép AI ($\phi \leq 8$): $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$; $E_s = 21.10^4 \text{ MPa}$.	Cốt thép đai, thép treo, thép sàn có $\phi \leq 8$
2	Thép AIII ($\phi > 8$): $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 290 \text{ MPa}$; $E_s = 20.10^4 \text{ MPa}$.	Cốt thép dọc dầm, cột có $\phi > 8$

Lớp bê tông bảo vệ

Đối với cốt thép dọc chịu lực (không ứng lực trước, ứng lực trước, ứng lực trước kéo trên bề), chiều dày lớp bê tông bảo vệ cần được lấy không nhỏ hơn đường kính cốt thép hoặc dây cáp và không nhỏ hơn:

Trong bản và tường có chiều dày trên 100mm	:	15mm (20mm);
Trong dầm và dầm sườn có chiều cao $\geq 250 \text{ mm}$:	20mm (25mm);
Trong cột	:	20mm (25 mm);
Trong dầm móng	:	30mm;
Toàn khối khi có lớp bê tông lót	:	35mm;
Toàn khối khi không có lớp bê tông lót	:	70mm;

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cho cốt thép đai, cốt thép phân bố và cốt thép cấu tạo cần được lấy không nhỏ hơn đường kính của các cốt thép này và không nhỏ hơn:

Khi chiều cao tiết diện cấu kiện nhỏ hơn 250mm	:	10mm (15mm);
Khi chiều cao tiết diện cấu kiện từ 250mm trở lên	:	15mm (20mm);

CHÚ THÍCH: giá trị trong ngoặc () cho kết cấu ngoài trời hoặc những nơi ẩm ướt.

(trích TCVN 5574:2012 – Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - điều 8.3).

2.4. BỐ TRÍ HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC**2.4.1. Nguyên tắc bố trí kết cấu chịu lực**

Bố trí hệ chịu lực cần ưu tiên những nguyên tắc sau:

- + Đơn giản, rõ ràng
- + Truyền lực theo con đường ngắn nhất
- + Đảm bảo sự làm việc không gian của hệ kết cấu.

2.4.2. Sơ bộ kích thước tiết diện

2.4.2.1. Sơ bộ chọn tiết diện dầm khung

Kích thước tiết diện dầm được xác định sơ bộ qua nhịp dầm (theo sổ tay kết cấu thực hành công trình-PGS.PTS Vũ Mạnh Hùng) sao cho đảm bảo thông thủy cần thiết trong chiều cao tầng, và đủ khả năng chịu lực.

$$+ \text{Dầm chính: } h_{dc} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{16} \right) \times L \quad (2-1)$$

$$b_{dc} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \times h_{dc} \quad (2-2)$$

$$+ \text{Dầm phụ: } h_{dp} = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{20} \right) \times L \quad (2-3)$$

$$b_{dp} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) \times h_{dp} \quad (2-4)$$

+ Dầm chính nhịp 8m

$$h_{dc} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{16} \right) 8000 = (500 \div 666.6) \text{ mm}, \text{ chọn } h_{dc} = 600 \text{ mm}$$

$$b_{dc} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) h_{dc} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) 600 = (200 \div 300) \text{ mm}, \text{ chọn } b_{dc} = 300 \text{ mm}$$

→ Chọn kích thước dầm chính nhịp 8m là 300x600mm.

+ Dầm phụ nhịp 8m

$$h_{dp} = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{20} \right) 8000 = (400 \div 500) \text{ mm}, \text{ chọn } h_{dp} = 500 \text{ mm}$$

$$b_{dp} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) h_{dp} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3} \right) 500 = (167 \div 250) \text{ mm}, \text{ chọn } b_{dp} = 200 \text{ mm}$$

→ Chọn kích thước dầm phụ nhịp 8m là 200x500mm.

2.4.2.2. Sơ bộ chọn tiết diện cột

Diện tích tiết diện cột (có kể đến thép chịu nén để giảm tiết diện cột) được xác định sơ bộ như sau:

$$A_c = \frac{kN}{\gamma_b R_b + \mu R_{sc}} \quad (2-5)$$

Trong đó : $N = \sum n_i \cdot q_i \cdot S_i$

Với :

n_i - số tầng

q_i - lấy theo thống kê sơ bộ từ 1.2 - 1.5 T/m² tải trọng phân bố trên 1m² sàn thứ i (tĩnh tải + hoạt tải)

S_i - diện tích truyền tải xuống tầng thứ i

- + $k = 1 \div 1.5$ - hệ số kể đến tải trọng ngang gây momen gia tăng ứng suất nén trong cột;
- + $R_b = 17$ (MPa) - cường độ chịu nén tính toán của bê tông B30;
- + $R_{sc} = 365$ (MPa) – cường độ chịu nén tính toán của thép AIII;
- + $\mu = (1 \div 4)\%$ - hàm lượng cốt thép trong cột khi xét động đất theo TCXDVN

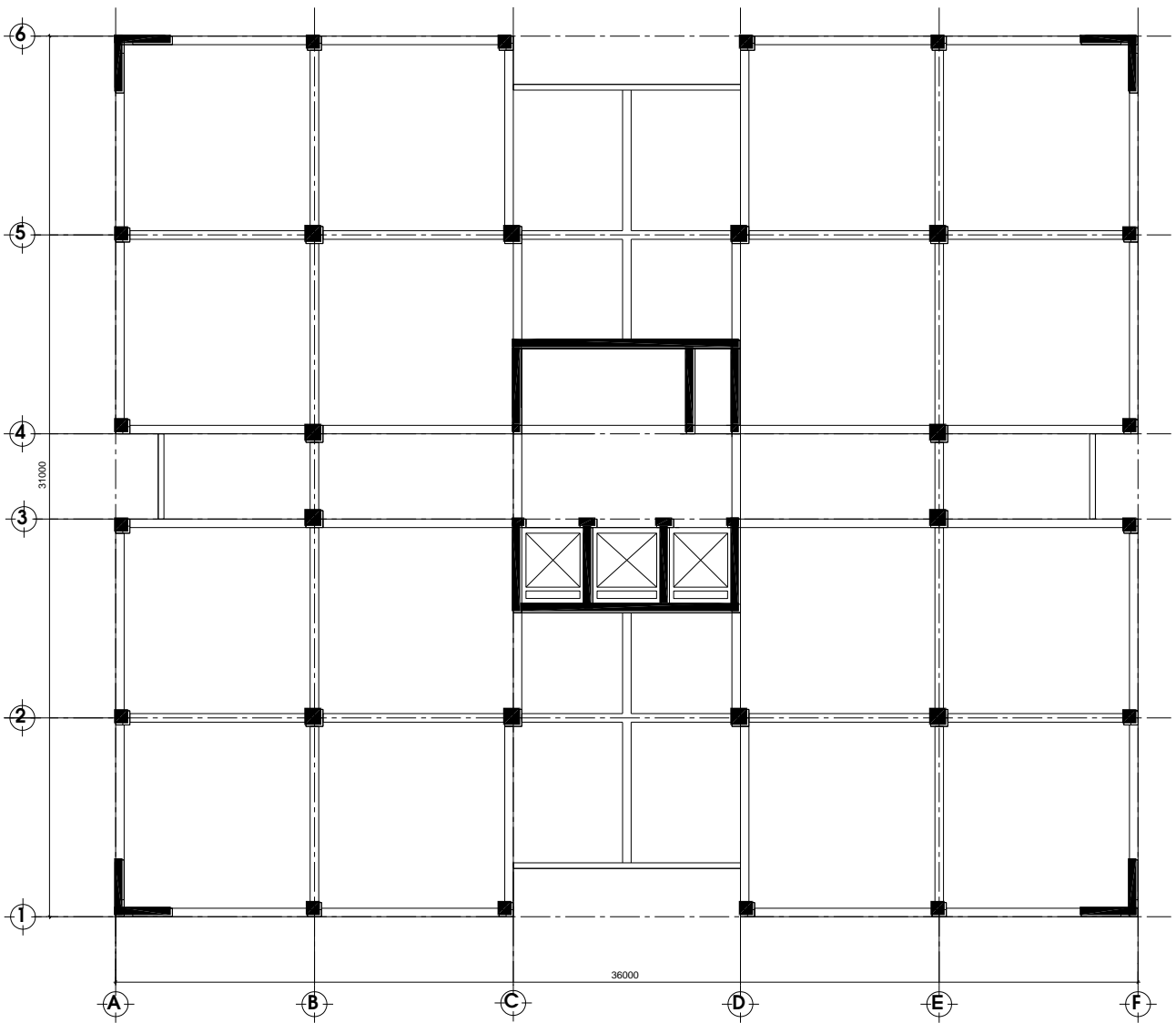
9386:2012. Để đảm bảo yêu cầu về kiến trúc, hạn chế kích thước cột, sinh viên giả thiết hàm lượng thép là 2%, để thép tham gia chịu nén cùng với bê tông, từ đó giảm kích thước cột.

Bảng 2.3: Kích thước cột 1-B, 2-B, 3-B, 4-B, 1-C, 4-C, 1-D, 4-D, 1-E, 2-E, 3-E, 4-E

Tầng	Str.tải	q	N	k	F _{tt}	b x h			F _{chọn}
	(m ²)				(kN/m ²)	(kN)	cm ²	(cm)	
Tầng 15	49.00	15	735.00	1.1	508	50	x	50	2500
Tầng 14	49.00	15	1470.00	1.1	1016	50	x	50	2500
Tầng 13	49.00	15	2205.00	1.1	1525	50	x	50	2500
Tầng 12	49.00	15	2940.00	1.1	2033	60	x	60	3600
Tầng 11	49.00	15	3675.00	1.1	2541	60	x	60	3600
Tầng 10	49.00	15	4410.00	1.1	3049	60	x	60	3600
Tầng 9	49.00	15	5145.00	1.1	3557	70	x	70	4900
Tầng 8	49.00	15	5880.00	1.1	4065	70	x	70	4900
Tầng 7	49.00	15	6615.00	1.1	4574	70	x	70	4900
Tầng 6	49.00	15	7350.00	1.1	5082	80	x	80	6400
Tầng 5	49.00	15	8085.00	1.1	5590	80	x	80	6400
Tầng 4	49.00	15	8820.00	1.1	6098	80	x	80	6400
Tầng 3	49.00	15	9555.00	1.1	6606	90	x	90	8100
Tầng 2	49.00	15	10290.00	1.1	7114	90	x	90	8100
Tầng 1	49.00	15	11025.00	1.1	7623	90	x	90	8100
Tầng Trệt	49.00	15	11760.00	1.1	8131	90	x	90	8100

Bảng 2.4: Kích thước cột 1'-B, 1'-C, 1'-D, 1'-E, 1-A, 2-A, 3-A, 4-A

Tầng	Str.tải	q	N	k	F _{tt}	b x h			F _{chọn}
	(m ²)	(kN/m ²)	(kN)		cm ²	(cm)			cm ²
Tầng 15	24.50	15	367.50	1.2	277	40	x	40	1600
Tầng 14	24.50	15	735.00	1.2	554	40	x	40	1600
Tầng 13	24.50	15	1102.50	1.2	832	40	x	40	1600
Tầng 12	24.50	15	1470.00	1.2	1109	50	x	50	2500
Tầng 11	24.50	15	1837.50	1.2	1386	50	x	50	2500
Tầng 10	24.50	15	2205.00	1.2	1663	50	x	50	2500
Tầng 9	24.50	15	2572.50	1.2	1940	60	x	60	3600
Tầng 8	24.50	15	2940.00	1.2	2217	60	x	60	3600
Tầng 7	24.50	15	3307.50	1.2	2495	60	x	60	3600
Tầng 6	24.50	15	3675.00	1.2	2772	60	x	60	3600
Tầng 5	24.50	15	4042.50	1.2	3049	60	x	60	3600
Tầng 4	24.50	15	4410.00	1.2	3326	60	x	60	3600
Tầng 3	24.50	15	4777.50	1.2	3603	70	x	70	4900
Tầng 2	24.50	15	5145.00	1.2	3881	70	x	70	4900
Tầng 1	24.50	15	5512.50	1.2	4158	70	x	70	4900
Tầng Trệt	24.50	15	5880.00	1.2	4435	70	x	70	4900



Hình 2.1: Mặt bằng bố trí cột tầng điển hình

2.4.2.3. Sơ bộ chọn tiết diện vách và lõi thang máy

Chiều dày vách của lõi cứng được lựa chọn sơ bộ dựa vào chiều cao tòa nhà, số tầng,... đồng thời đảm bảo các điều quy định theo điều 3.4.1 - TCXD 198:1997.

Chiều dày vách đổ toàn khối chọn không nhỏ hơn 200mm và không nhỏ hơn 1/20 chiều cao tầng.

Sơ bộ chiều dày vách biên chống xoắn là 300mm; vách bao ngoài của lõi thang máy và thang bộ dày 300mm, vách ngăn trong lõi thang dày 200. Chiều dài vách được chọn để làm tăng khả năng chống xoắn cho công trình, được thực hiện trên phần mềm ETABS.

Tổng diện tích mặt cắt ngang của vách (lõi) cứng có thể xác định theo công thức gần đúng sau: $A_{vl} = 0.015A_{si}$ với A_{si} – diện tích sàn từng tầng.

Như vậy: $A_{vl} = 24.91 > 0.015 \times 39 \times 38 = 22.23 (m^2) \Rightarrow$ tích Thỏa yêu cầu diện tích tối thiểu của vách.

2.4.2.4. Sơ bộ chiều dày sàn

Đặt h_s là chiều dày của bản sàn phụ thuộc vào tải trọng tác dụng lên bản sàn và đặc trưng làm việc của bản sàn, ngoài ra $h_s \geq h_{min}$

Theo TCVN 5574-2012 (điều 8.2.2) quy định.

$h_{min} = 40$ mm đối với sàn mái;

$h_{min} = 50$ mm đối với sàn nhà ở và công trình công cộng;

$h_{min} = 60$ mm đối với sàn giữa các tầng của nhà sản xuất;

$h_{min} = 70$ mm đối với bản làm từ bê tông nhẹ cấp B7.5 và thấp hơn.

Chiều dày sàn được chọn dựa phụ thuộc vào nhịp và tải trọng tác dụng, có thể sơ bộ xác định chiều dày sàn theo công thức sơ bộ sau:

$$h_s = \frac{D}{m} l_1 \text{ (mm)} \quad (2-6)$$

Trong đó: $D = 0.8 \div 1.4$ phụ thuộc vào tải trọng.

$$m = 30 \div 35 \text{ sàn 1 phương } (l_2 \geq 2l_1)$$

$$m = 40 \div 50 \text{ sàn 2 phương } (l_2 < 2l_1)$$

$$m = 10 \div 15 \text{ bản côngxôn}$$

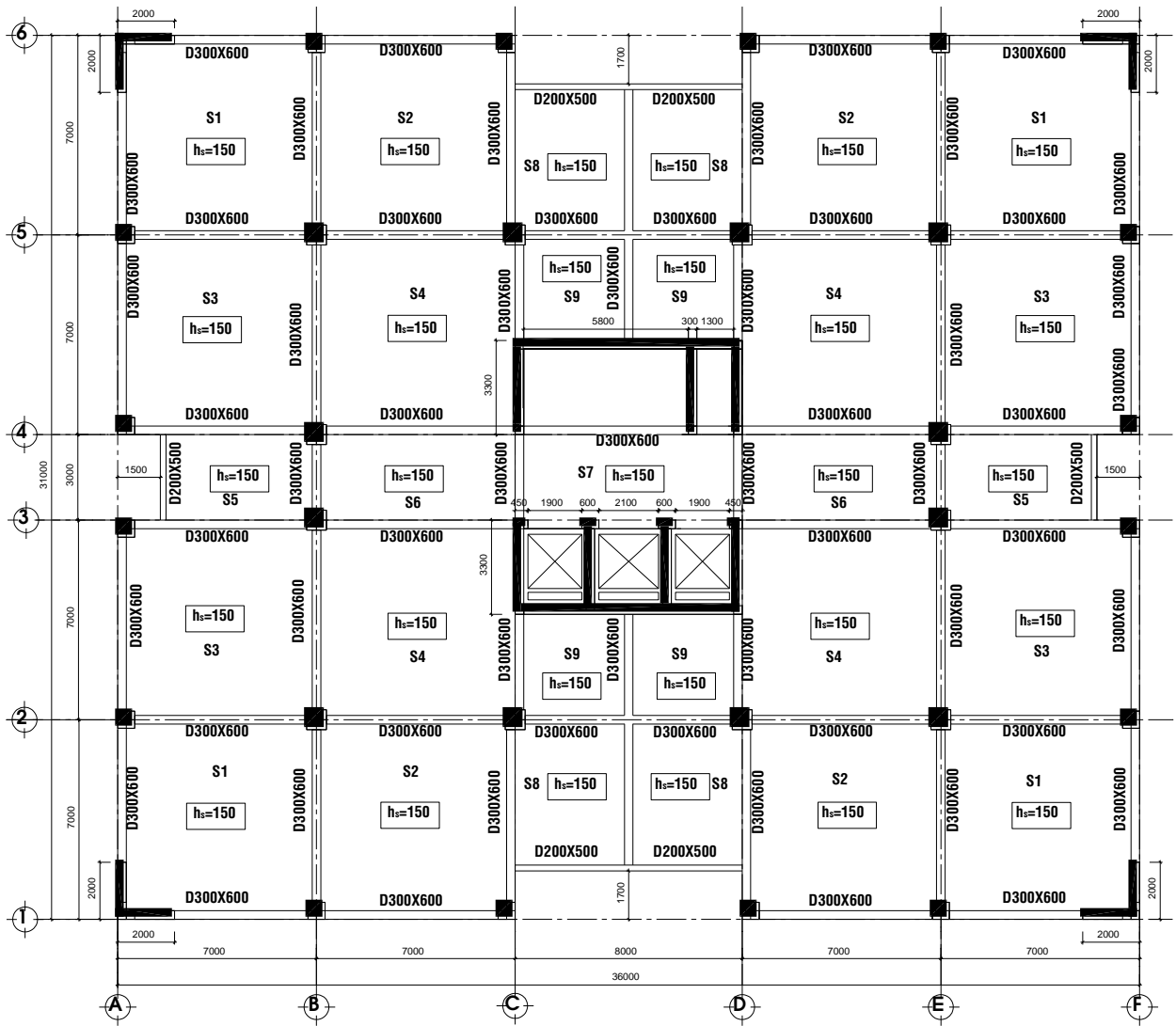
l_1 : Nhịp theo phương cạnh ngắn.

Do hệ lưới cột lớn (7x7)m nên ta bố trí hệ thống dầm phụ chia nhỏ các ô bản.

Dùng ô sàn có cạnh ngắn lớn nhất:

$$h_s = \frac{D}{m} l_1 = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) \times 7000 = 140 \div 175 \text{ (mm)}$$

Chọn chiều dày sàn tầng điển hình và sàn tầng hầm: $h_s = 150$ (mm)



MẶT BẰNG DẦM SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH(T8-T10)
TỈ LỆ 1/100

Hình 2.2: Mặt bằng kết cấu tầng điển hình

CHƯƠNG 3: THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH (TẦNG 10)

3.1. MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

Phân loại ô sàn dựa theo kích thước ô sàn, chức năng sử dụng của từng ô (với một số ô sàn có chênh lệch về kích thước và tải trọng không lớn có thể đặt cùng tên) và dựa vào độ cứng liên kết của sàn với dầm.

3.2. SƠ BỘ CHIỀU DÀY SÀN

3.3. TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN SÀN

3.3.1. Tĩnh tải

Tĩnh tải tác dụng lên sàn gồm trọng lượng bản thân sàn, các lớp hoàn thiện và tường xây. Các tải trọng này phân bố đều trên sàn trừ trọng lượng bản thân tường xây trên dầm.

$$\text{Công thức quy đổi tải tường: } g_t^u = n \cdot \delta_t \cdot H_t \cdot \gamma_t \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3-1)$$

Trong đó:

n : hệ số vượt tải.

δ_t : chiều dày tường, m.

H_t : chiều cao tường, m.

γ_t : trọng lượng riêng của tường xây, kN/m³.

Bảng 3.1: Quy đổi tải tường tầng điển hình

Loại tường	Bề dày (mm)	Chiều cao (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Tiêu chuẩn (kN/m)	Hệ số vượt tải	Tính toán (kN/m)
Tường gạch 100 (xây trên sàn)	100	3.35	18	6.03	1.1	6.63
Tường gạch 200 (xây trên dầm)	200	2.9	15	8.7	1.1	9.57
Tường gạch 200 (xây trên sàn)	200	3.35	15	10.05	1.1	11.05

Theo yêu cầu sử dụng, các khu vực có chức năng khác nhau sẽ có cấu tạo sàn khác nhau, do đó tĩnh tải sàn tương đương cũng có giá trị khác nhau. Các kiểu cấu tạo sàn cơ bản là sàn khu ở (phòng khách, phòng ăn + bếp, phòng ngủ), sàn ban công (logia), sàn hành lang, sàn vệ sinh. Các loại sàn được cấu tạo như sau (Theo Sách Kết cấu bê tông cốt thép tập 2 – Võ Bá Tâm)

Bảng 3.3: Sàn căn hộ:

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	24.5	150	3.68	1.1	4.04
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
3	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.1	0.22
4	- Vữa lát nền (30-50)	18	40	0.72	1.3	0.94
5	- Vữa lát trần (10-15)	18	15	0.27	1.3	0.35
6	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
7	Tổng tĩnh tải chưa tính trọng lượng bản sàn			1.69		2.11

Bảng 3.4: Sàn vệ sinh

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	24.5	150	3.68	1.1	4.04
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
3	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.1	0.22
4	- Vữa lát nền +Tạo dốc	18	20	0.36	1.3	0.47
5	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
6	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
7	Tổng tĩnh tải chưa tính trọng lượng bản sàn			1.09		1.33

Bảng 3.5: Sàn hành lang:

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	24.5	150	3.68	1.1	4.04
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
3	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.1	0.22
4	- Vữa lát nền +Tạo dốc	18	20	0.36	1.3	0.47
5	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
6	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
7	Tổng tĩnh tải chưa tính trọng lượng bản sàn			1.33		1.64

3.3.2. Hoạt tải

Giá trị hoạt tải lấy từ TCVN 2737:1995-điều 4.3.1-bảng 3 được chọn dựa theo chức năng sử dụng của các loại phòng.

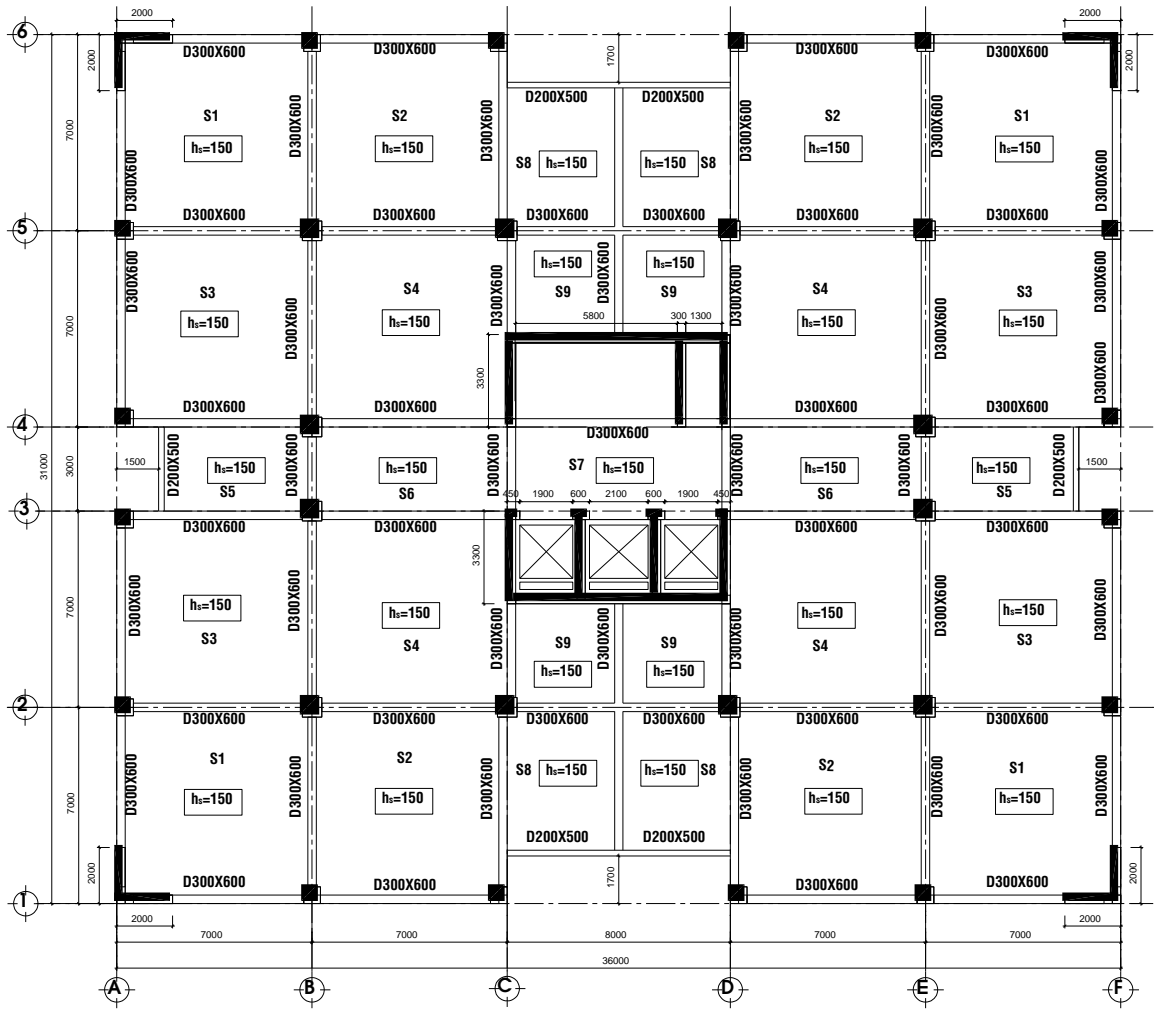
Hệ số độ tin cậy của tải trọng lấy theo điều 4.3.3.

+ Khi $p^c < 2(kN/m^2) \rightarrow n = 1.3$

+ Khi $p^c \geq 2(kN/m^2) \rightarrow n = 1.2$

Bảng 3.5: Giá trị hoạt tải sử dụng

STT	Chức năng sử dụng sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m ²)			Hệ số vượt tải n	Hoạt tải tính toán (kN/m ²)
		Phần dài hạn	Phần ngắn hạn	Toàn phần		
1	Thang, sảnh, hành lang	1	2	3	1.2	3.6
2	Phòng ở	0.3	1.2	1.5	1.3	1.95
3	Phòng vệ sinh	0.3	1.2	1.5	1.3	1.95
4	Lô gia	1	2	3	1.2	3.6
5	Mái bằng có sử dụng	0.5	1	1.5	1.3	1.95
6	Mái không sử dụng	0	0.75	0.75	1.3	0.975
7	Tầng hầm	1.8	3.2	5	1.2	6

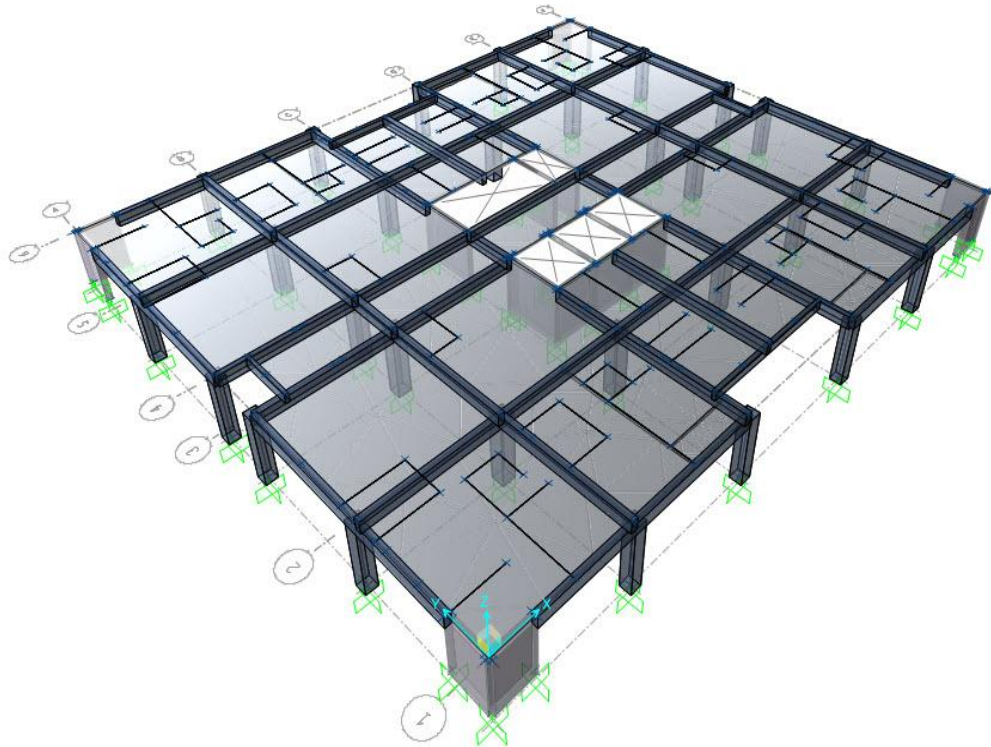


MẶT BẰNG DẦM SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH(T8-T10)
TỈ LỆ 1/100

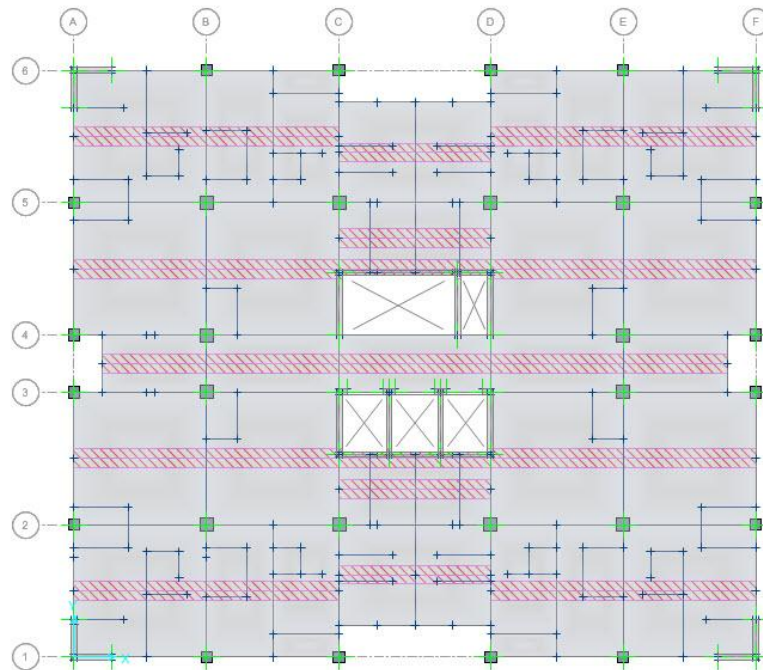
Hình 3.1: Mặt bằng ô sàn tầng điển hình (Tầng 10)

3.4. TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH

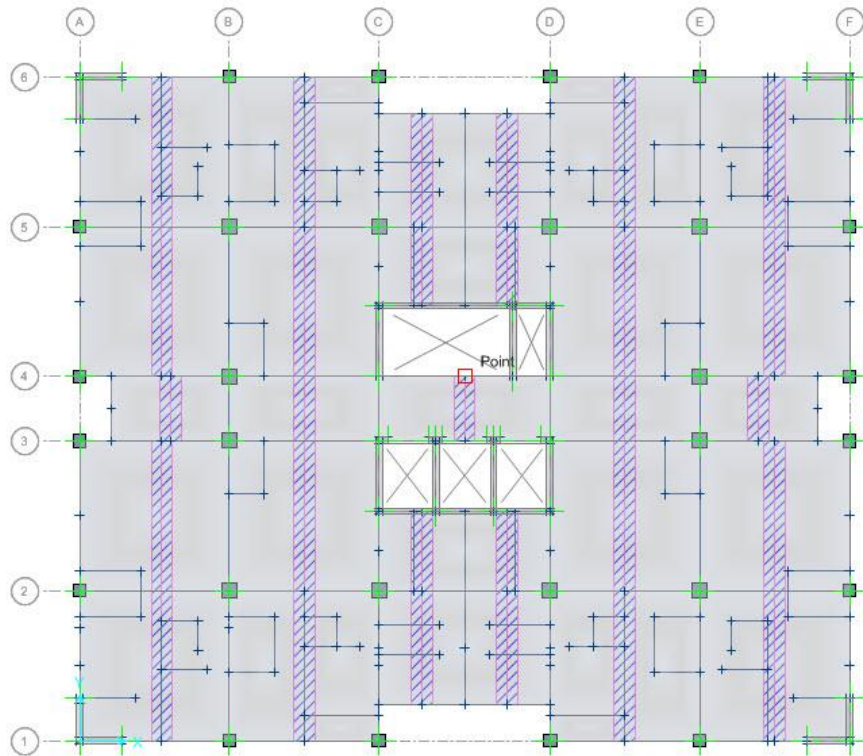
3.4.1. Mô hình bằng safe



Hình 3.2: Mô hình sàn bằng safe



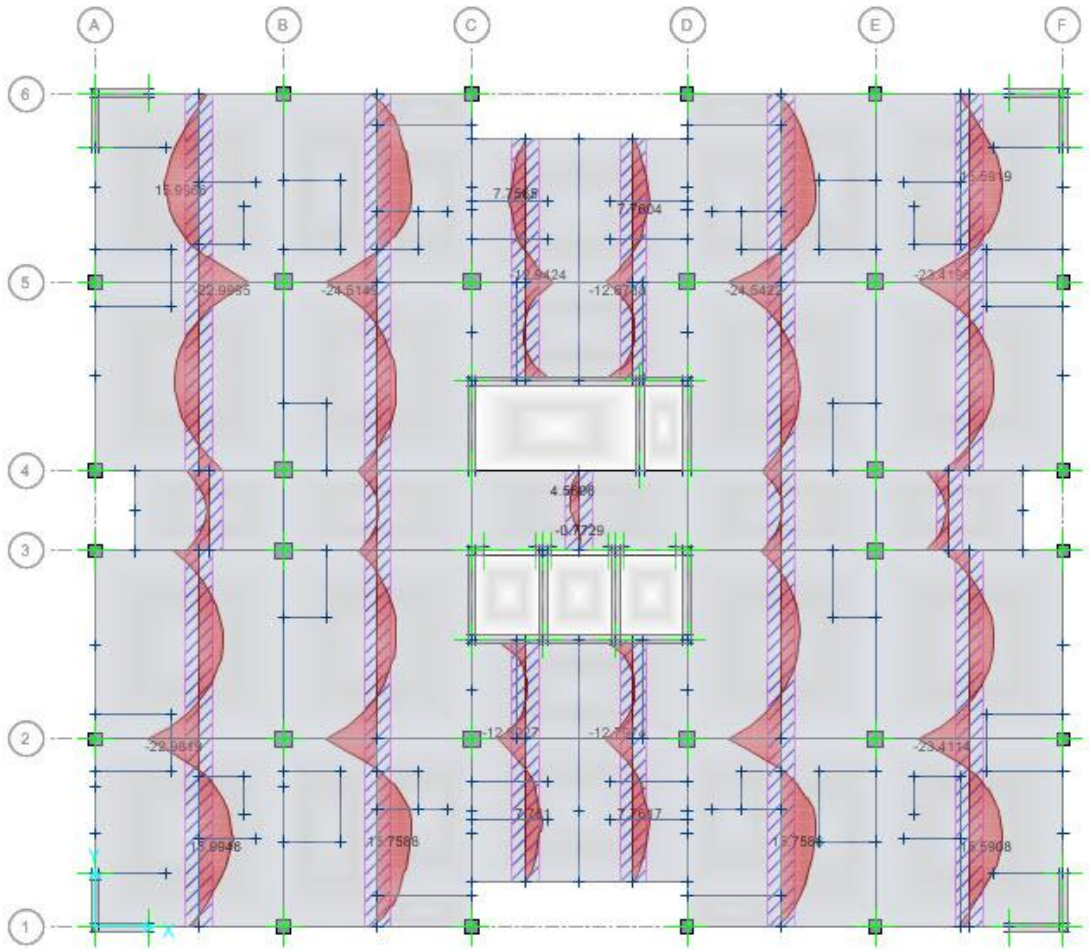
Hình 3.3: Dây strip theo phương X



Hình 3.4: Dãy strip theo phương Y

3.4.2. Tính toán cốt thép

3.4.2.1. Kết quả moment



Hình 3.6: Moment theo phương Y

3.4.2.2. Lý thuyết tính toán

Từ M tính :

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} \quad (3-3); \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \quad (3-4)$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} \quad (3-5); \quad \alpha_m \leq \alpha_R; \quad \xi \leq \xi_R$$

Chọn lớp bê tông bảo vệ: $a_{bv} = 20(\text{mm})$

Với : $b = 1000(\text{mm})$; $h_0 = h - a = 150 - 20 = 130(\text{mm})$

Bê tông B30: $R_b = 17.10^3 (\text{kN}/\text{m}^2)$; $R_{bt} = 1.2\text{MPa} = 1.2 \times 10^3 (\text{kN}/\text{m}^2)$; $\gamma_b = 1$

Thép AIII ($\phi \geq 10$) được dùng tính thép chịu lực :

$$R_s = R_{sc} = 365\text{MPa} = 365.10^3 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

$$R_{sw} = 290\text{MPa} = 290.10^3 (\text{kN}/\text{m}^2) ; \alpha_R = 0.395 ; \xi_R = 0.541$$

$$\mu_{\min} = 0.05\% \leq \mu = \frac{A_s}{bh_0} \leq \mu_{\max} = \frac{\xi_R \gamma_b R_b}{R_s} = \frac{0.541 \times 1 \times 17}{365} \times 100 = 2.52\%$$

Tính toán thép cho ô sàn S1:

Momen nhịp dẫy strip Ô S1 : $M = 16.78$ (kNm)

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b bh_0^2} = \frac{16.78 \times 10^6}{1 \times 17 \times 1000 \times 130^2} = 0.065$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.065} = 0.067$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b bh_0}{R_s} = \frac{0.067 \times 1 \times 17 \times 1000 \times 130}{365} = 366 (\text{mm}^2)$$

\Rightarrow Chọn $\phi 10a200$ có $A_{sc} = 393 (\text{mm}^2)$

$$\mu_{\min} = 0.05\% \leq \mu = \frac{393}{1000 \times 130} \times 100 = 0.30\% \leq \mu_{\max} = 2.52\%$$

Các giá trị mômen còn lại tính toán tương tự.

Bảng 3.6: Thép sàn theo phương X-Y

Tên ô sàn	Vị trí	M_{\max} (kN.m)	b (mm)	h (mm)	a = a'	h ₀	Tính thép				Chọn thép				
							α_m	ξ	A_s^{TT}	H.lượng	\emptyset	a ^{TT} (mm)	a ^{BT}	A _s ^{CH} (cm ² /m)	H.lượng _g μ^{CH} (%)
									(cm ² /m)	μ^{TT} (%)					
S1 theo phương X	Gối	-4.27	1000	150	20	130	0.017	0.017	0.91	0.07%	10	865	200	3.93	0.30%
	Nhịp	16.78	1000	150	20	130	0.065	0.067	3.66	0.28%	10	215	200	3.93	0.30%
	Gối	-25.43	1000	150	20	130	0.098	0.104	5.65	0.43%	10	139	120	6.54	0.50%
S1 theo phương Y	Gối	-4.12	1000	150	20	130	0.016	0.016	0.88	0.07%	10	897	200	3.93	0.30%
	Nhịp	15.99	1000	150	20	130	0.062	0.064	3.48	0.27%	10	226	200	3.93	0.30%
	Gối	-22.98	1000	150	20	130	0.089	0.093	5.08	0.39%	10	155	150	5.24	0.40%
S2 theo phương X	Gối	-25.43	1000	150	20	130	0.098	0.104	5.65	0.43%	10	139	120	6.54	0.50%
	Nhịp	16.94	1000	150	20	130	0.066	0.068	3.70	0.28%	10	213	200	3.93	0.30%
	Gối	-27.78	1000	150	20	130	0.107	0.114	6.21	0.48%	10	127	120	6.54	0.50%
S2 theo phương Y	Gối	-2.41	1000	150	20	130	0.009	0.009	0.51	0.04%	10	1539	200	3.93	0.30%
	Nhịp	15.75	1000	150	20	130	0.061	0.063	3.43	0.26%	10	229	200	3.93	0.30%
	Gối	-24.22	1000	150	20	130	0.094	0.099	5.37	0.41%	10	146	120	6.54	0.50%
S3 theo phương X	Gối	-1.33	1000	150	20	130	0.005	0.005	0.28	0.02%	10	2795	200	3.93	0.30%
	Nhịp	12.05	1000	150	20	130	0.047	0.048	2.60	0.20%	10	302	200	3.93	0.30%

	Gói	-18.08	1000	150	20	130	0.070	0.073	3.95	0.30%	10	199	150	5.24	0.40%
S3 theo phương Y	Gói	-22.98	1000	150	20	130	0.089	0.093	5.08	0.39%	10	155	150	5.24	0.40%
	Nhíp	11.08	1000	150	20	130	0.043	0.044	2.39	0.18%	10	329	200	3.93	0.30%
	Gói	-11.62	1000	150	20	130	0.045	0.046	2.51	0.19%	10	313	200	3.93	0.30%
S4 theo phương X	Gói	-18.08	1000	150	20	130	0.070	0.073	3.95	0.30%	10	199	150	5.24	0.40%
	Nhíp	9.71	1000	150	20	130	0.038	0.038	2.09	0.16%	10	376	200	3.93	0.30%
	Gói	-14.11	1000	150	20	130	0.055	0.056	3.06	0.24%	10	257	200	3.93	0.30%
S4 theo phương Y	Gói	-24.22	1000	150	20	130	0.094	0.099	5.37	0.41%	10	146	120	6.54	0.50%
	Nhíp	8.40	1000	150	20	130	0.032	0.033	1.80	0.14%	10	436	200	3.93	0.30%
	Gói	-8.44	1000	150	20	130	0.033	0.033	1.81	0.14%	10	434	200	3.93	0.30%
S5 theo phương X	Gói	-0.83	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.18	0.01%	10	4483	200	3.93	0.30%
	Nhíp	4.36	1000	150	20	130	0.017	0.017	0.93	0.07%	10	847	200	3.93	0.30%
	Gói	-10.23	1000	150	20	130	0.040	0.040	2.20	0.17%	10	357	200	3.93	0.30%
S5 theo phương Y	Gói	-10.75	1000	150	20	130	0.042	0.042	2.31	0.18%	10	339	200	3.93	0.30%
	Nhíp	-1.60	1000	150	20	130	0.006	0.006	0.34	0.03%	10	2322	200	3.93	0.30%
	Gói	-10.77	1000	150	20	130	0.042	0.043	2.32	0.18%	10	339	200	3.93	0.30%
S6 theo phương X	Gói	-10.23	1000	150	20	130	0.040	0.040	2.20	0.17%	10	357	200	3.93	0.30%
	Nhíp	4.23	1000	150	20	130	0.016	0.016	0.90	0.07%	10	874	200	3.93	0.30%
	Gói	-7.80	1000	150	20	130	0.030	0.031	1.67	0.13%	10	470	200	3.93	0.30%
S6 theo phương Y	Gói	-8.44	1000	150	20	130	0.033	0.033	1.81	0.14%	10	434	200	3.93	0.30%
	Nhíp	0.48	1000	150	20	130	0.002	0.002	0.10	0.01%	10	7757	200	3.93	0.30%
	Gói	-9.35	1000	150	20	130	0.036	0.037	2.01	0.15%	10	391	200	3.93	0.30%
S7 theo phương X	Gói	-8.17	1000	150	20	130	0.032	0.032	1.75	0.13%	10	449	200	3.93	0.30%
	Nhíp	3.45	1000	150	20	130	0.013	0.013	0.73	0.06%	10	1073	200	3.93	0.30%
	Gói	-7.62	1000	150	20	130	0.029	0.030	1.63	0.13%	10	482	200	3.93	0.30%
S7 theo phương Y	Gói	-0.29	1000	150	20	130	0.001	0.001	0.06	0.00%	10	12844	200	3.93	0.30%
	Nhíp	4.56	1000	150	20	130	0.018	0.018	0.97	0.07%	10	810	200	3.93	0.30%
	Gói	-0.78	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.16	0.01%	10	4771	200	3.93	0.30%
	Gói	-26.35	1000	150	20	130	0.102	0.108	5.87	0.45%	10	134	120	6.54	0.50%

S8 theo phương X	Nhíp	11.73	1000	150	20	130	0.045	0.046	2.53	0.19%	10	310	200	3.93	0.30%
	Gỏi	7.39	1000	150	20	130	0.029	0.029	1.58	0.12%	10	497	200	3.93	0.30%
S8 theo phương Y	Gỏi	0.76	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.16	0.01%	10	4896	200	3.93	0.30%
	Nhíp	7.76	1000	150	20	130	0.030	0.030	1.66	0.13%	10	473	200	3.93	0.30%
	Gỏi	-12.80	1000	150	20	130	0.050	0.051	2.77	0.21%	10	284	200	3.93	0.30%
S9 theo phương X	Gỏi	-12.07	1000	150	20	130	0.047	0.048	2.61	0.20%	10	301	200	3.93	0.30%
	Nhíp	2.41	1000	150	20	130	0.009	0.009	0.51	0.04%	10	1539	200	3.93	0.30%
	Gỏi	-0.92	1000	150	20	130	0.004	0.004	0.19	0.01%	10	4044	200	3.93	0.30%
S9 theo phương Y	Gỏi	-12.80	1000	150	20	130	0.050	0.051	2.77	0.21%	10	284	200	3.93	0.30%
	Nhíp	0.72	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.15	0.01%	10	5169	200	3.93	0.30%
	Gỏi	-10.02	1000	150	20	130	0.039	0.040	2.15	0.17%	10	365	200	3.93	0.30%

3.4.3. Kiểm tra độ võng sàn bằng phần mềm Safe

3.4.3.1. Kiểm tra độ võng đàn hồi của sàn

Giá trị chuyển vị lớn nhất $f_{sàn} = 1.148 \text{ cm}$

Độ võng giới hạn (Theo TCVN 5574-2012)

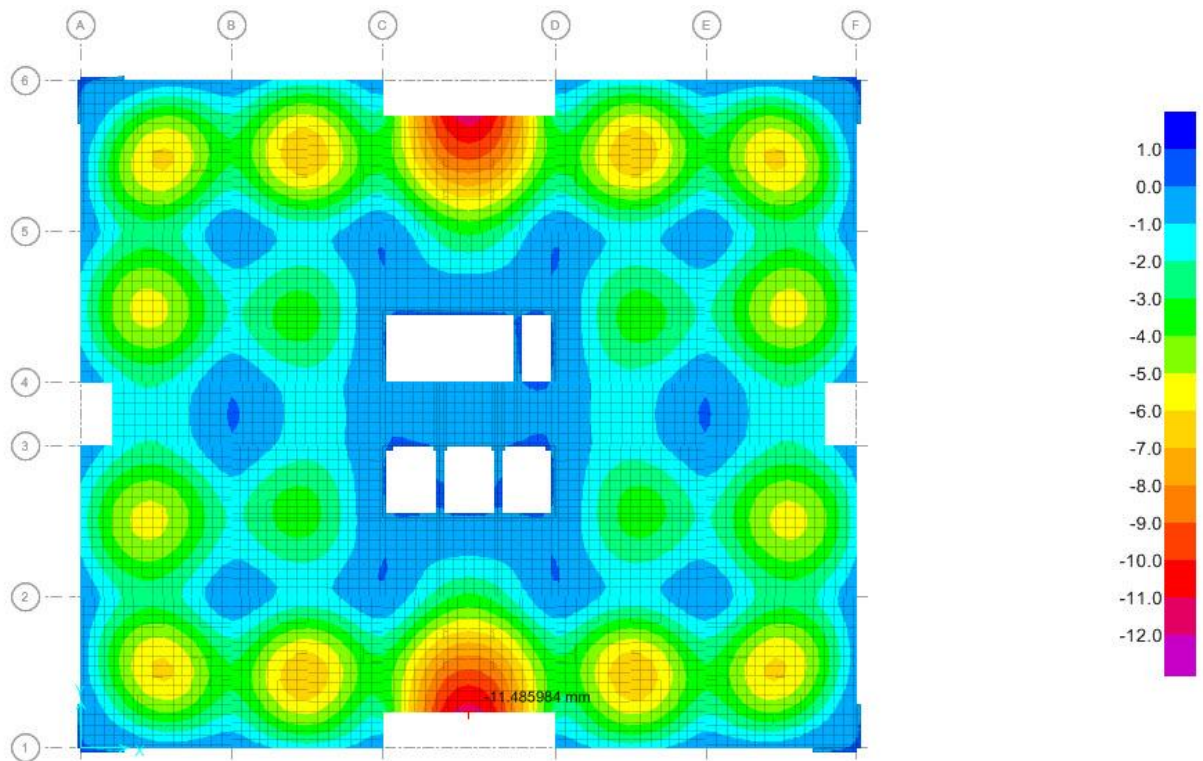
Kết cấu sàn chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, tải trọng tạm thời ngắn hạn nên độ võng của bản sàn là 1/300 nhịp

$$[f] = \frac{1}{300} L = \frac{1}{300} \times 800 = 2.66(\text{cm}) \quad (3-6)$$

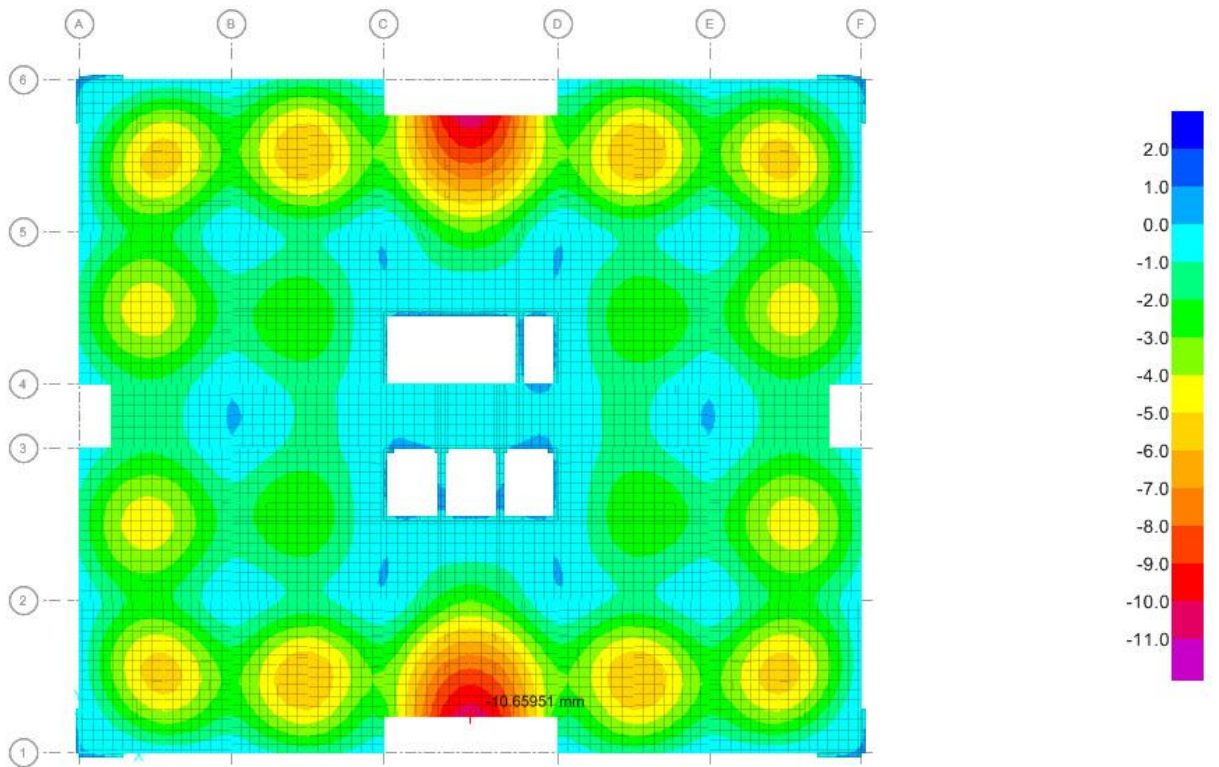
$$f = 1.148(\text{cm}) < [f] = 2.66(\text{cm})$$

Giá trị độ võng của sàn thỏa mãn giới hạn cho phép.

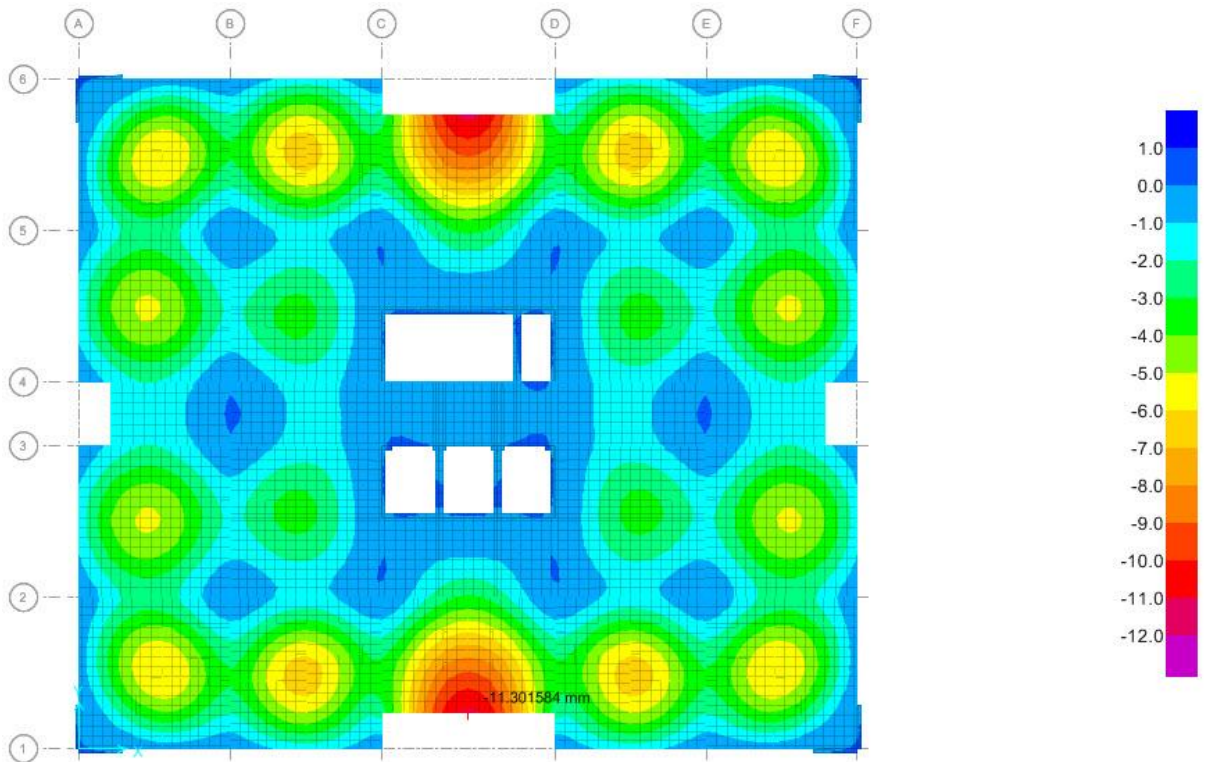
Tuy nhiên đây chỉ là độ võng đàn hồi (chưa xét đến từ biến, co ngót, sự hình thành vết nứt của bê tông, tác dụng ngắn hạn, dài hạn của tải trọng). Do đó khi xét đến các yếu tố này, độ võng sẽ lớn hơn.



Hình 3.9: Độ võng sàn (Trường hợp TẢI TIÊU CHUẨN)



Hình 3.10: Độ võng sàn (Trường hợp TẢI DÀI HẠN)



Hình 3.9: Độ võng sàn (Trường hợp TẢI NGẮN HẠN)

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ CẦU THANG TẦNG ĐIỂN HÌNH

4.1. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN

4.1.1. Kích thước sơ bộ

Cầu thang tầng điển hình của công trình là cầu thang 2 vế dạng bản. Mỗi vế gồm 10 bậc thang với kích thước: $h_b=160$ mm; $l_b = 300$ mm.

Theo Sách Kết cấu bê tông cốt thép tập 3-Võ Bá Tâm

$$\text{Góc nghiêng cầu thang: } \tan \alpha = \frac{h_b}{l_b} = \frac{160}{300} = 0.53 \Rightarrow \alpha = 28^\circ$$

Chiều dày bản thang được chọn sơ bộ theo công thức :

$$h_b = \frac{L_0}{30 \div 35} = \frac{4400}{30 \div 35} = (125.7 \div 146.6) \text{ mm (} L_0 \text{ là nhịp tính toán của bản thang). (4-1)}$$

1)

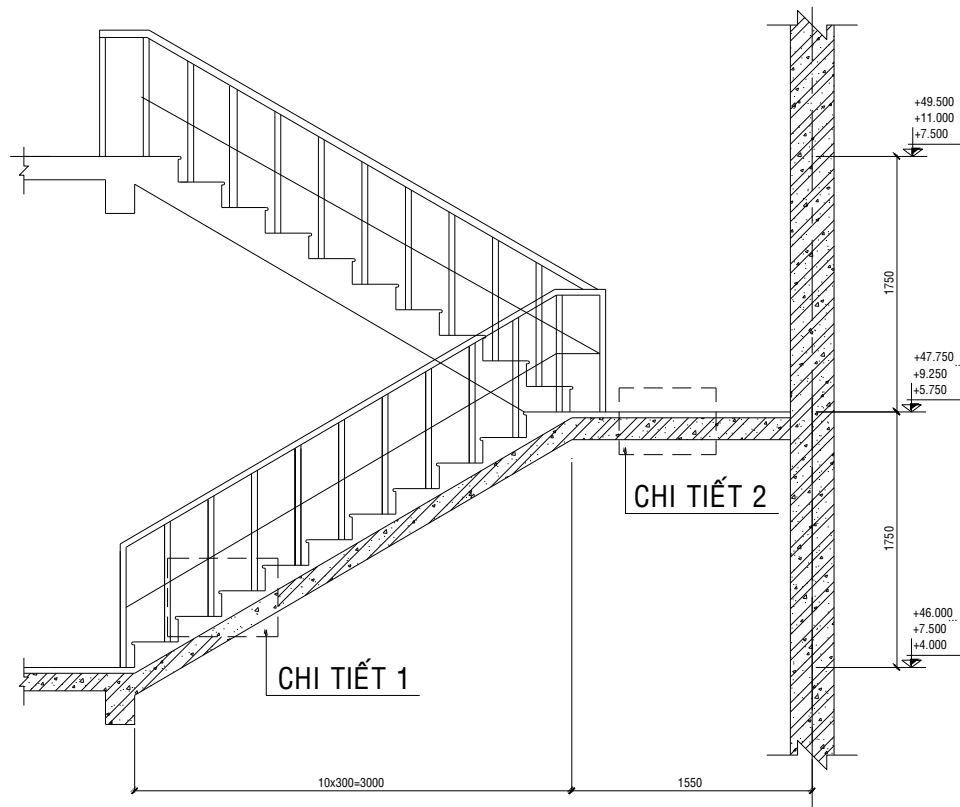
→ Chọn chiều dày bản thang $h_b = 140$ mm.

Kích thước dầm thang (dầm chiếu tới) được chọn sơ bộ theo công thức:

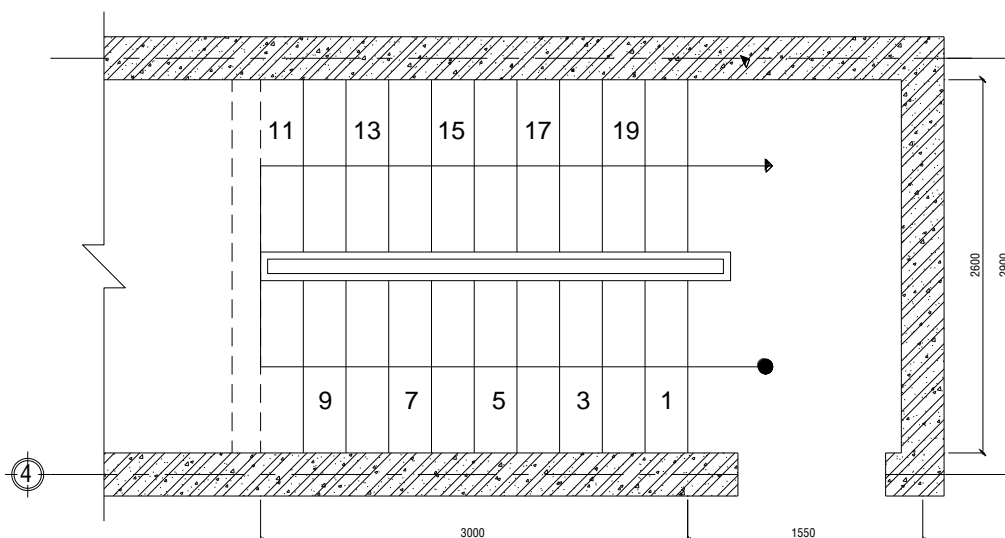
$$h_{dt} = \frac{L_0}{10 \div 13} = \frac{2700}{10 \div 13} = (207.7 \div 270) \text{ mm, chọn } h_{dt} = 300 \text{ mm. (4-2)}$$

$$b_{dt} = \frac{h_{dt}}{2 \div 3} = \frac{300}{2 \div 3} = (100 \div 150) \text{ mm (4-3)}$$

→ Chọn kích thước dầm thang $b \times h = 200 \times 300$ mm.



Hình 4.1: Mặt cắt đứng cầu thang



Hình 4.2: Mặt bằng cầu thang

4.1.2. Tải trọng

4.1.2.1. Tải trọng tác dụng lên bản nghiêng của thang

- **Tĩnh tải** : gồm trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo

+ Tĩnh tải được xác định theo công thức sau: $g = \sum_1^n \gamma_i \delta_{tdi} n_i$ (4-4)

Trong đó: γ_i : khối lượng của lớp thứ i

δ_{tdi} : chiều dày tương đương của lớp thứ i theo phương bản nghiêng

n_i : hệ số tin cậy lớp thứ i (theo công thức bảng 1,TCVN 2737-1995).

+ Chiều dày tương đương của bậc thang được xác định theo công thức sau:

$$\delta_{td} = \frac{h_b \cos \alpha}{2} \quad (4-5)$$

Trong đó: h_b : Chiều cao bậc thang;

α : Góc nghiêng của thang.

+ Chiều dày tương đương của lớp đá granite, vữa xi măng:

$$\delta_{td} = \frac{(l_b + h_b) \delta_i \cos \alpha}{l_b} \quad (4-6)$$

Trong đó: l_b : Chiều dài bậc thang

h_b : Chiều cao bậc thang

δ_i : Chiều dày của lớp thứ i

α : Góc nghiêng của thang

- **Hoạt tải:**

Giá trị hoạt tải: $p = p^c \cdot n_p$

Trong đó: p^c : hoạt tải tiêu chuẩn được lấy từ điều 4.3.1, bảng 3, TCVN 2737-1995.

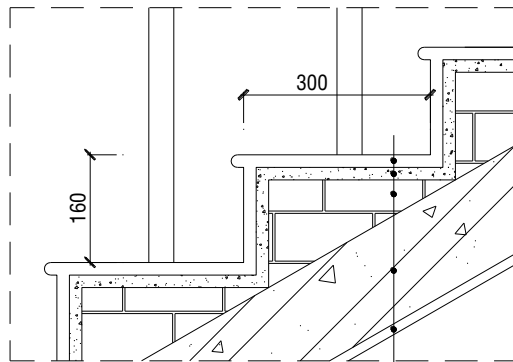
n_p : hệ số tin cậy được lấy từ điều 4.3.3, TCVN 2737-1995.

Bản thang có độ nghiêng $\alpha \approx 28^\circ \Rightarrow \cos \alpha = \frac{300}{\sqrt{175^2 + 300^2}} = 0.864$

Lớp đá hoa cương: $\delta_{td1} = \frac{(0.3 + 0.175) \times 0.02 \times 0.864}{0.3} = 0.0274\text{m}$

Lớp vữa lót: $\delta_{td2} = \frac{(0.3 + 0.175) \times 0.02 \times 0.864}{0.3} = 0.0274\text{m}$

Lớp bậc thang: $\delta_{td3} = \frac{h_b \cos \alpha}{2} = \frac{0.175 \times 0.864}{2} = 0.076\text{m}$



ĐÁ HOA CƯƠNG, DÀY 20mm
 VỮA XI MĂNG, DÀY 20mm
 BẬC THANG XÂY GẠCH ĐINH
 LỚP BTCT, DÀY 150mm
 VỮA XI MĂNG, DÀY 15mm
 SƠN NƯỚC

Hình 4.3: Cấu tạo bản thang nghiêng

Bảng 4.1: Tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	Chiều dày tương đương (mm)	γ_i (kN/m ³)	n	Tải tính toán (kN/m ²)	
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	27.4	24	1.2	0.79	
	Vữa xi măng	20	27.4	18	1.3	0.64	
	Bậc thang (gạch xây)	175	76	18	1.3	1.78	
	Lớp BTCT	150	150	25	1.1	4.125	
	Vữa xi măng	15	15	18	1.3	0.35	
Hoạt tải	Cầu thang		3		1.2	3.6	
	Tổng cộng						11.285

Tĩnh tải do tay vịn cầu thang bằng sắt + gỗ: 0.3 kN/m

Tải trọng tác dụng trên 1m bề rộng bản thang:

$$q = (g+p).1+0.3 = 11.285 \times 1 + 0.30 = 11.585 \text{ kN/m}^2$$

Tổng tải theo phương thẳng đứng:

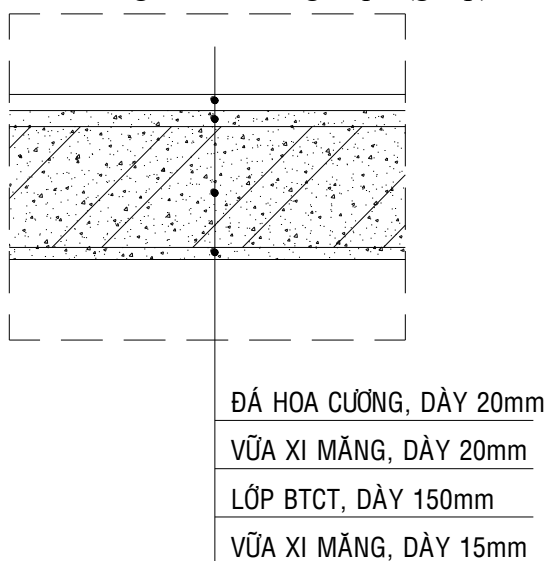
$$q_1 = \frac{q_1}{\cos \alpha} = \frac{11.585}{0.864} = 13.41 (\text{kN/m}^2)$$

4.1.2.2. Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ

Bảng 4.2: Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ_i (kN/m ³)	n	Tải tính toán (kN/m ²)
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	24	1.2	0.58
	Vữa xi măng	20	18	1.3	0.47
	Lớp BTCT	150	25	1.1	4.125
	Vữa xi măng	15	18	1.3	0.35
Hoạt tải	Cầu thang	3		1.2	3.60
Tổng cộng					9.135

Tải trọng phân bố trên 1m bề rộng bản chiếu nghỉ $q = (g + p).1m = 9.135 \text{ kN/m}^2$



Hình 4.4: Cấu tạo bản chiếu nghỉ

4.2. TÍNH TOÁN BẢN THANG

4.2.1. Sơ đồ tính toán

Cắt một dầm bản có bề rộng $b=1m$ để tính, vì trong công trình, hai vế cầu thang giống nhau nên sinh viên chỉ tính cho một vế, rồi lấy kết quả tương tự cho vế còn lại.

Bản thang liên kết với vách là liên kết ngàm.

Liên kết giữa bản thang nghiêng và dầm chiếu nghỉ: theo quan niệm tính toán trong sách tham khảo, xét tỉ số h_d/h_s :

+ Nếu $h_d/h_s < 3$ thì liên kết giữa bản thang nghiêng với dầm chiếu tới được xem là khớp.

+ Nếu $h_d/h_s \geq 3$ thì liên kết giữa bản thang nghiêng với dầm chiếu tới được xem là ngàm.

Tuy nhiên trên thực tế tính toán cầu thang có một số bất cập là: trong kết cấu bê tông toàn khối thì không có liên kết nào hoàn toàn là ngàm tuyệt đối và liên kết khớp tuyệt đối.

Cho nên liên kết giữa bản thang với dầm chiếu tới là liên kết bán trung gian giữa liên kết ngàm và khớp.

+ Trong trường hợp nếu liên kết giữa bản thang với dầm chiếu tới được xem là khớp thì dẫn đến thiếu thép gối và dư thép bụng \rightarrow kết cấu bị nứt tại gối (do thiếu thép gối). Tuy nhiên trong thực tế thì nếu cầu thang bị nứt tại gối, dẫn đến các lớp gạch lót sẽ bong nên không cho phép nứt cầu thang trong thiết kế.

4.2.2. Tính cốt thép

Chọn $a = a_{bv} + \phi/2 = 15 + \phi/2 \Rightarrow h_o = h - a$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \rightarrow A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{R_s}; (\gamma_b = 1)$$

Hàm lượng thép thỏa điều kiện:

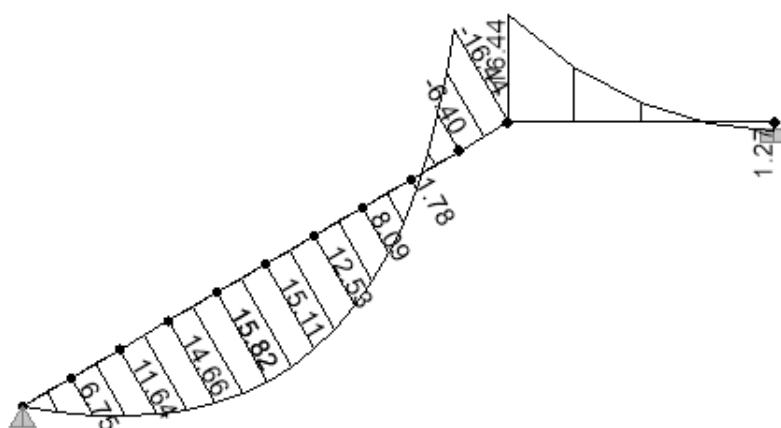
$$\mu_{\min} < \mu < \mu_{\max}; \mu_{\min} = 0.05\%$$

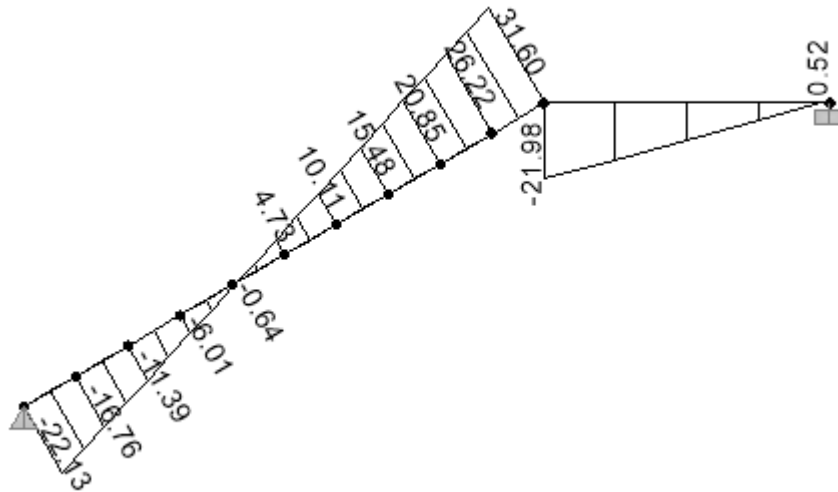
$$\mu_{\max} = 2.52\% \text{ đối với nhóm cốt thép AIII và } \mu_{\max} = 4.5\% \text{ đối với nhóm cốt thép AI.}$$

Bảng 4.3: Bảng tính cốt thép bản thang

Vị trí	M (kNm)	b (mm)	h (mm)	h _o (mm)	α_m	ξ	A ^{tt} _s (mm ²)	Thép chọn	A ^c _s (mm ²)	μ (%)
Nhịp	15.82	1000	140	120	0.072	0.075	375.2	φ10a130	604	0.503
Gối	16.44	1000	140	120	0.075	0.078	390.5	φ10a130	604	0.503

Hình 4.5: Biểu đồ momen bản thang





Hình 4.6: Biểu đồ lực cắt bản thang

4.2.3. Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_{\max} < \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\gamma_b R_{bt} b h_0 \quad (4-7)$$

$$Q_0 = 0.6R_{bt} b h_0 = 0.6 \times 1.2 \times 1000 \times 120 \times 10^{-3} = 86.4 \text{ kN} > Q_{\max} = 31.6 \text{ kN}$$

→ Bê tông bản thang đủ khả năng chịu cắt.

4.3. TÍNH TOÁN DÀM THANG

4.3.1. Tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu tới bao gồm tải trọng do trọng lượng bản thân dầm thang, phản lực do bản thang và tải trọng do ô sàn S10 truyền vào.

- Tải trọng do bản thang truyền vào (bằng phản lực gối tựa của bản thang):

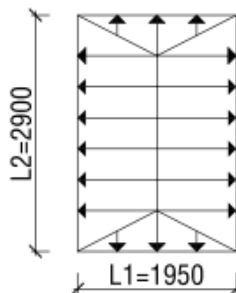
+ Phản lực theo phương đứng : $q_1 = 75.24 \text{ kN/m}$.

+ Phản lực theo phương ngang : không kể đến (phản lực này sẽ truyền vào sàn, do sàn có độ cứng theo phương ngang lớn nên không cần xét).

- Tải trọng bản thân dầm thang:

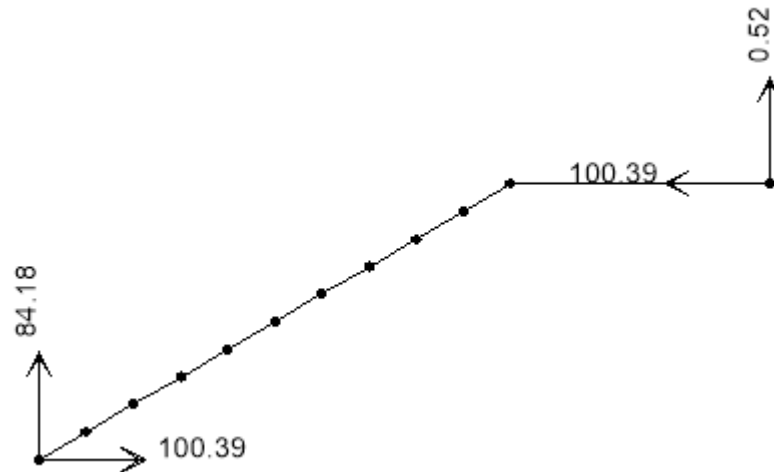
$$q_2 = n \times (h_d - h_b) \times b \times \gamma = 1.1 \times (0.35 - 0.14) \times 0.2 \times 25 = 1.1 \text{ (kN/m)} \quad (4-8)$$

- Tải trọng do ô sàn S10 truyền vào theo dạng hình thang với $q_3 = 7.233 \text{ (kN/m)}$.



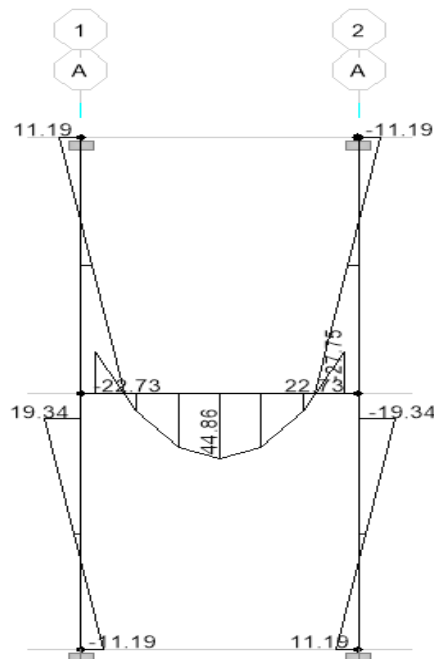
$$q_3 = \frac{k \times q \times L_1}{2} = (1 - 2\beta^2 + \beta^3) \times q \times \frac{L_1}{2} = (1 - 2 \times 0.336^2 + 0.336^3) \times 9.135 \times \frac{1.95}{2} = 7.233 \text{ (kN/m)}$$

$$\beta = \frac{L_1}{2L_2} = \frac{1.95}{2 \times 2.9} = 0.336 \quad (4-9)$$



Hình 4.7: Phản lực gối tựa của bản thang

4.3.2. Tính thép dọc dầm chiều tới



Hình 4.8: Biểu đồ moment dầm chiều tới

Dầm được tính toán theo cấu kiện chịu uốn đặt cốt thép đơn.

- **Tại nhịp với moment $M_n = 44.86$ (kNm)**

Chiều cao làm việc của dầm: $h_0 = h - a = 300 - 25 = 275$ (mm)

Xác định hệ số α_m :

$$\alpha_m = \frac{44.86 \times 10^3}{1 \times 17 \times 10^{-3} \times 200 \times 275^2} = 0.174 < \alpha_R = 0.395$$

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.126} = 0.193$$

Diện tích cốt thép:

$$A_s^t = \frac{0.193 \times 1 \times 17 \times 200 \times 275}{365} = 4.94 (\text{mm}^2)$$

Chọn cốt thép: $2\phi 16, A_s^c = 402.2 (\text{mm}^2)$

Kiểm tra hàm lượng thép:

$$\mu = \frac{A_s^c}{bh_0} \times 100 = \frac{402.2}{200 \times 325} \times 100 = 0.62\%$$

$$\mu_{\min} = 0.05\% < \mu = 0.62\% < \mu_{\max} = 2.52\%$$

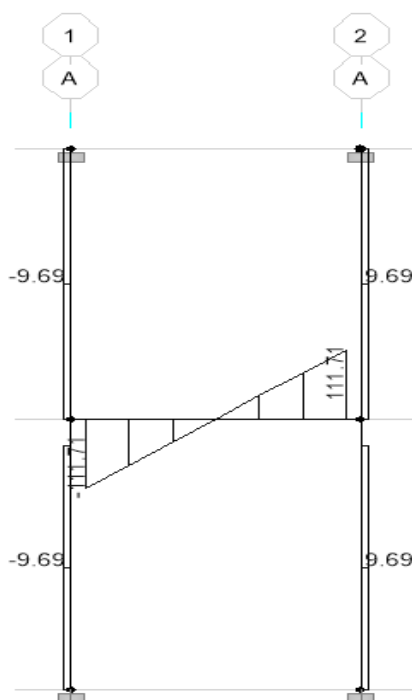
→ Thỏa điều kiện

- **Tại gối với moment $M_g = 22.57$ (kNm) tính toán tương tự**

Bảng 4.4: Cốt thép dọc dầm

Vị trí	M (kNm)	α_m	ξ	A_s^t (cm ²)	Thép chọn	A_s^c (cm ²)	μ (%)
Nhịp	44.86	0.174	0.193	4.94	2 ϕ 18	5.09	0.93
Gối	22.73	0.088	0.093	2.37	2 ϕ 14	3.08	0.56

4.3.3. Tính thép đai dầm chiếu tới



Hình 4.9: Biểu đồ lực cắt trong dầm chiếu nghi

4.3.3.1. Lý thuyết tính toán cốt đai

Ở những đoạn dầm có lực cắt lớn, ứng suất pháp do moment và ứng suất tiếp do lực cắt sẽ gây ra ứng suất kéo chính nghiêng với trục dầm 1 góc α nào đó và làm xuất hiện những khe nứt nghiêng. Các cốt đai đi ngang qua khe nứt nghiêng sẽ chống lại sự phá hoại theo tiết diện nghiêng. Vì thế cần tính toán thêm cốt đai cho cấu kiện.

Căn cứ vào tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 mục 6.2.3 thì diện tích thép đai chịu cắt trong dầm được tính như sau:

Đường kính cốt đai tối thiểu bằng:

Khi chiều cao $h \leq 800$ đường kính đai tối thiểu là 5mm.

Khi chiều cao $h > 800$ đường kính đai tối thiểu là 8mm.

- Kiểm tra điều kiện bê tông đã đủ khả năng chịu cắt $Q \geq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0$, lúc này chỉ cần đặt cốt thép ngang cấu tạo.

Trong đó: $\varphi_{b3} = 0.6$ đối với bê tông nặng.

$\varphi_f = 0$ đối với tiết diện chữ nhật.

φ_n : hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc, trong dầm $\varphi_n = 0$

Kết luận: Nếu $Q < \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0$ thì cần tính cốt ngang (cốt đai, cốt xiên) để thỏa điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng.

- Tính cốt đai bố trí chịu lực cắt

Xác định bước đai tính toán

$$s_{tt} = R_{sw} n \pi d_{sw}^2 \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_b R_{bt} b h_o^2}{Q^2} \quad (4-10)$$

Trong đó:

$\varphi_{b2} = 2$ đối với bê tông nặng

Xác định bước đai tối đa

Để tránh trường hợp phá hoại theo tiết diện nghiêng nằm giữa 2 cốt đai, khi đó chỉ có bê tông chịu cắt, cần có điều kiện:

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_b R_{bt} b h_o^2}{Q} \quad (4-11)$$

Trong đó:

$\varphi_{b4} = 1.5$ đối với bê tông nặng

Khoảng cách cấu tạo của cốt đai

Quy định tại mục 8.7.6 TCVN 5574:2012

Trong đoạn gần gối tựa $L/4$ có lực cắt lớn:

$$s_{ct} = \min(h/2; 150\text{mm}) \text{ khi chiều cao dầm } h \leq 450\text{mm}$$

$$s_{ct} = \min(h/3; 300\text{mm}) \text{ khi chiều cao dầm } h > 450\text{mm}$$

Trong đoạn giữa dầm $L/2$:

s_{ct} có thể không cần đặt khi chiều cao dầm $h \leq 300\text{mm}$

$s_{ct} = \min(3h/4; 500\text{mm})$ khi chiều cao dầm $h > 300\text{mm}$

Khoảng cách thiết kế của cốt đai

$$s_{chon} \leq \min(s_{tt}, s_{max}, s_{ct})$$

Ngoài ra còn một số yêu cầu cấu tạo kháng chấn khác tại mục V.3 sách “Cấu tạo BTCT” – Bộ XD

- Khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai

$$Q_{wb} = \sqrt{8 \times (1 + \varphi_n + \varphi_f) \times \gamma_b \times R_{bt} \times b \times h_0^2 \times q_{ws}} \quad (4-13)$$

Tiết diện chữ nhật $\varphi_f = 0$, Cấu kiện không có lực dọc $\varphi_n = 0$, $q_{sw} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{s}$ (4-14)

4.3.3.2. Tính toán cốt đai

- **Tính thép đai bố trí cho đoạn gần gối tựa:** $Q = 111.71\text{kN}$

- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_0 = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0.6 \times 1.2 \times 10^3 \times 0.2 \times 0.325 = 46.8\text{kN} < Q_{max} = 111.71\text{kN}$$

\Rightarrow Bê tông không đủ khả năng chịu cắt cần phải tính cốt đai.

Dùng đai $\phi 8$ bố trí 2 nhánh.

Bước đai tính toán:

$$s_{tt} = \frac{175 \times 2 \times \pi \times 8^2 \times 2 \times 1 \times 1.2 \times 200 \times 325^2}{(111.71 \times 10^3)^2} = 285(\text{mm})$$

Bước đai cực đại

$$s_{\max} = \frac{1.5 \times 1 \times 1.2 \times 200 \times 325^2}{111.71 \times 10^3} = 340.4(\text{mm})$$

$$s_{ct} = \min \left\{ \frac{h}{2}; 150\text{mm} \right\} = 150\text{mm} \text{ cho đoạn gần gối tựa (một khoảng bằng } 1/4 \text{ nhịp)}$$

→ Chọn: $\phi 8a150$ trong phạm vi 1/4 đoạn gần gối tựa.

- Khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai

Với tiết diện chữ nhật $\varphi_f = 0$, Cấu kiện không có lực dọc $\varphi_n = 0$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{s} = \frac{175 \times 2 \times \pi \times 8^2}{4 \times 150} = 117.3(\text{N/mm})$$

$$Q_{wb} = \sqrt{8 \times (1 + \varphi_n + \varphi_f) \times \gamma_b \times R_{bt} \times b \times h_0^2 \times q_{ws}}$$

$$= \sqrt{8 \times 1 \times 1 \times 1.2 \times 200 \times 325^2 \times 117.3 \times 10^{-6}} = 154.2(\text{kN})$$

$$Q_{\max} = 111.71(\text{kN}) < Q_{wb} = 115.67(\text{kN})$$

→ Bê tông và cốt đai đã đủ khả năng chịu cắt, không cần bố trí cốt xiên.

• **Tính thép đai bố trí cho đoạn giữa dầm**

Lực cắt lớn nhất: $Q_{\max} = 11.71(\text{kN}) > Q_0 = 46.8(\text{kN})$

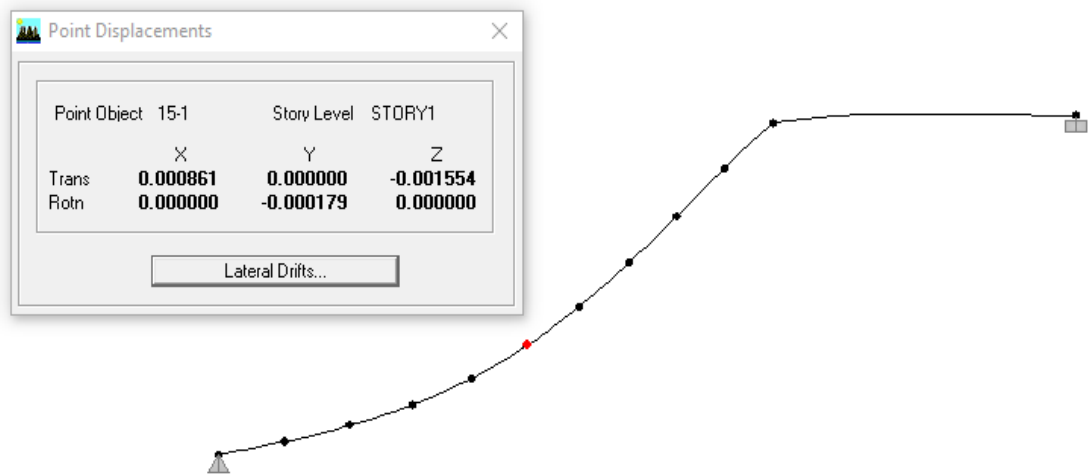
→ Bê tông đủ khả năng chịu cắt không cần phải tính cốt đai. Chọn: $\phi 8a200$ trong phạm vi giữa dầm.

Bảng 4.5: Cốt đai dầm chiều tới

Vị trí	Q_{\max} (kN)	$\varnothing_{\text{Chọn}}$	$S_{\text{Chọn}}$ (mm)	Bố trí
Gối	111.71	8	150	$\Phi 8a150$
Giữa nhịp	55.4	8	200	$\Phi 8a200$

4.4. KIỂM TRA VÔNG

Tiến kiểm hành kiểm tra vông tại vị trí giữa nhịp của bản thang nghiêng.



Hình 4.10: Kết quả chuyển vị tại vị trí giữa nhịp bản thang nghiêng

Độ võng trên được xác định với vật liệu lý tưởng, có độ cứng EJ . Nếu thay vật liệu lý tưởng trên thành BTCT với độ cứng B có xét đến:

- + Biến dạng dẻo của bê tông.
- + Xét đến sự có mặt của cốt thép.
- + Sự xuất hiện vết nứt trong vùng chịu kéo của tiết diện.

Theo thực nghiệm thì : $EJ = (2:3)B \rightarrow f_{BTCT} = (2:3)f_{SBVL}$;

→ Độ võng thực tế của bản thang nghiêng: $f = 3 \times UZ = 3 \times 1.554 = 4.662(\text{mm})$

Độ võng cho phép: $[f] = \frac{3473}{200} = 17.36(\text{mm})$

$f = 4.662\text{mm} < [f] = 17.36\text{mm} \rightarrow \text{Thỏa.}$

CHƯƠNG 5: : THIẾT KẾ KẾT CẤU KHUNG

5.1. TẢI TRỌNG

- Kết cấu nhà cao tầng được tính toán với các tải trọng chính sau đây:
- Tải trọng thẳng đứng (tải trọng thường xuyên và tạm thời tác dụng lên sàn).
- Tải trọng gió (gồm thành phần tĩnh và thành phần động).
- Tải trọng động đất (cho các công trình xây dựng trong vùng có thể xảy ra động đất).

5.1.1. Tĩnh tải

5.1.1.1 Các lớp cấu tạo

Theo Sách Kết cấu bê tông cốt thép tập 2 – Võ Bá Tâm

Bảng 5.1: Sàn sân thượng

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Chiều dày (mm)	Tĩnh tải tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số vượt tải n	Tĩnh tải tính toán (kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	25	130	3.25	1.1	5.575
2	Các lớp hoàn thiện					
	Lớp gạch chống nóng	22	10	0.22	1.2	0.264
	Vữa trát nền	18	15	0.27	1.3	0.351
	Vữa tạo độ dốc	18	30	0.54	1.3	0.702
	Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.039
	Vữa trát trần	18	20	0.36	1.3	0.468
3	Hệ thống kỹ thuật			0.5	1.2	0.6
Tổng tĩnh tải lớp hoàn thiện				1.9		2.424

5.1.1.2 Tải tường xây

- Tải tường xây trên dầm

Bảng 5.2: Tải tường tầng trệt

Loại tường	Bề dày (mm)	Chiều cao (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Tiêu chuẩn (kN/m)	Hệ số vượt tải	Tính toán (kN/m)
Tường gạch 200 (xây trên dầm)	200	2.9	15	8.7	1.1	9.57

Bảng 5.3: Tải tường sân thượng

Loại tường	Bề dày (mm)	Chiều cao (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Tiêu chuẩn (kN/m)	Hệ số vượt tải	Tính toán (kN/m)
Lan can xây gạch	200	1.2	15	3.6	1.2	4.32

5.1.2. Hoạt tải

Sinh viên đã trình bày tại **bảng 3.5, mục 3.3.2, Chương 3**

5.2. TẢI TRỌNG GIÓ

-Nguyên tắc tính toán thành phần tải trọng gió (theo mục 2 TCVN 2737:1995)

-Tải trọng gió gồm 2 thành phần: thành phần tĩnh và thành phần động. Giá trị và phương tính toán thành phần tĩnh tải trọng gió được xác định theo các điều khoản ghi trong tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737:1995.

-Thành phần động của tải trọng gió được xác định theo các phương tương ứng với phương tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió.

-Thành phần động tải trọng gió tác động lên công trình là lực do xung của vận tốc gió và lực quán tính của công trình gây ra. Giá trị của lực này được xác định trên cơ sở thành phần tĩnh của tải trọng gió nhân với các hệ số có kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió và lực quán tính của công trình.

-Theo mục 1.2 TCXD 229:1999 thì công trình có chiều cao > 40m thì khi tính phải kể đến thành phần động của tải trọng gió.

-Áp dụng cho đề án tốt nghiệp, công trình Melody Tân Phú Apartment có chiều cao 61.5m > 40m do đó phải kể đến cả thành phần tĩnh và thành phần động của tải trọng gió.

5.2.1. Tính toán thành phần tĩnh

5.2.1.1. Cơ sở lý thuyết

Công thức tính: $W_j = \gamma \times W_0 \times k_j \times c \times H_j \times L_j$ (5-1)

Trong đó:

- W_0 : là giá trị áp lực gió tiêu chuẩn được xác định theo bảng 4 ứng với từng phân vùng áp lực gió qui định trong phụ lục E của TCVN 2737-1995.

- k_j : hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao:

$$k_j = 1,844 \left(\frac{z_j}{z_t^g} \right)^{2m_t} \quad (5-2)$$

- c : là hệ số khí động được lấy như sau:

+ Phía gió đẩy $c = 0.8$

+ Phía gió hút $c = 0.6$

- γ : hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, lấy bằng: 1

- H_j : chiều cao đón gió của tầng thứ j

- L_j : bề rộng đón gió của tầng thứ j

5.2.1.2. Áp dụng tính toán

Công trình Melody Tân Phú Apartment được xây dựng tại quận Tân Phú, TP HCM, thuộc vùng gió IIA và địa hình C.

Tra bảng A.1 Phụ lục A TCXD 299:1999 được:

$$W_0 = 95 - 12 = 83 \text{ kG/m}^2$$

5.2.1.3. Kết quả tính toán:

Bảng 5.4: Gió tĩnh tác dụng theo phương X gán vào tâm hình học sàn

Tầng	H_j (m)	Z_j (m)	k_j	LY_j (m)	WX_j (kN)
Mái	3.5	61.5	1.091614	7.6	16.87046
Sân thượng	3.5	58	1.073851	31	135.3879
Tầng 15	3.5	54.5	1.055298	31	133.0488
Tầng 14	3.5	51	1.035866	31	130.5989
Tầng 13	3.5	47.5	1.015449	31	128.0248
Tầng 12	3.5	44	0.993919	31	125.3103
Tầng 11	3.5	40.5	0.971117	31	122.4355
Tầng 10	3.5	37	0.946849	31	119.3758
Tầng 9	3.5	33.5	0.920866	31	116.1001
Tầng 8	3.5	30	0.892849	31	112.5677
Tầng 7	3.5	26.5	0.862369	31	108.7249
Tầng 6	3.5	23	0.828835	31	104.497
Tầng 5	3.5	19.5	0.791396	31	99.77682
Tầng 4	3.5	16	0.748752	31	94.40034
Tầng 3	3.5	12.5	0.698745	31	88.09572
Tầng 2	3.5	9	0.637341	31	80.35407
Tầng 1	4	5.5	0.555246	31	75.00406
Tầng Trệt	1.5	1.5	0.385913	31	48.65478

Bảng 5.5: Gió tĩnh tác dụng theo phương Y gắn vào tâm hình học sàn

Tầng	H_j (m)	Z_j (m)	k_j	LX_j (m)	WY_j (kN)
Mái	3.5	61.5	1.091614	8	35.51676
Sân thượng	3.5	58	1.073851	36	157.22465
Tầng 15	3.5	54.5	1.055298	36	154.50830
Tầng 14	3.5	51	1.035866	36	151.66328
Tầng 13	3.5	47.5	1.015449	36	148.67399
Tầng 12	3.5	44	0.993918	36	145.52163
Tầng 11	3.5	40.5	0.971117	36	142.18317
Tầng 10	3.5	37	0.946848	36	138.63002
Tầng 9	3.5	33.5	0.920866	36	134.82590
Tầng 8	3.5	30	0.892849	36	130.72382
Tầng 7	3.5	26.5	0.862368	36	126.26112
Tầng 6	3.5	23	0.828834	36	121.35134
Tầng 5	3.5	19.5	0.791395	36	115.86986
Tầng 4	3.5	16	0.748751	36	109.62621
Tầng 3	3.5	12.5	0.698745	36	102.30470
Tầng 2	3.5	9	0.637341	36	93.31441
Tầng 1	4	5.5	0.555246	36	87.10149
Tầng Trệt	1.5	1.5	0.385913	48	75.33644

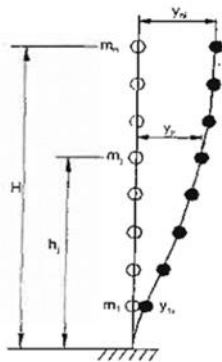
5.2.2. Tính toán thành phần động

Thành phần động của gió được xác định dựa theo tiêu chuẩn TCXD 229 -1999.

Thành phần động của tải trọng gió được xác định theo các phương tương ứng với phương tính toán thành phần tĩnh của tải trọng gió. Trong tiêu chuẩn chỉ kể đến thành phần gió dọc theo phương X và phương Y bỏ qua thành phần gió ngang và momen xoắn.

5.2.2.1. Thiết lập tính toán động lực

Theo TCVN 229 – 1999 thì sơ đồ tính toán động lực là hệ thanh console có hữu hạn điểm tập trung khối lượng xác định theo phụ lục A của TCXD 299-1999



Hình 5.1: Sơ đồ tính toán động lực tải trọng gió lên công trình

5.2.2.2. Áp dụng tính toán

Trong TCXD 229:1999, qui định chỉ cần tính toán thành phần động của tải trọng gió ứng với s dạng dao động đầu tiên, với tần số dao động riêng cơ bản thứ s thỏa mãn bất đẳng thức:

$$f_s < f_L < f_{s+1}$$

Trong đó:

f_L được tra trong bảng 2 TCXD 229:1999

Đối với kết cấu sử dụng bê tông cốt thép lấy $\delta = 0.3$ tra bảng thu được $f_L = 1.3$ Hz.

Cột và vách được ngầm với móng.

Gió động của công trình được tính theo 2 phương X và Y, mỗi dạng dao động chỉ xét theo phương có chuyển vị lớn hơn. Tính toán thành phần động của gió, gồm các bước sau:

- Xác định tần số dao động riêng của công trình.

Sử dụng phần mềm *Etabs* khảo sát với 12 mode dao động của công trình

Bảng 5.6: Phần trăm khối lượng tham gia dao động

Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Modal Mass	Modal Stiffness
	sec	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m-s ²	kN-m
1	1.917	1.847E-07	-0.000134	0	1.494442	0.006629	0.061397	0.000001	0.00001
2	1.769	-0.000025	-0.000004	0	0.047808	-0.304322	-1.883422	0.000001	0.00001
3	1.73	0.000127	-3.201E-07	0	0.009718	1.573765	-0.366783	0.000001	0.00001
4	0.579	-0.000001	-0.000057	0	-1.568309	0.025779	0.074086	0.000001	0.00012
5	0.551	-0.000002	-0.000006	0	-0.147381	0.046501	-0.79235	0.000001	0.00013
6	0.435	0.000067	-0.000001	0	-0.021416	-1.459796	-0.028955	0.000001	0.00021
7	0.285	-1.527E-07	-0.000033	0	-0.736497	0.003741	0.221124	0.000001	0.00049
8	0.28	-0.000001	-0.000016	0	-0.347672	0.026383	-0.474976	0.000001	0.00051
9	0.197	0.00004	-0.000001	0	-0.016187	-0.953413	-0.016302	0.000001	0.00102
10	0.174	-0.000001	0.00001	0	0.279125	0.019307	-0.369934	0.000001	0.0013
11	0.17	-0.000001	-0.000026	0	-0.680773	0.021122	-0.152524	0.000001	0.00136
12	0.121	0.000028	5.158E-08	0	0.001261	-0.737009	-0.046628	0.000001	0.00269

Case	Mode	Period	Frequency	Direction
		sec	cyc/sec	
Modal	1	1.917	0.522	Y
Modal	2	1.769	0.565	Xoắn
Modal	3	1.73	0.578	X

Nhận xét:

Căn cứ vào bảng 5.6 ta có:

$$f_3 = 0.578 < f_L = 1.3 < f_4 = 1.727$$

Như vậy theo TCXD 229-1999, tính thành phần động của gió với 3 mode tải trọng.

Tuy nhiên khi quan sát dao động trong Etabs nhận thấy mode 2 bị xoắn nên bị loại. Do vậy chỉ xác định thành phần động của gió theo 2 mode:

- Phương Y theo mode 1
- Phương X theo mode 3
- Tính toán thành phần động của tải trọng gió (mục 4.5 – TCXD 229:1999)

Giá trị tiêu chuẩn thành động của gió tác dụng lên phần tử j của dạng dao động thứ i được xác định theo công thức:

$$W_{P(ji)} = M_j \cdot \xi_i \cdot \Psi_i \cdot y_{ji} \quad (5-3)$$

Trong đó: M_j : khối lượng tập trung của phần công trình thứ j.

ξ_i : hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i.

Ψ_i : hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành nhiều phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió có thể xem như không đổi.

y_{ji} : biên độ dao động tỉ đối của phần công trình thứ j ứng với dạng dao động riêng thứ i

- Xác định ξ

Hệ số động lực ξ_i ứng với dạng dao động thứ i được xác định dựa vào đồ thị xác định hệ số động lực cho trong TCXD 229:1999, phụ thuộc vào thông số ε_i và độ giảm lôga của dao động δ

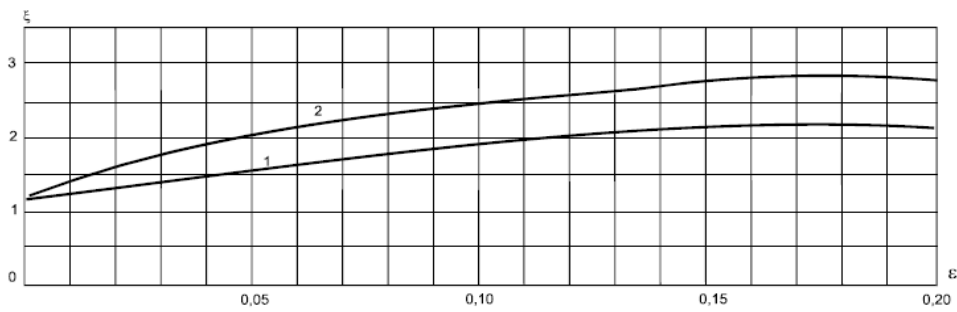
Do công trình bằng BTCT nên có $\delta = 0.3$.

Thông số ε_i xác định theo công thức:
$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_i} \quad (5-4)$$

Trong đó: γ : hệ số tin cậy của tải trọng gió lấy bằng 1.2.

W_0 (N/m²): giá trị áp lực gió, đã xác định ở trên $W_0 = 83 \text{ kG/m}^2 = 830 \text{ N/m}^2$

f_i : tần số dao động riêng thứ i



Hình 5.2: Đồ thị xác định hệ số động lực ξ

- Xác định Ψ_i

$$\Psi_i = \frac{\sum_{j=1}^n y_{ji} W_{Fj}}{\sum_{j=1}^n y_{ji}^2 M_j} \quad (5-5)$$

Hệ số Ψ_i được xác định bằng công thức:

Trong công thức trên, W_{Fj} là giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j của công trình, ứng với các dạng dao động khác nhau chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió, xác định theo công thức:

$$W_{Fj} = W_j \zeta_j S_j v \quad (5-6)$$

Trong đó:

ζ_j : hệ số áp lực động của tải trọng gió ở độ cao z_j ứng với phần tử thứ j của công trình, tra Bảng 3 TCXD 299:1999.

S_j : diện tích mặt đón gió ứng với phần tử thứ j của công trình:

$$S_j = \frac{h_j + h_{j-1}}{2} \times B \quad (5-7)$$

h_j, h_{j-1}, B lần lượt là chiều cao tầng của tầng thứ $j, j-1$, và bề rộng đón gió.

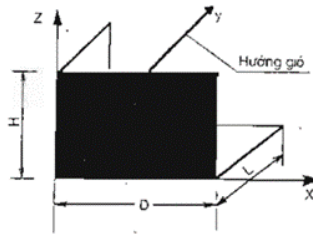
v : là hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió ứng với dạng dao động khác nhau của công trình, không thứ nguyên.

+ Với dạng dao động thứ nhất: $v = v_1$

+ Các dạng dao động còn lại: $v = 1$

Giá trị v_1 được lấy theo Bảng 4 TCXD 229-1999 phụ thuộc vào 2 tham số ρ và λ .
Tra Bảng 5 TCXD 229-1999 để có được 2 thông số này.

Các thông số D và H được xác định như hình sau (mặt màu đen là mặt đón gió):



Hình 5.3: Hệ tọa độ khi xác định hệ số không gian v

y_{ji} : dịch chuyển ngang tỉ đối của trọng tâm tầng thứ j ứng với dạng dao động tự nhiên thứ i , không thứ nguyên.

M_j : Khối lượng tập trung của phần công trình thứ j .

Sau khi xác định được đầy đủ các thông số M_j , ξ_i , ψ_i , y_{ji} xác định được các giá trị tiêu chuẩn thành phần động của gió tác dụng lên phần tử j ứng với dạng dao động thứ i $W_{P(ji)}$.

Giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió được xác định theo công thức:

$$W_{P(ji)}^{tt} = W_{P(ji)} \cdot \gamma \cdot \beta \quad (5-8)$$

Trong đó: γ - Hệ số độ tin cậy lấy bằng 1.2

β - Hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian, lấy bằng 1

Bảng 5.7: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương X

Tầng	M_j (t)	z_j	W_{Fj} (kN)	y_{ji}	$y_{ji}W_{Fj}$	$y_{ji}^2M_j$	W_{pjiX} (kN)
Tầng Trệt	1858.293	0.892	29.2	-0.0113583	-0.33	0.24	1.9
Tầng 1	1463.221	0.744	37.5	-0.0833333	-3.13	10.16	11.1
Tầng 2	1443.384	0.694	37.5	-0.0833333	-3.13	10.02	10.9
Tầng 3	1425.352	0.663	39.3	-0.1666667	-6.55	39.59	21.5
Tầng 4	1409.302	0.640	40.7	-0.1666667	-6.78	39.15	21.3
Tầng 5	1409.302	0.623	41.8	-0.25	-10.46	88.08	32.0
Tầng 6	1401.424	0.609	42.8	-0.3333333	-14.27	155.71	42.4
Tầng 7	1394.627	0.597	43.7	-0.3333333	-14.56	154.96	42.2
Tầng 8	1394.627	0.586	44.4	-0.4166667	-18.52	242.12	52.7
Tầng 9	1380.097	0.577	45.1	-0.5	-22.56	345.02	62.6
Tầng 10	1367.548	0.570	45.8	-0.5833333	-26.69	465.35	72.4
Tầng 11	1367.548	0.562	46.3	-0.6666667	-30.90	607.80	82.7
Tầng 12	1355.469	0.556	46.9	-0.6666667	-31.26	602.43	82.0
Tầng 13	1345.37	0.550	47.4	-0.75	-35.54	756.77	91.5
Tầng 14	1345.37	0.544	47.9	-0.8333333	-39.89	934.28	101.7
Tầng 15	1338.539	0.539	48.3	-0.9166667	-44.28	1,124.74	111.3
Tầng Thượng	876.0035	0.535	48.7	-0.9166667	-44.67	736.09	72.8
Tầng Mái	44.8114	0.530	6.0	-1	-6.02	44.81	4.1

Bảng 5.8: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương Y

Tầng	M_j (t)	z_j	W_{Fj} (kN)	y_{ji}	$y_{ji}W_{Fj}$	$y_{ji}^2M_j$	W_{pjiX} (kN)
Tầng Trệt	1858.293	0.892	44.3	0.01380909	0.61	0.35	2.5
Tầng 1	1463.221	0.744	42.7	0.09090909	3.88	12.09	13.2
Tầng 2	1443.384	0.694	42.7	0.09090909	3.88	11.93	13.0
Tầng 3	1425.352	0.663	44.7	0.18181818	8.13	47.12	25.7
Tầng 4	1409.302	0.640	46.3	0.27272727	12.63	104.82	38.1
Tầng 5	1409.302	0.623	47.6	0.27272727	12.98	104.82	38.1
Tầng 6	1401.424	0.609	48.7	0.36363636	17.71	185.31	50.5
Tầng 7	1394.627	0.597	49.7	0.45454545	22.58	288.15	62.9
Tầng 8	1394.627	0.586	50.6	0.54545455	27.58	414.93	75.4
Tầng 9	1380.097	0.577	51.3	0.63636364	32.67	558.88	87.1
Tầng 10	1367.548	0.570	52.1	0.63636364	33.13	553.80	86.3
Tầng 11	1367.548	0.562	52.7	0.72727273	38.35	723.33	98.6
Tầng 12	1355.469	0.556	53.3	0.81818182	43.64	907.38	110.0
Tầng 13	1345.37	0.550	53.9	0.81818182	44.11	900.62	109.2
Tầng 14	1345.37	0.544	54.5	0.90909091	49.51	1,111.88	121.3
Tầng 15	1338.539	0.539	55.0	0.90909091	49.97	1,106.23	120.7
Tầng Thượng	876.0035	0.535	55.4	0.90909091	50.40	723.97	79.0
Tầng Mái	44.8114	0.530	12.4	1	12.42	44.81	4.4

5.3. TẢI TRỌNG ĐỘNG ĐẤT

5.3.1. Tổng quan về động đất

Động đất là một hiện tượng vật lý phức tạp đặc trưng qua sự chuyển động hỗn loạn của vỏ trái đất, có phương và cường độ thay đổi theo thời gian. Động đất xảy ra một cách bất ngờ và không kéo dài.

Quan điểm thiết kế kháng chấn hiện đại là chấp nhận tính không chắc chắn của hiện tượng động đất và tập trung vào thiết kế công trình có mức độ an toàn chấp nhận được. Theo đó, công trình phải có độ cứng, độ bền, độ dẻo thích hợp để đảm bảo sinh mạng con người được bảo vệ khi có động đất xảy ra, các hư hỏng được hạn chế, những công trình quan trọng vẫn có thể duy trì được hoạt động.

Việc thiết kế công trình trong vùng động đất dựa trên cơ sở sau:

- Khi có động đất thấp hơn cấp động đất qui định trong vùng xây dựng công trình độ cứng được đảm bảo nhằm tránh không để xảy ra các hư hỏng ở phần kiến trúc của công trình, công trình còn tồn tại nguyên vẹn. Tương ứng với nó là “Trạng thái giới hạn làm việc”
- Đối với các trận động đất có cường độ trung bình, độ bền cho phép giới hạn giới hạn các xuất hiện hư hỏng cục bộ nhưng vẫn duy trì được khả năng hoạt động. Tương ứng với nó là “trạng thái giới hạn cuối cùng” hay “Trạng thái giới hạn kiểm soát hư hỏng”.
- Khi xảy ra các trận động đất có cường độ mạnh hoặc rất mạnh, độ dẻo cho phép công có các chuyển vị không đàn hồi lớn mà không bị sụp đổ. Tương ứng với nó là “Trạng thái giới hạn sụp đổ” hoặc “Trạng thái giới hạn tồn tại”.

Khi thiết kế chống động đất cho nhà cao tầng cần phân các kết cấu thành 4 cấp chống động đất. Sự phân loại này phụ thuộc vào cấp động đất tính toán cho công trình và loại hình kết cấu.

Cơ sở lý thuyết tính toán

Theo **TCVN 9386-2012** thiết kế công trình chịu động đất ta có các phương pháp phân tích sau:

Để phân tích và tính toán động đất, tập trung có 2 nhóm phương pháp lớn: phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính và phương pháp phân tích phi tuyến. Ở đây, sinh viên tìm hiểu và áp dụng phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính cho công trình gồm:

Phân loại theo tính chất tác động của động đất lên công trình

Phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính

- Phương pháp “phân tích phổ phản ứng dao động”.
- Phương pháp “phân tích lực ngang tương đương”.

Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương

Phương pháp tĩnh lực ngang tương đương là phương pháp trong đó lực quán tính do động đất sinh ra tác động lên công trình theo phương ngang được thay thế bằng các tĩnh lực ngang tương đương. Phần lớn các công trình xây dựng thông thường khi thiết kế kháng chấn đều dùng phương pháp này để tính toán. Lực ngang này có tên là lực cắt đáy hoặc lực cắt ở chân công trình, được phân phối trở lại trên chiều cao công trình tại các vị trí có khối lượng tập trung, thường là cao trình bản sàn. Phương pháp phân tích này có thể áp dụng cho các nhà mà phản ứng của nó không chịu ảnh hưởng đáng kể bởi các dạng dao động bậc cao hơn dạng dao động cơ bản trong mỗi phương

Ưu điểm của phương pháp này là tính toán nhanh, đơn giản và cho kết quả tính toán với độ chính xác có thể chấp nhận được. Phương pháp tĩnh lực ngang tương đương không áp dụng cho các công trình có hình dạng không đều đặn hoặc có sự phân bố khối lượng và độ cứng không đồng đều trong mặt bằng cũng như trong chiều cao (xem **Điều 4.2.3.3.**)

- ❖ *Điều kiện áp dụng*: Phương pháp này có thể áp dụng nếu nhà và công trình đáp ứng được cả hai điều kiện sau đây:

$$T_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 4T_c \\ 2,0s \end{array} \right\}$$

- Thỏa mãn những tiêu chí về tính đều đặn theo mặt đứng cho trong **4.2.3.3**

Phương pháp phân tích phổ phản ứng dao động

Trước hết, theo cách tính thông thường, xác định mỗi dạng dao động chính của hệ kết cấu. Tiếp đó là từ phổ phản ứng động đất cho trước, xác định các phổ gia tốc cực đại ứng với chu kỳ dao động chính. Trên cơ sở này bằng kỹ thuật phân tích dạng, xác định phản ứng lớn nhất của hệ kết cấu được xác định theo phương pháp tổ hợp thống kê các phản ứng lớn nhất ở các dạng dao động chính.

- ❖ *Điều kiện áp dụng* Phương pháp phân tích phổ phản ứng là phương pháp có thể áp dụng cho tất cả các loại nhà (xem **Điều 4.3.3.1** Error! Reference source not found.)
- ❖ *Số dạng dao động cần xét đến*: Phải xét đến phản ứng của tất cả các dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của công trình. Như vậy phải đáp ứng một trong hai điều kiện sau:
 - Tổng các trọng lượng hữu hiệu của các dạng dao động (mode) được xét chiếm ít nhất 90% tổng trọng lượng kết cấu
 - Tất cả dạng dao động (mode) có trọng lượng hữu hiệu lớn hơn 5% của tổng trọng lượng đều được xét đến.

Kết Luận: Từ kết quả phân tích trên sinh viên nhận thấy việc sử dụng phương pháp phổ phản ứng tuy áp dụng được cho mọi loại nhà nhưng khi đưa phổ phản ứng thiết kế vào ETABS thì khó quản lý được kết quả tải trọng động đất. Việc sử dụng phương pháp lịch sử - thời gian cũng gặp nhiều khó khăn vì không có số liệu bằng gia tốc đo tại địa điểm xây dựng. **Trong đồ án này sinh viên chọn phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương để xác định tải trọng động đất vì thỏa các tiêu chí đều đặn theo mặt bằng và**

mặt đứng, đồng thời chu kỳ dao động $T_1 = 1.887s$ ($<4T_c = 3.2s$ và $2s$) nên có thể áp dụng .

Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương

Các bước xác định tải trọng động đất theo phương pháp tĩnh lực ngang tương đương

Bước 1: Xác định loại đất nền

Có 7 loại đất nền: A, B, C, D, E, S₁, S₂ (**Bảng 3.1**)

Bước 2: Xác định tỉ số a_{gR}/g

a_{gR} : Đỉnh gia tốc nền tham chiếu phụ thuộc địa điểm xây dựng công trình (**Bảng phân vùng gia tốc nền – phụ lục I –TCVN 9386-2012**)

g: Gia tốc trọng trường $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Bước 3: Xác định hệ số tầm quan trọng γ_1

Mức độ tầm quan trọng được đặc trưng bởi hệ số tầm quan trọng γ_1 . Các định nghĩa về mức độ tầm quan trọng ($\gamma_1 = 1.25, 1.00, 0.75$) (**Phụ lục E- TCVN 9386-2012**) tương ứng với công trình loại I, II, III (**Phụ lục F – TCVN 9386-2012**).

Bước 4: Xác định giá trị gia tốc đất nền thiết kế a_g

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

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$$

Theo quy định của **TCVN 9386-2012** thì:

$a_g > 0.08g$: Động đất mạnh phải thiết kế kháng chấn

$0.04g < a_g < 0.08g$: Động đất yếu chỉ cần áp dụng các biện pháp cấu tạo kháng chấn

$a_g < 0.04g$: Không cần thiết kế kháng chấn

Bước 5: Xác định hệ số ứng xử q của kết cấu bê tông cốt thép

Hệ khung hoặc hệ khung tương đương (hỗn hợp khung – vách), có thể xác định gần đúng như sau (cấp dẻo trung bình) (xem mục **5.2.2.2, TCVN 9386-2012**)

$q = 3.3$ nhà một tầng

$q = 3.6$ nhà nhiều tầng, khung một nhịp

$q = 3.9$ nhà nhiều tầng, khung nhiều nhịp hoặc kết cấu hỗn hợp tương đương khung.

Bước 6: Phân tích dao động, tìm chu kỳ, tần số, khối lượng tham gia dao động của các dạng dao động.

- Đối với phương pháp tĩnh lực ngang tương đương, ($H < 40m$): có thể xác định bằng công thức gần đúng
- Nếu nhà có $H > 40m$, hoặc dùng phương pháp phổ phản ứng: dùng phần mềm hỗ trợ.

Bước 7: Xây dựng phổ thiết kế dùng cho phân tích đàn hồi

- Phổ thiết kế đàn hồi theo phương nằm ngang

Đối với thành phần nằm ngang của tác động động đất, phổ thiết kế không thứ nguyên $S_d(T)$ được xác định như sau:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \max \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}; \beta \cdot a_g \right)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \max \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}; \beta \cdot a_g \right)$$

Trong đó:

$S_d(T)$: Phổ phản ứng đàn hồi

T: Chu kỳ dao động của hệ tuyến tính một bậc tự do

a_g : Gia tốc nền thiết kế

S: Hệ số nền

T_B : Giới hạn dưới của chu kỳ ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc

T_C : Giới hạn trên của chu kỳ ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc

T_D : Giá trị xác định điểm bắt đầu của phản ứng dịch chuyển không đổi trong phổ phản ứng.

Bảng 5.9 – Giá trị tham số mô tả phản ứng đàn hồi theo phương ngang

Loại đất nền	S	T_s (s)	T_c (s)	T_D (s)
A	1.0	0.15	0.4	2.0
B	1.2	0.15	0.5	2.0
C	1.15	0.20	0.6	2.0
D	1.35	0.20	0.8	2.0
E	1.4	0.15	0.5	2.0

$\beta = 0.2$: hệ số ứng với cận dưới phổ thiết kế theo phương nằm ngang

Bước 8: Xác định lực cắt đáy (4.3.3.2.2)

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

$$F_b = \bar{S}_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Trong đó:

$\bar{S}_d(T_1)$: Tung độ của phổ thiết kế không thứ nguyên tại chu kỳ T_1

T_1 : Chu kỳ dao động cơ bản của nhà và công trình do chuyển động ngang theo hướng đang xét

m : Tổng trọng lượng của nhà và công trình trên móng hoặc trên đỉnh của phần cứng

$\lambda = 0.85$ nếu $T_1 \leq 2T_c$ với nhà và công trình trên 2 tầng, $\lambda = 1.0$ đối với các trường hợp khác.

Bước 9: Phân phối lực cắt đáy lên từng tầng theo phương ngang

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

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j}$$

Trong đó: s_i và s_j là chuyển vị các khối lượng m_i, m_j trong dạng dao động cơ bản

✚ **Áp dụng tính toán xác định tải trọng động theo phương pháp tính lực ngang tương đương.**

5.3.2. Đặc điểm công trình và các thông số dẫn xuất (theo TCVN 9386-2012)

Đặc điểm công trình				
- Địa điểm xây dựng:				
Tỉnh, thành:		TP.Hồ Chí Minh		
Quận, huyện:		Q.Tân Phú		
Loại nền đất:		C	Bảng 3.1 (TCVN 9386-2012)	
- Hệ số tầm quan trọng:	$\gamma_1 =$	1.00	Phụ lục E,F	
- Đặc điểm kết cấu:	Cấp dèo	DCM	Bảng 6.2	
	Loại kết cấu:	Hệ khung, hoặc tương đương khung		
	$k_w =$	1.00		
Các thông số dẫn xuất:				
Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị	Ghi chú
- Gia tốc nền quy đổi	a_{gRo}	0.0702		Bảng tra Phụ lục I
- Gia tốc nền	a_{gR}	0.688	m/s ²	$a_{gR} = a_{gRo} \cdot g$
- Gia tốc nền thiết kế	a_g	0.688	m/s ²	$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_1$
- Thông số xác định phổ	S	1.15		Bảng 3.2
	T _B	0.2	s	Bảng 3.2
	T _C	0.6	s	Bảng 3.2
	T _D	2	s	Bảng 3.2
- Hệ số ứng xử	q	3.9		Theo mục 5.2.2.2
- Hệ số xác định cận dưới	β	0.2		Theo mục 3.2.2.5
- Hệ số điều chỉnh	λ	0.85		Theo mục 4.3.3.2.2

Bảng 5.11 giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương X

Chu kỳ dao động, T_{1x} (s)					1.52
Giá trị phổ thiết kế, S_d (m/s^2)					0.5088
Tổng khối lượng, m (kN)					23620.3
Lực cắt đáy, F_{bx} (kN)					4182
	TẦNG	mi (kN)	Si	mi.Si	FYi (kN)
STT			m		
18	Tầng mái	44.8114	0.0187	0.8380	18.70
17	Tầng thượng	876.0035	0.017578	15.3984	343.68
16	Tầng 15	1338.539	0.016487	22.0685	492.55
15	Tầng 14	1345.3701	0.015354	20.6568	461.05
14	Tầng 13	1345.3701	0.014189	19.0895	426.06
13	Tầng 12	1355.4685	0.012994	17.6130	393.11
12	Tầng 11	1367.5476	0.011792	16.1261	359.92
11	Tầng 10	1367.5476	0.010572	14.4577	322.69
10	Tầng 9	1380.0969	0.009344	12.8956	287.82
9	Tầng 8	1394.6269	0.008131	11.3397	253.10
8	Tầng 7	1394.6269	0.006927	9.6606	215.62
7	Tầng 6	1401.4242	0.005747	8.0540	179.76
6	Tầng 5	1409.3019	0.004611	6.4983	145.04
5	Tầng 4	1409.3019	0.003531	4.9762	111.07
4	Tầng 3	1425.3524	0.002528	3.6033	80.42
3	Tầng 2	1443.3835	0.001638	2.3643	52.77
2	Tầng 1	1463.2214	0.000882	1.2906	28.80
1	Tầng Trệt	1858.2932	0.000237	0.4404	9.83
	TỔNG	23620.3		187.3709	4182.00

Bảng 5.12- Bảng giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương Y

Chu kỳ dao động, T_{1y} (s)					1.76
Giá trị phổ thiết kế, S_d (m/s ²)					0.7178
Tổng khối lượng, m (kN)					23620.3
Lực cắt đáy, F_{by} (kN)					3629.48
	TẦNG	mi (kN)	Si	mi.Si	FYi (kN)
STT			m		
18	Tầng mái	44.8114	0.020039	0.8980	14.06
17	Tầng thượng	876.0035	0.01925	16.8631	263.97
16	Tầng 15	1338.539	0.01845	24.6960	386.58
15	Tầng 14	1345.3701	0.017587	23.6610	370.38
14	Tầng 13	1345.3701	0.016642	22.3896	350.48
13	Tầng 12	1355.4685	0.015613	21.1629	331.27
12	Tầng 11	1367.5476	0.014516	19.8513	310.74
11	Tầng 10	1367.5476	0.013341	18.2445	285.59
10	Tầng 9	1380.0969	0.012094	16.6909	261.27
9	Tầng 8	1394.6269	0.010797	15.0578	235.71
8	Tầng 7	1394.6269	0.009441	13.1667	206.11
7	Tầng 6	1401.4242	0.008036	11.2618	176.29
6	Tầng 5	1409.3019	0.006607	9.3113	145.75
5	Tầng 4	1409.3019	0.005169	7.2847	114.03
4	Tầng 3	1425.3524	0.003757	5.3550	83.83
3	Tầng 2	1443.3835	0.00244	3.5219	55.13
2	Tầng 1	1463.2214	0.001281	1.8744	29.34
1	Tầng Trệt	1858.2932	0.000308	0.5724	8.96
	TỔNG	23620.3		231.8632	3629.48

Phổ thiết kế theo phương đứng.

Thành phần thẳng đứng của tải trọng động đất chỉ cần xem xét khi $a_{vg} > 0,25g$. Công trình nằm ở Quận Tân Phú với $a_{vg} = 0.688(m/s^2) < 0.25 \times g = 2.5(m/s^2)$ nên không cần xét đến thành phần đứng của tải động đất. Do đó, không cần xây dựng phổ phản ứng theo phương đứng.

Tổ hợp các hệ quả của các thành phần động đất

Việc tổ hợp các thành phần nằm ngang tác động động đất có thể thực hiện như sau:

Giá trị lớn nhất của mỗi hệ quả tác động lên kết cấu do hai thành phần nằm ngang của tác động động đất, có thể xác định bằng căn bậc hai của tổng bình phương các

giá trị của hệ quả tác động do mỗi thành phần nằm ngang gây ra.

Quy tắc ở trên nói chung cho kết quả thiên về an toàn.

Tổ hợp tải trọng động đất được xác định theo phương pháp căn bậc hai của tổng bình phương:

$$E_{E_{max}} = \pm \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{E_{dy}}^2}$$

Trong đó:

- $E_{E_{max}}$ Các giá trị hệ quả tác động lớn nhất do tác động đồng thời của các lực động đất ngang trong cả 2 phương chính gây ra.
- E_{Edx} và $E_{E_{dy}}$ Tương ứng là các giá trị hệ quả tác động do các lực động đất tác động theo phương x-x và y-y gây ra.

Trong thực tế, lực động đất tác động theo hai phương ngang vuông góc với nhau không phải lúc nào cũng cùng pha với nhau. Vì vậy, **TCVN 9386:2012** cho phép sử dụng một phương án tổ hợp khác trong đó lấy 100% hệ quả tác động động đất theo một phương kết hợp với 30% hệ quả tác động động đất theo phương vuông góc:

$$E_E = E_{Edx} + 0.3E_{E_{dy}}$$

$$E_E = 0.3E_{Edx} + E_{E_{dy}}$$

Trong đó: “+” có nghĩa là “tổ hợp với”, E_{Edx} và $E_{E_{dy}}$ tương ứng là các giá trị hệ quả tác động do tải trọng động đất tác động theo phương x – x và y – y gây ra.

5.4. CÁC TRƯỜNG HỢP TỔ HỢP TẢI TRỌNG VÀ CẤU TRÚC TỔ HỢP

5.4.1. Các trường hợp tổ hợp tải trọng

Theo sách “**Tính toán tiết diện cột Bê tông cốt thép**” của **GS.TS.Nguyễn Đình**

Công: “trong những nhà nhiều tầng có tĩnh tải khá lớn so với hoạt tải ($g > 2p$ với g và p là tĩnh tải và hoạt tải) và có chiều cao nhà khá lớn ($>40m$) thì moment trong dầm và cột do hoạt tải đứng gây ra là khá bé so với moment do tĩnh tải và tải trọng gió gây ra. Lúc này có thể tính gần đúng bằng cách bỏ qua các trường hợp xếp hoạt tải đứng cách tầng, cách nhịp mà gộp toàn bộ hoạt tải sàn và tĩnh tải sàn để tính”

-Lược dịch thì trong trường hợp hoạt tải lớn hơn 75% tĩnh tải thì mới xét đến các trường hợp chất tải, trong trường hợp ngược lại thì chất đầy hoạt tải.

Bảng 5.13- Các trường hợp tải trọng

TT	TẢI TRỌNG	LOẠI	Ý NGHĨA
1	TT	DEAD	Tải trọng bản thân
2	HT	LIVE	Hoạt tải
3	GTX	WIND	Gió tĩnh phương X
4	GTY	WIND	Gió tĩnh phương Y

TT	TẢI TRỌNG	LOẠI	Ý NGHĨA
5	GDX	WIND	Gió động phương X
6	GDY	WIND	Gió động phương Y
7	DDX	QUAKE	Động đất theo phương X
8	DDY	QUAKE	Động đất theo phương Y

5.4.2. Các trường hợp tổ hợp tải trọng trung gian

Bảng 5.14 - Các trường hợp tải trọng trung gian

TT	Ký hiệu (combo)	Loại	Thành phần	Ý nghĩa
9	GDX	SRSS	GDX	Gió động theo phương X,-X
10	GDY	SRSS	GDY	Gió động theo phương Y,-Y
11	GX	ADD	GTX, GDX (combo)	Gió tĩnh X kết hợp với Gió động X,gió động -X
12	GY	ADD	GTY, GDY (combo)	Gió tĩnh Y kết hợp với Gió động Y,gió động -Y
13	EX	SRSS	DDX,0.3DDY	100% động đất theo phương X kết hợp với 30% động đất theo phương Y
14	EY	SRSS	DDY,0.3DDX	100% động đất theo phương Y kết hợp với 30% động đất theo phương X

5.4.3. Các trường hợp tổ hợp tải trọng tính toán

Bảng 5.15 - Các trường hợp tổ hợp tải trọng

TT	TÊN TỔ HỢP	CẤU TRÚC TỔ HỢP
	TÍNH TẢI (TT)	1,1TLBT+1,25HT+1,1TUONG
	HOẠT TẢI (HT)	1,3HT<2 + 1,2HT>2
	EX	1DDX+0.3DDY
	EY	1DDY+0.3DDX
	GX	1,2GTX+1,2GDX1
	GY	1,2GTY+1,2GDY1
1	COMB1	TT + HT
2	COMB2	TT + GX
3	COMB3	TT - GX
4	COMB4	TT + GY
5	COMB5	TT - GY

6	COMB6	TT + 0,9(HT+GX)
7	COMB7	TT + 0,9(HT-GX)
8	COMB8	TT + 0,9(HT+ GY)
9	COMB9	TT + 0,9(HT- GY)
10	COMB10	TT+EX
11	COMB11	TT+EY
12	COMB12	TT+0.3HT+EX
13	COMB13	TT+0.3HT+EY
14	THBAO	ENVEL(COMB1, COMB2,...COMB9)
15	THBAO 2 (EQ)	ENVE(COMB1, COMB2,...COMB13)

Ghi chú:

-Theo TCVN 9386-2012: Thiết kế công trình chịu động đất

Giá trị thiết kế E_d của hệ quả tác động do động đất gây ra được xác định:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" "P" "+" A_{E_d} "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Trong đó: Dấu “+” là “tổ hợp với”

G - Tĩnh tải

P - Tải trọng thiết kế ứng suất trước (với kết cấu không dự ứng lực $P = 0$).

A_{E_d} - Tải trọng động đất.

Q - Tải trọng tạm thời (hoạt tải).

$\Psi_{2,i}$ - Hệ số tổ hợp cho giá trị được coi là lâu dài của tác động thay đổi i.

Các hiệu ứng quán tính của tác động động đất thiết kế phải được xác định :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\Psi_{2,i}$ - Hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ i

Bảng 5.16 - Các giá trị $\Psi_{2,i}$ đối với nhà

Tác động	$\Psi_{2,i}$
Tải trọng đặt lên nhà, loại	
Loại A: Khu vực nhà ở, gia đình	0.3
Loại B: Khu vực văn phòng	0.3
Loại C: Khu vực hội họp	0.6
Loại D: Khu vực mua bán	0.6
Loại E: Khu vực kho lưu trữ	0.8

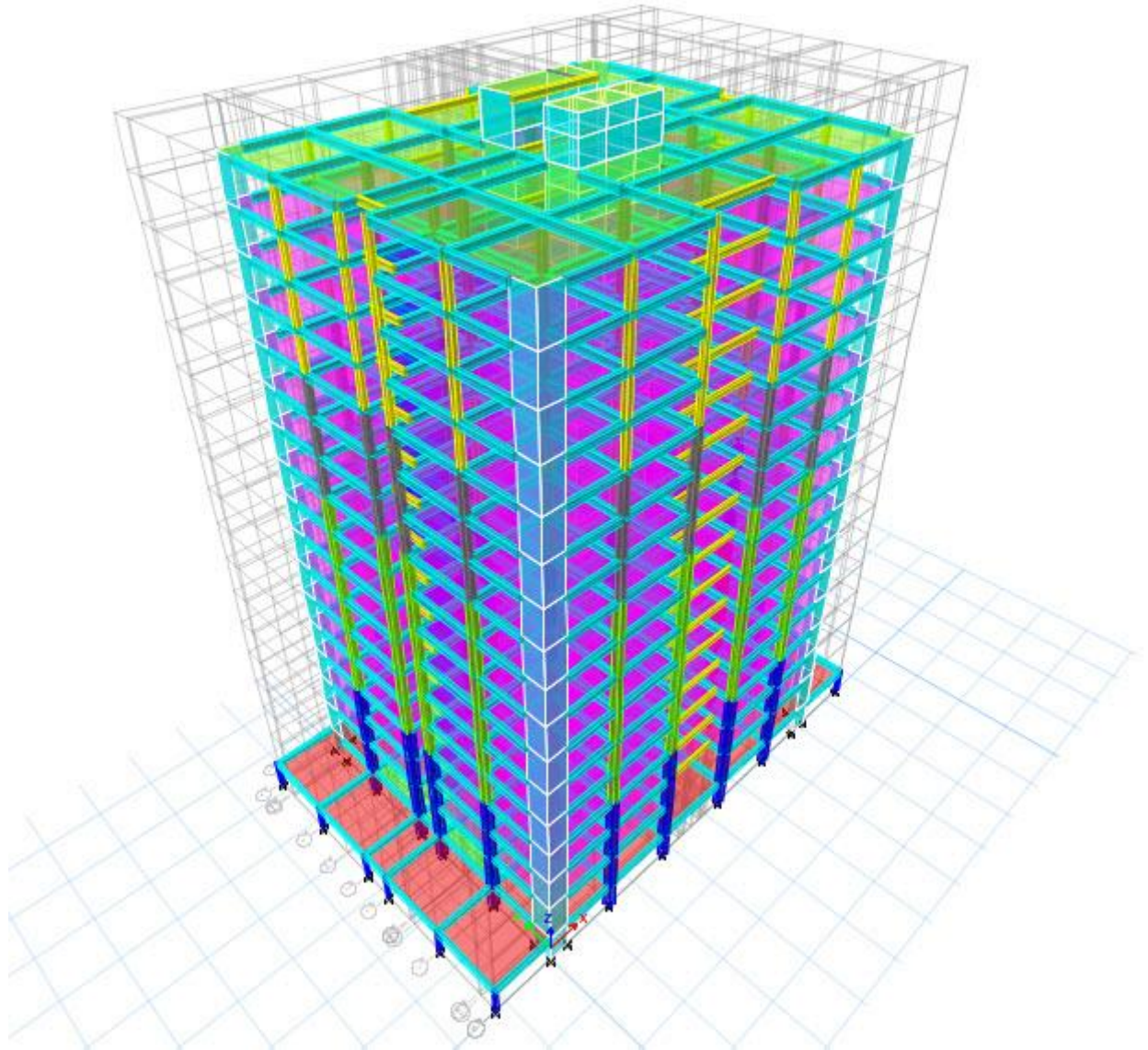
Tác động	$\Psi_{2,i}$
Loại F: Khu vực giao thông, trọng lượng xe $\leq 30\text{kN}$	0.6
Loại G: Khu vực giao thông, $30\text{kN} < \text{trọng lượng xe} \leq 160\text{kN}$	0.3
Loại H: Mái	0

Bảng 5.17 - Giá trị của φ để tính toán $\Psi_{2,i}$

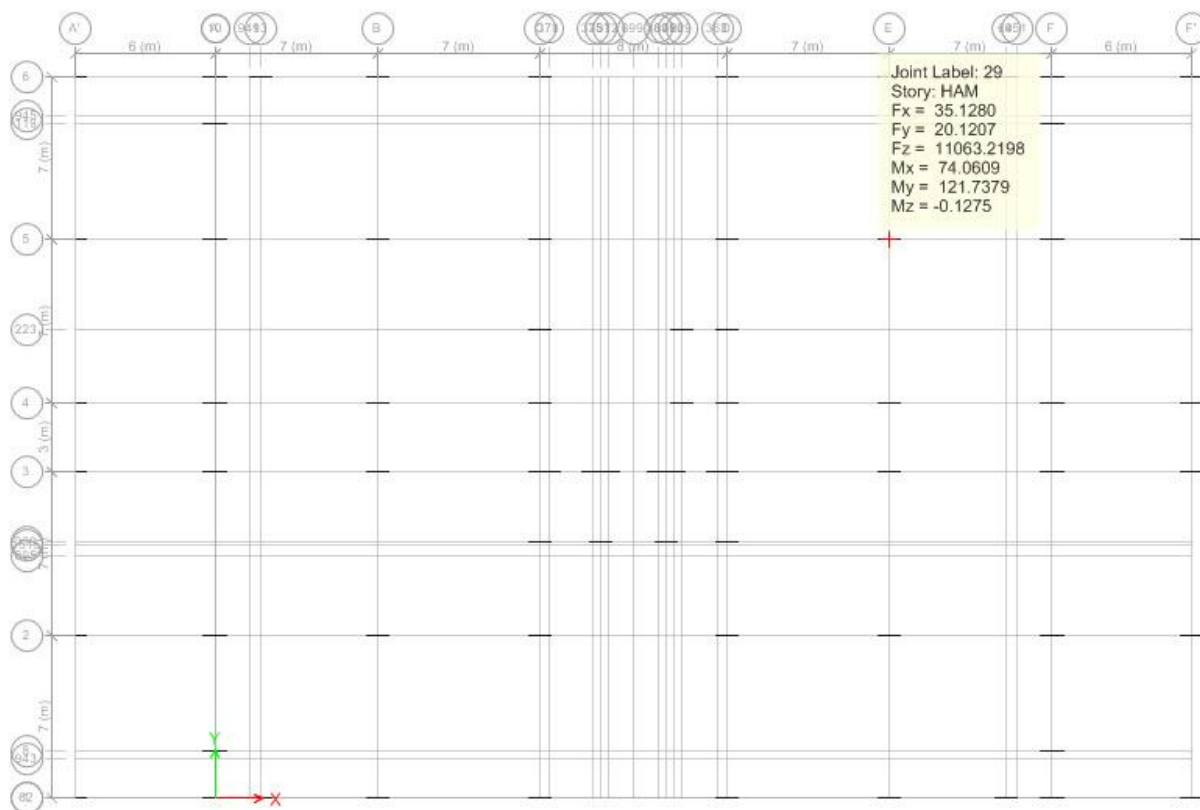
- Loại tác động thay đổi	- Tầng	- φ
- Các loại từ A \rightarrow C	- Mái	- 1.0
	- Các tầng sử dụng đồng thời	- 0.8
	- Các tầng sử dụng độc lập	- 0.5
- Các loại từ D \rightarrow F* và kho lưu trữ	-	-

Để đơn giản tính toán, thiên về an toàn tất cả các hoạt tải ta chọn hệ số tổ hợp $\Psi_{2,i} = 0.6$

MÔ HÌNH ETABS



Phản lực chân cột



Phản lực chân cột

Phản lực chân cột P_{\max} trong etabs = 11063 KN

- Tải trọng dọc khi sơ bộ : $N=q \times S \times n=15 \times 49 \times 16=11760(\text{KN})$ (xem chi tiết trong chương 2)

$$\Delta = \left| \frac{11760 - 11063}{11760} \right| \times 100\% = 5.92\%$$

- $0 < 5.92\% < 20\% \Rightarrow$ Kết quả đáng tin cậy

5.5. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ

5.5.1. Kiểm tra độ cứng (kiểm tra chuyển vị đỉnh)

Dựa vào chỉ dẫn C.4 phụ lục C TCVN 5574-2012

Ta có: chuyển vị giới hạn cho phép

Nhà, tường và tường ngăn	Liên kết giữa tường, tường ngăn vào khung nhà	Chuyển vị giới hạn f_u
1.Nhà nhiều tầng.	Bất kỳ	$h/500$

❖ Kiểm tra chuyển vị do gió

- Chuyển vị do tải gió theo phương X lớn nhất : $UX_{\max} = 0.000096 \text{ m}$

- Chuyển vị do tải gió theo phương Y lớn nhất : $UY_{\max} = 0.000152 \text{ m}$

$\Rightarrow f_{\max} = 0.000152 \text{ m}$

- Tổng chiều cao công trình $H = 61.5 \text{ m}$ (tính từ mặt ngàm công trình tới sàn sân thượng)

$\Rightarrow f_{\max} = 0.000152 < \frac{H}{500} = 0.123$ (thỏa)

❖ Kiểm tra chuyển vị do động đất

- Chuyển vị do tải động đất theo phương X : $UX_{\max} = 0.000366 \text{ m}$

- Chuyển vị do tải động đất theo phương Y : $UY_{\max} = 0.000418 \text{ m}$

$\Rightarrow f_{\max} = 0.000418 \text{ m}$

- Tổng chiều cao công trình $H = 61.5 \text{ m}$ (tính từ mặt ngàm công trình tới sàn sân thượng)

$\Rightarrow f_{\max} = 0.000418 < \frac{H}{500} = 0.123$ (thỏa)

5.5.2. Kiểm tra chuyển vị lệch tầng

Phụ lục C4 (TCVN 5574-2012)

Bảng 5.1 Chuyển vị giới hạn theo phương ngang fu theo yêu cầu cấu tạo

Nhà, tường và tường ngăn	Liên kết giữa tường, tường ngăn vào khung nhà	Chuyển vị giới hạn f_u
1. Nhà nhiều tầng.	Bất kỳ	$h/500$
2. Một tầng của nhà nhiều tầng	Mềm	$h_s/300$
a) Tường, tường ngăn bằng gạch, bê tông thạch cao, panen bê tông cốt thép	Cứng	$h_s/500$
b) Tường ốp đá thiên nhiên, làm từ khối Ceramic hoặc làm từ vách kính	Cứng	$h_s/700$

- Công trình sinh viên đang tính là nhà nhiều tầng và tường ngăn bằng gạch nên kiểm

tra chuyển vị giới hạn với công thức : $f_u < \frac{h_s}{500}$

- **Chú ý :** Vì khi xuất giá trị Drift đã chia cho chiều cao tầng nên giá trị không có

đơn vị thứ nguyên, do đó ta kiểm tra : $f_u < \frac{1}{500}$

5.5.3. Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do gió

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	Kiểm tra
TẦNG MÁI	GX Max	X	0.000352	66	Thỏa
TẦNG MÁI	GX Min	X	0.00008	65	Thỏa
TẦNG MÁI	GY Max	Y	0.000119	92	Thỏa
TẦNG MÁI	GY Min	Y	0.000119	92	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GX Max	X	0.000347	49	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GX Min	X	0.000077	49	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GY Max	Y	0.00012	21	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GY Min	Y	0.00012	21	Thỏa
TẦNG 15	GX Max	X	0.000355	5	Thỏa
TẦNG 15	GX Min	X	0.000078	5	Thỏa
TẦNG 15	GY Max	Y	0.000129	21	Thỏa
TẦNG 15	GY Min	Y	0.000129	21	Thỏa
TẦNG 14	GX Max	X	0.000364	5	Thỏa
TẦNG 14	GX Min	X	0.000079	5	Thỏa
TẦNG 14	GY Max	Y	0.000142	21	Thỏa
TẦNG 14	GY Min	Y	0.000142	21	Thỏa
TẦNG 13	GX Max	X	0.000373	16	Thỏa
TẦNG 13	GX Min	X	0.000081	5	Thỏa
TẦNG 13	GY Max	Y	0.000156	21	Thỏa
TẦNG 13	GY Min	Y	0.000156	21	Thỏa
TẦNG 12	GX Max	X	0.000378	42	Thỏa
TẦNG 12	GX Min	X	0.000082	49	Thỏa
TẦNG 12	GY Max	Y	0.000169	44	Thỏa
TẦNG 12	GY Min	Y	0.000169	44	Thỏa
TẦNG 11	GX Max	X	0.000385	16	Thỏa
TẦNG 11	GX Min	X	0.000084	42	Thỏa
TẦNG 11	GY Max	Y	0.000182	9	Thỏa
TẦNG 11	GY Min	Y	0.000182	9	Thỏa
TẦNG 10	GX Max	X	0.00039	16	Thỏa
TẦNG 10	GX Min	X	0.000086	16	Thỏa
TẦNG 10	GY Max	Y	0.000195	8	Thỏa
TẦNG 10	GY Min	Y	0.000195	8	Thỏa
TẦNG 9	GX Max	X	0.000387	16	Thỏa
TẦNG 9	GX Min	X	0.000087	42	Thỏa

TẦNG 9	GY Max	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 9	GY Min	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 8	GX Max	X	0.000385	16	Thỏa
TẦNG 8	GX Min	X	0.000088	16	Thỏa
TẦNG 8	GY Max	Y	0.000211	8	Thỏa
TẦNG 8	GY Min	Y	0.000211	8	Thỏa
TẦNG 7	GX Max	X	0.000377	16	Thỏa
TẦNG 7	GX Min	X	0.000088	16	Thỏa
TẦNG 7	GY Max	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 7	GY Min	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 6	GX Max	X	0.000362	16	Thỏa
TẦNG 6	GX Min	X	0.000087	16	Thỏa
TẦNG 6	GY Max	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 6	GY Min	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 5	GX Max	X	0.000341	16	Thỏa
TẦNG 5	GX Min	X	0.000084	16	Thỏa
TẦNG 5	GY Max	Y	0.000212	8	Thỏa
TẦNG 5	GY Min	Y	0.000212	8	Thỏa
TẦNG 4	GX Max	X	0.000313	16	Thỏa
TẦNG 4	GX Min	X	0.00008	16	Thỏa
TẦNG 4	GY Max	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 4	GY Min	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 3	GX Max	X	0.000273	16	Thỏa
TẦNG 3	GX Min	X	0.000072	16	Thỏa
TẦNG 3	GY Max	Y	0.000184	8	Thỏa
TẦNG 3	GY Min	Y	0.000184	8	Thỏa
TẦNG 2	GX Max	X	0.000226	16	Thỏa
TẦNG 2	GX Min	X	0.000062	16	Thỏa
TẦNG 2	GY Max	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 2	GY Min	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 1	GX Max	X	0.000163	16	Thỏa
TẦNG 1	GX Min	X	0.000046	16	Thỏa
TẦNG 1	GY Max	Y	0.000112	8	Thỏa
TẦNG 1	GY Min	Y	0.000112	8	Thỏa

5.5.4. Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do động đất

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	Kiểm Tra
TẦNG MÁI	EX Max	X	0.000398	66	Thỏa
TẦNG MÁI	EX Max	Y	0.000102	67	Thỏa
TẦNG MÁI	EX Min	X	0.000398	66	Thỏa
TẦNG MÁI	EX Min	Y	0.000102	67	Thỏa
TẦNG MÁI	EY Max	X	0.000126	66	Thỏa
TẦNG MÁI	EY Max	Y	0.000314	94	Thỏa
TẦNG MÁI	EY Min	X	0.000126	66	Thỏa
TẦNG MÁI	EY Min	Y	0.000314	94	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Max	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Max	Y	0.000112	21	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Min	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Min	Y	0.000112	21	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Max	X	0.000131	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Max	Y	0.000317	8	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Min	X	0.000131	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Min	Y	0.000317	8	Thỏa
TẦNG 15	EX Max	X	0.000412	5	Thỏa
TẦNG 15	EX Max	Y	0.00012	21	Thỏa
TẦNG 15	EX Min	X	0.000412	5	Thỏa
TẦNG 15	EX Min	Y	0.00012	21	Thỏa
TẦNG 15	EY Max	X	0.000137	5	Thỏa
TẦNG 15	EY Max	Y	0.000343	8	Thỏa
TẦNG 15	EY Min	X	0.000137	5	Thỏa
TẦNG 15	EY Min	Y	0.000343	8	Thỏa
TẦNG 14	EX Max	X	0.000422	5	Thỏa
TẦNG 14	EX Max	Y	0.00013	20	Thỏa
TẦNG 14	EX Min	X	0.000422	5	Thỏa
TẦNG 14	EX Min	Y	0.00013	20	Thỏa
TẦNG 14	EY Max	X	0.000141	5	Thỏa
TẦNG 14	EY Max	Y	0.000372	9	Thỏa
TẦNG 14	EY Min	X	0.000141	5	Thỏa

TẦNG 14	EY Min	Y	0.000372	9	Thỏa
TẦNG 13	EX Max	X	0.00043	5	Thỏa
TẦNG 13	EX Max	Y	0.000139	21	Thỏa
TẦNG 13	EX Min	X	0.00043	5	Thỏa
TẦNG 13	EX Min	Y	0.000139	21	Thỏa
TẦNG 13	EY Max	X	0.000144	5	Thỏa
TẦNG 13	EY Max	Y	0.000399	9	Thỏa
TẦNG 13	EY Min	X	0.000144	5	Thỏa
TẦNG 13	EY Min	Y	0.000399	9	Thỏa
TẦNG 12	EX Max	X	0.000429	5	Thỏa
TẦNG 12	EX Max	Y	0.000145	8	Thỏa
TẦNG 12	EX Min	X	0.000429	5	Thỏa
TẦNG 12	EX Min	Y	0.000145	8	Thỏa
TẦNG 12	EY Max	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 12	EY Max	Y	0.000416	8	Thỏa
TẦNG 12	EY Min	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 12	EY Min	Y	0.000416	8	Thỏa
TẦNG 11	EX Max	X	0.000431	5	Thỏa
TẦNG 11	EX Max	Y	0.000152	9	Thỏa
TẦNG 11	EX Min	X	0.000431	5	Thỏa
TẦNG 11	EX Min	Y	0.000152	9	Thỏa
TẦNG 11	EY Max	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 11	EY Max	Y	0.000434	9	Thỏa
TẦNG 11	EY Min	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 11	EY Min	Y	0.000434	9	Thỏa
TẦNG 10	EX Max	X	0.000429	5	Thỏa
TẦNG 10	EX Max	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 10	EX Min	X	0.000429	5	Thỏa
TẦNG 10	EX Min	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 10	EY Max	X	0.000142	5	Thỏa
TẦNG 10	EY Max	Y	0.000448	8	Thỏa
TẦNG 10	EY Min	X	0.000142	5	Thỏa
TẦNG 10	EY Min	Y	0.000448	8	Thỏa
TẦNG 9	EX Max	X	0.000418	5	Thỏa
TẦNG 9	EX Max	Y	0.00016	12	Thỏa
TẦNG 9	EX Min	X	0.000418	5	Thỏa
TẦNG 9	EX Min	Y	0.00016	12	Thỏa
TẦNG 9	EY Max	X	0.000138	16	Thỏa

TẦNG 9	EY Max	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 9	EY Min	X	0.000138	16	Thỏa
TẦNG 9	EY Min	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 8	EX Max	X	0.00041	5	Thỏa
TẦNG 8	EX Max	Y	0.000164	8	Thỏa
TẦNG 8	EX Min	X	0.00041	5	Thỏa
TẦNG 8	EX Min	Y	0.000164	8	Thỏa
TẦNG 8	EY Max	X	0.000136	16	Thỏa
TẦNG 8	EY Max	Y	0.000462	8	Thỏa
TẦNG 8	EY Min	X	0.000136	16	Thỏa
TẦNG 8	EY Min	Y	0.000462	8	Thỏa
TẦNG 7	EX Max	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG 7	EX Max	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 7	EX Min	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG 7	EX Min	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 7	EY Max	X	0.000132	16	Thỏa
TẦNG 7	EY Max	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 7	EY Min	X	0.000132	16	Thỏa
TẦNG 7	EY Min	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 6	EX Max	X	0.000378	5	Thỏa
TẦNG 6	EX Max	Y	0.000167	8	Thỏa
TẦNG 6	EX Min	X	0.000378	5	Thỏa
TẦNG 6	EX Min	Y	0.000167	8	Thỏa
TẦNG 6	EY Max	X	0.000126	16	Thỏa
TẦNG 6	EY Max	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 6	EY Min	X	0.000126	16	Thỏa
TẦNG 6	EY Min	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 5	EX Max	X	0.000356	5	Thỏa
TẦNG 5	EX Max	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 5	EX Min	X	0.000356	5	Thỏa
TẦNG 5	EX Min	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 5	EY Max	X	0.00012	5	Thỏa
TẦNG 5	EY Max	Y	0.000467	8	Thỏa
TẦNG 5	EY Min	X	0.00012	5	Thỏa
TẦNG 5	EY Min	Y	0.000467	8	Thỏa
TẦNG 4	EX Max	X	0.000327	5	Thỏa
TẦNG 4	EX Max	Y	0.000161	8	Thỏa
TẦNG 4	EX Min	X	0.000327	5	Thỏa

TẦNG 4	EX Min	Y	0.000161	8	Thỏa
TẦNG 4	EY Max	X	0.000112	5	Thỏa
TẦNG 4	EY Max	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 4	EY Min	X	0.000112	5	Thỏa
TẦNG 4	EY Min	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 3	EX Max	X	0.000287	5	Thỏa
TẦNG 3	EX Max	Y	0.000149	8	Thỏa
TẦNG 3	EX Min	X	0.000287	5	Thỏa
TẦNG 3	EX Min	Y	0.000149	8	Thỏa
TẦNG 3	EY Max	X	0.000101	5	Thỏa
TẦNG 3	EY Max	Y	0.000419	8	Thỏa
TẦNG 3	EY Min	X	0.000101	5	Thỏa
TẦNG 3	EY Min	Y	0.000419	8	Thỏa
TẦNG 2	EX Max	X	0.000241	5	Thỏa
TẦNG 2	EX Max	Y	0.000131	8	Thỏa
TẦNG 2	EX Min	X	0.000241	5	Thỏa
TẦNG 2	EX Min	Y	0.000131	8	Thỏa
TẦNG 2	EY Max	X	0.000086	5	Thỏa
TẦNG 2	EY Max	Y	0.000366	8	Thỏa
TẦNG 2	EY Min	X	0.000086	5	Thỏa
TẦNG 2	EY Min	Y	0.000366	8	Thỏa
TẦNG 1	EX Max	X	0.000176	5	Thỏa
TẦNG 1	EX Max	Y	0.000095	8	Thỏa
TẦNG 1	EX Min	X	0.000176	5	Thỏa
TẦNG 1	EX Min	Y	0.000095	8	Thỏa
TẦNG 1	EY Max	X	0.000064	5	Thỏa
TẦNG 1	EY Max	Y	0.000266	8	Thỏa
TẦNG 1	EY Min	X	0.000064	5	Thỏa
TẦNG 1	EY Min	Y	0.000266	8	Thỏa

5.5.5. Kiểm tra lật

- Kiểm tra điều kiện : $H/B < 5$.
 - Tổng chiều cao nhà: 61.5 m
 - Bề rộng nhà : 36m
 - => Tỷ lệ chiều cao nhà/bề rộng nhà = $1.708 < 5$
- Kết luận: Không cần kiểm tra lật.

Kiểm tra gia tốc đỉnh

Theo TCXD 198:1997 gia tốc cực đại của chuyển động tại đỉnh công trình dưới tác động của gió thỏa điều kiện:

$$\left| \ddot{y}_y \right| \leq [\ddot{Y}] \quad (6-17)$$

trong đó: $[\ddot{Y}]$ gia tốc đỉnh cho phép theo tiêu chuẩn lấy bằng 150 mm/s^2 .

- Xem công trình là dao động điều hòa

$$x = A \cos(\omega t + \varphi)$$

$$v = x' = -A\omega \sin(\omega t + \varphi)$$

$$a = v' = -A\omega^2 \cos(\omega t + \varphi)$$

$$\Rightarrow a_{\max} = A\omega^2 \Rightarrow \omega = \frac{2\pi}{T} \Rightarrow |\ddot{y}|_{\max} = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \times A$$

- Trong đó : A là chuyển vị đỉnh kết cấu của tổ hợp gió động

- Chu kỳ T1 = 0.521

- Chu kỳ T3 = 0.578

$$U_{X_{\max}} = 0.000114(\text{m}) = 0.114(\text{mm})$$

$$U_{Y_{\max}} = 0.0001(\text{m}) = 0.1(\text{mm})$$

$$\triangleright |\ddot{y}|_x = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \times A = \left(\frac{2\pi}{0.521} \right)^2 \times 0.114 = 16.58(\text{mm}) \quad (\text{thỏa})$$

$$\triangleright |\ddot{y}|_y = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \times A = \left(\frac{2\pi}{0.578} \right)^2 \times 0.1 = 11.81(\text{mm}) \quad (\text{thỏa})$$

5.6. TÍNH TOÁN DÀM SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH

Dựa vào tỉ lệ % chênh lệch nội lực thu được từ các bảng so sánh để dàng thu được kết quả Moment và lực cắt giữa các dầm chênh lệch tương đối nhỏ. Do vậy khi thiết kế thép có thể bố trí thép đối xứng qua trục.

Bảng nội lực và tổ hợp nội lực phục vụ cho việc tính toán được trình bày ở phần phụ lục.

5.6.1. Tính toán cốt thép dọc

Do dầm là cấu kiện chịu uốn nên lấy biểu đồ nội lực TH BAO 2 để tính cốt thép. Dầm được tính toán theo cấu kiện chịu uốn đặt cốt thép đơn. Trường hợp cốt kép thì tăng tiết diện dầm.

Chọn lớp bảo vệ dầm là 30mm.

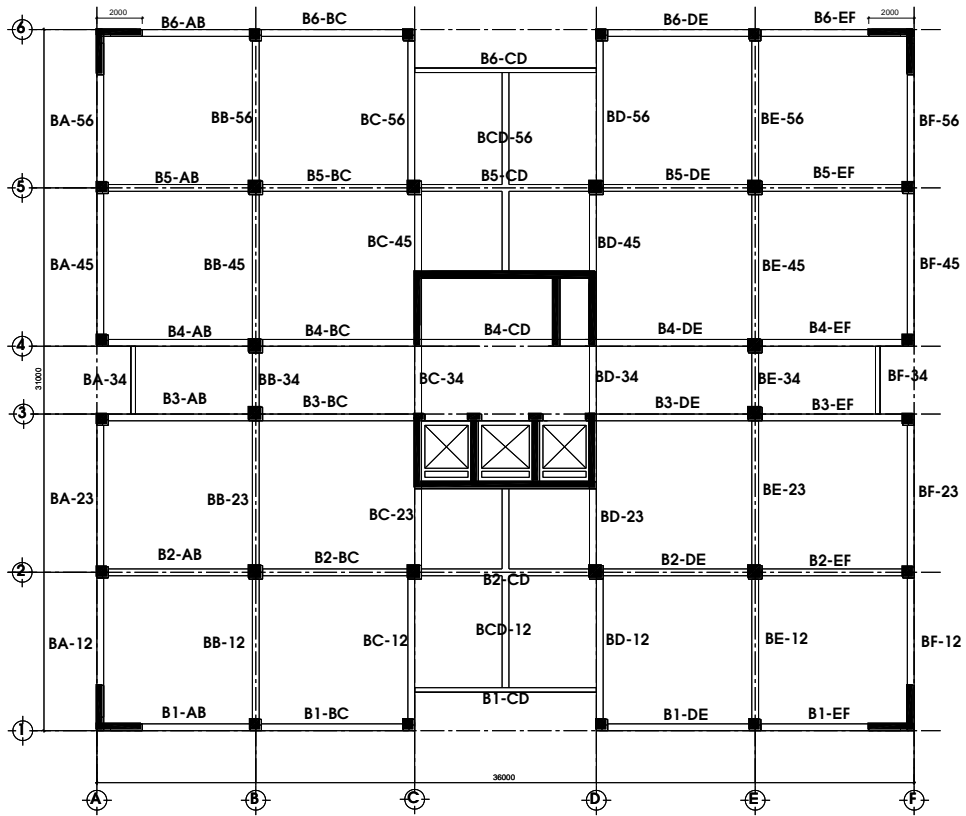
Căn cứ vào cấp độ bền của bê tông B30, tra **bảng E2 TCXDVN 5574-2012**, ta xác định được các thông số $\xi_R = 0.583$; $\alpha_R = 0.413$ đối với nhóm cốt thép AIII và

Giả thiết khoảng cách từ mép bê tông chịu kéo đến trọng tâm nhóm cốt thép chịu kéo là $a = 70\text{mm} \rightarrow h_0 = h - a$

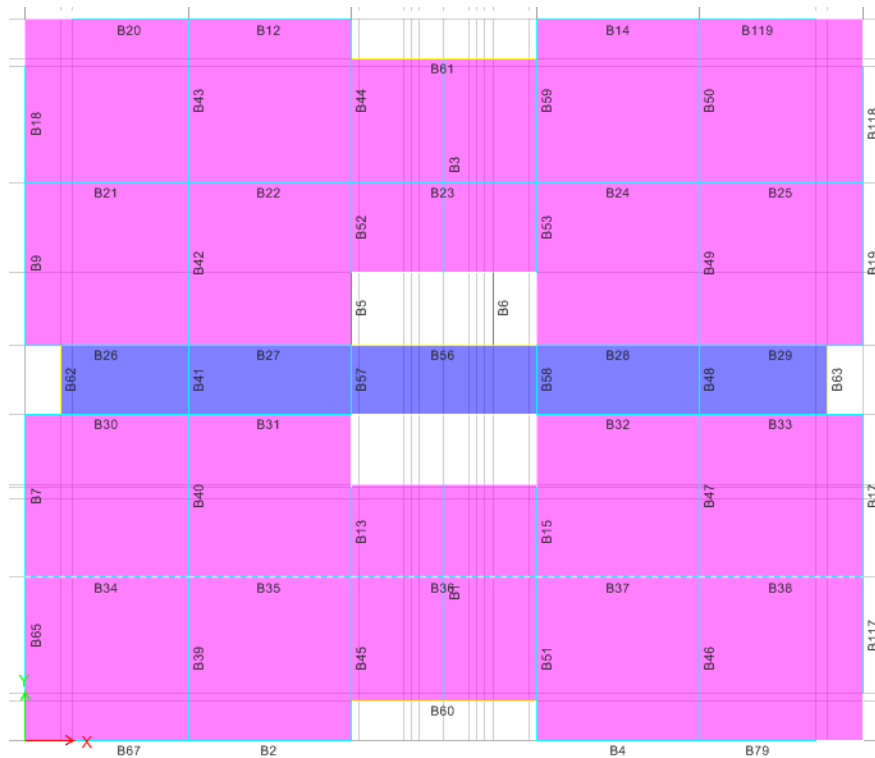
Hàm lượng thép:

$$\mu_{\min} = 0.1\%$$

$$\mu_{\max} = \frac{\xi_R \gamma_b R_b}{R_s} 100 = \frac{0.583 \times 0.9 \times 17}{365} \times 100 = 2.44\% \text{ đối với nhóm cốt thép AIII}$$



Hình 5.5.1: Mặt bằng bố trí tên dầm sàn điển hình



Hình 5.5.2 : Mặt bằng bố trí tên dầm sàn điển hình từ ETABS

Ví dụ:

Tính toán cốt thép dầm B1-AB(ETABS: B67) tại tầng 10 khung trục 1 có tiết diện $b \times h = 30 \times 60 \text{ cm}$.



-Tại gó:

Kết quả nội lực xuất từ Etabs tại gó: $M_g = 301.75 \text{ kN.m}$

$$\text{Giả thiết: } a = \frac{h}{10} = \frac{60}{10} = 6(\text{cm}) \Rightarrow h_o = h - a = 60 - 6 = 54(\text{cm})$$

Các hệ số tính toán:

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b \times R_b \times b \times h_o^2} = \frac{301.75 \times 10^6}{1 \times 17 \times 300 \times 540^2} = 0.202 < \alpha_R = 0.413$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.202} = 0.228$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\xi \times R_b \times b \times h_o}{R_s} = \frac{0.228 \times 1 \times 17 \times 300 \times 540}{365} = 1729(\text{mm}^2) = 17.29(\text{cm}^2)$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{A_s}{b \times h_o} \times 100 = \frac{1729}{300 \times 540} \times 100 = 1.07\%$$

Chọn $4\phi 25$ có $A_s^{\text{ch}} = 19.63(\text{cm}^2)$

$$\Rightarrow \mu = \frac{A_s^{\text{ch}}}{b \times h_o} \times 100 = \frac{1963}{300 \times 540} \times 100 = 1.21\%$$

Ta thấy: $\mu_{\min} = 0.05\% < \mu = 1.21\% < \mu_{\max} = 2.52\% \Rightarrow$ Thỏa điều kiện

-Tại nhịp:

- với moment nhịp $M_n = 110.17$ (kNm)

Chiều cao làm việc của dầm: $h = 600 - 60 = 540$ (mm)

Xác định hệ số α_m :

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} = \frac{110.17 \times 10^6}{1 \times 17 \times 300 \times 540^2} = 0.074 < \alpha_R = 0.413$$

$$\rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074} = 0.077$$

Diện tích cốt thép:

$$\Rightarrow A_s = \frac{\xi \times \gamma_b \times R_b \times b \times h_o}{R_s} = \frac{0.077 \times 1 \times 17 \times 300 \times 540}{365} = 5810 \text{ (mm}^2\text{)} = 58.1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{A_s}{b \times h_o} \times 100 = \frac{581}{300 \times 540} \times 100 = 0.36\%$$

Chọn 2 ϕ 20 có $A_s^{ch} = 6.28$ (cm²)

$$\Rightarrow \mu = \frac{A_s^{ch}}{b \times h_o} \times 100 = \frac{6.28}{300 \times 540} \times 100 = 0.39\%$$

$$\mu_{\min} = 0.1\% < \mu = 0.39\% < \mu_{\max} = 2.44\%.$$

\Rightarrow Thỏa điều kiện

Tương tự đối với các dầm khung còn lại ta có bảng kết quả tính toán như bên dưới (**Vì công trình đối xứng nên sinh viên tính toán cốt thép dầm và bố trí tương tự cho dầm B1-BC, B1-DE, B1-EF**)

-Thép dầm khung trục 1:

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{\max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_o (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B1-AB - Tang 10	Gối trái	-301.75	300	600	60	540	0.203	0.229	17.29	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	110.17	300	600	60	540	0.074	0.077	5.81	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	7.60	300	600	60	540	0.005	0.005	0.39	2 ϕ 25	9.82	0.61
B1-BC - Tang 10	Gối trái	-141.08	300	600	60	540	0.095	0.100	7.53	2 ϕ 25	9.82	0.61
	Nhịp	88.55	300	600	60	540	0.060	0.061	4.64	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-110.36	300	600	60	540	0.074	0.077	5.82	2 ϕ 25	9.82	0.61
B1-DE - Tang 10	Gối trái	-116.19	300	600	60	540	0.078	0.081	6.15	2 ϕ 25	9.82	0.61
	Nhịp	87.39	300	600	60	540	0.059	0.061	4.57	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-136.11	300	600	60	540	0.092	0.096	7.25	2 ϕ 25	9.82	0.61
B1-EF - Tang 10	Gối trái	1.96	300	600	60	540	0.001	0.001	0.10	2 ϕ 25	9.82	0.61
	Nhịp	103.37	300	600	60	540	0.070	0.072	5.44	2 ϕ 20	6.28	0.39

	Gối Phải	-291.83	300	600	60	540	0.196	0.221	16.64	4φ25	19.63	1.21
--	----------	---------	-----	-----	----	-----	-------	-------	-------	------	-------	------

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B1-CD - Tầng 10	Gối trái	-132.94	200	500	50	450.0	0.193	0.217	9.08	3φ20	9.42	1.05
	Nhịp	138.50	200	500	50	450.0	0.201	0.227	9.51	2φ25	9.82	1.09
	Gối Phải	-132.05	200	500	50	450.0	0.192	0.215	9.01	3φ20	9.42	1.05

-Thép dầm khung trục 2 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B2-AB - Tầng 10	Gối trái	-191.12	300	600	60	540.0	0.129	0.138	10.42	3φ22	11.40	0.70
	Nhịp	110.48	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.83	3φ18	7.63	0.47
	Gối Phải	-126.05	300	600	60	540.0	0.085	0.089	6.69	2φ22	7.60	0.47
B2-BC - Tầng 10	Gối trái	-143.31	300	600	60	540.0	0.096	0.102	7.66	2φ22	7.60	0.47
	Nhịp	98.03	300	600	60	540.0	0.066	0.068	5.15	3φ18	7.63	0.47
	Gối Phải	-195.90	300	600	60	540.0	0.132	0.142	10.70	3φ22	11.40	0.70
B2-CD - Tầng 10	Gối trái	-189.78	300	600	60	540.0	0.128	0.137	10.34	3φ22	11.40	0.70
	Nhịp	125.15	300	600	60	540.0	0.084	0.088	6.64	3φ18	7.63	0.47
	Gối Phải	-184.70	300	600	60	540.0	0.124	0.133	10.04	3φ22	11.40	0.70
B2-DE - Tầng 10	Gối trái	-204.78	300	600	60	540.0	0.138	0.149	11.22	3φ22	11.40	0.70
	Nhịp	99.09	300	600	60	540.0	0.067	0.069	5.21	3φ18	7.63	0.47
	Gối Phải	-134.52	300	600	60	540.0	0.090	0.095	7.17	2φ22	7.60	0.47
B2-EF - Tầng 10	Gối trái	-133.08	300	600	60	540.0	0.089	0.094	7.08	2φ22	7.60	0.47
	Nhịp	109.86	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.80	3φ18	7.63	0.47
	Gối Phải	-184.56	300	600	60	540.0	0.124	0.133	10.03	3φ22	11.40	0.70

-Thép dầm khung trục 3 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B3-AB - Tang 10	Gối trái	-177.81	300	600	60	540.0	0.120	0.128	9.64	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	106.03	300	600	60	540.0	0.071	0.074	5.59	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-148.94	300	600	60	540.0	0.100	0.106	7.98	4 ϕ 25	19.63	1.21
B3-BC - Tang 10	Gối trái	-121.04	300	600	60	540.0	0.081	0.085	6.41	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	106.48	300	600	60	540.0	0.072	0.074	5.61	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-284.42	300	600	60	540.0	0.191	0.214	16.16	4 ϕ 25	19.63	1.21
B3-DE - Tang 10	Gối trái	-299.82	300	600	60	540.0	0.202	0.227	17.16	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	109.62	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.78	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-105.93	300	600	60	540.0	0.071	0.074	5.58	4 ϕ 25	19.63	1.21
B3-EF - Tang 10	Gối trái	-157.03	300	600	60	540.0	0.106	0.112	8.44	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	107.24	300	600	60	540.0	0.072	0.075	5.65	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-169.18	300	600	60	540.0	0.114	0.121	9.14	4 ϕ 25	19.63	1.21

Thép dầm khung trục 4 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B4-AB - Tang 10	Gối trái	-184.08	300	600	60	540.0	0.124	0.133	10.00	4 ϕ 22	15.21	0.94
	Nhịp	104.36	300	600	60	540.0	0.070	0.073	5.49	2 ϕ 22	7.60	0.47
	Gối Phải	-144.41	300	600	60	540.0	0.097	0.102	7.72	4 ϕ 22	15.21	0.94
B4-BC - Tang 10	Gối trái	-150.52	300	600	60	540.0	0.101	0.107	8.07	4 ϕ 22	15.21	0.94
	Nhịp	118.44	300	600	60	540.0	0.080	0.083	6.27	2 ϕ 22	7.60	0.47
	Gối Phải	-227.74	300	600	60	540.0	0.153	0.167	12.61	4 ϕ 22	15.21	0.94
B4-CD - Tang 10	Gối trái	-94.75	300	600	60	540.0	0.064	0.066	4.97	4 ϕ 22	15.21	0.94
	Nhịp	28.49	300	600	60	540.0	0.019	0.019	1.46	2 ϕ 22	7.60	0.47
	Gối Phải	-93.07	300	600	60	540.0	0.063	0.065	4.88	4 ϕ 22	15.21	0.94
B4-DE - Tang 10	Gối trái	-240.35	300	600	60	540.0	0.162	0.177	13.38	4 ϕ 22	15.21	0.94
	Nhịp	121.15	300	600	60	540.0	0.081	0.085	6.42	2 ϕ 22	7.60	0.47
	Gối Phải	-133.47	300	600	60	540.0	0.090	0.094	7.11	4 ϕ 22	15.21	0.94
B4-EF - Tang 10	Gối trái	-153.14	300	600	60	540.0	0.103	0.109	8.22	4 ϕ 22	15.21	0.94
	Nhịp	105.72	300	600	60	540.0	0.071	0.074	5.57	2 ϕ 22	7.60	0.47
	Gối Phải	-174.86	300	600	60	540.0	0.118	0.125	9.47	4 ϕ 22	15.21	0.94

Thép dầm khung trục 5 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B5-AB - Tang 10	Gối trái	-200.57	300	600	60	540.0	0.135	0.145	10.97	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	110.70	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.84	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-115.03	300	600	60	540.0	0.077	0.081	6.08	4φ22	15.21	0.94
B5-BC - Tang 10	Gối trái	-158.05	300	600	60	540.0	0.106	0.113	8.50	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	114.95	300	600	60	540.0	0.077	0.081	6.08	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-226.40	300	600	60	540.0	0.152	0.166	12.53	4φ22	15.21	0.94
B5-CD - Tang 10	Gối trái	-204.19	300	600	60	540.0	0.137	0.148	11.19	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	138.36	300	600	60	540.0	0.093	0.098	7.38	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-196.36	300	600	60	540.0	0.132	0.142	10.72	4φ22	15.21	0.94
B5-DE - Tang 10	Gối trái	-239.78	300	600	60	540.0	0.161	0.177	13.35	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	116.62	300	600	60	540.0	0.078	0.082	6.17	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-142.80	300	600	60	540.0	0.096	0.101	7.63	4φ22	15.21	0.94
B5-EF - Tang 10	Gối trái	-124.66	300	600	60	540.0	0.084	0.088	6.61	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	109.91	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.80	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-190.78	300	600	60	540.0	0.128	0.138	10.40	4φ22	15.21	0.94

Thép dầm khung trục 6 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B6-AB - Tang 10	Gối trái	-308.57	300	600	60	540.0	0.207	0.235	17.74	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	115.66	300	600	60	540.0	0.078	0.081	6.12	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	11.38	300	600	60	540.0	0.008	0.008	0.58	4φ25	19.63	1.21
B6-BC - Tang 10	Gối trái	-144.64	300	600	60	540.0	0.097	0.103	7.73	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	90.29	300	600	60	540.0	0.061	0.063	4.73	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-110.45	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.83	4φ25	19.63	1.21
B6-DE - Tang 10	Gối trái	-123.24	300	600	60	540.0	0.083	0.087	6.54	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	87.79	300	600	60	540.0	0.059	0.061	4.59	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-133.67	300	600	60	540.0	0.090	0.094	7.12	4φ25	19.63	1.21
B6-EF - Tang 10	Gối trái	-2.44	300	600	60	540.0	0.002	0.002	0.12	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	100.58	300	600	60	540.0	0.068	0.070	5.29	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-286.15	300	600	60	540.0	0.192	0.216	16.27	4φ25	19.63	1.21

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn A_s (cm ²)	μ_{ch} (%)
B6-CD - Tầng 10	Gối trái	-131.48	300	600	60	540.0	0.088	0.093	6.99	3 ϕ 20	9.42	1.05
	Nhịp	134.55	300	600	60	540.0	0.090	0.095	7.17	2 ϕ 25	9.82	1.09
	Gối Phải	-129.68	300	600	60	540.0	0.087	0.091	6.89	3 ϕ 20	9.42	1.05

5.6.2. Tính toán cốt đai dầm tầng điển hình

Tính cốt đai cho dầm BD-56 tại tầng 10 có lực cắt lớn nhất $Q_{max} = 259.91$ (kN).

- Bảng 5.22: Cốt đai dầm BD-56

Q_{max} (kN)	Cốt đai (mm)	Số nhánh n	R_{bt} (Mpa)	R_b (Mpa)	R_{sw} (Mpa)	b (mm)	h (mm)	h_0 (mm)
259.91	8	2	1.2	17	175	300	600	540
Q_0	Điều kiện tính cốt đai			Diện tích cốt đai		S_{ct}	S_{tt}	S_{max}
136.08	Tính cốt đai			100.5309649		200	331.32	745.67
ϕ_n	ϕ_f	q_{sw}	Khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai					Kiểm tra
0	0	117.2861	366.1509065					Thỏa

Vậy bố trí $\phi 8a150$ cho gối và $\phi 8a200$ đoạn giữa nhịp.

5.7. THIẾT KẾ CỘT KHUNG TRỤC B VÀ TRỤC 3

Khung trục B gồm 6 cột: C13, C22, C31, C30, C26, C2.

Khung trục 3 gồm 4 cột: C10, C31, C33, C19.

5.7.1. Cốt thép dọc

Khái niệm về nén lệch tâm xiên

Nén lệch tâm xiên là trường hợp phổ biến trong kết cấu công trình, xảy ra khi:

- + Lực dọc N không nằm trong mặt phẳng đối xứng nào.
- + Hoặc khi lực dọc N tác dụng đúng tâm, kết hợp với momen M mà mặt phẳng tác dụng của nó không trùng với mặt phẳng đối xứng nào.

Khi thiết kế thường sử dụng 1 trong 3 phương pháp sau:

+ Thứ nhất, là tính riêng cho từng trường hợp lệch tâm phẳng và bố trí thép cho mỗi phương.

+ Thứ hai, là phương pháp tính gần đúng quy đổi từ bài toán lệch tâm xiên thành bài toán lệch tâm phẳng tương đương và bố trí đều theo chu vi cột.

+ Thứ ba, dùng phương pháp biểu đồ tương tác.

Trong 3 phương pháp trên thì 2 phương pháp đầu là phương pháp tính gần đúng. Còn phương pháp thứ 3 là phương pháp phản ánh đúng thực tế khả năng chịu lực của cấu kiện. Trong đồ án, sinh viên chọn phương án 2 để tính toán cốt thép dọc trong cột.

Nội lực cột nén lệch tâm xiên

Các thành phần nội lực cần kiểm tra của cột nén lệch tâm xiên gồm:

Lực dọc N (kéo hoặc nén); Lực cắt Q_x , Q_y ; Momen M_x , M_y .

Cột được đặt thép đối xứng nên không cần quan tâm đến dấu của mô men cũng như lực cắt. Cốt thép dọc của cột được bố trí suốt chiều dài do đó không cần quan tâm nhiều đến vị trí lấy nội lực. Để tính toán thép cho cột cần phải tìm các bộ ba nội lực nguy hiểm sau:

Có N lớn nhất và M_x , M_y tương ứng; (1)

Có M_x lớn nhất và N, M_y tương ứng; (2)

Có M_y lớn nhất và N, M_x tương ứng; (3)

Có M_x và M_y đều lớn; (4)

Có độ lệch tâm $e_{ix} = \frac{M_x}{N}$ hoặc $e_{iy} = \frac{M_y}{N}$ lớn. (5)

Trong 5 trường hợp trên thì 3 trường hợp đầu có thể dễ dàng tìm được, trường hợp (4), (5) là khó xác định được. Do đó để đơn giản có thể tính toán cho 3 trường hợp đầu.

Lực cắt thường không có vai trò quyết định đối với cột, nên bộ nội lực có lực cắt lớn nhất được dùng để kiểm tra lại khả năng chịu cắt.

5.6.1.3. Tính toán cốt thép dọc cột nén lệch tâm xiên

Cốt thép dọc cột nén lệch tâm xiên được tính toán theo phương pháp gần đúng được nêu trong mục 5.6 “*Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép*” – GS Nguyễn Đình Cống. Phương pháp gần đúng dựa trên việc biến đổi trường hợp nén lệch tâm xiên thành nén lệch tâm phẳng tương đương để tính cốt thép.

Xét tiết diện có cạnh C_x, C_y . Điều kiện để áp dụng phương pháp gần đúng $0.5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$

cốt thép được đặt theo chu vi, phân bố đều hoặc mật độ cốt thép trên cạnh b có thể lớn hơn (cạnh b là cạnh vuông góc với cạnh uốn).

Quy trình tính toán như sau:

- Kiểm tra điều kiện tính toán gần đúng cột lệch tâm xiên $0.5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$

C_x, C_y lần lượt là cạnh của tiết diện cột.

- Tính toán độ ảnh hưởng của uốn dọc theo 2 phương.

Chiều dài tính toán cột: $l_{ox} = \psi_x l$; $l_{oy} = \psi_y l$, đối với nhà cao tầng hệ số phụ thuộc vào

sơ đồ biến dạng lấy $\psi_x = \psi_y = 0.7$ (5-19)

$$\text{Độ lệch tâm ngẫu nhiên: } e_{ax} = \max\left(\frac{l_{ox}}{600}; \frac{C_x}{30}\right); e_{ay} = \max\left(\frac{l_{oy}}{600}; \frac{C_y}{30}\right) \quad (5-20)$$

$$\text{Độ mảnh theo 2 phương: } \lambda_x = \frac{l_{ox}}{0.288C_x}; \lambda_y = \frac{l_{oy}}{0.288C_y} \quad (5-21)$$

Tính hệ số ảnh hưởng của uốn dọc:

Theo phương X:

+ Nếu $\lambda_x < 28 \rightarrow \eta_x = 1$ (bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc).

$$+ \text{ Nếu } \lambda_x > 28 \rightarrow \eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crx}}} \quad (\text{kể đến ảnh hưởng của uốn dọc}). \quad (5-22)$$

Trong đó:

N_{cr} là lực dọc tới hạn

Công thức tính N_{cr} theo TCVN kể đến nhiều nhân tố ảnh hưởng nhưng việc tính toán khá phức tạp. Trong đề án, sinh viên tính toán giá trị N_{cr} theo công thức thực nghiệm do GS Nguyễn Đình Cống đề xuất:

$$N_{cr}^x = \frac{2.5\theta_x E_b I_x}{l_{ox}^2} \quad (5-23)$$

Trong đó: θ – hệ số xét đến độ lệch tâm

$$\theta = \frac{0.2e_{0x} + 1.05C_x}{1.5e_{0x} + C_x}; I_x = \frac{C_x^3 C_y}{12} \quad (5-24)$$

Momen gia tăng do ảnh hưởng của uốn dọc: $M_x^* = \eta_x \cdot M_x$ (5-25)

Theo phương Y: tương tự phương X

- Quy đổi bài toán lệch tâm xiên sang bài toán lệch tâm phẳng tương đương theo phương X hoặc phương Y

Bảng 5.23: Xác định mô hình tính toán theo phương C_x hoặc C_y :

Mô hình	Theo phương C_x	Theo phương C_y
Điều kiện	$\frac{M_x^*}{C_x} \geq \frac{M_y^*}{C_y}$	$\frac{M_x^*}{C_x} < \frac{M_y^*}{C_y}$
Kí hiệu	$h = C_x; b = C_y$ $M_1 = M_x^*; M_2 = M_y^*$ $e_a = e_{ax} + 0.2e_{ay}$	$h = C_y; b = C_x$ $M_1 = M_y^*; M_2 = M_x^*$ $e_a = e_{ay} + 0.2e_{ax}$

- Tính toán diện tích thép

Tính toán tương tự bài toán lệch tâm phẳng đặt thép đối xứng

- Xác định độ lệch tâm từ phân tích tĩnh học kết cấu e_1

$$\text{Tính: } a = a_{bv} + \phi/2 = 20 + \phi/2$$

$$\text{Tính: } h_0 = h - a; Z_a = h_0 - 2a$$

- Xác định sơ bộ chiều cao vùng nén x_1 theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng:

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} \quad (5-26)$$

- Xác định hệ số chuyển đổi m_0 :

$$\text{Khi } x_1 \leq h_0 : m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0} \quad (5-27)$$

$$\text{Khi } x_1 > h_0 : m_0 = 0.4$$

Xác định momen tương đương (đổi nén lệch tâm xiên ra nén lệch tâm phẳng):

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} \quad (5-28)$$

Xác định độ lệch tâm ngẫu nhiên tương đương: $e_1 = \frac{M}{N}$ (5-29)

Xác định độ lệch tâm e_0 , độ lệch tâm tính toán e

$$+ \text{ Với kết cấu siêu tĩnh: } e_0 = \max(e_a, e_1) \quad (5-30)$$

+ Độ lệch tâm tính toán: $e = e_0 + \frac{h}{2} - a$ (5-31)

- Tính toán cốt thép cột theo các trường hợp

Trường hợp 1: $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} \leq 0.3 \rightarrow$ Nén lệch tâm rất bé, tính toán gần như nén đúng tâm

Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm: $\gamma_e = \frac{1}{(0.5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)}$ (5-32)

Hệ số uốn dọc phụ thêm khi xét nén đúng tâm: $\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0.3}$ (5-33)

Khi : $\lambda \leq 14$: $\varphi = 1$

Khi : $14 < \lambda \leq 104$: $\varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda$ (5-34)

Với $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc:

$$A_{st} \geq \frac{\frac{\gamma_e N}{\varphi_e} - R_b b h}{R_{sc} - R_b} \quad (5-35)$$

Trường hợp 2: $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0.3$ và $x_1 > \xi_R h_0 \rightarrow$ nén lệch tâm bé

Xác định lại chiều cao vùng nén x theo công thức sau: $x = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_0^2} \right) h_0$ (5-36)

Với: $\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h}$

Diện tích toàn bộ cốt thép dọc:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - x/2)}{k R_{sc} Z_a} \quad (5-37)$$

Hệ số k xét đến việc tính toán cốt thép toàn bộ. Lấy $k = 0.4$

Trường hợp 3: $\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} > 0.3$ và $x_1 \leq \xi_R h_0 \rightarrow$ nén lệch tâm lớn.

$$A_{st} = \frac{N(e + x_1/2 - h_0)}{k R_{sc} Z_a}; k = 0.4 \quad (5-38)$$

- Kiểm tra hàm lượng thép

$$\mu_{\min} = 0.4\% \leq \mu_t = \frac{A_{st}}{A_b} \leq \mu_{\max} = 3\% .$$

- Bố trí cốt thép

Cốt thép được đặt theo chu vi trong đó cốt thép đặt theo cạnh b có mật độ lớn hơn hoặc bằng mật độ theo cạnh h.

5.7.2. Tính thép dọc cột khung trục 2, trục B

Tính thép dọc cột C22, tầng trệt khung trục 2:

Số liệu tính toán:

$$N_{\max} = -10662.4 \text{ kN}; M_x^{\text{tu}} = 13.91 \text{ kNm}; M_y^{\text{tu}} = -5.746 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{tu}} = -8980.4 \text{ kN}; M_x^{\text{tu}} = 60.21 \text{ kNm}; M_y^{\text{max}} = -123.7 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{tu}} = -8977.36 \text{ kN}; M_x^{\text{max}} = 168.8 \text{ kNm}; M_y^{\text{tu}} = 37.89 \text{ kNm}$$

Tính toán với cặp nội lực 1:

$$N_{\max} = -10662.4 \text{ kN}; M_x^{\text{tu}} = 13.91 \text{ kNm}; M_y^{\text{tu}} = -5.746 \text{ kNm}$$

Kiểm tra điều kiện tính toán gần đúng cột lệch tâm xiên $0.5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$

$$\Rightarrow 0.5 \leq \frac{900}{900} = 1 \leq 2$$

Tính toán độ ảnh hưởng của uốn dọc theo 2 phương

$$\text{Chiều dài tính toán: } l_{\text{ox}} = l_{\text{oy}} = \psi_x l = 0.7 \times 2400 = 1680 (\text{mm})$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_{\text{ax}} = \max\left(\frac{1680}{600}; \frac{900}{30}\right) = 30 (\text{mm}); e_{\text{ay}} = \max\left(\frac{1680}{600}; \frac{900}{30}\right) = 30 (\text{mm})$$

$$\text{Độ mảnh theo 2 phương: } \lambda_x = \frac{1680}{0.288 \times 900} = 6.48; \lambda_y = \frac{1680}{0.288 \times 900} = 6.48$$

Tính hệ số ảnh hưởng của uốn dọc:

$$\text{Theo phương X: } \lambda_x = 6.48 < 28 \rightarrow \eta_x = 1 \text{ (bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc)}$$

$$\Rightarrow M_x^* = \eta_x \cdot M_x \cdot e_{\text{ax}} = 1 \times 10662.4 \times 30 / 1000 = 319.8 (\text{kNm})$$

$$\text{Theo phương Y: } \lambda_y = 6.48 < 28 \rightarrow \eta_y = 1 \text{ (bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc)}$$

$$\Rightarrow M_y^* = \eta_y \cdot M_y \cdot e_{\text{ay}} = 1 \times 10662.4 \times 30 / 1000 = 319.8 (\text{kNm})$$

Quy đổi bài toán lệch tâm xiên sang lệch tâm phẳng tương đương theo phương X hoặc phương Y

$$\frac{M_x^*}{C_x} = \frac{319.8}{0.9} = 355.3 = \frac{M_y^*}{C_y} = \frac{319.8}{0.9} = 355.3$$

$$\Rightarrow h = 900 (\text{mm}); b = 900 (\text{mm})$$

$$M_1 = 13.91 (\text{kNm}); M_2 = -5.74 (\text{kNm})$$

$$e_a = 30 + 0.2 \times 30 = 36 (\text{mm})$$

Tính toán diện tích thép

$$\text{Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{10662.4 \times 10^3}{0.85 \times 17 \times 900} = 819.8 (\text{mm})$$

$$x_1 = 819.8 (\text{mm}), h_0 = 865 (\text{mm}) \rightarrow m_0 = 0.43$$

Tính momen tương đương:

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 319.8 + 0.43 \times 319.8 \times \frac{900}{900} = 457.31 (\text{kNm})$$

$$\text{Độ lệch tâm tính toán: } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{457.31 \times 10^3}{10662.4} \approx 43 (\text{mm})$$

$$e_0 = \max(e_1; e_a) = \max(43; 36) = 43 (\text{mm})$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 43 + \frac{900}{2} - 35 = 458 (\text{mm})$$

Tính toán cốt thép cột theo các trường hợp:

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{43}{865} = 0.049 < 0.3 \rightarrow \text{Nén lệch tâm rất bé, tính toán gần như nén đúng tâm.}$$

$$\text{Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm } \gamma_e = \frac{1}{(0.5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)} = 1.083$$

$$\text{Hệ số uốn dọc phụ khi xét thêm nén đúng tâm: } \varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0.3} = 1$$

$$\text{Khi } \lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) = 6.48 < 14 \rightarrow \varphi = 1$$

Diện tích toàn bộ cốt thép tính như sau:

$$A_{st} = \frac{\gamma_e N}{R_{sc} - R_b} = \frac{1.083 \times 10662.4 \times 10^3}{365 - 17} - 1 \times 17 \times 900 \times 900 = 6386.84 (\text{mm}^2) = 63.86 (\text{cm}^2)$$

Kiểm tra hàm lượng thép

$$\text{Kiểm tra: } \mu_{\min} = 0.4\% < \mu_{tt} = \frac{6386.8}{900 \times 800} \times 100 = 0.78\% < \mu_{\max} = 3\%$$

Bố trí cốt thép:

Cốt thép dọc cột chịu nén lệch tâm xiên được đặt theo chu vi, trong đó cốt thép đặt theo cạnh $b = 900\text{mm}$

→ Chọn $8\phi 25$ ($A_s = 3927\text{mm}^2 = 39.27\text{cm}^2$) rải đều theo chu vi.

$$\mu_{\min} = 0.4\% < \mu_{ch} = \frac{3927}{900 \times 900} \times 100 = 0.48\% < \mu_{\max} = 3\%$$

5.7.3. Tính toán thép cho cột cho khung trục 3 và B

Dựa vào tỉ lệ % chênh lệch nội lực thu được từ bảng so sánh để dàng thu được kết quả như sau:

+ Lực nén P và Momen M_x trong cột khung trục 2 có chênh lệch nhưng tương đối nhỏ. Momen M_y có sự chênh lệch lớn. Để bố trí thép 1 cách đối xứng còn phải phụ thuộc vào kết quả tính thép trong cột.

+ Lực nén P và Momen M_y trong cột khung trục C có chênh lệch nhưng tương đối nhỏ. Momen M_x có sự chênh lệch lớn. Để bố trí thép 1 cách đối xứng còn phải phụ thuộc vào kết quả tính thép trong cột.

Bảng 5.24: Cốt thép dọc cột C13

Tầng	Cột	P (kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L (m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C13	162.51	-125.35	-131.34	3.5	400	400	45.80	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong X
TANG15	C13	458.65	-121.59	-120.63	3.5	400	400	31.75	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong Y
TANG14	C13	757.28	-124.61	-120.44	3.5	400	400	24.34	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong Y
TANG13	C13	1058.69	-97.37	-97.06	3.5	400	400	10.47	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong Y
TANG12	C13	1374.70	-157.25	-167.49	3.5	500	500	11.67	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG11	C13	1694.37	-149.14	-154.83	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG10	C13	2019.13	-113.92	-126.17	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG9	C13	2364.26	-157.90	-178.61	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG8	C13	2712.94	-146.16	-161.11	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG7	C13	3065.12	-145.41	-154.51	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG6	C13	3539.36	-157.91	-85.94	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG5	C13	3914.31	-165.39	-77.33	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG4	C13	4297.08	-135.91	-54.24	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG3	C13	4701.36	-176.07	-61.85	3.5	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG2	C13	5109.44	-174.31	-54.40	3.5	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG1	C13	5527.46	-170.31	-38.52	4	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANGTRET	C13	5929.53	-57.32	30.42	3	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y

Bảng 5.25: Cột thép dọc cột C22

Tầng	Cột	P (kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L (m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C22	348.97	-72.20	-60.06	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG15	C22	863.95	76.14	43.37	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG14	C22	1443.62	100.74	21.01	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG13	C22	2194.09	57.63	0.36	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG12	C22	2778.97	80.58	-3.97	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG11	C22	3416.83	58.39	-4.95	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG10	C22	4016.05	47.39	-4.26	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C22	4624.18	59.42	-6.58	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C22	5234.02	57.59	-3.54	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C22	5853.74	49.81	-0.58	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C22	6495.14	60.24	0.23	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C22	7140.60	55.94	1.44	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C22	7791.78	44.84	0.37	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C22	8458.83	47.89	-1.16	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG2	C22	9128.26	45.75	4.50	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C22	9816.22	28.63	-3.90	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C22	10662.22	13.91	-5.47	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.26: Cột thép dọc cột C31

Tầng	Cột	P (kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L (m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C31	287.52	101.05	117.73	3.5	500	500	23.48	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG15	C31	653.81	88.18	98.12	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG14	C31	1038.91	91.13	103.15	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG13	C31	1700.13	73.10	76.55	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG12	C31	2172.12	107.75	103.78	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG11	C31	2707.62	124.47	41.91	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG10	C31	3188.88	105.57	29.74	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C31	3681.36	141.67	32.58	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C31	4276.88	107.44	-35.93	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C31	4790.26	90.20	-34.56	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C31	5321.31	111.06	-46.48	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C31	5853.52	107.00	-47.56	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C31	6385.43	90.89	-50.81	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C31	6931.53	107.70	-63.88	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG2	C31	7475.74	97.62	-58.08	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C31	8027.98	116.02	-62.77	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C31	8655.45	53.22	-5.79	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.27: Cột thép dọc cột C30

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C30	307.74	-111.43	87.20	3.5	500	500	19.67	LTL	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG15	C30	666.03	-94.26	66.53	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG14	C30	1076.11	-96.51	71.32	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG13	C30	1752.72	-86.91	55.15	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG12	C30	2121.01	-178.46	-9.95	3.5	600	600	14.40	LTB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG11	C30	2797.80	-144.30	13.03	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG10	C30	3299.10	-121.59	5.99	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C30	3810.47	-163.78	1.50	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C30	4321.36	-160.69	-0.86	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C30	4955.55	-106.32	-56.30	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C30	5506.93	-131.17	-72.52	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C30	6060.17	-127.16	-71.78	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C30	6615.49	-106.36	-70.84	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C30	7186.52	-125.65	-84.70	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG2	C30	7757.53	-124.84	-86.12	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C30	8344.98	-119.60	2.52	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C30	8944.15	-36.33	2.43	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.28 Cốt thép dọc cột C26

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C26	326.19	37.56	66.84	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG15	C26	905.24	-40.58	-67.09	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG14	C26	1524.66	-42.46	-67.51	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG13	C26	2286.56	-10.10	-47.49	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG12	C26	2902.97	-10.33	-76.20	3.5	600	600	14.40	LTB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG11	C26	3533.64	-18.60	-22.17	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG10	C26	4159.46	-14.93	-18.92	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG9	C26	4794.49	-18.84	-26.09	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG8	C26	5431.71	-20.82	-22.77	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG7	C26	6080.11	-19.61	-17.00	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C26	6751.23	-25.12	-20.22	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C26	7427.34	-24.92	-18.61	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C26	8110.37	-18.84	-17.25	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C26	8810.27	-20.75	-21.26	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong X
TANG2	C26	9513.45	-24.63	-19.53	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C26	10236.50	-19.14	-9.41	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C26	11078.78	0.20	-4.74	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong X

Bảng 5.29 Cốt thép dọc cột C2

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C2	165.99	140.43	-135.76	3.5	400	400	49.60	LTL	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG15	C2	469.43	134.53	-124.91	3.5	400	400	34.86	LTL	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG14	C2	774.89	137.37	-124.64	3.5	400	400	27.30	LTL	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG13	C2	1082.69	107.49	-100.42	3.5	400	400	12.84	LTRB	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG12	C2	1406.14	173.77	-173.13	3.5	500	500	14.13	LTB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG11	C2	1733.78	163.70	-159.91	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG10	C2	2063.85	129.94	-127.33	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG9	C2	2409.51	178.92	-180.27	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong X
TANG8	C2	2757.34	163.60	-162.67	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG7	C2	3106.87	160.61	-155.83	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG6	C2	3607.73	167.73	-90.99	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG5	C2	3987.07	173.82	-82.13	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG4	C2	4373.50	142.24	-58.06	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG3	C2	4780.84	182.78	-66.34	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong X
TANG2	C2	5191.56	176.88	-58.30	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong Y
TANG1	C2	5611.96	174.17	-40.82	4	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong Y
TANGTRET	C2	6007.24	64.11	29.56	3	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong Y

Bảng 5.30 Cốt thép dọc cột C10

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C10	189.52	67.39	-114.43	3.5	400	400	29.76	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG15	C10	462.93	59.47	-105.61	3.5	400	400	17.27	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG14	C10	734.79	61.71	-109.90	3.5	400	400	12.13	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG13	C10	1004.46	47.47	-85.93	3.5	400	400	6.40	LTRB	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG12	C10	1289.37	75.04	-137.63	3.5	500	500	10.00	LTB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG11	C10	1578.51	71.19	-131.24	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG10	C10	1864.13	56.50	-105.10	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG9	C10	2162.36	77.50	-144.29	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG8	C10	2461.46	71.63	-133.33	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG7	C10	2757.60	71.47	-132.37	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG6	C10	3051.19	69.21	-129.51	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG5	C10	3343.46	70.62	-133.47	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG4	C10	3633.33	55.71	-110.25	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG3	C10	3934.56	73.37	-136.46	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG2	C10	4234.57	54.88	-149.32	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG1	C10	4536.60	113.89	-65.42	4	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANGTRET	C10	5152.58	58.27	-43.06	3	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y

Bảng 5.31 Cốt thép dọc cột C33

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C33	320.51	103.32	-125.95	3.5	500	500	23.95	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG15	C33	651.31	80.74	-102.50	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG14	C33	1036.21	82.10	-107.79	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG13	C33	1682.73	76.12	-87.65	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG12	C33	2151.22	112.22	-119.75	3.5	600	600	14.40	LTB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG11	C33	2622.22	106.18	-113.91	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG10	C33	3160.80	108.38	-43.01	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C33	3650.20	145.30	-49.14	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C33	4242.94	110.73	20.42	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C33	4753.26	93.12	21.50	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C33	5281.17	114.90	31.25	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C33	5810.27	110.81	34.11	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C33	6339.26	94.56	38.80	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C33	6882.61	112.18	50.73	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG2	C33	7424.42	102.30	46.53	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C33	7974.81	121.50	54.03	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C33	8605.40	54.70	-2.16	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.32 Cốt thép dọc cột C19

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C19	189.08	56.92	110.09	3.5	400	400	26.82	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG15	C19	358.58	58.21	95.73	3.5	400	400	18.14	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG14	C19	590.12	66.15	99.79	3.5	400	400	13.89	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG13	C19	819.71	51.07	78.12	3.5	400	400	6.40	LTRB	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG12	C19	1058.39	82.37	125.37	3.5	500	500	10.00	LTB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG11	C19	1297.13	78.65	119.48	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG10	C19	1818.30	58.51	100.43	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG9	C19	2114.66	80.32	137.88	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG8	C19	2411.86	74.25	127.53	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG7	C19	2706.25	74.09	126.69	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG6	C19	2998.19	71.73	124.22	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG5	C19	3288.92	73.12	128.47	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG4	C19	3577.46	57.91	105.97	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG3	C19	3877.61	76.22	131.26	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG2	C19	4176.78	57.40	145.00	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG1	C19	4478.28	117.61	61.40	4	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANGTRET	C19	5093.07	60.09	39.68	3	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y

5.7.4. Cốt thép đai

Cơ sở lý thuyết tính toán

Trong thực hành tính toán, thường thép đai cột tính toán theo lực cắt trong cột là rất bé so với yêu cầu bố trí đai theo cấu tạo. Nên thường không tính toán thép đai mà chỉ bố trí đai theo tương quan giữa đường kính thép dọc, hàm lượng thép, kích thước cột... và một số yêu cầu kháng chấn khi có thiết kế động đất.

Cốt đai trong cấu kiện nén lệch tâm trình tự tính toán giống như đối với dầm, cần thêm vào thành phần φ_n ở các công thức tính khoảng cách đai:

$$s_{tt} = R_{sw} \cdot n \cdot \pi \cdot d_{sw}^2 \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_n) \gamma_b \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q^2} \quad (4-10)$$

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \gamma_b \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} \quad (4-11)$$

Trong đó, φ_n - hệ số xét ảnh hưởng của lực nén dọc N

$$\varphi_n = 0.1 \frac{N}{\gamma_b \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0} \leq 0.5 \quad (5-39)$$

Một số yêu cầu về cấu tạo, bố trí cốt đai:

Theo TCXD 198:1999 Nhà cao tầng – Thiết kế cấu tạo bê tông cốt thép toàn khối

Đường kính cốt thép đai: $d_d \geq \left\{ 8\text{mm}, \frac{1}{4} d_{max} \right\}$ cốt đai cột phải bố trí liên tục qua nút khung

với mật độ như vùng nút.

Trong phạm vi vùng nút khung từ điểm cách mép dưới của dầm một khoảng l_1 :

$$l_1 \geq \left\{ h_c, \frac{l_{cl}}{6}, 450\text{mm} \right\} \text{ phải bố trí dày hơn.}$$

Khoảng cách cốt đai trong vùng này: $s \leq \{ 6d_{min}, 100\text{mm} \}$

Tại các vùng còn lại: $s \leq \{ b_c, 12d_{min} \}$ b

⇒ Bố trí: $\phi 8a100$ cho suốt chiều dài cột.

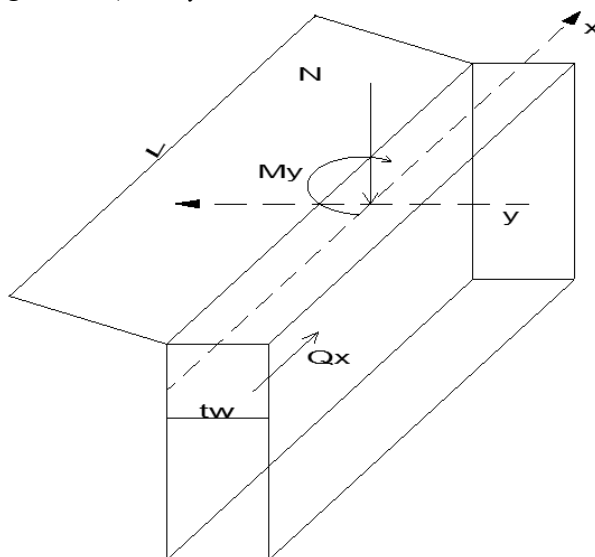
5.8. TÍNH VÁCH KHUNG TRỤC C

5.8.1. Lý thuyết tính toán

Vách là kết cấu chịu lực quan trọng trong nhà nhiều tầng, nó kết hợp với hệ khung hoặc kết hợp với nhau tạo nên hệ kết cấu chịu lực cho nhà nhiều tầng. Trong đồ án này sinh viên sử dụng phương pháp: “vùng biên chịu moment” để tính toán.

Thông thường, vách cứng chịu tổ hợp nội lực như sau: (N, M_x, M_y, Q_x, Q_y). Do vách cứng chỉ chịu tải trọng ngang tác động song song với mặt phẳng của nó nên bỏ qua khả năng chịu

moment ngoài mặt phẳng M_x và lực cắt theo phương vuông góc theo mặt phẳng Q_y chỉ cần xét đến tổ hợp nội lực gồm có (N, M_y, Q_x).



Hình 5.8.1: Nội lực trong vách

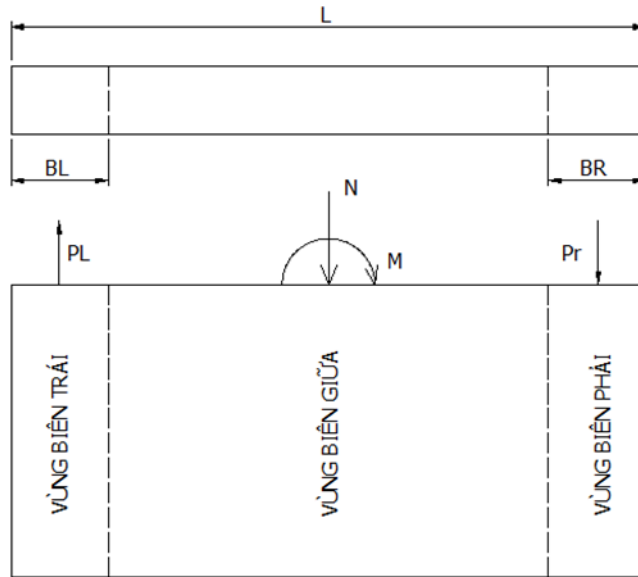
Mô hình phương pháp này cho rằng cốt thép đặt trong vùng biên hai đầu tường được thiết kế để chịu toàn bộ moment. Lực dọc trục được giả thiết là phân bố đều trên toàn bộ chiều dài vách. Do đó cốt thép chịu lực sẽ được bố trí tập trung ở hai bên vùng biên của vách. Còn ở vùng giữa vách sẽ được bố trí theo cấu tạo (nếu như bê tông vùng giữa vách đã đủ khả năng chịu lực nén).

Cốt thép ở hai bên vùng biên của vách được tính toán như cấu kiện chịu kéo hoặc nén đúng tâm với các giả thiết sau:

- Ứng lực kéo chỉ do cốt thép chịu.
- Ứng lực nén sẽ do cả phần bê tông và cốt thép chịu.

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc và ngang không được lớn hơn trị số nhỏ nhất

trong hai trị số sau:
$$\begin{cases} s \leq 1.5b = 1.5 \times 30 = 45(\text{cm}) \\ s \leq 30(\text{cm}) \end{cases}$$



Sơ đồ tính vách cứng

5.8.2. Tính toán cốt thép vách P1

Tính toán cốt thép cho vách P9 tầng 5, kích thước BxL = 300x8000 mm

Nội lực: P = -5151.23 kN, My = 48.72 kN.m, Mx = 1178.53 kN.m

Giải:

Giả sử vùng biên: $L_l = L_r = 0.2 \times 8000 = 1600$ mm

Chiều dài vùng giữa: $L_m = L - 2L_r = 8000 - 2 \times 1600 = 4800$ mm

Diện tích vách: $A = L \times B = 8000 \times 300 = 2400000$ mm²

Diện tích vùng biên: $A_b = L_r \times B = 1600 \times 300 = 480000$ mm²

Diện tích vùng giữa: $A_m = L_m \times B = 4800 \times 300 = 1440000$ mm²

Các thông số:

$$P_{\text{left}} = \frac{P}{A} \times A_b - \frac{M}{(L - L_r)} = \frac{5151.23}{24 \times 10^5} \times 48 \times 10^4 + \frac{1178.53 \times 10^3}{(8000 - 1600)} = 1214.39 \text{ kN}$$

$$P_{\text{right}} = \frac{P}{A} \times A_b + \frac{M}{(L - L_r)} = \frac{5151.23}{24 \times 10^5} \times 48 \times 10^4 - \frac{1178.53 \times 10^3}{(8000 - 1400)} = 846.1 \text{ kN}$$

$$P_{\text{mid}} = \frac{P}{A} \times A_m = \frac{5151.23}{24 \times 10^5} \times 144 \times 10^4 = 3090.73 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_{\text{nen}} = \max(P_{\text{left}}, P_{\text{right}}) = 1214.39 \text{ kN} ; P_{\text{keo}} = 0$$

$$\text{Chiều dài tính toán: } L_0 = \mu H = 0.7 \times 4000 = 2800 \text{ (mm)}$$

$$\text{Độ mảnh tính toán: } \lambda = \frac{L_0}{0.288 \times B} = \frac{2800}{0.288 \times 300} = 32.4 > 28$$

$$\Rightarrow \varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda = 1.028 - 0.0000288 \times 32.4^2 - 0.0016 \times 32.4 = 0.945$$

Diện tích cốt thép chịu nén:

$$A_{\text{nen}} = \frac{\frac{P_{\text{nen}}}{\varphi} - R_b A_b}{R_{\text{sc}} - R_b} = \frac{\frac{1214.39}{0.945} - 17000 \times 0.3 \times 1.6}{365000 - 17000} = -0.01975 \text{m}^2 = -197.5 \text{cm}^2$$

Diện tích cốt thép chịu nén: bố trí cấu tạo => Chọn $\phi 14a200$ (14 $\phi 14$)

Diện tích cốt thép vùng giữa:

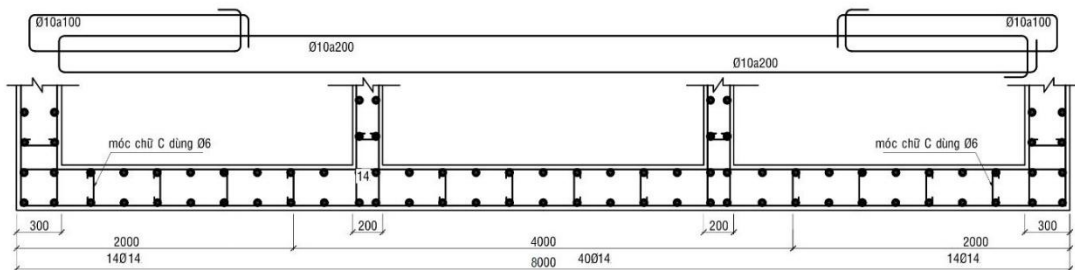
$$A_m = \frac{\frac{P_m}{\varphi} - R_b A_m}{R_{\text{sc}} - R_b} = \frac{\frac{3090.73}{0.945} - 17000 \times 4.8 \times 0.3}{365000 - 17000} = -0.0609 \text{m}^2 = -609 \text{cm}^2$$

=> Bố trí cấu tạo. Chọn $\phi 14a200$ (40 $\phi 14$)

Đường kính cốt ngang: chọn $\phi = 10$ mm.

Bố trí đều hết cốt đai với khoảng $s = 200$ mm vùng giữa vách.

Bố trí đều hết cốt đai với khoảng $s = 100$ mm vùng biên vách.



Hình 5.8.3: Chi tiết cốt thép vách P1

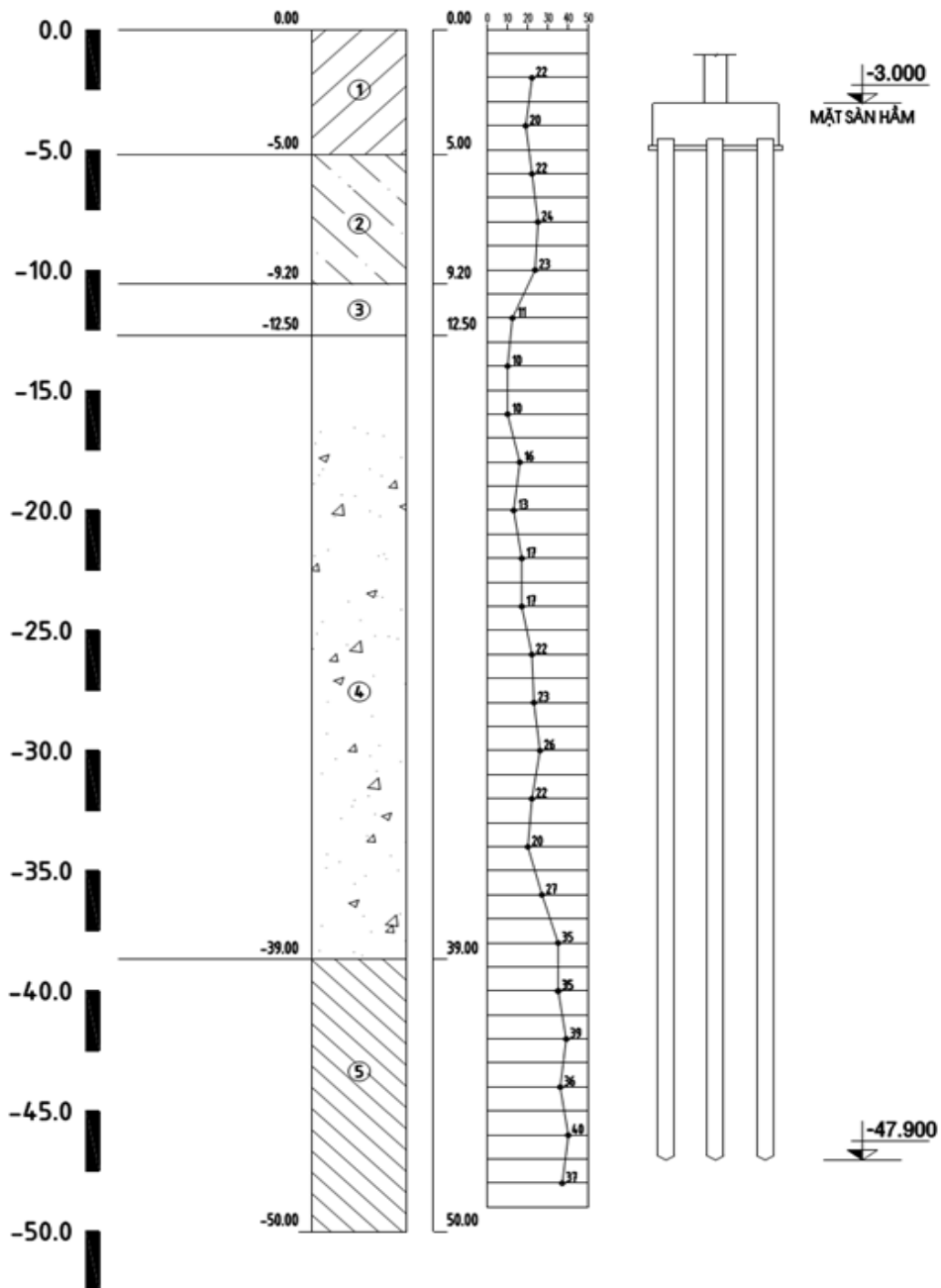
Bảng 5.33 : Cốt thép vách P1

Story	Pier	P (kN)	M ₂ (kN.m)	M ₃ (kN.m)	L _p (cm)	As_biên (cm ²)	As_mid (cm ²)	Chọn thép biên	Asc_biên (cm ²)	μ _{biên} %	Chọn thép giữa	Asc_mid (cm ²)	μ _{mid} %	Ghi chú
MAI	P1	55.8264	-6.1947	-32.0273	800	0.44	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Keo
T.THUONG	P1	-62.3651	25.433	-194.18	800	0.49	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG15	P1	-419.7745	24.9094	-162.9614	800	-46.83	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG14	P1	-787.5257	24.1381	-189.9567	800	-43.17	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG13	P1	-1104.879	21.1323	-250.9852	800	-40.33	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG12	P1	-1408.1628	20.0768	-325.7595	800	-37.75	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG11	P1	-1728.3646	16.4182	-394.1711	800	-34.94	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG10	P1	-2034.8982	13.4375	-454.6476	800	-32.20	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG9	P1	-2325.5965	12.095	-514.3207	800	-29.63	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG8	P1	-2609.209	7.7731	-564.845	800	-27.05	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG7	P1	-2861.154	3.9626	-610.8328	800	-24.77	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG6	P1	-3072.3946	1.0688	-661.9856	800	-22.97	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG5	P1	-3243.9652	-2.3627	-718.4116	800	-21.62	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG4	P1	-3372.2895	-3.8575	-786.931	800	-20.84	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG3	P1	-3539.8313	-1.5235	-875.8952	800	-19.80	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG2	P1	-3999.1314	2.3125	-993.1587	800	-15.92	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG1	P1	-5301.875	11.8911	-1223.6081	800	10.80	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
T.TRET	P1	-5151.2325	48.7231	-1178.5339	800	-13.31	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ KẾT CẤU NỀN MÓNG

6.1. Số liệu địa chất công trình:

-Thống kê kết quả khảo sát địa chất, từ cao trình tự nhiên đến chiều sâu hố khoan 39m



Bảng 6.1 Chỉ tiêu cơ lí các lớp đất

Lớp đất	Bề dày h_i (m)	Dung trọng tự nhiên γ_{tn} (kN/m ³)	Độ ẩm W (%)	Góc ma sát trong φ°	Lực dính c (kN/m ²)	Độ sệt I_L	E (Kn/m ²)
1	5.0	20.1	22.07	10°29'	21.9	0.45	5567.7
2	4.2	19.2	22.65	14°28'	32.8	0.34	6139
3	3.3	20	24.29	14°15'	30.9	0.29	12318
4	26.5	19.5	21.96	14°02'	20	0.37	4802.2
5	10	20.8	19.68	15°10'	41.9	0	12092.2

- Lớp 1: Sét lẫn sỏi sạn laterite, màu nâu đỏ - xám trắng, trạng thái nửa cứng.
- Lớp 2: Sét, màu xám trắng – nâu hồng, trạng thái nửa cứng.
- Lớp 3: Sét pha nặng, màu xám vàng, trạng thái dẻo cứng
- Lớp 4: Cát pha, đôi chỗ lẫn sỏi sạn TA, màu xám vàng – xám tro – xám hồng, trạng thái dẻo.
- Lớp 5: Sét, màu nâu vàng – xám xanh, trạng thái cứng – nửa cứng

6.1 Số liệu công trình**6.1.1 Kích thước cọc**

- Sơ bộ chọn cọc đặc có $D = 0.8m$.
- Sơ bộ chiều cao đài cọc: $h_{đài} = 2m$.
- Chọn đầu cọc đập vỡ 0.9m và 0.2m cọc ngàm vào đài.
- Chọn chiều dài cọc: $L_{cọc} = 44(m)$.
- Chiều dài của cọc nằm trong đất là:
 $L = L_{cọc} - (0.9 + 0.2) = 44 - (0.9 + 0.2) = 42.9(m)$
- Cao độ đặt đài móng tính từ mặt đất tự nhiên (0m) là -5m.
- Cao độ mũi cọc tính từ mặt đất tự nhiên: $42.9 + 5.0 = 47.9(m)$.
- $A_{cọc}$: Diện tích tiết diện ngang cọc (m²)
- A_b : Diện tích tiết diện ngang của bê tông trong cọc (m²)
- A_s : Diện tích tiết diện ngang cốt thép (m²)
- $A_{cọc} = 0.502$ (m²) (Cọc có đường kính $d = 0.8m$)
- $A_s = 40.72$ (cm²) (16 ϕ 18) (Hàm lượng cốt thép không nên nhỏ hơn 0.2% ÷ 0.4%).
- $A_b = 0.502 - 40.72 \times 10^{-4} = 0.497$ (m²)
- R_s : Cường độ tính toán cốt thép

6.1.2 Sức chịu tải của cọc khoan nhồi**6.1.2.1 Theo vật liệu làm cọc**

$$R_{vl} = \gamma_{cb} \gamma'_{cb} R_b A_b + R_{sc} A_{st}$$

Trong đó:

- + $\gamma_{cb} = 0.85$: Hệ số điều kiện làm việc (mục 7.1.9 TCVN 10304 – 2014)
- + $\gamma'_{cb} = 0.7$: Hệ số kể đến việc thi công cọc (mục 7.1.9 TCVN 10304 – 2014)

- **Sức chịu tải cọc theo vật liệu:**

$$R_{vl} = \gamma_{cb} \gamma'_{cb} R_b A_b + R_{sc} A_{st}$$

$$= 0.85 \times 0.7 \times 17000 \times 0.497 + 365000 \times 0.004 = 6529.27(\text{kN})$$

6.1.2.2 Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý đất nền (Mục 7.2.3 TCVN 10304 – 2014)

- Sức chịu tải trọng nén $R_{c,u}$ của cọc treo hạ bằng phương pháp ép được xác định bằng tổng sức kháng của đất dưới mũi cọc và trên thân cọc:

$$R_{c,u} = \gamma_c \left(\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{cf} f_i l_i \right) \quad (\text{Công thức 12 TCVN 10304 – 2014/27})$$

Trong đó:

- + γ_c : hệ số điều kiện làm việc của cọc (khi cọc tựa trên nền đất dính độ bão hòa $S_r < 0.9$ và trên đất hoàng thổ $\gamma_c = 0.8$, các trường hợp khác $\gamma_c = 1$).
- + γ_{cf} : hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ và điều kiện đổ bê tông (tra bảng 5 trang 29 TCVN 10304-2014).
- + γ_{cq} : hệ số điều kiện làm việc đất dưới mũi cọc. Bê tông đổ dưới nước $\gamma_{cq} = 0.9$, đối với trụ đường dây tải điện trên không lấy theo điều 14, trường hợp khác $\gamma_{cq} = 1$.
- + u : Chu vi tiết diện ngang thân cọc, $u = 2.513(\text{m})$.
- + A_b : Diện tích cọc tựa lên đất, $A_b = 0.5 \text{ m}^2$.
- + l_i : Chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ “i”
- + f_i : Cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ “i”
- + q_b : cường độ sức kháng của đất mũi lấy theo bảng 7 trang 31 của TCVN 10304-2014 $\rightarrow I_L=0 \rightarrow q_p=4500 \text{ (kPa)}$
- + f_i : là cường độ kháng cọc trung bình của lớp đất thứ i trên thân cọc, lấy theo Bảng 3 TCVN 10304. Đối với cát pha lấy thêm 15% so với giá trị trong bảng
- + l_i : là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp thứ

Bảng 6.2 Chỉ tiêu cơ lí các lớp đất

Lớp	z_i	Độ sâu trung bình	li (m)	Độ sệt IL	fi (kN/m ²)	γ_{cf}	$\gamma_{cf}.fi.li$
	(m)	Z (m)					
Lớp 2	6	5.5	1	0.34	36.6	0.8	29.28
	8	7	2	0.34	38.6	0.8	61.76
	9.2	8.6	1.2	0.34	39.76	0.8	38.1696
Lớp 3	10.2	9.7	1	0.29	40.96	0.8	32.768
	11.2	10.2	1	0.29	42.96	0.8	34.368
	12.5	11.85	1.3	0.29	44.9	0.8	46.696
Lớp 4	14.5	13.5	2	0.37	40.63	0.8	65.008
	16.5	15.5	2	0.37	42.26	0.8	67.616
	18.5	17.5	2	0.37	43.7	0.8	69.92
	20.5	19.5	2	0.37	45.14	0.8	72.224
	22.5	21.5	2	0.37	46.18	0.8	73.888
	24.5	23.5	2	0.37	48.02	0.8	76.832
	26.5	25.5	2	0.37	49.46	0.8	79.136
	28.5	27.5	2	0.37	50.9	0.8	81.44
	30.5	29.5	2	0.37	52.4	0.8	83.84
	32.5	31.5	2	0.37	53.69	0.8	85.904
	34.5	33.5	2	0.37	55.01	0.8	88.016
	36.5	35.5	2	0.37	56	0.8	89.6
	37.5	37	1	0.37	56	0.8	44.8
39	38.25	1.5	0.37	56	0.8	67.2	
Lớp 5	41	40	2	0	100	0.8	160
	43	42	2	0	100	0.8	160
	45	44	2	0	100	0.8	160
	47	46	2	0	100	0.8	160
	49	48	2	0	100	0.8	160
TỔNG							2088.466

- Vậy SCT của cọc theo chỉ tiêu cơ lí của đất nền:

$$R_{c,u} = 1 \times (1 \times 4500 \times 0.5 + 2.513 \times 2088.5) = 7498.4 \text{ (kN)}$$

6.1.2.3 Tính toán sức chịu tải của cọc theo SPT

Tính theo Công thức Nhật Bản (đất rời và đất dính)

Theo Mục G.3.2 trang 82 của TCVN 10304-2014

$$\text{Sức chịu tải cực hạn cọc: } R_{c,u} = q_b A_b + u \sum (f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}) \quad (6-9)$$

Trong đó:

q_b : cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc: $q_b = 6c_u$ (Kpa) cho cọc nhồi).

$f_{c,i}, f_{s,i}$: cường độ sức kháng trung bình của đất dính thứ i , đất rời thứ i :

$$f_{c,i} = \alpha_p f_L c_{u,i} \quad (6-10); \quad f_{s,i} = \frac{10N_{s,i}}{3} \quad (6-11)$$

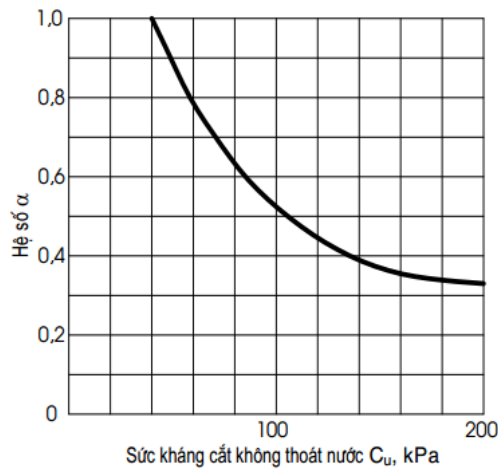
f_L hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d , xác định theo biểu đồ hình G.2.b TCVN 10304 - 2014 ($f_L = 1$)

α_p hệ số điều chỉnh cho cọc đóng, xác định theo biểu đồ hình G.2.a TCVN 10304 -2014

$c_{u,i}$ là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính, $c_{u,i} = 6.25N_{c,i}$

$l_{c,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ “ i ”

$l_{s,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ “ i ”



Hình 6.1 Biểu đồ xác định hệ số α

Bảng 6.3 Cường độ kháng trung bình của cọc móng cột tính theo công thức Nhật Bản

❖ Đất dính

Lớp	l_i (m)	N_p	$C_{u,i} = 6.25N_p$ (kPa)	α	$f_i = \alpha.C_{u,i}$ (kN/m ²)	$f_i.l_i$ (kN/m)
Lớp 1	5	21	131.25	0.4	52.5	262.5
Lớp 2	4.2	23	143.75	0.45	64.69	271.69
Lớp 3	3.3	11	68.75	0.65	44.69	147.47
Lớp 5	10	38.5	206.25	0.32	66	660

TỔNG	1341.66
------	---------

❖ Đất rời

Lớp đất	l_{si}	N_{si}	f_{si}	$f_{si} \times l_{si}$
	(m)		(kN/m ²)	(kN/m)
Lớp 4	26.5	19	63.33333	1678.333

Sức chịu tải cực hạn :

$$R_{c,u1} = q_b A_b + u \sum (f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}) = 6 \times 6.25 \times 37.4 \times 0.503 + 2.513 \times (1341.66 + 1678.33) = 8343.73 \text{ (kN)}$$

6.1.2.4 Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền

Theo Mục G1 và G2 trang 80 của TCVN 10304-2014

$$\text{Sức chịu tải cực hạn: } R_{c,u} = Q_p + Q_s = q_b A_b + U \sum f_i l_i \quad (6-3)$$

Trong đó:

A_b : diện tích tiết diện ngang mũi cọc (m²)

u : Chu vi tiết diện ngang cọc (m)

f_i : cường độ sức kháng trung bình (ma sát đơn vị) của lớp đất thứ i trên thân cọc (kN/m²).

Được lấy theo Bảng 3 TCVN 10304

l_i : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp thứ i (m)

q_b : cường độ sức kháng của đất mũi trong đất (kN/m²):

Bảng 6.4 Xác định thành phần kháng của đất trên thành cọc

Lớp	l_i (m)	N_p	$C_{u,i} = 6.25N_p$ (kPa)	α	$f_i = \alpha \cdot C_{u,i}$ (kN/m ²)	$f_i \cdot l_i$ (kN/m)	
Lớp 1	5	21	131.25	0.4	52.5	262.5	
Lớp 2	4.2	23	143.75	0.45	64.6875	271.6875	
Lớp 3	3.3	11	68.75	0.65	44.6875	147.46875	
Lớp 5	10	38.5	206.25	0.32	66	660	
TỔNG						1341.6563	
Lớp	L_i	Z_{tbi}	φ	k_i	$\sigma_{\varphi, \zeta i}$	f_i	$f_i l_i$ (kN/m)
4	26.5	25.75	14°10'	0.76	323.39	82.038	2174.03
Tổng							2174.03

Vậy sức chịu tải cực hạn theo ma sát :

$$Q_s = u \sum f_i \times l_i = 2.513 \times (1341.65 + 2174.03) = 8834.9 \text{ (kN)}$$

Sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p (kN)

- Cọc dưới móng cột ngàm vào lớp đất 5 (đất dính):

Đất dưới mũi cọc là đất dính thuần túy không thoát nước nên tính theo công thức (G.2.1)

Phụ lục G TCVN10304-2014: $q_b = c_u N'_c$ (6-5)

$$A_b = 0.503 \text{ (m}^2\text{)}; c_u = 6.25 N'_{c,i} = 6.25 \times 37.4 = 250 \text{ (kN/m}^2\text{)}; N'_c = 6$$

$$\rightarrow q_b = c_u N'_c = 250 \times 6 = 1500 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow Q_b = q_b \times A_b = 1500 \times 0.503 = 754.5 \text{ (kN)}$$

$$\text{Sức chịu tải cực hạn của cọc : } R_{c,u} = Q_b + Q_s = 754.5 + 8834.9 = 9589.4 \text{ (kN)}$$

5.1.1.3 Sức chịu tải thiết kế

Bảng 6.5 Tổng hợp sức chịu tải của cọc khoan nhồi

Sức chịu tải của cọc ép	Kết quả SCT (kN)
Theo vật liệu	6529.27
Theo chỉ tiêu đất nền	7498.4
Theo SPT	8343.73
Theo cường độ đất nền	9589.4

- Sức chịu tải đặc trưng: $R_{ck} = \min(R_{c,u,i}) = 7498.4 \text{ (kN)}$

- Sức chịu tải thiết kế: $R_{c,a} = \frac{\gamma_0 \times R_{c,u \min}}{\gamma_n \times \gamma_k} \text{ (kN)}$.

- γ_0 là hệ số điều kiện làm việc, đối với cọc làm việc nhóm lấy bằng 1.15
- γ_n là hệ số tầm quan trọng phụ thuộc vào tầm quan trọng của công trình, đối với công trình cấp 2 lấy bằng 1.15
- γ_k là hệ số tin cậy
- Chọn sơ bộ số cọc: $n \leq 5$ cọc do đó: $\gamma_k = 1.75$
- Chọn sơ bộ số cọc: $6 < n \leq 10$ cọc do đó: $\gamma_k = 1.65$
- Chọn sơ bộ số cọc: $11 < n \leq 20$ cọc do đó: $\gamma_k = 1.55$

Sức chịu tải cho phép của đài từ 1-5 cọc

$$R_{c,a} = \frac{1.15 \times 7498.4}{1.15 \times 1.75} = 4284.8 < Q_{a(vl)} = 6529.27 \text{ (kN)} \text{ (Thỏa)}$$

Sức chịu tải cho phép của đài từ 6-10 cọc

$$R_{c,a} = \frac{1.15 \times 7498.4}{1.15 \times 1.65} = 4544.48 < Q_{a(vl)} = 6529.27 \text{ (kN) (Thỏa)}$$

Sức chịu tải cho phép của đài từ 11-20 cọc

$$R_{c,a} = \frac{1.15 \times 7498.4}{1.15 \times 1.55} = 4837.677 < Q_{a(vl)} = 6529.27 \text{ (kN) (Thỏa)}$$

Sức chịu tải cho phép của đài ít nhất 21 cọc

$$R_{c,a} = \frac{1.15 \times 7498.4}{1.15 \times 1.4} = 5156 < Q_{a(vl)} = 6529.27 \text{ (kN) (Thỏa) (} Q_a/R_{c,a} = 78.6\%)$$

6.1.3 Độ cứng cọc

- Kiểm tra phản lực đầu cọc được thực hiện bằng phần mềm Safe bằng cách xuất kết quả phân tích nội lực tầng Base từ phần mềm Etabs.

- Cọc trong phần mềm Safe được gắn bằng lò xo

- Định nghĩa độ cứng lò xo cọc: $k_{coc} = \frac{G_1 \times L}{\beta}$

- L là chiều dài cọc

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - \left(\frac{\beta'}{\alpha'}\right)}{\chi} \text{ là hệ số}$$

$\beta' = 0.17 \ln(k_n \frac{G_1}{G_2} d)$ là hệ số tương ứng cọc cứng tuyệt đối

$\alpha' = 0.17 \ln\left(\frac{k_n L}{d}\right)$ giống như β' nhưng đối với trường hợp nền đồng nhất có đặc trưng

G_1 và λ_1

$\chi = \frac{EA}{G_1 L^2}$ là độ cứng tương đối của cọc

$$\lambda_1 = \frac{2.12 \chi^{3/4}}{1 + 2.12 \chi^{3/4}}$$

k_n cho phép lấy bằng 2

G_1 là đặc trưng được lấy trung bình trong toàn bộ lớp đất thuộc phạm vi hạ cọc

G_2 là đặc trưng được lấy trong phạm vi bằng $0.5L$ từ độ sâu L đến độ sâu $1.5L$ kể từ đỉnh cọc với điều kiện đất dưới mũi cọc không phải là than bùn, bùn hay đất ở trạng thái chảy.

D là đường kính cọc

Cho phép lấy modun trượt G bằng $0.4 E_0$ (E_0 là modun biến dạng đất).

Áp dụng lý thuyết :

$L=42.9$ (m), $d=0.8$ (m)

$$G_1 = 0.4 \times \left(\frac{12318.1 \times 4.2 + 4802.2 \times 3.3 + 12092.2 \times 26.5 + 9142 \times 8.9}{4.2 + 3.3 + 26.5 + 8.9} \right)$$

$$= 4358.6 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$G_2 = 0.4 \times \left(\frac{1.1 \times 9142 + 16.6 \times 11834.24}{1.1 + 16.6} \right) = 4666.7 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$\chi = \frac{EA}{G_1 L^2} = \frac{32.5 \times 10^3 \times 10^3 \times 0.503}{4358.6 \times 42.9^2} = 2.04$$

$$\lambda_1 = \frac{2.12 \chi^{3/4}}{1 + 2.12 \chi^{3/4}} = \frac{2.12 \times 2.04^{3/4}}{1 + 2.12 \times 2.04^{3/4}} = 0.8$$

$$\alpha' = 0.17 \ln \left(\frac{k_n L}{d} \right) = 0.17 \times \ln \left(\frac{2 \times 42.9}{0.8} \right) = 0.8$$

$$\beta' = 0.17 \ln \left(k_n \frac{G_1}{G_2} d \right) = 0.17 \times \ln \left(2 \times \frac{4358.6}{4666.7} \times 0.8 \right) = 0.1$$

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - \left(\frac{\beta'}{\alpha'} \right)}{\chi} = \frac{0.1}{0.8} + \frac{1 - \left(\frac{0.1}{0.8} \right)}{2.04} = 0.55$$

$$k_{\text{coc}} = \frac{G_1 \times L}{\beta} = \frac{4358.6 \times 42.9}{0.55} = 339970.8 (\text{kN} / \text{m}) = 339.97 (\text{kN} / \text{mm})$$

6.2 THIẾT KẾ MÓNG M1

6.2.1 Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc

Nội lực dưới móng M1, xét trường hợp lực dọc lớn nhất tác dụng lên móng là nguy hiểm nhất để thiết kế

Bảng 6.6 Nội lực tính móng M1 (Cột C2)

Cột	Load	N (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	Qx (kN)	Qy (kN)
C2	COMB6	6007.24	64.11	-29.55	-2.8	-67.1

- Sơ bộ số lượng cọc:

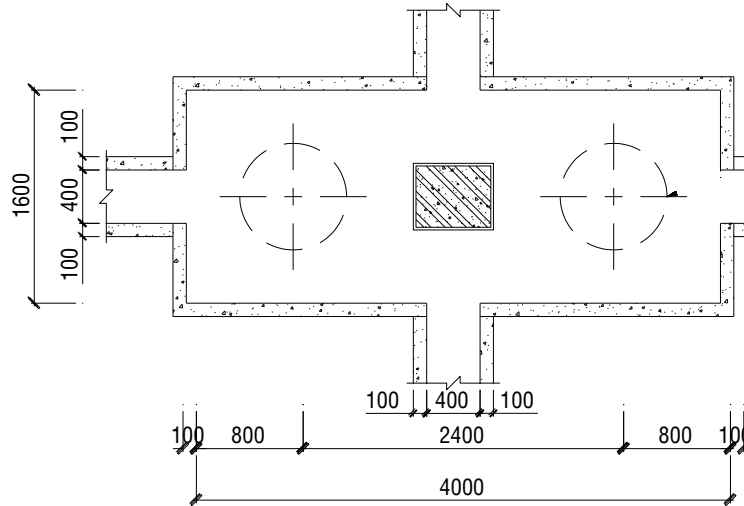
+ Sức chịu tải cọc sử dụng: $R_{cd} = 4284.8 (\text{kN})$

+ $n_{\text{coc}} = k \times \frac{N^{tt} + N_{\text{base}}}{R_{cd}} = 1.2 \times \frac{6007.24 + 367.5}{4284.8} = 1.78$

k – hệ số xét đến ảnh hưởng của momen và lực ngang. ($k = 1.2 \div 1.5$)

+ Do chưa tính trọng lượng đài cọc và khối đất đắp trên đài cũng như ảnh hưởng của hệ số nhóm, ta chọn số cọc là 2 cọc.

- + Chọn kích thước đài cọc và bố trí như sau: Khoảng cách giữa 2 tim cọc $s = 3D = 2.4\text{ m}$, khoảng cách từ tim cọc đến mép đài $s = D = 0.8\text{ m}$



Hình 6.2 Móng M1

6.2.2 Kiểm tra phản lực đầu cọc

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài):

Trọng lượng của đài:

$$N^{tt} = N_0^{tt} + nA_d h_d \gamma_{bt} = 6007.24 + 1.1 \times 1.6 \times 4 \times 2 \times 25 = 6359.24 (\text{kN})$$

$$M_x^{tt} = M_x^{tu} + Q_y^{tu} h_d = 64.11 + 67.1 \times 2 = 198.11 (\text{kNm})$$

$$M_y^{tt} = M_y^{tu} + Q_x^{tu} h_d = 20.55 + 2.8 \times 2 = 26.15 (\text{kNm})$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_y^{tt} x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^{tt} y_i}{\sum y_i^2}$$

Kiểm tra điều kiện:

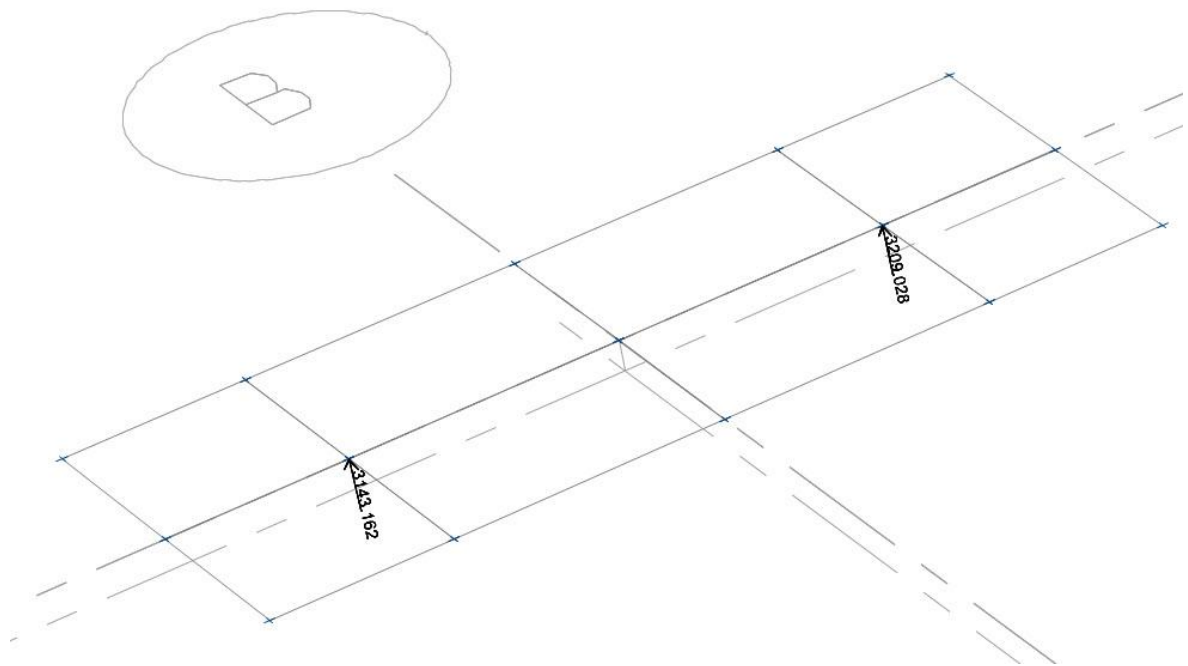
$$P_{\max} \leq R_{tk}^I \rightarrow \text{Đạt}; P_{\min} > 0 \rightarrow \text{Cọc không bị nhổ}$$

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P_i (kN)
1	-1.2	0	1.44	0	2.88	0	3168.72
2	1.2	0	1.44	0			3190.51

$$P_{\max}^{tt} = 3190.51 (\text{kN}); P_{\min}^{tt} = 3168.72 (\text{kN})$$

$$P_{\max}^{tt} = 3190.51 (\text{kN}) < R_{tk}^I = 4284.8 (\text{kN}) \rightarrow \text{Đạt}$$

$$P_{\min}^{tt} = 3168.72 (\text{kN}) > 0 \rightarrow \text{Các cọc trong đài không bị nhổ}$$



Hình 6.3: Phân lực đầu cọc móng M1 (SAFE)

6.2.3 Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm

- Sơ bộ tổng tải tác dụng lên tâm móng (tạm bỏ qua tác dụng của moment)

$$N^t = N_0^t + nA_d h_d \gamma_{bt} = 6007.24 + 1.1 \times 1.6 \times 4 \times 2 \times 25 = 6359.24 \text{ (kN)}$$

- Hệ số nhóm:

$$\eta = 1 - \theta \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

$$\eta = 1 - 18.435 \times \left[\frac{(2 - 1) \times 1 + (1 - 1) \times 2}{90 \times 2 \times 1} \right] = 0.898$$

Trong đó: $\theta = \arctan \left[\frac{d}{s} \right] = \arctan \left[\frac{0.8}{2.4} \right] = 18.435^\circ$

d: đường kính cọc, $d = 0.8 \text{ (m)}$

s: khoảng cách giữa các cọc, $s = 3d = 3 \times 0.8 = 2.40 \text{ m}$

n_1 : số hàng cọc: $n_1 = 2$

n_2 : số cọc trong mỗi hàng $n_2 = 1$

- Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_a^{nh} = \eta \times n \times Q_a = 0.898 \times 2 \times 4284.8 = 8460.4 \text{ (kN)} > \sum N^t = 6359.24 \text{ (kN)}$$

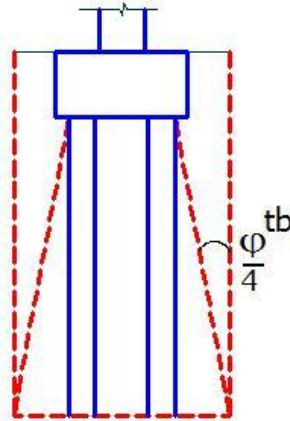
→ Kết luận: Hệ cọc đủ khả năng chịu tải.

6.2.4 Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc

- Chọn trường hợp tính toán: sử dụng giá trị truyền tải xuống móng với giá trị lực dọc N_{\max} ứng với giá trị tiêu chuẩn. Gần đúng lấy $N = N_{\max}^{tt} / 1.15$

- Xác định kích thước khối móng quy ước:

$$+ \text{ Góc ma sát trung bình: } \varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = 14.34 \rightarrow \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3.585$$



Hình 6.4 Khối móng quy ước cho móng M1

Diện tích đáy khối móng quy ước tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \times B_{qu}$:

$$B_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(3.585) + 1.6 = 5.9(\text{m})$$

$$L_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(3.585) + 4 = 8.3(\text{m})$$

$$A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 5.9 \times 8.3 = 48.97(\text{m}^2)$$

Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = L_{qu} \times \frac{B_{qu}^2}{6} = 8.3 \times \frac{5.9^2}{6} = 48.15(\text{m}^3)$$

$$W_y = B_{qu} \times \frac{L_{qu}^2}{6} = 5.9 \times \frac{8.3^2}{6} = 67.74(\text{m}^3)$$

Khối lượng đất trong khối móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum h_i \gamma$$

$$= 48.97 \times (4.2 \times 9.2 + 3.3 \times 10 + 26.5 \times 9.5 + 10 \times 10.8) = 21125.17(\text{kN}) \text{ Trọng lượng}$$

đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = n A_p \sum h_i \gamma + \gamma V_{\text{đài}} = 2 \times 0.503 \times 431.39 + 10.5 \times 2 \times 1.6 \times 4 = 568.38(\text{kN})$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = n_c A_p \gamma_{bt} L_c + W_d = 2 \times 0.503 \times 25 \times 42.9 + 1.6 \times 4 \times 2 \times 25 = 1398.9(\text{kN})$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 21125.17 + 1398.9 - 568.38 = 21955.69 \text{ (kN)}$$

Tải trọng qui về đáy móng khối quy ước:

Chọn trường hợp tính toán: sử dụng giá trị truyền tải xuống móng với giá trị lực dọc

N_{max} ứng với giá trị tiêu chuẩn. Gần đúng lấy $N = N_{max}^{tt} / 1.15$

Bảng 6.7 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp

Móng	Cột	Load	N^{tc}	M^{tc}_x	M^{tc}_y
M1	C2	COMB6	5529.77	172.26	22.74

$$N_{qu}^{tc} = N_{dai}^{tc} + Q_{qu} = 5529.77 + 21955.69 = 27485.46 \text{ (kN)}$$

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{27485.46}{48.97} = 561.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{max-min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{max}^{tc} = 565.185 \text{ (kN/m}^2\text{)}; p_{min}^{tc} = 557.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng theo Điều 4.6.9, TCVN 9362 – 2012:

$$R_{tc} = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} \left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_0 \right)$$

▪ (Công thức 16 TCVN 9362 – 2012)

Trong đó:

- + m_1 và m_2 : Lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất nền và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền, tra Bảng 15 theo Điều 4.6.10 TCVN 9362 – 2012, đất sét có độ sệt $I_L < 0.5 \rightarrow m_1 = 1.2, m_2 = 1.1$.
- + k_{tc} : Hệ số độ tin cậy tra theo Điều 4.6.11 TCVN 9362 – 2012, các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê $\rightarrow k_{tc} = 1$.
- + A, B, D: Các hệ số không thứ nguyên lấy theo Bảng 14, TCVN 9362 – 2012, phụ thuộc vào góc ma sát trong $\varphi = 14^\circ 24' \rightarrow A = 0.301, B = 2.21, D = 4.74$.
- + b: bề rộng đáy móng.
- + h: Chiều sâu đặt móng so với cột quy định, $h = 47.9 \text{ (m)}$
- + γ_{II} : Dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống, vì lớp đất dưới mực nước ngầm nên $\gamma_{II} = 10 \text{ (kN/m}^3\text{)}$.
- + γ'_{II} : Dung trọng các lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở lên.
 - $\gamma'_{II} = \frac{4.2 \times 9.2 + 3.3 \times 10 + 26.5 \times 9.5 + 10 \times 10.8}{4.2 + 3.3 + 26.5 + 10} = 9.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- + c_{II} : Giá trị lực dính đơn vị nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

- + h_0 : Chiều sâu đến nền tầng hầm, $h_0 = h - h_{td}$.
- + h_{td} : Chiều sâu đặt móng kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm.
 - $$h_{td} = h_1 + h_2 \times \frac{\gamma_{kc}}{\gamma_{II}} = 42.9 + 0.3 \times \frac{25}{9.8} = 43.67 \text{ (m)}$$
- + h_1 : Chiều dày lớp đất phía trên đáy móng, $h_1 = 42.9 \text{ (m)}$.
- + h_2 : Chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm, $h_2 = 0.3 \text{ (m)}$.
- + γ_{kc} : Trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm, $\gamma_{kc} = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)}$.
- + Vì chiều rộng tầng hầm lớn hơn 20m nên chiều sâu đặt móng $h = h_{td} \rightarrow h_0 = 0 \text{ (m)}$

- Vậy sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng là:

$$R_{tc} = \frac{1.2 \times 1.1}{1} (0.301 \times 5.9 \times 10 + 2.21 \times 47.9 \times 9.8 + 4.74 \times 20 - 10 \times 0)$$

$$= 1149.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Điều kiện đất nền :

- $p_{tb}^{tc} = 561.27 \text{ (kN/m}^2\text{)} < R^{tc} = 1658.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- $p_{max}^{tc} = 565.185 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1.2R^{tc} = 1.2 \times 1658.25 = 1989.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- $p_{min}^{tc} = 557.35 \text{ (kN/m}^2\text{)} > 0$
- \rightarrow Thỏa

- **Tính độ lún móng khối quy ước**

Độ lún ổn định của nền có thể tính theo 2 phương pháp: phương pháp cộng lún các lớp phân tố và phương pháp lớp biến dạng tuyến tính.

Đối với móng của công trình, đất dưới móng khối quy ước có modun biến dạng

$E = 9.142 \text{ (MPa)} > 5 \text{ (MPa)}$, nên sinh viên tiến hành kiểm tra lún cho móng khối quy ước theo phương pháp cộng lún các lớp phân tố.

Áp lực gây lún: $p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma h = 561.27 - 9.8 \times 47.9 = 91.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Chia lớp phân tố:

Đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

$$h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu} = (4.3 \text{ m} \div 6.4 \text{ m})$$

Phía dưới móng khối là lớp sét đồng chất, chia lớp thành từng lớp 0.5m.

Áp dụng công thức tính biến dạng đứng của lớp thứ i: $s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$ (6-34)

Độ lún của móng là tổng các độ biến dạng đứng của các phân tố: $S = \sum_{i=1}^n S_i$

Ghi chú:

+ Độ sâu z trong Bảng 6.7 là độ sâu so với đáy khối móng quy ước.

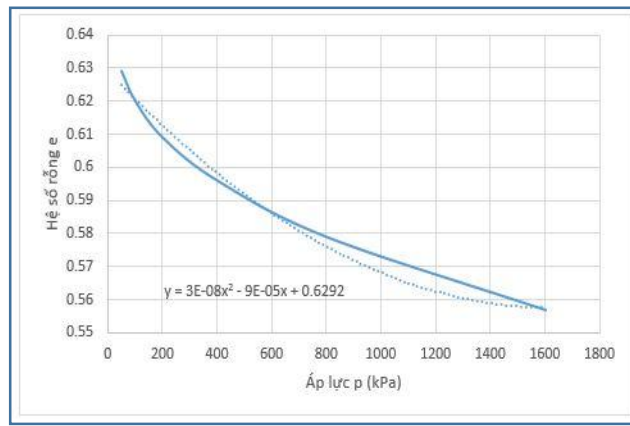
+ Độ sâu dùng tính lún tại vị trí thỏa điều kiện : (đối với đất nền có modun biến dạng $E \geq$

$$5\text{MPa}) : \frac{\sigma_{zi}^{gl}}{\sigma_{zi}^{bt}} \leq 0.2$$

+ Biểu đồ nén lún e-p

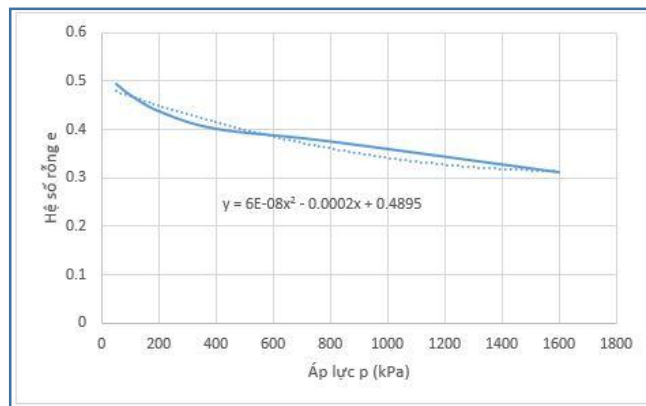
Lớp đất 4:

P (kPa)	50	100	200	400	800	1600
e	0.493	0.47	0.437	0.401	0.375	0.312



Lớp đất 5:

P (kPa)	50	100	200	400	800	1600
e	0.629	0.62	0.609	0.596	0.579	0.557



STT	Z(m)	$\frac{z}{b}$	K_0	σ_{br}	σ_{gl}	P_1	P_2	e_0	e_1	S(m)
0	0	0.0000	1	0	84.39	434.3	518.56	0.468	0.455	0.0185
1	0.5	0.0847	0.9966	431.39	84.103	440.16	523.54	0.448	0.436	0.0172
2	1	0.1695	0.9794	437.24	82.652	446.01	527.17	0.610	0.605	0.0066

3	1.5	0.2542	0.944	443.09	79.664					
---	-----	--------	-------	--------	--------	--	--	--	--	--

Tại độ sâu 1.5 m tính từ đáy móng đến tâm phân tố có: (thỏa)

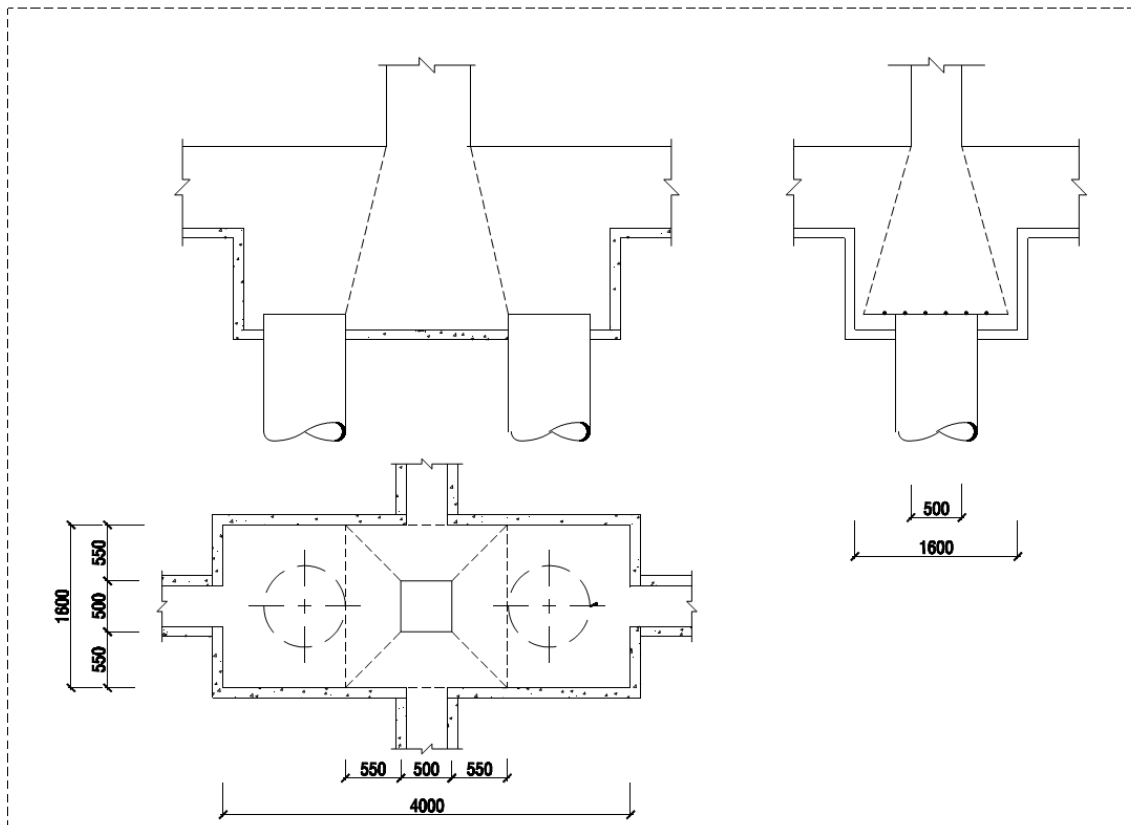
$$P_1 = 446.01 \text{ kN/m}^2;$$

$$5.k.P_{gt} = 5 \times 0.944 \times 84.39 = 398.32 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

→ Dừng tính lún tại $z = 1.5$ (m). Tổng độ lún $S = 4.3 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$.

→ Thỏa điều kiện biến dạng lún.

6.2.5 Kiểm tra chọc thủng cho đài móng M1



Hình 6.6 Kiểm tra chọc thủng đài móng M1

Theo điều 6.2.5.4 TCVN 5574-2012.

Kiểm tra nén thủng hạn chế

Tính toán chống nén thủng tự do theo điều kiện: $F_{xt} \leq F_{cx} = [\alpha_1(b_c + c_2) + \alpha_2(h_c + c_1)]h_0R_{bt}$

(6-36)

Trong đó : F_{xt} : lực nén thủng

α_1, α_2 là các hệ số

$$0.4h_0 < c_1 = 550(\text{mm}) < h_0$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{2000}{550}\right)^2} = 5.657$$

$$0.4h_0 < c_2 = 550(\text{mm}) < h_0$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{2000}{550}\right)^2} = 5.657$$

$\sum F_{i(xt)}$ – Phản lực đầu cọc nằm trong phạm vi đáy lớn tháp xuyên

Để thiên về an toàn phản lực đầu cọc chỉ do lực dọc gây ra, (không xét đến moment, lực ngang, trọng lượng bản thân đài và đất nền trên đài) và được tính

$$F_{xt} = N_{tt} = 6359.24(\text{kN})$$

Khả năng chống nén thủng:

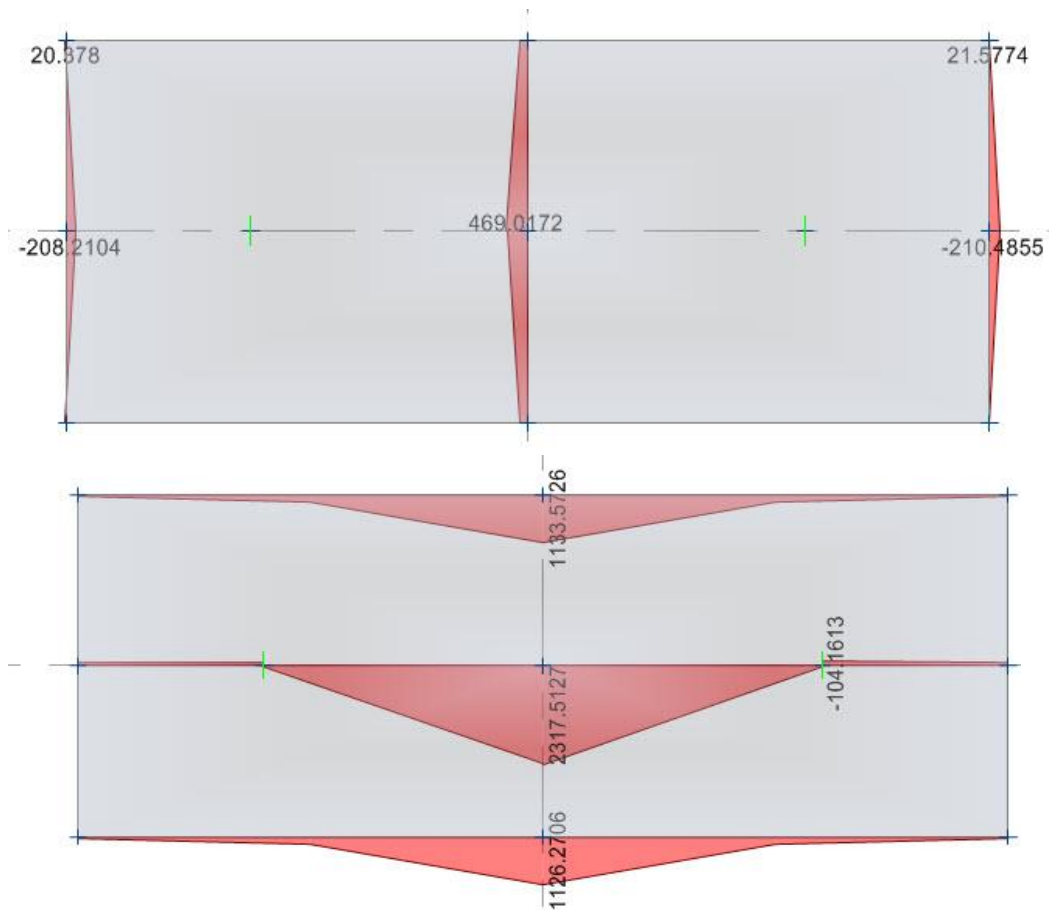
$$F_{cx} = [\alpha_1(b_c + c_1) + \alpha_2(h_c + c_2)]h_0R_{bt}$$

$$= [5.657(0.8 + 0.55) + 5.657(0.8 + 0.55)] \times 2 \times 1200 = 36657.36(\text{kN})$$

Thỏa mãn điều kiện : $F_{xt} < F_{cx}$ chống xuyên thủng đài cọc. Chiều cao đài đã chọn hợp lý.

6.2.6 Tính toán cốt thép cho đài móng M1

- Nội lực để tính toán cốt thép cho đài móng được lấy từ các dải Strip chia đều kín đài móng trong mô hình.



Hình 6.7 Moment dài móng M1

- Chọn a_{gt} lớp dưới $a_{gt,d} = a_{ngâm} + 50 = 200 + 50 = 250(\text{mm})$.
- Chọn a_{gt} lớp trên $a_{gt,t} = 50(\text{mm})$.
- $h_0 = H_d - a_{gt} \rightarrow \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$

Kết quả tính thép móng M1

Phương	Vị trí	M	b (mm)	h_0 (mm)	α	ξ	A_s	Bố trí	A_{sc} (cm^2)	μ_c (%)
		(kN.m)					(cm^2)			
Phương X	Lớp dưới	2317.51	1000	1750	0.049	0.051	37.23	$\emptyset 22a100$	38.01	0.22
	Lớp trên	-104.16	1000	1950	0.002	0.002	1.46	$\emptyset 12a200$	5.65	0.03
Phương Y	Lớp dưới	469.02	1000	1750	0.01	0.001	7.38	$\emptyset 14a200$	7.7	0.04
	Lớp trên	-201.48	1000	1950	0.003	0.003	2.84	$\emptyset 12a200$	5.65	0.03

6.3 THIẾT KẾ MÓNG M2

6.3.1 Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc

Nội lực dưới móng M1, xét trường hợp lực dọc lớn nhất tác dụng lên móng là nguy hiểm nhất để thiết kế

Bảng 5.9 Nội lực tính móng M2 (Cột C26)

Cột	Load	N	MX	MY	Qx	Qy
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
C26	COMB1	11078.78	0.199	4.74	0.4984	6.571

- Sơ bộ số lượng cọc:

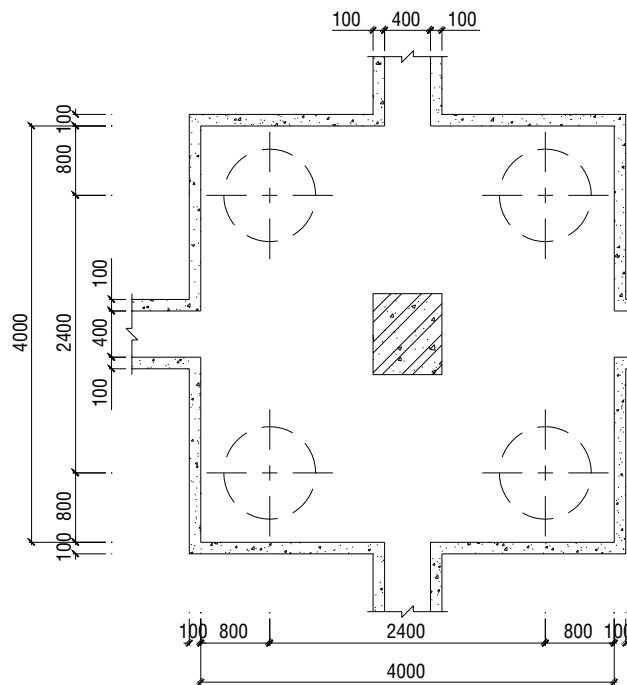
+ Sức chịu tải cọc sử dụng: $R_{cd} = 4284.8(\text{kN})$

+ $n_{\text{cọc}} = k \times \frac{N^{\text{tt}} + N_{\text{base}}}{R_{cd}} = 1.2 \times \frac{11078.78 + 735}{4284.8} = 3.3$

k – hệ số xét đến ảnh hưởng của momen và lực ngang. ($k = 1.2 \div 1.5$)

+ Do chưa tính trọng lượng đài cọc và khối đất đắp trên đài cũng như ảnh hưởng của hệ số nhóm, ta chọn số cọc là 4 cọc.

+ Chọn kích thước đài cọc và bố trí như sau: Khoảng cách giữa 2 tim cọc $s = 3D = 2.4 \text{ m}$, khoảng cách từ tim cọc đến mép đài $s = D = 0.8 \text{ m}$.



Hình 6.8 Móng M2

6.3.2 Kiểm tra phản lực đầu cọc

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài):

Trọng lượng của đài:

$$N^t = N_0^t + nA_d h_d \gamma_{bt} = 11078.78 + 1.1 \times 4 \times 4 \times 2 \times 25 = 11958.78 \text{ (kN)}$$

$$M_x^t = M_x^u + Q_y^u h_d = 0.199 + 6.571 \times 2 = 13.341 \text{ (kNm)}$$

$$M_y^t = M_y^u + Q_x^u h_d = 4.74 + 0.498 \times 2 = 5.736 \text{ (kNm)}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$p_i^t = \frac{\sum N^t}{n} + \frac{\sum M_y^t x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^t y_i}{\sum y_i^2} \quad (6-20)$$

Kiểm tra điều kiện:

$$P_{\max} \leq R_{tk}^I \rightarrow \text{Đạt}; \quad P_{\min} > 0 \rightarrow \text{Cọc không bị nhổ}$$

Bảng 6.13: Phản lực đầu cọc tổ hợp 8 móng M2

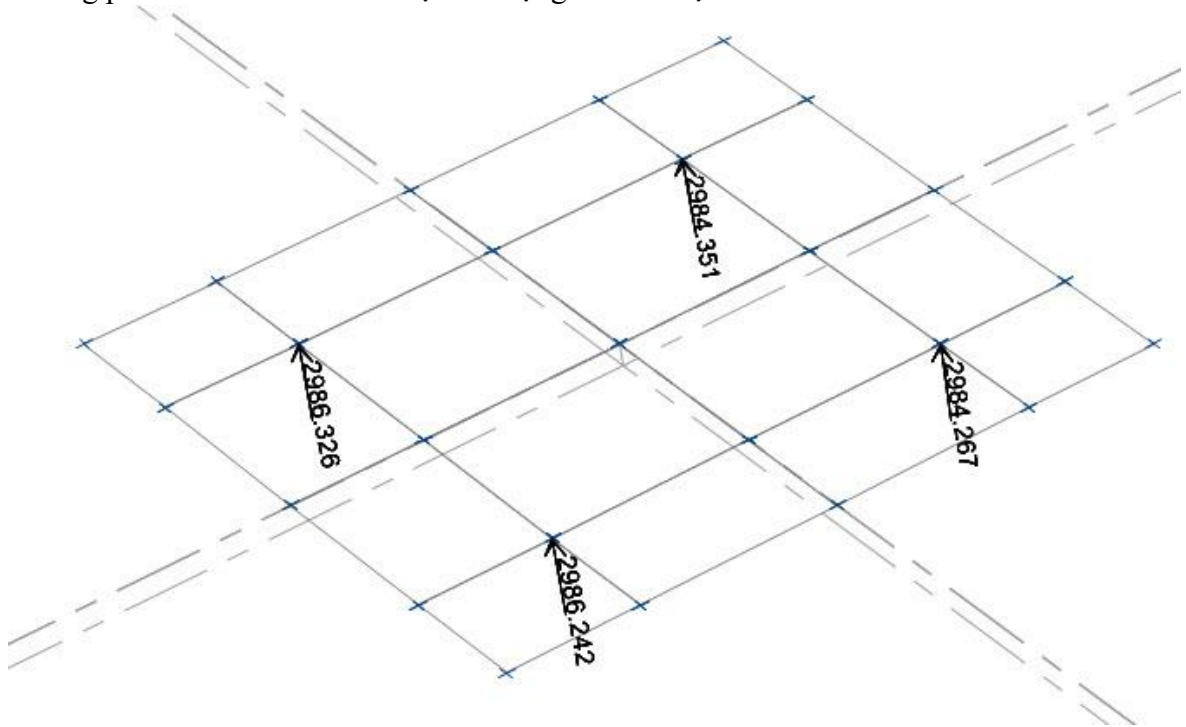
STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-1.2	-1.2	1.44	1.44	5.76	5.76	2765.72
2	1.2	-1.2	1.44	1.44			2768.11
3	-1.2	1.2	1.44	1.44			2771.28
4	1.2	1.2	1.44	1.44			2773.67

$$P_{\max}^{\text{tt}} = 2773.67(\text{kN}); P_{\min}^{\text{tt}} = 2765.72(\text{kN})$$

$$P_{\max}^{\text{tt}} = 2135.37(\text{kN}) < R_{\text{tk}}^1 = 4544.98(\text{kN}) \rightarrow \text{Đạt}$$

$$P_{\min}^{\text{tt}} = 2069.92(\text{kN}) > 0 \rightarrow \text{Các cọc trong đài không bị nhổ}$$

- Dùng phần mềm Safe để tính lực tác dụng lên đầu cọc



6.3.3 Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm

- Sơ bộ tổng tải tác dụng lên tâm móng (tạm bỏ qua tác dụng của moment)

$$N^{\text{tt}} = N_0^{\text{tt}} + nA_d h_d \gamma_{\text{bt}} = 11078.78 + 1.1 \times 4 \times 4 \times 2 \times 25 = 11958.78(\text{kN})$$

- Hệ số nhóm:

$$\eta = 1 - \theta \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

$$\eta = 1 - 18.435 \times \left[\frac{(2-1) \times 1 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0.795$$

Trong đó: $\theta = \arctan \left[\frac{d}{s} \right] = \arctan \left[\frac{0.8}{2.4} \right] = 18.435^\circ$

d: đường kính cọc, $d = 0.8(\text{m})$

s: khoảng cách giữa các cọc, $s = 3d = 3 \times 0.8 = 2.40 \text{ m}$

n_1 : số hàng cọc: $n_1 = 2$

n_2 : số cọc trong mỗi hàng $n_2 = 2$

- Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_a^{nh} = \eta \times n \times Q_a = 0.795 \times 4 \times 4544.48 = 14980(\text{kN}) > \sum N^t = 11958.78(\text{kN})$$

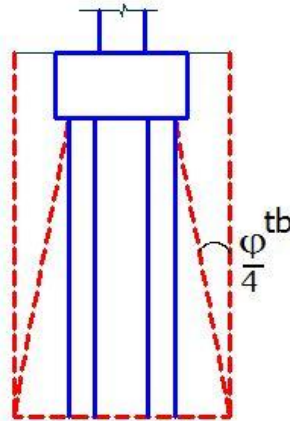
→ Kết luận: Hệ cọc đủ khả năng chịu tải.

6.3.4 Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc

- Chọn trường hợp tính toán: sử dụng giá trị truyền tải xuống móng với giá trị lực dọc N_{\max} ứng với giá trị tiêu chuẩn. Gần đúng lấy $N = N_{\max}^t / 1.15$.

- Xác định kích thước khối móng quy ước:

+ Góc ma sát trung bình: $\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = 14.34 \rightarrow \frac{\varphi_{tb}}{5} = 2.87$



Hình 4.3 Khối móng quy ước cho móng M2

+ Diện tích đáy khối móng quy ước tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \times B_{qu}$:

$$B_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(2.87) + 4 = 8.3(\text{m})$$

$$L_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(2.87) + 4 = 8.3(\text{m})$$

$$A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 8.3 \times 8.3 = 68.89(\text{m}^2)$$

Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = L_{qu} \times \frac{B_{qu}^2}{6} = 8.3 \times \frac{8.3^2}{6} = 95.3 (\text{m}^3)$$

$$W_y = B_{qu} \times \frac{L_{qu}^2}{6} = 8.3 \times \frac{8.3^2}{6} = 95.3 (\text{m}^3)$$

Khối lượng đất trong khối móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum h_i \gamma$$

= 68.89 × (4.2 × 9.2 + 3.3 × 10 + 26.5 × 9.5 + 10 × 10.8) = 29718.45 (kN) Trọng lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = n A_p \sum h_i \gamma + \gamma V_{dai} = 4 \times 0.503 \times 431.39 + 10.5 \times 2 \times 4 \times 4 = 1637.9 (\text{kN})$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = n_c A_p \gamma_{bt} L_c + W_d = 4 \times 0.503 \times 25 \times 42.9 + 2 \times 4 \times 4 \times 25 = 4036.8 (\text{kN})$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 29718.45 + 4036.8 - 1637.9 = 32117.35 (\text{kN})$$

Tải trọng qui về đáy móng khối quy ước:

Chọn trường hợp tính toán: sử dụng giá trị truyền tải xuống móng với giá trị lực dọc

N_{max} ứng với giá trị tiêu chuẩn. Gần đúng lấy $N = N_{max}^{tt} / 1.15$

Bảng 4.10 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp

Móng	Cột	Load	N^{tc}	M^{tc}_x	M^{tc}_y
M2	C26	COMB1	10398.93	11.6	4.98

$$N_{qu}^{tc} = N_{dai}^{tc} + Q_{qu} = 10398.93 + 32117.35 = 42516.28 (\text{kN})$$

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{42516.28}{68.89} = 617.16 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$p_{max-min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{max}^{tc} = 617.33 (\text{kN} / \text{m}^2); p_{min}^{tc} = 616.98 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

- Sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng theo Điều 4.6.9, TCVN 9362 – 2012:

$$R_{tc} = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} (A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_0)$$

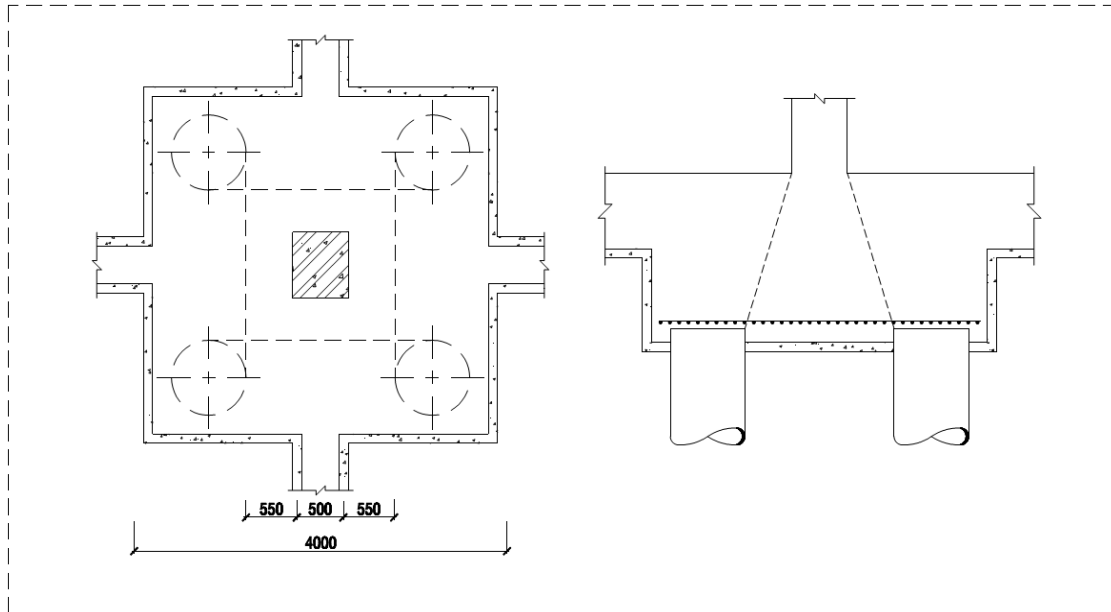
- (Công thứ 16 TCVN 9362 – 2012)

Trong đó:

- + m_1 và m_2 : Lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất nền và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền, tra Bảng 15 theo Điều 4.6.10 TCVN 9362 – 2012, đất sét có độ sệt $I_L < 0.5 \rightarrow m_1 = 1.2, m_2 = 1.1$.

- + k_{tc} : Hệ số độ tin cậy tra theo Điều 4.6.11 TCVN 9362 – 2012, các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê $\rightarrow k_{tc} = 1$.
 - + A, B, D: Các hệ số không thứ nguyên lấy theo Bảng 14, TCVN 9362 – 2012, phụ thuộc vào góc ma sát trong .. $\rightarrow A = 0.301, B = 2.21, D = 4.74$.
 - + b: bề rộng đáy móng.
 - + h: Chiều sâu đặt móng so với cốt quy định, $h = 47.9(m)$
 - + γ_{II} : Dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống, vì lớp đất dưới mực nước ngầm nên $\gamma_{II} = 10(kN/m^3)$.
 - + γ'_{II} : Dung trọng các lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở lên.
 - $\gamma'_{II} = \frac{4.2 \times 9.2 + 3.3 \times 10 + 26.5 \times 9.5 + 10 \times 10.8}{4.2 + 3.3 + 26.5 + 10} = 9.8(kN/m^2)$
 - + c_{II} : Giá trị lực dính đơn vị nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 20(kN/m^2)$
 - + h_0 : Chiều sâu đến nền tầng hầm, $h_0 = h - h_{td}$.
 - + h_{td} : Chiều sâu đặt móng kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm.
 - $h_{td} = h_1 + h_2 \times \frac{\gamma_{kc}}{\gamma_{II}} = 42.9 + 0.3 \times \frac{25}{9.8} = 43.67(m)$
 - + h_1 : Chiều dày lớp đất phía trên đáy móng, $h_1 = 42.9(m)$.
 - + h_2 : Chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm, $h_2 = 0.3(m)$.
 - + γ_{kc} : Trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm, $\gamma_{kc} = 25(kN/m^3)$
 - + Vì chiều rộng tầng hầm lớn hơn 20m nên chiều sâu đặt móng $h = h_{td} \rightarrow h_0 = 0(m)$.
- Vận sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng là:
- $$R_{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.301 \times 5.9 \times 10 + 2.21 \times 47.9 \times 9.8 + 4.74 \times 20 - 10 \times 0)$$
- $$= 1149.98(kN/m^2)$$
- Điều kiện đất nền :
- $p_{tb}^{tc} = 617.16(kN/m^2) < R^{tc} = 1149.98(kN/m^2)$
 - $p_{max}^{tc} = 617.33(kN/m^2) < 1.2R^{tc} = 1.2 \times 1149.98 = 1379.9(kN/m^2)$
 - $p_{min}^{tc} = 616.98(kN/m^2) > 0$
 - \rightarrow Thỏa mãn

6.3.5 Kiểm tra xuyên thủng cho đài móng M2



Hình 6.4 Mặt cắt tháp xuyên thủng móng M2

Theo điều 6.2.5.4 TCVN 5574-2012.

Kiểm tra nén thủng hạn chế

Tính toán chống nén thủng tự do theo điều kiện: $F_{xt} \leq F_{cx} = [\alpha_1(b_c + c_2) + \alpha_2(h_c + c_1)]h_0R_{bt}$

(6-36)

Trong đó : F_{xt} : lực nén thủng

α_1, α_2 là các hệ số

$$0.4h_0 < c_1 = 550(\text{mm}) < h_0$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{2000}{550}\right)^2} = 5.657$$

$$0.4h_0 < c_2 = 550(\text{mm}) < h_0$$

$$\Rightarrow \alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{2000}{550}\right)^2} = 5.657$$

$\sum F_{i(xt)}$ – Phản lực đầu cọc nằm trong phạm vi đáy lớn tháp xuyên

Để thiên về an toàn phản lực đầu cọc chỉ do lực dọc gây ra, (không xét đến moment, lực ngang, trọng lượng bản thân đài và đất nền trên đài) và được tính

$$F_{xt} = N_{tt} = 11958.78(\text{kN})$$

Khả năng chống nén thủng:

$$F_{cx} = [\alpha_1(b_c + c_1) + \alpha_2(h_c + c_2)]h_0R_{bt} = [5.657(0.8 + 0.55) \times 2] \times 2 \times 1200 = 36657.36(\text{kN})$$

Thỏa mãn điều kiện : $F_{xt} < F_{cx}$ chống xuyên thủng đài cọc. Chiều cao đài đã chọn hợp lý

6.3.6 Tính lún cho nhóm cọc

- Tính độ lún móng khối quy ước

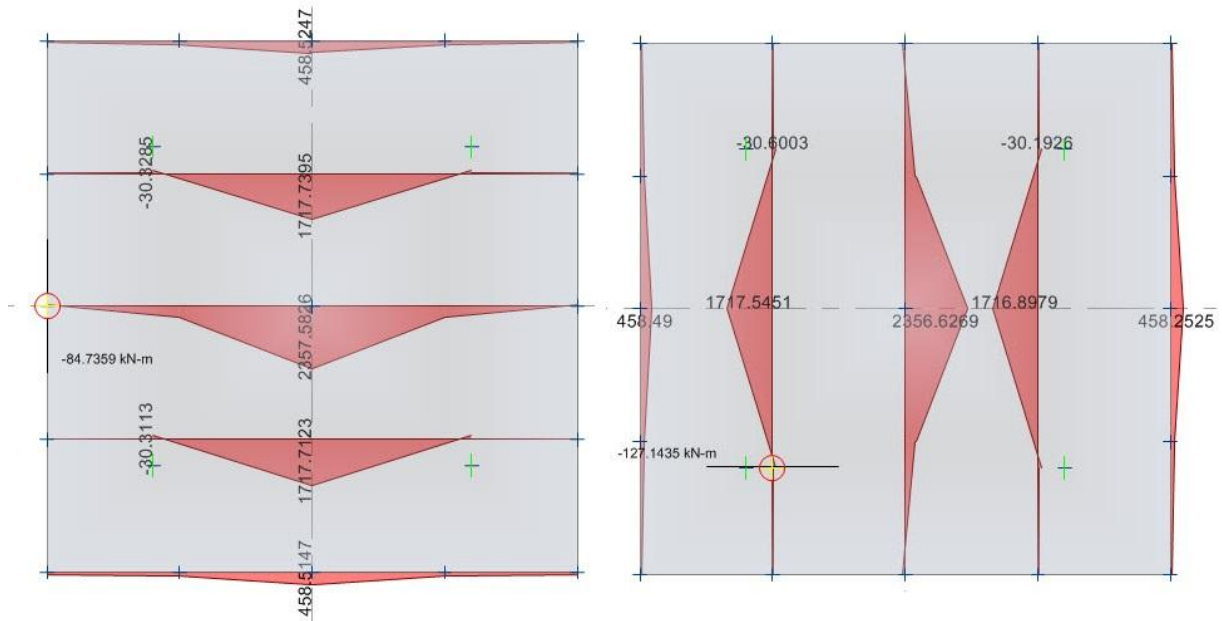
$$\text{Áp lực gây lún: } p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma' h = 617.16 - 431.39 = 185.77 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

STT	Z(m)	$\frac{z}{b}$	K_0	σ_{bt}	σ_{gl}	P_1	P_2	e_0	e_1	S(m)
1	0	0	1	431.39	143.78	434.32	547.11	0.4140	0.3980	0.0023
2	0.5	0.0602	0.9964	437.24	143.2607	440.17	552.23	0.4131	0.3974	0.0022
3	1	0.1205	0.9870	443.09	141.4026	446.02	556.39	0.5950	0.5884	0.0083
4	1.5	0.1807	0.9666	448.94	136.6744	451.87	559.14	0.5947	0.5883	0.0080
5	2	0.2410	0.9321	454.79	127.3969	457.72	560.73	0.5943	0.5882	0.0077
6	2.5	0.3012	0.8911	460.64	113.5208	463.57	561.12	0.5939	0.5881	0.0073
7	3	0.3614	0.8355	466.49	94.8480	469.42	560.61	0.5936	0.5882	0.0068
8	3.5	0.4217	0.7785	472.34	73.8408	475.27				
										0.0425

→ Dừng tính lún tại $z = 3.5$ (m). Tổng độ lún $S = 4.25$ cm < 8 cm

6.3.7 Tính toán cốt thép cho đài móng M2

- Nội lực để tính toán cốt thép cho đài móng được lấy từ các dải Strip chia đều kín đài móng trong mô hình.



Hình 6.11 Moment đài móng M2

- Tính toán cốt thép
- + Chọn a_{gt} lớp dưới $a_{gt,d} = a_{ngâm} + 50 = 200 + 50 = 250$ (mm)
- + Chọn a_{gt} lớp trên $a_{gt,t} = 50$ (mm)

$$h_0 = H_d - a_{gt} \rightarrow \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

Bảng 4.8 Kết quả tính thép móng M2

Phương	Vị trí	M	b	h ₀	α	ξ	As	Bố trí	Asc (mm ²)	μ _c (%)
		(kN.m)	(mm)	(mm)			(cm ²)			
Phương X	Lớp dưới	2357.58	1000	1750	0.05	0.052	37.89	φ22a100	38.01	0.22
	Lớp trên	-84.73	1000	1950	0.001	0.001	1.19	φ12a200	5.65	0.03
Phương Y	Lớp dưới	2356.62	1000	1750	0.05	0.052	37.87	φ22a100	38.01	0.20
	Lớp trên	-127.14	1000	1950	0.002	0.002	1.79	φ12a200	5.65	0.03

6.4 THIẾT KẾ MÓNG M3

6.4.1 Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc

- Lực dọc lớn nhất tác dụng lên móng M3:

$$N^{tt} = P(C30) + P(C31) + N_{\text{base}} \times 2 = 8944.15 + 8655.44 + 735 \times 2 = 19069.59 \text{ (kN)}$$

Cột	Load	N	MX	MY	Qx	Qy
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
C30	COMB1	8944.15	-36.33	-2.42	-7.11	48.54
C31	COMB1	8655.44	53.22	5.79	2.58	-54.38

-

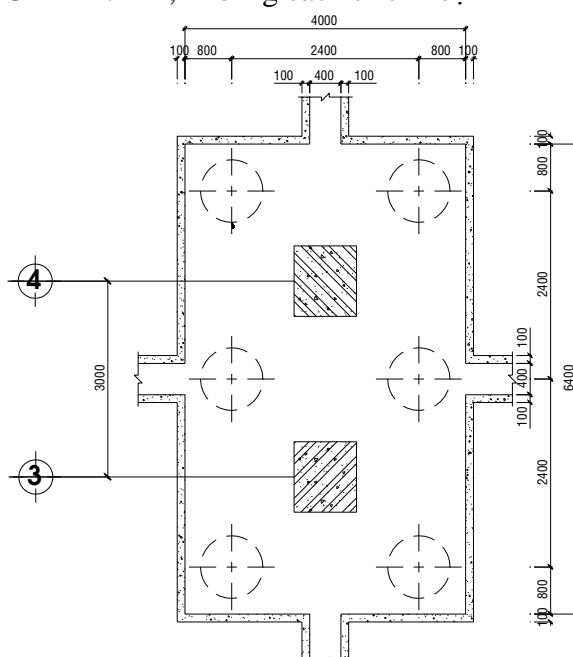
- Sơ bộ số lượng cọc:

$$+ \text{ Sức chịu tải cọc sử dụng: } R_{cd} = 4544.48 \text{ (kN)}$$

$$+ n_{\text{coc}} = k \times \frac{N^{tt}}{R_{cd}} = 1.2 \times \frac{19069.59}{4544.48} = 5.035$$

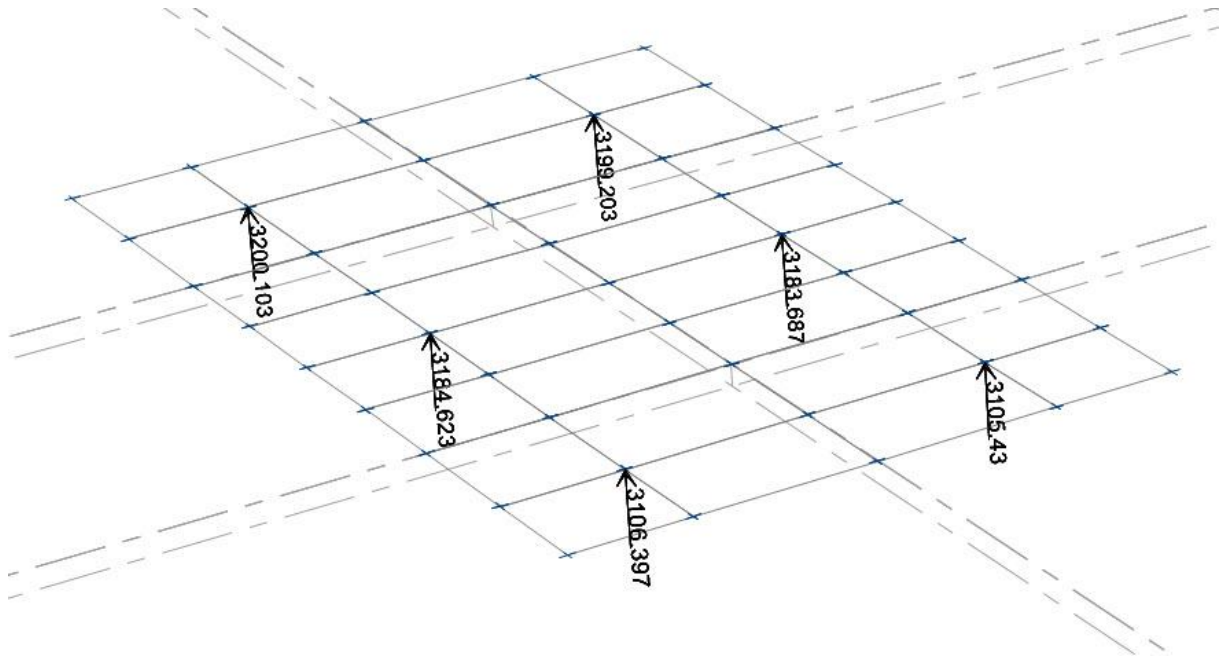
k – hệ số xét đến ảnh hưởng của momen và lực ngang. (k = 1.2 ÷ 1.5)

- + Do chưa tính trọng lượng đài cọc và khối đất đắp trên đài cũng như ảnh hưởng của hệ số nhóm, ta chọn số cọc là 6 cọc.
- + Chọn kích thước đài cọc và bố trí như sau: Khoảng cách giữa 2 tim cọc $s = 3D = 2.4\text{m}$, khoảng cách từ tim cọc đến mép đài $s = D = 0.8\text{m}$.



Hình 6.12 Móng M3

- Do sự bố trí cọc trong đài móng rất phức tạp, nên việc tính toán kiểm tra thủ công gặp nhiều khó khăn, mặt khác sự tin cậy của mô hình phân tích đã được kiểm chứng bởi những mô hình đơn giản đã so sánh đối chiếu ở trên nên việc tính toán móng sẽ được thực hiện với sự hỗ trợ của phần mềm SAFE 2016.



Hình 6.13 Phản lực đầu cọc đài móng M3

- $P_{\max} = 3200.1(\text{kN}) < N_{\text{td}} = \frac{\gamma_0}{\gamma_n} R_{\text{cd}} = 4544.48(\text{kN})$, vậy thỏa điều kiện cọc không bị phá hủy.
- $P_{\min} = 3105.43(\text{kN}) > 0$, vậy thỏa điều kiện cọc chịu nhỏ.
 - + γ_0 : hệ số điều kiện làm việc (lấy bằng 1 đối với cọc đơn, bằng 1.15 trong móng nhiều cọc)
 - + $\gamma_n = 1.15$: hệ số tầm quan trọng công trình (mục 7.1.11 TCVN 10304-2014)

6.4.2 Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm

- Sơ bộ tổng tải tác dụng lên tâm móng (tạm bỏ qua tác dụng của moment)

$$\sum N'' = N'' + Q_d = N'' + A_d \times D_f \times \gamma_{fb} = 19069.59 + 4 \times 6.4 \times 2 \times 20.1 = 20098.71(\text{kN})$$
- Hệ số nhóm:

$$\eta = 1 - \theta \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

$$\eta = 1 - 18.435 \times \left[\frac{(3 - 1) \times 2 + (2 - 1) \times 3}{90 \times 3 \times 2} \right] = 0.761$$

Trong đó: $\theta = \arctan \left[\frac{d}{s} \right] = \arctan \left[\frac{0.8}{2.4} \right] = 18.435^\circ$

d: đường kính cọc, $d = 0.8(\text{m})$

s: khoảng cách giữa các cọc, $s = 3d = 3 \times 0.8 = 2.40 \text{ m}$

n_1 : số hàng cọc: $n_1 = 3$

n_2 : số cọc trong mỗi hàng $n_2 = 2$

- Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_a^{nh} = \eta \times n \times Q_a = 0.761 \times 6 \times 4710.7 = 21509.056 (\text{kN}) > \sum N^u = 20098.71 (\text{kN})$$

→ Kết luận: Hệ cọc đủ khả năng chịu tải.

6.4.3 Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc

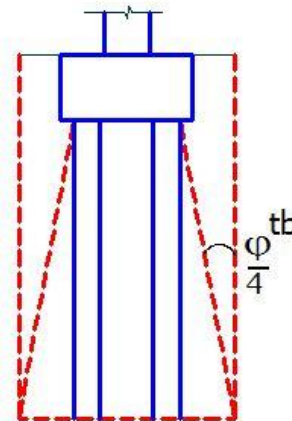
- Chọn trường hợp tính toán: sử dụng giá trị truyền tải xuống móng với giá trị lực dọc N_{\max} ứng với giá trị tiêu chuẩn. Gần đúng lấy $N = N_{\max}^{tt} / 1.15$.

Bảng 4.9 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp

Móng	N^{tc}	M^{tc_x}	M^{tc_y}
M3	16582.25	14.68	2.93

- Xác định kích thước khối móng quy ước:

$$+ \text{ Góc ma sát trung bình: } \varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = 14.34 \rightarrow \frac{\varphi_{tb}}{5} = 2.87$$



Hình 6.5 Khối móng quy ước cho móng M3

+ Diện tích đáy khối móng quy ước tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \times B_{qu}$:

$$B_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(2.87) + 4 = 8.3 (\text{m})$$

$$L_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(2.87) + 6.4 = 10.7 (\text{m})$$

$$A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 8.3 \times 10.7 = 88.81 (\text{m}^2)$$

- Moment chống uốn của móng khối quy ước:

$$\blacksquare W_x = L_{qu} \times \frac{B_{qu}^2}{6} = 10.7 \times \frac{8.3^2}{6} = 122.85 (\text{m}^3)$$

- $W_y = B_{qu} \times \frac{L_{qu}^2}{6} = 8.3 \times \frac{10.7^2}{6} = 158.37 (m^3)$
- Khối lượng đất trong khối móng quy ước:
 - $Q_d = A_{qu} \sum h_i \gamma$
 - $= 88.81 \times (4.2 \times 9.2 + 3.3 \times 10 + 26.5 \times 9.5 + 10 \times 10.8) = 38311.7 (kN)$ Trọng lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:
 - $Q_{dc} = nA_p \sum h_i \gamma + \gamma V_{dai} = 6 \times 0.503 \times 431.39 + 10.5 \times 2 \times 4 \times 6.4 = 1839.5 (kN)$
- Khối lượng cọc và đài bê tông:
 - $Q_c = n_c A_p \gamma_{bt} L_c + W_d = 6 \times 0.503 \times 25 \times 42.9 + 2 \times 4 \times 6.4 \times 25 = 4516.8 (kN)$
- Khối lượng tổng trên móng quy ước:
 - $Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 38311.7 + 4516.8 - 1839.5 = 40989 (kN)$
- Tải trọng qui về đáy móng khối quy ước:
 - $N_{qu}^{tc} = N_{dai}^{tc} + Q_{qu} = 16582.25 + 40989 = 57571.25 (kN)$
- Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:
 - $p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{57571.25}{88.81} = 648.25 (kN/m^2)$
 - $p_{max-min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$
 - $p_{max}^{tc} = 648.4 (kN/m^2); p_{min}^{tc} = 648.1 (kN/m^2)$
- Sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng theo Điều 4.6.9, TCVN 9362 – 2012:
 - $R_{tc} = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} (A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_0)$
 - (Công thứ 16 TCVN 9362 – 2012)

Trong đó:

- + m_1 và m_2 : Lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất nền và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền, tra Bảng 15 theo Điều 4.6.10 TCVN 9362 – 2012, đất mịn no nước $\rightarrow m_1 = 1, m_2 = 1$.
- + k_{tc} : Hệ số độ tin cậy tra theo Điều 4.6.11 TCVN 9362 – 2012, các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thông kê $\rightarrow k_{tc} = 1$.
- + A, B, D : Các hệ số không thứ nguyên lấy theo Bảng 14, TCVN 9362 – 2012, phụ thuộc vào góc ma sát trong $\rightarrow A = 0.301, B = 2.21, D = 4.74$.
- + b : bề rộng đáy móng.
- + h : Chiều sâu đặt móng so với cốt quy định, $h = 47.9 (m)$

+ γ_{II} : Dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống, vì lớp đất dưới mực nước ngầm nên $\gamma_{II} = 10(\text{kN}/\text{m}^3)$.

+ γ'_{II} : Dung trọng các lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở lên.

$$\gamma'_{II} = \frac{4.2 \times 9.2 + 3.3 \times 10 + 26.5 \times 9.5 + 10 \times 10.8}{4.2 + 3.3 + 26.5 + 10} = 9.8(\text{kN}/\text{m}^2)$$

+ c_{II} : Giá trị lực dính đơn vị nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 20(\text{kN}/\text{m}^2)$

+ h_o : Chiều sâu đến nền tầng hầm, $h_o = h - h_{td}$.

+ h_{td} : Chiều sâu đặt móng kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm.

$$h_{td} = h_1 + h_2 \times \frac{\gamma_{kc}}{\gamma_{II}} = 42.9 + 0.3 \times \frac{25}{9.8} = 43.67(\text{m})$$

+ h_1 : Chiều dày lớp đất phía trên đáy móng, $h_1 = 42.9(\text{m})$.

+ h_2 : Chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm, $h_2 = 0.3(\text{m})$.

+ γ_{kc} : Trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm, $\gamma_{kc} = 25(\text{kN}/\text{m}^3)$

+ Vì chiều rộng tầng hầm lớn hơn 20m nên chiều sâu đặt móng $h = h_{td} \rightarrow h_o = 0(\text{m})$

- Vận sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng là:

$$R_{tc} = \frac{1 \times 1}{1} (0.301 \times 5.9 \times 10 + 2.21 \times 47.9 \times 9.8 + 4.74 \times 20 - 10 \times 0) = 1149.98(\text{kN}/\text{m}^2)$$

- Kiểm tra áp lực nền dưới đáy móng:

Vì $P_{tb}^{tc} = 648.25(\text{kN}/\text{m}^2) < R_{tc} = 1149.98(\text{kN}/\text{m}^2) \rightarrow$ nền dưới mũi cọc làm việc trong giai đoạn đàn hồi. Do đó có thể tính móng theo mô hình bán không gian đàn hồi.

6.4.4 Tính lún cho nhóm cọc

$$\text{Áp lực gây lún: } p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma' h = 552.27 - 431.39 = 120.1(\text{kN}/\text{m}^2)$$

STT	Z(m)	$\frac{z}{b}$	K_0	σ_{bt}	σ_{gl}	P_1	P_2	e_0	e_1	S(m)
1	0	0	1	431.39	120.1	434.315	554.250	0.414	0.397	0.002
2	0.5	0.06024	0.99726	437.24	119.771	440.165	559.511	0.413	0.396	0.002
3	1	0.12048	0.99019	443.09	118.922	446.015	564.008	0.595	0.588	0.009
4	1.5	0.18072	0.97473	448.94	117.065	451.865	567.272	0.595	0.588	0.009
5	2	0.24096	0.94712	454.79	113.749	457.715	569.447	0.594	0.588	0.008
6	2.5	0.30120	0.91354	460.64	109.716	463.565	570.516	0.594	0.588	0.008
7	3	0.36145	0.86749	466.49	104.186	469.415	570.706	0.594	0.588	0.007
8	3.5	0.42169	0.81928	472.34	98.395	475.265	570.534	0.593	0.588	0.007
9	4	0.48193	0.76721	478.19	92.142					
										0.053

→ Dùng tính lún tại $z = 4$ (m). Tổng độ lún $S = 5.3 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$.

6.4.5 Kiểm tra xuyên thủng cho đài móng M3

- Công thức chung xác định lực chống xuyên:

$$F_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 \frac{h_0}{c}$$

Trong đó:

- + F_{cx} : Là lực chống xuyên thủng
 - + α : Là hệ số, bê tông nặng lấy bằng 1; bê tông hạt nhỏ 0.85; bê tông nhẹ 0.8
 - + R_{bt} là cường độ chịu cắt của bê tông, dùng bê tông B30 $\rightarrow R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$
 - + u_m : Là chu vi trung bình của mặt nghiêng xuyên thủng
 - + h_0 : Là chiều cao làm việc của đài
 - + c : Là chiều dài hình chiếu mặt bên tháp xuyên thủng lên phương ngang
- $$c \geq 0.4h_0; 1 \leq \frac{h_0}{c} \leq 2.5$$
- Vì chiều cao đài 2m nên tháp xuyên thủng phủ hết các đầu cọc. Do đó ta cần kiểm tra theo điều kiện hạn chế.
 - Kiểm tra xuyên thủng do cột gây ra, mặt xuyên thủng có kích thước: $h_0 = 1.9 \text{ m}$, $c = 0.76 \text{ m}$.

$$F_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 \frac{h_0}{c}$$

$$= 1 \times 1.2 \times 10^3 \times 2(0.5 + 0.5 + 2 \times 2) \times 1.9 \times \frac{1.9}{0.76} = 57000(\text{kN})$$

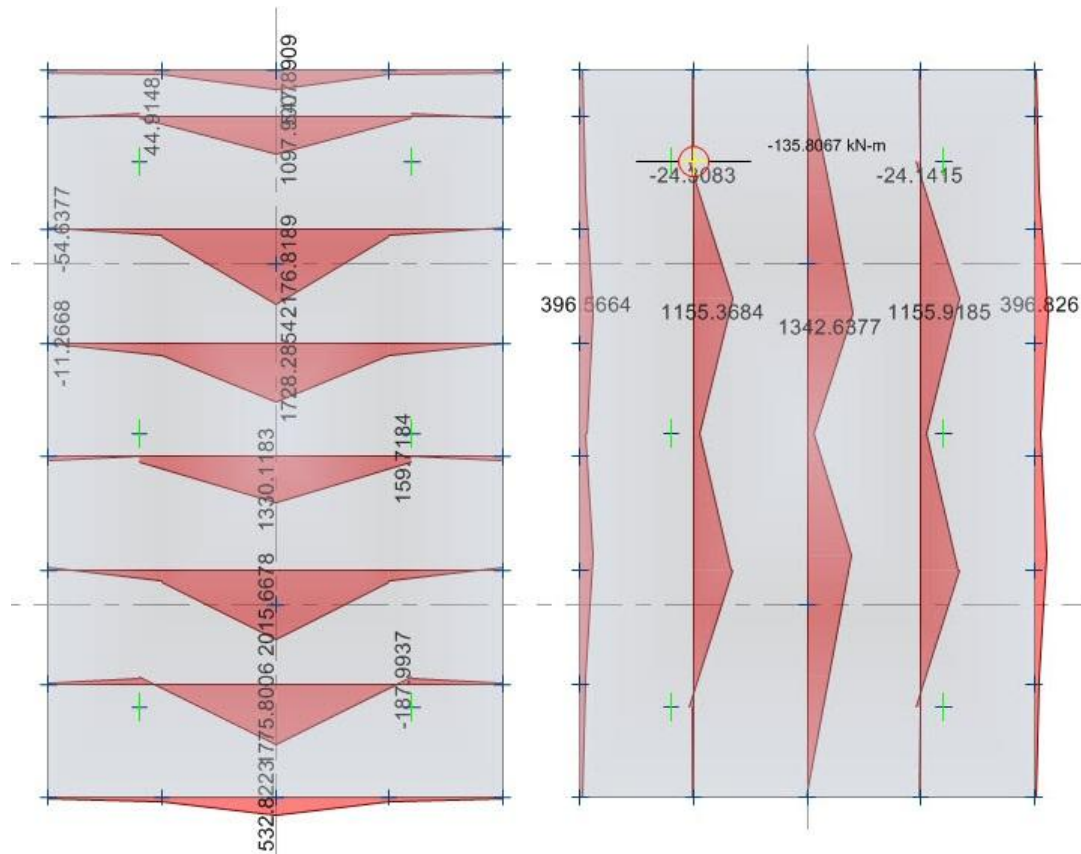
- Lực xuyên thủng:

$$F_{xt} = 6P_{\max} = 6 \times 8944.15 = 53664.9(\text{kN}) < F_{cx} = 57000(\text{kN})$$

→ Kết luận: Thỏa điều kiện chống xuyên thủng.

6.4.6 Thiết kế cốt thép cho đài móng M3.

- Nội lực để tính toán cốt thép cho đài móng được lấy từ các dải Strip chia đều kín đài móng trong mô hình



Hình

Hình 6.14 Moment móng M3

- Tính toán cốt thép
- + Chọn a_{gt} lớp dưới $a_{gt,d} = a_{ngâm} + 50 = 200 + 50 = 250$ (mm)
- + Chọn a_{gt} lớp trên $a_{gt,t} = 50$ (mm)

$$h_0 = H_d - a_{gt} \rightarrow \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

Bảng 6.10 Kết quả tính thép móng M3

Phương	Vị trí	M	b	h_0	α	ξ	As	Bố trí	Asc (cm ²)	μ_c (%)
		(Kn.m)					(mm)			
Phương X	Lớp dưới	2015.66	1000	1750	0.043	0.044	32.27	$\phi 25a150$	32.72	0.19
	Lớp trên	-187.9	1000	1950	0.003	0.003	2.64	$\phi 12a200$	5.65	0.03
Phương Y	Lớp dưới	1342.6	1000	1750	0.029	0.029	21.33	$\phi 25a200$	24.54	0.14
	Lớp trên	-135.8	1000	1950	0.002	0.002	1.91	$\phi 12a200$	5.65	0.03

6.2. THIẾT KẾ MÓNG LỖI THANG

6.2.1. Kiểm tra điều kiện tải tác dụng lên đầu cọc

- Lực dọc lớn nhất tác dụng lên móng M4: $N^{tt} = 97275.1642(\text{kN})$

- Sơ bộ số lượng cọc:

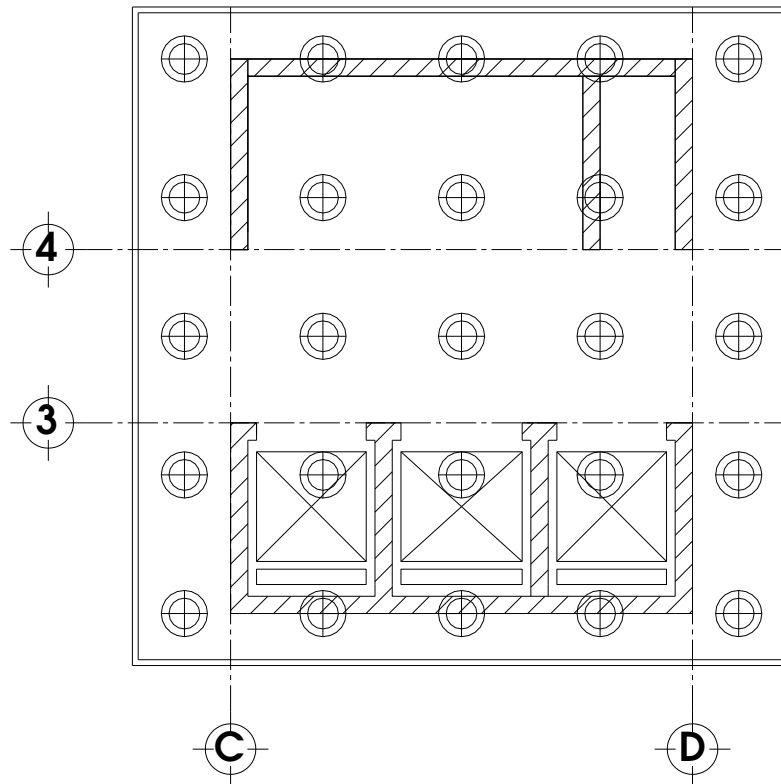
+ Sức chịu tải cọc sử dụng: $R_{cd} = 5356(\text{kN})$

+ $n_{\text{cọc}} = k \times \frac{N^{tt}}{R_{cd}} = 1.2 \times \frac{97275.1642}{5356} = 21.8$

k – hệ số xét đến ảnh hưởng của momen và lực ngang. ($k = 1.2 \div 1.5$)

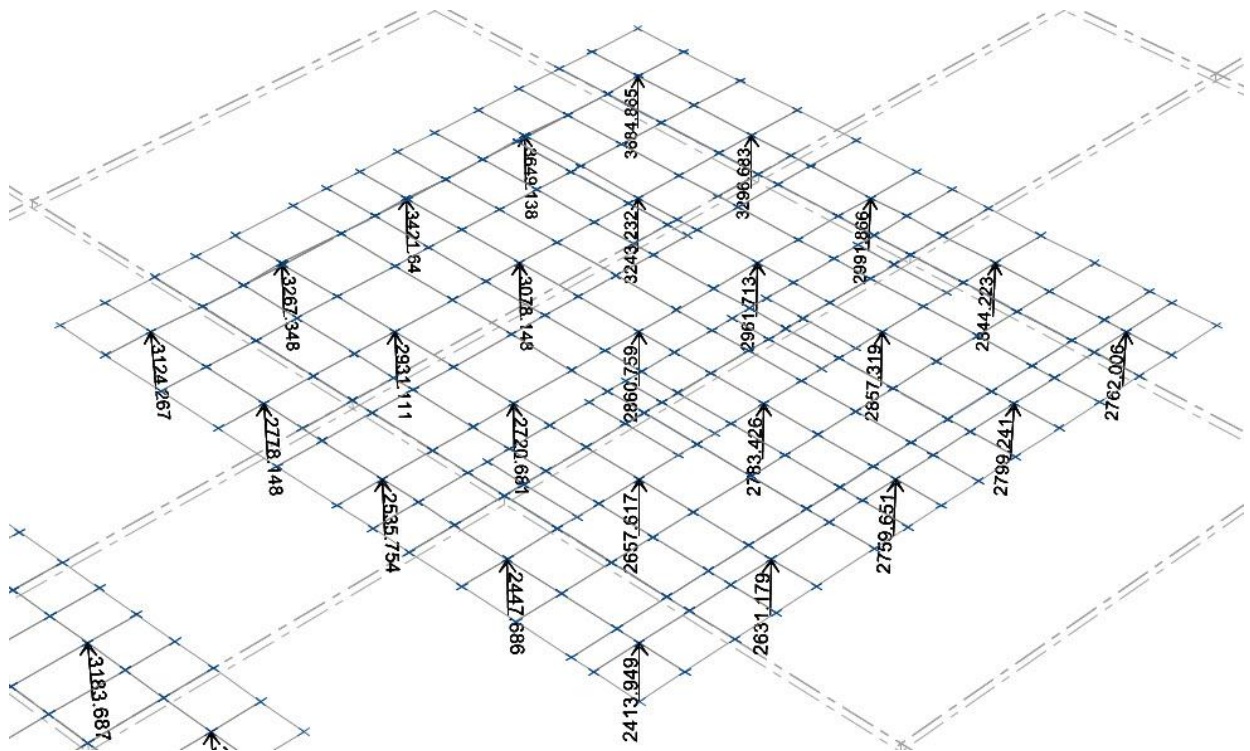
+ Do chưa tính trọng lượng đài cọc và khối đất đắp trên đài cũng như ảnh hưởng của hệ số nhóm, ta chọn số cọc là 25 cọc.

+ Chọn kích thước đài cọc và bố trí như sau: Khoảng cách giữa 2 tim cọc $s = 3D = 2.4\text{m}$, khoảng cách từ tim cọc đến mép đài $s = D = 0.8\text{m}$



Hình 6.15: Móng thang máy

-Do sự bố trí cọc trong đài móng lõi thang rất phức tạp, nên việc tính toán kiểm tra thủ công gặp nhiều khó khăn, mặt khác sự tin cậy của mô hình phân tích đã được kiểm chứng bởi những mô hình đơn giản đã so sánh đối chiếu ở trên nên việc tính toán móng lõi thang sẽ được thực hiện với sự hỗ trợ của phần mềm SAFE 2016



- $P_{\max} = 3684.86(\text{kN}) < N_{\text{td}} = \frac{\gamma_0}{\gamma_n} R_{\text{cd}} = \frac{1.15}{1.15} \times 4710.7 = 4710.7(\text{kN})$, vậy thỏa điều kiện cọc không bị phá hủy.
- $P_{\min} = 2413.94(\text{kN}) > 0$, vậy thỏa điều kiện cọc chịu nhỏ.
 - + γ_0 : hệ số điều kiện làm việc (lấy bằng 1 đối với cọc đơn, bằng 1.15 trong móng nhiều cọc)
 - + $\gamma_n = 1.15$: hệ số tầm quan trọng công trình (mục 7.1.11 TCVN 10304-2014)

6.2.2. Tính toán sức chịu tải của cọc làm việc theo nhóm

- Sơ bộ tổng tải tác dụng lên tâm móng (tạm bỏ qua tác dụng của moment)

$$\sum N^t = N^t + Q_d = N^t + A_d \times D_f \times \gamma_{tb} = 97275.16 + 11.4 \times 11.4 \times 2.8 \times 20.1 = 104589.3(\text{kN})$$
- Hệ số nhóm:

$$\eta = 1 - \theta \times \left[\frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \right]$$

$$\eta = 1 - 18.435 \times \left[\frac{(6 - 1) \times 6 + (6 - 1) \times 6}{90 \times 6 \times 6} \right] = 0.658$$

Trong đó: $\theta = \arctan \left[\frac{d}{s} \right] = \arctan \left[\frac{0.8}{2.4} \right] = 18.435^\circ$

d: đường kính cọc, $d = 0.8(\text{m})$

s: khoảng cách giữa các cọc, $s = 3d = 3 \times 0.8 = 2.40 \text{ m}$

n_1 : số hàng cọc: $n_1 = 6$

n_2 : số cọc trong mỗi hàng $n_2 = 6$

- Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_a^{nh} = \eta \times n \times Q_a = 0.658 \times 36 \times 4710.7 = 111587.06(\text{kN}) > \sum N^t = 104589.3(\text{kN})$$

→ Kết luận: Hệ cọc đủ khả năng chịu tải.

6.2.3. Kiểm tra áp lực đất nền dưới tác dụng mũi cọc

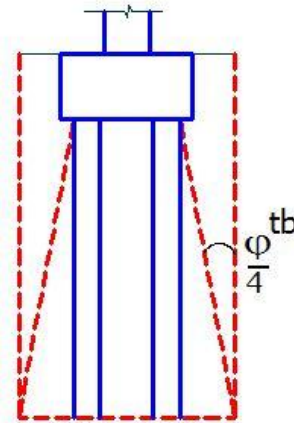
- Chọn trường hợp tính toán: sử dụng giá trị truyền tải xuống móng với giá trị lực dọc N_{\max} ứng với giá trị tiêu chuẩn. Gần đúng lấy $N = N_{\max}^t / 1.15$.

Bảng 6.11 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp

Móng	N^t	M^{t_x}	M^{t_y}
MTM	84587.1	0	0

- Xác định kích thước khối móng quy ước:

+ Góc ma sát trung bình: $\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i} = 14.34 \rightarrow \frac{\varphi_{tb}}{5} = 2.87$



Hình 4.20 Khối móng quy ước cho móng MTM

+ Diện tích đáy khối móng quy ước tính theo công thức: $A_{qu} = L_{qu} \times B_{qu}$:

$$B_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(2.87) + 11.4 = 15.7(\text{m})$$

$$L_{qu} = 2 \times 42.9 \times \tan(2.87) + 11.4 = 15.7(\text{m})$$

$$A_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 15.7 \times 15.7 = 246.5(\text{m}^2)$$

- Moment chống uốn của móng khối quy ước:

- $W_x = L_{qu} \times \frac{B_{qu}^2}{6} = 15.7 \times \frac{15.7^2}{6} = 645 \text{ (m}^3\text{)}$

- $W_y = B_{qu} \times \frac{L_{qu}^2}{6} = 15.7 \times \frac{15.7^2}{6} = 645 \text{ (m}^3\text{)}$

- Khối lượng đất trong khối móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum h_i \gamma$$

$$= 246.5 \times (4.2 \times 9.2 + 3.3 \times 10 + 26.5 \times 9.5 + 10 \times 10.8) = 106337.63 \text{ (kN)}$$

- Trọng lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = n A_p \sum h_i \gamma + \gamma V_{dai} = 25 \times 0.503 \times 431.39 + 10.5 \times 2.5 \times 11.4 \times 11.4 = 8836.18 \text{ (kN)}$$

- Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = n_c A_p \gamma_{bt} L_c + W_d = 25 \times 0.503 \times 25 \times 42.9 + 2.5 \times 11.4 \times 11.4 \times 25 = 21609.18 \text{ (kN)}$$

- Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 106337.63 + 21609.18 - 8836.18 = 119110.63 \text{ (kN)}$$

- Tải trọng qui về đáy móng khối quy ước:

- $N_{qu}^{tc} = N_{dai}^{tc} + Q_{qu} = 84587.1 + 119110.63 = 203697.72 \text{ (kN)}$

- Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

- $p_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{203697.72}{246.5} = 826.36 \text{ (kN / m}^2\text{)}$

- Sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng theo Điều 4.6.9, TCVN 9362 – 2012:

- $R_{tc} = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} (A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_0)$
- (Công thức 16 TCVN 9362 – 2012)

Trong đó:

+ m_1 và m_2 : Lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của đất nền và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền, tra Bảng 15 theo Điều 4.6.10 TCVN 9362 – 2012, đất mịn no nước $\rightarrow m_1 = 1, m_2 = 1$.

+ k_{tc} : Hệ số độ tin cậy tra theo Điều 4.6.11 TCVN 9362 – 2012, các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê $\rightarrow k_{tc} = 1$.

+ A, B, D: Các hệ số không thứ nguyên lấy theo Bảng 14, TCVN 9362 – 2012, phụ thuộc vào góc ma sát trong $\rightarrow A = 0.301, B = 2.21, D = 4.74$.

+ b: bề rộng đáy móng.

+ h: Chiều sâu đặt móng so với cốt quy định, $h = 47.9 \text{ (m)}$

+ γ_{II} : Dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống, vì lớp đất dưới mực nước ngầm nên $\gamma_{II} = 10 \text{ (kN / m}^3\text{)}$.

+ γ_{II}' : Dung trọng các lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở lên.

$$\gamma_{II}' = \frac{4.2 \times 9.2 + 3.3 \times 10 + 26.5 \times 9.5 + 10 \times 10.8}{4.2 + 3.3 + 26.5 + 10} = 9.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ c_{II} : Giá trị lực dính đơn vị nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

+ h_0 : Chiều sâu đến nền tầng hầm, $h_0 = h - h_{td}$.

+ h_{td} : Chiều sâu đặt móng kể từ nền tầng hầm bên trong nhà có tầng hầm.

$$h_{td} = h_1 + h_2 \times \frac{\gamma_{kc}}{\gamma_{II}} = 42.9 + 0.3 \times \frac{25}{9.8} = 43.67 \text{ (m)}$$

+ h_1 : Chiều dày lớp đất phía trên đáy móng, $h_1 = 42.9 \text{ (m)}$.

+ h_2 : Chiều dày của kết cấu sàn tầng hầm, $h_2 = 0.3 \text{ (m)}$.

+ γ_{kc} : Trọng lượng thể tích của kết cấu sàn tầng hầm, $\gamma_{kc} = 25 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

+ Vì chiều rộng tầng hầm lớn hơn 20m nên chiều sâu đặt móng $h = h_{td} \rightarrow h_0 = 0 \text{ (m)}$

- Vậy sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền dưới đáy móng là:

$$R_{tc} = \frac{1.1 \times 1.2}{1} (0.301 \times 5.9 \times 10 + 2.21 \times 47.9 \times 9.8 + 4.74 \times 20 - 10 \times 0) = 1149.98 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Kiểm tra áp lực nền dưới đáy móng:

Vì $P_{tb}^{tc} = 826.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} < R_{tc} = 1149.98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \rightarrow$ nền dưới mũi cọc làm việc trong giai đoạn đàn hồi. Do đó có thể tính móng theo mô hình bán không gian đàn hồi.

6.2.4. Tính lún nhóm cọc

$$\text{Áp lực gây lún: } p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma' h = 826.36 - 431.39 = 394.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

STT	Z(m)	$\frac{z}{b}$	K_0	σ_{bt}	σ_{gl}	P_1	P_2	e_0	e_1	S(m)
1	0	0	1	431.39	203.14	572.6	575.175	0.58736	0.5773	0.00317
2	0.5	0.03676	0.996	437.24	202.3274	577.75	582.9	0.58693	0.577	0.00313
3	1	0.07353	0.993	443.09	201.718	588.05	595.775	0.58623	0.57648	0.00307
4	1.5	0.11029	0.989	448.94	200.9055	603.5	613.8	0.58526	0.57576	0.003
5	2	0.14706	0.986	454.79	200.296	624.1	636.975	0.58404	0.57486	0.0029
6	2.5	0.18382	0.982	460.64	199.4835	649.85	665.3	0.5826	0.57379	0.00279
7	3	0.22059	0.978	466.49	198.6709	680.75	698.775	0.58096	0.57257	0.00265
8	3.5	0.25735	0.975	472.34	198.0615	716.8	737.4	0.57915	0.57124	0.0025
9	4	0.29412	0.971	478.19	197.2489	758	781.175	0.5772	0.56988	0.00232
10	4.5	0.33088	0.955	484.04	193.9987	804.35	830.1	0.57516	0.56851	0.00211
11	5	0.36765	0.94	489.89	190.9516					
										0.02764

→ Dùng tính lún tại $z = 5$ (m). Tổng độ lún $S = 2.7 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$.

6.2.5. Kiểm tra xuyên thủng cho đài móng lõi thang

- Công thức chung xác định lực chống xuyên:

$$F_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 \frac{h_0}{c}$$

Trong đó:

- + F_{cx} : Là lực chống xuyên thủng
 - + α : Là hệ số, bê tông nặng lấy bằng 1; bê tông hạt nhỏ 0.85; bê tông nhẹ 0.8
 - + R_{bt} là cường độ chịu cắt của bê tông, dùng bê tông B30 $\rightarrow R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$
 - + u_m : Là chu vi trung bình của mặt nghiêng xuyên thủng
 - + h_0 : Là chiều cao làm việc của đài
 - + c : Là chiều dài hình chiếu mặt bên tháp xuyên thủng lên phương ngang
- $$c \geq 0.4h_0; 1 \leq \frac{h_0}{c} \leq 2.5$$
- Vì chiều cao đài 2m nên tháp xuyên thủng phủ hết các đầu cọc. Do đó ta cần kiểm tra theo điều kiện hạn chế.
 - Kiểm tra xuyên thủng do cột gây ra, mặt xuyên thủng có kích thước: $h_0 = 1.9 \text{ m}$, $c = 0.76 \text{ m}$.

$$F_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 \frac{h_0}{c}$$

$$= 1 \times 1.2 \times 10^3 \times 2(0.8 + 0.8 + 2 \times 2) \times 1.9 \times \frac{1.9}{0.76} = 63840(\text{kN})$$

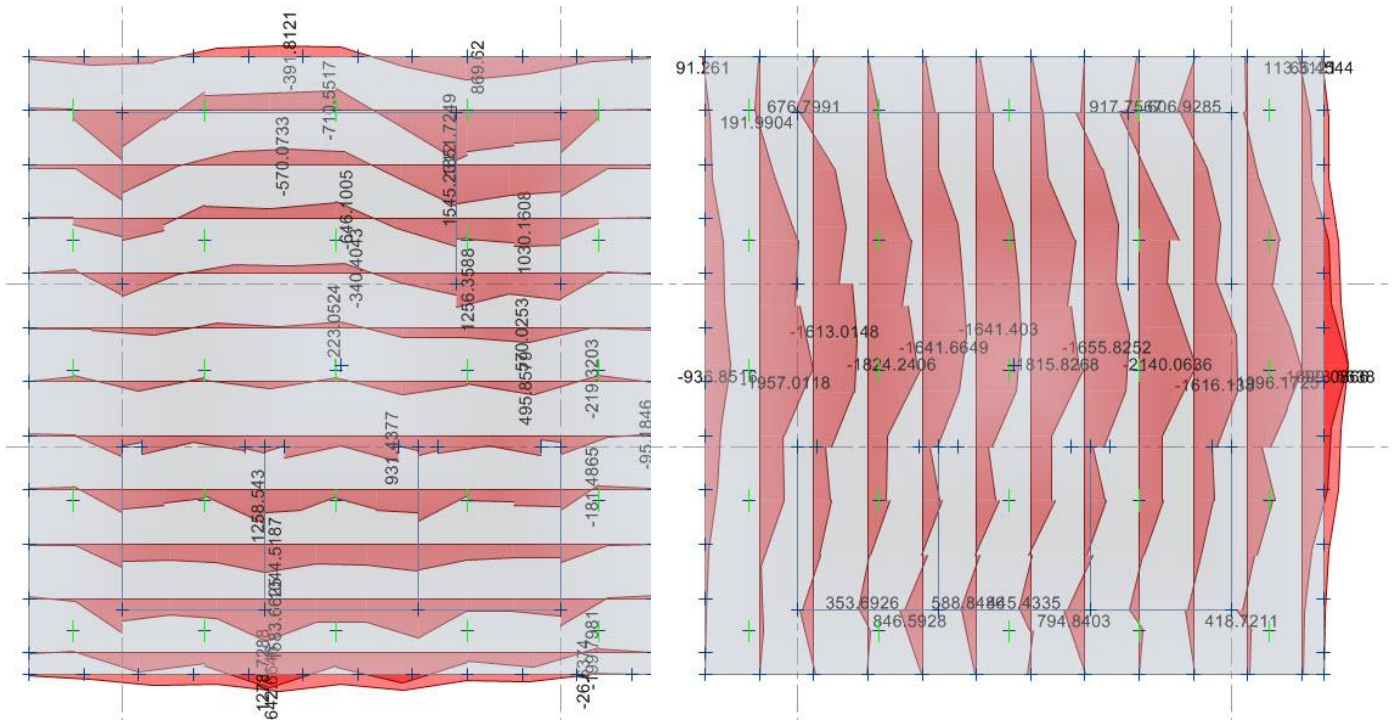
- Lực xuyên thủng:

$$F_{xt} = 6P_{\max} = 6 \times 3684.86 = 22109.16(\text{kN}) < F_{cx} = 63840(\text{kN})$$

→ Kết luận: Thỏa điều kiện chống xuyên thủng.

6.2.6. Thiết kế cốt thép cho đài móng lõi thang

- Nội lực để tính toán cốt thép cho đài móng được lấy từ các dải Strip chia đều kín đài móng trong mô hình



Hình 4.21 Moment móng Thang Máy

- Tính toán cốt thép
- + Chọn a_{gt} lớp dưới $a_{gt,d} = a_{ngâm} + 50 = 200 + 50 = 250$ (mm)
- + Chọn a_{gt} lớp trên $a_{gt,t} = 50$ (mm)

$$h_0 = H_d - a_{gt} \rightarrow \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} \rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

Bảng 6.11 Kết quả tính thép móng TM

Phương	Vị trí	M	b	h ₀	α	ξ	A _s	Bố trí	A _{sc} (mm ²)	μ _c
		(kN.m)	(mm)	(mm)			(cm ²)			
Phương X	Lớp dưới	1851.72	1000	1750	0.040	0.040	29.59	φ20a100	3272.67	0.1283
	Lớp trên	-646.1	1000	1950	0.011	0.011	9.13	φ14a150	1005.5	0.0366
Phương Y	Lớp dưới	917.75	1000	1750	0.020	0.020	14.51	φ14a150	1571	0.0616
	Lớp trên	-2140.06	1000	1950	0.0037	0.037	30.64	φ20a100	1005.5	0.0366

TÀI LIỆU THAM KHẢO

I. CƠ SỞ THỰC HIỆN

Căn cứ Nghị Định số 16/2005/NĐ-CP, ngày 07/02/2005 của Chính Phủ về quản lý dự án đầu tư xây dựng.

Căn cứ Nghị Định số 209/2004/NĐ-CP, ngày 16/12/2004 về quản lý chất lượng công trình xây dựng.

Căn cứ thông tư số 08/2005/TT-BXD, ngày 06/05/2005 của Bộ Xây Dựng về thực hiện nghị định số 16/2005/NĐ-CP.

Các tiêu chuẩn quy phạm hiện hành của Việt Nam.

II. TIÊU CHUẨN VIỆT NAM

1. **TCVN 198-1997:** Nhà cao tầng-Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối.
2. **TCVN 2737-1995:** Tải trọng và tác động-Tiêu chuẩn thiết kế.
3. **TCVN 229-1999:** Chỉ dẫn tính thành phần động của tải trọng gió.
4. **TCVN 5574-2012:** Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép-Tiêu chuẩn thiết kế.
5. **TCVN 10304-2014:** Móng cọc-Tiêu chuẩn thiết kế.
6. **TCVN 9362-2012:** Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình.
7. **TCVN 9386-2012:** Thiết kế công trình chịu động đất

III. SÁCH THAM KHẢO

1. Nguyễn Đình Công (2008), Tính toán thực hành cấu kiện bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn TCVN 356-2005.
2. Võ Bá Tầm (2011), Kết cấu bê tông cốt thép, tập 1, Cấu kiện cơ bản theo TCXDVN 356-2005, NXB Đại học Quốc gia TP.Hồ Chí Minh.
3. Võ Bá Tầm (2011), Kết cấu bê tông cốt thép, tập 2, Các cấu kiện nhà cửa theo TCXDVN 356-2005, NXB Đại học Quốc gia TP.Hồ Chí Minh.
4. Võ Bá Tầm (2011), Kết cấu bê tông cốt thép, tập 3, Các cấu kiện đặc biệt theo TCXDVN 356-2005, NXB Đại học Quốc gia TP.Hồ Chí Minh.
5. Vũ Mạnh Hùng (2010), Sổ tay thực hành kết cấu công trình, NXB Xây Dựng, Hà Nội.
6. NXB Bộ Xây Dựng (2004), Cấu tạo bê tông cốt thép, Công ty tư vấn xây dựng dân dụng Việt Nam.

IV. PHẦN MỀM

1. ETABS version V17.0.1
2. AUTOCAD 2007
3. SAFE V16.0.2

PHỤ LỤC

CHƯƠNG 2:	4
Bảng 2.1: Bê tông sử dụng	4
Bảng 2.2: Cốt thép sử dụng	4
Bảng 2.3: Sơ bộ kích thước cột giữa	4
Bảng 2.4: Sơ bộ kích thước cột biên	5
CHƯƠNG 3 :	6
Bảng 3.1: Quy đổi tải tường tầng điển hình	6
Bảng 3.3: Sàn căn hộ:	6
Bảng 3.4: Sàn vệ sinh	7
Bảng 3.5: Sàn hành lang:	7
Bảng 3.5: Giá trị hoạt tải sử dụng	8
Bảng 3.6: Thép sàn theo phương X-Y	8
CHƯƠNG 4:	10
Bảng 4.1: Tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng	10
Bảng 4.2: Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ	10
Bảng 4.3: Bảng tính cốt thép bản thang	10
Bảng 4.4: Cốt thép dọc dầm	11
Bảng 4.5: Cốt đai dầm chiều tới	11
CHƯƠNG 5	11
Bảng 5.1: Sàn sân thượng	11
Bảng 5.2: Tải tường tầng trệt	12
Bảng 5.3: Tải tường sân thượng	12
Bảng 5.4: Gió tĩnh tác dụng theo phương X gán vào tâm hình học sàn	12
Bảng 5.5: Gió tĩnh tác dụng theo phương Y gán vào tâm hình học sàn	13
Bảng 5.6: Phần trăm khối lượng tham gia dao động	14
Bảng 5.7: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương X	16
Bảng 5.8: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương Y	17
Bảng 5.11 giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương X	19

Bảng 5.12- Bảng giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương Y	21
Bảng 5.13- Các trường hợp tải trọng	22
Bảng 5.14 - Các trường hợp tải trọng trung gian	22
Bảng 5.15 - Các trường hợp tổ hợp tải trọng	23
5.16 -Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do gió.....	24
5.17-Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do động đất	27
5.18-Thép dầm khung trục 1:	33
5.19-Thép dầm khung trục 2 :	34
5.20-Thép dầm khung trục 3 :	35
5.21-Thép dầm khung trục 4 :	36
5.22-Thép dầm khung trục 5 :	37
5.23-Thép dầm khung trục 6 :	37
Bảng 5.24: Cốt đai dầm BD-56.....	39
Bảng 5.25: Cốt thép dọc cột C13	40
Bảng 5.26: Cốt thép dọc cột C22	41
Bảng 5.27: Cốt thép dọc cột C31	42
Bảng 5.28: Cốt thép dọc cột C30	43
Bảng 5.29 Cốt thép dọc cột C26	44
Bảng 5.30 Cốt thép dọc cột C2	45
Bảng 5.31 Cốt thép dọc cột C10	46
Bảng 5.31 Cốt thép dọc cột C33	47
Bảng 5.32 Cốt thép dọc cột C19	48
Bảng 5.33 : Cốt thép vách P1	50
CHƯƠNG 6 :	51
Bảng 6.1 Chỉ tiêu cơ lí các lớp đất	51
Bảng 6.2 Chỉ tiêu cơ lí các lớp đất	51
Bảng 6.3 Cường độ kháng trung bình của cọc móng cột tính theo công thức Nhật Bản	52
Bảng 6.4 Xác định thành phần kháng của đất trên thành cọc	52
Bảng 6.5 Tổng hợp sức chịu tải của cọc khoan nhồi	53
Bảng 6.6 Nội lực tính móng M1 (Cột C2)	53

Bảng 6.7 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp	53
Bảng 6.8 Kết quả tính thép móng M1	53
Bảng 6.9 Nội lực tính móng M2 (Cột C26)	53
Bảng 6.10: Phản lực đầu cọc tổ hợp 8 móng M2	54
Bảng 6.11 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp	54
Bảng 6.12 Kết quả tính thép móng M2	54
Bảng 6.13 Nội lực tính móng M3	54
Bảng 6.14 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp	54
Bảng 6.4 Kết quả tính thép móng M3	55
Bảng 6.15 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp móng lõi thang	55
Bảng 6.16 Kết quả tính thép móng TM.....	55

CHƯƠNG 2:

Bảng 0.1: Bê tông sử dụng

STT	Cấp độ bền	Kết cấu sử dụng
1	Bê tông cấp độ bền B30: $R_b = 17 \text{ MPa}$; $R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$; $E_b = 32,5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$	Nền tầng trệt, cầu thang, lanh tô, trụ tường, móng, cột, dầm, sàn, bể nước.
2	Vữa xi măng cát B5C	Vữa xi măng xây, tô trát tường nhà.

Bảng 0.2: Cốt thép sử dụng

STT	Cấp độ bền	Kết cấu sử dụng
1	Thép AI ($\phi \leq 8$): $R_s = R_{sc} = 225 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$; $E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.	Cốt thép đai, thép treo, thép sàn có $\phi \leq 8$
2	Thép AIII ($\phi > 8$): $R_s = R_{sc} = 365 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 290 \text{ MPa}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.	Cốt thép dọc dầm, cột có $\phi > 8$

Bảng 0.3: Sơ bộ kích thước cột giữa

Tầng	Str.tải	q	N	k	F _{tt}	b x h			F _{chọn}
	(m ²)	(kN/m ²)	(kN)		cm ²	(cm)			cm ²
Tầng 15	49.00	15	735.00	1.1	508	50	x	50	2500
Tầng 14	49.00	15	1470.00	1.1	1016	50	x	50	2500
Tầng 13	49.00	15	2205.00	1.1	1525	50	x	50	2500
Tầng 12	49.00	15	2940.00	1.1	2033	60	x	60	3600
Tầng 11	49.00	15	3675.00	1.1	2541	60	x	60	3600
Tầng 10	49.00	15	4410.00	1.1	3049	60	x	60	3600
Tầng 9	49.00	15	5145.00	1.1	3557	70	x	70	4900
Tầng 8	49.00	15	5880.00	1.1	4065	70	x	70	4900
Tầng 7	49.00	15	6615.00	1.1	4574	70	x	70	4900
Tầng 6	49.00	15	7350.00	1.1	5082	80	x	80	6400

Tầng 5	49.00	15	8085.00	1.1	5590	80	x	80	6400
Tầng 4	49.00	15	8820.00	1.1	6098	80	x	80	6400
Tầng 3	49.00	15	9555.00	1.1	6606	90	x	90	8100
Tầng 2	49.00	15	10290.00	1.1	7114	90	x	90	8100
Tầng 1	49.00	15	11025.00	1.1	7623	90	x	90	8100
Tầng Trệt	49.00	15	11760.00	1.1	8131	90	x	90	8100

Bảng 0.4: Sơ bộ kích thước cột biên

Tầng	Str.tải	q	N	k	F _{tt}	b x h			F _{chọn}
	(m ²)	(kN/m ²)	(kN)		cm ²	(cm)			cm ²
Tầng 15	24.50	15	367.50	1.2	277	40	x	40	1600
Tầng 14	24.50	15	735.00	1.2	554	40	x	40	1600
Tầng 13	24.50	15	1102.50	1.2	832	40	x	40	1600
Tầng 12	24.50	15	1470.00	1.2	1109	50	x	50	2500
Tầng 11	24.50	15	1837.50	1.2	1386	50	x	50	2500
Tầng 10	24.50	15	2205.00	1.2	1663	50	x	50	2500
Tầng 9	24.50	15	2572.50	1.2	1940	60	x	60	3600
Tầng 8	24.50	15	2940.00	1.2	2217	60	x	60	3600
Tầng 7	24.50	15	3307.50	1.2	2495	60	x	60	3600
Tầng 6	24.50	15	3675.00	1.2	2772	60	x	60	3600
Tầng 5	24.50	15	4042.50	1.2	3049	60	x	60	3600
Tầng 4	24.50	15	4410.00	1.2	3326	60	x	60	3600
Tầng 3	24.50	15	4777.50	1.2	3603	70	x	70	4900
Tầng 2	24.50	15	5145.00	1.2	3881	70	x	70	4900
Tầng 1	24.50	15	5512.50	1.2	4158	70	x	70	4900
Tầng Trệt	24.50	15	5880.00	1.2	4435	70	x	70	4900

CHƯƠNG 3 :

Bảng 0.1: Quy đổi tải tường tầng điển hình

Loại tường	Bề dày (mm)	Chiều cao (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Tiêu chuẩn (kN/m)	Hệ số vượt tải	Tính toán (kN/m)
Tường gạch 100 (xây trên sàn)	100	3.35	18	6.03	1.1	6.63
Tường gạch 200 (xây trên dầm)	200	2.9	15	8.7	1.1	9.57
Tường gạch 200 (xây trên sàn)	200	3.35	15	10.05	1.1	11.05

Theo yêu cầu sử dụng, các khu vực có chức năng khác nhau sẽ có cấu tạo sàn khác nhau, do đó tĩnh tải sàn tương đương cũng có giá trị khác nhau. Các kiểu cấu tạo sàn cơ bản là sàn khu ở (phòng khách, phòng ăn + bếp, phòng ngủ), sàn ban công (logia), sàn hành lang, sàn vệ sinh. Các loại sàn được cấu tạo như sau (Theo Sách Kết cấu bê tông cốt thép tập 2 – Võ Bá Tâm)

Bảng 0.3: Sàn căn hộ:

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	24.5	150	3.68	1.1	4.04
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
3	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.1	0.22
4	- Vữa lát nền (30-50)	18	40	0.72	1.3	0.94
5	- Vữa lát trần (10-15)	18	15	0.27	1.3	0.35
6	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
7	Tổng tĩnh tải chưa tính trọng lượng bản sàn			1.69		2.11

Bảng 0.4: Sàn vệ sinh

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	24.5	150	3.68	1.1	4.04
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
3	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.1	0.22
4	- Vữa lát nền +Tạo dốc	18	20	0.36	1.3	0.47
5	- Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.04
6	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
7	Tổng tĩnh tải chưa tính trọng lượng bản sàn			1.09		1.33

Bảng 3.5: Sàn hành lang:

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tĩnh tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Tĩnh tải tính toán
		(kN/m ³)	(mm)	(kN/m ²)		(kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	24.5	150	3.68	1.1	4.04
2	Các lớp hoàn thiện sàn và trần					
3	- Gạch Ceramic	20	10	0.20	1.1	0.22
4	- Vữa lát nền +Tạo dốc	18	20	0.36	1.3	0.47
5	- Vữa lát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
6	Hệ thống kỹ thuật			0.50	1.2	0.60
7	Tổng tĩnh tải chưa tính trọng lượng bản sàn			1.33		1.64

Bảng 0.5: Giá trị hoạt tải sử dụng

STT	Chức năng sử dụng sàn	Giá trị tiêu chuẩn (kN/m ²)			Hệ số vượt tải n	Hoạt tải tính toán (kN/m ²)
		Phần dài hạn	Phần ngắn hạn	Toàn phần		
1	Thang, sảnh, hành lang	1	2	3	1.2	3.6
2	Phòng ở	0.3	1.2	1.5	1.3	1.95
3	Phòng vệ sinh	0.3	1.2	1.5	1.3	1.95
4	Lô gia	1	2	3	1.2	3.6
5	Mái bằng có sử dụng	0.5	1	1.5	1.3	1.95
6	Mái không sử dụng	0	0.75	0.75	1.3	0.975
7	Tầng hầm	1.8	3.2	5	1.2	6

Bảng 0.6: Thép sàn theo phương X-Y

Tên ô sàn	Vị trí	M _{max} (kN.m)	b (mm)	h (mm)	a = a'	h ₀	Tính thép				Chọn thép				
							α _m	ξ	A _s ^{TT}	H.lượng	Ø	a ^{TT} (mm)	a ^{BT}	A _s ^{CH} (cm ² /m)	H.lượng g μ ^{CH} (%)
									(cm ² /m)	μ ^{TT} (%)					
S1 theo phương X	Gối	-4.27	1000	150	20	130	0.017	0.017	0.91	0.07%	10	865	200	3.93	0.30%
	Nhịp	16.78	1000	150	20	130	0.065	0.067	3.66	0.28%	10	215	200	3.93	0.30%
	Gối	-25.43	1000	150	20	130	0.098	0.104	5.65	0.43%	10	139	120	6.54	0.50%
S1 theo phương Y	Gối	-4.12	1000	150	20	130	0.016	0.016	0.88	0.07%	10	897	200	3.93	0.30%
	Nhịp	15.99	1000	150	20	130	0.062	0.064	3.48	0.27%	10	226	200	3.93	0.30%
	Gối	-22.98	1000	150	20	130	0.089	0.093	5.08	0.39%	10	155	150	5.24	0.40%
S2 theo phương X	Gối	-25.43	1000	150	20	130	0.098	0.104	5.65	0.43%	10	139	120	6.54	0.50%
	Nhịp	16.94	1000	150	20	130	0.066	0.068	3.70	0.28%	10	213	200	3.93	0.30%
	Gối	-27.78	1000	150	20	130	0.107	0.114	6.21	0.48%	10	127	120	6.54	0.50%
S2 theo phương Y	Gối	-2.41	1000	150	20	130	0.009	0.009	0.51	0.04%	10	1539	200	3.93	0.30%
	Nhịp	15.75	1000	150	20	130	0.061	0.063	3.43	0.26%	10	229	200	3.93	0.30%
	Gối	-24.22	1000	150	20	130	0.094	0.099	5.37	0.41%	10	146	120	6.54	0.50%
S3 theo phương X	Gối	-1.33	1000	150	20	130	0.005	0.005	0.28	0.02%	10	2795	200	3.93	0.30%
	Nhịp	12.05	1000	150	20	130	0.047	0.048	2.60	0.20%	10	302	200	3.93	0.30%
	Gối	-18.08	1000	150	20	130	0.070	0.073	3.95	0.30%	10	199	150	5.24	0.40%
S3 theo phương Y	Gối	-22.98	1000	150	20	130	0.089	0.093	5.08	0.39%	10	155	150	5.24	0.40%
	Nhịp	11.08	1000	150	20	130	0.043	0.044	2.39	0.18%	10	329	200	3.93	0.30%
	Gối	-11.62	1000	150	20	130	0.045	0.046	2.51	0.19%	10	313	200	3.93	0.30%
S4 theo phương X	Gối	-18.08	1000	150	20	130	0.070	0.073	3.95	0.30%	10	199	150	5.24	0.40%
	Nhịp	9.71	1000	150	20	130	0.038	0.038	2.09	0.16%	10	376	200	3.93	0.30%
	Gối	-14.11	1000	150	20	130	0.055	0.056	3.06	0.24%	10	257	200	3.93	0.30%
S4 theo phương Y	Gối	-24.22	1000	150	20	130	0.094	0.099	5.37	0.41%	10	146	120	6.54	0.50%
	Nhịp	8.40	1000	150	20	130	0.032	0.033	1.80	0.14%	10	436	200	3.93	0.30%
	Gối	-8.44	1000	150	20	130	0.033	0.033	1.81	0.14%	10	434	200	3.93	0.30%
	Gối	-0.83	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.18	0.01%	10	4483	200	3.93	0.30%

S5 theo phương X	Nhíp	4.36	1000	150	20	130	0.017	0.017	0.93	0.07%	10	847	200	3.93	0.30%
	Gói	-10.23	1000	150	20	130	0.040	0.040	2.20	0.17%	10	357	200	3.93	0.30%
S5 theo phương Y	Gói	-10.75	1000	150	20	130	0.042	0.042	2.31	0.18%	10	339	200	3.93	0.30%
	Nhíp	-1.60	1000	150	20	130	0.006	0.006	0.34	0.03%	10	2322	200	3.93	0.30%
	Gói	-10.77	1000	150	20	130	0.042	0.043	2.32	0.18%	10	339	200	3.93	0.30%
S6 theo phương X	Gói	-10.23	1000	150	20	130	0.040	0.040	2.20	0.17%	10	357	200	3.93	0.30%
	Nhíp	4.23	1000	150	20	130	0.016	0.016	0.90	0.07%	10	874	200	3.93	0.30%
	Gói	-7.80	1000	150	20	130	0.030	0.031	1.67	0.13%	10	470	200	3.93	0.30%
S6 theo phương Y	Gói	-8.44	1000	150	20	130	0.033	0.033	1.81	0.14%	10	434	200	3.93	0.30%
	Nhíp	0.48	1000	150	20	130	0.002	0.002	0.10	0.01%	10	7757	200	3.93	0.30%
	Gói	-9.35	1000	150	20	130	0.036	0.037	2.01	0.15%	10	391	200	3.93	0.30%
S7 theo phương X	Gói	-8.17	1000	150	20	130	0.032	0.032	1.75	0.13%	10	449	200	3.93	0.30%
	Nhíp	3.45	1000	150	20	130	0.013	0.013	0.73	0.06%	10	1073	200	3.93	0.30%
	Gói	-7.62	1000	150	20	130	0.029	0.030	1.63	0.13%	10	482	200	3.93	0.30%
S7 theo phương Y	Gói	-0.29	1000	150	20	130	0.001	0.001	0.06	0.00%	10	12844	200	3.93	0.30%
	Nhíp	4.56	1000	150	20	130	0.018	0.018	0.97	0.07%	10	810	200	3.93	0.30%
	Gói	-0.78	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.16	0.01%	10	4771	200	3.93	0.30%
S8 theo phương X	Gói	-26.35	1000	150	20	130	0.102	0.108	5.87	0.45%	10	134	120	6.54	0.50%
	Nhíp	11.73	1000	150	20	130	0.045	0.046	2.53	0.19%	10	310	200	3.93	0.30%
	Gói	7.39	1000	150	20	130	0.029	0.029	1.58	0.12%	10	497	200	3.93	0.30%
S8 theo phương Y	Gói	0.76	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.16	0.01%	10	4896	200	3.93	0.30%
	Nhíp	7.76	1000	150	20	130	0.030	0.030	1.66	0.13%	10	473	200	3.93	0.30%
	Gói	-12.80	1000	150	20	130	0.050	0.051	2.77	0.21%	10	284	200	3.93	0.30%
S9 theo phương X	Gói	-12.07	1000	150	20	130	0.047	0.048	2.61	0.20%	10	301	200	3.93	0.30%
	Nhíp	2.41	1000	150	20	130	0.009	0.009	0.51	0.04%	10	1539	200	3.93	0.30%
	Gói	-0.92	1000	150	20	130	0.004	0.004	0.19	0.01%	10	4044	200	3.93	0.30%
S9 theo phương Y	Gói	-12.80	1000	150	20	130	0.050	0.051	2.77	0.21%	10	284	200	3.93	0.30%
	Nhíp	0.72	1000	150	20	130	0.003	0.003	0.15	0.01%	10	5169	200	3.93	0.30%
	Gói	-10.02	1000	150	20	130	0.039	0.040	2.15	0.17%	10	365	200	3.93	0.30%

CHƯƠNG 4:

Bảng 4.1: Tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	Chiều dày tương đương (mm)	γ_i (kN/m ³)	n	Tải tính toán (kN/m ²)
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	27.4	24	1.2	0.79
	Vữa xi măng	20	27.4	18	1.3	0.64
	Bậc thang (gạch xây)	175	76	18	1.3	1.78
	Lớp BTCT	150	150	25	1.1	4.125
	Vữa xi măng	15	15	18	1.3	0.35
Hoạt tải	Cầu thang	3			1.2	3.6
Tổng cộng						11.285

Bảng 4.1: Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ

Tải trọng	Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ_i (kN/m ³)	n	Tải tính toán (kN/m ²)
Tĩnh tải	Đá hoa cương	20	24	1.2	0.58
	Vữa xi măng	20	18	1.3	0.47
	Lớp BTCT	150	25	1.1	4.125
	Vữa xi măng	15	18	1.3	0.35
Hoạt tải	Cầu thang	3		1.2	3.60
Tổng cộng					9.135

Bảng 4.2: Bảng tính cốt thép bản thang

Vị trí	M (kNm)	b (mm)	h (mm)	h _o (mm)	α_m	ξ	A ^{tt} _s (mm ²)	Thép chọn	A ^c _s (mm ²)	μ (%)
Nhịp	15.82	1000	140	120	0.072	0.075	375.2	φ10a130	604	0.503
Gối	16.44	1000	140	120	0.075	0.078	390.5	φ10a130	604	0.503

Bảng 4.3: Cốt thép dọc dầm

Vị trí	M (kNm)	α_m	ξ	A_s^{tt} (cm ²)	Thép chọn	A_s^c (cm ²)	μ (%)
Nhịp	44.86	0.174	0.193	4.94	2 ϕ 18	5.09	0.93
Gối	22.73	0.088	0.093	2.37	2 ϕ 14	3.08	0.56

Bảng 4.5: Cốt đai dầm chiều tới

Vị trí	Q_{max} (kN)	$\phi_{chọn}$	$S_{chọn}$ (mm)	Bố trí
Gối	111.71	8	150	ϕ 8a150
Giữa nhịp	55.4	8	200	ϕ 8a200

CHƯƠNG 5

Bảng 5.1: Sàn sân thượng

STT	Vật liệu	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Chiều dày (mm)	Tĩnh tải tiêu chuẩn (kN/m ²)	Hệ số vượt tải n	Tĩnh tải tính toán (kN/m ²)
1	Bản thân kết cấu sàn	25	130	3.25	1.1	5.575
2	Các lớp hoàn thiện					
	Lớp gạch chống nóng	22	10	0.22	1.2	0.264
	Vữa trát nền	18	15	0.27	1.3	0.351
	Vữa tạo độ dốc	18	30	0.54	1.3	0.702
	Lớp chống thấm	10	3	0.03	1.3	0.039
3	Vữa trát trần	18	20	0.36	1.3	0.468
	Hệ thống kỹ thuật			0.5	1.2	0.6
Tổng tĩnh tải lớp hoàn thiện				1.9		2.424

Bảng 5.2: Tải tường tầng trệt

Loại tường	Bề dày (mm)	Chiều cao (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Tiêu chuẩn (kN/m)	Hệ số vượt tải	Tính toán (kN/m)
Tường gạch 200 (xây trên dầm)	200	2.9	15	8.7	1.1	9.57

Bảng 5.3: Tải tường sân thượng

Loại tường	Bề dày (mm)	Chiều cao (m)	Trọng lượng riêng (kN/m ³)	Tiêu chuẩn (kN/m)	Hệ số vượt tải	Tính toán (kN/m)
Lan can xây gạch	200	1.2	15	3.6	1.2	4.32

Bảng 5.4: Gió tĩnh tác dụng theo phương X gắn vào tâm hình học sàn

Tầng	H _j (m)	Z _j (m)	k _j	LY _j (m)	WX _j (kN)
Mái	3.5	61.5	1.091614	7.6	16.87046
Sân thượng	3.5	58	1.073851	31	135.3879
Tầng 15	3.5	54.5	1.055298	31	133.0488
Tầng 14	3.5	51	1.035866	31	130.5989
Tầng 13	3.5	47.5	1.015449	31	128.0248
Tầng 12	3.5	44	0.993919	31	125.3103
Tầng 11	3.5	40.5	0.971117	31	122.4355
Tầng 10	3.5	37	0.946849	31	119.3758
Tầng 9	3.5	33.5	0.920866	31	116.1001
Tầng 8	3.5	30	0.892849	31	112.5677
Tầng 7	3.5	26.5	0.862369	31	108.7249
Tầng 6	3.5	23	0.828835	31	104.497
Tầng 5	3.5	19.5	0.791396	31	99.77682
Tầng 4	3.5	16	0.748752	31	94.40034
Tầng 3	3.5	12.5	0.698745	31	88.09572
Tầng 2	3.5	9	0.637341	31	80.35407
Tầng 1	4	5.5	0.555246	31	75.00406
Tầng Trệt	1.5	1.5	0.385913	31	48.65478

Bảng 5.5: Gió tĩnh tác dụng theo phương Y gắn vào tâm hình học sàn

Tầng	H_j (m)	Z_j (m)	k_j	LX_j (m)	WY_j (kN)
Mái	3.5	61.5	1.091614	8	35.51676
Sân thượng	3.5	58	1.073851	36	157.22465
Tầng 15	3.5	54.5	1.055298	36	154.50830
Tầng 14	3.5	51	1.035866	36	151.66328
Tầng 13	3.5	47.5	1.015449	36	148.67399
Tầng 12	3.5	44	0.993918	36	145.52163
Tầng 11	3.5	40.5	0.971117	36	142.18317
Tầng 10	3.5	37	0.946848	36	138.63002
Tầng 9	3.5	33.5	0.920866	36	134.82590
Tầng 8	3.5	30	0.892849	36	130.72382
Tầng 7	3.5	26.5	0.862368	36	126.26112
Tầng 6	3.5	23	0.828834	36	121.35134
Tầng 5	3.5	19.5	0.791395	36	115.86986
Tầng 4	3.5	16	0.748751	36	109.62621
Tầng 3	3.5	12.5	0.698745	36	102.30470
Tầng 2	3.5	9	0.637341	36	93.31441
Tầng 1	4	5.5	0.555246	36	87.10149
Tầng Trệt	1.5	1.5	0.385913	48	75.33644

Bảng 5.6: Phần trăm khối lượng tham gia dao động

Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Modal Mass	Modal Stiffness
	sec	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m-s ²	kN-m
1	1.917	1.847E-07	-0.000134	0	1.494442	0.006629	0.061397	0.000001	0.00001
2	1.769	-0.000025	-0.000004	0	0.047808	-0.304322	-1.883422	0.000001	0.00001
3	1.73	0.000127	-3.201E-07	0	0.009718	1.573765	-0.366783	0.000001	0.00001
4	0.579	-0.000001	-0.000057	0	-1.568309	0.025779	0.074086	0.000001	0.00012
5	0.551	-0.000002	-0.000006	0	-0.147381	0.046501	-0.79235	0.000001	0.00013
6	0.435	0.000067	-0.000001	0	-0.021416	-1.459796	-0.028955	0.000001	0.00021
7	0.285	-1.527E-07	-0.000033	0	-0.736497	0.003741	0.221124	0.000001	0.00049
8	0.28	-0.000001	-0.000016	0	-0.347672	0.026383	-0.474976	0.000001	0.00051

9	0.197	0.00004	-0.000001	0	-0.016187	-0.953413	-0.016302	0.000001	0.00102
10	0.174	-0.000001	0.00001	0	0.279125	0.019307	-0.369934	0.000001	0.0013
11	0.17	-0.000001	-0.000026	0	-0.680773	0.021122	-0.152524	0.000001	0.00136
12	0.121	0.000028	5.158E-08	0	0.001261	-0.737009	-0.046628	0.000001	0.00269

Case	Mode	Period	Frequency	Direction
		sec	cyc/sec	
Modal	1	1.917	0.522	Y
Modal	2	1.769	0.565	Xoắn
Modal	3	1.73	0.578	X

Bảng 5.7: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương X

Tầng	M_j (t)	z_j	W_{Fj} (kN)	y_{ji}	$y_{ji}W_{Fj}$	$y_{ji}^2M_j$	W_{pjiX} (kN)
Tầng Trệt	1858.293	0.892	29.2	-0.0113583	-0.33	0.24	1.9
Tầng 1	1463.221	0.744	37.5	-0.0833333	-3.13	10.16	11.1
Tầng 2	1443.384	0.694	37.5	-0.0833333	-3.13	10.02	10.9
Tầng 3	1425.352	0.663	39.3	-0.1666667	-6.55	39.59	21.5
Tầng 4	1409.302	0.640	40.7	-0.1666667	-6.78	39.15	21.3
Tầng 5	1409.302	0.623	41.8	-0.25	-10.46	88.08	32.0
Tầng 6	1401.424	0.609	42.8	-0.3333333	-14.27	155.71	42.4
Tầng 7	1394.627	0.597	43.7	-0.3333333	-14.56	154.96	42.2
Tầng 8	1394.627	0.586	44.4	-0.4166667	-18.52	242.12	52.7
Tầng 9	1380.097	0.577	45.1	-0.5	-22.56	345.02	62.6
Tầng 10	1367.548	0.570	45.8	-0.5833333	-26.69	465.35	72.4
Tầng 11	1367.548	0.562	46.3	-0.6666667	-30.90	607.80	82.7
Tầng 12	1355.469	0.556	46.9	-0.6666667	-31.26	602.43	82.0
Tầng 13	1345.37	0.550	47.4	-0.75	-35.54	756.77	91.5
Tầng 14	1345.37	0.544	47.9	-0.8333333	-39.89	934.28	101.7
Tầng 15	1338.539	0.539	48.3	-0.9166667	-44.28	1,124.74	111.3

Tầng Thượng	876.0035	0.535	48.7	-0.9166667	-44.67	736.09	72.8
Tầng Mái	44.8114	0.530	6.0	-1	-6.02	44.81	4.1

Bảng 5.8: Kết quả tính toán thành phần động của gió theo phương Y

Tầng	M_j (t)	z_j	W_{Fj} (kN)	y_{ji}	$y_{ji}W_{Fj}$	$y_{ji}^2M_j$	W_{pix} (kN)
Tầng Trệt	1858.293	0.892	44.3	0.01380909	0.61	0.35	2.5
Tầng 1	1463.221	0.744	42.7	0.09090909	3.88	12.09	13.2
Tầng 2	1443.384	0.694	42.7	0.09090909	3.88	11.93	13.0
Tầng 3	1425.352	0.663	44.7	0.18181818	8.13	47.12	25.7
Tầng 4	1409.302	0.640	46.3	0.27272727	12.63	104.82	38.1
Tầng 5	1409.302	0.623	47.6	0.27272727	12.98	104.82	38.1

Tầng 6	1401.424	0.609	48.7	0.36363636	17.71	185.31	50.5
Tầng 7	1394.627	0.597	49.7	0.45454545	22.58	288.15	62.9
Tầng 8	1394.627	0.586	50.6	0.54545455	27.58	414.93	75.4
Tầng 9	1380.097	0.577	51.3	0.63636364	32.67	558.88	87.1
Tầng 10	1367.548	0.570	52.1	0.63636364	33.13	553.80	86.3
Tầng 11	1367.548	0.562	52.7	0.72727273	38.35	723.33	98.6
Tầng 12	1355.469	0.556	53.3	0.81818182	43.64	907.38	110.0
Tầng 13	1345.37	0.550	53.9	0.81818182	44.11	900.62	109.2
Tầng 14	1345.37	0.544	54.5	0.90909091	49.51	1,111.88	121.3
Tầng 15	1338.539	0.539	55.0	0.90909091	49.97	1,106.23	120.7
Tầng Thượng	876.0035	0.535	55.4	0.90909091	50.40	723.97	79.0
Tầng Mái	44.8114	0.530	12.4	1	12.42	44.81	4.4

Bảng 5.11 giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương X

Chu kỳ dao động, T_{1x} (s)					1.52
Giá trị phổ phiến kế, S_d (m/s^2)					0.5088
Tổng khối lượng, m (kN)					23620.3
Lực cắt đáy, F_{bx} (kN)					4182
	TẦNG	m_i (kN)	S_i	$m_i.S_i$	F_{Yi} (kN)
STT			m		
18	Tầng mái	44.8114	0.0187	0.8380	18.70
17	Tầng thượng	876.0035	0.017578	15.3984	343.68
16	Tầng 15	1338.539	0.016487	22.0685	492.55
15	Tầng 14	1345.3701	0.015354	20.6568	461.05
14	Tầng 13	1345.3701	0.014189	19.0895	426.06
13	Tầng 12	1355.4685	0.012994	17.6130	393.11
12	Tầng 11	1367.5476	0.011792	16.1261	359.92
11	Tầng 10	1367.5476	0.010572	14.4577	322.69
10	Tầng 9	1380.0969	0.009344	12.8956	287.82
9	Tầng 8	1394.6269	0.008131	11.3397	253.10

8	Tầng 7	1394.6269	0.006927	9.6606	215.62
7	Tầng 6	1401.4242	0.005747	8.0540	179.76
6	Tầng 5	1409.3019	0.004611	6.4983	145.04
5	Tầng 4	1409.3019	0.003531	4.9762	111.07
4	Tầng 3	1425.3524	0.002528	3.6033	80.42
3	Tầng 2	1443.3835	0.001638	2.3643	52.77
2	Tầng 1	1463.2214	0.000882	1.2906	28.80
1	Tầng Trệt	1858.2932	0.000237	0.4404	9.83
	TỔNG	23620.3		187.3709	4182.00

Bảng 5.12- Bảng giá trị lực động đất tác dụng lên các tầng theo phương Y

Chu kỳ dao động, T_{1y} (s)					1.76
Giá trị phổ phiệt kế, S_d (m/s ²)					0.7178
Tổng khối lượng, m (kN)					23620.3
Lực cắt đáy, F_{by} (kN)					3629.48
	TẦNG	m_i (kN)	S_i	$m_i.S_i$	F_{Yi} (kN)
STT			m		
18	Tầng mái	44.8114	0.020039	0.8980	14.06
17	Tầng thượng	876.0035	0.01925	16.8631	263.97
16	Tầng 15	1338.539	0.01845	24.6960	386.58
15	Tầng 14	1345.3701	0.017587	23.6610	370.38
14	Tầng 13	1345.3701	0.016642	22.3896	350.48
13	Tầng 12	1355.4685	0.015613	21.1629	331.27
12	Tầng 11	1367.5476	0.014516	19.8513	310.74
11	Tầng 10	1367.5476	0.013341	18.2445	285.59
10	Tầng 9	1380.0969	0.012094	16.6909	261.27
9	Tầng 8	1394.6269	0.010797	15.0578	235.71
8	Tầng 7	1394.6269	0.009441	13.1667	206.11
7	Tầng 6	1401.4242	0.008036	11.2618	176.29
6	Tầng 5	1409.3019	0.006607	9.3113	145.75
5	Tầng 4	1409.3019	0.005169	7.2847	114.03
4	Tầng 3	1425.3524	0.003757	5.3550	83.83

3	Tầng 2	1443.3835	0.00244	3.5219	55.13
2	Tầng 1	1463.2214	0.001281	1.8744	29.34
1	Tầng Trệt	1858.2932	0.000308	0.5724	8.96
	TỔNG	23620.3		231.8632	3629.48

Bảng 5.13- Các trường hợp tải trọng

TT	TẢI TRỌNG	LOẠI	Ý NGHĨA
1	TT	DEAD	Tải trọng bản thân
2	HT	LIVE	Hoạt tải
3	GTX	WIND	Gió tĩnh phương X
4	GTY	WIND	Gió tĩnh phương Y
5	GDX	WIND	Gió động phương X
6	GDY	WIND	Gió động phương Y
7	DDX	QUAKE	Động đất theo phương X
8	DDY	QUAKE	Động đất theo phương Y

Bảng 5.14 - Các trường hợp tải trọng trung gian

TT	Ký hiệu (combo)	Loại	Thành phần	Ý nghĩa
9	GDX	SRSS	GDX	Gió động theo phương X,-X
10	GDY	SRSS	GDY	Gió động theo phương Y,-Y

11	GX	ADD	GTX, GDX (combo)	Gió tĩnh X kết hợp với Gió động X,gió động -X
12	GY	ADD	GTY, GDY (combo)	Gió tĩnh Y kết hợp với Gió động Y,gió động -Y
13	EX	SRSS	DDX,0.3DDY	100% động đất theo phương X kết hợp với 30% động đất theo phương Y
14	EY	SRSS	DDY,0.3DDX	100% động đất theo phương Y kết hợp với 30% động đất theo phương X

Bảng 5.15 - Các trường hợp tổ hợp tải trọng

TT	TÊN TỔ HỢP	CẤU TRÚC TỔ HỢP
	TĨNH TẢI (TT)	1,1TLBT+1,25HT+1,1TUONG
	HOẠT TẢI (HT)	1,3HT<2 + 1,2HT>2
	EX	1DDX+0.3DDY
	EY	1DDY+0.3DDX
	GX	1,2GTX+1,2GDX1
	GY	1,2GTY+1,2GDY1
1	COMB1	TT + HT
2	COMB2	TT + GX
3	COMB3	TT - GX
4	COMB4	TT + GY
5	COMB5	TT - GY
6	COMB6	TT + 0,9(HT+GX)
7	COMB7	TT + 0,9(HT-GX)
8	COMB8	TT + 0,9(HT+ GY)

9	COMB9	TT + 0,9(HT- GY)
10	COMB10	TT+EX
11	COMB11	TT+EY
12	COMB12	TT+0.3HT+EX
13	COMB13	TT+0.3HT+EY
14	THBAO	ENVEL(COMB1, COMB2,...COMB9)
15	THBAO 2 (EQ)	ENVE(COMB1, COMB2,...COMB13)

5.16-Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do gió

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	Kiểm tra
TẦNG MÁI	GX Max	X	0.000352	66	Thỏa
TẦNG MÁI	GX Min	X	0.00008	65	Thỏa
TẦNG MÁI	GY Max	Y	0.000119	92	Thỏa
TẦNG MÁI	GY Min	Y	0.000119	92	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GX Max	X	0.000347	49	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GX Min	X	0.000077	49	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GY Max	Y	0.00012	21	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	GY Min	Y	0.00012	21	Thỏa

TẦNG 15	GX Max	X	0.000355	5	Thỏa
TẦNG 15	GX Min	X	0.000078	5	Thỏa
TẦNG 15	GY Max	Y	0.000129	21	Thỏa
TẦNG 15	GY Min	Y	0.000129	21	Thỏa
TẦNG 14	GX Max	X	0.000364	5	Thỏa
TẦNG 14	GX Min	X	0.000079	5	Thỏa
TẦNG 14	GY Max	Y	0.000142	21	Thỏa
TẦNG 14	GY Min	Y	0.000142	21	Thỏa
TẦNG 13	GX Max	X	0.000373	16	Thỏa
TẦNG 13	GX Min	X	0.000081	5	Thỏa
TẦNG 13	GY Max	Y	0.000156	21	Thỏa
TẦNG 13	GY Min	Y	0.000156	21	Thỏa
TẦNG 12	GX Max	X	0.000378	42	Thỏa
TẦNG 12	GX Min	X	0.000082	49	Thỏa
TẦNG 12	GY Max	Y	0.000169	44	Thỏa
TẦNG 12	GY Min	Y	0.000169	44	Thỏa
TẦNG 11	GX Max	X	0.000385	16	Thỏa
TẦNG 11	GX Min	X	0.000084	42	Thỏa
TẦNG 11	GY Max	Y	0.000182	9	Thỏa
TẦNG 11	GY Min	Y	0.000182	9	Thỏa
TẦNG 10	GX Max	X	0.00039	16	Thỏa
TẦNG 10	GX Min	X	0.000086	16	Thỏa
TẦNG 10	GY Max	Y	0.000195	8	Thỏa
TẦNG 10	GY Min	Y	0.000195	8	Thỏa
TẦNG 9	GX Max	X	0.000387	16	Thỏa
TẦNG 9	GX Min	X	0.000087	42	Thỏa

TẦNG 9	GY Max	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 9	GY Min	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 8	GX Max	X	0.000385	16	Thỏa
TẦNG 8	GX Min	X	0.000088	16	Thỏa
TẦNG 8	GY Max	Y	0.000211	8	Thỏa
TẦNG 8	GY Min	Y	0.000211	8	Thỏa
TẦNG 7	GX Max	X	0.000377	16	Thỏa
TẦNG 7	GX Min	X	0.000088	16	Thỏa
TẦNG 7	GY Max	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 7	GY Min	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 6	GX Max	X	0.000362	16	Thỏa
TẦNG 6	GX Min	X	0.000087	16	Thỏa
TẦNG 6	GY Max	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 6	GY Min	Y	0.000216	8	Thỏa
TẦNG 5	GX Max	X	0.000341	16	Thỏa
TẦNG 5	GX Min	X	0.000084	16	Thỏa
TẦNG 5	GY Max	Y	0.000212	8	Thỏa
TẦNG 5	GY Min	Y	0.000212	8	Thỏa
TẦNG 4	GX Max	X	0.000313	16	Thỏa
TẦNG 4	GX Min	X	0.00008	16	Thỏa
TẦNG 4	GY Max	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 4	GY Min	Y	0.000203	8	Thỏa
TẦNG 3	GX Max	X	0.000273	16	Thỏa
TẦNG 3	GX Min	X	0.000072	16	Thỏa
TẦNG 3	GY Max	Y	0.000184	8	Thỏa
TẦNG 3	GY Min	Y	0.000184	8	Thỏa

TẦNG 2	GX Max	X	0.000226	16	Thỏa
TẦNG 2	GX Min	X	0.000062	16	Thỏa
TẦNG 2	GY Max	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 2	GY Min	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 1	GX Max	X	0.000163	16	Thỏa
TẦNG 1	GX Min	X	0.000046	16	Thỏa
TẦNG 1	GY Max	Y	0.000112	8	Thỏa
TẦNG 1	GY Min	Y	0.000112	8	Thỏa

5.17-Kiểm tra chuyển vị lệch tầng do động đất

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	Kiểm Tra
TẦNG MÁI	EX Max	X	0.000398	66	Thỏa
TẦNG MÁI	EX Max	Y	0.000102	67	Thỏa
TẦNG MÁI	EX Min	X	0.000398	66	Thỏa
TẦNG MÁI	EX Min	Y	0.000102	67	Thỏa
TẦNG MÁI	EY Max	X	0.000126	66	Thỏa
TẦNG MÁI	EY Max	Y	0.000314	94	Thỏa
TẦNG MÁI	EY Min	X	0.000126	66	Thỏa

TẦNG MÁI	EY Min	Y	0.000314	94	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Max	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Max	Y	0.000112	21	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Min	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EX Min	Y	0.000112	21	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Max	X	0.000131	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Max	Y	0.000317	8	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Min	X	0.000131	5	Thỏa
TẦNG THƯỢNG	EY Min	Y	0.000317	8	Thỏa
TẦNG 15	EX Max	X	0.000412	5	Thỏa
TẦNG 15	EX Max	Y	0.00012	21	Thỏa
TẦNG 15	EX Min	X	0.000412	5	Thỏa
TẦNG 15	EX Min	Y	0.00012	21	Thỏa
TẦNG 15	EY Max	X	0.000137	5	Thỏa
TẦNG 15	EY Max	Y	0.000343	8	Thỏa
TẦNG 15	EY Min	X	0.000137	5	Thỏa
TẦNG 15	EY Min	Y	0.000343	8	Thỏa
TẦNG 14	EX Max	X	0.000422	5	Thỏa
TẦNG 14	EX Max	Y	0.00013	20	Thỏa
TẦNG 14	EX Min	X	0.000422	5	Thỏa
TẦNG 14	EX Min	Y	0.00013	20	Thỏa
TẦNG 14	EY Max	X	0.000141	5	Thỏa
TẦNG 14	EY Max	Y	0.000372	9	Thỏa
TẦNG 14	EY Min	X	0.000141	5	Thỏa
TẦNG 14	EY Min	Y	0.000372	9	Thỏa
TẦNG 13	EX Max	X	0.00043	5	Thỏa

TẦNG 13	EX Max	Y	0.000139	21	Thỏa
TẦNG 13	EX Min	X	0.00043	5	Thỏa
TẦNG 13	EX Min	Y	0.000139	21	Thỏa
TẦNG 13	EY Max	X	0.000144	5	Thỏa
TẦNG 13	EY Max	Y	0.000399	9	Thỏa
TẦNG 13	EY Min	X	0.000144	5	Thỏa
TẦNG 13	EY Min	Y	0.000399	9	Thỏa
TẦNG 12	EX Max	X	0.000429	5	Thỏa
TẦNG 12	EX Max	Y	0.000145	8	Thỏa
TẦNG 12	EX Min	X	0.000429	5	Thỏa
TẦNG 12	EX Min	Y	0.000145	8	Thỏa
TẦNG 12	EY Max	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 12	EY Max	Y	0.000416	8	Thỏa
TẦNG 12	EY Min	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 12	EY Min	Y	0.000416	8	Thỏa
TẦNG 11	EX Max	X	0.000431	5	Thỏa
TẦNG 11	EX Max	Y	0.000152	9	Thỏa
TẦNG 11	EX Min	X	0.000431	5	Thỏa
TẦNG 11	EX Min	Y	0.000152	9	Thỏa
TẦNG 11	EY Max	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 11	EY Max	Y	0.000434	9	Thỏa
TẦNG 11	EY Min	X	0.000143	5	Thỏa
TẦNG 11	EY Min	Y	0.000434	9	Thỏa
TẦNG 10	EX Max	X	0.000429	5	Thỏa
TẦNG 10	EX Max	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 10	EX Min	X	0.000429	5	Thỏa

TẦNG 10	EX Min	Y	0.000157	8	Thỏa
TẦNG 10	EY Max	X	0.000142	5	Thỏa
TẦNG 10	EY Max	Y	0.000448	8	Thỏa
TẦNG 10	EY Min	X	0.000142	5	Thỏa
TẦNG 10	EY Min	Y	0.000448	8	Thỏa
TẦNG 9	EX Max	X	0.000418	5	Thỏa
TẦNG 9	EX Max	Y	0.00016	12	Thỏa
TẦNG 9	EX Min	X	0.000418	5	Thỏa
TẦNG 9	EX Min	Y	0.00016	12	Thỏa
TẦNG 9	EY Max	X	0.000138	16	Thỏa
TẦNG 9	EY Max	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 9	EY Min	X	0.000138	16	Thỏa
TẦNG 9	EY Min	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 8	EX Max	X	0.00041	5	Thỏa
TẦNG 8	EX Max	Y	0.000164	8	Thỏa
TẦNG 8	EX Min	X	0.00041	5	Thỏa
TẦNG 8	EX Min	Y	0.000164	8	Thỏa
TẦNG 8	EY Max	X	0.000136	16	Thỏa
TẦNG 8	EY Max	Y	0.000462	8	Thỏa
TẦNG 8	EY Min	X	0.000136	16	Thỏa
TẦNG 8	EY Min	Y	0.000462	8	Thỏa
TẦNG 7	EX Max	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG 7	EX Max	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 7	EX Min	X	0.000397	5	Thỏa
TẦNG 7	EX Min	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 7	EY Max	X	0.000132	16	Thỏa

TẦNG 7	EY Max	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 7	EY Min	X	0.000132	16	Thỏa
TẦNG 7	EY Min	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 6	EX Max	X	0.000378	5	Thỏa
TẦNG 6	EX Max	Y	0.000167	8	Thỏa
TẦNG 6	EX Min	X	0.000378	5	Thỏa
TẦNG 6	EX Min	Y	0.000167	8	Thỏa
TẦNG 6	EY Max	X	0.000126	16	Thỏa
TẦNG 6	EY Max	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 6	EY Min	X	0.000126	16	Thỏa
TẦNG 6	EY Min	Y	0.000469	8	Thỏa
TẦNG 5	EX Max	X	0.000356	5	Thỏa
TẦNG 5	EX Max	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 5	EX Min	X	0.000356	5	Thỏa
TẦNG 5	EX Min	Y	0.000166	8	Thỏa
TẦNG 5	EY Max	X	0.00012	5	Thỏa
TẦNG 5	EY Max	Y	0.000467	8	Thỏa
TẦNG 5	EY Min	X	0.00012	5	Thỏa
TẦNG 5	EY Min	Y	0.000467	8	Thỏa
TẦNG 4	EX Max	X	0.000327	5	Thỏa
TẦNG 4	EX Max	Y	0.000161	8	Thỏa
TẦNG 4	EX Min	X	0.000327	5	Thỏa
TẦNG 4	EX Min	Y	0.000161	8	Thỏa
TẦNG 4	EY Max	X	0.000112	5	Thỏa
TẦNG 4	EY Max	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 4	EY Min	X	0.000112	5	Thỏa

TẦNG 4	EY Min	Y	0.000453	8	Thỏa
TẦNG 3	EX Max	X	0.000287	5	Thỏa
TẦNG 3	EX Max	Y	0.000149	8	Thỏa
TẦNG 3	EX Min	X	0.000287	5	Thỏa
TẦNG 3	EX Min	Y	0.000149	8	Thỏa
TẦNG 3	EY Max	X	0.000101	5	Thỏa
TẦNG 3	EY Max	Y	0.000419	8	Thỏa
TẦNG 3	EY Min	X	0.000101	5	Thỏa
TẦNG 3	EY Min	Y	0.000419	8	Thỏa
TẦNG 2	EX Max	X	0.000241	5	Thỏa
TẦNG 2	EX Max	Y	0.000131	8	Thỏa
TẦNG 2	EX Min	X	0.000241	5	Thỏa
TẦNG 2	EX Min	Y	0.000131	8	Thỏa
TẦNG 2	EY Max	X	0.000086	5	Thỏa
TẦNG 2	EY Max	Y	0.000366	8	Thỏa
TẦNG 2	EY Min	X	0.000086	5	Thỏa
TẦNG 2	EY Min	Y	0.000366	8	Thỏa
TẦNG 1	EX Max	X	0.000176	5	Thỏa
TẦNG 1	EX Max	Y	0.000095	8	Thỏa
TẦNG 1	EX Min	X	0.000176	5	Thỏa
TẦNG 1	EX Min	Y	0.000095	8	Thỏa
TẦNG 1	EY Max	X	0.000064	5	Thỏa
TẦNG 1	EY Max	Y	0.000266	8	Thỏa
TẦNG 1	EY Min	X	0.000064	5	Thỏa
TẦNG 1	EY Min	Y	0.000266	8	Thỏa

5.18-Thép dầm khung trục 1:

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B1-AB - Tầng 10	Gối trái	-301.75	300	600	60	540	0.203	0.229	17.29	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	110.17	300	600	60	540	0.074	0.077	5.81	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	7.60	300	600	60	540	0.005	0.005	0.39	2φ25	9.82	0.61
B1-BC - Tầng 10	Gối trái	-141.08	300	600	60	540	0.095	0.100	7.53	2φ25	9.82	0.61
	Nhịp	88.55	300	600	60	540	0.060	0.061	4.64	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-110.36	300	600	60	540	0.074	0.077	5.82	2φ25	9.82	0.61
B1-DE - Tầng 10	Gối trái	-116.19	300	600	60	540	0.078	0.081	6.15	2φ25	9.82	0.61
	Nhịp	87.39	300	600	60	540	0.059	0.061	4.57	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-136.11	300	600	60	540	0.092	0.096	7.25	2φ25	9.82	0.61
B1-EF - Tầng 10	Gối trái	1.96	300	600	60	540	0.001	0.001	0.10	2φ25	9.82	0.61
	Nhịp	103.37	300	600	60	540	0.070	0.072	5.44	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-291.83	300	600	60	540	0.196	0.221	16.64	4φ25	19.63	1.21

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B1-CD - Tầng 10	Gối trái	-132.94	200	500	50	450.0	0.193	0.217	9.08	3φ20	9.42	1.05
	Nhịp	138.50	200	500	50	450.0	0.201	0.227	9.51	2φ25	9.82	1.09
	Gối Phải	-132.05	200	500	50	450.0	0.192	0.215	9.01	3φ20	9.42	1.05

5.19-Thép dầm khung trục 2 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B2-AB - Tang 10	Gối trái	-191.12	300	600	60	540.0	0.129	0.138	10.42	3 ϕ 22	11.40	0.70
	Nhịp	110.48	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.83	3 ϕ 18	7.63	0.47
	Gối Phải	-126.05	300	600	60	540.0	0.085	0.089	6.69	2 ϕ 22	7.60	0.47
B2-BC - Tang 10	Gối trái	-143.31	300	600	60	540.0	0.096	0.102	7.66	2 ϕ 22	7.60	0.47
	Nhịp	98.03	300	600	60	540.0	0.066	0.068	5.15	3 ϕ 18	7.63	0.47
	Gối Phải	-195.90	300	600	60	540.0	0.132	0.142	10.70	3 ϕ 22	11.40	0.70
B2-CD - Tang 10	Gối trái	-189.78	300	600	60	540.0	0.128	0.137	10.34	3 ϕ 22	11.40	0.70
	Nhịp	125.15	300	600	60	540.0	0.084	0.088	6.64	3 ϕ 18	7.63	0.47
	Gối Phải	-184.70	300	600	60	540.0	0.124	0.133	10.04	3 ϕ 22	11.40	0.70
B2-DE - Tang 10	Gối trái	-204.78	300	600	60	540.0	0.138	0.149	11.22	3 ϕ 22	11.40	0.70
	Nhịp	99.09	300	600	60	540.0	0.067	0.069	5.21	3 ϕ 18	7.63	0.47
	Gối Phải	-134.52	300	600	60	540.0	0.090	0.095	7.17	2 ϕ 22	7.60	0.47
B2-EF - Tang 10	Gối trái	-133.08	300	600	60	540.0	0.089	0.094	7.08	2 ϕ 22	7.60	0.47
	Nhịp	109.86	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.80	3 ϕ 18	7.63	0.47
	Gối Phải	-184.56	300	600	60	540.0	0.124	0.133	10.03	3 ϕ 22	11.40	0.70

5.20-Thép dầm khung trục 3 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B3-AB - Tang 10	Gối trái	-177.81	300	600	60	540.0	0.120	0.128	9.64	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	106.03	300	600	60	540.0	0.071	0.074	5.59	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-148.94	300	600	60	540.0	0.100	0.106	7.98	4 ϕ 25	19.63	1.21
B3-BC - Tang 10	Gối trái	-121.04	300	600	60	540.0	0.081	0.085	6.41	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	106.48	300	600	60	540.0	0.072	0.074	5.61	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-284.42	300	600	60	540.0	0.191	0.214	16.16	4 ϕ 25	19.63	1.21
B3-DE - Tang 10	Gối trái	-299.82	300	600	60	540.0	0.202	0.227	17.16	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	109.62	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.78	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-105.93	300	600	60	540.0	0.071	0.074	5.58	4 ϕ 25	19.63	1.21
B3-EF - Tang 10	Gối trái	-157.03	300	600	60	540.0	0.106	0.112	8.44	4 ϕ 25	19.63	1.21
	Nhịp	107.24	300	600	60	540.0	0.072	0.075	5.65	2 ϕ 20	6.28	0.39
	Gối Phải	-169.18	300	600	60	540.0	0.114	0.121	9.14	4 ϕ 25	19.63	1.21

5.21-Thép dầm khung trục 4 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A_s (cm ²)	
B4-AB - Tang 10	Gối trái	-184.08	300	600	60	540.0	0.124	0.133	10.00	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	104.36	300	600	60	540.0	0.070	0.073	5.49	2φ22	7.60	0.47
	Gối Phải	-144.41	300	600	60	540.0	0.097	0.102	7.72	4φ22	15.21	0.94
B4-BC - Tang 10	Gối trái	-150.52	300	600	60	540.0	0.101	0.107	8.07	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	118.44	300	600	60	540.0	0.080	0.083	6.27	2φ22	7.60	0.47
	Gối Phải	-227.74	300	600	60	540.0	0.153	0.167	12.61	4φ22	15.21	0.94
B4-CD - Tang 10	Gối trái	-94.75	300	600	60	540.0	0.064	0.066	4.97	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	28.49	300	600	60	540.0	0.019	0.019	1.46	2φ22	7.60	0.47
	Gối Phải	-93.07	300	600	60	540.0	0.063	0.065	4.88	4φ22	15.21	0.94
B4-DE - Tang 10	Gối trái	-240.35	300	600	60	540.0	0.162	0.177	13.38	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	121.15	300	600	60	540.0	0.081	0.085	6.42	2φ22	7.60	0.47
	Gối Phải	-133.47	300	600	60	540.0	0.090	0.094	7.11	4φ22	15.21	0.94
B4-EF - Tang 10	Gối trái	-153.14	300	600	60	540.0	0.103	0.109	8.22	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	105.72	300	600	60	540.0	0.071	0.074	5.57	2φ22	7.60	0.47
	Gối Phải	-174.86	300	600	60	540.0	0.118	0.125	9.47	4φ22	15.21	0.94

5.22-Thép dầm khung trục 5 :

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M _{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h ₀ (mm)	α_m	ξ	Thép tính A _s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch} (%)
											A _s (cm ²)	
B5-AB - Tang 10	Gối trái	-200.57	300	600	60	540.0	0.135	0.145	10.97	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	110.70	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.84	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-115.03	300	600	60	540.0	0.077	0.081	6.08	4φ22	15.21	0.94
B5-BC - Tang 10	Gối trái	-158.05	300	600	60	540.0	0.106	0.113	8.50	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	114.95	300	600	60	540.0	0.077	0.081	6.08	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-226.40	300	600	60	540.0	0.152	0.166	12.53	4φ22	15.21	0.94
B5-CD - Tang 10	Gối trái	-204.19	300	600	60	540.0	0.137	0.148	11.19	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	138.36	300	600	60	540.0	0.093	0.098	7.38	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-196.36	300	600	60	540.0	0.132	0.142	10.72	4φ22	15.21	0.94
B5-DE - Tang 10	Gối trái	-239.78	300	600	60	540.0	0.161	0.177	13.35	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	116.62	300	600	60	540.0	0.078	0.082	6.17	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-142.80	300	600	60	540.0	0.096	0.101	7.63	4φ22	15.21	0.94
B5-EF - Tang 10	Gối trái	-124.66	300	600	60	540.0	0.084	0.088	6.61	4φ22	15.21	0.94
	Nhịp	109.91	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.80	3φ18	7.60	0.47
	Gối Phải	-190.78	300	600	60	540.0	0.128	0.138	10.40	4φ22	15.21	0.94

5.23-Thép dầm khung trục 6 :

Tên	Vị trí	M _{max}	b	h	a = a'	h ₀	α_m	ξ	Thép tính	Chọn thép	Thép chọn	μ_{ch}
-----	--------	------------------	---	---	--------	----------------	------------	-------	-----------	-----------	-----------	------------

dầm	mặt cắt	(kNm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)			A_s (cm ²)		A_s (cm ²)	(%)
B6-AB - Tang 10	Gối trái	-308.57	300	600	60	540.0	0.207	0.235	17.74	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	115.66	300	600	60	540.0	0.078	0.081	6.12	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	11.38	300	600	60	540.0	0.008	0.008	0.58	4φ25	19.63	1.21
B6-BC - Tang 10	Gối trái	-144.64	300	600	60	540.0	0.097	0.103	7.73	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	90.29	300	600	60	540.0	0.061	0.063	4.73	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-110.45	300	600	60	540.0	0.074	0.077	5.83	4φ25	19.63	1.21
B6-DE - Tang 10	Gối trái	-123.24	300	600	60	540.0	0.083	0.087	6.54	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	87.79	300	600	60	540.0	0.059	0.061	4.59	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-133.67	300	600	60	540.0	0.090	0.094	7.12	4φ25	19.63	1.21
B6-EF - Tang 10	Gối trái	-2.44	300	600	60	540.0	0.002	0.002	0.12	4φ25	19.63	1.21
	Nhịp	100.58	300	600	60	540.0	0.068	0.070	5.29	2φ20	6.28	0.39
	Gối Phải	-286.15	300	600	60	540.0	0.192	0.216	16.27	4φ25	19.63	1.21

Tên dầm	Vị trí mặt cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Thép tính A_s (cm ²)	Chọn thép	Thép chọn A_s (cm ²)	μ_{ch} (%)
B6-CD - Tang 10	Gối trái	-131.48	300	600	60	540.0	0.088	0.093	6.99	3φ20	9.42	1.05
	Nhịp	134.55	300	600	60	540.0	0.090	0.095	7.17	2φ25	9.82	1.09
	Gối Phải	-129.68	300	600	60	540.0	0.087	0.091	6.89	3φ20	9.42	1.05

Bảng 5.24: Cốt đai dầm BD-56

Q_{max} (kN)	Cốt đai (mm)	Số nhánh n	R_{bt} (Mpa)	R_b (Mpa)	R_{sw} (Mpa)	b (mm)	h (mm)	h_0 (mm)
259.91	8	2	1.2	17	175	300	600	540
Q_0	Điều kiện tính cốt đai			Diện tích cốt đai		S_{ct}	S_{tt}	S_{max}
136.08	Tính cốt đai			100.5309649		200	331.32	745.67
ϕ_n	ϕ_f	q_{sw}	Khả năng chịu cắt của bê tông và cốt đai					Kiểm tra
0	0	117.2861	366.1509065					Thỏa

Vậy bố trí $\phi 8a150$ cho gối và $\phi 8a200$ đoạn giữa nhịp.

Bảng 5.25: Cốt thép dọc cột C13

Tầng	Cột	P (kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L (m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C13	162.51	-125.35	-131.34	3.5	400	400	45.80	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong X
TANG15	C13	458.65	-121.59	-120.63	3.5	400	400	31.75	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong Y
TANG14	C13	757.28	-124.61	-120.44	3.5	400	400	24.34	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong Y
TANG13	C13	1058.69	-97.37	-97.06	3.5	400	400	10.47	LTL	8Ø28	49.26	3.08	Phuong Y
TANG12	C13	1374.70	-157.25	-167.49	3.5	500	500	11.67	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG11	C13	1694.37	-149.14	-154.83	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG10	C13	2019.13	-113.92	-126.17	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG9	C13	2364.26	-157.90	-178.61	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG8	C13	2712.94	-146.16	-161.11	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG7	C13	3065.12	-145.41	-154.51	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG6	C13	3539.36	-157.91	-85.94	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG5	C13	3914.31	-165.39	-77.33	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG4	C13	4297.08	-135.91	-54.24	3.5	600	600	14.40	LTL	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG3	C13	4701.36	-176.07	-61.85	3.5	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG2	C13	5109.44	-174.31	-54.40	3.5	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG1	C13	5527.46	-170.31	-38.52	4	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y

TANGTRET	C13	5929.53	-57.32	30.42	3	700	700	19.60	LTL	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
----------	-----	---------	--------	-------	---	-----	-----	-------	-----	------	-------	------	----------

Bảng 5.26: **Cột thép dọc cột C22**

Tầng	Cột	P (kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L (m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C22	348.97	-72.20	-60.06	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG15	C22	863.95	76.14	43.37	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG14	C22	1443.62	100.74	21.01	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG13	C22	2194.09	57.63	0.36	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG12	C22	2778.97	80.58	-3.97	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG11	C22	3416.83	58.39	-4.95	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG10	C22	4016.05	47.39	-4.26	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C22	4624.18	59.42	-6.58	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C22	5234.02	57.59	-3.54	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C22	5853.74	49.81	-0.58	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C22	6495.14	60.24	0.23	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C22	7140.60	55.94	1.44	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C22	7791.78	44.84	0.37	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C22	8458.83	47.89	-1.16	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG2	C22	9128.26	45.75	4.50	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

TANG1	C22	9816.22	28.63	-3.90	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C22	10662.22	13.91	-5.47	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.27: Cốt thép dọc cột C31

Tầng	Cột	P (kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L (m)	C _x (mm)	C _y (mm)	As (cm ²)	THLT	Chọn thép	Asc (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C31	287.52	101.05	117.73	3.5	500	500	23.48	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG15	C31	653.81	88.18	98.12	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG14	C31	1038.91	91.13	103.15	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG13	C31	1700.13	73.10	76.55	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG12	C31	2172.12	107.75	103.78	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG11	C31	2707.62	124.47	41.91	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG10	C31	3188.88	105.57	29.74	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C31	3681.36	141.67	32.58	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C31	4276.88	107.44	-35.93	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C31	4790.26	90.20	-34.56	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C31	5321.31	111.06	-46.48	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C31	5853.52	107.00	-47.56	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C31	6385.43	90.89	-50.81	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C31	6931.53	107.70	-63.88	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG2	C31	7475.74	97.62	-58.08	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

TANG1	C31	8027.98	116.02	-62.77	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C31	8655.45	53.22	-5.79	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.28: Cốt thép dọc cột C30

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C30	307.74	-111.43	87.20	3.5	500	500	19.67	LTL	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG15	C30	666.03	-94.26	66.53	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG14	C30	1076.11	-96.51	71.32	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG13	C30	1752.72	-86.91	55.15	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø18	20.36	0.81	Phuong Y
TANG12	C30	2121.01	-178.46	-9.95	3.5	600	600	14.40	LTB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG11	C30	2797.80	-144.30	13.03	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG10	C30	3299.10	-121.59	5.99	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C30	3810.47	-163.78	1.50	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C30	4321.36	-160.69	-0.86	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C30	4955.55	-106.32	-56.30	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C30	5506.93	-131.17	-72.52	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C30	6060.17	-127.16	-71.78	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C30	6615.49	-106.36	-70.84	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C30	7186.52	-125.65	-84.70	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

TANG2	C30	7757.53	-124.84	-86.12	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C30	8344.98	-119.60	2.52	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C30	8944.15	-36.33	2.43	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.29 Cốt thép dọc cột C26

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C26	326.19	37.56	66.84	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG15	C26	905.24	-40.58	-67.09	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG14	C26	1524.66	-42.46	-67.51	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG13	C26	2286.56	-10.10	-47.49	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG12	C26	2902.97	-10.33	-76.20	3.5	600	600	14.40	LTB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG11	C26	3533.64	-18.60	-22.17	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG10	C26	4159.46	-14.93	-18.92	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG9	C26	4794.49	-18.84	-26.09	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG8	C26	5431.71	-20.82	-22.77	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG7	C26	6080.11	-19.61	-17.00	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C26	6751.23	-25.12	-20.22	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C26	7427.34	-24.92	-18.61	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C26	8110.37	-18.84	-17.25	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C26	8810.27	-20.75	-21.26	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong X

TANG2	C26	9513.45	-24.63	-19.53	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C26	10236.50	-19.14	-9.41	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C26	11078.78	0.20	-4.74	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong X

Bảng 5.30 Cốt thép dọc cột C2

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C2	165.99	140.43	-135.76	3.5	400	400	49.60	LTL	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG15	C2	469.43	134.53	-124.91	3.5	400	400	34.86	LTL	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG14	C2	774.89	137.37	-124.64	3.5	400	400	27.30	LTL	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG13	C2	1082.69	107.49	-100.42	3.5	400	400	12.84	LTRB	8Ø30	56.55	3.53	Phuong Y
TANG12	C2	1406.14	173.77	-173.13	3.5	500	500	14.13	LTB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG11	C2	1733.78	163.70	-159.91	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG10	C2	2063.85	129.94	-127.33	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong Y
TANG9	C2	2409.51	178.92	-180.27	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong X
TANG8	C2	2757.34	163.60	-162.67	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG7	C2	3106.87	160.61	-155.83	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG6	C2	3607.73	167.73	-90.99	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG5	C2	3987.07	173.82	-82.13	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG4	C2	4373.50	142.24	-58.06	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø18	20.36	0.57	Phuong Y
TANG3	C2	4780.84	182.78	-66.34	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong X

TANG2	C2	5191.56	176.88	-58.30	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong Y
TANG1	C2	5611.96	174.17	-40.82	4	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong Y
TANGTRET	C2	6007.24	64.11	29.56	3	700	700	19.60	LTRB	8Ø20	25.13	0.51	Phuong Y

Bảng 5.31 Cốt thép dọc cột C10

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C10	189.52	67.39	-114.43	3.5	400	400	29.76	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG15	C10	462.93	59.47	-105.61	3.5	400	400	17.27	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG14	C10	734.79	61.71	-109.90	3.5	400	400	12.13	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG13	C10	1004.46	47.47	-85.93	3.5	400	400	6.40	LTRB	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG12	C10	1289.37	75.04	-137.63	3.5	500	500	10.00	LTB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG11	C10	1578.51	71.19	-131.24	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG10	C10	1864.13	56.50	-105.10	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG9	C10	2162.36	77.50	-144.29	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG8	C10	2461.46	71.63	-133.33	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG7	C10	2757.60	71.47	-132.37	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG6	C10	3051.19	69.21	-129.51	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG5	C10	3343.46	70.62	-133.47	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG4	C10	3633.33	55.71	-110.25	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG3	C10	3934.56	73.37	-136.46	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X

TANG2	C10	4234.57	54.88	-149.32	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG1	C10	4536.60	113.89	-65.42	4	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANGTRET	C10	5152.58	58.27	-43.06	3	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y

Bảng 5.31 Cốt thép dọc cột C33

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C33	320.51	103.32	-125.95	3.5	500	500	23.95	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG15	C33	651.31	80.74	-102.50	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG14	C33	1036.21	82.10	-107.79	3.5	500	500	10.00	LTL	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG13	C33	1682.73	76.12	-87.65	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø20	25.13	1.01	Phuong X
TANG12	C33	2151.22	112.22	-119.75	3.5	600	600	14.40	LTB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG11	C33	2622.22	106.18	-113.91	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG10	C33	3160.80	108.38	-43.01	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong Y
TANG9	C33	3650.20	145.30	-49.14	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG8	C33	4242.94	110.73	20.42	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG7	C33	4753.26	93.12	21.50	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANG6	C33	5281.17	114.90	31.25	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG5	C33	5810.27	110.81	34.11	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG4	C33	6339.26	94.56	38.80	3.5	800	800	25.60	LTRB	8Ø22	30.41	0.48	Phuong Y
TANG3	C33	6882.61	112.18	50.73	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

TANG2	C33	7424.42	102.30	46.53	3.5	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANG1	C33	7974.81	121.50	54.03	4	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y
TANGTRET	C33	8605.40	54.70	-2.16	3	900	900	32.40	LTRB	8Ø25	39.27	0.48	Phuong Y

Bảng 5.32 Cốt thép dọc cột C19

Tầng	Cột	P(kN)	M _y (kN.m)	M _x (kN.m)	L(m)	C _x (mm)	C _y (mm)	A _s (cm ²)	THLT	Chọn thép	A _{sc} (cm ²)	μ%	Ghi chú
T.THUONG	C19	189.08	56.92	110.09	3.5	400	400	26.82	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG15	C19	358.58	58.21	95.73	3.5	400	400	18.14	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG14	C19	590.12	66.15	99.79	3.5	400	400	13.89	LTL	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG13	C19	819.71	51.07	78.12	3.5	400	400	6.40	LTRB	8Ø22	30.41	1.90	Phuong X
TANG12	C19	1058.39	82.37	125.37	3.5	500	500	10.00	LTB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG11	C19	1297.13	78.65	119.48	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG10	C19	1818.30	58.51	100.43	3.5	500	500	10.00	LTRB	8Ø16	16.08	0.64	Phuong X
TANG9	C19	2114.66	80.32	137.88	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG8	C19	2411.86	74.25	127.53	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG7	C19	2706.25	74.09	126.69	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG6	C19	2998.19	71.73	124.22	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG5	C19	3288.92	73.12	128.47	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG4	C19	3577.46	57.91	105.97	3.5	600	600	14.40	LTRB	8Ø16	16.08	0.45	Phuong X
TANG3	C19	3877.61	76.22	131.26	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X

TANG2	C19	4176.78	57.40	145.00	3.5	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong X
TANG1	C19	4478.28	117.61	61.40	4	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y
TANGTRET	C19	5093.07	60.09	39.68	3	700	700	19.60	LTRB	8Ø18	20.36	0.42	Phuong Y

Bảng 5.33 : Cốt thép vách P1

Story	Pier	P (kN)	M ₂ (kN.m)	M ₃ (kN.m)	Lp (cm)	As_biên (cm ²)	As_mid (cm ²)	Chọn thép biên	Asc_biên (cm ²)	μ _{biên} %	Chọn thép giữa	Asc_mid (cm ²)	μ _{mid} %	Ghi chú
MAI	P1	55.8264	-6.1947	-32.0273	800	0.44	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Keo
T.THUONG	P1	-62.3651	25.433	-194.18	800	0.49	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG15	P1	-419.7745	24.9094	-162.9614	800	-46.83	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG14	P1	-787.5257	24.1381	-189.9567	800	-43.17	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG13	P1	-1104.879	21.1323	-250.9852	800	-40.33	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG12	P1	-1408.1628	20.0768	-325.7595	800	-37.75	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG11	P1	-1728.3646	16.4182	-394.1711	800	-34.94	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG10	P1	-2034.8982	13.4375	-454.6476	800	-32.20	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG9	P1	-2325.5965	12.095	-514.3207	800	-29.63	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG8	P1	-2609.209	7.7731	-564.845	800	-27.05	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG7	P1	-2861.154	3.9626	-610.8328	800	-24.77	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG6	P1	-3072.3946	1.0688	-661.9856	800	-22.97	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG5	P1	-3243.9652	-2.3627	-718.4116	800	-21.62	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG4	P1	-3372.2895	-3.8575	-786.931	800	-20.84	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG3	P1	-3539.8313	-1.5235	-875.8952	800	-19.80	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG2	P1	-3999.1314	2.3125	-993.1587	800	-15.92	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
TANG1	P1	-5301.875	11.8911	-1223.6081	800	10.80	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen
T.TRET	P1	-5151.2325	48.7231	-1178.5339	800	-13.31	Cautao	14Ø14	21.56	1.71	40Ø14	61.6	1.87	Nen

CHƯƠNG 6 :

Bảng 6.1 Chỉ tiêu cơ lí các lớp đất

Lớp đất	Bề dày h_i (m)	Dung trọng tự nhiên γ_{tn} (kN/m ³)	Độ ẩm W (%)	Góc ma sát trong φ°	Lực dính c (kN/m ²)	Độ sệt I_L	E (Kn/m ²)
1	5.0	20.1	22.07	10°29'	21.9	0.45	5567.7
2	4.2	19.2	22.65	14°28'	32.8	0.34	6139
3	3.3	20	24.29	14°15'	30.9	0.29	12318
4	26.5	19.5	21.96	14°02'	20	0.37	4802.2
5	10	20.8	19.68	15°10'	41.9	0	12092.2

Bảng 6.2 Chỉ tiêu cơ lí các lớp đất

Lớp	z_i	Độ sâu trung bình	l_i (m)	Độ sệt IL	f_i (kN/m ²)	γ_{cf}	$\gamma_{cf}.f_i.l_i$
	(m)	Z (m)					
Lớp 2	6	5.5	1	0.34	36.6	0.8	29.28
	8	7	2	0.34	38.6	0.8	61.76
	9.2	8.6	1.2	0.34	39.76	0.8	38.1696
Lớp 3	10.2	9.7	1	0.29	40.96	0.8	32.768
	11.2	10.2	1	0.29	42.96	0.8	34.368
	12.5	11.85	1.3	0.29	44.9	0.8	46.696
Lớp 4	14.5	13.5	2	0.37	40.63	0.8	65.008
	16.5	15.5	2	0.37	42.26	0.8	67.616
	18.5	17.5	2	0.37	43.7	0.8	69.92
	20.5	19.5	2	0.37	45.14	0.8	72.224
	22.5	21.5	2	0.37	46.18	0.8	73.888
	24.5	23.5	2	0.37	48.02	0.8	76.832
	26.5	25.5	2	0.37	49.46	0.8	79.136
	28.5	27.5	2	0.37	50.9	0.8	81.44
	30.5	29.5	2	0.37	52.4	0.8	83.84
	32.5	31.5	2	0.37	53.69	0.8	85.904
	34.5	33.5	2	0.37	55.01	0.8	88.016
36.5	35.5	2	0.37	56	0.8	89.6	
37.5	37	1	0.37	56	0.8	44.8	

	39	38.25	1.5	0.37	56	0.8	67.2
Lớp 5	41	40	2	0	100	0.8	160
	43	42	2	0	100	0.8	160
	45	44	2	0	100	0.8	160
	47	46	2	0	100	0.8	160
	49	48	2	0	100	0.8	160
TỔNG							2088.466

Bảng 6.3 Cường độ kháng trung bình của cọc móng cột tính theo công thức Nhật Bản

Đất dính

Lớp	l_i (m)	N_p	$C_{u,i} = 6.25N_p$ (kPa)	α	$f_i = \alpha \cdot C_{u,i}$ (kN/m ²)	$f_i \cdot l_i$ (kN/m)
Lớp 1	5	21	131.25	0.4	52.5	262.5
Lớp 2	4.2	23	143.75	0.45	64.69	271.69
Lớp 3	3.3	11	68.75	0.65	44.69	147.47
Lớp 5	10	38.5	206.25	0.32	66	660
TỔNG						1341.66

Đất rời

Lớp đất	l_{si}	N_{si}	f_{si}	$f_{si} \cdot l_{si}$
	(m)		(kN/m ²)	(kN/m)
Lớp 4	26.5	19	63.33333	1678.333

Bảng 6.4 Xác định thành phần kháng của đất trên thành cọc

Lớp	l_i (m)	N_p	$C_{u,i} = 6.25N_p$ (kPa)	α	$f_i = \alpha \cdot C_{u,i}$ (kN/m ²)	$f_i \cdot l_i$ (kN/m)	
Lớp 1	5	21	131.25	0.4	52.5	262.5	
Lớp 2	4.2	23	143.75	0.45	64.6875	271.6875	
Lớp 3	3.3	11	68.75	0.65	44.6875	147.46875	
Lớp 5	10	38.5	206.25	0.32	66	660	
TỔNG						1341.6563	
Lớp	L_i	Z_{tbi}	φ	k_i	$\sigma_{\varphi, \zeta_i}$	f_i	$f_i \cdot l_i$ (kN/m)
4	26.5	25.75	14°10'	0.76	323.39	82.038	2174.03

Tổng	2174.03
------	---------

Bảng 6.5 Tổng hợp sức chịu tải của cọc khoan nhồi

Sức chịu tải của cọc ép	Kết quả SCT (kN)
Theo vật liệu	6529.27
Theo chỉ tiêu đất nền	7498.4
Theo SPT	8343.73
Theo cường độ đất nền	9589.4

Bảng 6.6 Nội lực tính móng M1 (Cột C2)

Cột	Load	N (kN)	MX (kN.m)	MY (kN.m)	Qx (kN)	Qy (kN)
C2	COMB6	6007.24	64.11	-29.55	-2.8	-67.1

Bảng 6.7 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp

Móng	Cột	Load	N ^{tc}	M ^{tc} _x	M ^{tc} _y
M1	C2	COMB6	5529.77	172.26	22.74

Bảng 6.8 Kết quả tính thép móng M1

Phương	Vị trí	M	b (mm)	h ₀ (mm)	α	ξ	As	Bố trí	Asc (cm ²)	μ_c (%)
		(kN.m)					(cm ²)			
Phương X	Lớp dưới	2317.51	1000	1750	0.049	0.051	37.23	Ø22a100	38.01	0.22
	Lớp trên	-104.16	1000	1950	0.002	0.002	1.46	Ø12a200	5.65	0.03
Phương Y	Lớp dưới	469.02	1000	1750	0.01	0.001	7.38	Ø14a200	7.7	0.04
	Lớp trên	-201.48	1000	1950	0.003	0.003	2.84	Ø12a200	5.65	0.03

Bảng 6.9 Nội lực tính móng M2 (Cột C26)

Cột	Load	N	MX	MY	Qx	Qy
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
C26	COMB1	11078.78	0.199	4.74	0.4984	6.571

Bảng 6.10: Phản lực đầu cọc tổ hợp 8 móng M2

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-1.2	-1.2	1.44	1.44	5.76	5.76	2765.72
2	1.2	-1.2	1.44	1.44			2768.11
3	-1.2	1.2	1.44	1.44			2771.28
4	1.2	1.2	1.44	1.44			2773.67

Bảng 6.11 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp

Móng	Cột	Load	N^{tc}	M^{tc}_x	M^{tc}_y
M2	C26	COMB1	10398.93	11.6	4.98

Bảng 6.12 Kết quả tính thép móng M2

Phương	Vị trí	M	b	h_0	α	ξ	As	Bố trí	Asc (mm ²)	μ_c (%)
		(kN.m)	(mm)	(mm)			(cm ²)			
Phương X	Lớp dưới	2357.58	1000	1750	0.05	0.052	37.89	$\phi 22a100$	38.01	0.22
	Lớp trên	-84.73	1000	1950	0.001	0.001	1.19	$\phi 12a200$	5.65	0.03
Phương Y	Lớp dưới	2356.62	1000	1750	0.05	0.052	37.87	$\phi 22a100$	38.01	0.20
	Lớp trên	-127.14	1000	1950	0.002	0.002	1.79	$\phi 12a200$	5.65	0.03

Bảng 6.13 Nội lực tính móng M3

Cột	Load	N	MX	MY	Qx	Qy
		(kN)	(kN.m)	(kN.m)	(kN)	(kN)
C30	COMB1	8944.15	-36.33	-2.42	-7.11	48.54
C31	COMB1	8655.44	53.22	5.79	2.58	-54.38

Bảng 6.14 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp

Móng	N^{tc}	M^{tc}_x	M^{tc}_y
M3	16582.25	14.68	2.93

Bảng 6.4 Kết quả tính thép móng M3

Phương	Vị trí	M	b	h ₀	α	ξ	As	Bố trí	Asc (cm ²)	μ_c (%)
		(Kn.m)	(mm)	(mm)			(cm ²)			
Phương X	Lớp dưới	2015.66	1000	1750	0.043	0.044	32.27	$\phi 25a150$	32.72	0.19
	Lớp trên	-187.9	1000	1950	0.003	0.003	2.64	$\phi 12a200$	5.65	0.03
Phương Y	Lớp dưới	1342.6	1000	1750	0.029	0.029	21.33	$\phi 25a200$	24.54	0.14
	Lớp trên	-135.8	1000	1950	0.002	0.002	1.91	$\phi 12a200$	5.65	0.03

Bảng 6.15 Giá trị tiêu chuẩn tổ hợp móng lõi thang

Móng	N ^{tc}	M ^{tcx}	M ^{tcy}
MTM	84587.1	0	0

Bảng 6.16 Kết quả tính thép móng TM

Phương	Vị trí	M	b	h ₀	α	ξ	As	Bố trí	Asc (mm ²)	μ_c
		(kN.m)	(mm)	(mm)			(cm ²)			
Phương X	Lớp dưới	1851.72	1000	1750	0.040	0.040	29.59	$\phi 20a100$	3272.67	0.1283
	Lớp trên	-646.1	1000	1950	0.011	0.011	9.13	$\phi 14a150$	1005.5	0.0366
Phương Y	Lớp dưới	917.75	1000	1750	0.020	0.020	14.51	$\phi 14a150$	1571	0.0616
	Lớp trên	-2140.06	1000	1950	0.0037	0.037	30.64	$\phi 20a100$	1005.5	0.0366

